

Н. М. Колоколов
Б. М. Вейнблат

СТРОИТЕЛЬСТВО МОСТОВ

ИЗДАНИЕ ВТОРОЕ,
ПЕРЕРАБОТАННОЕ
И ДОПОЛНЕННОЕ

Допущено
Министерством высшего и среднего
специального образования
в качестве учебника
для студентов
высших учебных заведений,
обучающихся по специальности
"Мосты и тоннели"



Москва
"Транспорт"
1984

Колоколов Н. М., Вейнблат Б. Строительство мостов: Учебник. — М.: Транспорт, 1984. — 504 с.

Изложена технология строительства железобетонных, стальных и деревянных мостов различных систем с учетом индустриального изготовления сборных элементов их конструкций. Приведены сведения об инвентарных вспомогательных сооружениях, мостостроительном оборудовании и технологической оснастке, расчет вспомогательных сооружений и устройств.

Первое издание опубликовано в 1975 г. Во втором издании нашли отражение новые нормативно-инструктивные положения и достижения последних лет в области мостостроения.

Учебник предназначен для студентов мостовой специальности автомобильных вузов и может быть использован инженерно-техническими работниками.

Ил. 360, табл. 27.

Рецензенты: кафедра «Мосты» СибАДИ — д-р техн. наук, проф. К. Х. Толмачев и канд. техн. наук В. А. Уткин

Заведующий редакцией В. Г. Чванов

Редактор Е. С. Голубкова

Николай Михайлович Колоколов
Борис Маркович Вейнблат

СТРОИТЕЛЬСТВО МОСТОВ

Переплет художника Н. Н. Аникушина
Технический редактор Т. А. Захарова
Корректор-вычитчик М. Ю. Ляхович
Корректор С. Б. Назарова
ИБ № 2590

Сдано в набор 17.11.83 г. Подписано в печать 22.06.84 г. Г-13832
Формат 60×90^{1/16}. Бум. тип. № 2. Гарнитура литературная. Высота печ.
Усл. печ. л. 31,5. Усл. кр.-отт. 31,5. Уч.-изд. л. 38,12. Тираж 12 000 экз.
Заказ 1899. Цена 1 р. 60 к. Изд. № 1—1/15 № 1867
Ордена «Знак Почета» издательство «ТРАНСПОРТ»,
107174, Москва, Басманный туп., 6а

Московская типография № 4 Союзполиграфпрома
при Государственном комитете СССР
по делам издательства, полиграфии и книжной торговли,
129041, Москва, Б. Переславская ул., 40

К 3601020000-231
019(01)-84 65-84

© Издательство «Транспорт», 1975.
© Издательство «Транспорт», 1984
с изменениями.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Развитие народного хозяйства в соответствии с решениями XXVI съезда КПСС неразрывно связано с возрастающим объемом строительства и реконструкции автомобильных и железных дорог, повышением степени их индустриализации и внедрением прогрессивных методов, обеспечивающих высокий рост производительности труда. Мосты, трубы и другие искусственные сооружения — наиболее сложные, трудоемкие и дорогостоящие элементы дорог, требующие достаточно подробной конструктивной и технологической разработки при проектировании, а в процессе строительства, кроме того, хорошей организации работ и высококачественного выполнения.

Отечественное мостостроение за последние десятилетия достигло значительного уровня технического развития. Получили широкое применение сборные железобетонные, сталежелезобетонные и стальные конструкции, изготавливаемые на промышленных предприятиях. Значительный технический прогресс наблюдается в возведении предварительно напряженных железобетонных сооружений разнообразных конструктивных систем, выполняемых с применением передовой технологии.

Широко применяются конструкции фундаментов опор мостов на глубоких забивных и буровых сваях с уширенными основаниями, на сборных железобетонных оболочках, столбах, опускных колодцах. Получили распространение сборные балочные, рамные, балочно-неразрезные, рамно-неразрезные и рамно-консольные системы предварительно напряженных железобетонных пролетных строений. В больших мостах применяются стальные и сталежелезобетонные конструкции балочно-неразрезных и вантовых систем, выполняемые с использованием новых видов высокопрочных сталей. Создана сеть промышленных предприятий, занятых изготовлением элементов сборных железобетонных и стальных мостов, совершенствуются методы изготовления конструкций на заводах.

Прошедший период, в течение которого было уделено особое внимание развитию индустриальных и скоростных способов возве-

дения мостов, подтвердил большое значение передовой технологии изготовления и монтажа сборных конструкций. В современных условиях способ сооружения оказывает существенное влияние на выбор конструктивных решений, стоимость и трудоемкость работ при постройке мостов. Не менее важное значение здесь имеет срок ввода сооружений в эксплуатацию, значительное сокращение которого можно получить оптимальным решением комплекса конструктивных и организационно-технологических вопросов строительства, применением типовых проектов сооружений и передовых технологических правил производства работ.

В книге, составленной в соответствии с программой курса строительства мостов для студентов мостовой специальности автомобильно-дорожных вузов, нашли отражение результаты современного отечественного и зарубежного передового опыта мостостроения и научно-исследовательских работ в этой области. В связи с тем, что в нашей стране прекратилось строительство каменных мостов и кессонных фундаментов опор, в учебнике эти вопросы не рассмотрены.

Главы 1, 2, 5, 6—9, 11—15, 17, 19—22, 30, 31 написаны д-ром техн. наук, проф. Н. М. Колоколовым; главы 3, 4, 10, 16, 18, 23—29, 32, 33 — канд. техн. наук, доц. Б. М. Вейнблатом. В п. 27.3 и 29.5 использованы материалы, любезно предоставленные инж. Л. Л. Занкиной, которой авторы выражают свою благодарность.

Авторы глубоко признательны заведующему кафедрой мостов СибАДИ, д-ру техн. наук, проф. К. Х. Толмачеву и доц., канд. техн. наук В. А. Уткину за ценные замечания, данные при рецензировании рукописи.

Авторы

Раздел первый. **ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ**
О СТРОИТЕЛЬСТВЕ МОСТОВ

Глава 1. ОБЩИЕ ВОПРОСЫ

**1.1. Исторический обзор и основные
направления строительства мостов
и труб**

Совершенствование технологии и организации строительства мостов и других искусственных сооружений на дорогах в разные исторические периоды неразрывно связано с общим уровнем общественного производства и социальными условиями в стране.

Мостостроительная техника дореволюционной России хотя и находилась на сравнительно высокой для своего времени ступени развития, однако отличалась слабой механизацией работ. Это объяснялось в частности недостаточным развитием машиностроительной промышленности, которая не могла обеспечить потребностей строительства необходимыми машинами и оборудованием. В тот период опоры капитальных мостов сооружали преимущественно из бутовой ручной кладки, а пролетные строения средних и больших мостов — из металлических конструкций с ручной сверловкой и клепкой. Вручную же выполняли и плотничные, земляные, погружочно-разгрузочные и многие другие работы по возведению искусственных сооружений. Все это приводило к необходимости большого числа рабочих на строительстве и невысокой производительности их труда.

До Великой Октябрьской Социалистической революции в стране не было достаточно мощной строительной промышленности, не было специализированных фирм с подготовленными кадрами специалистов, резервом оборудования и механизмов, не существовало мостовых заводов и баз. Великая Октябрьская Социалистическая революция открыла большие возможности развития производительных сил страны, вскрыла неисчерпаемые источники народного творчества во всех областях социалистического строительства. После окончания гражданской войны и завершения восстановительного периода были созданы государственные проектные и строительные мостовые организации, объединяющие разрозненные кадры специалистов и рабочих. Это позволило совершенствовать старые и разрабатывать новые виды конструкций, а также значительно сократить ручной труд за счет механизации работ и изготовления элементов конструкций на промышленных предприятиях.

Мостостроительные организации стали быстро пополняться машинами, оборудованием, кадрами.

В тот же период особенно четко выявилась тенденция тесной увязки конструктивных решений с технологией постройки. Установлено, что высокое качество строительства искусственных сооружений с наименьшей стоимостью и малыми сроками их возведения возможно только при хорошей организации работ, достаточно полной разработке конструктивных и технологических вопросов строительства.

Одно из первых крупных мероприятий в советском мостостроении в период первой пятилетки — широкое внедрение бетона и железобетона взамен каменной кладки и металла. Механизация работ по приготовлению, транспортированию и укладке бетонной смеси позволила резко сократить их трудоемкость.

В течение первых двух десятилетий после Великой Октябрьской Социалистической революции в стране было построено значительное число крупнейших железобетонных мостов через реки Днепр, Волгу, Ангару, Неву, через канал имени Москвы и др. Отдельные перекрываемые пролеты в них достигали 130 м. По своим размерам, конструкциям и методам производства работ эти мосты значительно превосходили ранее построенные. Особо широкое применение получил железобетон в малых и средних мостах, трубах под насыпями. Большие железобетонные мосты строили преимущественно арочной конструкции из монолитного бетона на подмостях и кружалах, устанавливаемых непосредственно в пролете. Строительство монолитных железобетонных мостов продолжалось и в 40-х годах, но на более высокой технической основе. Примером могут служить уникальные двухъярусные железобетонные мосты под совместное железнодорожное и автомобильное движение через реки Старый и Новый Днепр у Запорожья с арочными пролетами в 140 и 228 м. Здесь арки сооружали на стальных инвентарных кружалах с подачей материалов мощными кабель-кранами и применением ряда других передовых приемов строительства.

Принятые КПСС и советским правительством в 1954 г. постановления по вопросам индустриализации строительства, развития промышленности строительных материалов и сборных конструкций, улучшения качества работ и снижения их стоимости способствовали ускоренному развитию мощной промышленности сборного железобетона. Началось коренное изменение технологии производства, выразившееся в переходе на сборные конструкции и индустриальные методы работ. Это в полной мере коснулось и постройки искусственных сооружений (рис. 1.1). В настоящее время автодорожные и городские мосты с пролетами до 150 м строят преимущественно из сборных железобетонных и сталежелезобетонных конструкций при заводском и полигонном способе изготовления их элементов. Применение в малых и средних автодорожных мостах металлических конструкций с пролетами менее 50 м сократилось, чему в значительной мере способствовало освоение пролетных

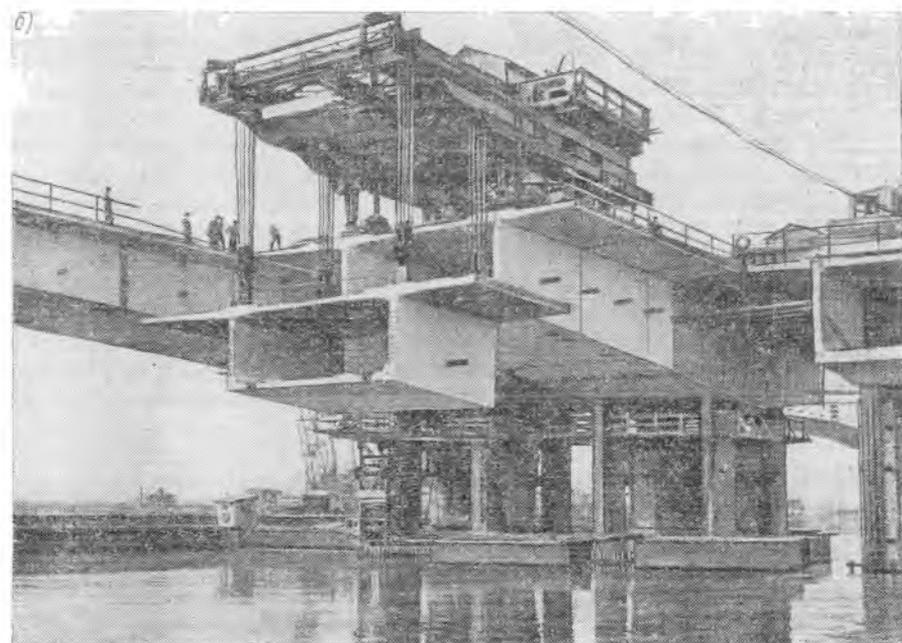


Рис. 1.1. Навесной монтаж железобетонных пролетных строений:
 а — моста через р. Волгу, рамно-консольного с пролетами по 148 м; б — через р. Москву, балочно-неразрезного с пролетами по 117 м

строений из сборного предварительно напряженного железобетона, получившего особое развитие после 1955 г.

Расширение объема и повышение уровня мостостроения неразрывно связано со строительством новых и реконструкцией существующих дорог. Возникновение новых промышленных районов, особенно в Сибири, на Дальнем Востоке и в Средней Азии, а также развитие крупнейших энергетических центров с большой индустрией и городами связано с необходимостью постройки дорог и мостов под интенсивно обращающиеся тяжелые нагрузки. Не меньшее значение имела реконструкция дорог, на которых насчитывались десятки тысяч деревянных сильно изношенных мостов малой грузоподъемности, сотни переправ через средние и большие реки, ограничивавшие пропуск автомобильного транспорта, а в ряде случаев создававшие небезопасные условия для эксплуатации дорог, а поэтому требовавшие замены их на капитальные мосты.

Все эти обстоятельства привели к ежегодному возрастанию объемов работ по строительству мостов всех видов и назначений. Так, в течение девятой и десятой пятилеток этот рост составлял ежегодно в среднем от 8 до 12%. Характерен опережающий рост строительства автодорожных и городских мостов, путепроводов (рис. 1.2) и эстакад, доля которых достигает 75% от общего числа строящихся по стране объектов мостостроения.

За годы десятой пятилетки построен ряд крупнейших городских мостов, например, железобетонный мост через р. Даугаву в Риге, где для пересечения русла реки были применены сборные неразрезные пролетные строения с максимальным пролетом 90 м, построен ряд крупных многопролетных путепроводов балочно-неразрезной конструкции. Интересным явилось применение неразрезных сборных конструкций, монтируемых с перемещающихся подмостей (рис. 1.3). На строительстве путепровода в Ленинграде достигнут высокий темп монтажа — собрано в течение месяца 3 пролетных строения новой системы плитно-ребристых конструкций (ПРК). Построен городской железобетонный мост через р. Оку, где на сборке пролетных строений эффективно применен оригинальный монтажный кран грузоподъемностью 60 т (рис. 1.4); неразрезная плеть из сборных неразрезных конструкций достигла здесь 980 м.

Металлические пролетные строения применяются преимущественно в железнодорожных мостах. Например, на БАМе все средние и большие мосты выполнены из сборных металлических пролетных строений. В автодорожных и городских мостах металл используется при сооружении пролетных строений больших пролетов. За годы десятой пятилетки построены замечательные вантовые мосты через реки Днепр, Даугаву и Шексню, в которых наибольший пролет доведен до 320 м. В ближайшей перспективе этот вид сооружений сильно разовьется. Общее количество металлоконструкций в мостах всех видов достигло 150 тыс. т в год. Создана необходимая промышленность для изготовления сборных конструкций.

В 1981—1985 гг. получает дальнейшее развитие сеть благоустроенных автомобильных дорог: будут введены в действие авто-

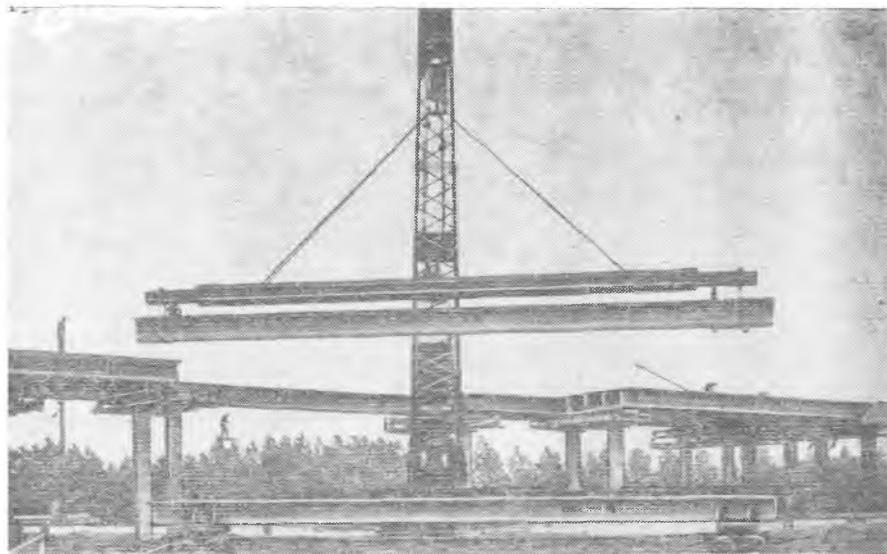


Рис. 1.2. Монтаж пролетных стропильных путепровода с пролетами по 33 при помощи 100-тонного локомотивного крана

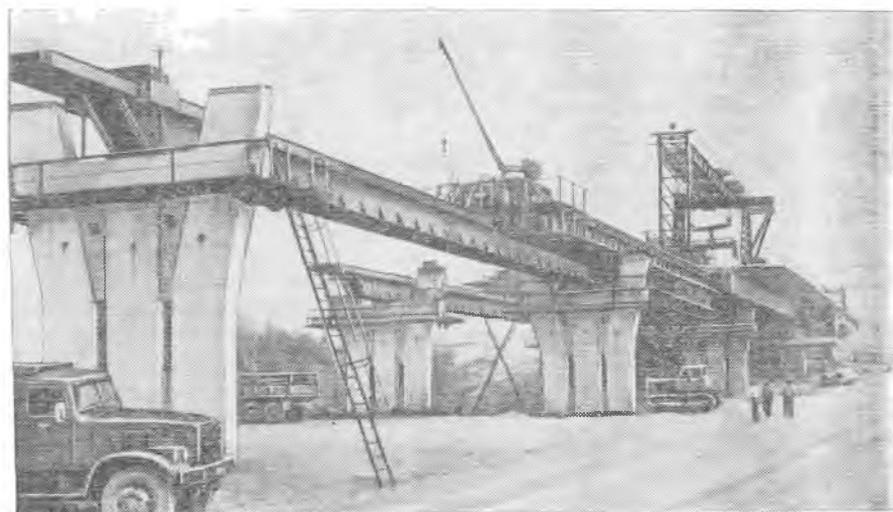


Рис. 1.3. Монтаж неразрезных пролетных строений по 42 м на перемещаемых подмостях на береговых участках эстакады моста через р. Днепр



Рис. 1.4. Монтаж неразрезных пролетных стропильных пролетом по 128 м 60-тонным краном

мобильные дороги общей протяженностью 80 тыс. км; намечено осуществить реконструкцию ряда важнейших автомобильных магистралей¹; завершится строительство Байкало-Амурской железнодорожной магистрали². Связанные этим большие масштабы возведения искусственных сооружений из железобетона и металла должны быть успешно решены на основе индустриализации работ, обеспечивающей рост производительности труда, высокие темпы и качество сооружения мостов и водоотводных труб.

1.2. Индустриальные методы строительства

Повышение уровня индустриализации мостостроения неразрывно связано с решением ряда коренных задач, из которых наиболее важны следующие: 1) широкое применение сборных типовых железобетонных конструкций, разработанных на основе унификации

¹ В Центральном Комитете КПСС и Совете Министров СССР (Передовая) — Правда, 1980, 23 апреля.

² Основные направления экономического и социального развития СССР на 1981—1985 годы и на период до 1990 года. — В кн.: Материалы XXVI съезда КПСС. — М.: Политиздат, 1981, с. 171.

1) стандартизации их генеральных форм и размеров; 2) изготовление элементов сборных конструкций на промышленных предприятиях, заводах и полигонах; 3) монтаж сооружений высокомеханизированными приемами, с ограниченным количеством рабочей силы. Применение индустриальных методов в строительстве мостов всех типов и размеров обеспечивает значительное ускорение и удешевление работ. Промышленное производство элементов мостовых конструкций сопряжено со снижением затрат труда и времени, а также с более высоким качеством конструкций по сравнению с их изготовлением непосредственно на строительстве.

Увеличение объемов строительно-монтажных работ достигается без существенного возрастания общей численности работающих на производстве за счет повышения производительности труда. Успешное решение этой задачи обеспечивается повышением степени индустриализации мостостроения с применением более совершенных технологических приемов работ, превращая строительство в машинное производство, где используется эффективная технология и организация на основе передовых методов и экономичных конструкций при высокой степени механизации работ. Развитие и совершенствование индустриального строительства — длительный и сложный процесс, связанный с необходимостью больших проектно-исследовательских работ и капиталовложений на создание и развитие промышленной базы: заводов железобетонных и стальных конструкций, предприятий по подготовке подсобных и вспомогательных изделий и технологического оборудования. Требуется изготовление специального транспортного оборудования для перевозки тяжелых и длинномерных конструкций (трейлеров, специальных волоков и платформ), парка тяжелого подъемно-транспортного кранового оборудования для монтажа, а также инвентарных вспомогательных конструкций.

Эффект индустриализации особенно значителен в строительстве малых и средних мостов, путепроводов и водопропускных труб, которые составляют подавляющую массу возводимых на дорогах искусственных сооружений. Применение типовых конструкций и технологических правил на строительстве всех видов искусственных сооружений как малых, так и больших при стабильности типовых проектов — важнейшие условия дальнейшего технического прогресса.

При индустриализации мостостроения главенствующая роль принадлежит сборным железобетонным конструкциям опор и пролетных строений, оставляя на долю монолитного бетона укладку бетонной смеси в безарматурные конструкции. Развитие химии и производства синтетических смол и полимерных материалов открывает широкие перспективы их использования в комбинированных конструкциях пролетных строений, для образования надежных соединений сборных элементов, особенно средних и больших мостов из железобетона и сталежелезобетона, а также сборных деревянных клееных опор и пролетных строений малых и средних мостов.

Эффективность индустриализации зависит от степени типизации и унификации элементов сооружения. Созданные ранее многочисленные типовые проекты искусственных сооружений с недостаточной унификацией элементов затрудняют организацию промышленного массового поточного производства сборных конструкций. Отсутствуют типовые проекты на большие мосты. Все это потребует в ближайшее время пересмотра и создания типовых проектов на основе более полной унификации с учетом последних достижений науки и техники, при сокращенной номенклатуре изделий.

При разработке унифицированных проектов типовых автодорожных и городских мостов, в первую очередь, необходимо установить основные геометрические параметры для пролетных строений, опор и труб. В пролетных строениях наиболее удобным параметром признана их полная длина, в опорах — высота от обреза фундамента до подферменной площадки, в трубах — размер и число очков в отверстиях, а также высота насыпи. Длина пролетного строения в качестве основного конструктивного параметра позволяет установить унифицированную сетку генеральных размеров пролетных строений не только для малых и средних, но и для больших мостов.

В соответствии с единой модульной системой, принятой в промышленном и гражданском строительстве, в качестве модуля для мостовых конструкций был принят размер в 10 см, а для длины пролетных строений — укрупненный модуль 300 см, который позволил унифицировать размеры ребристых и плитно-ребристых пролетных строений, элементы тротуаров и перил, блоки плит проезжей части для разных типов и размеров пролетных строений. Приняв за основу единый модуль, стало возможным унифицировать размеры технологической оснастки и конструкций, применяемых при изготовлении, например, инвентарной металлической опалубки, форм, кассет и подвижных упоров, пучков, применяемой арматуры, арматурных сеток, закладных деталей и т. д.

На основе укрупненного модуля с 1962 г. установлена единая сетка длин пролетных строений для автомобильно-дорожных и городских мостов. В унифицированных типовых пролетных строениях балочно-разрезной конструкции установлена следующая сетка размеров полной длины балок: 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 33 и 42 м. Унификация пролетных строений позволила существенно уменьшить число типоразмеров.

В больших мостах главным параметром принято считать полную длину конструкции пролетного строения и согласованное с ней расстояние между осями опор. Модульная сетка основных размеров, принятая для больших автодорожных мостов, имеет вид: 42, 63, 84, 105 и 126 м. Для разных статических схем пролетных строений автодорожных и городских больших мостов полная длина пролетного строения, судоходных и боковых пролетов приняты по стандартной сетке также с модулем 300 см.

Исходя из этих размеров составляют типовые и индивидуальные проекты пролетных строений больших мостов и разрабатыва-

от монтажно-технологическое оборудование и инвентарное имущество для их постройки.

Для малых и средних автодорожных мостов с габаритами проезда Г-8 и Г-9 и с разрезными пролетными строениями длиной от 5 до 42 м разработаны типовые конструкции сборных опор высотой от обреза фундамента до верха опоры 5—15 м. Опоры для пролетов от 12 до 24 м в поперечном сечении запроектированы в виде гравовой одностолбчатой конструкции, для пролетов от 18 до 42 м — как правило, двухстолбчатой конструкции. Ригели, колонны-столбы, прокладные ряды и ростверки предусмотрены сборными, фундаменти — на естественном основании и на железобетонных прямоугольных сваях стандартных сечений. Части опоры на участке уровней ледохода приняты сборно-монолитной конструкции. В типовых проектах сборных опор малых и средних мостов, а также опор больших мостов, как правило, применяют железобетонные сваи, оболочки и столбы по унифицированным нормалам. Для фундаментов опор установлены железобетонные сваи сплошного сечения стандартных размеров 30×30 , 35×35 , 40×40 и 45×45 см и длиной до 24 м, трубчатые сваи с наружным диаметром 10, 60 и 80 см и оболочки с наружным диаметром 120, 160, 200 и 300 см. Длина полых свай и оболочек установлена с учетом производственных условий их изготовления и принята кратной модулю 2 м.

Типовой проект унифицированных водопропускных сборных железобетонных труб под насыпями автомобильных и железных дорог общей сети предусматривает в качестве генерального параметра отверстие звеньев следующих размеров: 0,5, 0,75, 1,0, 1,25, 1,5, 2,0, 3,0 и 4,0 м. Проекты типовых металлических круглых и эллиптических труб предусматривают размеры отверстий равными 1,0, 1,5, 2,0, 3,0, 4,0 и 5,0 м.

На основе утвержденных модульных генеральных размеров сборных мостовых конструкций и разработки унифицированных типовых проектов уточнены остальные размеры и формы отдельных элементов и деталей искусственных сооружений, а также соответствующие типы и размеры технологической оснастки для изготовления конструкций на заводах и полигонах. В типовых проектах наряду с унификацией генеральных размеров и форм конструкций ограничено число применяемых сортов и размеров арматурных стале-лей, а также марок бетона. Основной принцип технологии изготовления унифицированных конструкций — создание массового поточного производства.

В технологической части проектов унифицированных конструкций указывают: инвентарные металлические опалубки, а также приемы механизированной их установки и снятия; специальные механизмы укладки и уплотнения бетонной смеси, теплового обогрева; приспособления для натяжения высокопрочной напрягаемой арматуры; передвижные тележки с упорами и т. д.

Степень индустриализации, в значительной мере характеризующая отношением объема или массы используемых сборных кон-

струкций к общему их числу в сооружении, не одинакова для основных элементов моста — она большая для пролетных строений и меньшая для фундаментов и опор. Однако из года в год возрастает объем сборных конструкций промышленного изготовления также и в опорах.

При строительномонтажных работах по устройству фундаментов опор средних и особенно больших мостов еще сохраняется необходимость изготовления на строительных площадках бетонной смеси, укладываемой в фундаменты, например, в низкие свайные ростверки, которые служат для объединения свай и оболочек в монолитную конструкцию. Монолитный бетон также применяют для заполнения внутреннего пространства погруженных оболочек и колодцев, особенно внизу на контакте с грунтом. По этим причинам степень сборности фундаментных конструкций опор больших мостов не превосходит 40—50 %.

В малых и средних мостах начинают применять так называемые безростверковые конструкции, где глубоко погружаемые сваи и оболочки объединяют лишь в пределах верхнего ростверка, расположенного непосредственно под пролетным строением.

В надфундаментной части опор средних и особенно больших мостов до недавнего времени сборные конструкции применяли в ограниченных размерах, обычно в верхней части опор, расположенной выше высокого уровня воды, а остальную часть бетонировали на месте постройки. В таких случаях требовалась большая затрата труда и времени на бетонные работы. Расширяется применение сборных бетонных и железобетонных опор, в которых на омоноличивание конструкций расход бетона не превышает 30—35 % от полного их объема.

В пролетных строениях степень сборности имеет наиболее высокие показатели. В железобетонных мостах она составляет 80—85 %, в сталежелезобетонных 85—90 %, а в стальных до 100 %. В железобетонных мостах наблюдается тенденция дальнейшего сокращения количества «мокрого» бетона, требующегося на омоноличивание сборных конструкций пролетных строений. Это достигается внедрением новых прогрессивных конструкций пролетных строений, собираемых из блоков максимальной заводской готовности.

В малых искусственных сооружениях, например, в водопропускных трубах, получили широкое применение полносборные конструкции из железобетона и гофрированного металла. Степень сборности этих сооружений до 95—100 %.

Строительные организации имеют в своем распоряжении необходимые механизмы и оборудование, позволяющие успешно монтировать сооружения на основе отработанных технологических приемов.

Одним из важнейших элементов индустриализации строительства, обеспечивающих высокую производительность труда, являются механизация и автоматизация всех производственных процессов. Различают две стадии механизации — частичную и комплексную. При первой с помощью машин выполняют лишь от-

дельные виды работ, сохраняя в известной мере ручной труд. Такое положение вызывается применением конструкций и технологических операций, не обеспеченных соответствующими машинами и оборудованием. Комплексная механизация предусматривает выполнение всех технологически взаимосвязанных процессов системой (группой) машин, увязанных между собой по производительности, и комплектом механизированного инструмента, что исключает необходимость в ручном труде. Лишь при комплексной механизации возможно достичь высоких показателей производительности труда.

Для обеспечения комплексной механизации строительно-монтажных работ необходимо тщательно разрабатывать технологическую схему, правильно выбирать как ведущие, так и вспомогательные машины, участвующие в выполнении взаимосвязанных работ. Комплексная механизация может быть наиболее эффективна при строительстве типовых конструкций по соответствующим им технологическим правилам производства работ.

Высшая степень комплексной механизации — автоматизация производственных процессов. Автоматизация в мостостроении пока еще находится в стадии становления, последовательно развиваясь в направлениях: 1) конструирования и расчета сооружений, а также управления строительными работами с использованием ЭВМ; 2) производственных процессов на предприятиях, изготавливающих мостовые конструкции и их детали; 3) отдельных производственных процессов, выполняемых на строительных площадках.

Для осуществления механизации работ по строительству мостов требуются разнохарактерные машины и строительно-монтажное оборудование. В состав комплекта основных механизмов обычно входят: 1) краны для погрузочно-разгрузочных работ; 2) средства для перевозки оборудования, строительных материалов и элементов сборных конструкций; 3) оборудование и механизмы для устройства фундаментов опор, сваебойные и вибрационные агрегаты, экскаваторы, бульдозеры, водоотливные средства, пневматическое оборудование; 4) инвентарное оборудование в виде подмостей, плавучих средств; 5) краны и монтажные агрегаты для установки элементов сборных конструкций в проектное положение; 6) гидравлические домкраты и другое оборудование для натяжения напрягаемой высокопрочной арматуры; 7) оборудование для электро-сварки металлоконструкций и установке высокопрочных болтов в стыковых соединениях, а также для устройства гидроизоляции, окраски элементов конструкций и т. п.

Основное условие при подборе машин и оборудования в комплексе — максимальное их использование на строительстве. В мостостроении применяют машины и оборудование как общестроительного назначения (например, экскаваторы, самоходные краны, тракторы, автомобили, катера, бульдозеры, лебедки, передвижные электростанции, компрессоры, свайные молоты, копры и т. д.), так и специализированные, используемые только в мостостроении и изготавливаемые в ограниченном числе. К последним относятся консольные и консольно-шлюзовые краны большой грузоподъемности,

передвижные стальные подмости, специальные типы вибропогрузателей, мощные лебедки, домкраты большой грузоподъемности, различные инвентарные вспомогательные конструкции, понтоны и т. д. Такое оборудование преимущественно изготавливают промышленные предприятия транспортных строительных министерств.

Специфические особенности мостовых конструкций — их большие размеры и сложные формы, необходимость обеспечения более высокого качества материалов в сравнении с промышленным и жилищным строительством. Существует сеть мостовых заводов, изготавливающих сборные железобетонные конструкции для фундаментов, опор, пролетных строений и труб (МЖБК) с годовой производительностью отдельных предприятий до 50 тыс. м³, а также сеть мелких предприятий типа полигонов с производительностью до 3 тыс. м³.

Для обеспечения быстро растущих масштабов строительства искусственных сооружений, особенно на дорогах Сибири и Дальнего Востока, возводятся новые заводы по выпуску железобетонных и стальных мостовых конструкций (МЖБК и МСК). Сеть создаваемых предприятий мостовой индустрии размещается в тесной связи с общими планами транспортного строительства и с учетом рентабельной дальности возки заводской продукции. Мостовая строительная индустрия развивается в направлении создания более крупных специализированных заводов, отдельных цехов и полигонов.

В соответствии с таким направлением развития и рациональным размещением МЖБК, учитывая переход на более передовую технологию и высокомеханизированное изготовление конструкций, рентабельная дальность доставки унифицированных предварительно напряженных балок-блоков пролетных строений по железной дороге оправдывается до 1000—1200 км с последующей перегрузкой и доставкой конструкции на строительные площадки автомобильным транспортом на расстояние до 15—20 км. Перевозка свай, оболочек, деталей сборных тротуаров и других мелких элементов целесообразна на расстоянии до 1500—1600 км, а крупных бетонных и железобетонных блоков сборных опор и пролетных строений экономически выгодна на расстоянии в 50—60% от приведенных.

При строительстве искусственных сооружений на дорогах, более удаленных от районных промышленных предприятий МЖБК, элементы сборных конструкций можно изготавливать на временных передвижных или стационарных приобъектных полигонах, находящихся в непосредственном расположении монтажно-строительных организаций. Использование подвижных временных полигонов особенно целесообразно при наличии дешевых местных материалов — гравия, щебня и песка. Такие предприятия с типовой технологической оснасткой могут выпускать в течение года до 3—5 тыс. м³ элементов сборных железобетонных конструкций.

Срок действия передвижных полигонов на одном месте обычно определяется продолжительностью и стоимостью строительства новой дороги. Объем работ и номенклатура изделия для таких

предприятий значительно меньше, чем для постоянно действующих стационарных заводов. При организации передвижных предприятий стремятся применять сборно-разборные здания и стандартное переносное технологическое оборудование.

1.3. Классификация искусственных сооружений и основные принципы их строительства

В зависимости от размеров и сложности конструкции принято условное разделение искусственных сооружений по технологическим и организационным признакам их строительства на четыре группы: малые, средние, большие и внеклассные.

К малым сооружениям, наиболее часто встречающимися на дорогах, относят мосты длиной до 25 м, водопропускные трубы и лотки под насыпями, подпорные стенки небольшой длины и т. п. Число малых мостов и труб на каждые 1000 км строящейся дороги зависит от рельефа местности. По статистическим данным многолетнего строительства в равнинных районах среднее их число составляет от 200 до 600, в среднехолмистых — от 500 до 1000, а в горных — свыше 1000. Из них примерно 20—25% приходится на долю мостов. Формы малых сооружений и технологический процесс их индустриального строительства с применением сборных конструкций достаточно однотипны.

Элементы (блоки) сборных конструкций малых сооружений обычно изготавливают на ближайших постоянно действующих заводах или на полигонах и мостовых базах, действующих ограниченный срок. Строят малые мосты и трубы только типовыми с обязательным использованием технологических правил, силами специализированных подвижных организаций, снабженных необходимыми самоходными монтажными кранами, транспортными средствами для доставки элементов сборных конструкций, различным инвентарем и оборудованием. Продолжительность постройки каждого сборного сооружения, как правило, ограничивается несколькими днями.

К средним сооружениям относят мосты и путепроводы длиной до 100 м при отдельных пролетах в свету не более 42 м. В зависимости от рельефа местности на каждые 1000 км дороги приходится от 20 до 40 сооружений. Такие мосты строят, как правило, специализированные организации; используют типовые проекты унифицированных конструкций и обязательные технологические правила их возведения. Элементы (блоки), как и для малых искусственных сооружений, изготавливают на промышленных индустриальных предприятиях. Строительных площадок, связанных с постройкой временных вспомогательных сооружений, обычно не создают, ограничиваясь устройством подъездов и небольших складов. Продолжительность строительства, как правило, не превышает 2—3 мес.

Стоимость строительства водопропускных труб, малых и средних мостов с учетом сложности местных условий составляет 10—15% от полных затрат на сооружение автомобильной дороги.

К большим сооружениям относят мосты длиной свыше 100 м или с отдельными пролетами в свету больше 40 м. К внеклассным — мосты длиной больше 500 м или с пролетами в свету больше 120 м. Большие и внеклассные мосты обычно возводят на пересечении судоходных рек. При строительстве новых автомобильных дорог число больших и внеклассных мостов составляет от двух до шести на 1000 км. Индустриализация строительства мостов этой группы экономически целесообразна в несколько ином направлении, чем малых и средних. Большой объем работ, значительные размеры и масса отдельных элементов, влияние местных условий на выбор системы и конструкции моста часто приводят к индивидуальным решениям. В ряде случаев эти обстоятельства наряду с использованием постоянных промышленных предприятий оправдывают создание строительных площадок на каждом объекте с устройством временных сборно-разборных производственных и жилых сооружений, механизированных мостовых баз и полигонов.

Продолжительность строительства больших мостов достигает 2—2,5 года, а внеклассных 3—4 года.

Основой классификации сооружений на четыре группы служит их полная длина при двухполосном автомобильном движении, а при трех и более полосах пропорционально увеличивается условная длина и тем самым повышается класс сооружения.

Большие и внеклассные мосты на автомобильных и железных дорогах и в городах обычно сооружают мостостроительные тресты силами мостостроительных отрядов Министерства транспортного строительства, оснащенные соответствующими механизмами и оборудованием и располагающие квалифицированной рабочей силой. Более подвижные специализированные формирования — мостостроительные поезда, которые направляют на строительство как больших, так и средних мостов. Их мощность по оборудованию, составу рабочей силы и технического персонала примерно вдвое меньше, чем у мостостроительных отрядов. Обычно такие мостоотряды и мостопоезда одновременно заняты на возведении ряда сооружений, находящихся на разной стадии строительства.

Мостостроительные районы, входящие в состав республиканских министерств автомобильных дорог, строят искусственные сооружения преимущественно на республиканских, областных, а также сельских дорогах. Мостостроительные организации работают на подрядных началах. Заказчиками являются дирекция строящихся или эксплуатируемых дорог и управления коммунального хозяйства республик, областей и городов.

При постройке больших и внеклассных мостов, когда применяются железобетонные пролетные строения значительной длины и массой монтажных блоков более 50—60 т, негабаритных размеров, недоступных для перевозки их с заводов МЖБК, организуют изго-

товление элементов сборных конструкций на временных полигонах, создаваемых возле строящегося объекта, или применяют монолитные конструкции. При тяжелых условиях доставки элементов сборных железобетонных сооружений, возводимых в отдаленных районах и особенно в районах сурового климата, часто оказывается более рациональным применение стальных пролетных строений, доставка элементов которых более проста и экономична.

На постройке крупных мостов, требующей большого срока, обычно приходится создавать бетонное хозяйство с временным полигоном, на котором изготавливают и некоторые элементы сборных конструкций — железобетонные сваи, облицовочные блоки, а также плиты для покрытий дорог и тротуаров, укрепления откосов насыпей и т. п. Создаваемую на крупном объекте мостовую базу часто используют для снабжения элементами сборных конструкций ближайших, менее крупных искусственных сооружений, постройку которых одновременно поручают той же мостостроительной организации.

Строительство большого числа малых искусственных сооружений на дорогах обычно выполняют специализированные мостоколонны, входящие в состав мостовых поездов или мостостроительных районов.

При возведении большого числа малых и средних искусственных сооружений часто применяют поточный метод строительства, когда все работы выполняются механизированными подразделениями в виде бригад или звеньев, специализированных по видам работ. Основные строительные процессы здесь идут в строгой технологической последовательности по проекту производства работ (ППР). Малые мосты и водопропускные трубы строят с опережением возведения земляного полотна и заканчивают их до устройства дорожного основания и покрытия с тем, чтобы не оставлять разрывов на сооружаемой дороге. Для обеспечения постройки в короткие сроки большого числа малых и средних искусственных сооружений строительные работы организуют по поточно-скороственному методу. В этом случае сокращение срока обеспечивается за счет совмещения работ во времени и использования максимально возможного числа рабочих и строительного оборудования (машин и инвентарных приспособлений) с организацией работ широким фронтом на большом участке дороги.

На строительстве применяют как последовательный, так и совмещенный способы поточной организации работ.

В первом случае (рис. 1.5) комплексная бригада, начиная работу на очередном объекте, переходит на следующий только после окончания всех работ. Бригады имеют в своем составе специализированные звенья. Такой последовательный поточный метод удлиняет общий срок работ по группе сооружений, поэтому его применяют в тех случаях, когда ограничено число оборудования и отдельные строительные процессы нельзя совместить по времени с другими процессами или на дороге возводится небольшое число далеко расположенных друг от друга сооружений.

В условиях скоростного строительства дорог значительно чаще применяют совмещенный поточный метод (рис. 1.6), при котором малые сооружения строят комплексно несколькими специализированными потоками. Здесь мостовые колонны состоят из ряда специализированных бригад: 1) по транспортным работам, связанным с доставкой элементов сборных конструкций и материалов, перемещением оборудования и механизмов на отдельные объемы и доставкой рабочих; 2) по постройке опор с выполнением земляных работ в котлованах, забивкой свай и сборкой конструкций; 3) по монтажу пролетных строений; 4) по отделке и укреплению русла и конусов насыпи.

На строительстве больших мостов получили развитие поточно-расчлененные методы работ. В этом случае отдельные бригады или звенья выполняют определенные специализированные процессы на отдельных участках строительства. Например, шпунт и сваи забивают одни бригады, сборные опоры и пролетные строения монтируют другие и т. д. Развитие специализации работ как в пределах отдельных стройорганизаций, так и трестов, особенно при сооружении средних и больших мостов, — важная задача дальнейшего совершенствования мостостроения и повышения производительности труда.

Для обеспечения успешного поточного строительства необходимо создание надлежащего фронта работ. Под фронтом работ пони-

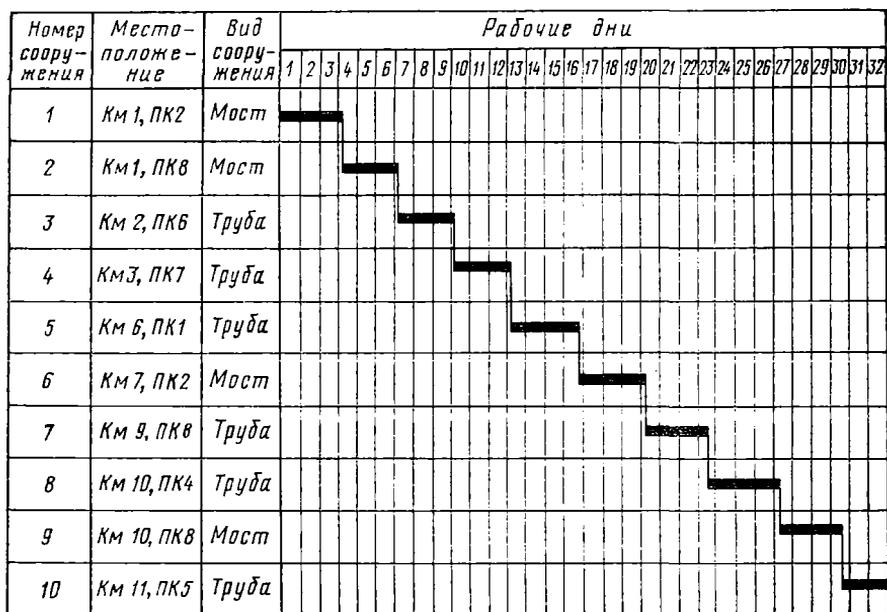


Рис. 1.5. График работы комплексной бригады при последовательном поточном способе строительства

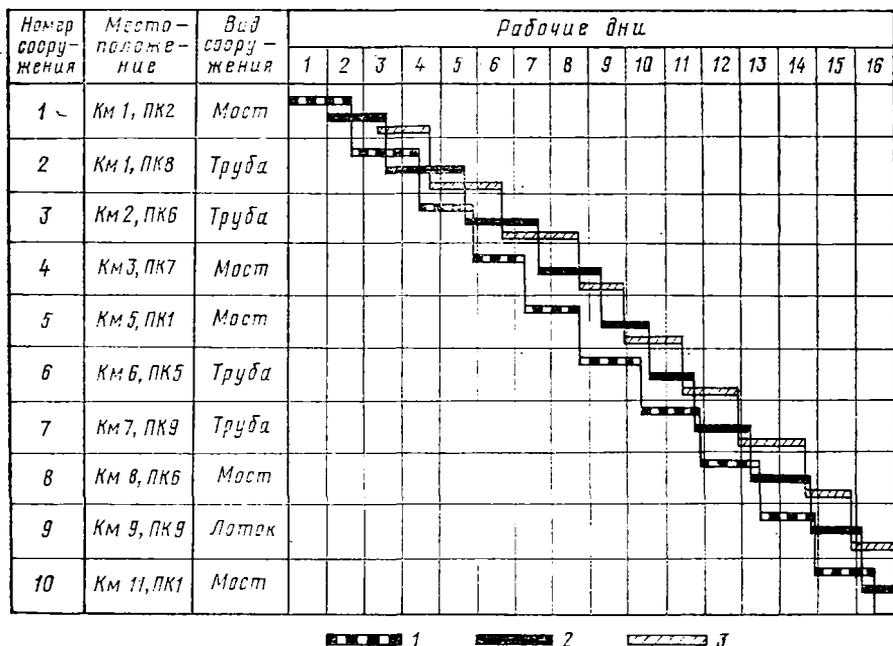


Рис. 1.6. График работы специализированных бригад при поточно-скоростном совмещенном способе строительства:

1 — бригада транспортная; 2 — то же, по сборке конструкций; 3 — то же, по отделочным работам

мают участок объекта или группу объектов, на которых одновременно сосредоточены рабочие со своими механизмами и оборудованием.

В зависимости от размеров сооружения, объемов основных работ и заданных сроков постройки, регламентированных календарным планом, определяют и размер работ для всех четырех этапов строительства.

Значительное влияние на ход строительства, его продолжительность и технико-экономические показатели оказывает организация снабжения материалами и конструкциями. Наилучшие условия создаются при использовании местных материалов, в первую очередь, заполнителей для бетона. Такие материалы как цемент и металл поступают в порядке централизованного снабжения. Заводы-поставщики элементов сборных железобетонных и стальных конструкций назначают исходя из наименьшей дальности перевозок с учетом специализации предприятий.

Одно из основных условий обеспечения высокого качества сооружений — организация полноценного и своевременного контроля качества мостостроительных работ. Контроль обеспечивается техническими отделами строительных организаций, а также представителями организаций-заказчиков. В процессе контроля, носящего

пооперационный характер, устанавливают соответствие технологии работ и изготовленных конструкций нормативным требованиям, положениям проекта сооружения, а также проекта производства работ.

Результаты контроля оформляют документально. Особо важная роль в составе технической документации отводится актам на скрытые работы, т. е. на работы (устройство фундаментов опор, армирование конструкций, устройство изоляции и т. п.), качество которых не может быть проконтролировано в дальнейшем, например, при сдаче готового сооружения в эксплуатацию.

Приемка сооружений в постоянную эксплуатацию включает операции его освидетельствования в целом, изучение документации, а на завершающей стадии — испытание временной нагрузкой, близкой по своей интенсивности к расчетным нагрузкам, принятым в проекте сооружения.

К строительству моста или группы малых сооружений приступают после организационно-технической подготовки, составления и утверждения проектно-сметной документации. Подготовка должна обеспечить планомерное развертывание и осуществление строительно-монтажных работ с вводом в эксплуатацию объектов не позже установленных планом сроков. При этом должны быть обеспечены рост производительности труда, снижение себестоимости и высокое качество сооружения.

Процесс строительства мостов и других искусственных сооружений состоит из четырех основных этапов:

1. Выполнение организационных мероприятий. Сюда входят оформление и утверждение проектно-технической и сметной документации (выполняемых до 1 сентября года, предшествующего планируемому). По данным проекта организации строительства (ПОС), входящего в состав утвержденного технического проекта, должны быть определены строительно-монтажные и специализированные привлекаемые организации, решены вопросы, связанные с обеспечением (на объем работ первого года строительства) материалами, сборными конструкциями и деталями, инвентарным оборудованием и механизмами, разработаны и утверждены рабочие чертежи конструкций и проекты производства работ (ППР).

2. Подготовительные работы. В эти работы по устройству строительной площадки, устанавливаемым ПОС и ППР, входят: отвод территории для строительства; устройство подъездных путей; снос зданий и сооружений, расположенных в пределах строительной площадки; рубка леса; приемка геодезической основы; разбивка и закрепление осей сооружения и отдельных опор; устройство складов; завоз и монтаж оборудования, временных производственных и жилых зданий; получение от районных заводов (полигонов) и складирование элементов сборных конструкций и деталей; создание производственной базы для изготовления элементов сборных конструкций и деталей на строительной площадке (обычно для больших и уникальных сооружений или группы удаленных малых и средних мостов и труб) и т. д.

3. Основные работы, выполняемые согласно утвержденному проекту сооружений п ППР. Они включают: устройство фундаментов; сборку или бетонирование опор; монтаж пролетных строений; отсыпку и укрепление откосов земляного полотна подходов и регуляционных сооружений; установку перил, а также осветительных и сигнальных устройств; укладку дорожного покрытия; отделку и окраску поверхностей сооружения и т. д. Последовательность и технология производства работ устанавливается в ППР.

4. Заключительная часть строительства. В этот период сдают сооружения в эксплуатацию, убирают оборудование, разбирают подмости, временные эстакады, причалы, производственные сооружения, приводят в порядок инвентарное имущество и механизмы, извлекают из грунта металлический шпунт, ликвидируют строительную площадку, оформляют документацию и т. п.

1.4. Основные направления повышения уровня мостостроения

Решение задач, поставленных КПСС и Правительством по дальнейшему совершенствованию транспорта в одиннадцатой пятилетке и на последующий период, связано в области мостостроения с необходимостью обеспечения научно-технического прогресса.

В связи с этим проводится дальнейшее совершенствование технологии работ с внедрением механизированных способов возведения фундаментов и надфундаментной части опор. Применение вибрационных и буровых методов погружения свай, оболочек и столбов позволит довести уровень строительства прогрессивных фундаментных конструкций до 70%, в том числе столбчатых и безростверковых железобетонных опор. В малых и средних сооружениях широко используются полно-сборные конструкции опор с уровнем сборности до 95—100%, а опор больших мостов — до 50%. При этом сборность будет обеспечиваться, как правило, на основе единого каталога сборных элементов заводского изготовления.

По железобетонным пролетным строениям автодорожных и городских мостов, путепроводов и эстакад с числом пролетов более трех, с учетом их места расположения и условий строительства, предусмотрены следующие конструктивно-технологические решения:

1. В черте крупных городов и железнодорожных узлов применять типовые балочно-неразрезные и температурно-неразрезные пролетные строения с пониженной строительной высотой, удовлетворяющие высоким архитектурно-планировочным требованиям. При этом могут использоваться сборные конструкции как члененные по длине пролетного строения продольными швами на транспортабельные балки или плиты, так и с поперечным членением на блоки наибольшей заводской готовности — коробчатые, плитно-ребристые и др. Все эти решения позволяют обеспечить в процессе сооружения путепроводов и эстакад относительно меньшее стеснение существующего подмостового движения (см. рис. 1.4).

2. На автомобильных дорогах I и II категорий при пересечении железных дорог вне станций и узлов, на подходах к крупным городам, аэропортам и в курортных зонах тоже применять, как правило, сборные неразрезные железобетонные пролетные строения с нормальной и пониженной строительной высотой. При большой длине сооружений на дорогах III и IV категорий целесообразны те же системы пролетных строений с нормальной строительной высотой. В сооружениях с малым числом пролетов на дорогах IV и V категорий допускаются разрезные пролетные строения из сборного железобетона или клееной древесины.

Монтировать железобетонные пролетные строения рекомендуется стреловыми и специальными кранами большой грузоподъемности с широким применением методов навесной сборки, продольной надвигки, а также сборки на перемещаемых или сборно-разборных подмостях. Сборность железобетонных пролетных строений должна быть доведена до 90—95%.

Стальные и сталежелезобетонные пролетные строения целесообразны для больших и внеклассных автодорожных и городских мостов с пролетами более 100—120 м. Получают распространение вантовые и комбинированные системы с широким использованием ортотропных плит, конструкции из легированных термообработанных сталей повышенной прочности классов С35, С40 и С60, а также сварные и комбинированные болтосварные соединения.

Дальнейший технический прогресс мостостроения не возможен без индустриализации работ, широкого внедрения сборных железобетонных конструкций на основе единых каталогов, что требует развития и совершенствования промышленной базы с реконструкцией действующих предприятий и строительством новых заводов. Особого внимания требует создание промышленной базы на востоке и севере страны, куда перемещается основная масса строящихся новых дорог.

Создаются специализированные заводы по выпуску сложных строительных деталей — деформационных швов, опорных частей, анкеров, закладных частей, перил, гидравлических домкратов, а также нового мостостроительного оборудования, механизмов и технологической оснастки. Строительные организации укомплектовываются новыми мостовыми инвентарными конструкциями типа МИК и модернизированными понтонами КС-М. Увеличивается выпуск механизмов и оборудования для сооружения фундаментов опор мостов буровыми и вибрационными методами, трейлеров для перевозки тяжелых элементов сборных конструкций, кранов большой грузоподъемности для погрузки и выгрузки.

Строительство массовых видов искусственных сооружений, как например, водопропускных труб, на дорогах развивается в направлении как применения усовершенствованных полносборных железобетонных конструкций, так и эффективных металлических гофрированных с размерами отверстий от 1,0 до 5 м. Расход металла на такие сооружения, как правило, не превосходит расхода арматуры на железобетонные конструкции. Гофрированный металл труб за-

нищается от коррозии цинковыми и полимерными покрытиями. Сплошная по длине конструкция, собранная из звеньев металлических труб, устанавливается на бесфундаментные грунтовые подушки, что, не снижая долговечность (60—70 лет), обеспечивает значительное снижение затрат материалов и труда на их постройку и в несколько раз уменьшает транспортные расходы.

Глава 2. ОРГАНИЗАЦИЯ РАБОТ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ МОСТОВ

2.1. Структура мостостроительных организаций

Искусственные сооружения на дорогах строят специализированные организации, входящие в состав Министерства транспортного строительства (Минтрансстрой), Министерства путей сообщения (МПС), а также министерств автомобильных дорог союзных республик (минавтодорог). На мостостроительные организации Минтрансстрой возложено строительство больших, внеклассных и большинство средних, городских и автодорожных мостов, путепроводов и эстакад на автодорогах I—III категорий, а также железнодорожных мостов. Реконструкцию и усиление мостов на действующей сети железных дорог, помимо линейных организаций Минтрансстрой, производят эксплуатационно-строительные мостовые организации МПС.

Значительный объем работ по возведению малых и средних мостов и водопропускных труб на дорогах республиканского и местного значения выполняют мостостроительные организации республиканских министерств автомобильных дорог, их дорожно-строительные и ремонтные предприятия. На подъездных дорогах, а также на дорогах IV и V категорий малые и средние мосты и водопропускные трубы в некоторых случаях выполняют строительные организации других министерств и ведомств.

В систему Минтрансстрой входит Главное управление по строительству мостов (Главмостострой), объединяющий территориальные мостостроительные тресты (мостострой) и промышленные организации (рис. 2.1).

Проектные работы по технологии производства работ, а также по специализированному мостостроительному оборудованию выполняет специализированное конструкторско-технологическое бюро (СКВ) Главмостостроя, имеющее отделы при всех мостостроительных трестах — мостостроях.

Типовые стандартные железобетонные конструкции изготавливают заводы треста «Мостожелезобетон», объединяющего ряд крупных предприятий. В их числе такие предприятия, как заводы МЖБК Дмитровский, Исетский, Погринский, Красноярский и др. Стальные конструкции мостов, металлическое технологическое и

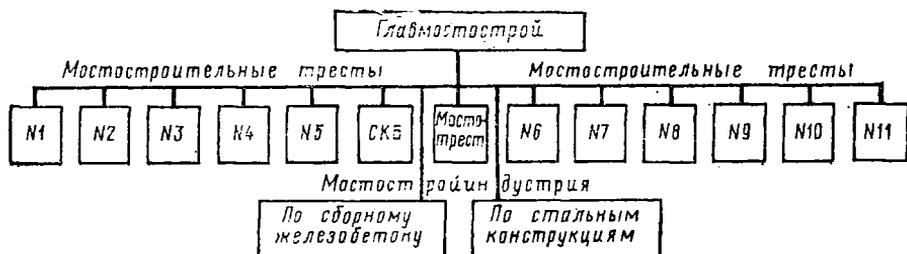


Рис. 2.1. Структура Главного управления по строительству мостов (Главмостострой)

крановое оборудование, всевозможные металлические поделки изготавливают заводы треста «Мостостальконструкция». В их число входят крупные заводы в Воронеже, Улан-Удэ, Кургане и др.

В Минтрансстрое сосредоточены также крупные специализированные проектные организации, такие, как Гипротрансмост, Ленгипротрансмост, Союздорпроект и др., занятые проектированием больших и внеклассных мостов и разработкой типовых проектов всех видов искусственных сооружений. Научно-исследовательские работы по мостам, разработку новых конструктивно-технологических решений выполняют специализированные отделения научно-исследовательских институтов (ВНИИ транспортного строительства, Союздорнии, ВПТИтрансстрой). Выпускаемые Минтрансстроем новые конструктивно-технологические решения, нормативы и типовые проекты, обеспечивающие проведение единой технической политики в мостостроении, широко используются строительными организациями других министерств и ведомств.

Девять союзных республик: Азербайджан, Армения, Белоруссия, Грузия, Казахстан, РСФСР, Узбекистан и Украина имеют свои министерства автомобильных дорог. В составе этих министерств производственные объединения и тресты выполняют подрядные работы по строительству новых и значительный объем работ по реконструкции и переустройству эксплуатируемых мостов и водопропускных труб. Наиболее крупное производственное объединение подчинено Минавтодору РСФСР — это «Автомост», который включает в себя 32 мостостроительных управления, работающих на территории 52 областей, краев и автономных республик. В составе «Автомоста» есть 3 завода МЖБК и один завод стальных конструкций, обеспечивающие все потребности объединения. Мощность объединения позволяет выполнять в течение года подрядных работ на 200—250 объектах на сумму до 60 млн. руб.

2.2. Управление строительством

Управление строительством мостов в системе Минтрансстроя обеспечивается по трехступенчатой схеме: главк, мостостроительный трест и мостостроительный поезд (или отряд).

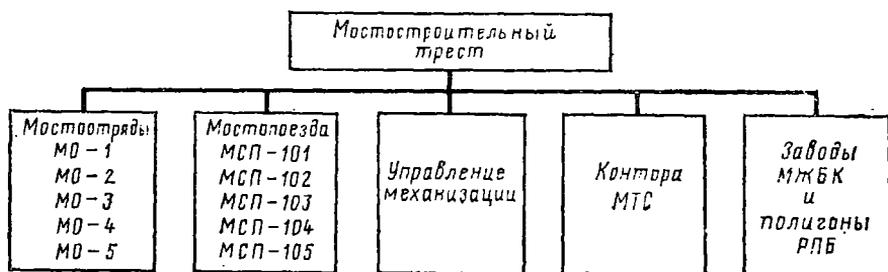


Рис. 2.2. Примерная структура мостостроительного треста — Мостостроя

Основные производственно-хозяйственные организации — территориальные специализированные мостостроительные тресты, достаточно равномерно расположенные по стране (рис. 2.2). На трест возложена роль координирующего органа, увязывающего деятельность собственных и внешних организаций, а также вся полнота ответственности за выполнение установленных планов строительства объектов и ввода их в эксплуатацию. В состав треста входят несколько мостопоездов и отрядов (в пределах 10—12 единиц). Мостостроительные тресты при строительстве больших и внеклассных мостов, выполняемых мостоотрядами, обычно выступают в качестве генерального подрядчика, а при линейном строительстве дорог как субподрядные организации. В зависимости от мощности треста, территориального размещения и местных условий в его состав могут входить собственные промышленные предприятия по производству сборного железобетона, индивидуальных и типовых конструкций, ремонтно-механические заводы или мастерские, а также базы проката и ремонта механизмов, оборудования и инвентарных конструкций (РПБ) или базы механизации, управления производственно-технологической комплектации (УПТК). Проекты производства работ по объектам треста разрабатываются специальными отделами СКБ Главмостроя. Среднегодовая загрузка треста колеблется в зависимости от месторасположения от 20 до 60 млн. руб.

Низовая хозяйственная единица, обладающая правами социалистического предприятия, — это мостостроительный поезд или вдвое более мощный мостостроительный отряд. В зависимости от условий, размещения и объекта работ мостостроительный поезд имеет от 200 до 400 рабочих всех специальностей, а мостостроительный отряд — от 500 до 700. Всего в Главмострое свыше 100 мостопоездов и отрядов. Эти организации работают на полном хозрасчете, на определенной части территории, обслуживаемой трестом, в состав которого они входят. В большинстве случаев такие организации строят одновременно несколько объектов передвижными мостостроительными участками или колоннами. Мостопоезда и мостоотряды имеют небольшой управленческий персонал и производственные участки, возглавляемые, в зависимости от

сложности и объема выполняемых работ, старшим производителем работ, производителем или мастером. Как правило, руководство мостопоезда или мостоотряда снабжают свои участки материалами, конструкциями, механизмами, транспортом, кадрами и т. д., а руководитель участка обеспечивает строительные-монтажные работы в соответствии с утвержденной проектной документацией. Около половины работ, выполняемых мостостроительными организациями Главмостостроя, ведется на участках, расположенных от места их дислокации в радиусе более 100 км, достигающее в отдельных случаях до 500—1000 км. При таких условиях осложнена организация постоянной связи, снабжения материалами и конструкциями, доставка механизмов и оборудования. Средний объем работ, выполняемых ежегодно собственными силами, составляет для мостостроительных поездов 2—2,8 млн. руб., а для мостоотрядов 4—5,5 млн. руб.

В целях совершенствования управления работами, выполняемыми специализированными организациями, применяется диспетчеризация — система централизованного оперативного руководства с помощью средств связи и диспетчерского дистанционного учета и контроля. Диспетчерское управление мостостроительными работами осуществляется на двух уровнях — диспетчерского руководства строительством на отдельных крупных объектах и диспетчерской системы управления мостостроительного треста. Диспетчерское руководство строительством отдельных объектов — первичная форма диспетчеризации при строительстве больших и внеклассных мостов. Ее задача — обеспечение планомерных и ритмичных строительно-монтажных работ на определенном объекте путем согласования и увязки работ всех участков и цехов мостостроительной организации, их субподрядчиков и других исполнителей. Оперативный контроль за ходом выполнения недельно-суточных и месячных графиков строительства обеспечивается через диспетчерский аппарат.

При этом старшие и сменные диспетчеры выполняют распределительные и контрольные функции. Организационно-технические решения принимает главный инженер строительства.

Более сложная форма диспетчеризации — система диспетчерского управления мостостроительными трестами. Такая форма управления включает централизованный контроль, осуществляемый трестом за ходом работ, как по линейным организациям, так и на важнейших объектах. Контролируется ход выполнения недельно-суточных, месячных и квартальных графиков по всем объектам треста. Руководство треста на основе данных диспетчеризации оказывает необходимую помощь в обеспечении строительных объектов средствами механизации, транспорта, рабочими кадрами, сборными конструкциями, деталями, материалами и т. д.

Для нормальных условий диспетчеризации используются абонентский телеграф (телетайп), телефон, а также приемно-передающие коротковолновые радиостанции.

2.3. Планирование, финансирование и снабжение

В основе социалистической системы выполнения работ по строительству мостов лежит централизованное плановое руководство. Планы капитального строительства мостов — важнейший раздел государственного плана развития народного хозяйства. На основе общего плана капитального строительства разрабатывают план подрядных работ и план строительно-монтажных работ, проводимых мостостроительными организациями Минтранстроя и республиканскими организациями минавтодорог. На основании утвержденных общих планов министерства составляют планы подрядных работ мостостроительных трестов и объединений, а затем низовых мостостроительных организаций — мостоотрядов, мостопоездов, мостостроительных управлений. Система планирования производственно-хозяйственной деятельностью мостостроительной организации включает в себя перспективные, годовые и квартальные планы.

Перспективные планы составляют на пять лет вперед с распределением важнейших заданий по годам. Пятилетний план, разрабатываемый министерствами, — основная форма государственного планирования строительства. С этим планом знакомят коллективы мостостроительных организаций. На основе перспективных планов осуществляется подготовка к строительству, ведется разработка проектов и смет, создание и расширение производственной базы и установление связей между поставщиками и заказчиками.

В годовых планах производственной хозяйственной деятельности мостостроительных организаций корректируют и уточняют задания, предусмотренные в пятилетних планах, с учетом выполнения годовых планов за прошедший период, современного уровня науки и техники и других изменений.

Задания годовых планов распределяют по кварталам и месяцам. Низовое планирование выполняют сами производственные организации и утверждают вышестоящие организации со следующими показателями: 1) сроки ввода в действие производственных мощностей и объектов; 2) объем строительно-монтажных работ полностью законченных объектов или этапов строительства; 3) общий (годовой) фонд заработной платы с разбивкой по кварталам, план по производительности труда; 4) задания, связанные с развитием и совершенствованием строительного производства; 5) прибыль, платежи в бюджет и ассигнования из бюджета; 6) объемы и графики поставок материалов, машин, механизмов и других материально-технических ресурсов.

Утвержденные пятилетние и годовые планы служат основанием между подрядчиком — мостостроительной организацией и заказчиком для заключения договора по утвержденной смете, которые служат документом для последующих взаимных расчетов. При заключении договора устанавливаются обязательства сторон, размеры штрафов (пени, неустойка) за несвоевременную оплату сче-

тов, а также за несвоевременное выполнение указанных в договоре работ.

На основании показателей годового плана, утвержденного вышестоящей организацией, составляется стройфинплан, который служит основным документом мостостроительной организации и по нему строится вся ее производственно-хозяйственная деятельность. Стройфинплан разрабатывается каждой строительной-монтажной организацией, работающей на самостоятельном балансе, стоимость годового объема подрядных строительной-монтажных работ в которой не менее 500 тыс. руб. В меньших организациях составляется только план технического развития и организационно-хозяйственные мероприятия по повышению производительности труда и снижению себестоимости выполняемых работ. На основе утвержденного стройфинплана первичные хозяйственные строительной-монтажные организации детализируют планы на короткие промежутки времени — квартал, месяц, неделю.

Основные плановые показатели должны быть доведены до отдельных производителей работ или мастеров. Выполненные работы оплачиваются на основе утвержденной сметы строительства через отделения Стройбанка СССР. Денежные средства, закрепленные за заказчиком, хранятся в Стройбанке на специальном счету. Строительная организация тоже имеет в Стройбанке свой счет. Финансовые операции производятся по безналичному расчету на основе счетов о приемке работ. В мостостроении применяется акцептная форма безналичных расчетов за выполненные работы, а также отпущенные или отгруженные материалы. При такой форме расчетов поставщик или исполнитель работ, выписавший платежные требования, направляет его в филиал Стройбанка по месту нахождения плательщика.

Материалами и оборудованием мостостроительные организации снабжаются через посредство контор материально-технического снабжения (КМТС), имеющих в трестах и располагающих системой баз и складов, а в мостоотрядах и мостопоездах — через отделы снабжения. С этой целью на основе годовых планов составляются в трестах годовые сводные ведомости потребности в материалах, конструкциях, механизмах и всевозможного оборудования, рассчитанных на выполнение годовой программы, обоснования этой потребности перед вышестоящими организациями, а также составление спецификации годовых фондов и лимитов и др.

Квартальное, месячное и декадно-суточное планирование в тресте выполняется на основе заявок — графиков, разработанных мостопоездами и мостоотрядами. КМТС передают заказы сбытовым организациям Главнаба и другим поставщикам. Существуют две системы снабжения: централизованная, при которой материалы на объекты поставляют через склады КМТС, и децентрализованная, при которой материалы на стройку завозят по разрядам КМТС, минуя ее склады. Основными исходными документами при работе КМТС служат лимитные карточки, составляемые на

каждый объект мостостроительными организациями, утверждаемые главным инженером треста. По лимитным карточкам составляют заявки на материалы и оборудование. Чтобы заявка была удовлетворена, она должна быть подана не позднее чем за 120 дней до начала квартала в соответствующие снабженческие организации, которые в свою очередь планируют поставки этих материалов заводами.

Заявки на централизованные материалы (металл, цемент, лес, шпунт, рельсы, шпалы, гвозди и др.) подаются в вышестоящие организации и окончательно комплектуются соответствующими министерствами, а заявки на местные материалы (щебень, песок, камень, кирпич и др.) подаются в городские или областные плановые организации в зависимости от места расположения строительства.

2.4. Календарные и сетевые графики строительства

Организацию строительства мостов и последующее оперативное руководство строительными работами осуществляют на основе линейных календарных и сетевых графиков, в которых определены технологическая последовательность, объемы и продолжительность отдельных видов работ. Графики бывают нескольких видов.

Генеральный или директивный график разрабатывают на основе данных проекта моста и ПОС с учетом установленных сроков выполнения работ. Этот график охватывает все виды работ по мостовому переходу (по возведению моста, подходов и регуляционных сооружений), т. е. работы подготовительного, основного и заключительного периодов строительства. Отдельные виды строительными работами в графике изображают горизонтальными линиями в масштабе времени (рис. 2.3), привязанными к календарю. Утвержденный вышестоящими организациями генеральный график является директивным, т. е. обязательным для выполнения.

Продолжительность строительства, указанная в графике, не должна превышать установленных нормативных сроков, утвержденных Госстроем СССР, и обязательных для составления планов капитальных вложений и распределения их по годам строительства, планов материально-технического снабжения, проектов организации строительства производства работ. Продолжительность строительства, принятая в этих нормах, охватывает весь период, т. е. от начала подготовительного периода на строительной площадке до ввода в действие и сдачи в эксплуатацию сооружения после выполнения всех работ, предусмотренных проектом. В нормах учтена продолжительность строительства не только моста, но и подходов к нему в пределах мостового перехода (по уровню высоких вод, а в городах до схода на уровень улиц и площадей).

В развитие генерального графика составляют аналогичные рабочие графики строительства отдельных элементов моста или

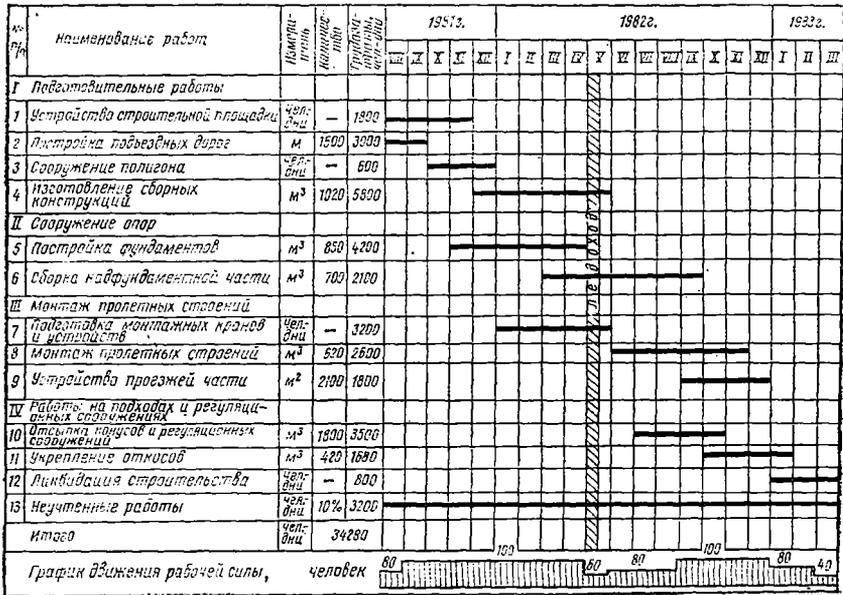


Рис. 2.3. Календарный график строительства моста

периода работ, например постройки фундаментов отдельных речных опор, монтажа сборных конструкций опор и пролетных строений, отделочных работ по устройству проезжей части, подходов и т. д.

В ходе строительства производственные организации составляют также квартальные, месячные, недельные или же декадные графики, входящие в систему текущего планирования работ. Исходные данные для составления берут из директивных календарных графиков, а также учитывают указания вышестоящих строительных организаций (треста, главка). Графики, связанные с текущим планированием строительства, способствуют повышению производственной дисциплины, сокращению простоев рабочих и механизмов, порядку в материально-техническом обеспечении и создают условия для материального поощрения коллектива строителей за достигнутые положительные результаты. Графики составляют с учетом местных условий, режима реки, данных проекта производства работ или типовых технологических схем и возможностей строительной организации. Во время паводка и особенно при ледоходе приходится сильно ограничивать, а нередко и совсем прекращать работы на реке по устройству фундаментов и опор. В этот период работы сосредоточивают на незатопляемых местах, на полигоне, а также на монтаже и отделке пролетных строений. Все эти особенности производства отражают в графиках.

При составлении графиков наряду с данными проекта производства работ приходится пользоваться Едиными нормами и рас-

енками труда рабочих, занятых на строительстве (ЕНиР), утвержденными Госстроем СССР и ВЦСПС для основных видов работ о затратах рабочей силы, производительности механизмов и т. д.

В дополнение к генеральному графику строительства при проектировании организации работ рекомендуется составлять вспомогательные графики, например графики потребности и использования основного строительного-монтажного оборудования, использования самоходных и стационарных кранов, электросиловых компрессорных станций, бетоносмесительных установок, потребности и сроков поставки сборных конструкций, деталей и строительных материалов.

Получает распространение организация и планирование строительства с помощью сетевых графиков. Они особенно эффективны при сооружении крупных мостовых переходов в короткие сроки, являясь средством оперативного управления строительством. Выполнение больших объемов работ при сложных конструктивных решениях связано с изготовлением и поставкой как сборных металлических и железобетонных конструкций, так и различного технологического и монтажного оборудования. Кроме того, бывает необходимо выполнять разнообразные проектные, строительные и исследовательские работы. Все это требует четкого взаимодействия между промышленными, строительными и проектными организациями, осуществляющими проектирование, изготовление, поставку и монтаж сборных конструкций, подготовку и поставку различных строительных материалов, технологических и монтажных машин, механизмов и инвентаря.

При строительстве крупнейших объектов к выполнению работ привлекаются десятки организаций. Как правило, привлекаемые организации подчинены различным ведомствам и министерствам, а оперативная связь и координация их деятельности на площадке осуществляется начальником строительства на основе директивных распоряжений и заключенных договоров. Эти задачи раньше выполняли на основе линейного генерального графика строительства объекта. Однако подобный график фиксирует положение на строительстве по данным составленного проекта организации и производства работ как бы в застывшем состоянии и не учитывает динамики фактического выполнения работ со всеми возникающими трудностями и задержками. При изменении тех или иных условий строительства календарные линейные графики нуждаются в переработке; он не оказывает должной помощи в решении сложных вопросов строительства, если учесть часто возникающую необходимость многократных исправлений линейного графика.

Отклонение сроков выполнения отдельных работ от плановых, также изменение сроков поставки материалов и конструкций читают посредством периодического (2—4 раза в месяц) пересчета сетевых графиков, выполняемого с помощью ЭВМ. Пересчету сетевых графиков предшествует сбор информации о состоянии строительства в конце очередного периода. Результаты пересчета составляют основу для подготовки и принятия решения об

изменении сроков выполнения отдельных видов работ с соответствующим перераспределением материальных ресурсов и рабочей силы. Основу при этом составляет соблюдение директивных сроков строительства. Для сбора информации, перерасчета сетевых графиков, подготовки решений и доведения их до исполнителей работ на строительстве организуют диспетчерские группы; сами же решения принимает руководство строительством.

Основные достоинства сетевых графиков: 1) четкое выявление работ, от которых зависит продолжительность всего строительства; 2) возможность руководству строительства сосредоточить основной контроль и организовать помощь, в первую очередь, отстающим работам, лежащим на критическом пути; 3) наглядность технологической последовательности выполнения работ и взаимозависимости основных работ с учетом поставки конструкций, подготовки необходимого оборудования и т. п.; 4) возможность отражать конкретные условия выполнения работ на графике без его переработки.

Сетевые графики бывают трех видов: укрупненный, первичный и сводный. Укрупненный сетевой график с ограниченным числом работ и событий (подготовка стройплощадки, сооружение отдельных опор, монтаж пролетных строений, устройство подходов и т. п.) охватывает перечень работ, примерно соответствующий директивному, линейному графику, и представляет собой сеть с небольшой степенью детализации работ. Он отражает взаимозависимость работ подготовительного, основного и заключительного периодов, расстановку и взаимосвязь всех организаций, занятых в строительстве, очередность выполнения работ и основные этапы строительства. Первичный сетевой график работ составляется на отдельные объекты с достаточно подробным набором и содержанием работ (событий), например, на все процессы сооружения отдельных опор, изготовления конструкций и монтажа пролетных строений, постройки отдельных малых сооружений на строительстве новой дороги и т. п. К составлению этих графиков обычно привлекают производителей работ. Сводный сетевой график включает работы по строительству всего крупного мостового перехода или всех искусственных сооружений вновь строящейся дороги. Сводный график «сшивается» по принятой в укрупненном графике организационной схеме из первичных графиков.

Глава 3. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПРОИЗВОДСТВА МОСТОСТРОИТЕЛЬНЫХ РАБОТ

3.1. Состав проектов организации и производства работ

Проекты сложных мостовых сооружений разрабатывают и оформляют в две стадии — проект со сводным сметным расчетом стоимости и рабочая документация. В состав такого проекта, содержаще-

о основные решения по мостовому переходу и его элементам, входит также проект организации строительства моста (ПОС).

К числу основных задач, решаемых при составлении ПОС, относятся: 1) определение потребности и сроков использования основного строительно-монтажного оборудования, инвентарных конструкций и транспортных средств; 2) определение источников снабжения строительства материалами и конструкциями заводского изготовления, а также источников энерго- и водоснабжения; 3) установление рациональных транспортных связей строительства: поставщиками материалов и элементов конструкции. Необходимые данные получают с учетом материалов предварительных изысканий, на основании разрабатываемых в составе ПОС технологических схем возведения опор и пролетных строений, а также строительных генеральных планов (планов стройплощадок), содержащих схемы расположения коммуникаций, временных зданий, сооружений и обустройств.

Важнейшую часть ПОС представляет календарный график строительства, определяющий последовательность и сроки выполнения работ. Календарный график разрабатывают с учетом нормативных сроков строительства, установленных СНиПом с учетом типов и размеров сооружений. На основании календарного графика составляют графики движения строительных машин и графики поставки материалов и конструкций. Помимо этого, определяют необходимую численность рабочего и инженерно-технического персонала, а также соответствующие объемы жилищного и культурно-бытового строительства.

Для определения сметной стоимости строительства на основании проекта организации работ (ПОС) составляют сводную смету, представляющую собой составную часть технического проекта.

Проект производства работ (ППР) выполняют после или параллельно составлению рабочих чертежей конструкции основного сооружения. Так как на этой стадии строительные работы объекта оказываются уже развернутыми, то обычно здесь уточняют, а если это целесообразно, то и изменяют, а также детализируют ряд положений ПОС, например технологические схемы, планы стройплощадок, календарные планы и ведомости оборудования. Такого рода уточнения и детализация — первая задача составления ППР. Вторая задача ППР — разработка конструкций вспомогательных сооружений и устройств (подмостей, кружал, пирсов, эстакад, перемычек и т. п.), необходимых для возведения основных сооружений на данном объекте.

Следовательно, основные элементы ППР: 1) общие (генеральные) схемы производства работ; 2) детальные технологические схемы возведения отдельных частей моста; 3) проекты конструкций вспомогательных сооружений и устройств для производства работ; 4) схемы перевозки конструкций и материалов; 5) ведомости строительного оборудования, механизмов и инвентарных конструкций; 6) ведомости расхода материалов на вспомогательные сооружения.

Проекты менее сложных сооружений, составляемые, в частности, путем привязки типовых решений их конструкций к местным условиям, выполняют обычно в одну стадию (техно-рабочий проект). В этих случаях при разработке ПОС и ППР широко используют типовые проекты производства работ и типовые технологические карты. В условиях линейного строительства мостов и труб на дорогах-новостройках ПОС и ППР разрабатывают на группу сооружений, предусматривая поточное ведение работ специализированными бригадами.

Обязательную составную часть ППР во всех случаях представляют разработки конструктивного, технологического и санитарно-гигиенического характера, направленные на обеспечение техники безопасности, облегчение труда рабочих и исключение случаев заболевания на производстве.

Проектные работы при составлении ПОС в целом, а при составлении ППР в части разработки сложных вспомогательных сооружений и устройств оплачиваются за счет средств на строительство объекта (за счет капитальных вложений). Остальные элементы ППР разрабатываются за счет накладных расходов строительных организаций. Для составления ПОС и ППР привлекаются, как правило, специализированные организации.

3.2. Общие положения проектирования

Методы производства работ, типы конструкций вспомогательных сооружений и устройств, а также номенклатуру строительного оборудования для постройки больших и внеклассных мостов выбирают на основании технико-экономического сравнения вариантов проектных решений, разработанных с учетом особенностей мостовых сооружений, природных условий в месте перехода, вида и расположения подъездных путей, места строительной площадки, характера судоходства и других факторов, определяющих условия строительства. Таким образом, необходимый этап, предшествующий детальному проектированию, — это составление и сравнение вариантов проекта производства мостостроительных работ. Варианты сравнивают по основным показателям стоимости строительства и трудоемкости работ с учетом экономии от сокращения продолжительности строительства, если эта продолжительность по разным вариантам оказывается неодинаковой.

Технологические и конструктивные решения проекта сопровождаются расчетами несущей способности и деформаций возводимых основных и вспомогательных сооружений при действии строительных нагрузок. Поскольку схема основного сооружения по мере его возведения изменяется, расчет производят для различных этапов его строительства.

При составлении проекта производства работ учитывают ограничения, определяемые существующей системой габаритов.

Так, при перевозке по автомобильным дорогам ширина конструкции не должна превышать 2,5 м, наибольшая длина автопоез-

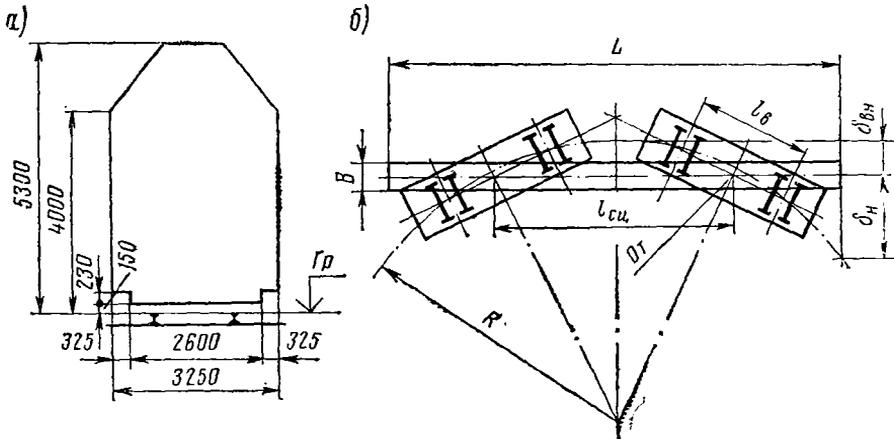


Рис. 3.1. Схемы к определению предельных размеров грузов, перевозимых по железной дороге:

$Гр$ — уровень верха головки рельса; $Oт$ — ось опирания (ось турникета)

да — 24 м. Погруженная конструкция не должна выступать по ширине за пределы транспортного средства более чем на 0,5 м в каждую сторону. Расстояние от уровня дороги до верхней точки этой конструкции должно быть не более 3,8 м. Грузы, габариты которых не обеспечивают соблюдения всех этих требований, перевозят по согласованию с Государственной автомобильной инспекцией.

При перевозке по железным дорогам конструкция, погруженная на транспортное средство (открытый подвижной состав), должна размещаться в пределах габарита (рис. 3.1, а) погрузки. Проверять допустимую ширину длинномерных элементов, принимают во внимание условия их вписывания в габарит погрузки на кривых участках пути, когда концы и середина конструкции смещаются относительно оси пути и оси габарита (рис. 3.1, б). При этом допустимая ширина с учетом смещения концов наружу кривой

$$B_{н} = B_{г} - 2(\delta_{н} + k - 105);$$

с учетом смещения середины внутрь кривой

$$B_{вн} = B_{г} - 2(\delta_{вн} - 105);$$

при погрузке на один вагон

$$\delta_{вн} = l_{в}^2 / (8R) \quad \delta_{н} = (L^2 - l_{в}^2) / (8R);$$

при погрузке на два вагона

$$\delta_{вн} = (l_{сц}^2 + l_{в}^2) / 8R; \quad \delta_{н} = (L^2 - l_{сц}^2 - l_{в}^2) / (8R);$$

$$k = \alpha(L/l_{в} - 1,41) \text{ или } k = \alpha(L/l_{сц} - 1,41).$$

Здесь $B_{г}$ — ширина габарита погрузки на заданной высоте от головки рельса, мм;

$\delta_{н}$, $\delta_{вн}$ — смещение конца и середины груза, мм;

L — длина груза, м;

$l_{в}$ — база вагона, м;

- $l_{\text{сн}}$ — база сипа, т. е. расстояние между осями турникетов, м;
 R — расчетный радиус кривой, равный 350 м;
 k — дополнительное смещение конца груза, вызванное поперечными смещениями точек опирания груза при движении вагона, мм;
 α — коэффициент, зависящий от типа вагонов и вагонных тележек и равный 55—70.

Перевозку крупногабаритных грузов по железным дорогам нужно согласовывать с управлениями железных дорог.

От габаритных размеров при погрузке зависят предельные размеры конструкций и их элементов. Эти размеры — основа для решения вопроса о характере членения изготавливаемых на заводах стальных и железобетонных сборных конструкций пролетных строений и опор на монтажные элементы-блоки, от чего зависит выбор технологии изготовления конструкций, методов их монтажа, типов монтажного оборудования и т. п.

При проектировании вспомогательных сооружений и устройств, располагаемых в непосредственной близости от действующих дорог, нужно учитывать габариты приближения конструкций мостов на автомобильных (рис. 3.2, а) и железных дорогах (рис. 3.2, б). Конструкции вспомогательных сооружений и всех их частей надо располагать вне пределов этих габаритов. Особое значение это требование имеет при составлении проектов производства работ по возведению путепроводов через железные и автомобильные дороги, по реконструкции мостов, а также по сооружению мостов в процессе устройства вторых путей на железных дорогах.

На строительстве мостов через судоходные и сплавные реки расположение вспомогательных сооружений и устройств в русле необходимо увязывать с подмостовыми габаритами. Эти габариты, как и для основного сооружения (моста), установлены нормами НСП 103—52, однако в ряде случаев на период строительства можно по согласованию с местными организациями Минречфлота СССР пойти на некоторое стеснение габаритов. Такое стеснение имеет смысл, если оно позволяет более рационально раз-

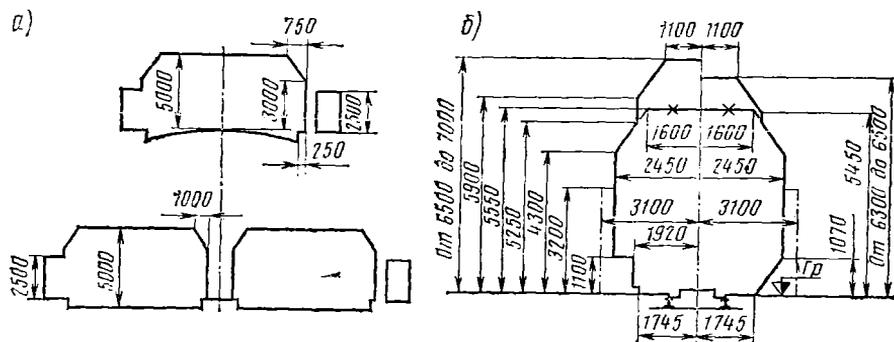


Рис. 3.2. Габариты приближения конструкций мостов на дорогах:
 а — автомобильных; б — железных

местить вспомогательные сооружения и тем самым уменьшить расход материалов на их устройство.

На судоходных реках, а также на несудоходных участках русел судоходных рек необходимо выдерживать минимальный просвет, равный 70 см от рабочего уровня воды до низа прогонов подмостей, эстакад, кружал и других конструкций подобного типа. Верх шпунтовых ограждений, островков, временных насыпей в русле назначают на 70 см выше рабочего уровня воды.

Поскольку объемы работ по возведению сооружений и их стоимость при увеличении уровня воды в реке резко увеличиваются, правильное назначение рабочего уровня при проектировании имеет первостепенное значение.

За рабочий принимают наивысший уровень воды 10-летней повторяемости, возможный в период эксплуатации данного временно-го сооружения (рис. 3.3). При проектировании необходим тщательный подход к назначению сроков возведения отдельных частей сооружения и сроков эксплуатации соответствующих вспомогательных сооружений, с тем чтобы рабочие уровни были установлены по возможности более низкими.

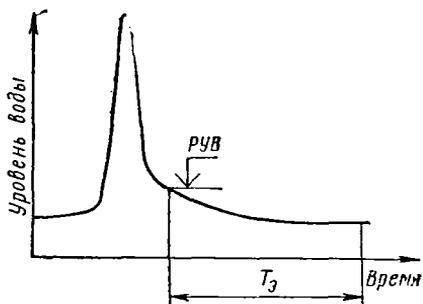


Рис. 3.3. Общий вид графика колебаний уровней воды 10-летней повторяемости: $T_{э}$ — период эксплуатации вспомогательного сооружения; РУВ — рабочий уровень воды

3.3. Расчет вспомогательных сооружений и устройств

Вспомогательные сооружения и устройства, так же как и основное сооружение на стадии его постройки, рассчитывают по методу предельных состояний. Правила расчета вспомогательных сооружений регламентированы действующими нормами, утвержденными Минтрансстроем СССР, Указаниями по проектированию вспомогательных сооружений и устройств для строительства мостов (ВСН 136—78). Ряд положений этих норм может быть распространен и на расчет основных сооружений, находящихся под действием строительных нагрузок, но лишь в той мере, в какой эти положения дополняют содержание технических условий проектирования основных сооружений и не противоречат им.

Предельными называют такие вызванные силовыми воздействиями состояния, при наступлении которых конструкции или их элементы перестают удовлетворять эксплуатационным требованиям. Эксплуатация вспомогательных сооружений и устройств — это использование их по предусмотренному проектом производства работ назначению в период возведения основного сооружения. При

расчете вспомогательных сооружений и устройств рассматривают два предельных состояния:

первое, определяющее несущую способность конструкций и их оснований. Расчеты по первому предельному состоянию позволяют предотвратить непригодность к эксплуатации вследствие истощения несущей способности — прочности, устойчивости формы, устойчивости положения, плавучести, остойчивости;

второе, определяющее общие деформации конструкций и их оснований. Расчеты по второму предельному состоянию гарантируют от развития чрезмерных деформаций — прогибов, осадок, колебаний, перемещений, нарушающих нормальную эксплуатацию.

По первому предельному состоянию рассчитывают все несущие конструкции и основания вспомогательных сооружений, а также основных сооружений на стадии их возведения. Расчет ведут по расчетным строительным нагрузкам, равным произведению нормативных (установленных нормами проектирования) на коэффициенты перегрузки n . В необходимых случаях нормативные нагрузки учитывают с динамическим коэффициентом $1 + \mu$ (см. ниже). В качестве нормативных приняты наиболее вероятные средние значения нагрузок. Введение коэффициентов перегрузки обусловлено вероятностью отклонений нагрузок в невыгодную большую или меньшую сторону. Рассчитывая сооружение, рассматривают наиболее невыгодные для отдельных элементов или их частей положения и сочетания нагрузок. Так как вероятность отклонений для различных сочетаний различна, то и значения коэффициентов перегрузки назначены в зависимости от сочетаний нагрузок. По второму предельному состоянию рассчитывают те конструкции и основания вспомогательных сооружений, деформации которых затрудняют их эксплуатацию или возведение основного сооружения. По второму предельному состоянию рассчитывают сооружения на действие нормативных строительных нагрузок без коэффициентов перегрузки и динамических.

При расчете по первому предельному состоянию используют формулы для проверки конструкций:

на прочность $N/F_{нт} \leq mk/(k_n R)$;

на общую устойчивость формы

$$N/\varphi F_{бн} \leq mk/(k_n R);$$

на местную устойчивость формы

$$\sigma \leq m\sigma_{кр}/k_n;$$

на устойчивость положения

$$M_{оп} \leq mM_y; T_{сд} \leq mT_{пр}/1,1,$$

где N — обобщенная расчетная нагрузка (усилие);

$F_{нт}$ — соответствующая обобщенному усилию N геометрическая характеристика сечения — площадь, момент сопротивления и т. п.;

φ — обобщенный коэффициент понижения несущей способности при расчете общей устойчивости формы (при сжатии, изгибе);

- σ — напряжние в проверяемом элементе;
- m — коэффициент условий работы;
- k_n — коэффициент надежности;
- R — расчетное сопротивление материала;
- $\sigma_{кр}$ — критическое напряжение местной устойчивости;
- $M_{оп}$ — момент опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота;
- M_y — момент удерживающих сил относительно той же оси.
- $T_{сд}$ — сдвигающая сила, равная сумме проекций сдвигающих сил на плоскость возможного скольжения;
- $T_{пр}$ — предельная величина сдвигающей силы, равная проекции удерживающих сил на ту же плоскость и определяемая как произведение нормального давления на коэффициент трения.

Коэффициент условий работы m учитывает приближенность расчетных схем и принятых в расчете предположений, отклонения реальных конструкций от запроектированных в пределах установленных отпусков, а также неблагоприятные условия внешней среды (например, влияние повышенной температуры, влажности), ухудшающие работу материалов, элементов и соединений. Коэффициент надежности k_n учитывает степень ответственности рассчитываемой конструкции и значимость наступления тех или иных предельных состояний. Некоторые значения m и k_n по ВСН 136—78 для вспомогательных сооружений:

Коэффициенты надежности

Шпунтовые ограждения	1,1
Подкрановые эстакады и пирсы	1,05
Металлоконструкции анкеров, удерживающих возводимые пролетные строения от опрокидывания	2,0
Плавающие опоры из понтонов:	
для перевозки пролетных строений	1,15
» установки стреловых кранов и козлов	2,0

Коэффициенты условий работы

Деревянные элементы опалубки и тепляков:	
подвергающиеся воздействию пара	0,8
не подвергающиеся воздействию пара	1,15
Деревянные конструкции, расположенные под водой	0,9
Конструкции, рассчитываемые на опрокидывание:	
при сосредоточенном опирании на отдельные точки	0,95
при опирании на сплошное основание	0,9
Конструкции, рассчитываемые на сдвиг:	
надземные	0,9
подземные	1,0

Расчетные сопротивления R для материалов вспомогательных сооружений и устройств принимают по главам СНиПа для соответствующих конструкций — металлических, бетонных и железобетонных, деревянных (например, для металлических конструкций — по главе СНиП П-23—81). При расчете на устойчивость против опрокидывания расчетные нагрузки определяют умножением нормативных на коэффициенты перегрузки больше единицы для нагрузок, вызывающих опрокидывание системы, и меньше единицы для нагрузок, удерживающих систему от опрокидывания. При расчете на устойчивость против сдвига вводят коэффициенты перегрузки боль-

ше единицы, если $\operatorname{tg} \alpha > f$ и меньше единицы, если $\operatorname{tg} \alpha < f$, где α — угол между линией действия данной силы и нормалью к опорному (проектируемому) сечению.

Специфическая проверка устойчивости против опрокидывания — проверка остойчивости плавучих систем (см. п. 29.4).

Расчет по второму предельному состоянию сводится к сравнению расчетных деформаций конструкций с их предельными значениями, которые устанавливаются нормами и проектом производства работ. Предельные прогибы в долях пролета по нормам установлены с учетом характера работы элементов конструкций вспомогательных сооружений:

Прогонь подмостей для возведения пролетных строений и косяки кружал	1/400
Прогонь и фермы подкрановых эстакад: при электрических кранах грузоподъемностью до 50 т	1/600
то же, более 50 т	1/750
Прогонь и фермы перекаточных пирсов	1/300
Рабочие настилы подмостей, кружал и т. п.	1/150
Деревянная и металлическая опалубки: лицевые (открытые) поверхности	1/400
гречне поверхности	1/250

Примером, поясняющим необходимость расчета по второму предельному состоянию, может быть случай, при котором чрезмерные деформации прогонов подкрановой эстакады затрудняют ее нормальную эксплуатацию, т. е. затрудняют нормальное движение козловых кранов по эстакаде. При возведении железобетонной арки на кружалах чрезмерные деформации опор кружал вызывают недопустимые отклонения оси арки от проектного положения. Осадки вспомогательных опор и прогибы монтируемого навесным способом металлического пролетного строения могут привести к затруднениям в установке конца монтируемой консоли на капитальную опору. Все эти и подобные им неблагоприятные последствия повышенных деформаций должны быть выявлены и предупреждены в результате расчета по второму предельному состоянию. Одна из основных мер предупреждения — установление по результатам расчета строительного подъема, компенсирующего деформации вспомогательных сооружений.

Заданные нормами предельные деформации не охватывают всех возможных на строительстве случаев, которые необходимо проверить расчетом. Поэтому особое значение приобретает тщательный учет требований к основному сооружению, технологических факторов и назначение на этой основе предельных деформаций в каждом отдельном случае при составлении проекта производства работ.

При расчете по второму предельному состоянию упругие деформации определяют по общим методам расчета, а осадки оснований — по методам, применяемым для основных сооружений. Остальные деформации, специфические для вспомогательных сооружений, определяют, пользуясь следующими данными (в миллиметрах):

Деформации обжатия в пересечениях деревянных элементов (на одно пересечение)	2
То же, в пересечении деревянного элемента с металлическим	1
Осадка плотно подбитых лежней	10
Осадка песочниц, заполненных песком	5

Остаточные деформации (в миллиметрах) в соединениях инвентарных конструкций, собираемых на болтах нормальной точности, при полной нагрузке:

На один стык элементов сквозных конструкций из УИКМ	3
То же, инвентарных понтонов типа КС	10

Наличие значительных и допускающих лишь приближенную оценку остаточных деформаций — одна из особенностей вспомогательных сооружений, связанная с особенностями конструкций, их элементов и соединений. В связи с этим вспомогательные сооружения обычно проектируют по статически определенным схемам, при которых остаточные деформации не оказывают влияния на распределение усилий между элементами. В статически неопределимых системах, рассчитываемых с учетом одних только упругих деформаций, возможно обусловленное действительным наличием остаточных деформаций перераспределение усилий и как следствие неучитываемая расчетом перегрузка отдельных элементов. Поэтому статически неопределимые системы для временных сооружений менее пригодны, и в случае их использования нужно принимать специальные меры по уменьшению остаточных деформаций, например, предварительное обжатие вспомогательных опор и др.

При расчетах вспомогательного сооружения необходим тщательный анализ расчетных схем, имеющий целью выявить все неблагоприятные случаи его работы. Известная сложность такого анализа связана не только с многообразием строительных нагрузок, но главным образом и с тем обстоятельством, что схема и положение в пространстве основного сооружения меняются по мере его возведения.

3.4. Строительные нагрузки

Многообразие технологических схем возведения сооружений и видов строительного оборудования обуславливает и большое число различных строительных нагрузок. Нагрузки разделяют на постоянные и временные, которые в свою очередь разделяют на кратковременные и длительно действующие.

Для ряда этих нагрузок коэффициенты перегрузки принимают большими или меньшими единицы в зависимости от того, какому значению коэффициента перегрузки n соответствует наиболее невыгодный расчетный случай. При этом коэффициенты перегрузки начинают одинаковыми в пределах целой части вспомогательного или основного сооружения (пролетного строения, подмостей, кружал и т. п.). Исключение составляет расчет на устойчивость положения;

в этом случае нормами предусмотрено раздельное назначение n для различных частей сооружений.

Значения коэффициентов перегрузки:

Постоянные нагрузки

Собственный вес вспомогательных сооружений	1,2 и 0,9
Давление от веса грунта	1,2 и 0,8
Гидростатическое давление воды	1,0
Гидродинамическое давление воды	1,2 и 0,75

Временные нагрузки длительного действия

Воздействие искусственного регулирования усилий во вспомогательных сооружениях	1,3 и 0,8
Вес возводимых мостовых конструкций	1,1 и 0,9
» строительных материалов и изделий	1,3 и 0,8
» строительного оборудования и транспортных средств	1,1 и 0,9
Вес людей, инструмента и мелкого оборудования	1,3 и 0,7
Силы трения в ходовых частях при перемещении пролетных строений и других грузов	1,3 и 1,0
Горизонтальное давление бетонной смеси	1,3 и 1,0
Воздействие домкратов при выправлении положения возводимых конструкций или регулировании напряжений	1,3
Нагрузка от перекоса и заклинки ног козловых кранов	1,0

Кратковременные нагрузки

Инерционные нагрузки от кранов	1,1 и 1,0
Нагрузки от выгрузки бетонной смеси и ее вибрирования	1,3 и 1,0
Нагрузка от перекоса катков или непараллельности накаточных путей	1,0
Ветровая нагрузка	1,0
Ледовая нагрузка	1,0
Нагрузка от навала судов и плавсистем	1,0

В большинстве случаев вспомогательные сооружения и устройства рассчитывают на сочетание нескольких нагрузок. Сочетания нагрузок различают по вероятности совпадения во времени их наибольших значений. Поскольку при действии кратковременных нагрузок такая вероятность мала, для них вводят коэффициент сочетаний $n_c \leq 1$.

Динамический коэффициент вводят к весу укладываемого и подвешенного к крану груза равным $1 + \mu = 1,1$, к весу перемещающихся по вспомогательным сооружениям транспортных средств — $1 + \mu = 1,05$ при скорости передвижения до 10 км/ч и к возмущающей силе наружных вибраторов для уплотнения бетонной смеси $1 + \mu = 1,3$.

Наиболее употребительные и относящиеся к различным случаям расчета строительные нагрузки определяют следующим образом.

Собственный вес вспомогательных сооружений находят по спецификациям и объемам, содержащимся в проекте. Нагрузку от собственного веса считают распределенной равномерно по длине сооружения (кружал, прогонов подмостей и т. п.), если действительная неравномерность не превышает 10%. Собственный вес основного сооружения и распределение его веса по длине и между

астями сооружения определяют то же по данным проекта, а от тронительного оборудования и транспортных средств — по паспортам на это оборудование или данным каталогов и справочников.

Нагрузка от людей, инструмента и мелкого оборудования дифференцирована в зависимости от размеров загруженного участка. При расчете досок настилов, рабочих проходов, тротуаров нагрузку считают равномерно распределенной интенсивностью 5 МПа или сосредоточенной в виде груза 130 кН. При расчете одмостей, кружал, временных опор, эстакад и других подобных ооружений интенсивность распределенной нагрузки принимают авной 20 МПа, если длина загруженного участка до 60 м и 0 МПа если 60 м и более.

Ветровая нагрузка:

$$\text{нормативная } W = q_n^{(c)} F;$$

$$\text{удельная } q_n^{(c)} = q_0 k c,$$

де $q_n^{(c)}$ — удельная ветровая нагрузка на 1 м² ветровой поверхности;

F — расчетная ветровая поверхность, м²;

k — коэффициент, учитывающий изменение величины q_0 по высоте и принимаемый для каждого элемента сооружения с учетом его высоты;

c — аэродинамический коэффициент;

q_0 — скоростной напор ветра.

Районы территории СССР	I	II	III	IV	V	VI	VII
Скоростной напор ветра, Па	270	350	450	550	700	850	1000

Схемы районирования территории СССР по значению скоростного напора ветра приведены в главе СНиП П-6—74 «Нагрузки и воздействия».

Значения коэффициента k :

Высота расположения элемента от уровня межени вод или от поверхности земли, м	10	20	40	100
для местности:				
открытой (степи, лесостепи, пустыни, озера, водохранилища)	1,00	1,25	1,55	2,1
города, лесных массивов	0,65	0,9	1,20	1,8

Значения аэродинамического коэффициента c :

Пустотелые элементы с прямоугольным контуром полсречного сечения (производственные здания, опалубка и др.):	
для наветренной поверхности	+0,8
» подветренной поверхности	-0,6
Сплошные элементы прямоугольного сечения	1,4
То же, круглого	1,2
Горизонтальные поверхности перекрытий (зоны отсоса)	-0,4

Расчетную ветровую поверхность F определяют как площадь роекций частей сооружения на вертикальную плоскость, перпендикулярную направлению ветра. Для решетчатых конструкций расчетную поверхность можно принимать как площадь теоретического отпура, умноженную на коэффициент заполнения φ , равный:

1) для сквозных пролетных строений — 0,2 для первой фермы и 0,15 — для каждой из последующих ферм; 2) для вспомогательных сооружений из инвентарных конструкций УИКМ и МИК-С — 0,6 при двух плоскостях (фермах) и 1,0 — при четырех и большем числе плоскостей. Продольную ветровую нагрузку на решетчатые фермы монтируемых и вспомогательных сооружений принимают равной 60% и на сплошностенчатые балки равной 20% от поперечной нагрузки. Для ряда технологических процессов ветровые нагрузки ограничиваются по условиям техники безопасности. В связи с этим при превышении предельных нагрузок соответствующие процессы прекращаются. Так, при работающих кранах, а также подъеме и передвижке пролетных строений принимают $q_0 = 180$ Па, при перемещении плавучих систем $q_0 = 90$ Па.

Вспомогательные сооружения и устройства рассчитывают на ледовые нагрузки, а также в весьма редких случаях на нагрузки от навала судов и плавсистем. От действия ледовых нагрузок сооружения обеспечивают путем назначения соответствующих периодов их эксплуатации (вне периодов ледохода), а от действия нагрузок от навала — путем назначения соответствующих судовых ходов и якорного раскрепления плавучих систем. Значения этих нагрузок указаны в Инструкции ВСН 136—78.

Глава 4. ИНВЕНТАРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ФУНДАМЕНТЫ ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ

4.1. Типы инвентарных конструкций

Инвентарные конструкции изготовляют преимущественно из стали в виде комплектов элементов, используя которые можно собирать те или иные вспомогательные сооружения — подмости, пирсы и т. д. Хранят инвентарные конструкции на центральных базах, откуда их направляют в распоряжение строительных организаций по заявкам. По окончании строительства объекта конструкции возвращают на базу. Применение инвентарных конструкций, т. е. готовых элементов обеспечивает сокращение затрат труда на устройство вспомогательных сооружений. Сокращается и стоимость, поскольку инвентарные конструкции до их износа используют многократно, а конструкции вспомогательных сооружений индивидуального изготовления — однократно.

Мостостроительные организации располагают парком инвентарных конструкций различных типов.

Универсальные инвентарные конструкции для мостостроения (УИКМ) применяют для устройства вспомогательных сооружений различного назначения — подмостей, подкрановых эстакад, надстроек вспомогательных, в том числе плавучих опор и т. п. Плашкоуты плавучих опор для перевозки пролетных строений, а также

для установки кранов и другого мостостроительного оборудования собирают из инвентарных понтонов КС; эти же понтоны используют для устройства перемычек при строительстве мостовых опор. Конструкциями универсального назначения, сходными с УИКМ по схемам компоновки вспомогательных сооружений, служат конструкции инвентарного мостового имущества (ИМИ).

Наиболее широко распространены в мостостроении УИКМ, МИК и понтоны КС.

4.2. Универсальные инвентарные конструкции (УИКМ)

Комплекты УИКМ содержат стержневые элементы, пригодные для решетчатых надстроек опор, ферм и других сквозных конструкций, а также балочные элементы, применяемые для распределительных балочных ростверков и прогонов.

Комплект стержневых элементов обеспечивает возможность сборки пространственных решетчатых конструкций произвольной схемы, но при расположении узлов по сетке 2×2 м (рис. 4.1, а). Для сокращения числа монтажных стыков в комплекте предусмотрены не только одно-, но и двухпанельные стержни. Решетчатые конструкции применяют обычно в виде опор, основные несущие элементы которых (стойки) расположены вертикально (рис. 4.1, б) или в виде ферм, когда такие элементы (пояса) расположены горизонтально (рис. 4.1, в). В этих случаях пространственный характер сооружений обеспечивается размещением стержневых элементов по трем взаимно перпендикулярным плоскостям.

Стержневые элементы УИКМ из одиночных прокатных уголков объединяют при сборке конструкций в элементы крестового или таврового поперечного сечения. Число уголков в сечении назначают в зависимости от требуемой несущей способности. Для наиболее нагруженных элементов (стоек и поясов) предусмотрены уголки сечением $125 + 125 \times 10$ мм, для раскосов — $90 + 90 \times 9$ и $75 + 75 \times 8$ мм и распорок — $75 + 75 \times 8$ мм.

Расстояния в свету между уголками стоек и поясов, равные 10 мм, обеспечивают возможность установки в двух взаимно перпендикулярных направлениях узловых фасонки и прокладок. Аналогично назначены расстояния между уголками раскосов и распорок (рис. 4.2). Повышенные расстояния между уголками раскосов, равные 20 мм, приняты с учетом приварки их к соответствующим узловым фасонкам усиливающих планок, которые обеспечивают повышение несущей способности раскосов по прикреплению на смятие фасонки. Во вспомогательных сооружениях из двух несущих взаимно перпендикулярных плоскостей пространственной конструкции обычно одна нагружена сильнее, другая слабее. Например, вертикальные плоскости ферм, подверженные действию основных нагрузок, работают более интенсивно, чем горизонтальные, испытывающие давление ветра. В соответствии с этим назначена конструкция узловых фасонки, фасонки, лежащие в плоскостях, нагружен-

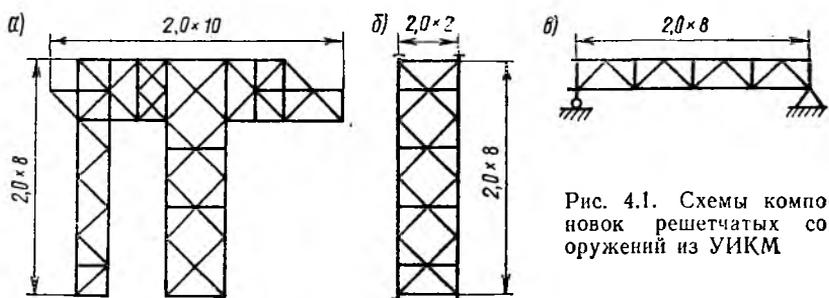


Рис. 4.1. Схемы компонентов решетчатых сооружений из УИКМ

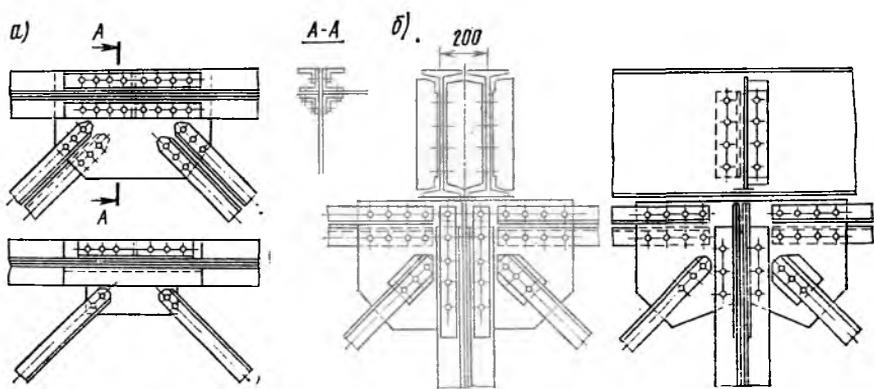


Рис. 4.2. Узлы решетчатых конструкций из УИКМ

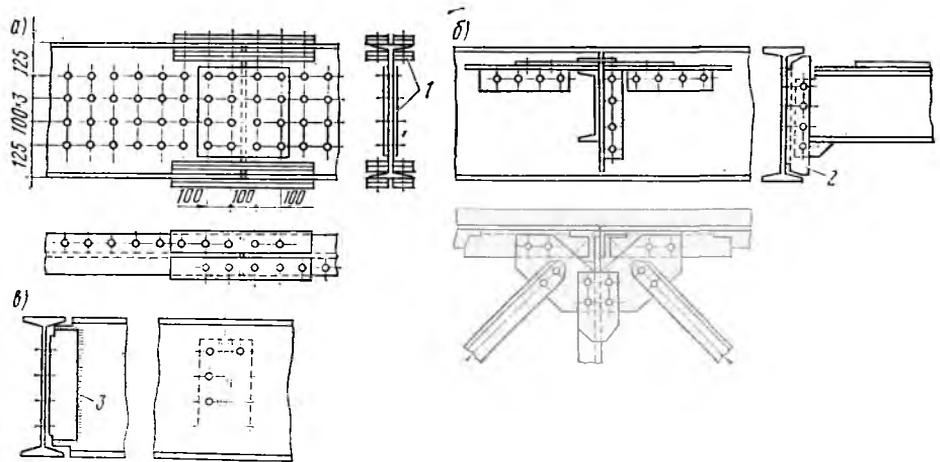


Рис. 4.3. Узлы балочных конструкций из УИКМ:
1 — стыковые накладки; 2 — ребра жесткости, 3 — сварной шов

ных сильнее, проходят через сечение стоек и поясов не прерываясь, а в плоскостях, перпендикулярных им, фасонки прерываются, обеспечивая тем самым пропуск фасонки основных плоскостей.

Разница в конструкции фасонки, устанавливаемых во взаимно перпендикулярных плоскостях, вызвана также и характером размещения болтовых отверстий. С целью более удобной установки болтов отверстия в одной и другой полках уголков (поясов, стоек и распорок) взаимно смещены на половину шага. Конструкция фасонки «сильных» плоскостей обеспечивает возможность прикрепления устанавливаемых в этих плоскостях более мощных раскосов крестового поперечного сечения, в то время как в другой плоскости ставят раскосы таврового сечения.

В качестве примера на рис. 4.2, а показан промежуточный узел примыкания раскосов и распорок к поясу фермы, имеющий узловые фасонки — одну, проходящую непрерывно и расположенную в плоскости фермы, и две, перпендикулярные к ней. Поясные уголки состыкованы в узле. Для перекрытия стыка использованы как узловые фасонки, так и специальные стыковые накладные уголки сечением $100 \times 100 \times 10$ мм. Если на ферму в этом узле передается сосредоточенная нагрузка от вышележащих конструкций, то верхние угольковые накладные устанавливают (см. рис. 4.2, а) полками вверх, образуя тем самым опорную площадку. Конструкция концов верхнего (см. рис. 4.2, б) и нижнего узлов стоек отличается наличием специальных пространственных фасонки, называемых башмаками. К башмакам, образованным из плоских фасонки, соединенных на сварке под прямым углом друг к другу, приварен опорный лист. Раскосы и распорки присоединены в опорном узле подобно тому, как это делают в промежуточных узлах. Концевые узлы имеют одинаковую конструкцию как сверху, где они предназначены для передачи нагрузки от вышележащих частей сооружения на стойки, так и снизу, где нагрузка от стоек через опорные узлы передается на основание.

Опорные листы башмаков сопрягают обычно с балками верхних и нижних распределительных ростверков, причем размеры листов даны с учетом установки двух балок.

Для соединения элементов УИКМ в узлах применены болты нормальной точности диаметрами 22 и 27 мм. Соответствующие им диаметры отверстий в элементах и фасонках равны 23 и 28 мм. Разница в диаметрах, с одной стороны, обеспечивает свободную постановку болтов, а с другой, приводит к возникновению остаточных деформаций в соединениях. Так, например, остаточные смещения в стыках стоек составляют по опытным данным 2—3 мм.

Конструкции из стержневых элементов УИКМ рассчитывают, рассматривая узловые соединения как шарнирные. Поскольку внеузловая передача нагрузки на конструкции не допускается, элементы проверяют на действие осевых усилий от расчетных нагрузок. Эти значения сравнивают с предельными усилиями $S_{пр}$, зависящими от сечений элементов, их свободной длины и знака усилия. При расчете раскосов по прикреплению двухрезными болтами $S_{пр}$ за-

висит от толщины фасонки или, точнее, от наличия или отсутствия планок, усиливающих фасонки (см. рис. 4.2). Предельные усилия по прикреплению зависят от числа болтов. Для стержневых элементов УИКМ значения предельных усилий приведены в табл. 4.1. Для элементов стоек и поясов они указаны при полном перекрытии стыков уголков и постановки здесь полного числа болтов.

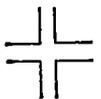
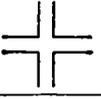
Комплект балочных элементов УИКМ содержит прокатные твуставровые балки № 55 длиной, обеспечивающей расстояние между центрами стыков 3,0; 5,0 и 11,0 м, а также дополнительные детали — стыковые накладные, распорки, диафрагмы и ребра жесткости. Стыкуя исходные элементы в их различных сочетаниях, можно получить балки другой длины с учетом конструкции того или иного вспомогательного сооружения. Для стыкования применяются болты диаметром 27 мм, устанавливаемые в отверстия диаметром 28 мм. Так как места закрепления дополнительных деталей в разных случаях различны, отверстия в стенках и поясах образованы заранее по всей длине балок с шагом 100 мм (см. рис. 4.3, а). Стыки полки и стенок перекрывают двусторонними стыковыми накладками. Для стыков полки применены те же накладки, что и для стыков стержневых элементов (стоек и поясов), устраиваемых без узловых фасонки. Чтобы перекрыть стык полки, требуется восемь таких накладок. Стык равнопрочен основному сечению.

Диафрагмы служат для объединения отдельных балок в двух- или многостенчатые пакеты с расстоянием между осями балок в твуставровые балки № 55 длиной, обеспечивающей расстояние 200 мм. Диафрагмы и ребра жесткости, обеспечивают устойчивость стенок балок в местах передачи на них сосредоточенных сил.

В комплект УИКМ входят распорки двух типов, отличающихся своими поперечными сечениями. Распорки из швеллера № 30 (рис. 4.3, б) применяются в качестве поперечной связи между одиночными балками с расстоянием между осями балок, равным панели УИКМ, т. е. 2 м. Распорки из двутрава № 55 (рис. 4.3, в) также служат поперечными связями между балками и, кроме того, поперечными балками, непосредственно воспринимающими нагрузку и передающими ее основным балками. При необходимости балки, расположенные на расстоянии 2 м одна от другой, могут быть соединены решетчатыми связями. Диагонали таких связей устраивают из стержневых элементов УИКМ, а распорки — из швеллеров № 30, входящих в комплект балочных элементов. Для прикрепления связей к балкам используют устанавливаемые вертикально и горизонтально ребра жесткости (см. рис. 4.3, б).

Предельные усилия для балочных элементов в проекте УИКМ заданы в виде изгибающих моментов и поперечных сил. Предельные моменты указаны для двух случаев — $M_{пр.мах}$, когда поперечная сила равна нулю, и $M_{пр}$, когда она достигает своего предельного значения $Q_{пр.мах}$. Подобно этому приведены и два значения предельной поперечной силы — $Q_{пр.мах}$ при $M=0$ и $Q_{пр}$ при $M_{пр.мах}$. Предельные усилия определены по результатам проверки нормальных, касательных и главных напряжений в сечениях балок и для балочных конструкций из УИКМ даны в табл. 4.2. Здесь же при-

Таблица 4

Элементы	Состав сечения	Схема сечения	Расстоя- ния меж- ду цент- рами эле- ментов, см	Глубо- кость	Предельные усилия $S_{пр}$ кг		
					при сжатии	при растя- жении	по прикреп- лению
Стойки и пояса	L 125+ +125×10		200 400	85 170	80 —	85 85	380 380
	2L 125+ +125×10		200 400	53 91	780 668	780 780	896—1400 896—1400
	4L 125+ +125×10		200 400	48 81	1560 1450	1560 1360	1560—1610 1560—1610
Раскосы	L 90+90×9		1415 283	81 138	42 36	44 44	234 230
	2L 90+90×9		283	85	407	431	467
	4L 90+90×9		283	85	842	902	537—935
	2L 75+75×8		283	100	111	138	146
Распорки	L 75+75×8		200 400	135 270	32 —	37 37	104 104
	2L 75+75×8		200 400	85 148	347 158	361 361	146—415 146—415
	4L 75+75×8		200 400	74 124	722 415	722 722	292—584 292—584

Примечание. Предельные усилия по прикреплению принимают с учетом конструкции узла и числа болтов.

ведены предельные значения поперечных сил $Q_{пр.с}$ в месте прикреплений распорок. Предельные сосредоточенные нагрузки на балки указаны в табл. 4.3.

Стержневые и балочные элементы УИКМ дают возможность возведения разнообразных по назначению и схемам вспомогательных сооружений, Балки используют для распределения нагрузки

Таблица 4.2

Сечение	$I_{пр}, \text{см}^4$	$W_{вт.}$	$M_{пр. \max}$ при $Q=0$, кН · м	$Q_{пр}$ при $Q = Q_{пр. \max}$, кН · м	$Q_{пр. \max}$ при $M=0$, кН	$Q_{пр}$ при $M = M_{пр. \max}$, кН · м	$Q_{пр.с}$, кН
Двутавр № 55	55150	1714	377	318	515	642	596 (см. рис. 4.3, а)
Швеллер № 30	5810	362	80	—	—	—	151,6 (см. рис. 4.3, б)

Таблица 4.3

Тип узла	Схема узла	Число ребер жесткости и их подклинки	Предельная нагрузка на узел, кН
Взаимное пересечение одностенчатых балок из двутавра № 55		Без ребер	140
		По четыре ребра без подклинки По четыре ребра с подклинкой	400 1100
Опираие одностенчатой балки из двутавра № 55 на концевой узел стойки		Два ребра без подклинки	1470
		Четыре ребра с подклинкой	1560
То же, при двустенчатой балке из двух двутавров № 55		То же	1560

между узлами решетчатой конструкции, стержневые элементы которой работают только на осевые силы. Положительная особенность УИКМ — их универсальный характер, а недостаток — монтаж решетчатых конструкций из большого числа сравнительно мелких элементов с постановкой значительного числа болтов, что приводит к повышенным затратам труда. В связи с этим УИКМ иногда применяют, не разбирая решетчатые конструкции на исходные элементы, а хранят и используют их соединенными в плоские блоки.

Разработаны другие типы универсальных инвентарных конструкций с укрупненными элементами и с малым числом болтов.

4.3. Мостовые инвентарные конструкции (МИК)

Анализ опыта использования УИКМ показал, что решетчатые системы применяются преимущественно в виде вспомогательных опор, а в виде ферм встречаются относительно редко. На этой основе и с учетом требования снижения трудоемкости монтажа конструкций посредством укрупнения элементов и уменьшения числа болтов в соединениях разработаны мостовые инвентарные конструкции (МИК). Комплект МИК содержит стоечные (МИК-С) и пакетные (МИК-П) конструкции.

Из элементов стоечных конструкций собирают надстройки вспомогательных опор, подмостей, пирсов, подкрановых эстакад и др. Конструкции стоечные МИК-С содержат 11 марок, из них 4 марки стоек (Л-1÷Л-4), 5 марок раскосов и распорок (Л-5÷Л-9), одна цельносварная марка балочного ростверка (Л-11) и одна соединительная планка (Л-10). Для соединения элементов в узлах предусмотрены высокопрочные болты диаметром 24 мм.

По схемам компоновки вспомогательных сооружений МИК-С подобны УИКМ — расстояния между центрами узлов по горизонтальным и вертикальным направлениям равны 2 м (рис. 4.4, а). При необходимости повышения несущей способности опор помимо основных могут быть установлены дополнительные стойки на расстоянии 0,25 м от основных. Конструкции МИК-С отличаются типами поперечных сечений элементов и узловых соединений.

Элементы МИК-С выполнены из стальных одиночных труб. Трубчатое сечение обладает повышенной несущей способностью при сжатии, а трубчатые элементы просты в изготовлении и удобны в эксплуатации. Узлы сопряжения элементов стоек фланцевые (рис. 4.4, б). Концы трубчатых стоек заведены в круглые прорези во фланцевых листах и соединены с листами двусторонними сварными швами. Для герметизации внутренней полости труб с целью их антикоррозионной защиты применены концевые заглушки-диафрагмы. Взаимное соединение фланцевых листов выполнено на высокопрочных болтах. Элементы решетки — раскосы и распорки — прикрупевают к узловым фасонкам посредством одноболтовых соединений; для этого элемента оснащены концевыми фасонными листами, вставленными в прорези на концах элементов. Раскосы при-

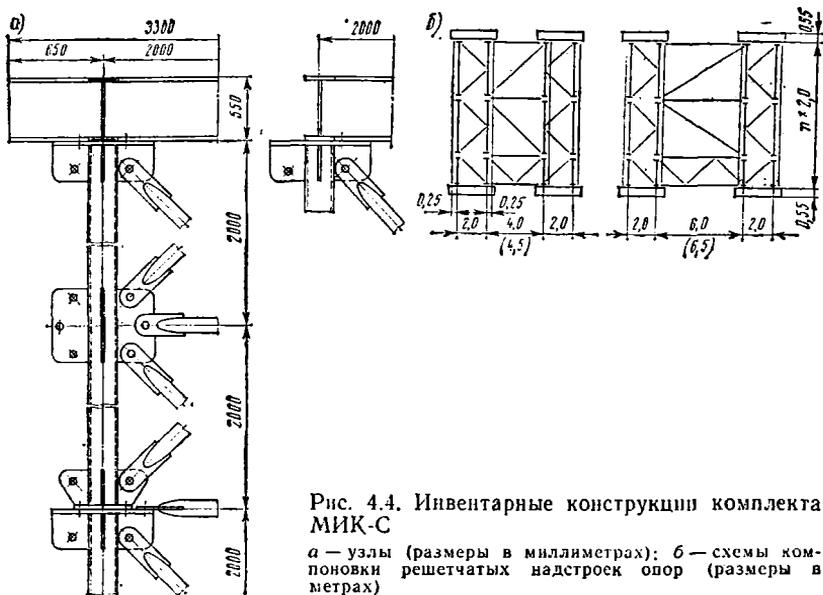


Рис. 4.4. Инвентарные конструкции комплекта МИК-С
 а — узлы (размеры в миллиметрах); б — схемы компоновки решетчатых надстроек опор (размеры в метрах)

креплены к фасонкам стоек, а распорки — к фланцевым листам, которые для этой цели соответственно развиты на одном из концов каждой стойки.

Балочный ростверк (марка Л-11) — это пространственная сварная конструкция из четырех сварных двутавров и связей между ними. Установка ростверка одним блоком упрощает монтаж конструкций МИК-С.

Из элементов стоек, распорок, раскосов и ростверков собирают основную конструкцию МИК-С — башенную надстройку размером в плане 2,0×2,0 м. Есть в комплекте дополнительные стойки — 2,0×2,5 м. Отдельные башни можно соединять между собой в продольном и поперечном направлении с помощью раскосов и распорок с образованием пространственных конструкций неограниченного размера для трех расстояний между башнями 2, 4 и 6 м. Башни собирают как из отдельных элементов, так и из плоских или пространственных секций.

Сечения и предельные усилия (расчетные сопротивления) элементов МИК-С даны в табл. 4.4.

Инвентарные пакетные конструкции МИК-П применяют для устройства прогонов подкрановых эстакад, временных (рабочих) мостов, пирсов и других сооружений, а также балочных распределительных конструкций плавучих и перекаточных опор. МИК-П можно применять совместно с МИК-С или УИКМ. Основные элементы конструкций МИК-П — сварные двутавровые балки высотой 550 и 1040 мм с моментами сопротивления соответственно 2108 и 7780 см³ при длине 8000 и 11 920 мм (рис. 4.5, а). Соединяя балки по длине посредством специальных стыковых накладок,

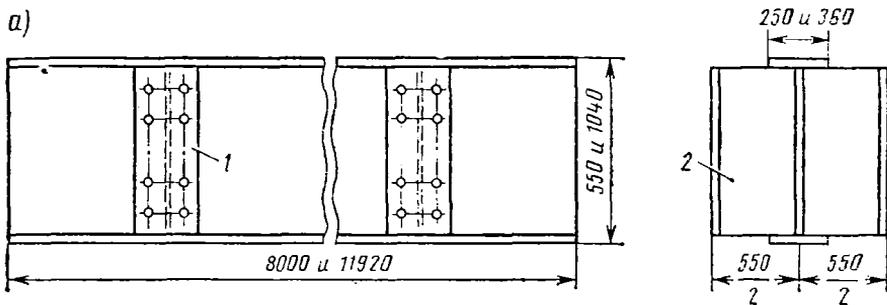
Таблица 44

Трубчатый элемент МИК-С	Марка	Диаметр трубы и толщина ее стенки, мм	Предельное усилие, кН	
			сжатия	растяжения
Стойка	Л-1, Л-2	$D=203, \delta=5$	$\frac{1000^*}{870}$	30
	Л-3, Л-4	$D=159, \delta=5$	$\frac{440^*}{330}$	50
Раскос	Л-5, Л-7	$D=95, \delta=5$	110	110
Распорка	Л-6	$D=95, \delta=5$	110	110
Раскос	Л-7	$D=159, \delta=5$	110	110
Распорка	Л-8, Л-9	$D=159, \delta=5$	110	110

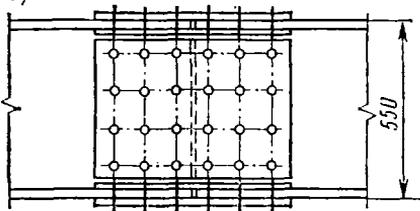
* В числителе приведено усилие при свободной длине стойки 200 см, в знаменателе — 400 см.

можно получать прогоны длиной 8,0; 11,92; 16,0; 19,92 м и т. д. Стыки балок выполнены на высокопрочных болтах диаметром 24 мм (рис. 4.5, б). Отдельные балки можно соединять в пакеты при расстояниях между осями балок 550 мм. Балки соединяют посредством полудиафрагм с торцевыми фланцевыми листами (рис. 4.5, в) на

а)



б)



в)

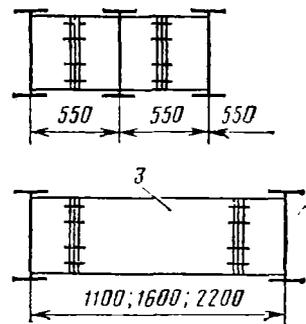


Рис. 4.5. Инвентарные конструкции комплекта МИК-П:
1 — фланцевый лист; 2 — полудиафрагма; 3 — диафрагма-вставка

высокопрочных болтах. При необходимости расстояние между балками может быть увеличено до 1600 и 2200 мм — для этой цели в комплекте МИК-П есть диафрагмы-вставки, также оснащенные фланцевыми листами по концам. При повышенных расстояниях между балками можно устраивать продольные решетчатые связи из инвентарных уголков. Для прикрепления уголков в горизонтальных фасонках полудиафрагм устроены прорези, очерченные по окружностям с центром, совпадающим с точкой центрирования элементов. Такое решение позволяет обеспечить центрировку диагоналей связей при различных расстояниях между осями балок.

4.4. Инвентарные понтоны

Инвентарные понтоны¹ типа КС используют в качестве элементов плавучих средств различного назначения — плашкоутов плавучих опор для перевозки пролетных строений, плашкоутов для устройства плавучих кранов, плавучих бетонных заводов, плавучих транспортных средств для перевозки строительных грузов, наплавных мостов и т. п. Инвентарные понтоны относят к группе вспомогательных конструкций универсального назначения. Их используют также в качестве элементов перемычек при сооружении мостовых опор, а в отдельных случаях и для устройства пролетных строений подкрановых эстакад, опалубки больших опалубливаемых поверхностей и т. п. Создание парка инвентарных понтонов освобождает мостостроительные организации от необходимости использовать плавучих средств общего назначения и прежде всего барж различных типов и размеров. А применение барж связано не только с необходимостью их усиления и приспособления к перевозке тех или иных грузов, но и с повышенными расходами на аренду, отвлечением транспортных средств от перевозки народнохозяйственных грузов.

Понтон типа КС (рис. 4.6) представляет собой стальную прямоугольную коробку с размерами сторон $1,8 \times 3,6 \times 7,2$ м. Конструктивные элементы понтона имеют наружную тонкостенную обшивку толщиной 3—4 мм, систему внутренних продольных и поперечных подкрепляющих ребер (кильсонов и шпангоутов) и внутренние поперечные решетчатые связи. Для доступа и осмотра внутреннего пространства в палубе понтона устроена закрепленная на болтах крышка — люк, через который в понтон можно заливать или откачивать забортную воду при балластировании плашкоутов. Конструкция понтона допускает возможность набора и сброса водного балласта также и путем регулирования давления сжатого воздуха внутри понтона. Для этого штуцер воздухопровода присоединяют к одному из отверстий в понтоне, закрываемых пробкой с резьбой, а вода набирается в понтон или уходит из него через другие такие же отверстия вниз.

¹ Название понтонов КС дано по первым буквам фамилий авторов, предложивших этот тип в 1947 г., профессоров Н. М. Колоколова и К. С. Силина.

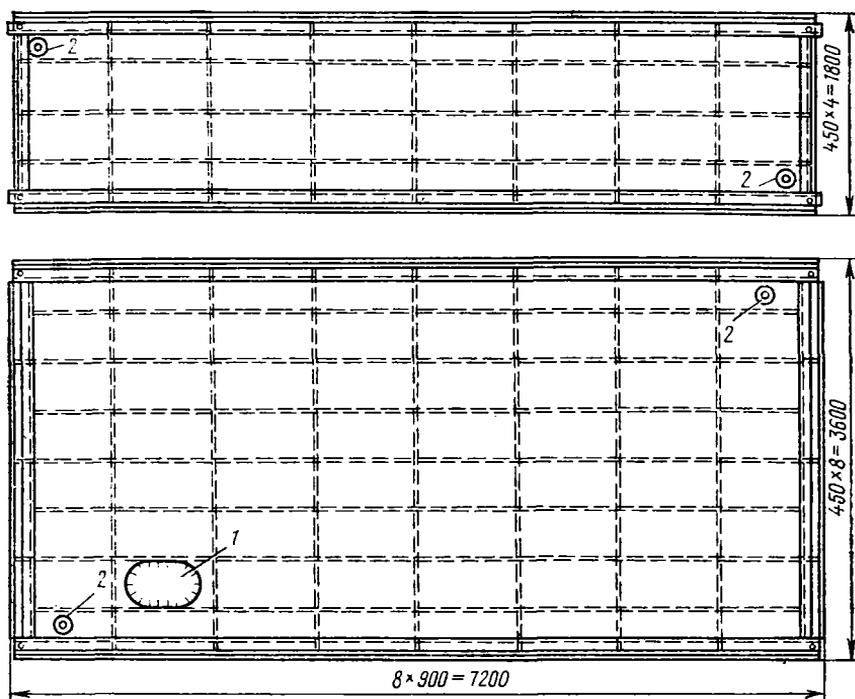


Рис. 4.6. Боковой вид и план понтона КС:
 — люк; 2 — отверстие, закрытое пробкой с резьбой

При объединении в плашкоут понтоны соединяют болтами (рис. 4.7). Для удобства стыкования продольные и поперечные ребра понтона выполнены в виде бортовых коробок, каждая из которых — это сварная конструкция из двух уголков сечением $150 + 100 \times 10$ мм. Для восприятия действующих на стык изгибающих моментов горизонтальные полки бортовых коробок соединяют по верху и понизу стыковыми накладками, между которыми вдоль понтона оставляют зазоры для заводки болтов и навинчивания гаек изнутри коробки. Поперечные силы в стыке воспринимаются болтами, соединяющими вертикальные полки коробок.

Конструкция понтонов допускает возможность их взаимного соединения по всем трем плоскостям — бортам, палубе и торцам.

Стыкуют понтоны на болтах диаметром 27 мм при диаметре отверстий в понтоне, равном 30 мм по условиям его изготовления. Такая разница диаметров — причина заметных остаточных деформаций в стыках, что нужно учитывать при проектировании плавучих систем. По данным измерений тангенс взаимного угла поворота понтонов от остаточных смещений в стыке

$$\operatorname{tg} \alpha = 2/h,$$

где h — высота плашкоута, равная 180 или 360 см.

Такая конструкция стыка понтонов связана с известной сложностью технологии сборки плашкоутов. Для сборки на берегу устраивают стеллажи, дающие возможность доступа к стыкам и постановки накладок и болтов не только поверху, но и понизу понтонов. Достоинство болтовых стыков — их высокая несущая способность, соответствующая несущей способности сечений понтонов.

При проектировании вспомогательных сооружений понтоны рассчитывают на действие местных сосредоточенных нагрузок, а также изгибающих моментов и поперечных сил. Эти усилия определяют применительно к нагрузкам и схемам вспомогательных сооружений в конкретных случаях. Затем полученные усилия сравнивают с их предельными значениями (табл. 4.5). Ввиду малой толщины обшивки предельные сосредоточенные силы $P_{пр}$ могут быть приложены только в местах приварки ребер жесткости (рис. 4.8). В произвольно выбранных точках по длине поперечных ребер (шпангоутов) $P_{пр} = 20$ кН. Наибольшие сосредоточенные нагрузки допускаются в местах примыкания ребер к бортовым коробкам, а также в узлах поперечных связей.

Передачу сосредоточенных сил на палубу в фиксированных точках обычно обеспечивают устройством распределительных балочных ростверков из элементов УИКМ

Для ряда проверок конструкции понтона прочность ее определяется совместным действием изгибающих моментов и поперечных сил. В этих случаях при проверке прочности плашкоутов из понтонов полученные расчетом изгибающие моменты и поперечные

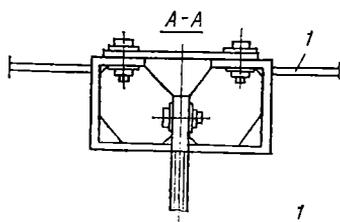


Рис. 4.7. Стык понтонов:

1 — палуба понтона; 2 — стыковая накладка; 3 — болты

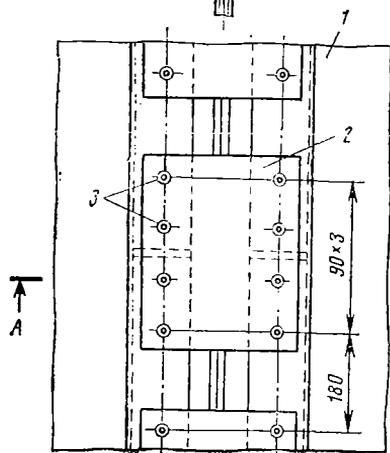


Рис. 4.8. Схема действия предельных сосредоточенных нагрузок на понтон

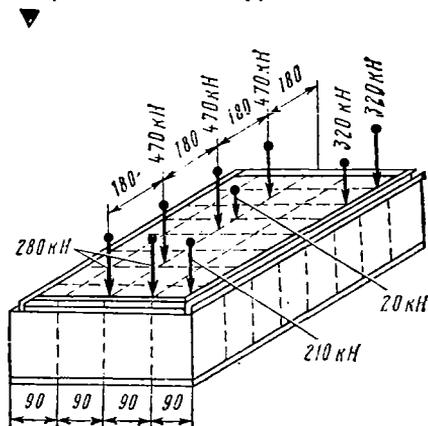


Рис. 4.9. График предельных усилий в сечениях и стыках вонтонов:

1 — по схеме I; 2 — то же, по схеме II; 2а — по схеме II и при наличии гидростатической нагрузки $q=36$ кН/м²; 2б — то же, при $q=0$; 1—V — схемы нагружения (см. табл. 4.5)

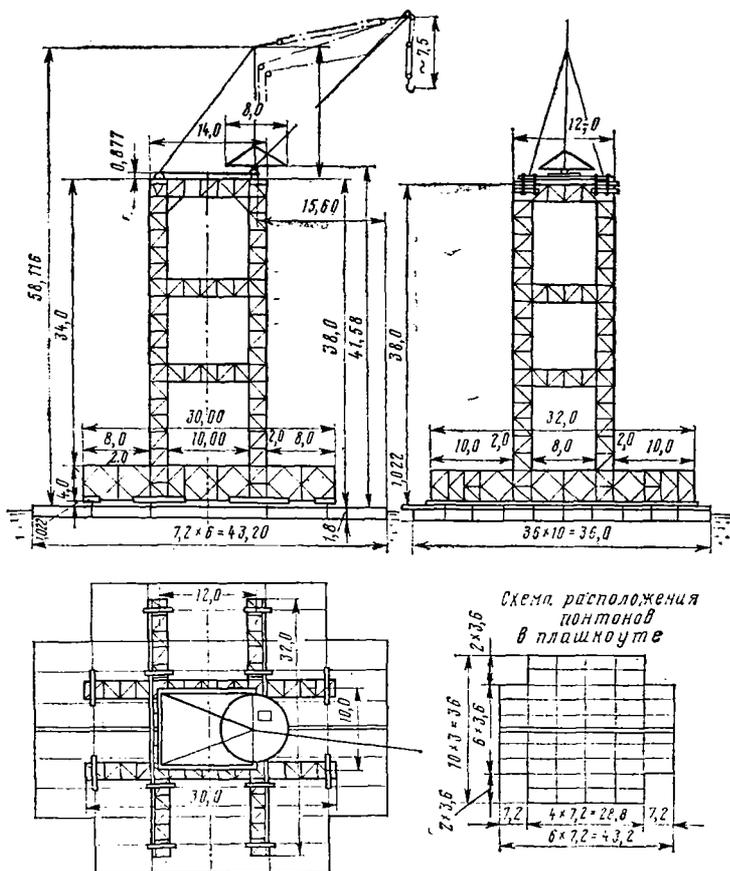
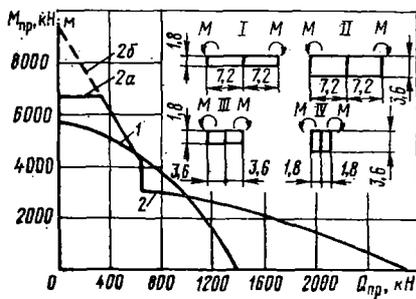


Рис. 4.10. Подмости из инвентарных конструкций для плавучего деррик-крана грузоподъемностью 45/60 т

Схема расположения понтонов по рис.	Элемент конструкции, для которого определяется несущая способность (прочность)	$M_{пр}$, кН·м	$Q_{пр}$, кН
I	Понтон	По рис. 3.10	
	Стык понтонов	5750	1380
II	Понтон	По рис. 4.9	
	Стык понтонов	6080	2760
IV	Понтон и стык при $q=18$ кПа	3480 ($Q=0$)	1240 ($M=0$)
	То же, при $q=0$	4860 ($Q=0$)	1240 ($M=0$)
	Понтон и стык при $q=36$ кПа	4300 ($Q=0$)	2480 ($M=0$)
	То же, при $q=0$	9930 ($Q=0$)	2480 ($M=0$)

Примечания. 1. Для схем загрузки III и IV (см. рис. 4.9) при $Q \neq 0$ и $M \neq 0$ значения $M_{пр}$ и $Q_{пр}$ определяют расчетом.

2. Приведенные значения $M_{пр}$ и $Q_{пр}$ по прочности стыка даны применительно к случаю постановки наибольшего возможного числа стыковых накладок и болтов. Если действующие усилия существенно меньше предельных, число накладок и болтов назначают по расчету.

силы сравнивают с данными графика предельных усилий $M_{пр}$ и $Q_{пр}$ (рис. 4.9), а при отсутствии этих данных для случаев, указанных в табл. 4.5 с результатами соответствующих расчетов. Несущая способность понтонов при изгибе зависит также от гидростатического давления q воды на обшивку, расчетное значение которого, равное 18 и 36 кПа, соответствует погружению понтона в воду на его полную высоту.

Инвентарные конструкции обычно хранят на специальных базах мостостроительных управлений, которые комплектуют элементы для разных сооружений, отправляют их на строительство и ремонтируют после возвращения на базу. Каждое строительство получает инвентарные конструкции на правах аренды и оплачивает за весь срок использования. В арендную плату входит стоимость амортизации конструкций, их ремонта и содержания базы. Пример использования инвентарных конструкций приведен на рис. 4.10.

4.5. Фундаменты вспомогательных сооружений

Фундаменты вспомогательных сооружений — подмостей, опор для полунавесной сборки и перекатки, пирсов и т. п. устраивают на лежнях или сваях. Лежневые фундаменты допустимы только на сухих местах при отсутствии пучения и чрезмерных осадок оснований.

Лежневый фундамент под вспомогательную опору из УИКМ (рис. 4.11, а) может быть выполнен в виде сплошного ряда брусьев или бревен, опиленных на два канта, с передачей нагрузки от стоек решетчатой надстройки опоры на лежни через инвентарные распределительные балки из двутавра № 55. Прочность грунтовых оснований и осадки лежневых фундаментов проверяют

так же, как и для массивных фундаментов мелкого заложения. Лежни рассчитывают, как балки, нагруженные реактивным давлением грунта и опертые на распределительные балки, а распределительные балки — на действие реактивного давления лежней, считая, что балки опертые на стойки надстройки.

Свайные фундаменты в зависимости от местных условий устраивают на вертикальных (рис. 4.11, б) и наклонных (рис. 4.11, в) сваях, а также сваях, погруженных в каркасах (рис. 4.11, г), или в ряжевых оболочках (рис. 4.11, д).

Наиболее просты фундаменты на вертикальных деревянных сваях. Поскольку с увеличением свободной длины сваи над поверхностью грунта быстро возрастают изгибающие моменты и напряжения в сваях от действия горизонтальных нагрузок, фундаменты этого типа применимы лишь при сравнительно небольшой свободной длине свай (обычно не более 0,5—1,0 м), а это значит, что их можно устраивать при незначительной глубине воды или на сухих местах. Для уменьшения усилий от горизонтальной нагрузки фундаменты устраивают на наклонных сваях (см. рис. 3.11, в). Такие фундаменты имеют повышенную жесткость в поперечном направле-

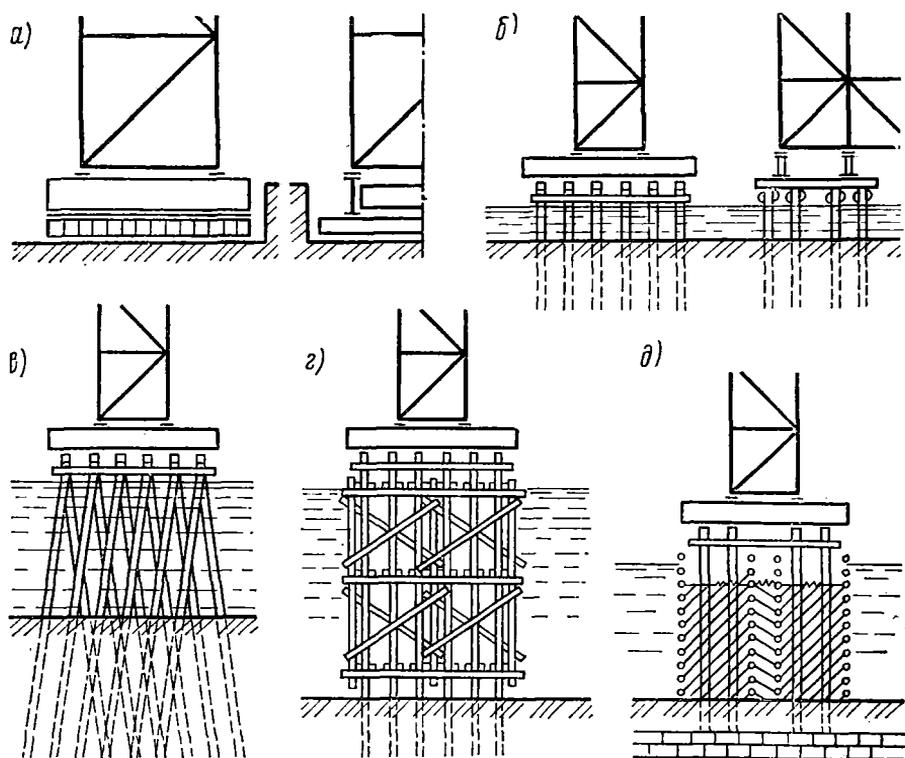


Рис. 4.11. Фундаменты вспомогательных сооружений

нии и их применяют при свободной длине свай до 4—6 м. По расходу лесоматериалов фундаменты этого типа экономичны, но технология их устройства (погружение наклонных свай) несколько усложнена.

Фундаменты на вертикальных сваях в каркасах (см. рис. 4.11, *г*) устраивают при большой глубине воды и затруднениях при погружении наклонных свай. Каркас представляет собой систему образованных продольными и поперечными брусками горизонтальных решеток, установленных в два или несколько ярусов по высоте. Решетки соединены вертикальными и горизонтальными схватками, образующими вместе с решетками неизменяемую пространственную систему. Расположение ячеек в решетках соответствует расположению свай в плане, а размеры ячейки в свету строго соответствуют диаметру свай. Забивают сваи через каркасы, которые заранее доставляют к месту установки и раскрепляют в проектном положении. Для плотного заполнения ячеек каркаса сваи обрабатывают (цилиндруют), устраняя естественную коничность. При действии горизонтальных сил каркас работает как сквозная конструкция, в элементах которой возникают только осевые усилия. Изгибающие моменты в сваях в этом случае существенно уменьшаются.

В наносный слой скальных грунтов сваи должны быть погружены на глубину, установленную нормами проектирования. Если опирание свай на скалу рассматривается как шарнирное, глубина погружения должна быть не меньше 1 м. При толщине слоя наносных грунтов меньше 1 м сваи погружают в ряжевых оболочках (см. рис. 4.11, *д*), представляющих собой ряж без днища в местах расположения свай. Для погружения ряжа на дно его отсеки (карманы) заполняют камнем. Затем погружают сваи и заполняют камнем остальные отсеки (для свай), обеспечивая тем самым требуемую глубину заделки свай в грунт, а также уменьшая ее свободную длину. Здесь каменная засыпка служит в качестве подводных связей.

Для передачи нагрузки на свайное основание от стоек решетчатой надстройки вспомогательных опор применяют распределительные двутавровые балки из УИКМ. Эти балки опирают на насадки свай. Для увеличения площади смятия на насадку укладывают сверху (под балками) и снизу отрезки швеллеров.

Конструкция соединения наклонных деревянных свай с насадкой (рис. 4.12) для попарного объединения верха свай с созданием жесткого узла, а также для увеличения площади смятия насадки имеет вставку 1, скрепленную со сваями болтами. При действии повышенных горизонтальных нагрузок в крайних сваях возможно возникновение растягивающих сил. Эти силы передаются через стальные планки 2 и болты с проушинами 3.

Если на фундамент передаются большие нагрузки, а также при больших глубинах воды и сложных геологических условиях, а также при дефицитности лесоматериалов применяют сваи призматические или трубчатые железобетонные и металлические из труб, двутавров, шпунта. Железобетонные сваи объединяют поверху железобетон-

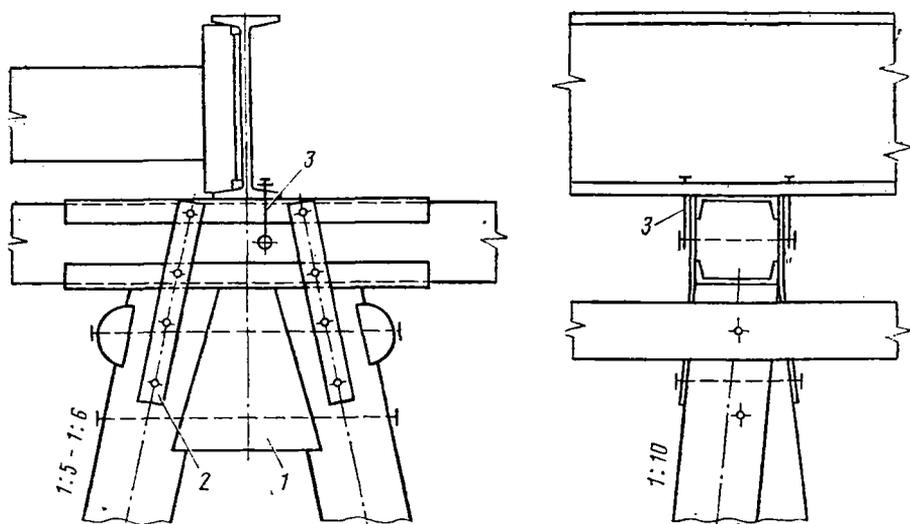


Рис. 4.12. Соединение наклонных деревянных свай с насадкой

бетонной плитой, металлические — сварным ростверком из пересекающихся балок. На ростверк укладывают распределительные балки, передающие нагрузку от надстройки.

Для рационального использования металла стальные сваи нужно извлекать для повторного применения, однако, такая задача в случае забивных свай технологически сложна. В этих случаях перспективны стальные винтовые сваи, устраиваемые из листового металла. Завинчивают сваю с помощью надеваемого на нее шкива (кабестана) с канатом, уложенным по окружности шкива. Вытягивая канат с помощью лебедки, приводят во вращение шкив, а вместе с ним и сваю; по мере погружения сваи шкив поднимают. Положение свай в плане обеспечивают стальным направляющим каркасом с трубчатыми патрубками для свай. В дальнейшем каркас служит продольными и поперечными связями между сваями.

Глава 5. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ, РАЗБИВОЧНЫЕ И КОНТРОЛЬНО-ИЗМЕРИТЕЛЬНЫЕ РАБОТЫ

5.1. Организация геодезических работ

Качество возводимых искусственных сооружений на всех этапах строительства в значительной мере зависят от хорошей организации и выполнения полного комплекса геодезических, разбивочных и контрольно-измерительных работ. На строительстве малых и средних мостов и труб геодезические и разбивочные работы обычно выполняет производитель работ или инженер производственно-

технического отдела, а при возведении больших и особенно внеклассных мостов — специальная геодезическая группа в составе производственно-технического отдела строительства. Особо ответственные работы по созданию мостовой триангуляционной сети обычно передают специализированным геодезическим организациям. Геодезическая служба на строительстве нужна в течение всего периода сооружения моста, начиная с подготовительных работ и кончая сдачей в постоянную эксплуатацию. Используемые геодезические инструменты, мерные ленты, рулетки должны находиться в исправном состоянии и систематически подвергаться контрольным проверкам.

В мостостроении применяются обычно оптические теодолиты, например типа ОТ-02, ТБ-1, ОТМ и ОТ-10. Наиболее распространен оптический теодолит ТБ-1 с погрешностью измерения угла не более 6"—7" Нивелиры используют как высокоточные типа НБ, НА и НПГ с плоско-параллельной пластинкой и контактным уровнем (зрительная труба этих инструментов имеет увеличение 40—48, цена деления 8"—10" на 2 мм, цена деления барабана 0,05 мм), так и менее точные типов НВ, НГ и НС-2 с трубами, создающими 31-кратное увеличение при цене деления цилиндрического уровня 17"—25" на 2 мм.

Для измерения расстояний применяют стальные рулетки, стальные и инвентарные ленты и проволоки. Перед началом работ мерные инструменты компарируют. Точность измерения стальной штриховой лентой — 1 2000, шкаловой — 1 15 000, а инварными и стальными проволоками — 1 100 000.

До начала геодезических работ на стройплощадке получают и изучают необходимые исходные проектно-технические материалы. Проектная организация, выполнявшая изыскания и проектирование мостового перехода или дороги, до начала работ передает строителям по акту в присутствии заказчика материалы закрепления оси трассы моста и подходов к нему, продольный профиль перехода, данные об осях регуляционных сооружений, а также сведения о положении и типах центров, закрепляющих продольную ось моста, о грунтовых реперах и стенных марках. Для больших и внеклассных мостов передаются пункты триангуляции или полигонометрии. К акту должны быть приложены: детальный план перехода с нанесенными осями сооружений, схема расположения всех центров геодезической основы мостового перехода, выписка из каталога координат и высотных отметок геодезической основы.

Генеральный разбивочный план с приложенной к нему пояснительной запиской должен содержать: исходные данные, метод и точность измерения базисов и углов, фактические и допустимые невязки и метод, положенный в основу предварительных разбивочных работ при изысканиях и закреплении мостового перехода.

В передаваемых строителями материалах закрепления оси трассы мостового перехода и реперной сети должна быть указана привязка к центрам и маркам государственной плановой и высотной

геодезической основы¹. Положение закрепительных центров продольной оси моста дается в пикетаже трассы, а высотные отметки — в системе отметок, принятых в проекте строящейся дороги. Передаваемые материалы по геодезическим знакам (центрам и реперам) и масштабам плана должны удовлетворять установленным требованиям (табл. 5.1).

Таблица 5.1

Сооружение	Масштаб плана	Расстояние между горизонталями по высоте, м	Число центров оси моста и характер их закрепления	Число реперов или марок и характер их закрепления
Труба или мост длиной до 50 м	1 : 1000	0,5	Не менее двух; деревянными столбами	Один репер; деревянным столбом
Мосты длиной от 50 до 100 м	1 : 1000	0,5	Не менее двух на каждом берегу; деревянными столбами	По одному реперу на каждом берегу; деревянными столбами
Мост длиной от 100 до 300 м	1 : 2000	0,5	Не менее двух на каждом берегу; капитальными центрами	По одному реперу на каждом берегу; закрепление постоянное
Мост длиной свыше 300 м	1 : 5000	1,0	То же	По два репера на каждом берегу; закрепление постоянное

Геодезические и разбивочные работы, обеспечивающие проектное положение и размеры как всего сооружения, так и отдельных его частей, ведутся в течение всего периода строительства моста. При этом: 1) восстанавливают на местности и выверяют геодезическую плановую и высотную основы; 2) переносят на местность (разбивают) ось моста, оси опор, подходов, струенаправляющих дамб и т. д.; 3) систематически контролируют возведение отдельных частей сооружения, обеспечивая проектное их положение; 4) проверяют размеры и форму прибывающих с заводов монтажных элементов; 5) на строительной площадке ведут разбивочные работы по вспомогательным производственным сооружениям и бытовым зданиям, подъездным дорогам, причалам и т. п.

По мере завершения постройки отдельных частей моста (опор пролетных строений и т. д.) проводят геодезические работы по определению геометрических размеров возведенных сооружений и

¹ Подробные указания по условиям проектирования и разбивке плановой и высотной сети, устройству центров, наружных знаков и размеров геодезических сетей, порядку разбивки мостовой триангуляционной сети, расчету исходных данных для разбивки центров опор и другие материалы можно найти в СНиП III-2—75 «Правила производства и приемки геодезических работ в строительстве».

объемов выполненных работ (исполнительные съемки и обмеры). В отдельных случаях на мостах, строящихся в сложных геологических условиях, производят по специальным программам геодезические наблюдения за деформацией построенных сооружений.

5.2. Разбивка осей опор

При разбивке опор малых и средних сооружений центры опор переносят на местность непосредственным измерением расстояний между знаками (см. пункты *A* и *B* на рис. 5.1, *a*), закрепляющими ось сооружения, и центрами опор, привязанными в проекте к пикетажу дороги.

Для промеров расстояний через водоток в летний период вдоль оси перехода устраивают легкий свайный мостик. На мостике промерами расстояний от исходных пунктов до осей опор находят и закрепляют гвоздями их центры, после чего, устанавливая теодолит над центром каждой опоры, пробивают их продольные оси. Если по местным условиям не удается расположить вспомогательный мостик на оси перехода, то его устраивают в стороне, пробивая дублирующую вспомогательную ось (рис. 5.1, *b*), на которую переносят исходные пункты *A* и *B*. Вспомогательную ось желательно располагать параллельно основной оси. Если оси не параллельны, то угол между ними учитывают при переносе центров и осей опор дублирующих на основную. Зимой разбивку осей ведут со льда по замороженному в лед дощатому пастилу.

Линейные измерения выполняют компарированными шкаловой лентой или стальной рулеткой. Натяжение ленты или рулетки регулируют динамометром или постоянным усилием опытного рабочего. Измеряя расстояния, инструмент (ленту, рулетку) располагают горизонтально; при уклонах местности более $3-5^\circ$, когда горизонтальное расположение измерительного инструмента затруднительно, вносят соответствующие поправки в длины линий. Поверхность земли предварительно планируют, срезая бугры, вырубая кустарник и т. п. На крутых склонах рекомендуется устраивать ступенчатые мостики и переносить расстояние с одного уровня на другой с помощью отвеса. В измеренную длину нужно вводить соответствующие поправки на компарирование измерительных ин-

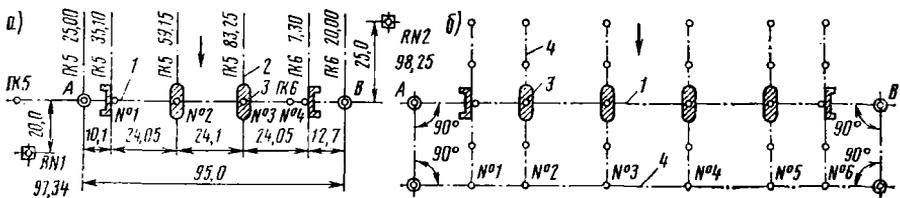


Рис. 5.1. Схема разбивки центров опор среднего моста:

№ 1 ÷ № 6 — номера опор моста; 1 — ось моста; 2 — продольная ось опоры; 3 — центр опоры; 4 — дублирующая ось

струментов и на разность температур при измерении и контрольной их проверке. Одним инструментом измеряют в прямом и обратном направлениях, а двумя — в одном направлении. Оси закрепляют парными столбами, расположенными с каждой стороны опоры по ее осям.

Створные знаки на оси моста и исходные пункты нужно сохранять без повреждений в течение всего периода постройки моста.

Разбивка осей опор больших мостов необходима при постройке этих сооружений на широких и глубоких реках в теплое время года, когда невозможно непосредственными измерениями определить расстояние между исходными пунктами и разбить оси опор. В этом случае прибегают к параллактическому или триангуляционному способам. С этой целью создают на берегах геодезическую опорную сеть, представляющую собой в плане систему треугольников или четырехугольников (рис. 5.2), измеренных с высокой точностью по своим линейным и угловым размерам. Разбивки выполняют, привязываясь к пунктам геодезической опорной сети, имеющей координаты в абсолютной или условной системе.

В триангуляционную сеть включают не менее двух исходных точек, закрепляющих ось моста и расположенных на каждом берегу. Основой триангуляционной сети служат базисы, которые рекомендуется разбивать на ровном месте, свободном от застроек и допускающем точное измерение и беспрепятственное визирование. Конечные точки базисов нужно размещать на незатопляемых местах и прочно закреплять. Разбивку центров опор выполняют угловыми засечками не менее чем из двух точек базиса с пересечением засечек в створе оси моста. Для повышения точности разбивки углы в треугольниках между направлением засечек и осью моста должны быть не менее 25° и не более 150° .

Направления засечек рекомендуется закреплять на берегах выносными створными знаками (см. 2' и 3' на рис. 5.3, а). Измеренные стальными шкаловыми лентами размеры базисов и теодолитами — параллактические углы позволяют аналитическим способом как проверить расстояние между пунктами, расположенными на обоих берегах, так и вести последующее определение положения точек осей опор и других их элементов в процессе постройки, т. е. осей и углов каркасов для свай, наплавных инструментов, например, установленных в двух точках (см. точки С и D на рис. 5.3, б), при заранее аналитически вычисленных и замеренных углах (α_1 и β_1) возможно установить положение точки оси опоры (№ 3), расположенной в реке.

Расстояния между конечными точками моста и между центрами опор, определенные с помощью триангуляции, рекомендуется при возможности проверять непосредственными промерами.

Если трасса расположена по круговой кривой, ось моста принимают вдоль кривой, а продольные оси опор — по направлению радиусов кривой. Точки пересечения продольных осей опор с осью моста будут центрами опор. Поперечная ось каждой опоры образуется касательной к кривой, проведенной в точке центра опоры.

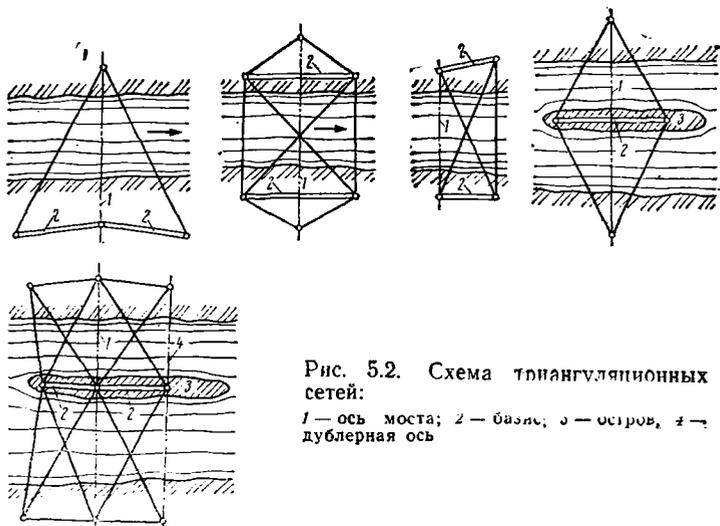


Рис. 5.2. Схема триангуляционных сетей:

1 — ось моста; 2 — базис; 3 — остров; 4 — дублирная ось

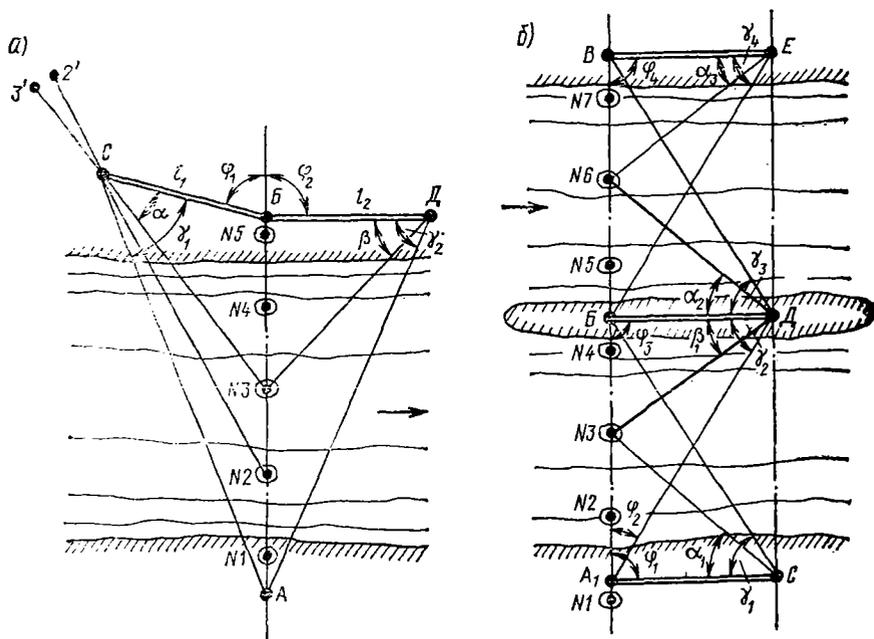


Рис. 5.3. Схема разбивки центров опор засечками:

а — на одном берегу при базисах С-В и В-Д длиной l_1 и l_2 , расположенных под углами α_1 и α_2 к продольной оси; б — при базисах на обоих берегах В-Е, А₁-С и острове (В-Д); № 1 ÷ № 7 — номера опор моста

В зависимости от местных условий размеров моста разбивка может быть дана методом многоугольника от линии тангенсов, от стягивающей хорды или полярным способом.

Пункты мостовой триангуляционной сети закрепляют постоянными знаками. Их конструкция и расположение должны обеспечить неизменность положения центра знака на весь период строительства. При отсутствии видимости с земли теодолит необходимо располагать над центром знака с обязательным совмещением на одной вертикальной линии центров знака, инструмента и визирной линии. Для этого над центром пункта сооружают геодезическую наблюдательную пирамиду-вышку необходимой высоты. Вышка имеет внутреннюю металлическую или железобетонную полую трубу диаметром не менее 40—50 см, установленную на бетонном фундаменте знака. На верхнем конце трубы для установки теодолита закрепляют горизонтальный круглый столлик, на который выносят положение центра знака. Вокруг трубы вышки устанавливают объемлющий наружный деревянный или металлический каркас в виде пирамиды и лестницу, не связанные с трубой и предназначенные для наблюдателя.

На строительстве больших мостов с большим числом опор геодезические наблюдательные вышки рекомендуется устанавливать также по продольной оси моста, располагая их в исходных наблюдательных пунктах. Геодезические вышки нужно по возможности сохранять на весь период постройки опор и монтажа пролетных строений. Для мостов длиной более 100 м рекомендуется иметь дублерную ось (параллельную оси моста), расположенную в удобном месте для разбивки береговых и пойменных опор, но за пределами земляных работ на подходах и регуляционных сооружениях.

Для обеспечения точности геодезических работ, на строительстве мостов длиной до 100 м при определении расстояний между исходными пунктами, закрепляющими ось сооружения, и расстояний между осями опор допускается относительная ошибка не более 1 : 5000; на мостах длиной более 100 м точность измерения расстояний между исходными пунктами, закрепляющими ось моста, и положения осей надфундаментной части опоры зависит от возможного смещения на опорах пролетных строений. Допустимая ошибка измерения (в сантиметрах)

$$m \leq \pm \sqrt{\sum (l_{np}/k)^2 + 0,5n},$$

где l_{np} — длина каждого пролета, см;

n — число пролетов на измеряемом участке моста;

k — коэффициент, зависящий от типа пролетных строений; для балочных пролетных строений, когда может быть допущено смещение подферментных площадок до ± 5 см, а также для монолитных арочных и рамных железобетонных мостов коэффициент $k=6000$, во всех других случаях, требующих более точного размещения, принимают равным 10 000

Создавая мостовую триангуляционную сеть для мостов длиной до 200 м, можно ограничиваться измерением одного базиса, а при

большей длине моста должен быть второй (контрольный) базис. Длина базисов измеряется в 2 раза точнее, чем при непосредственном измерении мерным инструментом расстояний между исходными пунктами, закрепляющими ось (табл. 5.2).

Таблица 5.2

Длина моста, м	Допускаемое отклонение при измерении		Предельная допускаемая невязка в треугольниках, с
	базиса	угла, с	
≤ 200	1/10 000	±20	±35
200—500	1/30 000	±7	±10
500—1000	1/50 000	±3	±5
> 1 000	1/80 000	±1,5	±2

Допускаемая ошибка в разбивке осей фундаментов опор может быть увеличена вдвое.

Для высотных разбивок возле оси моста устанавливают реперы, абсолютные отметки которых определяют геометрическим нивелированием в той системе, в которой получены отметки точек трассы. Реперы нужно сохранять в неизменном положении до окончания строительных работ и сдачи сооружения в эксплуатацию. Отметки построенных реперов надо определять, допуская отклонения (в миллиметрах) $C \leq 20\sqrt{Z}$, но не более ± 10 мм (где Z — расстояние нивелирования, км). Вспомогательные реперы устанавливают с допускаемой ошибкой нивелирования от исходных реперов не более ± 15 мм.

5.3. Разбивочные и контрольно-измерительные работы

При возведении опор, установив положение оси моста и центров опор, закрепляют продольные и поперечные их оси. На суше оси опор закрепляют кольями, сваями или столбами 1—8 (рис. 5.4, а) с четырех сторон опоры. Установка с каждой стороны двух кольев, свай или столбов позволяет восстанавливать ось опор в процессе производства работ с любой стороны, когда визи-

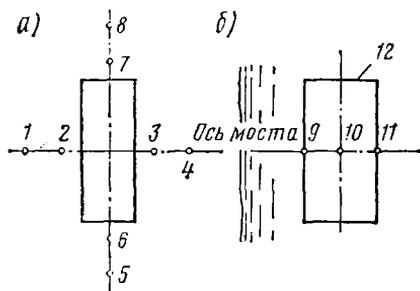


Рис. 5.4. Схема закрепления опор на суше и на реке

рование через опору становится невозможным. Расположение различных вспомогательных и основных конструкций, применяемых при сооружении опор (шпунтованные ограждения, каркасы для направления свай и оболочек и т. п.), на реках точно определяют с помощью теодолитов, установленных на берегах в точках триангуляционных базисов и на оси мо-

ста. Например, плавучая конструкция 12 (рис. 5.4, б), на которой заранее отмечены точки 9 и 11, лежащие на оси моста, и точка 10 в центре опоры, может быть установлена в проектное положение с помощью двух теодолитов — одного для визирования линии, проходящей через точки 9 и 11, и другого — для засечки центра опоры 10.

При сооружении фундаментов в открытых котлованах размеры ограждений и отдельных элементов фундаментов выносят за пределы опор и закрепляют кольями или на специальных обносках из досок. Оси и все размеры на обносках отмечают гвоздями. Протягивая между гвоздями шнуры или стальную проволоку в двух направлениях, на пересечении их получают необходимые точки пересечения граней кладки, центры свай и т. д. Высотные расстояния — отметки дна котлована, уступы и обрезы фундамента — переносят нивелированием от вспомогательных реперов и вертикальными промерами рулеткой. При разбивке свайных ростверков с наклонными сваями или оболочками должен быть установлен определенный уровень, на котором будут закреплены их центры, так как положение этих центров меняется по высоте. При отсутствии воды положение каждой сваи или оболочки опоры закрепляют деревянными кольями па дне котлована или на поверхности земли.

Зимой разбивку свай ведут со льда, закрепляя их оси кольями, вмороженными в лед. На глубоких и широких реках при забивке свай летом с плавучих средств положение свай и оболочек устанавливают в процессе забивки путем визирования с перенесением расстояния (рис. 5.5, а) или способом засечек (рис. 5.5, б). В первом случае на расстоянии не менее 10 м одна от другой устанавливают вежи, которые своими створами определяют положение рядов свай и оболочек в опоре. Визируя по вехам и одновременно отмеряя расстояние от берега и от ранее забитых рядов свай, устанавливают и закрепляют в требуемом положении плавучий копер, а затем забивают сваи. Во втором случае (по способу засечек) на берегу разбивают базис А — Б. На концах базиса в точках А и Б устанавливают теодолиты, визирные оси которых ориентиру-

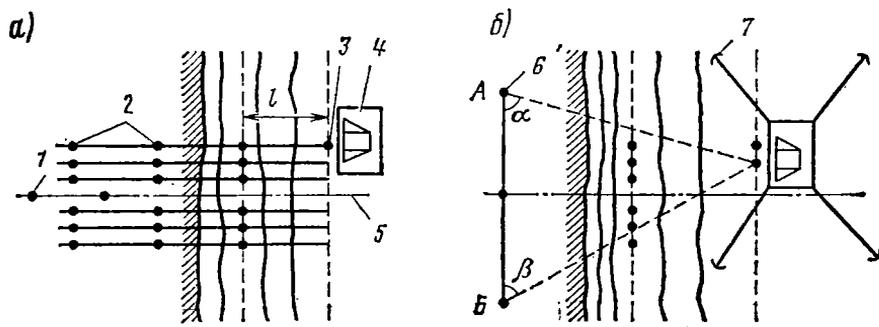


Рис. 5.5. Схема разбивки свай на реке:

1 — осевой пункт; 2 — створные вежи; 3 — забиваемая

4 — плавучий копер; 5 — ос

моста; 6 — пункт базиса; 7 — якорь

ют по заранее вычисленным углам α и β для каждой оболочки. После этого передвижками плавучего копра, раскрепленного якорями, добиваются совпадения оси оболочки, закрепленной в стреле копра, с осями обоих инструментов и оболочку забивают. Можно также одним из приведенных способов точно забить в опоре две сваи (или оболочки) и по ним уже определять положение остальных.

Более точное положение свай (оболочек) достигается при забивке через направляющие каркасы. Плавающий каркас устанавливают с помощью засечек угломерным инструментом в проектное положение и закрепляют анкерными сваями (оболочками). После этого забивают остальные сваи (оболочки) через клетки каркаса.

Правильность погружения опускных колодцев и свай-оболочек большого диаметра контролируют с помощью разметок краской на их боковых гранях. Наблюдая в теодолит за положением вертикальных осевых линий этих разметок, определяют смещения погружаемой конструкции в плане и наклоны ее в двух вертикальных плоскостях. По горизонтальным разметкам, нанесенным по высоте колодца или оболочки, регистрируют глубину погружения и определяют отметки заложения подошвы фундамента.

После возведения фундамента на его обресе вторично разбивают оси опоры и намечают контур надфундаментной части. В процессе возведения надфундаментной части ее геометрические формы проверяют переносом осей и граней по отвесу на обрест фундамента или визированием теодолитом из точек, закрепляющих оси опоры. На обресе фундамента, подферменной площадке и в других характерных уровнях наносят несмываемой краской временные строительные репера.

Прибывающие с завода или изготовленные на строительной площадке элементы сборных бетонных, железобетонных и металлических конструкций до их монтажа подвергают контрольным геодезическим измерениям со сверкой размеров с рабочими чертежами. При этом проверяют геометрические размеры сечений, форму и длину отдельных элементов, а также правильность положения закладных и строповочных частей, монтажных отверстий и т. п. По всем обнаруженным неувязкам с рабочими чертежами и отклонениям размеров, превышающим допускаемые, до начала монтажа устанавливают возможность использования элементов с замеченными отступлениями или вносят соответствующие исправления элементов конструкций. На лицевых частях элементов сборных конструкций размечают несмываемой краской положения их осей и центров тяжести, восстанавливают или вновь наносят маркировку в соответствии со схемой монтажа, на сваях и оболочках наносят разметку их длины на дециметры.

Для проверки монтажа пролетного строения, в первую очередь, на подферменных площадках опор наносят оси опорных частей и их высотные отметки. Далее в процессе монтажа пролетного строения систематически проверяют положение в плане его оси и осей элементов, отклонения их от вертикальных плоскостей,

тметки элементов и т. д. Для этого используют теодолиты, нивелиры, стальные рулетки и проволоку, а на конструкции устанавливают специальные марки. Иногда для расположения теодолитов и нивелиров на опорах на берегах или на частях пролетного строения устраивают площадки, обеспечивающие точное и неизменное положение инструментов в течение всей сборки.

Вертикальность положения плоскостей ферм и главных балок проверяют отвесом. Отклонение узлов ферм и поясов от вертикальной плоскости устанавливают теодолитом или отвесом. При сооружении монолитных железобетонных пролетных строений проверяют также правильность установки и размеров опалубки, подмостей кружал, положения арматуры и т. п.

Отклонения в положении смонтированных конструкций сборных мостов и труб не должны превышать допусков, указанных в проекте сооружения или Строительных нормах и правилах (СНиП III — Д.2). Отклонения, превышающие допуски, нужно устранять до окончательного закрепления и полного омоноличивания сборной конструкции.

**Глава 6. УСТРОЙСТВО ФУНДАМЕНТОВ
В ОТКРЫТЫХ КОТЛОВАНАХ НА
ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ**

6.1. Устройство котлованов

Фундаменты опор, расположенных на суходолах или в пойме рек, а также в реках при близком залегании прочных грунтов, часто устраивают в открытых котлованах на естественном основании. При отсутствии грунтовых вод в пределах глубины фундамента котлован может быть с естественными откосами, т. е. без специальных ограждений. В водоносных грунтах необходимо искусственное водопонижение или ограждение котлованов различными видами вспомогательных конструкций.

В котлованах без ограждений и при их глубине до 5 м крутизну откосов назначают в зависимости от вида грунтов и естественной влажности (табл. 6.1). При более глубоких котлованах (свыше 5 м) крутизну откоса устанавливают на основании расчета его устойчивости. В переувлажненных суглинистых и глинистых грунтах крутизна не должна превышать 1:1, а в лёссовидных и супесчаных сильно увлажненных грунтах для разработки котлованов необходимы ограждения.

Таблица 6.1

Грунт	Отношение высоты откоса к его заложению при глубине котлована, м		
	≤1,5	1,5—3,0	3,0—5,0
Насыпной	1:0,25	1:1,0	1:1,25
Песчаный и гравийный	1:0,50	1:1,0	1:1,0
Глинистый:			
супесь	1:0,25	1:0,67	1:0,85
суглинок	1:0	1:0,50	1:0,75
глина	1:0	1:0,25	1:0,50
Лёссовый сухой	1:0	1:0,50	1:0,50

До начала разработки котлована проверяют разбивку осей опоры и устанавливают контуры фундамента, закрепляя их положение на обноске, устраиваемой на расстоянии 1,0—1,5 м от предполагаемой границы котлована и вне пределов работы землеройных

машин. При устройстве котлована с откосами работы упрощаются, а значительно увеличивается объем земляных работ. В период обильных дождей или непредвиденного притока грунтовых вод отсутствие креплений создает опасность оползания откосов. Поэтому разрабатывать котлован без креплений и устраивать в них фундаменты необходимо в возможно более короткие сроки.

Открытые котлованы без ограждений механизированными средствами разными способами: 1) бульдозерами или скреперами с выдчей машиной грунта в отвал; 2) бульдозером с выдчей грунта транспортерами; 3) драглайном, прямой или обратной лопатой экскаватора и др. Выбор способа разработки котлована и оборудования зависит от формы котлована, вида грунта, объемов работ и производственных возможностей. Бульдозеры и скреперы часто применяют для устройства больших в плане котлованов, например, для фундаментов опор широких мостов. Экскаватор, оборудованный драглайном или обратной лопатой, целесообразен, если он может перемещаться по бровке сравнительно нешироких и неглубоких котлованов (до 4 м).

В скальных грунтах или плотно слежавшихся галечниках и твердых глинах, расположенных в пределах глубины котлована, при малых объемах работ разработку ведут пневматическими инструментами (ломами и отбойными молотками), а при больших объемах — взрывным способом. В водопроницаемых мелких грунтах во избежание сплыва откосов иногда котлованы разрабатывают, прибегая к искусственному водопонижению или к устройству ограждения.

Ограждающие конструкции могут быть в виде закладного крепления, опускного железобетонного ящика, шпунтовых перемычек в виде деревянных или металлических стенок.

Закладное крепление выполняют из досок или железобетонных плит, закладываемых в пазы вертикальных стоек ограждения. Стойки из двутавровых балок № 30—50 забивают в грунт сразу на всю глубину котлована и дополнительно на 0,5—1,0 м ниже его дна или же погружают по мере разработки котлована. Стойки располагают по контуру и раскрепляют поперек деревянными или металлическими распорками.

Ограждающие устройства в виде бездонного опускного ящика из железобетонных плит монтируют автокраном на сухом месте ярусами по высоте в предварительно устроенном котловане небольшой глубины. Такие ограждения целесообразно сочетать с устройством фундамента опор из монолитного бетона, укладываемого в котлован. В этом случае стенки ящика служат опалубкой и входят в состав фундамента, не вызывая особого его удорожания.

Шпунтовые ограждения котлованов в виде деревянных или металлических стенок из забивных свай наиболее распространены в мостостроении.

Ограждение из деревянного шпунта устраивают при малых глубинах его погружения в грунт (не более 6 м) и отсутствии включений в виде камней, крупного гравия, затонувших деревь-

ев и т. п. Деревянный шпунт изготавливают обычно из леса хвойных пород. При напоре воды до 3 м можно применять дощатый шпунт толщиной до 10 см с треугольной формой паза и гребня, а при напоре более 3 м — брусчатый шпунт толщиной до 24 см с прямоугольной формой гребня.

Для удобства погружения деревянный шпунт сплавляют в пакеты из двух-трех шпунтин, скрепляемых между собой скобами «впотаи», расположенными по длине сваи через 100—150 см, а по концам через 50 см. Скобы забивают в шпунт под углом 45° попеременно в противоположных направлениях, предотвращая сдвиг одной шпунтины относительно другой (рис. 6.1). Головы шпунта

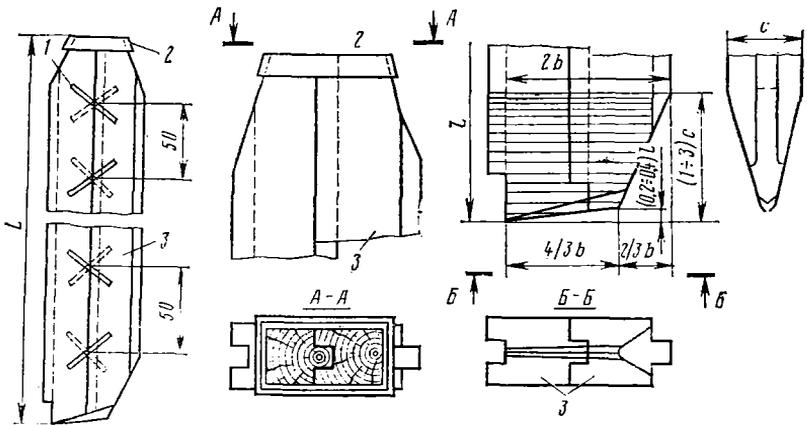


Рис. 6.1. Пакет деревянного шпунта из двух шпунтин с деталью обработки его головы и острия:

1 — скобы; 2 — брус; 3 — шпунтин; l — длина шпунтины

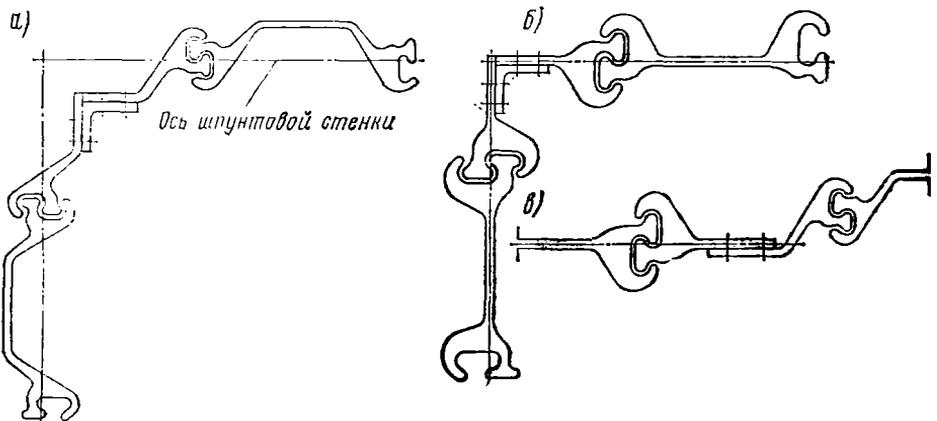


Рис. 6.2. Соединение стальных шпунтин

а — угловой стык шпунтин типа ШК; б — то же, типа ШП; в — стык шпунтин типов ШП и ШК

резают перпендикулярно к их продольной оси, верх объединяют круглым прямоугольной формы, что предохраняет сваи от быстрого разрушения, нижние концы заостряют на правильный клин, а со стороны гребня скашивают. Все это обеспечивает плотное прижатие забиваемого пакета к ранее забитому в результате отпора грунта при погружении.

Ограждение из стального шпунта устраивают при глубине погружения в грунт более 6 м, а также и при меньших глубинах в плотных глинистых и гравелистых грунтах, когда невозможна забивка деревянного шпунта. Такой шпунт — инвентарное имущество строительной организации, и после устройства фундамента его извлекают для повторного использования.

Стальной шпунт¹ для ограждения котлованов применяется разных профилей. Они бывают (рис. 6.2) легкие плоского типа с малым моментом сопротивления (типа ШП-I) и более жесткие и тяжелые корытного профиля (ШК-I, Ларсен III, Ларсен IV, Ларсен V).

Заводы поставляют стальной шпунт длиной от 8 до 22 м; при необходимости шпунтины наращивают с перекрытием стыка накладками длиной не менее 600 мм со сварными или болтовыми соединениями. Чтобы обеспечить совпадение замков наращиваемых шпунтин, нужно предварительно собрать стык и временно его закрепить, пропуская в замках с обеих сторон отрезки шпунтины длиной 2—3 м. Шпунтины различного профиля соединяют между собой на болтах, на сварке внахлестку и с применением продольных накладок уголкового профиля (см. рис. 6.2).

До начала забивки необходимо проверить правильность и прямолинейность замков шпунта, протаскивая по замкам шаблон (из отрезка шпунтины длиной 2 м). Чтобы забивка происходила правильно и шпунтина не вырвалась из ранее поставленной сваи, концы стального шпунта обрезают строго перпендикулярно его продольной оси. Шпунт погружают между парными направляющими схватками, прикрепляемыми к маячным сваям болтами. Направляющие схватки погружаемого деревянного шпунта охватывают маячные сваи (рис. 6.3, а), или же располагаются изнутри (рис. 6.3, б). При погружении стального шпунта маячные сваи обычно располагают вне линии шпунтовой стенки (рис. 6.4). Расстояние между схватками в этом случае фиксируют временными прокладками, устанавливаемыми на расстоянии 2—3 м и извлекаемыми по мере забивки шпунтового ряда.

Диаметр деревянных маячных свай принимают от 18 до 26 см, направляющие схватки из пластин 22/2—26/2 см, из окантованных бревен — не менее 18 см или из брусьев сечением не менее 14×14 см. Деревянные шпунтовые сваи и пакеты забивают так, чтобы паз погружаемой шпунтины скользил по гребню ранее погруженной. Угловые и маячные сваи должны иметь по два гребня, а замыкающие шпунтины по два паза.

¹ Размеры, веса, моменты сопротивления основного сортамента стального шпунта приводятся в справочной литературе.

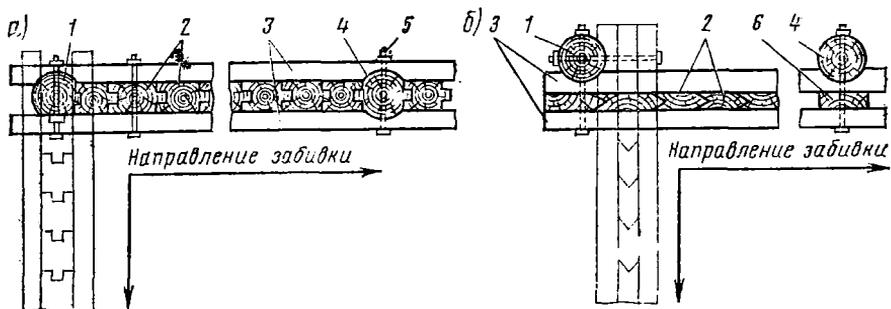


Рис. 6.3. Направляющие для забивки деревянного шпунта:

1 — угловая маячная свая; 2 — шпунтины; 3 — направляющие маячная свая; 5 — стяжной болт;

4 — промежуточная

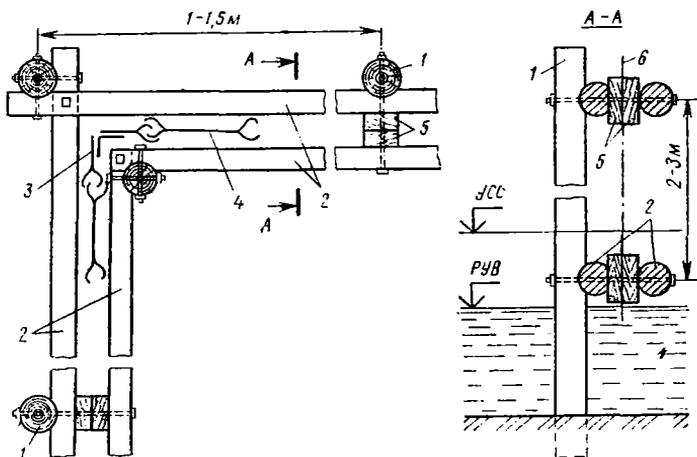


Рис. 6.4. Направляющие для забивки стального шпунта:

1 — маячная свая; 2 — направляющие схватки; 3 — угловая шпунтина; 4 — промежуточная шпунтина; 5 — временные прокладки; 6 — ось шпунтового ряда; УСС — уровень срезы маячных свай; РУВ — рабочий уровень воды

Для предотвращения наклона шпунтового ряда и создания возможности его замыкания шпунтовые сваи выставляют секциями между маячными сваями, после чего погружают в два-три приема. По окончании погружения шпунтового ряда возможно несовпадение или расхождение замковых частей стыкуемых сторон ряда. В этом случае забивают клиновую шпунтину, изготовленную по точно замеренным размерам замыкающего шва. Для облегчения погружения и извлечения забитого стального шпунта его замки смазывают солидолом.

Шпунтовые сваи обычно погружают высокочастотными вибропогружателями или молотами. Во избежание расклепывания свай при забивке тяжелыми молотами на верхнюю часть

тары шпунтин надевают специальный наголовник. Требуемая мощность вибропогружателей и молотов зависит от вида шпунта и глубины его погружения. Для погружения шпунта, особенно стального, применяют вибромолоты, в которых наряду с высокой частотой вибраций на сваю передаются и ударные воздействия (табл. 6.2). Достоинство таких агрегатов — быстрота погружения при относительно небольшом расходе энергии; кроме того, вибромолот МШ-2 может извлекать шпунг ударами кверху.

Таблица 6.2

Параметр	Тип вибромолота		
	ВМ-7У	МШ-2	ВМС-1
Установочная мощность двигателей, кВт	2×7,5	2×22	2×30
Частота вращения грузовых валов и число ударов в 1 мин	1440	970	730
Момент эксцентриков, кН·см	3	9	23
Возмущающая сила, кН	70	95	140
Вес ударной части, кН	6,5	20	28,5
Вес машины, кН	13	42	51
Тип забиваемого стального шпунта	ШП, ШК	ШП, ШК и двутавры	ШК и Ларсен

Вибромолоты обычно крепят к шпунтовой свае болтами. Шпунтовые ограждения закрепляют внутри котлована системой горизонтальных контурных обвязок и распорных креплений, препятствующих деформации стенок и обеспечивающих устойчивость ограждения при разработке грунта в котловане. Число и расстояние по высоте между обвязками и распорками определяют расчетом в зависимости от типа шпунта, глубины его забивки и глубины котлована. Расположение горизонтальных распорок между обвязками назначают с учетом принятого способа разработки котлована и применяемых механизмов. Крепления внутри котлована устанавливают по мере освобождения его от воды и грунта. Горизонтальные обвязки и поперечные распорки закрепляют от выпадения при случайных ударах, возможных в период разработки грунта, забивки свай в котловане и бетонирования фундамента.

Размер заглубления шпунта в грунт ниже дна котлована устанавливают расчетом на устойчивость стенки и фильтрацию воды в зависимости от вида грунта и напора воды. Во всех случаях заглубление должно быть не менее 1 м в связных, крупнопесчаных и гравелистых грунтах и не менее 2 м в мелкопесчаных и плавучих. Верх шпунтового ограждения должен быть расположен на 0,2—0,4 м выше уровня грунтовых вод и не менее чем на 0,7 м выше рабочего уровня воды в реке. За рабочий уровень воды (РУВ) принимают возможный уровень десятилетней повторяемости, определяемой по гидрологическим данным на период производства работ в котловане.

6.2. Ограждение котлованов перемычками

На местности, покрытой водой, для ограждения котлованов иногда применяют перемычки грунтовые, шпунтовые (стенки) с односторонней засыпкой грунтом, двухрядные шпунтовые с засыпкой между рядами грунта, а также перемычки из понтонов, ледяные и др. Дно реки очищают от корней, камней и других препятствий, которые могут помешать устройству перемычек или уменьшить ее водонепроницаемость.

Наиболее проста грунтовая перемычка (рис. 6.5, а), применяемая при глубинах воды до 2—3 м и скоростях течения до 0,4—0,5 м/с. Нельзя допускать перелива воды через нее, особенно возможного в период паводков. Грунтовые перемычки намывают с помощью гидромеханизмов, располагаемых на плавучих средствах, зимой отсыпают со льда и другими способами. Материалом для перемычек может быть мелкий песок и супесок. Ширину по верху перемычки назначают не менее 2 м, откосы в сторону котлована — от 1:1 до 1:2, а речные — от 1:3 до 1:4. Недостаток земляной перемычки — большая ее ширина, вызывающая значительное сужение русла и увеличение скоростей течения воды в реке. Уменьшить размеры перемычки можно устройством односторонней шпунтовой стенки (рис. 6.5, б) по периметру котлована.

Распространены в строительстве двухрядные деревянные шпунтовые перемычки с засыпкой между рядами супесчаного или лучше суглинистого грунта (рис. 6.5, в). При глубинах воды в реке до 4—5 м и скоростях течения до 0,7—1,0 м/с расстояние между шпунтовыми рядами должно быть не менее 2 м.

На постройке опор больших мостов применяют и инвентарные металлические перемычки из понтонов типа КС (рис. 6.6). Та-

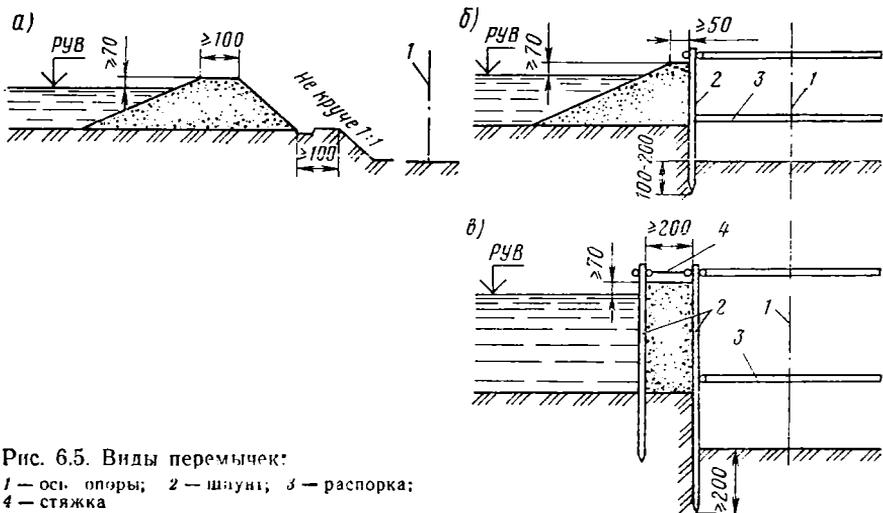


Рис. 6.5. Виды перемычек:

1 — ось опоры; 2 — шпунт; 3 — распорка;
4 — стяжка

Рис. 6.6. Металлическая перемишка из универсальных понтонов типа КС:

1 — средние ряды понтонов; 2 — воздушная балластировочная сеть; 3 — нижний ряд понтонов; 4 — нож перемишки; 5 — подводный бетон тампажного слоя

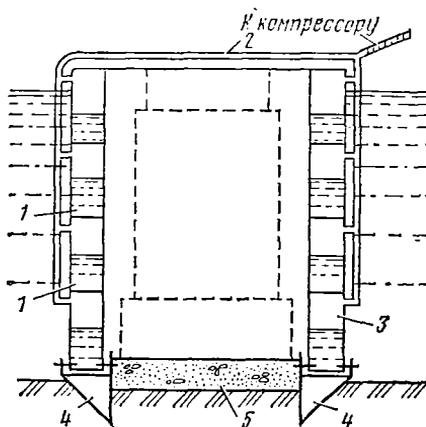


Рис. 6.7. Последовательные этапы (I—III) вымораживания котлована в реке:

1 — лед; 2 — слой льда, намерзающего снизу; 3 — снег; 4 — замороженный грунт

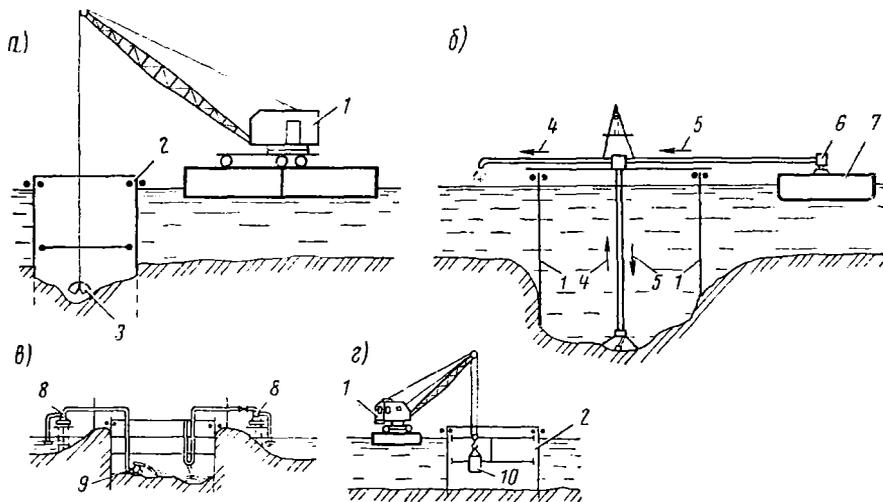
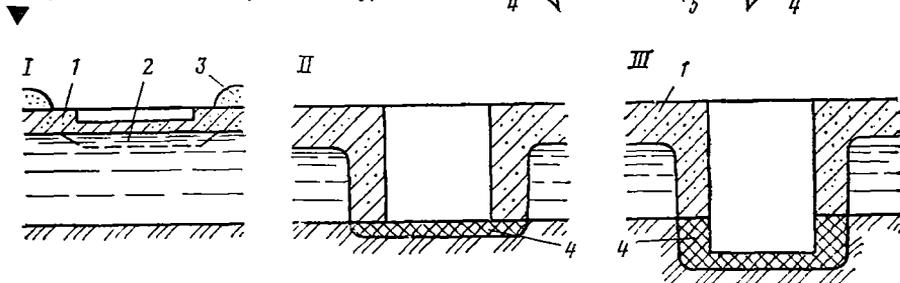


Рис. 6.8. Схема разработки грунта из котлована:

1 — плавучий стреловой кран на понтонах; 2 — ограждение котлована; 3 — грейфер; 4 — направление движения пульпы; 5 — то же, воздуха; 6 — компрессор; 7 — понтоны; 8 — насос; 9 — гидромонитор; 10 — бадья

кие перемычки состоят из замкнутого по периметру железобетонного или дерево-металлического ножа, на котором смонтирована верхняя часть из понтонов. Между собой понтоны соединяют, обеспечивая повышение водонепроницаемости их швов с помощью резиновой прокладки или резинового жгута, устанавливаемых перед затягиванием соединительных болтов. Понтоны крепят к ножу на болтах. Все понтоны объединяют между собой воздушной сетью через верхние штуцера, присоединяя к компрессору. Нижние отверстия в понтонах позволяют регулировать наполнение водой и создание плавучести.

Перемычки из понтонов КС могут ограждать котлованы при глубине воды в реке до 10—12 м. Конструкции инвентарных перемычек собирают на берегу, на стапеле и после спуска доставляют по воде к месту опускания. Для опускания перемычки на дно реки в воздушной ее сети снижают давление воздуха. В открытые отверстия входит вода в понтоны, и перемычка погружается на дно реки, а после дополнительной балластировки врезается своим ножом в верхние слои грунта.

После устройства фундамента опоры нижнюю часть перемычки с ее ножом обычно оставляют в грунте. Водолазы разбирают болтовые соединения ножа с понтоном, и верхняя инвентарная часть перемычки всплывает, что обеспечивается повышением давления воздуха, вызывающего вытеснение воды из понтонов через нижние открытые отверстия. Такие перемычки удобны для устройства фундаментов на сваях и оболочках.

Ледяные перемычки применяют в районах сурового климата с продолжительной зимой и при глубинах воды в реке до 3—4 м (рис. 6.7). На очищенной от снега поверхности первоначально вырубает углубление во льду на площади, несколько большей размеров фундамента. Благодаря сокращению толщины слоя льда снизу замерзает новый слой, после чего в такой же последовательности повторно срубает сверху слой части льда. И так постепенно, намораживая лед снизу и вырубая его сверху, создают ледяную перемычку на полную высоту до дна реки и ниже вплоть до грунта основания (см. рис. 6.7, III). В период вымораживания следят за тем, чтобы не ослаблять чрезмерно замерзающие ледяные стенки во избежание прорыва через них воды.

Хотя процесс образования котлована происходит медленно, однако он не требует больших средств. Ледяные перемычки особенно эффективны при наличии скального основания.

6.3. Разработка грунта и водоотлив

Котлованы устраивают с применением разного вида ограждений и разрабатывают грунт как механическим способом землеройными машинами, так и гидромеханическим с применением непрерывно действующих средств гидромеханизации.

В слабосвязанных грунтах средней плотности котлованы разрабатывают грейферным способом с установкой крана на

плашкоуте из понтонов (рис. 6.8, а). Для разработки слабосвязанных и хорошо поддающихся размыву грунтов может быть применен землесос или гидроэлеватор (рис. 6.8, в), а для несвязанных — эрлифт без удаления воды из огражденного пространства (рис. 6.8, б). Для разработки особо плотных глинистых и скальных грунтов приходится применять пневматический инструмент или взрывы мелкими зарядами ВВ, выполняя эти работы с интенсивным водоотливом. Выдачу разработанного грунта из котлована в этих случаях обеспечивают грейферами или бадьями (рис. 6.8, г).

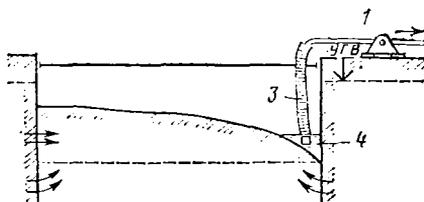


Рис. 6.9. Схема удаления воды из котлована насосами:

1 — насос; 2 — нагнетательный шланг; 3 — всасывающий шланг; 4 — приямок

Осушают котлованы перед закладкой фундамента. Воду откачивают на поверхности грунта, а при глубине более 5—6 м, когда насос не может отсосать воду, его помещают в котловане для нагнетания воды вверх. С небольшой глубины водоотлив обеспечивают диафрагмовыми и поршневыми насосами, а для удаления воды нагнетанием — центробежными насосами, водоструйными и пневматическими эжекторами, опускаемыми в котлован.

Наиболее употребительны центробежные насосы, они высокопроизводительны, безотказны в работе, могут служить как для всасывания, так и нагнетания; их применяют даже при загрязненной воде, что весьма важно для котлованных работ. Эжекторы (гидроэлеваторы) могут удалять воду практически с любой глубины. При водоотливе из котлованов насосами применяют всасывающий трубопровод с гибким шлангом и наконечником, имеющим обратный клапан и сетку для защиты от попадания в шланг мусора. В пониженном месте дна котлована устраивают водосборный колодец (приямок-зумпф), который ограждают деревянным или металлическим ящиком, куда помещают конец всасывающего шланга. Дно колодца располагают не менее чем на 0,7 м ниже самого низкого уровня воды в котловане (рис. 6.9).

Приемный колодец располагают за пределами контура фундамента. Для лучшего стока воды к колодцу по периметру котлована устраивают канавки с уклоном в сторону приямка. Количество воды, проникающей в котлован через дно и ограждение, зависит от степени водонепроницаемости грунта, уровня (напора) воды, глубины расположения водонепроницаемого слоя и качества ограждения.

Необходимая для водоотвода из котлована производительность насоса (приближенно)

$$Q_n = 1,6q_v F.$$

где q_n — скорость притока воды с 1 м² площади котлована, зависящая от гидростатического давления и от рода грунта;

F — площадь котлована, м².

Ориентировочно q_b можно принимать по следующим данным (в кубических метрах в час):

Мелкозернистые пески и супеси	0,15—0,25
Среднезернистые пески	0,3—0,5
Крупнозернистые »	1,0—3,0
Мергель и трещиноватая скала	0,2—1,0

Как правило, в каждом котловане должно быть не менее двух насосов, а при переменном притоке воды в котлован целесообразно большее число их с меньшей производительностью каждого. Рекомендуются насосы со спокойным режимом работы, при котором максимально сокращается засасывание мелких частиц из грунта.

6.4. Устройство фундаментов в котлованах

Подготовленный котлован освидетельствуется специальной комиссией с составлением акта. Комиссия устанавливает соответствие размеров и отметок котлована проекту, сравнивает фактические напластование и качество грунтов с геологическими разрезами и буровыми колонками, приведенными в проекте, дает разрешение на дальнейшие работы по устройству фундамента.

В тех случаях, когда возникают сомнения в несущей способности грунта основания, его испытывают в соответствии со специальными правилами.

Непосредственно перед устройством фундамента дно котлована зачищают до проектной отметки. При мокрых глинистых грунтах после удаления верхнего разжиженного слоя грунта в основание котлована втрамбовывают слой щебня толщиной не менее 10 см с поливкой его цементным раствором. Если на дне котлована имеются ключи, их заглушают или отводят за пределы фундаментов.

Сборные фундаменты монтируют, располагая блоки на песчаной, гравийной или щебеночной подушке толщиной 20—30 см. Для устройства подушки необходимые песок, гравий и щебень подают автомобильными самосвалами, грейфером или бадьями с помощью крана. Верх подушек разравнивают под правило и тщательно уплотняют трамбованием. Гравийную и щебеночную подушку рекомендуется полить цементным раствором.

Фундамент монтируют, подавая блоки стреловыми стационарными дерриками, самоходными автокранами и другими способами. При песчаной подушке элементы укладывают непосредственно на песок, а при щебеночной — на слой свежего цементного раствора. Между собой блоки соединяют с укладкой в швы жесткой цементобетонной смеси, а при устройстве армирования — электросваркой стальных закладных частей и выпусков арматуры. До укладки смеси в местах стыков отдельных блоков по их внешним вертикальным плоскостям устанавливают опалубку.

Для устройства фундаментов из монолитного бетона вначале устанавливают ограждающую боковую опалубку из деревян-

ных щитов, распертых в ограждения котлована. Щиты, находящиеся друг против друга, соединяют схватками с постановкой внутренних распорок. При наличии деревянного ограждения, обычно оставляемого на месте возведения фундамента, опалубкой нижнего слоя бетонированной фундаментной плиты может служить шпунтовая стенка. В металлическом шпунтовом ограждении во избежание сцепления его с бетоном применяют опалубку, позволяющую извлечь шпунт после возведения фундамента. Установка опалубки не обязательна, если металлический шпунт будет покрыт битумом или другим видом смазки.

Известен и такой способ, при котором после окончания бетонирования несколькими ударами молота в течение не более двух-трех дней осаживают забитые шпунтины на несколько сантиметров. В результате нарушается сцепление металлических шпунтин, с твердеющим бетоном и окажется возможным их извлечение.

Подводное бетонирование целесообразно при сильном притоке воды в котлован, удаление которой затруднительно и приводит к вымыванию цементного раствора. Известно несколько способов подводного бетонирования; наибольшее распространение из которых получил способ вертикально перемещающейся трубы (ВПТ). При этом способе трубы, опущенные в котлован первоначально на всю высоту, заполняют цементобетонной смесью, причем нижние их отверстия должны всегда находиться не менее чем на 0,8 м ниже верхней поверхности уложенной бетонной массы (рис. 6.10). Трубы перемещают только в вертикальном направлении. По мере подъема выходящая из трубы пластичная бетонная смесь растекается, постепенно заполняя котлован. При этом с водой соприкасается только верхний слой бетонной массы.

Для подводного бетонирования применяют трубы диаметром 300 мм с толщиной стенок 3—5 мм, собираемые из отдельных звеньев, соединяемых на фланцах с водонепроницаемыми прокладками. В верхней части трубы устраивают воронку с бункером объемом до 3 м³, у основания воронки рекомендуется устанавливать на специальной площадке вибратор с двигателем мощностью 1—1,5 кВт. Периодическое включение вибратора обеспечивает непрерывное движение бетонной смеси по трубе. Бетонолитные трубы с воронкой

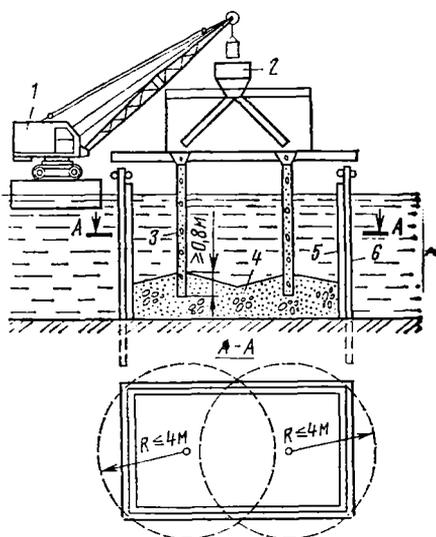


Рис. 6.10. Схема подводного бетонирования способом ВПТ:

1 — плавучий кран для подачи бетонной смеси, 2 — раздаточный бункер; 3 — бетонолитная труба; 4 — уложенная бетонная смесь; 5 — опалубка; 6 — шпунтовое ограждение

и бункером подвешивают к козлам, порталам и другим подъемникам, устанавливаемым над котлованом. От смешения с водой первую порцию смеси предохраняет пробка, устанавливаемая внизу трубы и удерживаемая канатом. После заполнения трубы и воронки смесью канат перерубают и смесь устремляется вниз. Объем воронки должен быть таким, чтобы после выхода первой порции смеси нижний конец трубы оставался в уложенном слое смеси.

Для обеспечения высокого качества подводного бетонирования нужно расчетом установить необходимое число труб и их размещение по площади фундамента, обеспечивая поступление в 1 ч через трубу не менее 0,3—0,4 м³ цементобетонной смеси на 1 м² бетонированной площадки котлована. Радиус растекания бетона из одной трубы составляет 3—4 м.

Бетонная смесь подводного бетонирования должна быть пластичной консистенции с осадкой конуса 16—20 см. При подборе состава прочность бетона, укладываемого подводным способом, назначают на 15—20 % выше указанной в проекте. Крупность применяемых заполнителей должна быть не более 40 мм (для подводной бетонной смеси рекомендуется гравий).

Подводное бетонирование допускается только в огражденном котловане, хорошо защищенном от проточной воды. Бетонную смесь нужно укладывать без перерывов и возможно интенсивнее.

Толщину тампонажного слоя определяют из расчета равенства веса бетонированной плиты и гидростатического давления на уровне дна котлована с коэффициентом запаса 1,1. Однако во всех случаях согласно СНиП III — Д.2 минимальный слой подводного бетона должен быть не менее 1 м. В период подводного бетонирования и до набора бетоном прочности не менее 5 МПа запрещается водоотлив из котлована. Прочность тампонажного слоя бетона во всех случаях должна обеспечивать восприятие гидростатического напора.

Откачав воду, поверхность уложенного подводным способом бетона очищают, удаляя несхватившийся верхний его слой (шлам), а затем бетонировать верхние ярусы фундамента обычным способом в сухом котловане.

Глава 7. УСТРОЙСТВО СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

7.1. Сваи и способы их погружения

В зависимости от размеров моста и его пролетов, конструкции опор, гидрогеологических условий, а также производственных возможностей применяют при сооружении фундаментов сваи деревянные, железобетонные и стальные.

Для небольших мостов с бетонными опорами на низких ростверках, а также для постройки временных и постоянных деревянных

мостов применяют забивные деревянные сваи из одиночных бревен диаметром от 18 да 28 см, длиной до 8,5 м и реже до 12 м, а также в виде пакетов длиной до 20—25 м из трех или четырех сплоченных бревен или прямоугольных брусьев. Сваи изготавливают обычно из леса хвойных пород. Бревна для свай должны быть прямыми и ровными, односторонняя кривизна не должна превышать 1 % длины, а двусторонняя кривизна не допускается. Бревна, отобранные по длине и диаметру, ошкуривают, очищают от сучков и наростов, обрабатывают головы и острия. Сваи, погружаемые через каркасы, кроме того, обрабатывают на цилиндр.

Во избежание отклонения сваи при забивке должно быть обращено особое внимание на правильность формы заострения, выполняемое в виде четырехгранной или трехгранной пирамиды с вершиной на оси сваи (рис. 7.1, а). Длину заострения дают с учетом плотности грунта. При погружении свай в труднопроходимых грунтах или в грунтах с твердыми каменистыми включениями на острие надевают стальные башмаки, закрепляя их гвоздями-ершами или шурупами большого диаметра (рис. 7.1, б). Головы свай обрезают

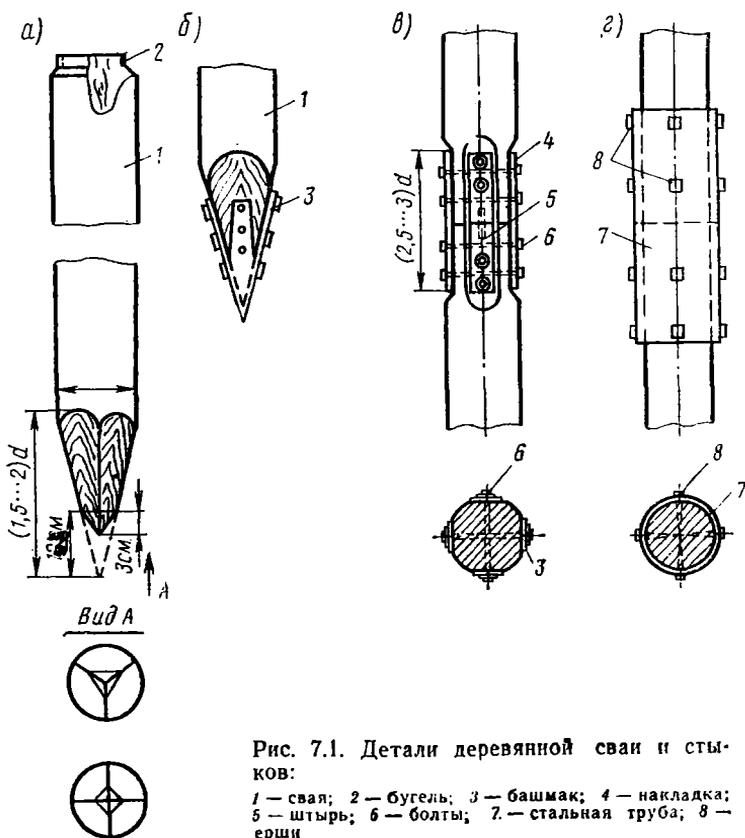


Рис. 7.1. Детали деревянной сваи и стыков:

1 — свая; 2 — бугель; 3 — башмак; 4 — накладка;
5 — штырь; 6 — болты; 7 — стальная труба; 8 — ерши

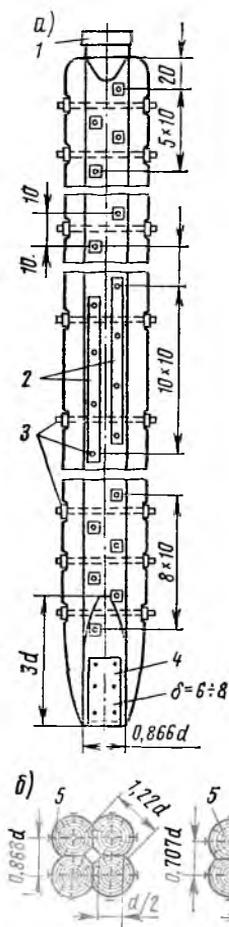


Рис. 7.2. Бокковой вид и сечение составной пакетной сваи:

1 — бугель; 2 — стальные накладки; 3 — стяжные болты; 4 — башмак; 5 — бревно; 6 — брус

строго перпендикулярно к их оси и укрепляют металлическими бугерами или предохранительными дисками (толщиной 30—40 мм) от размочаливания ударами молота.

В случае отсутствия бревен требуемой длины их наращивают, следя за тем, чтобы по длине сваи было не более одного стыка. Соединяют бревна впритык на штыре с перекрытием стыка не менее чем четырьмя стальными полосовыми или уголковыми накладками (рис. 7.1, в). Более надежный стык — соединение с помощью отрезка трубы длиной не менее пяти диаметров стыкуемых бревен (рис. 7.1, г). Трубу плотно насаживают на стыкуемые концы бревен и закрепляют металлическими гвоздями-ершами.

Для деревянных свай большой длины используют составные пакетные конструкции из бревен, а лучше из брусьев размерами от 16×16 до 22×22 см (рис. 7.2, б), соединенных между собой болтами диаметром 19—25 мм. У головы и острия пакетной сваи соединительные болты ставят чаще, чем по середине. На острие сплоченной сваи прикрепляют стальной общий башмак, а на голову объединяющий бугель (рис.

7.2, а) или диск. Стыки бревен или брусьев по длине пакета располагают со смещением и расстоянием между стыками не менее 1,5 м. Концы брусьев или бревен тщательно приторцовывают и перекрывают в стыках стальными плоскими накладками на гвоздях-ершах или шурупах.

Сваи постоянных деревянных мостов перед забивкой в грунт пропитывают креозотовым маслом или другими устойчивыми антисептиками на участке переменной влажности, а также ниже уровня воды до 2 м.

Железобетонные сваи доставляют на строительство, как правило, с завода или полигона. Сваи квадратного сплошного сечения изготавливают цельными на всю длину из обычного или предварительно напряженного железобетона, а круглые сваи-оболочки — цилиндрическими секциями, стыкуемыми перед их забивкой или в процессе погружения свай в грунт. Железобетонные сваи

лошного сечения имеют заострения на концах, надежно усиленные армированием в виде пакета из изогнутых и продольных стержней со сварными стыками и обжатых на конце обоймой или башмаком. Полые железобетонные сваи-оболочки забивают как с открытым концом, так и с устройством специального наконечника.

Стальные сваи применяют сравнительно редко, когда например, необходимо их погружать на значительную глубину (более 5—20 м) в плотные, труднопроходимые гравелистые грунты или глинистые с каменными прослойками. Стальные сваи применяют также при устройстве опор эстакад на глубоких болотах, так как ода доставлять железобетонные сваи более сложно, и, кроме того, они обладают меньшим сопротивлением (железобетона) влиянию мороза и агрессивному воздействию болотной среды. Металлические сваи можно готовить как из заводских труб, так и сваривать из пары коробчатых шпунтин тяжелого профиля, двутавров, швеллеров или листового металла. При изготовлении квадратных или шпунтовых полых свай продольные стыки выполняют автоматической сваркой.

На стройку, как правило, поступают стальные сваи необходимой длины. Иногда их приходится готовить на стройплощадке из отдельных звеньев. В этом случае на хорошо вывернутых стеллажах обрабатывают концы труб автогенным резаком, выверяют соосность труб и в зависимости от толщины стенок сваривают двух-, трех- или четырехрядным электродом. Стыкуют с применением накладных стыковых планок, закрепляемых на сварке. Стальные сваи забивают как с открытым, так и с закрытым нижним концом; в последнем случае необходим заостренный наконечник.

С целью предохранения металла от коррозии сваи обычно защищают покрытиями в виде битумного лака или составами из полимерных смол. Внутреннюю полость свай после их погружения часто заполняют бетоном.

Способ погружения свай в грунт выбирают с учетом массы и размера свай, глубины погружения, условий забивки (на суше или с воды), гидрогеологических условий, а также с учетом применяемого оборудования. Забивные сваи погружают на проектную глубину дизельными или паровоздушными молотами и вибропогружателями. Иногда применяют подмыв свай напором струй воды для облегчения забивки в плотных грунтах. Известны три основных способа погружения свай: 1) копровыми (рис. 7.3, а) и крановыми (рис. 7.3, б) агрегатами, обеспечивающими подъем, установку и погружение свай в заданном направлении — вертикально или наклонно; 2) с использованием металлических или деревянных каркасов, обеспечивающих заданное направление свай при забивке (рис. 7.3, в); 3) в железобетонных кондукторах, обеспечивающих проектное направление погружаемой сваи и используемых в качестве ротвертков свайного фундамента (рис. 7.3, г).

Для забивки свай применяют: 1) легкие и средние дизель-молоты с массой ударной части от 600 до 1250 кг, обычно используемые

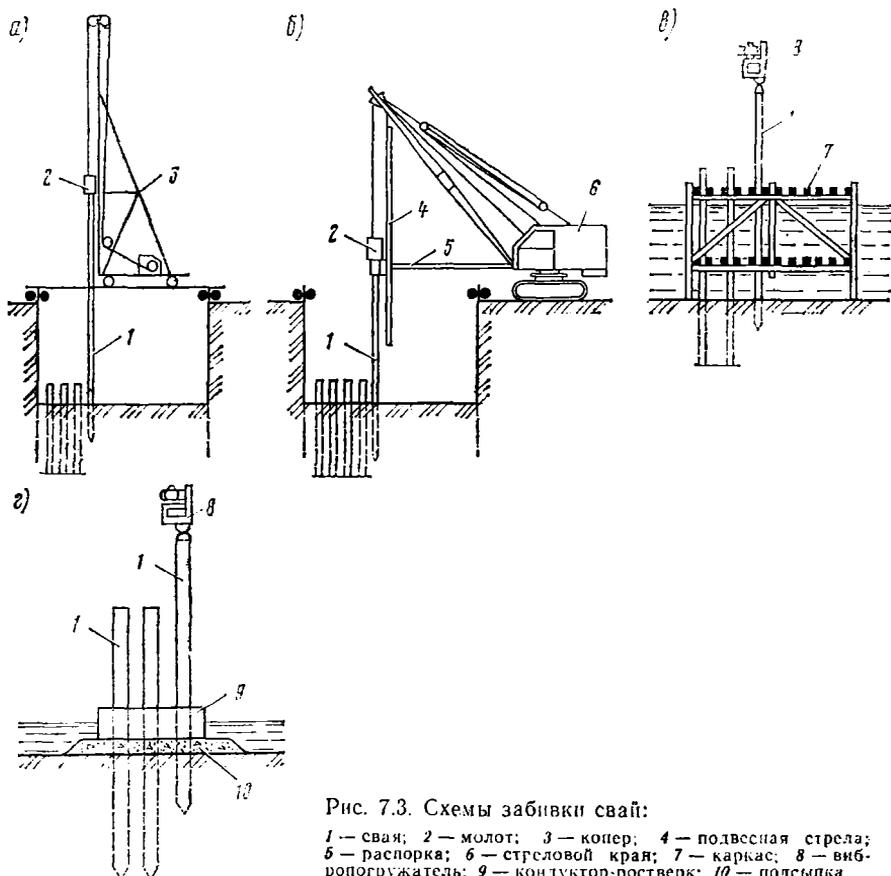


Рис. 7.3. Схемы забивки свай:

1 — свая; 2 — молот; 3 — копер; 4 — подвесная стрела; 5 — распорка; 6 — стреловой край; 7 — каркас; 8 — вибропогружатель; 9 — кондуктор-ростверк; 10 — подсыпка

для погружения деревянных железобетонных и шпунтовых свай длиной до 10—12 м; 2) тяжелые универсальные копровые агрегаты с паровоздушными молотами и мощными дизель-молотами с массой ударной части до 6000 кг, применяемые для погружения железобетонных свай длиной до 25 м и стальных свай до 30 м и более; 3) самоходные краны, стационарные и плавучие деррик-краны с подвесами, направляющими стрелами и дизель-молотами различной мощности. Для установки свай в каркасы и направляющие кондукторы, а также для последующего погружения дизель-молотами или вибропогружателями, весьма удобны самоходные и плавучие стреловые краны.

Погружение свай в грунт копровыми и крановыми агрегатами применяют с учетом местных условий:

1) при возможности установки и свободного перемещения копра по дну котлована или по сухому месту, например, на строительстве опор свайно-эстакадных мостов. Способ наиболее простой, легко применимый при забивке свай как в открытых котлованах без

репления откосов, так и непосредственно с поверхности земли без строения котлованов;

2) при палиции временных подмостей, перекрывающих котлован. В этом случае копры и краны нужно оснащать направляющими стрелами, а также обеспечивать последующую разборку и сборку подмостей для перемещения копра;

3) с использованием передвижных мостиков, перекрывающих котлован по ширине и перемещающихся вдоль котлована по рельсовым путям, уложенным на поверхности грунта параллельно шпунтовому ограждению. Копер с молотом может перемещаться по мостику в поперечном направлении;

4) при небольших поперечных размерах опор многопролетного моста и сооружении их на сухой пойме или на мелководье, где забивать сваи можно с помощью копров, расположенных на передвижных мостиках идвигающихся по рельсовым путям вдоль моста. Рельсовые пути при этом располагают на небольшой насыпи или на специальной эстакаде за пределами котлована. Наряду с применением специальных копровых агрегатов сваи забивают с помощью кранового копра с подвешенными к нему направляющей стрелой и молотом. Кран перемещается по рельсовым путям, уложенным параллельно продольной оси моста. Этот способ удобен своей универсальностью, так как позволяет кран и подкрановые пути использовать для забивки шпунта и сваи в котловане, бетонирования или сборки фундамента и верха опор, а также монтажа сборных пролетных строений;

5) в зимнее время при устойчивом ледяном покрове, достаточной толщине и прочности льда можно сваи забивать копровым или крановым агрегатом непосредственно со льда. В этом случае под путями движения агрегата укладывают настил из толстых и длинных окантованных бревен или брусьев для распределения нагрузки на большую площадь ледяного покрова.

На местности, покрытой водой и при ее глубине более 1,5—2 м, шпунт и сваи часто забивают с помощью плавучих копровых агрегатов. Агрегат при этом устанавливают на рабочий мостик, расположенный на плашкоутах из понтонов КС, плавающих за пределами котлована, параллельно его кромке. Копер может перемещаться по рабочему мостику, погружая сваи во всех местах по ширине опоры. Рабочий мостик может быть закреплен неподвижно на плашкоутах или перемещаться на тележках вдоль плашкоутов (рис. 7.4). Забивать

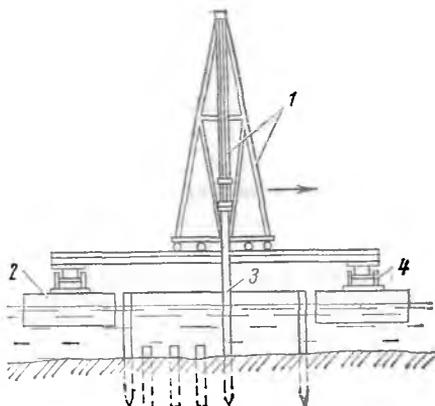


Рис. 7.4. Плавучие подмости для забивки свай:

1 — копер; 2 — плашкоуты; 3 — погружаемая свая; 4 — тележка

сваи можно и с помощью плавучего крана, используя как жестконогие деррик-краны, так и самоходные стреловые.

Для погружения свай в заданном направлении стреловые краны — сухолутные и плавучие — оборудуют направляющими стрелами, подвешенными к оголовку стрелы крана.

Применение каркасов для погружения свай позволяет устанавливать и забивать сваи стреловыми кранами без дополнительного обустройства направляющими стрелами. В этом случае сваи вставляют в ячейки деревянного или металлического каркаса, а затем на головы свай поочередно насаживают молот.

7.2. Оборудование для забивки свай

Применяемое оборудование и вспомогательные устройства в значительной мере определяются мощностью и типом используемых молотов, которые, в свою очередь, зависят от массы и длины свай. Мощность молота должна быть достаточной для преодоления сопротивления грунта и достижения необходимой глубины погружения с обеспечением проектной несущей способности свай.

Тип и масса молота в значительной мере определяется грунтовыми условиями, видом энергии, имеющейся на строительстве, и необходимой производительностью забивки свай. Паровоздушные молоты одиночного действия, как правило, используются для погружения свай в тяжелые и плотные грунты, когда молоты других систем применять нельзя. Недостаток паровоздушных молотов — небольшое число ударов в единицу времени, т. е. малая производительность. При редких ударах каждый раз преодолевается инерция как свай, так и грунта, в связи с чем требуется увеличение массы падающей части молота. Мощные удары тяжелого молота значительно сотрясают окружающий грунт; головы свай необходимо надежно защищать от разрушения.

Преимуществом молотов двойного действия в сравнении с молотами одиночного действия — большое число ударов в минуту, обеспечивающее как бы постоянное движение забиваемой сваи и тем самым препятствующее засасыванию ее в вязких грунтах. При таких молотах заметно повышается производительность забивки, а кроме того, они создают большую энергию удара (мощность), имеют меньшие размеры и более компактны. Их можно использовать для выдергивания свай и шпунтов, а герметичность позволяет работать и под водой. Общий недостаток паровоздушных молотов — это необходимость в специальной паросиловой установке, увеличивающей громоздкость оборудования и стоимость работ.

Наиболее экономичны дизельные трубчатые молоты из-за малого расхода дешевых сортов горючего, транспортабельности и высокой производительности при сравнительно плотных грунтах. Применение дизельных молотов в слабых грунтах, особенно для забивки свай небольшого поперечного размера, малоэффективно, так как из-за малого сопротивления свай не происходит воспламенения горючего в цилиндре.

Для погружения свай в несвязные, песчаные и супесчаные грунты и при наличии на строительстве электрической энергии рекомендуются вибропогружатели. В связных и плотных глинистых грунтах вибропогружение свай малоэффективно.

Копры назначают в соответствии с принятым типом молота. Для желеловых паровых молотов одиночного действия обычно применяют универсальные копры (табл. 7.1 и 7.2). При работе молотами

Таблица 7.1

Параметр	Тип копра			
	С-995	С-908	СП-56	СП-55
Максимальная длина погружаемой свай, м	12	16	20	25
Грузоподъемность копра, т	10	14	20	30
Рабочий наклон стрелы копра:				
вперед	1 : 8	1 : 8	1 : 8	1 : 8
назад	1 : 3	1 : 3	1 : 3	1 : 3
Угол поворота платформы, град	360	360	360	360
Масса платформы с противовесом, т	41,9	57,9	106	104
То же, без противовеса, т	21,0	23,0	53	57
Максимальная масса погружаемой свай, т	4	5	8	13
Тип применяемого молота	С-996	С-1047	СП-54	СП-54
Масса ударной части молота, кг	1 800	2 500	5 000	5 000
Полная масса молота, кг	4 300	6 500	13 000	13 000
Ширина колеи, м	4,5	4,5	5,0	5,0

Таблица 7.2

Параметр навесного кранового оборудования	Максимальная длина погружаемой свай, м			
	8	12	14	16
Масса погружаемой свай, т	2,5	3	5	6,5
Грузоподъемность навесного оборудования, т	8	10	12	15
Масса навесного оборудования, т	3,8	3,2	8	12,9
Масса базовой машины, т	20,5	20,2	31,9	61,0
Рабочий наклон стрелы:				
вперед	1 : 10	1 : 4	1 : 4	1 : 8
назад	1 : 10	1 : 4	1 : 4	1 : 3
Угол поворота базовой машины, град	360	360	360	360
Тип применяемого молота	С-996	С-996	С-949	С-954
Масса ударной части молота, кг	1 800	1 800	2 500	3 500
Полная масса молота, т	3 700	3 700	5 100	7 300
Тип базовой машины	Экскаватор Э-652	Автокран К-162	Автокран К-255	Экскаватор Э-1602С

двойного действия можно использовать как копры, так и краны. Краны особенно целесообразны, если с их помощью погружать сваи через направляющие каркасы.

Высота копра и размеры навесных стрел зависят от длины забиваемых свай и типа молота. Для молотов двойного действия или дизельных высота копра и длина свай определяются и высотой самого молота, а для паровых молотов одиночного действия также и выходом ударной части. При забивке свай с высоких подмостей или же на воде высота копра может быть меньше длины свай. Во всех случаях необходимо, чтобы свая, установленная на грунт, свободно помещалась под молотом, поднятым на предельную высоту.

При выборе типа и размера молота, в первую очередь, учитывают энергию его удара (по эмпирической зависимости)

$$W \geq 25P_{\text{пр}} \text{ при } P_{\text{пр}} = P_0 / (\kappa m_2),$$

где W — энергия удара молота, Н·м;

$P_{\text{пр}}$ — предельная несущая способность, т. е. предельное сопротивление свай, Н;

P_0 — расчетная несущая способность свай по грунту, кН;

κ — коэффициент однородности, равный 0,7;

m_2 — коэффициент условия работы, зависящий от числа свай в фундаменте и конструкции свайного ростверка (значения m_2 приводятся в технических указаниях на проектирование опор мостов).

Выбранный тип молота с массой забиваемой сваи дополнительно проверяют по выражению

$$n \leq (Q_{\text{п}} + Q_{\text{с}}) / W,$$

где n — коэффициент применимости молота (табл. 7.3);

$Q_{\text{п}}$ — полный вес молота;

$Q_{\text{с}}$ — вес свай с наголовником и подбабком, если он применяется.

При погружении стального шпунта и свай из стальных труб с открытым нижним концом, а также свай любого типа с применением подмыва коэффициенты n , приведенные в табл. 7.3, могут быть увеличены в 1,5—2 раза, если учесть малое лобовое сопротивление грунта в плоскости острия свай. Характеристики применяемых молотов¹ приводятся в табл. 7.4.

Таблица 7.3

Тип молотов	Коэффициент n при сваях		
	деревянных	железобетонных	
Трубчатые дизельные и двойного действия	5,0	6,0	5,5
Одиночного действия и штанговые дизельные	3,5	5,0	4,0

¹ Характеристики электровибраторов для погружения свай и оболочек см. в гл. 8.

Таблица 7.4

Тип	Полная масса, кг	Масса ударной части, кг	Высота падения ударной части, м	Энергия удара, кДж	Число ударов в 1 мин	Высота молота, мм
Однорядного действия:						
СССМ-007	1 932	1 250	1 440	18	30	4 780
СССМ-582	4 300	3 000	1 300	39	30	4 635
СССМ-680	8 850	6 000	1 370	82	30	4 952
Двойного действия:						
СССМ-503	700	90	177	1,38	300	—
СССМ-501	2 100	363	242	5,7	225	1 853
СССМ-708	2 968	680	406	11,2	123	2 410
СССМ-742	4 450	1 130	508	18,2	105	2 689
Дизельные трубчатые:						
С-995	3 000	1 250	—	22,5	43	3 955
С-996	3 700	1 800	—	32,0	43	4 335
С-949	5 600	2 500	—	43,5	42	4 685
С-1048	8 000	3 500	—	61,0	42	5 145
СП-54	11 500	5 000	—	90,0	42	5 500

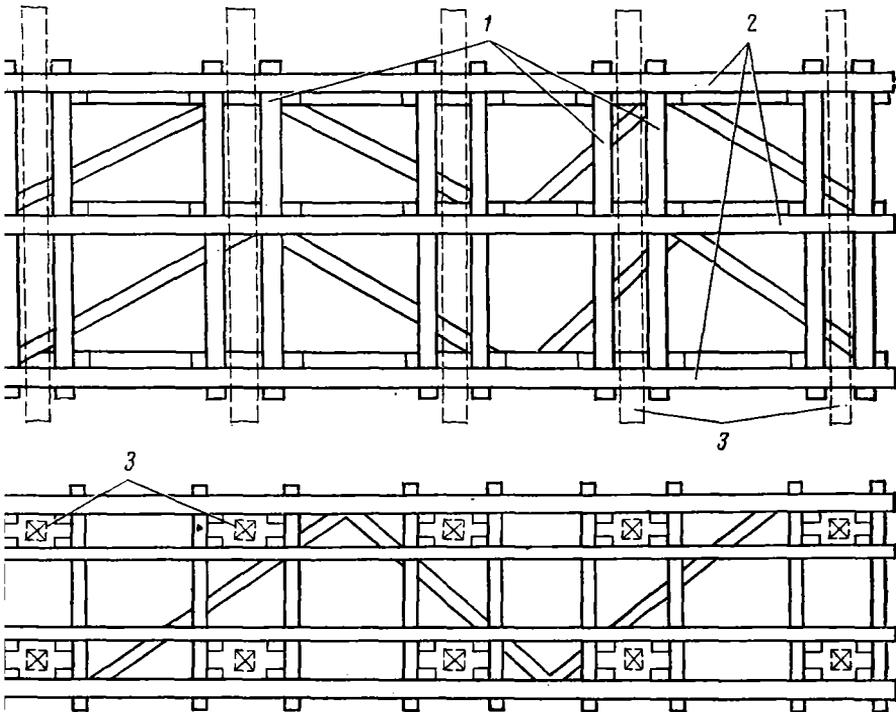


рис. 7.5. Боковой вид и план направляющего каркаса:

— вертикальные элементы; 2 — горизонтальные элементы; 3 — сваи в направляющих рейках

Копры и краны устанавливают на плавучие средства согласно проекту, учитывающему необходимую устойчивость плавсистемы, а также надежность установки и закрепления механизмов.

Направляющие каркасы для забивки свай (рис. 7.5) представляют собой жесткую пространственную конструкцию из нескольких горизонтальных рам, расположенных по высоте в разных уровнях и связанных вертикальными стойками и диагональными схватками. Расстояние между горизонтальными рамами назначают с учетом конструктивных особенностей сооружаемой опоры и глубины воды, но не менее 3 м. В рамках устанавливают ячейки, размеры которых соответствуют размерам пропускаемых через них свай. Внутри ячеек закрепляют вертикальные направляющие брусья сечением не менее 12×12 см, длиной не менее 4 м для вертикальных свай и 6 м для наклонных. Круговой зазор в свету между брусьями и погружаемой свайе должен быть 2—3 см. Каркасы изготовляют как деревянные, так и стальные.

7.3. Технология погружения свай

Процесс погружения свай в грунт складывается из перемещения копра и установки его в рабочее положение, транспортирования свай к копру, подъема ее, установки и закрепления в стрелах копра и собственно погружения свай. Производительность свайных работ зависит от скорости рабочего перемещения копра к очередной свае, удобства ее подъема, установки на место и заводки под молот. Операция по непосредственному погружению свай занимает в общем процессе лишь 20—30% всего рабочего времени.

В зависимости от очертания фундамента в плане последовательность погружения свай может быть рядовой (рис. 7.6, а), спиральной (рис. 7.6, б) и секционной (рис. 7.6, в). Рядовая последовательность целесообразна при устройстве свайных опор эстакадных мостов, а также фундаментов, вытянутых в плане, когда число рядов свай невелико. Для свайных ростверков с большим числом рядов свай рядовая последовательность не рекомендуется. Спиральная последовательность погружения от середины больших размеров в любых грунтах ростверка к периметру наиболее удобна

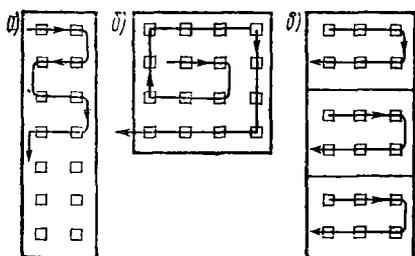


Рис. 7.6. Последовательность погружения отдельных свай

при устройстве фундаментов больших размеров в любых грунтах. Погружение в обратном направлении — от периметра к середине — не применяют, так как при этом в середине площади возникает столь сильное уплотнение грунта, что погружение свай в центре на проектную глубину становится невозможным. При секционной последовательности сначала погружают отдельные ряды, которыми делят фундамент на

секции; в секциях сваи погружают в рядовой последовательно. При этом способе грунт уплотняется по всей площади равномерно, и такая последовательность забивки свай рекомендуется, например, при связных грунтах.

На сухих местах сваи подвозят заранее и складывают в зоне действия копра, а к плавучим копрам их подвозят на баржах или плашкоутах. Перед подъемом на копер сваи осматривают, выявляя и устраняя все их дефекты.

Для удобства наблюдения за ходом погружения сваю по длине предварительно размечают краской на метры и сантиметры, начиная от острия.

При забивке молотами одиночного действия и трубчатыми дизель-молотами на головы железобетонных свай устанавливают стальные наголовники (рис. 7.7), что смягчает резкие удары по торцу свай. Обычно наголовник состоит из двух сварных или литых стаканов, разделенных между собой диафрагмой — дном. Длину нижнего стакана назначают в 1,5—2 раза больше стороны (диаметра) свай. Зазор между боковой гранью свай и стенкой наголовника не должен превышать 1 см.

В верхний стакан высотой 150—200 мм вставляют окованный бугелем подбабок (пробку) из плотной древесины (дуба). Между дном наголовника и подбабком укладывают амортизирующую прокладку из мешковины или толстого листа резины.

Забивку свай начинают, осторожно опуская молот на ее голову. Под действием массы молота свая может погрузиться на некоторую глубину, зависящую от сопротивляемости грунта. Затем, после нескольких легких ударов, сваю погружают ударами нормальной силы. При забивке в слабые грунты установленную сваю держат па тросе до того момента, пока на ее голову не будет опущен молот, и лишь тогда, постепенно ослабляя трос, дают свае возможность погрузиться в грунт.

В процессе забивки наблюдают за режимом погружения свай. Размер осадок свай согласовывают с учетом геологического строения грунта в месте устройства ростверка. Резкое сокращение осадки, сопровождающееся подскоками молота при ударах, указывает на то, что свая на своем пути встретила препятствие. Если препятствие не исчезает, свая под сильными ударами может сломаться. Излом свай определяют по внезапно резко увеличивающемуся погружению и отклонению свай от оси забивки. Сломанную сваю нужно выдернуть и заменить новой.

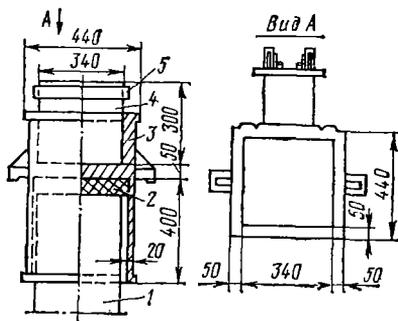


Рис. 7.7. Наголовник для железобетонных свай:

1 — свая; 2 — амортизирующий вкладыш; 3 — стальной стакан; 4 — деревянный подбабок; 5 — бугель

В процессе погружения свай измеряют их осадки — отказы. Забивку кончают по получении расчетного отказа:

$$e = \frac{nFQH}{P_{\text{цр}} (P_{\text{пр}} + nF)} \cdot \frac{Q + 0,2 (q + q_1)}{Q + q + q_1},$$

где e — расчетный отказ, т. е. погружение свай от одного удара молота, см;
 F — площадь поперечного сечения свай, ограниченная наружным контуром, см²;

Q — масса ударной части молота, т;

q — масса свай и наголовника, т;

q_1 — масса подбабка, т;

H — расчетная высота падения ударной части молота, определяемая по справочным таблицам (см. табл. 7.4), см;

n — коэффициент, принимаемый в зависимости от способа забивки, т/см². Для деревянных свай, забиваемых с подбабком, n равен 0,008 и без подбабка — 0,010; для свай железобетонных с наголовником — 0,015; для свай стальных, забиваемых с деревянным подбабком, — 0,02, а со стальным подбабком и наголовником — 0,03 и с наголовником без подбабка — 0,05.

Отказ от одного удара определяют как среднее арифметическое значение осадки свай за один залог. Залог (число ударов) для молотов подвесных и одиночного действия принимают равным 10 ударам, а двойного действия и дизель-молотов — числу ударов молота в течение минуты. Погружение свай одного залога не должно быть менее 2 см, а если размер погружения меньше, то необходимо применить более тяжелый молот.

Во время забивки свай ведут журнал специальной формы, в который заносят для каждой свай следующие данные: размер ее погружения от каждого залога и достигнутого отказа, глубину забивки, а также данные о всех затруднениях, встречавшихся в процессе работ. В журнале также дают сведения об оборудовании, примененном для забивки свай. Заполнять журнал необходимо непосредственно на месте работ. К журналу должен быть приложен чертеж фактического расположения в плане забитых свай с их нумерацией, соответствующей журналу.

Если для поддержания молота и свай применяют не копер, а кран, оснащенный подвесной стрелой, то технология забивки меняется только по перемещению сваебойного агрегата и способу подъема свай. Кран легко перемещается со сваей, а возможности стрелового крана позволяют свести до минимума работы по подтаскиванию свай к стреле (кран поворачивается стрелкой к штабелю и забирает очередную сваю).

При погружении свай в вибрировании подъем и установка свай в направляющие устройства мало отличаются от подъема и установки ее для забивки молотом. Для поддержания и направляющая вибрируемой системы в период погружения служат направляющие стрелы копра, подвесная стрела крана или каркас. Используя стрелы, систему «свая» — вибропогружатель» удобно управлять движением вибропогружателя, не соединяя сваю со стрелами-ползунами, как это делается при забивке свай молотами. Корпус виб-

ропогружателя снабжают четырьмя роликами, перемещающимися по стреле, а весь вибропогружатель прочно соединяют со сваей.

Соединение вибропогружателя со сваей — операция ответственная и трудоемкая. Ось вибропогружателя должна точно совпадать с осью погружаемой сваи; соединение их должно быть жестким и не ослабляться в процессе погружения.

Несовпадение осей может вызвать нежелательные поперечные колебания сваи, а при ослаблении соединения энергия вибропогружателя затрачивается не на колебания системы, а на удары, приводящие к его порче.

С железобетонными призматическими сваями сплошного сечения вибропогружатель соединяют посредством наголовников, опорную плиту которых крепят за выпущенные из бетона сваи стержни рабочей арматуры либо за выступы металлических полос, приваренных к арматуре.

К трубчатым железобетонным сваям вибропогружатели крепят с помощью переходного патрубка, присоединенного на болтах к вибратору и фланцу стыка сваи. Получают распространение специальные наголовники, автоматически соединяющие вибропогружатель со сваями.

Погружение сваи с подмывом водой обычно сочетают с забивкой ее молотами или погружением вибраторами. Для обеспечения подмыва к острию сваи под большим давлением по специальным трубам подают воду, которая размывает грунт, окружающий сваю, и уменьшает силы трения. В результате свая легко погружается, не встречая большого сопротивления от трения по ее наружной поверхности. После прекращения подачи воды взрыхленный ею грунт постепенно уплотняется и вновь прилегает к поверхности забитой сваи.

Для обеспечения повышенной несущей способности сваи погружение водой заканчивают, не доходя 1,0—1,5 м до проектной отметки. Дальше погружают, применяя молот.

При наличии в основании несвязных (песчаных и гравелистых) грунтов погружение свай подмывом — один из эффективных способов. В глинистых грунтах подмыв может быть целесообразен лишь для погружения свай-стоек, опирающихся на нижний прочный грунт, когда силы трения по боковой поверхности сваи незначительны.

Нельзя применять подмыв свай, если он может вызвать осадку грунта вблизи зданий и сооружений.

Перед погружением свай с подмывом (рис. 7.8) необходимо подготовить: 1) высоконапорную насосную установку, обеспечивающую подачу воды в подмывные трубы; 2) напорную сеть и шланги высокого давления, соединяющие установку с подмывными трубами; 3) подмывные стальные трубы и насадки к ним.

Для подмыва применяют высоконапорные многоступенчатые центробежные насосы типа НДс или НДв с расходом воды до 5000 л/мин. Чтобы уменьшить потери давления в трубопроводах, насосную установку располагают возможно ближе к погружаемым

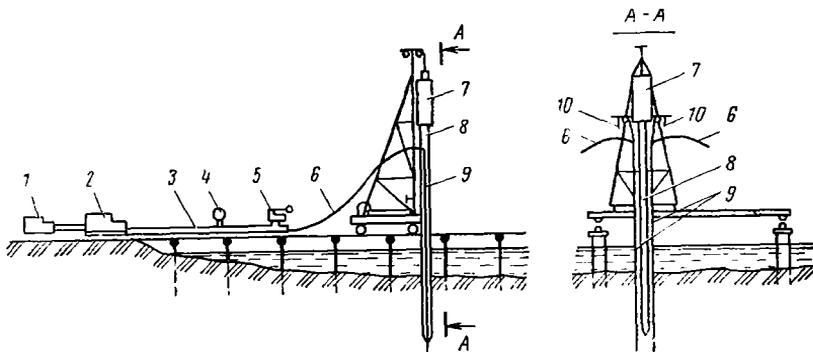


Рис. 7.8. Схема погружения свай с подмывом:

1 — запасной насос; 2 — основной насос; 3 — магистральный напорный водопровод; 4 — манометр; 5 — предохранительный клапан; 6 — подводящие шланги; 7 — сваебойный молот; 8 — свая; 9 — подрывные трубы; 10 — тросы для подъема труб

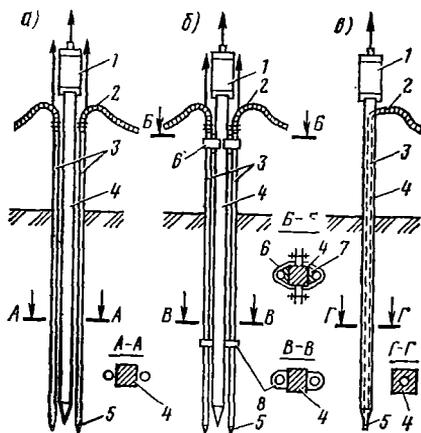


Рис. 7.9. Схема расположения подмывных труб в сплошных сваях:

1 — молот; 2 — высоконапорный шланг; 3 — подмывные трубы; 4 — свая; 5 — наконечник (насадка); 6 — хомут; 7 — прокладка; 8 — скоба

сваям. Напорный трубопровод должен иметь предохранительный клапан для сброса напорной воды при случайных закупорках насадок подмывных труб грунтом.

Подмывные трубы применяют стальные, диаметром 37—106 мм с насадками на конце; их располагают снаружи вдоль погружаемой сваи или внутри. Для погружения свай сплошного сечения подмывные трубы (не менее двух) располагают симметрично снаружи сваи свободно (рис. 7.9, а) или пропускают через прикрепленные к свае хомуты или скобы (рис. 7.9, б). В железобетонных сваях подмывная труба может быть также заделана в сваю при ее изготовлении (рис. 7.9, в). При свободном расположении подмывных труб снаружи сваи их размечают по длине, начиная от сопла наконечника для контроля положения наконечника по отношению к острию сваи.

Чтобы предупредить засасывание и засорение трубы в процессе погружения, нужно немного перемещать ее в продольном направлении, поднимая и опуская с помощью тросов с полиспадами.

7.4. Приемка свай. Устройство плиты ростверка

Погруженные в грунт сваи принимает комиссия, которая проверяет соответствие выполненных работ требованиям проекта и Строительных норм и правил. Работы проверяют по журналам и сводным ведомостям погружения свай, а в отдельных случаях контрольной проверкой забитых свай пробной нагрузкой по специальным правилам. Число свай для контрольного испытания устанавливает приемочная комиссия; оно должно составлять для забивных свай и свай-оболочек при их испытании динамической нагрузкой не менее пяти, а при испытании статической нагрузкой не менее двух. Сваи, не давшие расчетного отказа, должны быть подвергнуты контрольным испытаниям после «отдыха» в грунте. Задача контрольных динамических испытаний свай, ранее погруженных забивкой или вибрацией, — определение их отказа от нескольких ударов молота (для вычисления несущей способности сваи).

Задача статических испытаний свай — установить несущую способность сваи и характер изменения осадки под действием возрастающей ступенями статической нагрузки. Для испытания выбирается свая, расположенная примерно в центре соседних четырех или шести забитых свай, служащих анкерными. К анкерным сваям на хомутах закрепляют балки, в которые упирают один или несколько гидравлических домкратов. Осадку определяют прогибоммером (не менее двух на испытываемую сваю), а нагрузку на сваю — по манометру гидравлического домкрата.

При испытании сваю загружают постепенно, отдельными ступенями, равными $1/5$ — $1/10$ предельной нагрузки. На каждой ступени нагрузки сваю выдерживают до затухания осадки, после чего загружают следующей ступенью.

В результате статических испытаний строят график «нагрузка — осадка», по которому возможно установить предельную и расчетную нагрузки.

После приемки забитых свай и оформления соответствующего акта бетонируют фундаментную плиту ростверка, объединяющую все сваи. Если грунтовые или поверхностные воды отсутствуют, то плиту сооружают в открытом котловане; при наличии грунтовых или поверхностных вод и устройстве фундамента в реке работы ведут под защитой ограждения из грунтовых перемычек, деревянного или металлического шпунта, деревянных, металлических или железобетонных съемных и не съемных бездонных ящиков, инвентарных перемычек, тонкостенных железобетонных опускных колодцев или плавучих железобетонных кондукторов. Размеры ограждения в плане определяются очертанием плиты ростверка.

В случае слабого фильтрационного притока воды плиту ростверка укладывают непосредственно на дно котлована, а в случаях значительного притока воды через дно котлована, а также при устройстве высоких свайных ростверков, на дно котлована или днище ограждения ростверка укладывают бетонный тампонажный

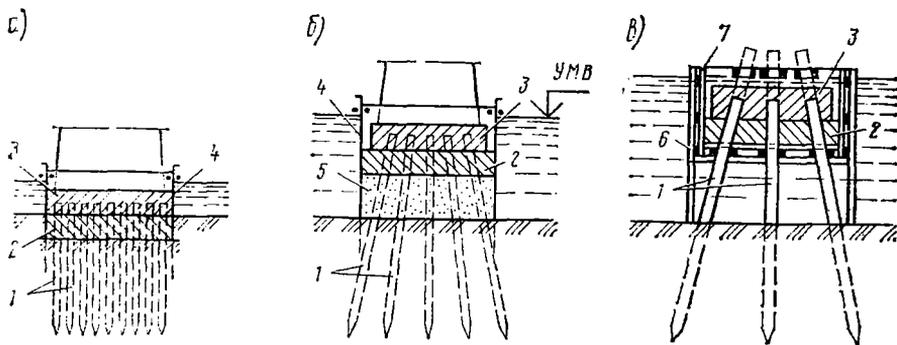


Рис. 7.10. Схема устройства свайного ростверка:

1 — свая; 2 — тампонажный слой подводного бетона; 3 — фундаментная плита-ростверк; 4 — шпунтовое ограждение; 5 — песчаная подсыпка; 6 — каркас; 7 — опалубка

слой способом ВПТ с толщиной слоя не менее 1 м. Верх тампонажного слоя должен быть не выше отметки низа плиты. Тампонажный слой для низких фундаментных плит укладывают на дно огражденного котлована (рис. 7.10, а), а для высоких на песчаную отсыпку, уложенную в ограждение до отметки тампонажного слоя (рис. 7.10, б), или на деревянное днище, устроенное заранее в каркасе на необходимом уровне (рис. 7.10, в).

Глава 8. УСТРОЙСТВО ФУНДАМЕНТОВ НА ОБОЛОЧКАХ

8.1. Фундаменты на железобетонных оболочках

Для возведения фундаментов опор больших и внеклассных мостов часто применяют сборные железобетонные оболочки в виде круглых цилиндрических труб. Звенья оболочек диаметром от 0,6 до 2 м готовят на заводах МЖБК методом центрифугирования, а звенья больших размеров — в цилиндрических виброопалубках.

Оболочки выполняют преимущественно из бетона марки 400 (рис. 8.1) с применением как обычной стержневой арматуры классов А-II и А-III, так и высокопрочной преднапряженной классов А-V, Ат-VI и Ат-VII, устанавливаемой в толще стенки в один ряд. Защитный слой бетона должен быть не меньше 4 см.

Секции облочек соединяют между собой болтами на фланцах (рис. 8.2, а), сваркой обечаек оболочек (рис. 8.2, б), сваркой выпусков арматуры и другими способами. Стыкуют звенья как до погружения оболочек, так и в процессе опускания постепенным их наращиванием. Металлические части стыков перед погружением обетонируют или защищают от коррозии покрытиями из битумно-угольного лака, полимерными растворами и другими средствами. Нижнюю часть погружаемых оболочек усиливают устройством метал-

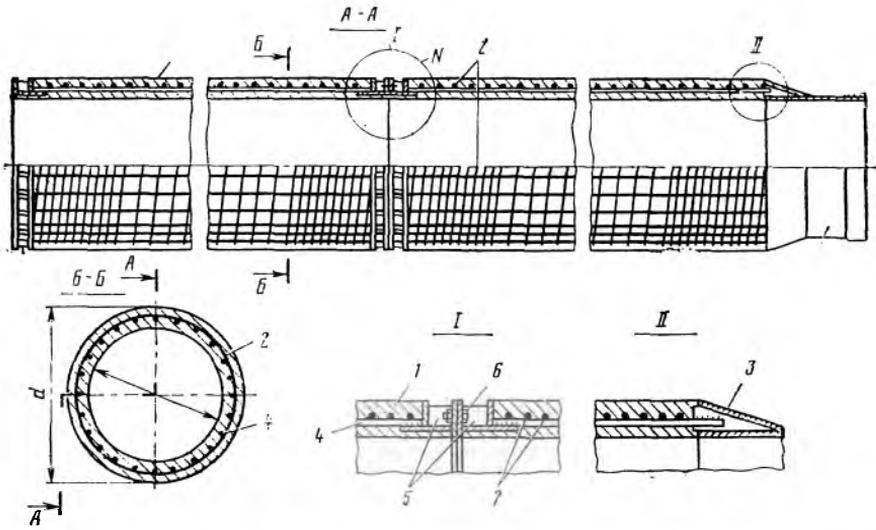


Рис. 8.1. Железобетонная оболочка:

1 — стенка оболочки; 2 — спиральная арматура; 3 — нож; 4 — стержни продольной арматуры; 5 — фланец; 6 — болт

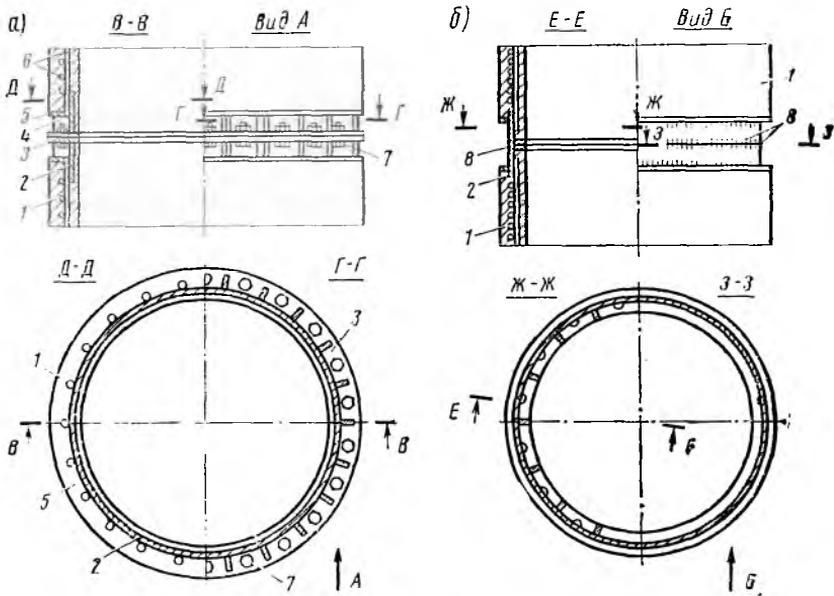


Рис. 8.2. Стыки звеньев оболочки:

1 — звено оболочки; 2 — упорное кольцо; 3 — ребра жесткости; 4 — торцовое кольцо; 5 — обечайка; 6 — арматура; 7 — болты; 8 — сварной шов

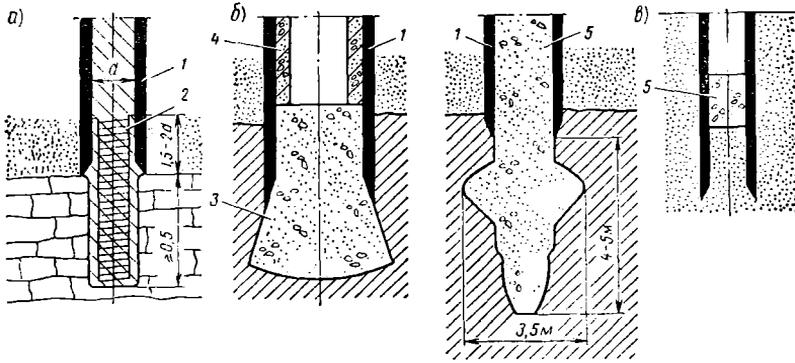


Рис. 8.3. Виды опирания оболочек на грунт:

а — заделка в скалу; б — уширение в глинистом грунте; в — оболочка с бетонным заполнением.

1 — оболочка; 2 — арматурный каркас; 3 — бетон уширения; 4 — утолщение оболочки; 5 — бетон заполнения

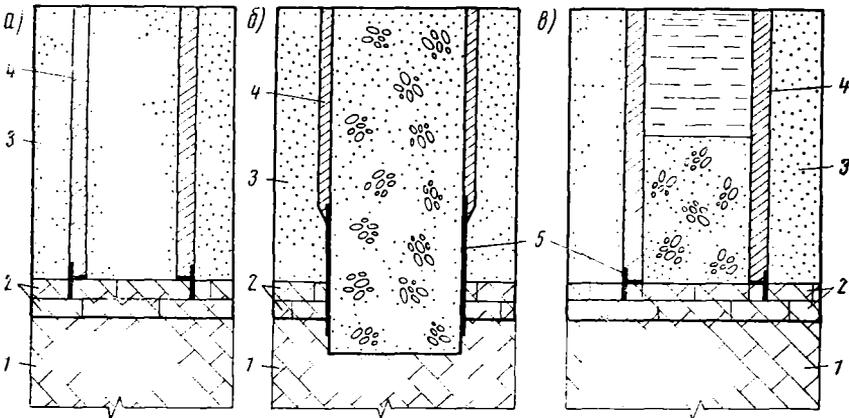


Рис. 8.4. Виды опирания оболочек на скальную породу:

1 — невыветренная скальная порода; 2 — выветренный слой породы; 3 — грунт; 4 — оболочка; 5 — нож

лического накопечника или ножа, которые присоединяют болтами на фланцах, сваркой обчашек или изготовлением специального нижнего звена оболочек.

Оболочки диаметром более 1 м погружают с открытой полостью. Полости погруженных в различные грунты оболочек (рис. 8.3) диаметром более 1 м с минимальной толщиной стенок, как правило, заполняют бетоном. При утолщенных стенках оболочек (более 16 см) часто ограничиваются устройством бетонной пробки, а в стенках утолщенной оболочки дают двухрядное армирование.

С целью повышения несущей способности фундаментов на железобетонных оболочках (при недостаточно высокой прочности грунтов в основании) после погружения у нижнего их конца устраивают уширения специальными буровыми станками.

Опираие оболочки на скальные грунты основания может быть различным. Например, при прочной невыветренной скале толстенная оболочка может своим ножом входить в верхний ее слой (рис. 8.4, а), достигаемой предельным воздействием вибропогружателя. Пустота оболочки можно заполнять песчано-гравийной смесью, бетоном (рис. 8.4, б) или устраивать внизу бетонную пробку (рис. 8.4, в). При трудности достижения ножом оболочки скальной породы или большой толщe слабой скалы изнутри оболочки разбуривают скважину, которую затем заполняют бетоном. В случае необходимости работы этого столба на изгиб предварительно в скважину можно опустить и затем забетонировать арматурный каркас (см. рис. 8.4, а).

8.2. Оборудование и устройства для погружения оболочек

Для погружения оболочек на заданную проектом глубину необходимо специальное оборудование: 1) вибропогружатели соответствующей мощности; 2) направляющие устройства (в виде каркасов или других конструкций) для опускания оболочек; 3) оборудование для извлечения грунта из оболочек — для песчаных и гравийных грунтов эрлифты или гидроэлеваторы, а для более плотных глинистых и полускальных грунтов — грейферы специального типа. Погружают оболочки и закрепляют их в скальном основании как ударно-канатными станками, так и специальными буровыми устройствами (см. ниже табл. 9.1).

Применяемое для погружения оболочек оборудование требует большого расхода электроэнергии, особенно для обеспечения работы вибропогружателей (табл. 8.1) и буровых станков. Учитывая это, строительство должно располагать соответствующей мощностью электросиловых установок. Большая масса отдельных вибропогружателей и буровых станков требует также применения мощных стреловых кранов.

Таблица 8.1

Параметр	Марка вибропогружателя					
	ВП-1	ВП-3М	ВУ-160	ВП-170	ВПП	ВУ-3
Установочная мощность электродвигателя, кВт	60	100	2×75	202	2×100	2×200
Частота вращения грузовых валов, об/мин	420	408	458	550	500	550
Момент эксцентриков, Н·м	930	2360	3460	5000	6100	9940
Возмущающая сила, кН	185	440	810	1690	1700	3400
Масса вибропогружателя, т	5,2	7,5	11,9	12,4	15,0	27,6

При выборе вибропогружателя (рис. 8.5) для опускания оболочек нужно учитывать массу собранной оболочки, физико-механические свойства грунта, в который ее погружают, глубину погруже-

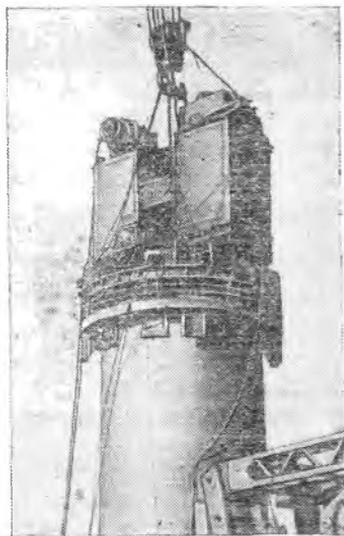


Рис. 8.5. Спаренный вибропогружатель типа 2ВП-170 с автоматическим наголовником на оболочке

ния. Для погружения оболочек в средних по плотности грунтах, ориентировочно можно назначить вибропогружатели по табл. 8.2. В наиболее трудных условиях погружения при диаметре оболочек более 2,0, весьма эффективны спаренные вибропогружатели типа марок ВУ-160, ВП-170, ВРП-6/200 и ВУ-3, работающие синхронно.

Электродвигатель вибропогружателя, как правило, должен питаться от самостоятельной сети, не имеющей других нагрузок. Во время работы вибропогружателя необходимо проверять напряжение на всех трех фазах пульта управления. Если напряжения на всех фазах между наибольшими и наименьшими показателями имеют разницу более 5%, работу вибропогружателя необходимо прекратить, выяснить причины асимметрии напряжения и устранить их. Напряжение в сети должно быть не менее 360 В.

Скорость опускания оболочки в грунт перед окончанием погружения обычно бывает в пределах 1—5 см/мин, а амплитуда колебания — 0,3—0,5 см, что проверяется с помощью метрической шкалы, нанесенной на оболочке.

Таблица 8.2

Диаметр оболочек,	Рекомендуемый тип вибропогружателя для погружения оболочек			
	без удаления грунта в водонасыщенные мелкие пески и пластичные глины на глубину, м		с удалением грунта в плотные глины, крупнозернистые и гравелистые пески на глубину, м	
	до 15	до 25	до 15	до 25
0,6—1,0	ВП-1	ВП-3М	ВП-3М	ВУ-1,6 ВП-170
1,6—2,0	ВП-3М	ВП-3М; ВП-170	ВУ 1,6; ВП-170	ВУ-1,6; ВРП-6/200
2,0—3,0	ВУ-1,6; ВП-170	ВП-170; ВРП-6/200; ВУ-3	ВП-170; ВРП-6/200	ВРП-6/200; ВУ-3

Для надежной работы оболочек в фундаменте весьма важно, чтобы они были погружены точно в проектное положение или с минимальными отступлениями от него. Наиболее легко это достигается применением направляющих устройств, которые особенно необходимы в начальный момент погружения, когда вибри-

руемая система (оболочка и вибропогружатель) неустойчива. Отклонение от проектного положения оболочек, погруженных с использованием направляющих средств, обычно не превышает 10 см. Для направления оболочек при погружении применяют также специальные направляющие стрелы, подвешиваемые к кранам, направляющие каркасы и кондукторы.

Краны с направляющими стрелами целесообразны в случае небольшого числа погружаемых оболочек, расположенных в один ряд, а при большом числе — направляющие каркасы или железобетонные кондукторы. Каркасы обычно собирают из инвентарных стальных конструкций, используя их одновременно в качестве рас-

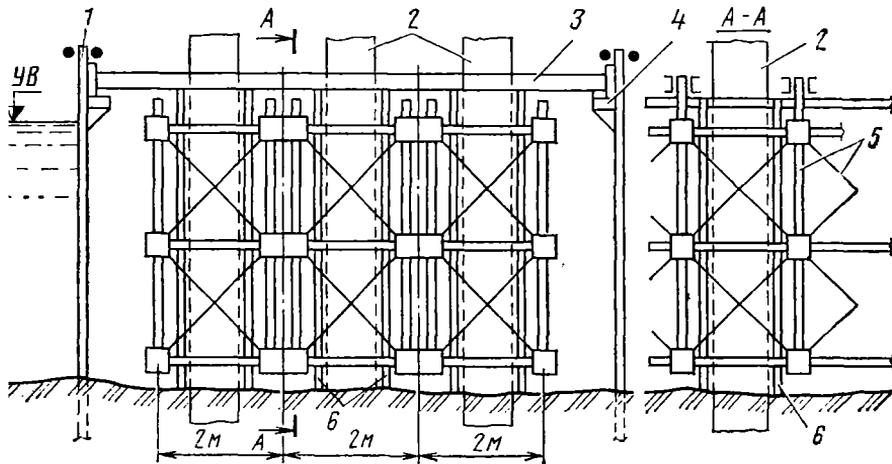


Рис. 8.6. Каркас из элементов УИКМ для направления оболочек диаметром до 3 м:

1 — ограждение котлована; 2 — оболочки; 3 — опорный швеллер; 4 — обвязка крепления ограждения; 5 — конструкции УИКМ; 6 — деревянные направляющие брусья

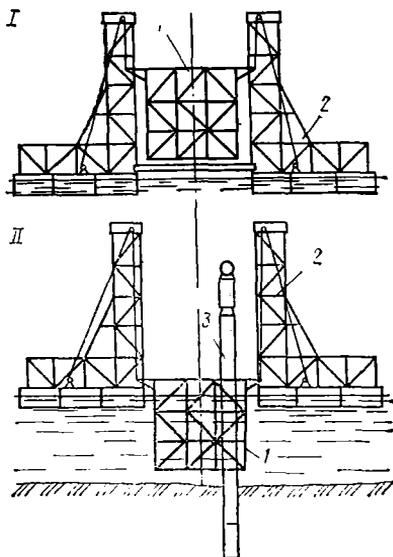


Рис. 8.7. Схема установки каркаса для погружения оболочек с помощью плавучих устройств:

I—II — этапы установки каркаса; 1 — каркас; 2 — вышка; 3 — маяк; 4 — оболочка

порного крепления ограждения котлованов, а также для устройства рабочей площадки над ним. Каркасы для направления оболочек (рис. 8.6) отличаются от каркасов для забивки свай лишь большими размерами ячеек и сечений элементов.

При глубокой воде каркасы доставляют на место установки мощными плавучими кранами. Каркас перевозят подвешенным на тросах, а при большой массе — установленным на специальный понтон (рис. 8.7). Перед опусканием каркаса в воду опорные блоки или понтон из-под каркаса удаляют. В проектном положении каркас закрепляют за маячные оболочки (см. рис. 8.7, II).

Вместо каркасов можно применять переставные вышки с подвижной стрелой. Они удобны для работы в неглубоких котлованах и для погружения оболочек непосредственно с поверхности земли. Вышки переставляют кранами, обслуживающими погружение оболочек.

В зависимости от размеров и массы звеньев оболочек, а также направляющих устройств применяют самоходные стреловые или козловые краны. На поймах краны перемещают непосредственно по хорошо спланированному грунту или по подмостям, а при работе на воде краны устанавливают обычно на плавучие средства.

Во всех случаях, где представляется возможным, оболочку стараются погрузить на проектную глубину без выемки грунта из ее полости. Если это не удастся из-за больших сил трения по внутренней поверхности оболочки, а также при встрече ножа оболочки с валунами или другими препятствиями, или при необходимости заглубления в скальные породы, грунт удаляют из оболочки. Для

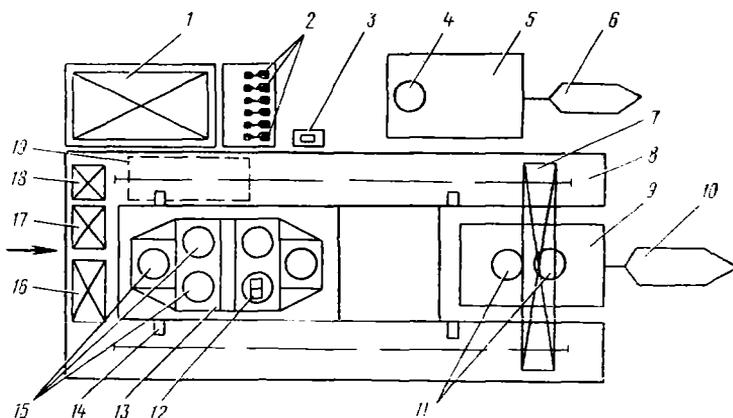


Рис. 8.8. Платц расположения оборудования и механизмов при погружении оболочек в русле реки:

1 — электростанция; 2 — насосы; 3 — компрессор; 4 — звено оболочки на палубе плавучего крана; 5 — палуба с плавучим краном; 6 — буксир крана; 7 — порталный кран; 8 — основной плавкоут из понтонов КС; 9 — плавкоут для подвоза секций оболочек; 10 — буксир плавкоута; 11 — секции железобетонных оболочек диаметром 5 м; 12 — спиральные вибропогружатели; 13 — направляющий каркас; 14 — лебедка; 15 — погруженные оболочки; 16 — помещение для рабочих; 17 — трансформаторная подстанция; 18 — пульт управления вибропогружателем; 19 — подмывные трубы

разработки и удаления грунта применяют одноканатные грейферы, эрлифты и гидроэлеваторы.

Таким образом, погружение оболочек под опоры мостов связано с применением и размещением на месте работ большого числа оборудования (рис. 8.8). Так, для питания электроэнергией нужны трансформатор или автономная электростанция, для подмыва и удаления грунта эжекторами — центробежные насосы и компрессор; нужны также электросварочные аппараты, краны и лебедки разной грузоподъемности для такелажных работ и т. д. В случае сооружения опоры в русле реки для размещения оборудования нужны плавучие средства — баржи или плашкоуты из инвентарных понтонов КС, из которых устраивают плавучие островки и подъемные платформы на стальных оболочках.

На заболоченных и илистых поймах и на мелководье для размещения оборудования приходится сооружать эстакады или сплошные подмости. Эстакады удобны, когда погружение оболочек обслуживает порталый или козловой кран, а при других видах предпочтительнее сплошные подмости.

8.3. Технология погружения оболочек

Технология погружения оболочки складывается из ряда операций: 1) транспортирования звеньев в пределах стройплощадки; 2) подъема их и установки в направляющие устройства; 3) соединения звеньев между собой; 4) установки и закрепления вибропогружателя на оболочке; 5) собственно погружения оболочки и сопутствующих работ.

Звенья транспортируют как в вертикальном, так и в горизонтальном положении. Если они доставлены с завода или изготовлены на стройплощадке далеко от места погружения, звенья перевозят в горизонтальном положении на вагонетках, а по воде на плавучих средствах. Перед установкой звеньев их размечают по длине краской для удобства наблюдения за скоростью и глубиной погружения.

В зависимости от возможностей применяемого кранового оборудования (высота подъема крюка и грузоподъемность) оболочки стыкуют из отдельных звеньев на полную длину или наращивают по мере их погружения. Устройство стыков резко снижает темп погружения, поэтому предпочтительнее предварительно укрупнять звенья в секцию оболочки максимально возможной длины. Звенья соединяют между собой болтами на фланцах или сваркой. Болтовой стык более прост и надежен в работе, хотя требует большего расхода стали, чем сварной. Сварной стык менее технологичен, его обычно применяют, монтируя оболочку на полную длину в горизонтальном положении на стеллаже. Для водонепроницаемости после затяжки всех болтов стык обваривают по периметру и обетонируют. Непокрытые бетоном металлические поверхности стыков оболочки для предохранения от коррозии покрывают несколькими слоями горячего битума, эпоксидным клеем или другими водоустойчивыми

покрытиями. Прочность стыка должна быть не менее суммарной прочности всех стержней рабочей арматуры оболочки.

Первые секции оболочек длиной меньше глубины воды временно подвешивают на каркасы хомутами, после чего наращивают очередное верхнее звено. Поднимают и устанавливают вибропогружатель на оболочку краном (рис. 8.9, а, б), предназначенным для погружения. Вибропогружатель устанавливают на голову оболочки и соединяют с ней переходником только после проверки правильности положения направляющих устройств. Погружение свай и оболочек вибрацией аналогичны (рис. 8.9, в).

Если мощность вибропогружателя недостаточна, то силы трения между грунтом и поверхностью оболочки можно уменьшить рыхлением грунта напорной водой (подмывом). Воду подают рыхлением грунта напорной водой подмывными трубами, располагаемыми равномерно по внешнему периметру оболочки (рис. 8.10). Подмыв рекомендуется в песчаных и слабосвязных супесчаных грунтах, когда амплитуда колебания оболочек станет менее 5 мм. В глине подмыв малоэффективен. Подмывные трубы устанавливают из расчета — одна труба на 1 м периметра оболочки. При погружении наклонных оболочек две из подмывных труб обязательно устанавливают по бокам оболочки, а одну по верхней наклонной образующей. Нижние концы труб снабжают насадками с одним центральным и четырьмя боковыми отверстиями.

Насосную установку для подмыва рассчитывают на подачу 50—100 м³/ч воды на каждую подмывную трубу. Давление на выходе из труб должно быть не менее 0,5 МПа для рыхления мелкозернистых песчаных грунтов, не менее 1,0 МПа для крупнозернистых галечных или супесчаных. Низ подмывных труб не доводят до ножа оболочки на 0,5—1,5 м во избежание наплыва грунта внутрь ее в процессе вибропогружения. Погружая оболочки на глубину больше 20—25 м, эффективность подмыва повышают нагнетанием сжатого воздуха одновременно с водой через специальные воздухоподводящие стальные трубы или шланги, скрепляя их с подмывными трубами и располагая нижние концы примерно на 1 м выше водяных. Расход воздуха на выходе должен быть не менее 2—3 м³/мин.

При устройстве оснований из оболочек большого диаметра (более 2 м) в песчаных грунтах для преодоления сил трения часто одного наружного подмыва оказывается недостаточно. Тогда дополнительно применяют подмыв изнутри оболочки. Для этого через отверстия в наголовнике вибропогружателя в полость оболочки пропускают подмывные трубы, соединенные с насосом высокого давления. Нагнетая в них воду, обеспечивают размыв песчаного грунта внутри оболочки, облегчая тем самым ее погружение.

Погружают оболочку большого диаметра с одновременным наружным и внутренним подмывом (рис. 8.11) в такой технологической последовательности (рис. 8.11). Вначале на верхнее звено оболочки, погруженной без подмыва через каркас, устанавливают краном очередную ее секцию. Закрепляют наружные подмывные трубы и опускают их, не доводя до ножа оболочки

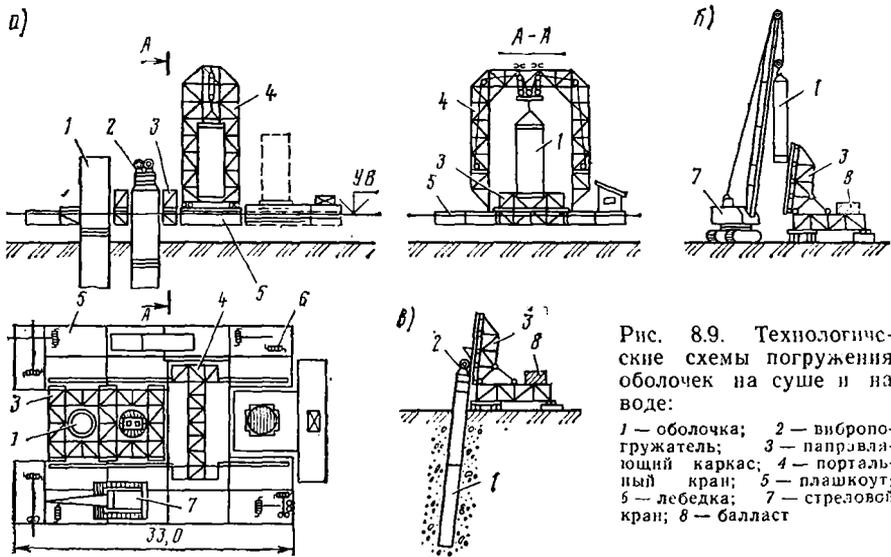


Рис. 8.9. Технологические схемы погружения оболочек на суше и на воде:

1 — оболочка; 2 — вибропогружатель; 3 — направляющий каркас; 4 — порталный кран; 5 — плашкоут; 6 — лебедка; 7 — стреловой кран; 8 — балласт

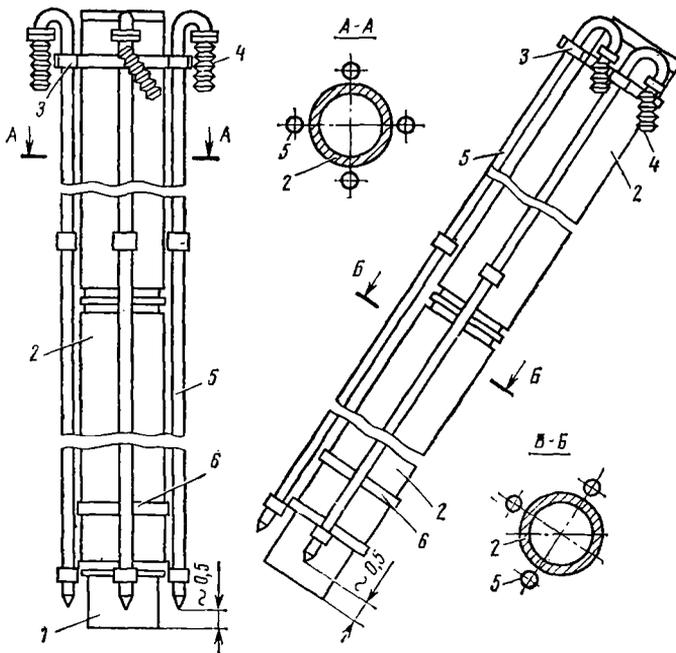


Рис. 8.10. Расположение и крепление водмывных труб к вертикальной и наклонной оболочкам:

1 — нож; 2 — оболочка; 3 — удерживающий хомут; 4 — резиновый шланг; 5 — подмывная труба; 6 — направляющий хомут

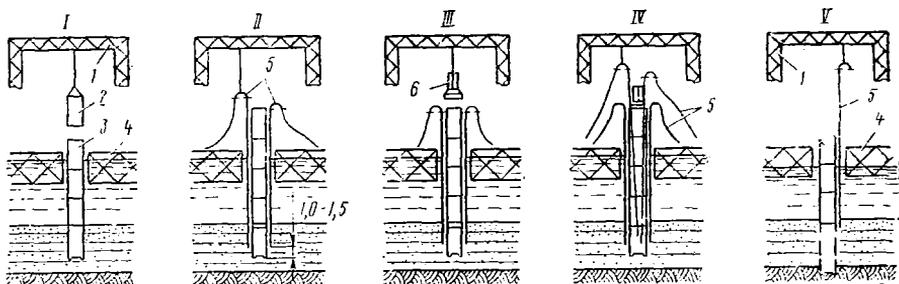


Рис. 8.11. Технологическая последовательность (I—V) погружения оболочки с подмывом до глинистых грунтов:

1 — порталный кран; 2 — очередная секция

3 — оболочка; 4 — каркас; 5 — под-

мывные трубы; 6 — вибропогружатель

на 1—1,5 м; затем устанавливают и закрепляют вибропогружатель и через отверстие в наголовнике пропускают внутренние подмывные трубы. Вслед за этим действием вибропогружателя с одновременным наружным и внутренним подмывом оболочки опускают ее на необходимую глубину; подмыв прекращают, не доходя на 1—1,5 м проектного положения ножа оболочки. После погружения оболочки извлекают внутренние подмывные трубы, снимают вибропогружатель и удаляют наружные подмывные трубы.

8.4. Разработка грунта и заполнение оболочек бетоном¹

По мере погружения оболочки большого диаметра из внутренней полости, как правило, извлекают грунт различными способами с учетом вида грунтовых напластований. Разрабатывать грунт можно эжекторами или грейферами. Песчаные, супесчаные и слабые хорошо размываемые глинистые грунты разрабатывают эрлифтом (рис. 8.12) или гидроэлеватором, которые можно использовать как со снятым с оболочки вибропогружателем, так и с неснятым. Удобны парные вибропогружатели, имеющие в середине отверстие для пропуска грейфера или трубопровода.

При достаточно больших диаметрах оболочек, когда размеры наголовника в плане больше размеров вибропогружателя и он не мешает установке эжектора, можно в наголовнике, скрепляющем вибропогружатель с оболочкой, устраивать отверстия для пропуска трубопроводов эжектора. С помощью такого оборудования извлекают не только грунты мелких фракций, но и валунные включения размером до 15 см. Для этого используют гидрожелонки, представляющие собой гидроэлеватор с кольцевой насадкой диаметром

¹ Технологию работ, необходимое оборудование, заполнение бетоном скважин и оболочек и бетонирование рустверка, объединяющего все оболочки фундамента, см. в гл. 9.

25—30 см, оборудованный приемным бункером цилиндрической формы. Разработка и извлечение грунта эжекторами возможны как из вертикально погружаемых оболочек, так и из наклонных.

Песчаный, несвязный грунт преобразуют удалять, не доходя до ножа, во избежание наплыва грунта в оболочку из-под ножа. Высоту песчаной пробки устанавливают опытным путем в процессе работ. Для того чтобы избежать наплыва грунта, можно также заливать водой оболочку, поддерживая уровень воды в ней на 3—4 м выше уровня в реке.

Связные, обычно глинистые и мергелистые грунты, плохо поддающиеся разработке размывом, а также гравелистые грунты извлекают грейфером, если внутренний диаметр оболочки на 30 см больше размера в плане раскрытого грейфера. Наиболее удобны одноканатные грейферы. Для работы с ними используют любые краны, обслуживающие погруженные оболочки и имеющие лебедку. Разрабатывают грунт грейфером преимущественно при вертикальном погружении. Плотный грунт стремятся удалять на 2—4 м ниже ножа оболочки, а дальше продолжать ее опускание вибратором.

В случае необходимости бурения скальных и плотных глинистых грунтов применяют станки ударно-канатного или же вращательного действия.

После удаления грунта полость оболочки бетонируют.

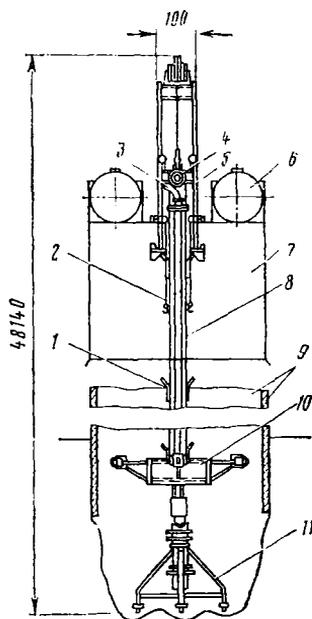


Рис. 8.12. Схема эрлифта производительностью до 50 м³/ч с подмывными устройствами:

1 — скобы; 2 — строповичное устройство; 3 — гибкий шланг водопровода; 4 — направляющие коллектора; 5 — коллектор; 6 — вибропогружатель ВУ-1; 7 — наголовник Н-301; 8 — секции из грубопроволочной плетки, сульфы и воды; 9 — оболочка; 10 — направляющие; 11 — рабочая заборная головка

Глава 9. ФУНДАМЕНТЫ НА СВАЯХ И СТОЛБАХ С УСТРОЙСТВОМ УШИРЕНИЯ И ИХ ОСНОВАНИЯ

9.1. Виды свай и столбов с уширениями

При недостаточно прочных грунтах с целью увеличения несущей способности погружаемых полых свай и оболочек часто глубокие фундаменты возводят, применяя разбуривание с устройством специального уширения у их основания.

Такие конструкции, применяемые в мостостроении, называют буровыми сваями и буровыми столбами.

Известны два способа возведения:

1. Специальными станками первоначально разбуривают в грунте глубокую скважину с последующим устройством уширения в ее основании. В скважину устанавливают арматурный каркас и заполняют ее бетонной смесью. В зависимости от диаметра разбуриваемой скважины такие конструкции принято называть буровой свайей при диаметре до 1 м или буровым столбом при диаметрах больше 1 м.

2. В верхние слабые слои грунта погружают железобетонную оболочку, затем через ее полость бурят дальше скважину (до уровня более прочных грунтов) с устройством или без устройства в них уширений. После разбуривания скважины, если это требуется, в нее до бетонирования опускают арматурный каркас.

Железобетонную оболочку применяют также для повышения стойкости наружных бетонных поверхностей верхней части бурового столба и свай от истирающего или агрессивного воздействия насосов водного потока или ледохода. Железобетонные оболочки, применяемые с последующим бурением, в зависимости от диаметра называют бурообсадными сваями или столбами. Особый вид — камуфлетные свай с уширением, образуемым в полых сваях взрывчатым веществом.

Целесообразность применения буровых и бурообсадных столбов и свай, а также выбор технологии работ в каждом конкретном случае обосновывают местными условиями, производственными возможностями и технико-экономическими расчетами.

Буровые столбы с уширениями применяют обычно при вертикальном их положении. Буровые свай могут быть выполнены как вертикально, так и наклонно. Устройство уширенных пят в основании вертикальных и наклонных столбов и свай применяют в связных и в несвязных грунтах при отсутствии валунов, скальных прослоек, затонувших деревьев и других предметов.

9.2. Оборудование для возведения фундаментов на сваях и столбах с уширением

Процесс возведения фундаментов на буровых сваях и столбах состоит из следующих основных операций: 1) подготовки площадки для производства работ, что при наличии воды требует устройства островка или специальных подмостей; 2) устройства скважины в грунте с применением соответствующего оборудования; 3) установки арматурного каркаса и заполнения бетонной смесью пробуренной скважины; 4) устройства фундаментной плиты. Для возведения бурообсадных столбов добавляется операция по заглублению в грунт железобетонных оболочек. Когда оболочки намечается расположить только в верхней части столба, их погружают до бурения скважины и они служат направляющими для бурения. На всю глубину образуемого столба оболочки можно опускать после бурения скважины, не прибегая к вибропогружателям.

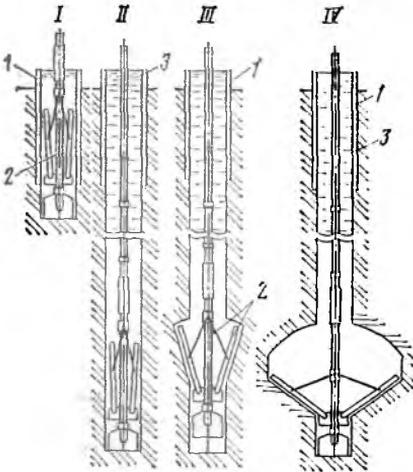
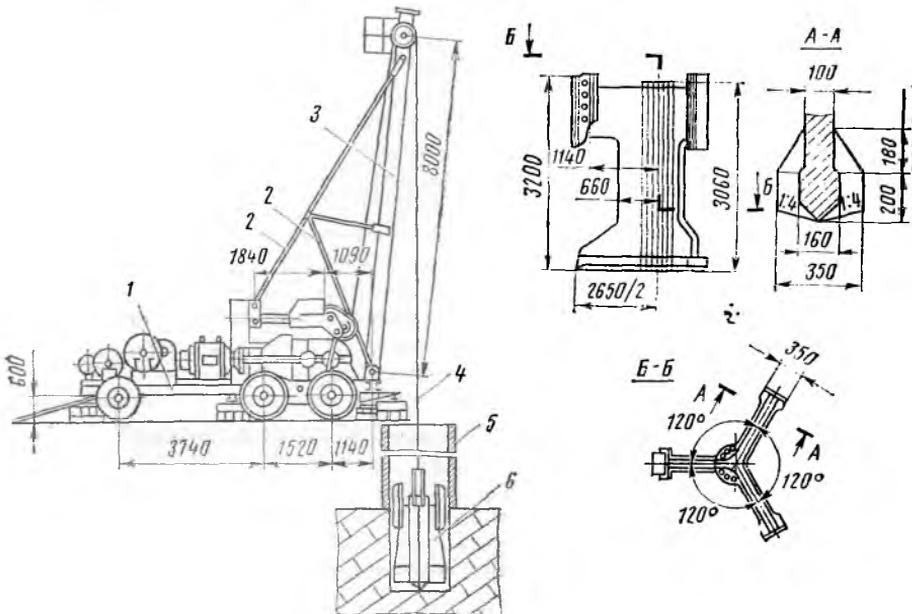


Рис. 9.1. Последовательность (I—IV) изготовления буровых свай:
1 — обсадной патрубком; 2 — буровой хвостик; 3 — глинистый раствор

Рис. 9.2. Станок УКС-54 ударно-канатного бурения и деталь трехперого долота:
1 — рама; 2 — элементы жесткости; 3 — маята; 4 — трос; 5 — оболочка; 6 — долото



Скважины в грунте устраивают бурением (рис. 9.1) с помощью станков ударно-канатного типа и специальных для вращательного бурения (табл. 9.1).

Ударно-канатными станками (УКС) скважины пробуривают в скальных и полускальных грунтах, а также в плотно слежавшихся валунно-галечных и твердых глинистых напластованиях. При этом порода равномерно дробят ударами падающего долота (рис. 9.2), которое автоматически поворачивается после каждого удара на небольшой угол за счет упругого раскручивания свивки

Таблица 9.1

Характеристика	Тип станка					
	МВС-1,7	МСТ-2	ЦНИИС	СВВ ЦНИИС	УКС-30	УКС-54
Диаметр скважины, м	1,7	0,6—0,9	1,2—1,5	1,7	0,8—1,4	1,3—2,7
Диаметр уширения, м	—	До 2,5	До 3,0	До 3,5	—	—
Предельная глубина бурения, м	28	18	25	50	100	100
Предельный уклон оси скважины	—	3,5:1	4:1	—	—	—
Крутящий момент ротора, кН м	98	30	35	35	—	—
Рабочие органы	Ковшовой бур, грейфер, долото	Ковшовой бур, уширитель	Ковшовой бур, уширитель	Ковшовой грейфер, долото	Долото	Долото
Мощность двигателя, кВт	210	37	80	120	50	100
Масса установки, т	70	20	80	95	11	21

троса при его натяжении во время подъема долота. Высоту подъема долота над забоем для пород прочностью до 20 МПа обычно принимают равной 0,5—0,6 м, для более прочных пород — 0,6—1,0 м, а при бурении наклонных скважин независимо от прочности породы — до 1 м. Число ударов долота — 40—50 в 1 мин.

После погружения внутренние полости оболочек и разбуренные скважины промывают напорной водой и заполняют бетонной смесью способом ВПТ — вертикально перемещающейся трубы (рис. 9.3).

Бурение вертикальных скважин на сухом месте или с островков в песчаных грунтах, а также в грунтах, имеющих скальные прослойки, с извлечением из скважин разбуренного грунта достаточно эффективно можно выполнять машиной МВС-1,7. Она состоит (рис. 9.4) из крана-экскаватора Э-1258 с навесным оборудованием (устанавливаемым со стороны основной стрелы) для вращательного бурения скважин, долота и грейфера, подвешенных к дополнительно устроенной стреле. При необходимости путем поворота установки на 180° можно без особых затруднений переходить к использованию того или другого вида навесного оборудования.

Для бурения наклонных скважин в мостостроении применяют станки ВНИИ транспортного строительства или Мостостроя-2 (МСТ-2), в которых буровая колонна опирается на стрелу копра или агрегата и цилиндрические направляющие, установленные в пределах устья скважин, что и обеспечивает ей заданный уклон.

Буровой станок ВНИИ транспортного строительства (рис. 9.5), состоящий из ротора, штанги, ковшового бура и уширителя, обычно навешивают на мачту полноповоротного копра типа СССМ-680 или на специальное поддерживающее устройство. Механизм для бурения ствола скважины и создания уширения имеет буровую колонну, наголовник и ножи. Колонну собирают из отдельных стандартных секций длиной по 3 м, соединяемых между собой в процессе бурения. Размеры уширения могут быть различными в зависимости от размера раскрытия ножей. Раскрывают и закрывают ножи с помощью гидравлического механизма, установленного в пределах рабочей части агрегата. Грунт из ствола на поверхность во время бурения выбрасывается гидроэлеватором.

Буровой станок МСТ-2, аналогичный станку (см. рис. 9.5), состоит из двух направляющих стрел, шарнирно-закрепленных на

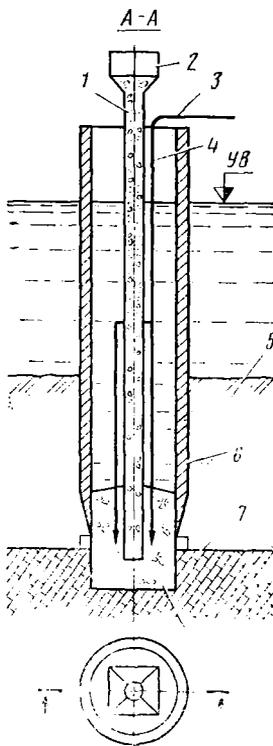


Рис. 9.3. Схема укладки подводного бетона в оболочку

1 — бетонитная труба; 2 — бункер; 3 — водопроводящие шланги; 4 — подымные трубы; 5 — платформенный грунт; 6 — оболочка; 7 — скальный порода; 8 — смесь

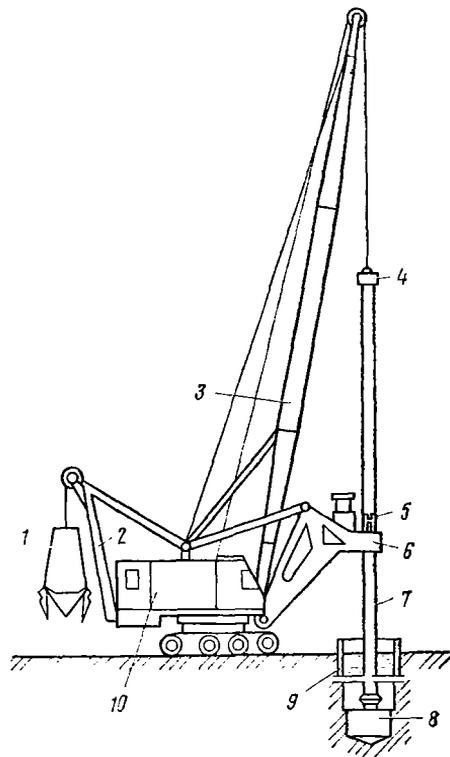


Рис. 9.4. Буровая машина МБС-1.7:

1 — грейфер или долото; 2 — дополнительная стрела; 3 — основная стрела; 4 — вертлюг; 5 — механизм принудительной подачи; 6 — консольная площадка с ротором; 7 — телескопическая буровая колонна (штанга); 8 — ковшовый бур; 9 — обсадной патрубков; 10 — кран-экскаватор Э 12-5

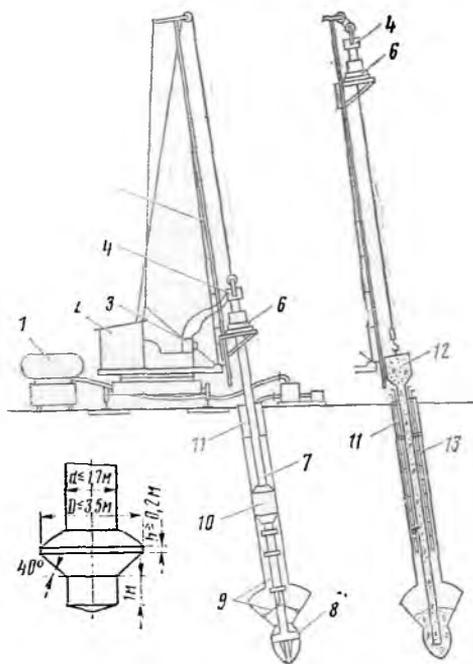


Рис. 9.5. Буровой станок ВНИИ транспортного строительства и деталь уширенной пяты:

1 — оборудование для изготовления глинистого раствора; 2 — копер СССР-680; 3 — пульт управления; 4 — наголовник-вертлюг; 5 — башня с направляющей стрелой; 6 — площадка с ротором; 7 — буровая колонна; 8 — фрезерный бур; 9 — уширитель; 10 — цилиндрическая направляющая; 11 — обсадной патрубок; 12 — бетонлитная труба с воронкой; 13 — арматурный каркас

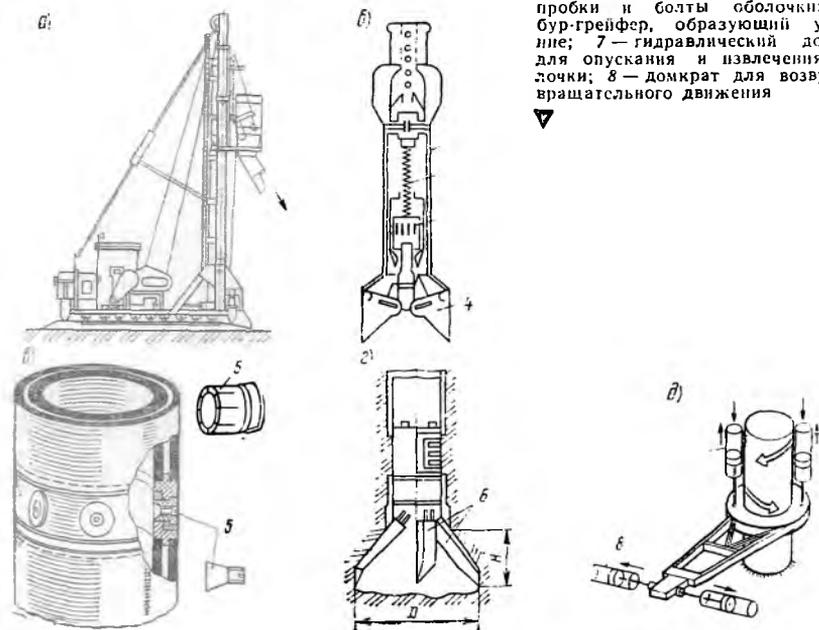


Рис. 9.6. Установка Беното с буровым оборудованием:

а — буровая установка; б — бур-грейфер; в — инвентарные обсадные трубы; г — образованное грейфером уширение основания; д — схема поступательного и вращательного движения оболочки; е — корпус грейфера; ж — механизм открывания; з — то же, закрывания лопастей; и — раскрывающиеся лопасти; к — соединительные пробки и болты оболочки; л — бур-грейфер, образующий уширение; м — гидравлический домкрат для опускания и извлечения оболочки; н — домкрат для возвратно-вращательного движения



полноповоротной платформе, смонтированной на тележке и перемещаемой по рельсам при колее в 4,4 м.

Наряду с приведенными отечественными станками имеет распространение зарубежное оборудование и, в частности французская установка Беното и похожая на нее японская установка Като. В состав оборудования с установкой Беното (рис. 9.6) входят буровой станок, бур-грейфер и инвентарные обсадные трубы, погружаемые и извлекаемые из грунта по мере выемки грунта гидравлическими домкратами. С помощью одноканатного бура-грейфера можно разрабатывать грунт внутри оболочки и уширять ее основание. Для этой цели внутри корпуса грейфера помещен механизм открывания и закрывания его лопастей. На станции установки расположены мачта, механизмы управления, две лебедки, 12 гидравлических домкратов, хомуты для удержания обсадных труб, бункер для извлекаемой породы. Общая масса буровой установки — 32 т. Инвентарные обсадные двухстенчатые трубы с внутренним диаметром 600—1000 мм состоят из отдельных секций длиной по 6 м, стыкуемых на пробках-болтах.

9.3. Особенности бурения скважин

При сооружении фундамента опоры на реке подмости для бурового станка в зависимости от местных условий устраивают на направляющих каркасах, применяемых для погружения оболочек, или сооружают специально. Каркасы обычно используют как распорную конструкцию шпунтовых или других водозащитных ограждений. Специальные подмости можно устанавливать на период бурения на плавучих средствах, закрепляемых возле сооружаемой опоры (см. рис. 8.8 и 8.9). На сухом месте рабочую площадку располагают непосредственно на земле или же устраивают подмости из УИКМ, передвигаемые по рельсовым путям. Подмости рассчитывают на условия, возникающие от расположенного на них бурового оборудования.

Буровые станки устанавливают на подмости обычно в собранном виде. Если нет в наличии кранов соответствующей грузоподъемности, станки монтируют непосредственно на подмостях.

При устройстве буровых свай или столбов без оболочек в зависимости от физико-механических свойств грунтов, принятого способа устройства скважин, их диаметра, формы и глубины, наличия поверхностных и грунтовых вод определяют всю последующую технологию работ. Крепление стенок скважин против возможного обрушения грунта (особенно в верхних слоях) обеспечивают созданием избыточного давления воды в скважине, применением глинистого раствора, с помощью инвентарных металлических труб и другими способами. В плотных и средней плотности сухих или влажных связных грунтах, например в глинах и суглинках, скважины можно бурить без крепления.

Создание избыточного давления воды при бурении в связных и водонасыщенных несвязных грунтах достигается установкой сверху

скважины обсадных труб, а уровень воды в скважине поддерживается специальной насосной установкой на 3—5 м выше уровня грунтовых или поверхностных вод.

Применение глинистого раствора позволяет обеспечить, например, сохранность скважины от обрушения в сыпучих слабо-связных грунтах. Глинистый раствор представляет механическую смесь воды с глиной, и он должен удовлетворять следующим основным требованиям: плотность — 1,05—1,5 г/см³; вязкость — 17—28 с; суточный отстой — не более 8%; содержание песка — не более 10%. Глинистый раствор готовят в глиномешалках производительностью, обеспечивающей интенсивность разработки и удаления грунта из забоя скважины.

Глинистый раствор постоянно циркулирует в разрабатываемой скважине, очищая забой от разбуренной породы, выносит ее из скважины и охлаждает разогревающееся при бурении долото. Принудительная циркуляция глинистого раствора по скважине бывает прямой и обратной. При прямой промывке раствор нагнетают по колонке к основанию скважины, где он обмывает забой и вместе с разбуренной породой поступает вверх скважины, а затем в лотки циркуляционной системы для отстоя. После очистки раствора от разбуренной породы процесс повторяют. При обратной промывке применяют эрлифт, опущенный к основанию скважины. Глинистый раствор самотеком поступает в скважину, омывает забой и вместе со шламом выносится эрлифтом в виде глинистой пульпы, насыщенной воздухом.

После устройства буровых скважин до их заполнения бетоном проверяют очертание устроенного уширения, используя для этого специальное оборудование. По результатам проверки каждой скважины составляют отдельный акт.

Бетонную смесь обычно укладывают по методу вертикально перемещаемой трубы (ВПТ). Для бетонирования скважин и оболочек устанавливают в скважину арматурный каркас, бетонолитную трубу с бункером сверху и талью для их подъема. Затем бесперебойно подают и укладывают бетонную смесь.

Прочность бетона при подборе его состава назначают, как правило на 10% выше принятой проектом. Подвижность смеси обеспечивается применением заполнителя в виде гравия, а также введением в смесь пластифицирующих добавок. В период бетонирования подвижность смеси должна соответствовать осадке конуса не менее 18 см. Интенсивность укладки бетонной смеси назначают из условия заполнения скважин не менее 4 пог. м в час по ее высоте.

9.4. Устройство фундаментов на опускных колодцах

Опускные колодцы представляют собой открытую сверху и снизу полую, как правило, массивную конструкцию, погружаемую под воздействием собственного веса по мере удаления из полости грунта. Грунт удаляют грейферами (рис. 9.7, а) или с помощью гидро-

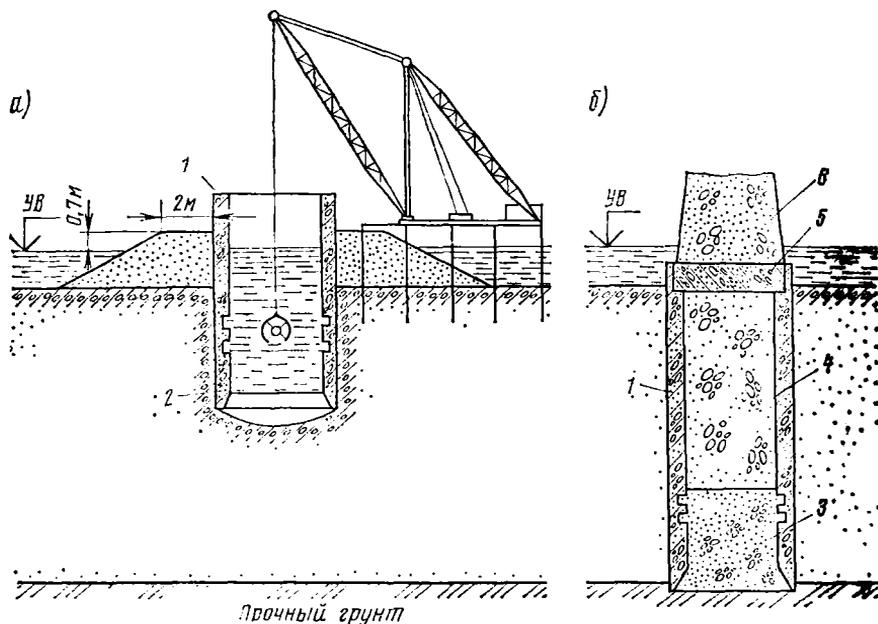


рис. 9.7. Опускной колодец:
 1 — стенка колодца, 2 — консоли ножа; 3 — подводный бетон; 4 — бетонная смесь, укладываемая насухо; 5 — железобетонная плита; 6 — тело опоры

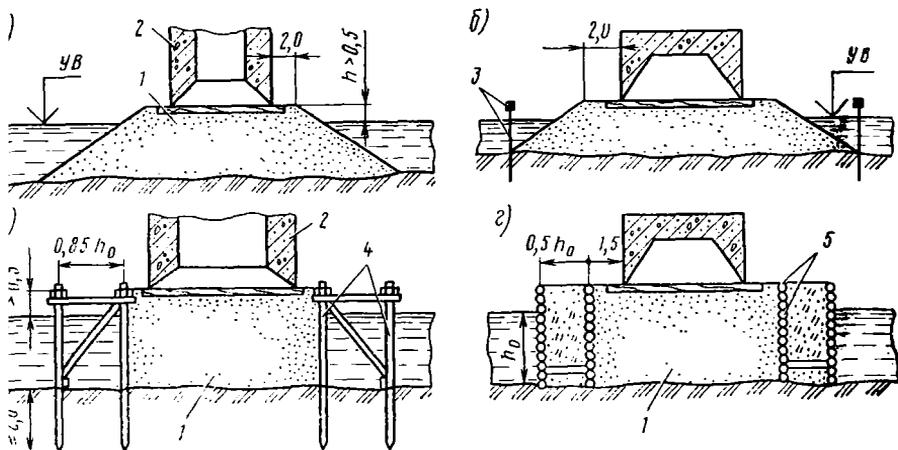


рис. 9.8. Искусственные островки для опускания колодцев на реке:
 1 — островок; 2 — колодец; 3 — ограждение шпунтовой стенкой; 4 — шпунтовый ряд; 5 — явская перемычка

механизации. После опускания колодца до прочных грунтов внутреннюю полость его заполняют бетоном на всю высоту или только лизу в виде плиты. Вверху устраивают сплошную железобетонную литу, на которой уже сооружают тело опоры (рис. 9.7, б). При больших размерах опор в плане их фундамент устраивают из не-

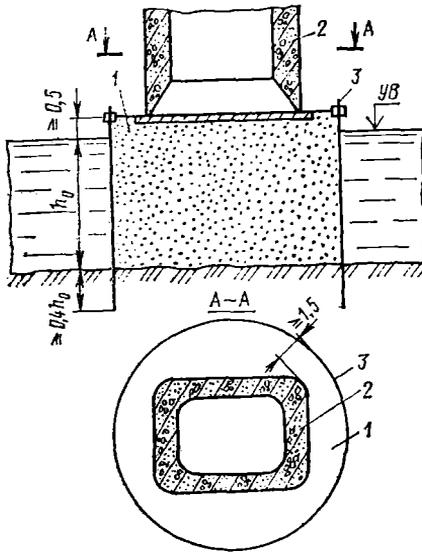


Рис. 9.9. Островок с ограждением стальным шпунтом:

1 — островок; 2 — колодец; 3 — стальной шпунт

скольких рядом расположенных колодцев.

Применение опускных колодцев более целесообразно в песчаных, песчано-галечных и гравелистых грунтах, легко подающихся разработке гидроэлеваторами или грейферами кранов. Колодец практически можно опускать на большую глубину — до 70 м и более. Устройство фундаментов на опускных колодцах в отечественном мостостроении применяют реже чем другие способы сооружения фундаментов. Объясняется это большим расходом материалов на создание чрезмерно массивных фундаментов при слабом использовании прочности их материала, а также сравнительно большими сроками строительства при высоких затратах труда.

Конструкции опускных колодцев изготавливают из бетона и железобетона

обычно монолитными на месте их последующего опускания со специального острова. Только на реках с большой глубиной (более 10—12 м) их изготавливают на берегу с последующим спуском на воду для подачи на плаву к месту опускания.

При глубине до 2,0—2,5 м и скорости течения воды до 0,8 м/с островок отсыпают с естественными откосами (рис. 9.8, а). В случае отсыпки островка из мелких песков при скорости течения до 1 м устраивают защитные ограждающие стенки (рис. 9.8, б), при больших глубинах и скоростях островок ограждают шпунтовыми рядами (рис. 9.8, в) или ряжевými перемычками (рис. 9.8, г). Верх островка должен быть не менее чем на 0,5 м выше рабочего уровня воды. За такой уровень принимают наивысший возможный в период работ по изготовлению и опусканию колодца на глубину, при которой размыв островка уже не опасен. Рабочий уровень воды определяют с учетом высоты волны. У островков, имеющих ограждение, бермы должны быть шириной не менее 1,5 м, а без ограждения — не менее 2 м.

Островки без ограждения устраивают прямоугольного очертания в плане, а огражденные островки могут быть прямоугольной и цилиндрической формы. Прямоугольные островки высотой до 4—5 м ограждают деревянными шпунтовыми стенками, при больших высотах — стальным шпунтом. Из плоского стального шпунта можно устраивать цилиндрическое ограждение (рис. 9.9), работающее на растяжение. Для устройства искусственных островков используют обычно песчаные или гравелистые грунты. Грунт

доставляют автомобильным транспортом по временным свайным или плавучим мостам, а также плавучими средствами. Островки больших объемов при наличии местного песчаного грунта намывают с помощью гидромеханизации, землесосных установок. Расстояние от установки землесоса до места укладки грунта, т. е. длина пуповодов, может достигать нескольких сот метров.

Массивные опускные колодцы изготавливают из слабоармированного бетона. Опалубку нижней части колодцев, имеющих мегаллические ножи, устанавливают на прокладки из деревянных брусьев, уложенные на спланированной песчаной подушке толщиной не менее 40 см. Брусья плотно укладывают на песок, тщательно подбирают их по всей длине. Число и размеры брусьев назначают из условия равномерной передачи давления изготовленной части колодца на подушку; давление, передаваемое через подкладки, не должно превышать 0,1—0,15 МПа.

Устанавливая опалубку и арматуру, вначале раскладывают элементы ножа, устанавливают внутреннюю опалубку, арматуру и затем наружную опалубку. В зимних условиях принимают меры к отоплению забетонированной конструкции, предохраняя ее от замораживания и ускоряя прогревом твердение бетона. Поверхность наружной опалубки, обращенную к бетону, строгают или обшивают кровельной сталью для получения гладкой поверхности стен колодца и кессона и для снижения сил трения о грунт в период опускания.

По достижении бетоном проектной прочности колодец разопалубивают и снимают с подкладок. В первую очередь, удаляют подкладки из-под внутренних и торцовых стен, а затем через одну под продольными стенами. После этого симметрично относительно последних четырех фиксированных подкладок удаляют все остальные, начиная с самых дальних. Фиксированные подкладки подкапывают и удаляют одновременно в последнюю очередь. По мере удаления подкладок под нож колодца тщательно подбивают песок. Вслед за удалением фиксированных подкладок колодец осматривают и, если в нем не обнаруживают повреждений, составляют акт, разрешающий начинать погружение.

Если на мосту нужно опускать несколько одинаковых по конфигурации колодцев, их изготавливают в сборно-разборной или инвентарной металлической опалубке. При небольшом числе (2—3) опускных колодцев применяют деревянную щитовую опалубку.

Колодцы высотой до 7—8 м обычно изготавливают сразу на всю высоту, а при большей высоте — по секциям (рис. 9.10). Сначала бетонируют и опускают в грунт нижнюю секцию, а затем последовательно остальные секции по 4—6 м. Бетонную смесь подают краном в бадьях, укладывая ее в опалубку равномерно по периметру стенок колодца и тщательно уплотняя вибраторами.

Применяют также и сборные опускные колодцы из готовых звеньев. Опускают их аналогично монолитным. Устанавливают сначала несколько первых колец, а затем по мере опускания последо-

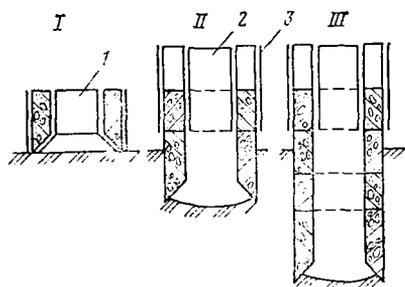


Рис. 9.10 Последовательные этапы (I—III) сооружения опускного колодца:

1 — первая секция; 2 — последующие секции, 3 — шпальная опалубка

менее чем на 20—25% возможное боковое трение грунта. Силы трения определяют по опытным данным для грунтов, аналогичных имеющимся на месте опускания колодца. Ориентировочные значения сил трения по боковой поверхности колодца можно принимать в песках 12—25 кПа, в гравелистых грунтах 15—30 кПа, в глинах 25—50 кПа (большие значения относятся к плотным или слабоувлажненным грунтам).

Если вес колодца недостаточен, то применяют подмыв грунта, для чего у ножа и по наружной поверхности стен до бетонирования колодца устанавливают подмывные трубы ярусами через 3—4 м по высоте. В пределах каждого яруса подмывные устройства в плане состоят из четырех изолированных друг от друга секций для обеспечения независимого подмыва в каждой четверти периметра колодца, а затем в каждом ярусе по высоте. Воду для подмывных устройств подают под напором, который устанавливают в зависимости от проходных грунтов.

Грунт в колодце в процессе погружения выбирают равномерно по всей площади шахт. В устойчивых грунтах с малым притоком воды, когда нет опасности сильного запыления грунта в шахты, земляные работы ведут с водоотливом, насухо. При проходе несвязных водонасыщенных грунтов колодцы опускают без водоотлива, разрабатывая грунт под водой. Связные грунты разрабатывают и извлекают грейфером (см. рис. 9.7, а). Грейфер применяют также при разработке гальки, гравия и крупного песка.

Несвязные грунты, особенно мелкопесчаные, разрабатывают с помощью гидромеханизации (эрлифтами или гидроэлеваторами). В случае разработки грунта без водоотлива уровень воды в колодце должен быть близок к уровню воды в реке, так как с понижением его в колодце возможен прорыв грунта под ножом. При проходе плавунных грунтов рекомендуется повышать уровень воды в колодце, поддерживая его на 3—4 м выше уровня в реке, чтобы избежать напыления грунта в колодец.

вательно наращивают звенья, устанавливая на цементный раствор и объединяя сваркой металлических закладных частей.

Опускной колодец погружается главным образом за счет преодоления боковых сил трения собственным весом при одновременном извлечении грунта из шахт механическим (грейфером) или гидромеханическим (гидроэлеваторами или эрлифтами) способом. Для этого необходимо, чтобы вес колодца на проектной отметке с учетом потери веса в воде превосходил не

Опуская колодец без водоотлива, встречающиеся препятствия в виде затонувших деревьев и валунов, подмывают водой, сдвигая их внутрь колодца. Препятствия, которые таким методом не могут быть удалены, разрушают ударным или взрывным способом.

Если во время опускания колодец заклинивается из-за большого трения его поверхностей о грунт, то применяют подмыв или пригрузку колодца. Если колодец был возведен не на полную высоту, то его пригружают наращиванием его секций сверху, или же укладывая балласт на площадку по верху колодца.

С целью снижения сил трения грунта по наружным поверхностям погружаемого колодца применяют тиксотропные рубашки. Для этого нижнюю часть колодца на высоте 2—3 м делают немного шире, образуя таким образом по всему периметру наружный уступ шириной 10—13 см. Прорезь над уступом заполняют глинистым раствором, образуя так называемую тиксотропную рубашку, почти полностью устраняющую трение грунта о выше расположенную часть поверхности колодца. Для создания этой рубашки устанавливают сверху на островке стальное или деревянное наружное кольцо, называемое форшахтой, высотой около 1 м.

Во время погружения постоянно контролируют положение колодца, не допуская смещения его в плане или перекаса. Замеченные отклонения исправляют немедленно, регулируя разработку грунта и подмывные устройства. В опущенном до проектной отметки колодце проверяют соответствие грунта основания проекту. Если колодец опущен с водоотливом, освидетельствование основания проводят так же, как и в открытом котловане. Освидетельствование колодца, опущенного без водоотлива, выполняют водолазы. Перед заполнением шахты колодца бетоном поверхность грунта основания выравнивают слоем щебня или гравия.

Бетонной смесью заполняют колодец желательно насухо с водоотливом. При работе без водоотлива нижнюю тампонажную подушку бетонируют способом ВПТ. Толщина слоя бетона, укладываемого подводным способом, должна быть не менее 1 м. Когда прочность подводного бетона достигнет не менее 5 МПа, воду из колодца откачивают, а его внутреннее пространство заполняют бетонной смесью насухо.

Глава 10. РАСЧЕТ КРЕПЛЕНИЯ И ОГРАЖДЕНИЙ КОТЛОВАНОВ

10.1. Основы расчета и нагрузки

Шпунтовые ограждения и закладные крепления рассчитывают по первому предельному состоянию, проверяя несущую способность шпунтовых свай, а также элементов крепления — обвязок и распорок. При определении усилий в элементах ограждения учитывают нагрузки от гидростатического давления воды, горизонтальной дав-

ление от собственного веса грунта и горизонтальное давление от веса временной нагрузки, расположенной на призме обрушения.

Активное горизонтальное давление сухих грунтов, а также грунтов, находящихся в состоянии естественной влажности,

$$p = \gamma h \operatorname{tg}^2 (45 - 0,5\varphi),$$

где γ , φ — нормативные значения среднего удельного веса и угла внутреннего трения, принимаемые в зависимости от вида грунта по указаниям действующих норм;

h — расчетная высота слоя грунта.

При разнородных грунтах давление p определяют отдельно для каждого слоя грунта. Однако, если разница в значениях среднего удельного веса и угла внутреннего трения не превосходит 20 %, можно пользоваться осредненными данными:

$$\gamma_{\text{ср}} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i}; \quad \varphi_{\text{ср}} = \frac{\sum \varphi_i h_i}{\sum h_i},$$

где h_i — толщина i -го слоя грунта;

γ_i , φ_i — соответствующие средний удельный вес и угол внутреннего трения.

Если же эта разница превышает 20 %, боковое давление в пределах n -го слоя грунта

$$p_n = (h_n + h_{(n-1)\text{пр}}) \gamma_n \operatorname{tg}^2 (45 - 0,5\varphi),$$

где h_n — расстояние от поверхности n -го слоя до рассматриваемой точки;
 $h_{(n-1)\text{пр}}$ — приведенная высота слоев грунта, расположенных над n -м слоем.

Средний удельный вес грунта, находящегося во взвешенном в воде состоянии,

$$\gamma_{\text{взв}} = (1 - \varepsilon) (\gamma_0 - \gamma_в),$$

где ε — коэффициент пористости грунта, равный отношению объема пор к объему минеральной части;

γ_0 — удельный вес грунта, в среднем равный 2,7—2,8 тс/м³;

$\gamma_в$ — то же, воды, равный 1 тс/м³.

Временную равномерно распределенную нагрузку q от веса оборудования, находящегося на призме обрушения, заменяют эквивалентным по весу слоем грунта высотой h_0 , т. е.

$$h_0 = q / \gamma_n \text{ или } h_0 = q / \gamma_{\text{ср}}.$$

Нагрузку q определяют в зависимости от веса G оборудования (копра, крана и др.) и площади F грунта по контуру опирания оборудования, т. е.

$$q = G / F + q_m, \text{ но не менее } 20 \text{ кПа,}$$

где q_m — равномерно распределенная нагрузка от веса материалов и мелкого оборудования, равная 10 МПа.

В случаях, когда параллельный шпунговой стенке размер (ширина или длина) контура опирания оборудования намного меньше длины стенки, можно принять во внимание распределение давления от временной нагрузки вдоль стенки. Давление на стенку от веса временной нагрузки определяют так же, как при расчете усто- св автодорожных мостов.

Вид эпюры горизонтального давления грунта (рис. 10.1) зависит от местных условий, к числу которых относят типы грунтов, их состояние, характер напластований и другие факторы.

При водонасыщенных песчаных или гравелистых грунтах, покрытых слоем воды, ординаты эпюры давления: $p_1 = \gamma_s h_1$; $p_2 = \gamma_w (h_1 + h_2) + \gamma_{взв} h_2 \text{tg}^2 (45 - 0,5\varphi)$.

При водонасыщенном песчаном грунте, покрытом слоем песка естественной влажности, давления в месте раздела слоев и понизу стенки:

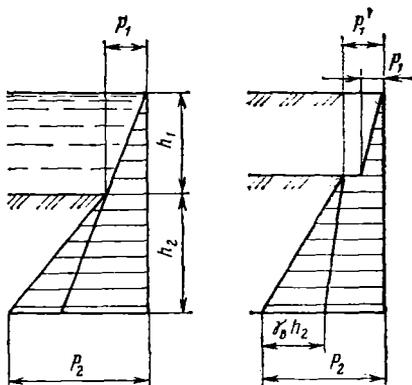


Рис. 10.1. Эпюры давления на шпунтовые ограждения

$$p_1 = \gamma_1 h_1 \text{tg}^2 (45 - 0,5\varphi); \quad p_1' = \gamma_1 h_1 \text{tg}^2 (45 - 0,5\varphi); \quad p_2 = \gamma_w h_2 + (\gamma_1 h_1 + \gamma_{взв} h_2) \text{tg}^2 (45 - 0,5\varphi).$$

Возникающее при смещении шпунтовой стенки в сторону грунта пассивное давление

$$p_{п} = \gamma h \text{tg}^2 (45 + 0,5\varphi).$$

Гидростатическое давление слоя воды, находящейся над водонепроницаемым грунтом, а также ее взвешивающее действие ниже поверхности грунта не учитывают.

10.2. Проверка прочности и устойчивости конструкций

Распорки закладных креплений располагают по высоте с такими интервалами, чтобы устойчивость крепления была обеспечена на всех стадиях разработки грунта без учета его пассивного давления, передающегося от стороны котлована. Суммарное активное давление грунта уравнивается при этом суммой усилий в распорках, которые рассматривают как жесткие опоры стоек (рис. 10.2).

Доски закладных креплений рассчитывают на изгиб как разрезные или неразрезные балки с пролетом l_1 , равным расстоянию между стойками. Если толщина досок известна, то по результатам расчета определяют расстояние между стойками. Наиболее нагруженной оказывается нижняя доска, а равномерно распределенная нагрузка на эту доску

$$q = pb,$$

где b — ширина доски;

p — давление грунта на уровне середины ширины доски.

Стойки закладного крепления рассчитывают на изгиб как неразрезные балки, находящиеся под действием треугольной (см.

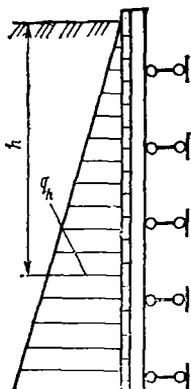


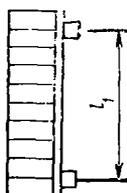
рис. 10.2), а при наличии на поверхности грунта временной нагрузки — трапециевидной распределенной нагрузки q_h . Интенсивность нагрузки на расстоянии h от поверхности грунта будет

$$q_h = p_h l_1,$$

где p_h — нагрузка от давления грунта на данном уровне.

Продольное сжимающее усилие S в распорке считают равным опорной реакции неразрезной балки. Распорку рассчитывают как сжатый стержень с учетом коэффициента φ понижения несущей способности при продольном изгибе:

$$S/(\varphi F_{\text{ср}}) \leq R_c,$$



где R_c — расчетное сопротивление материала распорки при сжатии;
 $F_{\text{ср}}$ — площадь сечения распорки.

Шпунтовое ограждение с одной верхней распоркой (рис. 10.3) рассчитывают на устойчивость против опрокидывания относительно точки O закрепления распорки, а также на прочность (см. рис. 10.3, а). При проверке устойчивости учитывают пассивное давление грунта p_n , препятствующее повороту стенки. Для схемы при одной верхней распорке:

опрокидывающий момент $M_{\text{опр}} = E_a c_a$,

удерживающий момент $M_{\text{уд}} = E_n c_n$,

где E_a , E_n — равнодействующие эпюры активного и пассивного давлений;
 c_a , c_n — плечи действия равнодействующей относительно точки O .

Исходя из условия $M_{\text{опр}}/M_{\text{уд}} \leq m = 0,95$, определяют необходимую глубину t погружения шпунта (см. рис. 10.3, а).

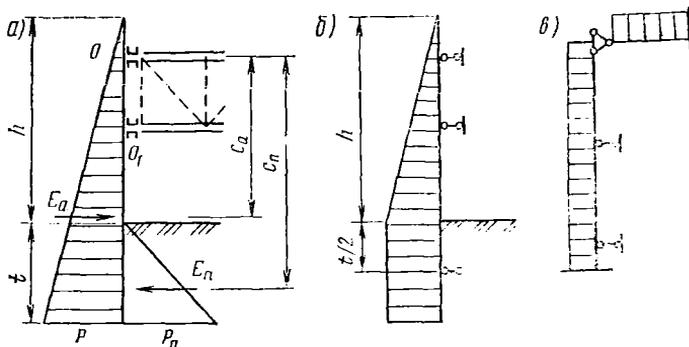


Рис. 10.3. Расчетные схемы шпунтовых ограждений

При наличии двух или нескольких распорок устойчивость шпунта проверяют только в том случае, если конструкция сопряжения шпунта с балками обвязки и с распорками способна передавать только одни сжимающие усилия, т. е. если эта конструкция представляет собой систему с односторонней связью. Шпунт рассчитывают на устойчивость в порядке, аналогичном указанному для случая одной распорки, рассматривая условия поворота шпунта относительно точки O закрепления нижней распорки. Если же конструкция сопряжения шпунта с обвязкой и распорками способна воспринимать не только сжимающие, но и растягивающие усилия, то потери устойчивости произойти не может и шпунт рассчитывают только на прочность.

В расчете шпунта на прочность учитывают активное давление грунта не только снаружи, но и со стороны котлована; эпюра нагрузки приобретает при этом вид, показанный на рис. 10.3, б. Шпунт рассматривают как разрезную (при одной распорке) или неразрезную (при двух или нескольких распорках) балку на жестких опорах. Можно считать, что нижняя опора шпунта находится посредине расчетной глубины t погружения шпунта, определенной по результатам проверки устойчивости, когда соблюдено условие $M_{опр}/M_{уд} = 0,95$. Нагрузку на шпунт ниже условной жесткой опоры не учитывают. Прочность шпунта проверяют по условию:

$$M/W_p \leq R_n \text{ и } W_p = \alpha W_1,$$

где M — момент в шпунте от расчетных нагрузок, отнесенный к 1 м шпунтовой стенки;

W_p — расчетный момент сопротивления 1 м шпунтовой стенки;

R_n — расчетное сопротивление материала шпунта при изгибе;

α — понижающий коэффициент, зависящий от сил трения в замках и принимаемый равным 0,7 при слабых грунтах и отсутствии креплений, 0,8 при слабых грунтах и наличии креплений и 1,0 — в остальных случаях;

W_1 — момент сопротивления на 1 м шпунтовой стенки, определяемый по справочным данным для шпунта рассматриваемого типа.

Балки обвязки рассчитывают как сжато-изогнутые элементы (рис. 10.3, в). Изгибающие моменты M определяют, рассматривая обвязку как неразрезную балку на жестких опорах-распорках и поперечных стенках. Распределенная нагрузка на балку равна опорным давлениям, передаваемым шпунтовой стенкой, примыкающей к обвязке. Сжимающие усилия S определяют как опорные реакции обвязки, поддерживающей стенку перпендикулярного направления. Несущую способность проверяют по условию:

$$S/F_{нт} + M/W_{нт} \leq R \text{ и } S/(\varphi F_{бр}) \leq R_0,$$

где $F_{нт}$, $F_{бр}$ — площади обвязки;

$W_{нт}$ — момент сопротивления обвязки относительно вертикальной нейтральной оси сечения;

R — сопротивление, равное R_0 , если напряжения от сжатия превышают напряжения от изгиба, и равное R_n в других случаях;

R_0 — расчетное сопротивление материала при действии осевых сил.

Расчетные схемы распорок выбирают с учетом того, являются ли распорки элементами, работающими отдельно, или же они вхо-

дят в состав пространственных направляющих каркасов, используемых для погружения свай или оболочек. В первом случае распорки рассчитывают как сжато-изогнутые стержни. Изгиб возникает от собственного веса распорок и от действия поперечной нагрузки (веса настилов, людей, мелкого оборудования и инструмента, а также веса технологического оборудования, установка которого предусмотрена технологией производства работ). При определении изгибающих моментов распорку рассматривают как балку с пролетом, равным расстоянию между шпунтовыми стенками.

Несущую способность распорок проверяют по тем же формулам, что и несущую способность обвязки.

Если распорки входят в состав пространственных каркасов, то их рассчитывают на действие поперечной нагрузки как пояса плоских ферм. При передаче поперечной нагрузки в узлы ферм в распорках возникают только продольные усилия, а при внеузловом приложении нагрузки — также и изгибающие моменты. Продольные усилия в распорках от поперечной нагрузки суммируют с продольными усилиями, передаваемыми обвязкой. Помимо распорок, рассчитывают и остальные элементы (раскосы, стойки), входящие в состав плоских ферм направляющих каркасов.

Крепления шпунтовых ограждений островков прямоугольного очертания в плане рассчитывают так же, как и крепления ограждений котлованов. Крепления (обвязку) цилиндрических островков рассчитывают на действие растягивающей нагрузки:

$$S = 0,5qD,$$

где q — радиально направленная и приходящаяся на данную обвязку распределенная нагрузка от давления грунта засыпки и от веса временной нагрузки на островке;

D — диаметр островка.

Помимо расчета на устойчивость и прочность, шпунтовые ограждения рассчитывают на невымывание грунтов основания при откачке воды из котлована. Необходимая из этого условия глубина погружения

$$t = 0,5h_b(\kappa - 1),$$

где h_b — расстояние от дна котлована до горизонта грунтовых вод или до уровня воды в реке;

κ — коэффициент запаса, равный 2—3.

При слабых грунтах, т. е. если угол внутреннего трения $\varphi \leq 30^\circ$, шпунтовые ограждения котлованов и искусственных островков проверяют на предотвращение выпирания грунта из-под шпунта. Необходимую по этому условию глубину забивки определяют по формуле

$$t \geq 1,5 \frac{q}{\gamma} \left[2 \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - 1 \right]^{-1}$$

γ — горизонтальное давление на шпунт в уровне дна реки (для островков).

или дна

**Глава 11. БЕТОННЫЕ РАБОТЫ
НА СТРОИТЕЛЬСТВЕ СООРУЖЕНИЯ
И ПРИ ИЗГОТОВЛЕНИИ СБОРНЫХ
КОНСТРУКЦИЙ**

11.1. Основные требования к бетону

Бетон — основной материал для устройства фундаментов (свай, оболочек, ростверков, колодцев и т. п.), тела опор, пролетных строений и др.

Бетонные и железобетонные мостовые сооружения за время долголетней эксплуатации на дорогах подвергаются суровым природным воздействиям окружающей среды и интенсивной нагрузке, возрастающей с течением времени. В связи с этим к качеству бетона искусственных сооружений и составляющим его материалам, правильному подбору и однородности состава, способам укладки и последующему уходу за ним предъявляются высокие требования. Требования к бетону определяются проектом конструкции моста и зависят: 1) от напряженного состояния конструкции, определяемого расчетом; 2) характера загрузки (статической или многократно повторной нагрузкой) моста; 3) места положения (подводное, в переменных уровнях воды, надводное); 4) особенности окружающей среды (климатические влияния, агрессивные воздействия среды) и т. д. Прочность бетона проверяют испытанием контрольных образцов в процессе изготовления конструкций. Основными характеристиками бетона служат проектные марки по прочности при сжатии и по морозостойкости.

Марку бетона по прочности при сжатии принимают по среднему пределу прочности образцов в виде кубиков размерами $20 \times 20 \times 20$ см, испытанных через 28 дней при нормальном их хранении. С учетом вида и условий работы той или иной части сооружения в мостовых конструкциях применяют бетон по прочности при сжатии марок от 150 до 800. Требуемую прочность бетона обеспечивают подбором состава его с определенным соответствующего качества и количества составляющих материалов — цемента, воды, песка, крупных заполнителей, а также способом приготовления смеси и уходом за свежесуложенным бетоном.

Марка бетона по морозостойкости — это число циклов попеременного замораживания и оттаивания образцов 28-дневного возраста, не вызывающее снижения прочности более чем на 15 % по

сравнению с эталоном. Для мостовых конструкций, эксплуатируемых в нормальных климатических условиях, применяют бетон с морозостойкостью от Мрз100 до Мрз200, а для сооружений в районах сурового климата (северного исполнения) до Мрз300. К таким районам относится северная часть европейской территории Союза, большая часть Сибири и Дальнего Востока. Основная причина разрушения бетона при замораживании — увеличение объема воды, находящейся в порах бетона, при переходе ее в лед.

Проведенными исследованиями установлено, что морозостойкость может быть обеспечена применением чистых прочных заполнителей (щебня, гравия, песка), а также портландцементов повышенной активности. Комплексные химические добавки могут существенно повысить морозостойкость и водонепроницаемость бетона. Комплексными добавками служат пластификаторы, сульфатодрожжевая барда (СДБ) или производный дрожжевой твердый концентрат (КДТ), вводимые в количестве от 0,10 до 0,25% от массы цемента, а также газообразующие добавки, как например, кремнийорганическая жидкость ГКЖ-94 или абиетат натрия (АН), которые вводят в пределах 0,10—0,15% от массы цемента. Применение комплексных поверхностно-активных веществ (ПАВ) весьма эффективно при изготовлении как сборных, так и монолитных конструкций, возводимых в любых районах нашей страны.

Необходимую стойкость бетона в агрессивной среде обычно обеспечивают соблюдением требований по прочности и плотности, а также применением сульфатостойких цементов.

При назначении подвижности бетонной смеси учитывают: вид бетонизируемой конструкции, густоту армирования, температуру окружающей среды, способы укладки и уплотнения смеси, а также время транспортирования ее.

Минимальное количество цемента в несущих мостовых конструкциях по действующим нормам должно быть: 1) не менее 230 кг/м³ для частей конструкций, расположенных в зоне перемен-

Таблица 11.1

Зона расположения конструкции	Максимально допустимое водоцементное отношение при окружающей среде			
	не агрессивной	агрессивной		
		слабой	средней	сильной
Подземные части сооружений ниже зоны промерзания или размыва дна	0,65	0,55	0,50	0,45
То же, ниже уровня меженных вод или зоны промерзания	0,60	0,55	0,50	0,45
Части сооружений, периодически подвергающиеся увлажнению и высыханию или замораживанию и оттаиванию	0,55—0,60	0,50	0,45	0,40
Надземные и надводные части сооружений, включая пролетные строения мостов	0,60	—	—	—

ного уровня воды или промерзания грунта. Однако высокий расход цемента, особенно больше 450 кг/м^3 , вызывает повышенную усадку и ползучесть бетона, и поэтому для марок бетона 400 и ниже его нельзя допускать.

Важная характеристика приготовления бетонных смесей — водоцементное отношение (В/Ц). Для снижения усадки и сокращения расхода цемента нужно стремиться применять бетонные смеси с возможно меньшим водоцементным отношением (табл. 11.1). При интенсивной проработке и введении пластификаторов можно применять смеси с В/Ц, равным 0,45—0,30.

Количество цемента и расход воды для приготовления бетонной смеси устанавливаются при подборе состава в зависимости от заданной прочности бетона, его назначения, условий укладки, марки цемента и качества заполнителей.

Для мостов обычно применяют цемент следующих марок по прочности при сжатии:

Марка бетона	200	300	400	500	600
» цемента	300—400	400	500	500—600	600—700

Выбор цемента зависит также от особенностей среды, в которой будет расположена соответствующая часть бетонной конструкции (подводная, в пределах колебания воды, надводная), и от принятой технологии производства работ (твердение в естественных условиях, пропаривание, зимнее бетонирование).

Наиболее пригодными цементами для бетона мостовых конструкций служат портландцементы с умеренной экзотермией (при условии содержания в клинкере цемента трехкальциевого алюмината не более 8 %, а минеральных добавок не более 5 %), а также портландцементы для бетонных покрытий дорог и сульфатостойкие. Быстротвердеющий портландцемент (БТЦ) применим для изготовления конструкций небольших размеров, расположенных вне зоны переменных уровней воды. Для подводных и подземных частей опор можно применять шлакопортландцемент, пуццолановый и сульфатостойкий цементы.

Крупные заполнители (щебень или гравий) применяют хорошо промытыми с прочностью исходного материала (камня) не менее удвоенной прочности бетона и рассортированными по фракциям. Для изготовления сильно армированных конструкций необходимы две фракции щебня с размерами зерен 5—10 и 10—20 мм. Для слабоармированных конструкций, когда размер щебня или гравия не превышает $3/4$ наименьшего расстояния между стержнями арматуры, можно применять третью и четвертую фракции, т. е. 20—40 и 40—70 мм.

Количество вредных и загрязняющих заполнителей в песке для бетона марок 300 и выше не должно превышать 2%, а для бетона более низких марок, расположенного ниже уровня воды, — 3%. Модуль крупности речных песков должен быть не менее 1,6. Содержание пыли, илстых и глинистых частей в щебне и гравии подвод-

ных и подземных частей допустимо не более 2% от общей массы материала, а для подводных конструкций — не более 1%; для конструкций северного исполнения соответственно в песках — не более 2% и в щебне — не более 0,5%.

Естественные и гравийно-песчаные смеси не нужно применять без предварительного фракционирования и очистки.

11.2. Транспортирование и укладка бетонной смеси

Промышленные предприятия, изготавливающие сборные железобетонные конструкции, а также мостовые базы, приобъектные полигоны крупных строек создают централизованные бетонные хозяйства, имеющие бетоносмесительную установку (БСУ) с автоматизированной или полуавтоматизированной дозировкой цемента, заполнителей и воды, склады заполнителей и цемента с постоянным водоснабжением и обогревом материалов в холодное время года.

Конструкцию и производительность бетоносмесительных установок выбирают исходя из необходимого количества бетона, интенсивности подачи и укладки бетонной смеси, определяемых с учетом технологии бетонирования отдельных конструкций и установленной производительности завода или полигона. На промышленных предприятиях и стройках для приготовления бетонной смеси, идущей на мостовые конструкции, применяют бетоносмесительные установки (БСУ) как стационарные с производительностью в смену от 10 до 40 м³, так и сборно-разборные — от 4 до 20 м³.

Транспортирование бетонной смеси к месту укладки нужно обеспечивать в самые короткие сроки, без задержек в пути и с сохранением ее однородности. Выбирая средства доставки смеси, исходят из того, чтобы с момента выгрузки смеси из бетономешалки и до окончания ее укладки требовалось бы времени меньше, чем необходимо для схватывания цементного раствора. Допустимую длительность транспортирования принимают равной 1 ч при температуре смеси плюс 30—20 °С и 2 ч при температуре плюс 9—5 °С. Вид транспортирования не должен отражаться на качестве бетонной смеси. Транспортная тара должна быть плотной, исключающей вытекание раствора. Во время дождя или снегопада смесь должна быть хорошо укрыта.

Для транспортирования бетонной смеси на длительные расстояния целесообразен автомобильный транспорт с использованием как обычных самосвалов, так и специальных бетоновозов или автобетономешалок. Автомобильные самосвалы рекомендуется обустроить для обеспечения плавной и медленной разгрузки смеси, так как выгрузка жесткой и полужесткой смеси из кузова рывками часто приводит к недопустимому расслоению ее.

Применяют автобетономешалки с емкостью барабана от 3 до 10 м³. На бетонных заводах их загружают как полуготовой, так и сухой бетонной смесью, которая за период транспортирования

при подаче в нее необходимого количества воды доставляется к месту укладки уже перемешанной. Автобетономешалки обеспечивают высокую степень однородности смеси на месте ее укладки.

В СССР начато изготовление и применение автобетономешалок для транспортирования бетонной смеси.

Для обеспечения монолитности конструкции укладка бетонной смеси требует соблюдения основного правила: новый слой должен быть уложенным в опалубку до начала схватывания ранее уложенного. Смесь укладывают слоями толщиной от 15 до 40 см в зависимости от ее пластичности, способа укладки и от размера конструкции. Более жесткие смеси при густом армировании укладывают слоями 15—25 см, более пластичные и слабоармированные — слоями 30—40 см.

Бетонную смесь укладывают в конструкцию равномерными горизонтальными или наклонными слоями (15—20°) с помощью бетоноукладчиков (рис. 11.1) или совковыми лопатами с промежуточного лотка. Для загрузки бетоноукладчик подвигают к раздаточному бункеру завода или бетонную смесь подвозят в бадах, самосвалах и выгружают непосредственно в бункер укладчика. При отсутствии бетоноукладчика смесь выгружают на деревянный или металлический лоток.

Смесь уплотняют вибрированием, сущность которого заключается в том, что при малых амплитудах, создаваемых частыми колебаниями (до 6000 раз в 1 мин), смесь приобретает текучесть, обеспечивая хорошее заполнение форм и плотность укладки. В период вибрирования трение между частицами смеси ослабляется и под действием сил тяжести они оседают, а смесь уплотняется. Частицы воздуха в виде пузырьков при этом вытесняются на поверхность. Вибрирование особенно необходимо и эффективно при использовании малоподвижных жестких бетонных смесей. Бетонную смесь уплотняют глубинными вибраторами, погружаемыми в форму, а также навесными, закрепляемыми на опалубке. Лучший вид вибрирования всего изделия — на вибростолах, виброподдопах и в виброформах, а для формирования конструкций свай и оболочек укладкой и уплотнением смеси методом центрифугирования.

Внутренние и внешние вибраторы чаще всего применяют на полигонах и стройках. Внутренние вибраторы (вибробулавы) имеют цилиндрический, герметически закрытый кожух, внутри которого помещен электродвигатель с дебалансом (рис. 11.2, а). Для густоармированных железобетонных конструкций используют стержневые вибраторы (рис. 11.2, б), приводимые в действие с помощью гибкого вала от самостоятельного электродвигателя. Поверхностные площадочные вибраторы (рис. 11.3, а) перемещаются непосредственно по верху укладываемого слоя смеси, передавая колебания через свою опорную площадку. Их применение при бетонировании плит, крупных блоков, а также совместно с вибробулавами при бетонировании монолитных опор. Наружные или тисковые вибраторы (рис. 11.3, б) прикрепляются к опалубке или формам, через которые и передается вибрация на бетонную смесь. Их

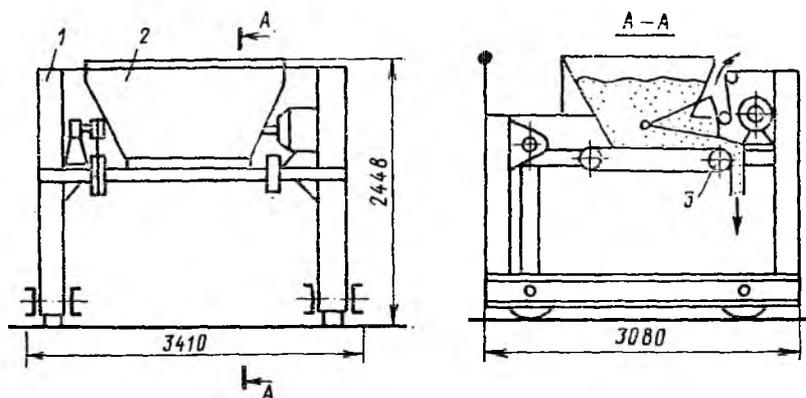


Рис. 11.1. Самоходный бетоноукладчик:

1 — тележка; 2 — бункер; 3 — питатель

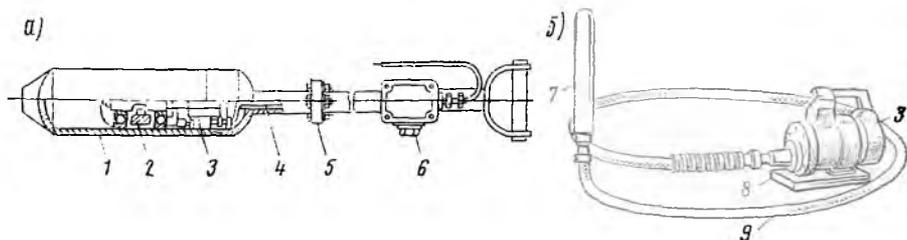


Рис. 11.2. Внутренние вибраторы:

1 — корпус; 2 — дебалансы, 3 — электродвигатель; 4 — штанга; 5 — резиновая муфта; 6 — выключатель; 7 — вибрирующий наконечник; 8 — подставка; 9 — гибкий шланг

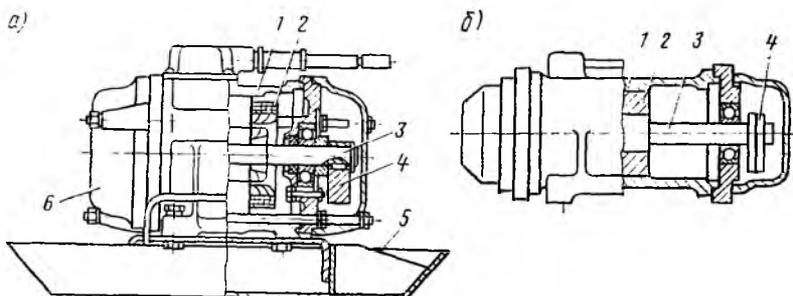


Рис. 11.3. Поверхностный и паружный вибраторы:

1 — корпус; 2 — электродвигатель; 3 — вал; 4 — дебаланс; 5 — пласмяка 6 — клеммовая муфта

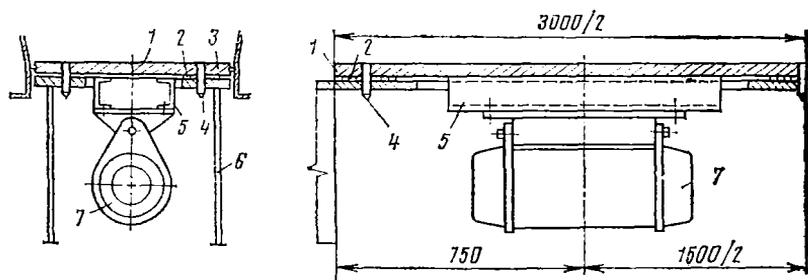


Рис. 11.4. Вибрирующий поддон:

1 — поддон; 2 — упругая прокладка; 3 — уплотняющая резиновая прокладка; 4 — штырь; 5 — выступ; 6 — стенка фермы; 7 — вибратор

обычно применяют для сильно армированных и тонких стенок балок или стоек. При толщине элемента до 20 см вибраторы закрепляют с одной стороны, а при большей — с двух.

На заводах и стационарных полигонах, изготавливающих в массовом порядке мостовые железобетонные конструкции, применяют объемное уплотнение на вибростолах, виброподдонах и центрифугах.

Для хорошего уплотнения бетонной смеси в длиномерных балках или блоках составных конструкций пролетных строений часто применяют виброподдоны. Такой способ особенно целесообразен при укладке бетонной смеси в нижние пояса тавровых балок. Поддон (рис. 11.4), на который опирается бетонированная конструкция, располагается на упругих амортизаторах. К днищу поддона прикреплены вибраторы, возбуждающие вертикально направленные колебания, которые от днища передаются укладываемым бетонным слоям. При большой длине изготавливаемых балок такие вибраторы располагают с определенным шагом по длине поддона. Вибрация поддонов создается электромеханическими или пневматическими вибраторами с частотой колебаний до 6000 в минуту.

Действие виброподдонов снизу бетонированной конструкции можно сочетать, например, с верхним вибропригрузом или с площадочными вибраторами, расположенными на плите балок.

11.3. Уход за свежеложенным бетоном и его тепловлажностная обработка

Как на промышленных предприятиях, так и на стройках для обеспечения высокого качества бетона большое значение имеет соблюдение установленных правил ухода за бетоном и его тепловлажностной обработки с учетом вида мостовых конструкций. Более высокие требования по уходу предъявляются к конструкциям, работающим в северных районах страны, а также в зонах переменного уровня воды. Высоки они и для бетона пролетных строений. От несоблюдения установленных правил тепловлажностной обработки во многом зависит вероятность появления в конструкциях внутрен-

них, нежелательно высоких напряжений от неравномерного нагрева, усадки и быстрого охлаждения бетона. Развивающиеся в твердеющей бетонной конструкции деструктивные процессы особенно опасны в начальные часы твердения смеси. Применением тепло-влажностной обработки стремятся ускорить набор прочности бетона, чтобы увеличить оборачиваемость опалубок и повысить производительность предприятия.

В бетонной смеси после ее укладки содержится значительное количество воздуха и воды. В период нагревания бетонной смеси объем воздуха увеличивается, а влага мигрирует в начале нагрева от наружных слоев к внутренним (а при остывании наоборот). В результате может произойти разрыхление структуры и появление остаточных деформаций в виде сквозных пор и микротрещин. Во избежание таких явлений тепловлажностную обработку нужно производить через несколько часов после того, как бетон наберет хотя бы небольшую прочность в условиях естественного твердения. Время такой выдержки до начала искусственного обогрева назначают в зависимости от свойств используемых цементов, скорости набора ими прочности, температуры в период выдержки, требований к морозостойкости и водонепроницаемости, применения воздухововлекающих добавок. Для увеличения морозостойкости и повышения водонепроницаемости бетона, а также при использовании воздухововлекающих и пластифицирующих добавок стремятся увеличить время выдержки бетона. Обычно такая предварительная выдержка при температуре наружного воздуха не менее 15—16 °С доходит до 10 ч. Увеличение срока предварительной выдержки улучшает структуру бетона и способствует более лучшему приросту прочности по сравнению с прогревом в камере с той же продолжительностью по времени.

Для создания хорошей структуры бетона, обеспечивающей его прочность, морозостойкость и водонепроницаемость, большое значение имеет влажная окружающая среда, задерживающая испарение влаги из бетона. Влажную среду для свежееуложенного бетона создают, помещая готовые изделия в водонасыщенные пропарочные камеры, пропаривая изделия в горячих ваннах, устраивая специальные водонепроницаемые покрытия на поверхности бетона, укрывая поверхность его опилками с поливкой водой наконец, просто периодической поливкой.

В сильноувлажненных (до 95—100 %) камерах нужно пропаривать изделия при постепенно возрастающей температуре, однако не поднимая ее выше 70 °С. Например, ориентировочная продолжительность общего цикла тепловлажностного прогрева железобетонных изделий в двухсекционной камере (рис. 11.5) включает: 1) подъем температуры среды в камере со скоростью не более 10 °С; 2) изотермический прогрев при температуре 60—70 °С в течение необходимого срока; 3) охлаждение элементов в камере при снижении температуры в ней до 30 °С со скоростью 8—10 °С в час. Для конструкций северного исполнения прогрев в камерах нужно вести при температурах не более 60 °С. Если нагрев и ох-

Рис. 11.5. График изотермического прогрева конструкций в двухсекционной камере.

Пунктиром показан период тепловлажностного прогрева для конструкций северного исполнения

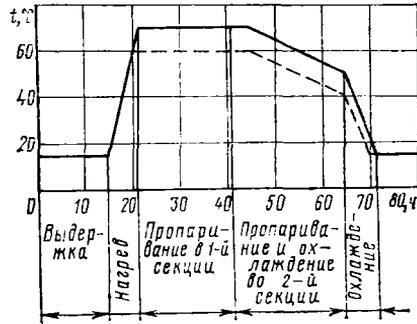
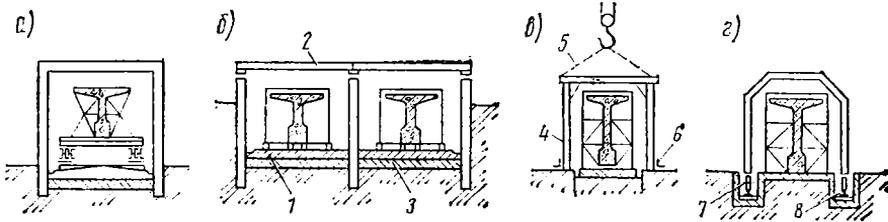


Рис. 11.6. Схемы пропарочных камер:

1 — бетонное дно; 2 — съемная крышка; 3 — шлаковая подготовка; 4 — съемный колпак; 5 — строп; 6 — шов паронизоляции; 7 — тележка; 8 — рельсовый путь



лаждение конструкций будет идти быстрее, то создадутся опасные температурные перепады по сечению элементов, которые могут привести к нежелательным явлениям в виде трещин и понижения морозостойкости бетона.

Пропарочные камеры устраивают с хорошей наружной теплоизоляцией и максимальной герметизацией. Пропаривают уложенный бетон паром низкого давления (до 0,05 МПа) при относительной влажности воздуха 95—100 %. На заводах и полигонах его пропаривают, как правило, в камерах с автоматическим управлением подачи пара; ручное управление допускают на временных приобъектных полигонах при условии организации круглосуточного контроля. Расход пара зависит от типа камер, степени их устройства и управления. Он колеблется от 150 до 1200 кг на 1 м³ изделия.

Тоннельные камеры (рис. 11.6, а), применяемые преимущественно при изготовлении балок пролетных строений, часто выполняют двухсекционными для размещения двух изделий. Начало и конец прогрева каждого из них смещают на сутки.

Наиболее производительные тоннельные камеры — используемые обычно на поточных технологических линиях изготовления конструкций. Длину, высоту и ширину таких камер назначают в зависимости от размеров пропариваемых изделий и габаритов тележек, на которых доставляют в камеру конструкции. Эти камеры устраивают с воротами по концам и укладкой пути, что позволяет загружать и выгружать изделия по направлению потока производства. Ворота камер выполняют с хорошей тепловой и паровой изоляцией. Для изготовления изделий разной длины, ускорения обработки и экономии пара длинные тоннельные камеры иногда делят

по длине на два-три отсека, устанавливая между ними опускающие шторы-завесы из термостойкой резины или других материалов. Размер камер должен обеспечивать обтекание пропариваемых элементов паром со всех сторон, а между отдельными элементами и стенками камеры должны быть зазоры не менее 15 см.

Пар в камеру подают через паропроводы из перфорированных стальных или полимерных труб, обычно расположенных у пола. Бетонный пол имеет уклон, обеспечивающий сток конденсата в канализацию. Для контроля температурного и влажностного режима камеру оборудуют дистанционными термометрами и влагомерами. Применением автоматизации управления обработки изделий в камерах можно обеспечить более высокую точность выполнения установленного режима, уменьшение расхода пара и сокращение цикла пропаривания.

Ямные камеры пригодны для более мелких изделий и для использования на полигонах, например, при изготовлении свай, звеньев труб, блоков фундаментов, облицовочных блоков опор. Такие камеры (рис. 11.6, б) обычно заглубляют в землю, что значительно сокращает потери тепла через стены. В зависимости от размера и формы пропариваемых изделий их можно размещать в один или несколько ярусов. Камеры часто оборудуют упорами для натяжения арматуры балок, плит или свай. Для лучшей герметизации загрузочных мест камеры съемные крышки должны иметь жесткие металлические или деревянные каркасы и хорошую тепло- и паровую изоляцию. В местах опирания крышек на стены камер обычно устраивают песчаные или гидравлические затворы.

Для прогрева на полигонах крупных изделий, например балок, забетонированных на стендах-упорах, ригелей рам, составных конструкций и т. п., иногда применяют съемные камеры (рис. 11.6, в). Их выполняют возможно более легкими, как правило, с металлическим каркасом и многослойным сплошным паронепроницаемым покрытием из брезентового полотна, резинового или полимерного материала, с прокладкой минеральной ваты. По контуру камеры прикрепляют резиновую или войлочную нашивку для плотного прилегания к полу. Съемные камеры устанавливают и убирают козловым или стреловым краном. Можно применять передвижные камеры с перемещением их по рельсовым путям (рис. 11.6, г) или на салазках. Паровую разводку и выводные обратные трубы обычно прикрепляют к каркасу с их подключением к паровой магистрали в местах установки. Основные требования по тепловой и паровой изоляции — те же, что и к другим видам камер.

Прочность бетона после пропаривания проверяют испытанием кубиков, изготовленных во время бетонирования изделий. Образцы бетона проходят одинаковый с изделием цикл тепловой обработки.

Хорошие результаты по равномерности прогрева и меньшей возможности появления усадочных и температурных трещин достигаются при тепловлажностной обработке в водяном бассейне, когда в бетонный бассейн с водой, нагретой до температуры 20—25 °С, полностью погружают изделия, прошедшие предваритель-

ую выстойку, после погружения здесь, как и в камерах, температуру воды повышают до 50—60 °С, а затем постепенно снижают.

Для ускорения твердения бетона изготавливаемых как сборных, так и особенно монолитных конструкций иногда применяют электропрогрев. Он целесообразен при наличии дешевой электроэнергии и небольших объемах работ, когда экономически невыгодно организовывать пропаривание с постройкой камер, котельных и пр. Электропрогреву подвергают конструкции с модулем поверхности

$$M = S/V > 6,$$

где S — охлаждаемая поверхность конструкции (площадь), m^2 ;
 V — объем конструкции, m^3 .

Тонкостенные конструкции с $M > 15$ не рекомендуется подвергать электропрогреву из-за большой удельной поверхности их и значительной потери влаги, вызывающей пересушивание бетона.

Для электропрогрева используют тепловую энергию, образующуюся при пропуске электрического тока через твердеющий бетон, в который закладывают металлические электроды из арматурной стали диаметром 5—10 мм. Электроды устанавливают как со стороны открытой поверхности, так и со стороны опалубки через просверленные в ней отверстия. Электроды не должны соприкасаться с арматурными каркасами (рис. 11.7). Расстояния между электродами назначают в пределах 0,4—1,0 м и тем меньшими, чем больше расчетная мощность тока и ниже его напряжения.

Основная особенность электропрогрева состоит в том, что бетон изделия включают в цепь переменного тока в качестве элемента цепи (сопротивления); при прохождении тока бетон нагревается. Сопротивление бетона по мере его твердения не остается постоянным, а возрастает, причем резкий рост сопротивления происходит, когда прочность бетона достигает 0,5—0,6 от проектной. Так как при дальнейшем прогреве качество бетона из-за его пересушивания ухудшается, то пропуск тока через изделие по достижении этой прочности бетона прекращают и дальнейший рост прочности происходит в процессе остывания изделия. Чтобы увеличить продолжительность остывания и тем самым повысить прочность бетона, опалубку изделий, в особенности тонкостенных, утепляют.

Подобно паропрогреву в режиме электропрогрева содержатся стадии предварительной выдержки, нагрева, изотермического прогрева и остывания. Скорость нагрева составляет 5—15 °С в час (меньший предел — для массивных конструкций). Температуру изотермического прогрева назначают от 40 до 60 °С (мень-

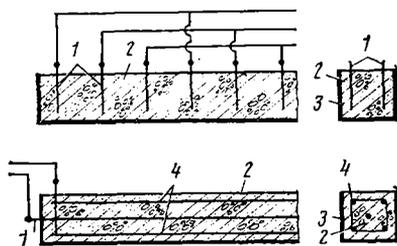


Рис. 11.7. Схема размещения электродов для электропрогрева:

1 — электрод; 2 — забетонированная конструкция; 3 — опалубка; 4 — рабочая арматура изделия

шую для тонкостенных конструкций и для бетонов высоких марок). Необходимую продолжительность остывания конструкций определяют расчетом.

Для более точного соблюдения режимов и в целях безопасности работ электропрогрев ведут при пониженных напряжениях тока (50—110 В), а поэтому электроды подключают к низкой стороне трансформатора.

11.4. Контроль качества бетонных работ

На всех стадиях бетонных работ производственный инженерно-технический персонал и бетонная лаборатория завода или стройки контролируют качество исходных материалов — цемента, заполнителей и воды, а также качество приготовления и укладки смеси, уход за свежееуложенным бетоном. При контроле отбирают пробы бетона и испытывают их. Результаты заносят в журналы и оформляют актами и паспортами на оконченную продукцию. Поступающие из карьера песок и крупные заполнители должны иметь паспорта, удостоверяющие соответствие качества материалов требованиям норм. В случае отсутствия паспортов или при использовании местных материалов производят их испытания.

Цементы употребляют в дело только при наличии заводских паспортов. По прибытии каждой партии цемента необходимо выполнить контрольную его проверку, устанавливая равномерность изменения объема, нормальную густоту и сроки схватывания цементного теста, степень лежалости цемента. При изготовлении бетонной смеси ее состав подбирает лаборатория на основе испытания опытных образцов. Для основных конструкций искусственных сооружений не допускается смесь, подобранная только расчетно-теоретическим путем без опытной проверки испытанием образцов.

Перед началом работ по приготовлению бетонной смеси проверяют влажность заполнителей. На открытых складах хранения и при резких изменениях погоды влажность нужно проверять через каждые 2—3 ч, пока не установится ее постоянный уровень.

Необходимо систематически проверять дозаторы (особенно воды и цемента), чтобы исключить возможность произвольного изменения состава бетона, установленного лабораторией. Полезно применять дозаторы, которые не могут произвольно изменять заданное количество воды и цемента, без участия лица, контролирующего работу. Работу дозаторов бетоносмесительной установки (БСУ) должна систематически контролировать бетонная лаборатория предприятия или стройки. Необходимо контролировать качество готовой бетонной смеси и прежде всего ее однородность при длительных перевозках, а также доставках в холодное время в открытых транспортных средствах.

В процессе твердения бетона контролируют тепловлажностные условия среды и бетона. Контроль режима пропаривания — ответственная часть изготовления конструкций с хорошей

структурой бетона и без температурных трещин. Для контроля температуры пропаривания в камерах надо устанавливать автоматические дистанционные регистрирующие приборы, например, самопишущие манометрические термометры с газовым или жидкостным наполнителем, фиксирующие результаты на диаграммах. Термометры в пропарочных камерах необходимо размещать у их концов и по длине через 10 м в трех уровнях на высоте. При ручном регулировании подачу пара в камеры и замер температуры термометрами контролируют через каждый час, фиксируя результаты замеров в журнале.

Прочность увлажненного бетона проверяют испытанием на сжатие серий стандартных образцов, изготовленных из рабочей бетонной смеси и выдержанных как в условиях стандартного хранения образцов, так и в условиях, соответствующих твердению изделия. Изготавливать, хранить и испытывать серии образцов нужно в соответствии с требованиями ГОСТов.

Основной вид контрольных образцов бетона — кубики размером $20 \times 20 \times 20$ см. В отдельных случаях изготавливают призмы $20 \times 20 \times 60$ см. Для проверки цементных растворов применяют кубики $7 \times 7 \times 7$ см. Минимальное число серий образцов бетона, проверяемых на прочность при сжатии, нормировано в СНиП III-Д. Кубики готовят только в чистых, тщательно изготовленных металлических формах с хорошей смазкой их поверхности до укладки смеси. Каждая серия образцов состоит не менее чем из трех кубиков. Бетон всех образцов серии должен быть из одного и того же замеса (или из одного и того же бункера, автомобиля-самосвала и т. п.). Образцы испытывают в возрасте 28 дней и в другие сроки, предусмотренные проектом с учетом срока загрузки бетона в конструкции. Кроме контроля прочности бетона, ОТК заводов и полигонов проверяют соответствие размеров изготовленной конструкции рабочим чертежам, внешнюю форму и отделку поверхностей. В СНиП III-Д установлены допускаемые отклонения от проектных размеров сборных бетонных и железобетонных конструкций.

Глава 12. АРМАТУРНЫЕ РАБОТЫ

12.1. Виды арматуры и основные требования к ней

Металлургическая промышленность выпускает большое число сортов и марок арматуры. Однако не все пригодны для конструкций железобетонных искусственных сооружений с учетом условий строительства.

Широко используемая горячекатаная стержневая углеродистая и низколегированная арматура делится на классы от А-I до А-VII, каждый из которых обладает соответствующими прочностными и деформативными характеристиками. Арматуру класса

А-I выпускают с гладкой круглой поверхностью, а начиная с класса А-II и выше — периодического профиля для лучшего сцепления с бетоном. Необходимые прочностные характеристики арматуры достигаются наличием в металле в определенных количествах различных химических компонентов, как, например, углерода, марганца, кремния, титана, циркония и других добавок, вводимых при выплавке металла. Стержневую арматуру прокатывают на заводе из металла, выплавленного в мартеновских печах или в конверторах с кислородным дутьем.

Металлургическая промышленность выпускает для предварительно напряженных конструкций высокопрочную арматурную сталь широкой номенклатуры с гарантийными стабильными характеристиками. К ним относятся, например, низколегированные стали класса А-IV марки 20ХГ2Ц (циркониевая) и 20ХГСТ (титанистая) с относительно низким содержанием углерода (до 0,2%). Выпускается также и более прочная сталь класса А-V марки 23Х2Г2Т (титанистая). Разработана и освоена в производстве термически упрочненная стержневая арматура четырех классов от Ат-IV с минимальным пределом прочности в 900 МПа до Ат-VII с прочностью в 1400 МПа.

В мостовых конструкциях, особенно в пролетных строениях длиной более 18—21 м, наряду со стержневой арматурой разных классов применяют высокопрочную проволочную арматуру диаметром от 4 до 8 мм с временным сопротивлением от 1500 до 2000 МПа, как в виде пучков из прямых проволок, так и витых прядей и канатов заводского изготовления. Проволочную арматуру изготавливают по способу холодного проката методом волочения.

Применяемая в железобетонных конструкциях мостов и труб арматура (табл. 12.1) должна удовлетворять требованиям ГОСТа, СНиП II-Д и СН 365—67. Для проволоки, прядей и термически упрочненной стержневой арматуры нормируется условный предел текучести, который равен напряжению при остаточном удлинении образца 0,2% от его первоначальной длины.

Для больших автодорожных и городских мостов с пролетами более 100 м наряду с проволочной и прядевой арматурой применяют и канатную заводского изготовления, избавляя стройплощадки от сложных работ по заготовке арматурных элементов. На ряде построенных в последний период мостов через реки Москву, Волгу, Днепр и Дон применимы канаты промышленного и горнорудного назначения с диаметром от 45 до 63 мм из проволок диаметром от 1 до 3 мм. Такие канаты не удовлетворяют в полной мере долговременной эксплуатации железобетонных конструкций мостов, поэтому канатно-проволочная промышленность готовит специальные виды арматурных канатов диаметром от 28 до 73 мм из проволок диаметром 4 и 5 мм.

Стержневая арматура средних и больших диаметров поступает с заводов пучками прямых стержней длиной до 6—12 м, а при специальных заказах до 18 м. Для изготовления длинномерных изделий ее стыкуют. Мелкосортная арматура диаметром от 6

Таблица 12.1

Вид стальной	Диаметр, м	Предел текучести, МПа	Временное сопротивление, МПа	Относительное удлинение, %
Горячекатаная стержневая				
Гладкая класса А-I марки Вст.3 сп. 2, Вст.3пс2	6—40	240	380	25
Периодического профиля:				
класса А-II марки Вст.5 сп.2	10—40	300	500	19
класса А-III марки 25Г2С и 357С	6—20	300	500	19
класса А-IV марки 20ХГ2Ц	6—40	400	600	14
класса А-V марки 23Х2Г2Т	10—32	600	900	6
	10—22	800	1050	7
Термически упроченная класса:				
Ат-IV	10—25	600	900	8
Ат-V	10—25	800	1050	7
Ат-VI	10—25	1000	1200	6
Ат-VII	10—25	1200	1400	5
Холоднотянутая проволока				
Гладкая класса В-II	3—8	1520—1120	1900—1400	2—4
Периодического профиля класса Вр-II	3—8	1440—1040	1800—1300	4—6
Семипроволочные пряди заводского изготовления	6—15	1440—1200	1800—1500	4

до 12 мм поступает в мотках (бухтах); эту арматуру затем разматывают и выправляют.

Проволочную холоднотянутую высокопрочную арматуру диаметром от 2 до 8 мм поставляют в мотках (бухтах) с длиной проволоки не менее 300 м. Заводы могут поставлять витые пряди длиной не менее 200 м в бухтах или на катушках-барабанах. Диаметры бухт или катушек для проволок и прядей диаметром до 9 мм должны быть не менее 1200 мм, для прядей диаметром 12—15 мм — не менее 2000 мм. Эти требования направлены на сокращение объема работ по последующей правке при размотке проволок и прядей.

12.2. Приемка и хранение арматуры. Организация арматурных работ

Поступающая арматура должна иметь сертификаты, а на каждом мотке и катушке — металлические бирки. Независимо от наличия сертификатов арматуру подвергают контрольным испытаниям. Поступившую партию используют в дело только в том случае, если испытания показали физико-механические характеристики не ниже браковочных минимумов, установленных стандартами.

Стержневую горячекатаную сталь перед употреблением тщательно осматривают и испытывают на растяжение и изгиб в холодном состоянии, а сталь, предназначенную для стыкования, на свариваемость. От каждой партии стали массой не более 20 т отбирают образцы, из которых три используют для испытания на изгиб, три на растяжение (для определения текучести и прочности) и три для технологической пробы и проверки на сварку.

Высокопрочную проволоку и витые пряди проверяют испытанием образцов на растяжение и перегиб. От каждого мотка или бухты берут не менее двух образцов. Кроме того, все канаты полученной партии подвергают внешнему осмотру и обмеру. Испытанием определяют разрывное усилие каната в целом, предел прочности и число перегибов отдельных проволок. При несоответствии результатов контрольной проволоки данным сертификатов и требованиям ГОСТов поступившую арматуру бракуют.

Арматурную сталь хранят на стеллажах по партиям, диаметрам и видам стали. Стеллажи должны быть устроены в закрытом помещении или под навесами. Высокопрочную проволоку, пряди и канаты, поставляемые без покрытия антикоррозионной жировой смазкой, хранят в сухом отапливаемом помещении во избежание коррозии, к которой особенно склонна высокоуглеродистая проволока.

Заржавевшую проволочную и прядевую арматуру отбраковывают из-за снижения ее прочностных свойств. Стержневую арматурную сталь до пуска в последующую обработку очищают пескоструйными аппаратами. Загрязненную маслом арматуру моют в щелочном растворе с мылом, а затем теплой водой. Нельзя применять кислоты для очистки арматуры.

На заводах и непосредственно на крупных стройках арматуру изготавливают в закрытых арматурных цехах постоянного и временного типа, организуя арматурные работы по поточному способу с возможно полной механизацией работ по правке, резке и гнутью арматуры, со стыкованием стержней, как правило, на контактно-сварочных машинах. Поточные линии изготовления сеток и каркасов размещают отдельно от линии заготовок элементов из проволок или прядей.

Организация цеха, расположение в нем оборудования, выбор станков, машин и транспортных средств и приспособлений зависит от номенклатуры изделий и объема производства. Механизмы и оборудование располагают с учетом технологической последовательности арматурных работ и средств перемещения изделий.

В состав основного оборудования арматурного цеха входят: 1) станки для размотки, правки, очистки, резки и гнутья арматуры; 2) машины для сварки арматуры и арматурных сеток; 3) станки для изготовления пучков из высокопрочной проволоки; 4) кондукторы для сборки арматурных каркасов; 5) лебедки и гидравлические домкраты для предварительной вытяжки на стендах стальных тросов спиральной свивки.

Анкеры, закладные части и детали обычно изготавливают в отдельной слесарно-механической мастерской или доставляют с других предприятий.

Для межоперационного транспорта в арматурном цехе используют рольганги, электрокары, узкоколейные вагонетки, кран-балки, мостовые краны, а при транспортировании гибких сеток и арматурных каркасов и плетей (во избежание их деформации) — траверсы и контейнеры.

Применяемую для хомутов, каркасов и сеток мелкосортовую арматурную сталь классов А-I и А-II в процессе подготовки правят, стыкуют по длине, если это необходимо, режут на мерные концы, гнут, сваривают в сетки и собирают каркасы из отдельно заготовленных стержней и сеток. После сварки плоских изготавливают гнутые сетки. Металлургические заводы поставляют готовые сетки с разными диаметром и шагом расположения стержней.

Для правки арматуры диаметром до 12 мм, поставленной в мотках и бухтах, применяют ротационно-правильные барабаны и ролики. Действие этих устройств основано на многократном перегибе проволоки, пропускаемой в изогнутую стальную трубку, вращающуюся с большой скоростью (рис. 12.1), или при многократном перегибе выпрямляемого стержня протягиванием его между системой из пяти и более роликов. Парные ролики, обжимающие проволоку, располагают как в одной, так и в двух взаимно перпендикулярных плоскостях. Ротационные устройства позволяют одновременно с правкой очищать сталь от окалины и ржавчины. К правке арматуры больших диаметров прибегают гораздо реже; ее обычно правят простейшими средствами — при помощи гибочного станка или гидравлического пресса.

Для резки арматуры диаметром более 12 мм служат приводные дисковые станки и пресс-ножницы, устанавливаемые между столами с роликами, на которых размещают арматуру. При резке прямых стержней из тонкой арматурной стали и холоднотянутой проволоки применяют правильно-обрезные станки, выпускаемые промышленностью, в которых объединены ротационно-правильные

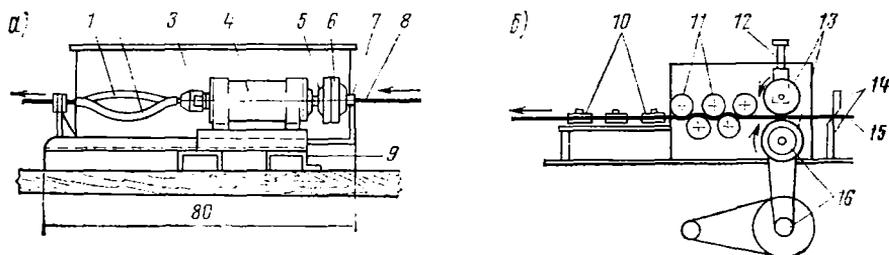


Рис. 12.1. Устройство для правки проволоки и стержневой арматуры малого диаметра:

а — при помощи изогнутой трубки; б — протягиванием между роликами; 1 — противовес; 2 — трубка; 3 — муфта трубки; 4 — корпус подшипника; 5 — шкив; 6 — фемель; 7 — полый вал; 8 — проволока; 9 — станина; 10 — ролики с вертикальной осью; 11 — ролики с горизонтальной осью; 12 — нажимной болт; 13 — тянущие ролики; 14 — ножи для резки; 15 — арматура; 16 — привод

устройства, подающий механизм с тянущими роликами, приспособления для обрезания стали по заданному размеру и устройства для автоматического отмеривания длины стержня.

При больших объемах арматурных работ для гнутья используют приводные станки, снабженные гибочным диском, во время вращения которого стержень, расположенный между двумя упорами-пальцами, изгибается. Приводные станки для гнутья хомутов оборудуют приспособлениями для одновременного пакетного гнутья нескольких стержней малых диаметров.

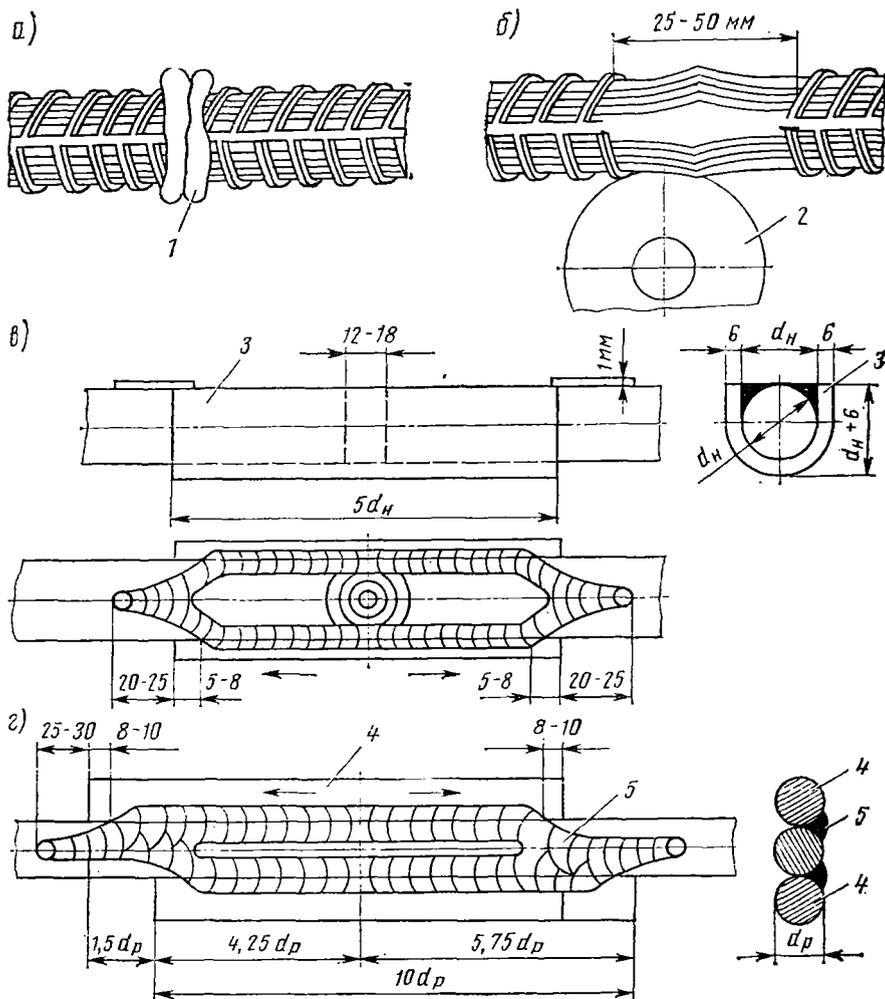


Рис. 12.2. Стыки стержневой арматуры:

а — контактный на сварке; б — то же, после зачистки; в — ванный; г — на парных накладках; 1 — наплывы металла после сварки; 2 — положение наждачного круга; 3 — подкладка ванны; 4 — стыковая накладка; 5 — наплавленный сварной шов

В мостовых конструкциях применяют два вида сварки арматуры — точечную сварку для образования сварных сеток и сварку для соединения стержней диаметром более 14—16 мм в плети с разными конструкциями стыков. При всех способах соединения стержней рабочей арматуры обеспечивают стык равнопрочный с целым стержнем. В элементах мостов, испытывающих многократно повторяющиеся переменные напряжения, сварные стыки должны обладать и достаточной выносливостью. В мостовых конструкциях (рис. 12.2) наиболее часто применяют: 1) стыки контактные зачищенные и неочищенные, при которых можно получить хорошие показатели прочности и выносливости стыков; 2) ванны стыки на удлиненных и коротких подкладках; 3) стыки с парными накладками (они дают худшие результаты, а поэтому применяются в ограниченных размерах).

Стержневую арматуру стыкуют с помощью контактной сварки методом непрерывного оплавления на стационарных сварочных машинах (рис. 12.3). При таком способе обеспечивается прямая передача усилия от одного стержня к другому, что позволяет получить прочность и выносливость, близкую к цельному стержню. Малые размеры утолщения в месте контакта не препятствуют размещению стыков при минимальном расстоянии между стержнями в ряду. Высокое качество стыкования обеспечивается точным соблюдением технологического режима контактной сварки, а именно: зачисткой торцов и хорошей центрировкой стержней, силой тока, сжимающим усилием, соответствующим сечением стержня, снятием наплывов от сварки и т. п.

При контактной сварке в начальный момент слабого соприкосновения соединяемых стержней создается электрическая дуга, вызывающая разогрев концов стержней. После достаточного разогрева повышают давление между концами стержней, осаживают и сваривают их. Для получения высококачественной сварки обеспечивают соосное расположение стержней в зажимах машины, при котором длина выпуска стержня за пределы зажимов не превышает его диаметра.

Ванные стыки на парных накладных требуют дуговой ручной сварки, большой затраты труда и дополнительного расхода металла. Такой вид стыков может быть допущен при отсутствии контактных сварочных аппаратов, а также при монтаже сборочных конст-

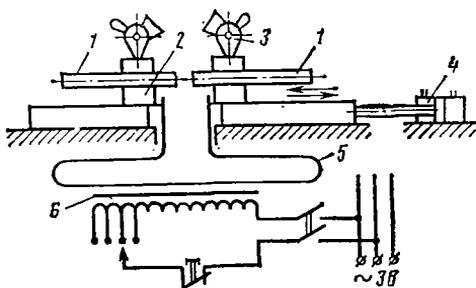


Рис. 12.3. Схема контактной сварки стержневой арматуры

1 — свариваемые стержни; 2 — зажимы; 3 — прижимное устройство; 4 — осадочное устройство; 5 — вторичный виток трансформатора; 6 — сварочный трансформатор

рукций. Ванная сварка производится встык с укладкой стержней с небольшим зазором в стальную U-образную подкладку толщиной 4—5 мм. Электрод, вводимый в зазор между концами стержней, создает электродугу, которая плавит металл стержней и электрода и заполняет зазор. В длинных подкладках фланговый электрошов производят по обеим сторонам прокладки, соединяя ее со стержнями арматуры.

Удлиненные ваннные стыки как более прочные применяют для соединения растянутых стержней, а короткие — для соединения сжатых стержней.

При точечной сварке сеток металл в местах пересечения разогревают, пропуская электроток большой силы через соединяемые стержни, зажатые между двумя электродами машины. Для точечной сварки применяют как различные машины (стационарные автоматы), непрерывно сваривающие в ряде мест продольные и поперечные стержни в сетки, так и ручные сварочные клещи для одного пересечения.

Сварочная машина позволяет сварить пересечение стержней сетки, разложенной на стеллажах.

Для свай, оболочек, труб, нижних поясов балок применяют обычно непрерывные спиральные хомуты, на изготовление которых по сравнению с обычными требуется меньший расход стали и ниже трудоемкость работ. Для изготовления таких хомутов применяют установку с вращающимся барабаном, очертание которого отвечает размерам и форме спирали. Барабан выполняют съемным, что облегчает снятие готовых спиралей. Есть также специальные машины, которые формируют круглый и квадратный арматурный каркас из прямых стержней с одновременной их обмоткой спиральной арматурой. Вся арматура в машине сваривается точечным соединением в местах ее пересечения с продольными стержнями. На такого рода машинах, которыми оснащены заводы, достигается высокая производительность и хорошее качество работ.

Арматурные каркасы балок, плит и других элементов мостов собирают из отдельных, заранее изогнутых и прямых стержней, из плоских и гнутых сеток. В предварительно напряженных конструкциях в арматурном каркасе закрепляют лучки и пряди из высокопрочной арматуры. Для сборки применяют козлы, стеллажи, а для тяжелых арматурных каркасов — кондукторы или монтажные стенды. Для неизменяемости и жесткости каркаса в период его транспортирования, установки в опалубку и бетонирования все пересекающиеся стержни плотно соединяют между собой, перевязывая проволокой, а если предусмотрено проектом, то и точечной сваркой.

В связи с тем, что арматурные каркасы предварительно напряженных элементов обычно имеют недостаточную жесткость, их перемещают и устанавливают в опалубку совместно с кондуктором или траверсой.

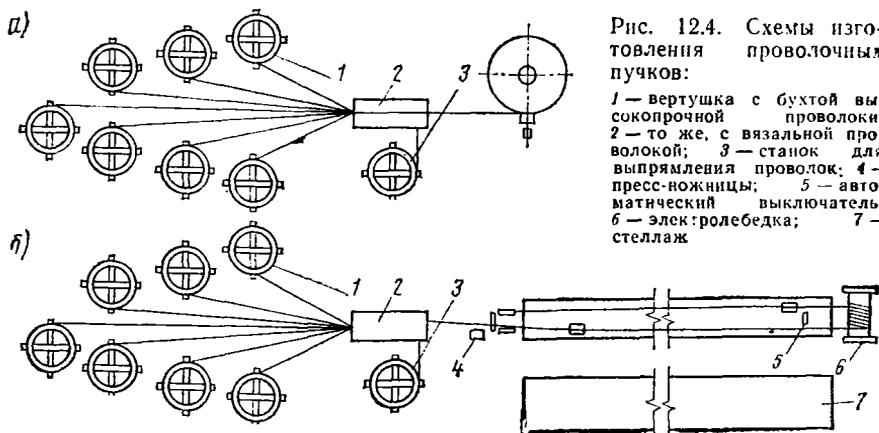
12.3. Особенности подготовки высокопрочной арматуры

Поступающую на производство высокопрочную проволочную арматуру правят и формируют в пучки необходимой длины и состава, используя ротационные установки, совмещенные с механизмами для сборки и вязки прядей. Наиболее распространена установка, на которой правят проволоки, поступающие одновременно от семи мотков. В состав установки (рис. 12.4) входят: прямильный станок, вертушка для мотков высокопрочной и вязальной мягкой проволоки и тяговый механизм. Пучки готовят как с конусными анкерами (см. рис. 12.4, а), так и с высаженными головками (см. рис. 12.4, б). Витые семипроволочные пряди и канаты могут поступать в мотках или на барабанах от заводов-изготовителей.

Для резки проволоки с последующим образованием на них высаженных анкерных головок применяют специальные ножницы, разработанные ВНИИ транспортного строительства. Проволочные пряди и канаты разрезают фрикционно-дисковыми пилами. Не следует применять автогенные аппараты и бензорезы, учитывая более отрицательное влияние от разогрева металла на его качество по сравнению с резкой дисковыми пилами.

Заранее подготовленные арматурные пучки и пряди наматывают на барабаны и хранят до использования на стеллажах в помещении или под навесом, защищаящим от атмосферных осадков.

Для натяжения высокопрочной арматуры и передачи усилий натяжения бетону применяют анкеры и захваты различного вида и назначения. Анкерные захваты используют на стендах-упорах только в период натяжения арматуры и твердения бетона до передачи на него усилия. Захваты обычно служат инвентарем, освобождаемым для повторного использования. Внутренние анкеры располагают в теле бетона, преимущественно в сечениях вблизи концов напрягаемого элемента. Они входят в состав подготавливаемого пучка для натяжения на упоры до бетонирования конструк-



нии. Наружные анкеры находятся вне бетона напрягаемого элемента, и они требуются для сохранения усилия натяжения арматуры в период изготовления конструкции.

В отечественном мостостроении для напрягаемых пучков получили большое распространение конусно-клиновые стальные анкеры. В этом типе анкеров закрепление проволок пучка достигается плотным их заклиниванием в зазоре между наружной облоймой и внутренним конусным клином, выполняемыми из специальных видов стали. Натяжение пучка и заклинивание анкера обеспечивается специальными гидравлическими домкратами двойного действия. Такие анкеры применяют для пучков, состоящих из 16 и 24 проволок диаметром 4—5 мм. Получили распространение 48-проволочные пучки. Для таких пучков применяют клинья с продольными прорезями (рис. 12.5), куда закладывают четыре ряда проволок, зажимаемых затем в анкерной колодке. Анкеры готовят на специальных промышленных предприятиях в механических мастерских и мостовых базах. Конусно-клиновые анкеры имеют ряд недостатков, в том

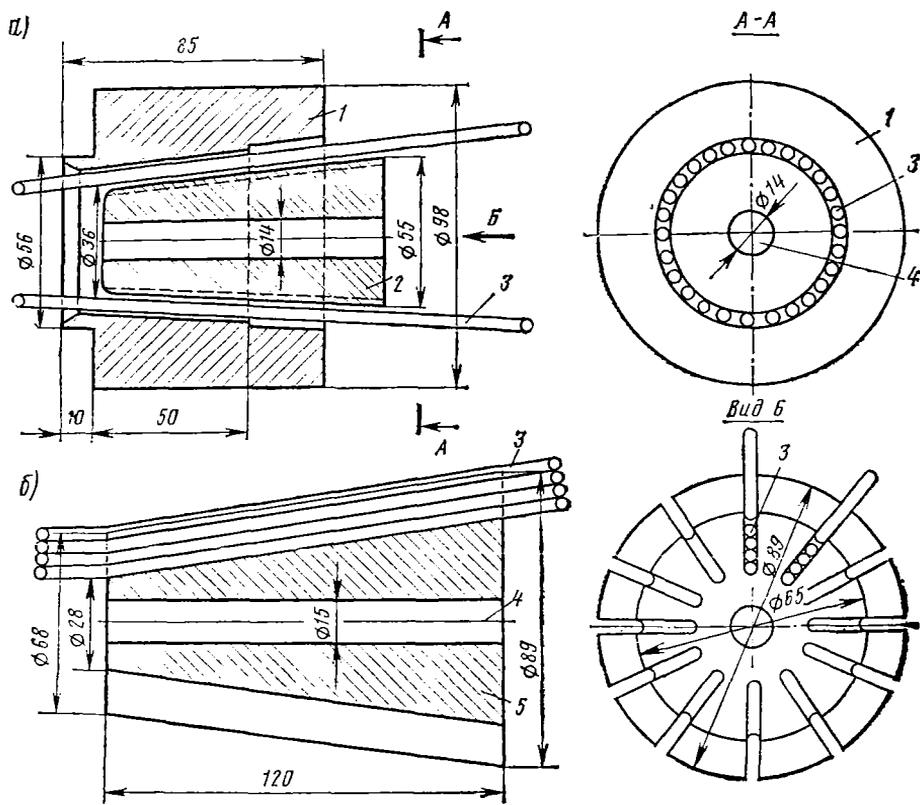


Рис. 12.5. Конусно-клиновые анкеры:

а — на 24 проволоки; б — на 48 проволок; 1 — анкерная колодка; 2 — конусная пробка; 3 — проволока; 4 — отверстие для инъекции; 5 — конусная пробка с прорезями

числе возможность проскальзывания и обрыва отдельных проволок и повышенный расход проволоки в связи с натяжением пучков домкратами двойного действия.

Более экономичен способ анкеровки проволоки — создание утолщенной головки на концах, что позволяет надежно закреплять ее в анкерах (рис. 12.6), не опасаясь их проскальзывания. Арматурные пучки при этом натягивают гидравлическими домкратами одиночного действия более простыми по своей конструкции по сравнению с домкратом двойного действия. Разные виды и размеры анкеров такого типа и разработанное во ВНИИ транспортного строительства технологическое оборудование для изготовления пучков и их натяжения

позволяют применять высокопрочную проволоку диаметром от 5 до 8 мм. В отличие от зарубежных пучков системы ББРВ из проволок с высаженными головками по предложению ВНИИ транспортного строительства созданы оригинальные цельномонолитные и сборно-разборные анкера, которые позволяют в составных конструкциях протаскивать заранее подготовленные арматурные пучки из проволок с головками на их концах через закрытые каналы. Сборные анкера можно многократно использовать и при стендовой технологии изготовления преднапряженных конструкций.

Анкеры для пучков из проволок с высаженными головками различают двух видов — неподвижные и натяжные; причем неподвижные обычно ставят с противоположной стороны от домкрата, которым натягивают пучок. Монолитный стальной анкер представляет собой стальной цилиндр с высверленными в нем отверстиями диаметром 5,5 мм для пропуска проволок. На наружной и внутренней поверхности цилиндрического конуса натяжного анкера из ст. 5 (рис. 12.7, а) устроена винтовая резьба. Внутренняя резьба предназначена для захвата анкера штоком гидродомкрата во время натяжения пучка, наружная для навинчивания анкерной гайки, закрепляющей натянутый домкратом пучок на бетонной конструкции. Неподвижный анкер (рис. 12.7, б) можно устраивать без резьбы. В центре анкеров делают отверстия для нагнетания инъекционного состава (цементного или полимерного) в канал с целью защиты проволок пучка от коррозии.

Сборный натяжной анкер для пучков из 24 и 48 проволок (рис. 12.8) состоит из ряда пластинок с отверстиями для них. Пластинки скреплены между собой двумя винтами (болтами).

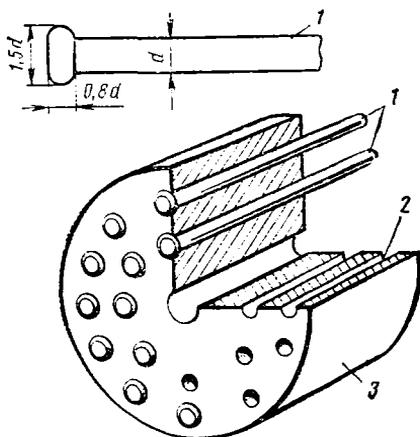


Рис. 12.6. Анкер для проволок с высаженными головками.

1 — проволока с утолщением на конце;
2 — место для анкеруемой проволоки;
3 — анкер

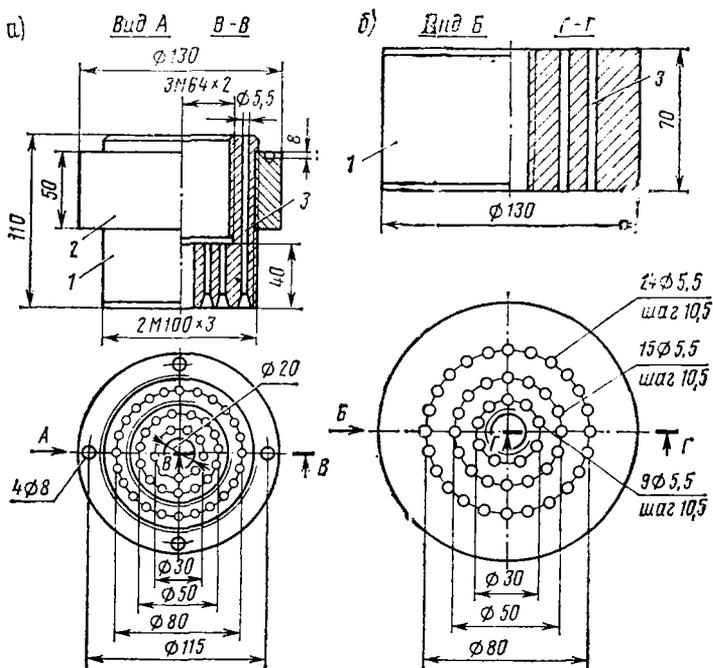


Рис. 12.7. Натяжной и неподвижный анкеры типа Т48М для 48 проволок: 1 — стальной цилиндр; 2 — гайка; 3 — отверстие для проволоки

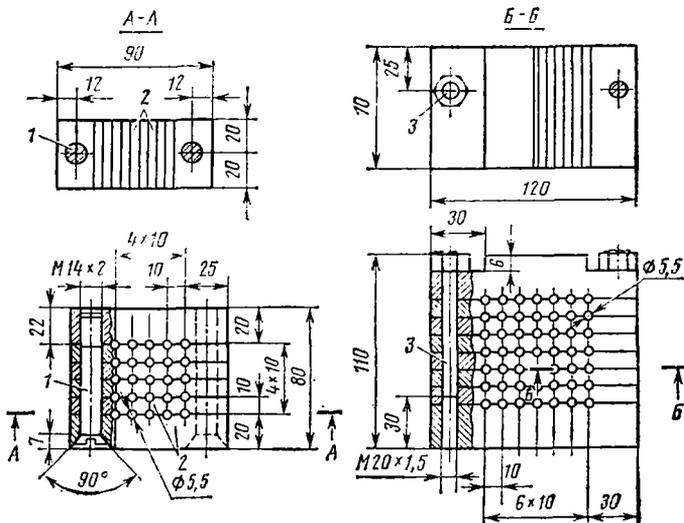


Рис. 12.8. Сборный анкер для пучков из 24 и 48 проволок диаметром 5 мм: 1 — винт; 2 — пластины; 3 — болт

Преимущество сборных анкеров в том, что их надевают на арматурный пучок после высадки головок на концах проволок.

Анкеры такого вида изготавливают в массовом порядке на заводе или на мостовой базе. Для устройства высаженной головки правильной формы сечение торца каждой проволоки должно быть ровным, строго перпендикулярным к оси проволоки, без завалов и сколов. Концы всех проволок пучка обрезают точно в одном сечении по технологии, разработанной ВНИИ транспортного строительства. Это достигается одновременной обрезкой всех проволок пучка специальными ножницами. Есть несколько видов конструкций ножниц для одновременной резки проволок, прядей из семи проволок и пучков из 24 и 48 проволок.

Образование на концах проволок высаженных головок производят специальными гидропрессами конструкции ВНИИ транспортного строительства для проволок диаметром от 5 и до 8 мм (рис. 12.9). Они работают от насосной станции с дистанционным управлением. Портативный гидропресс на поворотном кронштейне устанавливают на технологической линии для изготовления пучков. Это позволяет высаживать головки с обеих сторон протаскиваемого пучка, не переставляя гидропресс, а лишь разворачивая его на 180°. Для высадки на проволоке анкерной головки конец высокопрочной проволоки закладывают в зажимные клинья гидропресса до упора и, нажимая ногой на педаль управления, образуют головку. Производительность гидропресса зависит от мощности насосной станции. При использовании насосной станции мощностью 7360 Вт (10 л. с.) скорость высадки головок достигает 600 шт. в час.

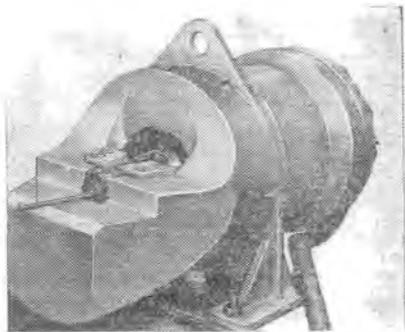


Рис. 12.9. Гидропресс для образования на проволоках анкерных головок

12.4. Способы натяжения высокопрочной арматуры и необходимое оборудование

Для создания предварительного напряжения в железобетонных конструкциях применяют в основном два способа — механический и термический — для натяжения как одиночных элементов (пучка, пряди, каната, стержня), так и большой группы напрягаемых элементов одновременно. Для механического способа создано и используется несколько разных гидросистем, зависящих от конструкции анкерных креплений, необходимого усилия для создания преднапряжения и условий работы с домкратами. Гидравлические однопоршневые домкраты применяют для одиночного и

группового натяжения пучков, прядей и стержней, а двухпоршневые домкраты, т. е. домкраты двойного действия, применяют только для арматурных пучков из проволоки или витых прядей. Двухпоршневые гидродомкраты первоначально создают необходимое максимальное усилие в напрягаемом элементе, а затем вторым действием заклинивают конусные пробки анкеров.

Для натяжения арматурных пучков из 16—24 проволок диаметром 5 мм с высаженными головками с помощью инвентарных тяг, а также для прямого натяжения стержневой арматуры диаметром до 32 мм с винтовой нарезкой по концам применяют однопоршневые домкраты одиночного действия ДС-31/210 и ДС-63/315 с тяговыми усилиями в 31 и 630 кН, выпускаемые заводом им. Калинина (рис. 12.10). Для натяжения более мощных проволочных пучков, снабженных по концам проволоки головками, ВНИИ транспортного строительства разработал серию домкратов с тянущими штоками (рис. 12.11) на усилия в 1200 (ДП-120) и 24 000 кН (ДП-240).

Для натяжения напрягаемой арматуры однопоршневой домкрат подводят к изделию и пропускают инвентарный тяж-захват в канал, расположенный на торце конструкции, и ввинчивают в натяжной анкер. После этого гайковертом надевают анкерную гайку. Шток предварительно смещают в крайнее переднее положение, после чего в штуцер на цилиндре подается масло под давлением и поршень домкрата перемещается, натягивая арматуру.

По мере вытяжки из канала напрягаемого пучка на корпус натяжного анкера навинчивают его гайку, связанную с гайковертом специальным пальцем. Степень натяжения напрягаемого арматурного элемента при работе с однопоршневыми домкратами контроли-

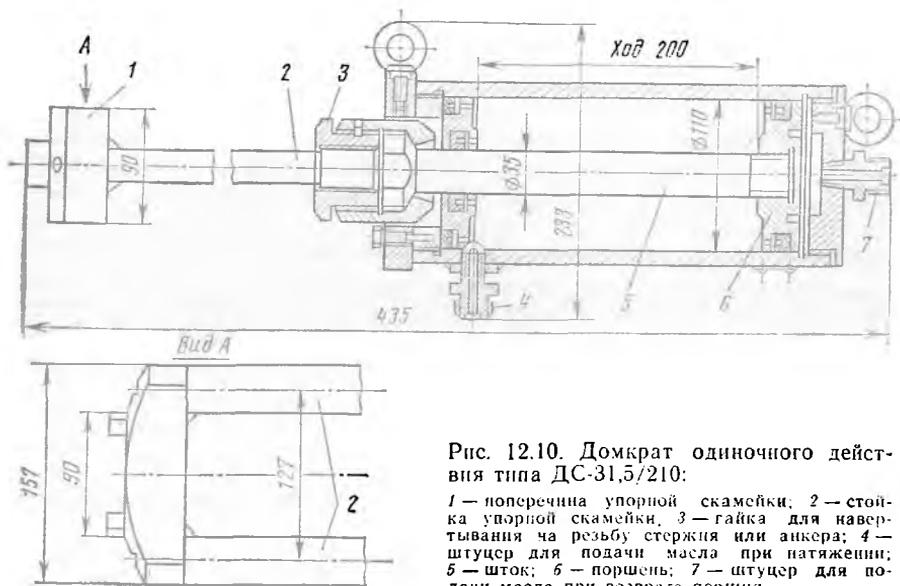


Рис. 12.10. Домкрат одиночного действия типа ДС-31,5/210:

1 — полсрезина упорной скамейки; 2 — стойка упорной скамейки; 3 — гайка для навертывания на резьбу стержня или анкера; 4 — штуцер для подачи масла при натяжении; 5 — шток; 6 — поршень; 7 — штуцер для подачи масла при возврате поршня

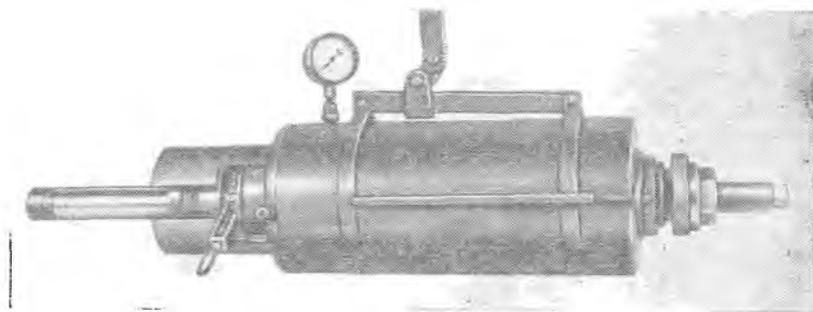


Рис. 12.11. Домкрат одночного действия на 1200 кН для натяжения пучков с высаженными головками

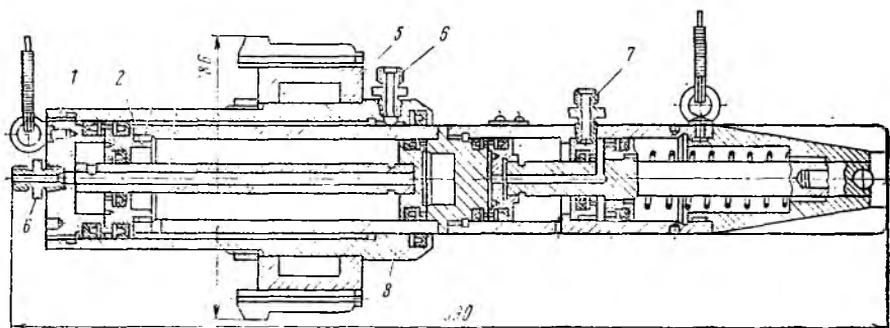


Рис. 12.12. Домкрат двойного действия типа ДП-60-315:

1 — внешний натяжной цилиндр; 2 — внутренний заклинивающий цилиндр; 3 — поршень-упор внешнего цилиндра; 4 — полый шток; 5 — кольцо с клиньями; 6 — штуцер для возврата натяжного цилиндра; 7 — штуцер для заклинивания пробки; 8 — цилиндр запорного штока

руют по значению давления по манометрам насосной станции, а при использовании домкратов ВНИИ транспортного строительства — по манометру, установленному непосредственно на домкрате, по удлинению пучка (с помощью линейки, имеющейся на домкрате) и по усилию, измеряемому непосредственно в пучке специальным динамометром, размещенным с этой целью под гайкой тяжа-захвата. Подобный тройной контроль обеспечивает высокую точность предварительного напряжения арматуры.

Применяемые для натяжения пучков с конусными анкерами домкраты (рис. 12.12) двойного действия имеют в корпусе две гидравлические системы: одну для натяжения проволоки пучка, закрепленных попарно клиньями на конце поверх корпуса домкрата, и другую для запрессовки конусной пробки анкера в его обойме. Наиболее распространены в мостостроении домкраты двойного действия, выпускаемые заводом им. Калинина, с развиваемым усилием в 630 кН (ДП-63-315) и заводами Главстроймеханизации Минтрансстроя (ДП-120) с усилием 1200 кН. Новые виды выпус-

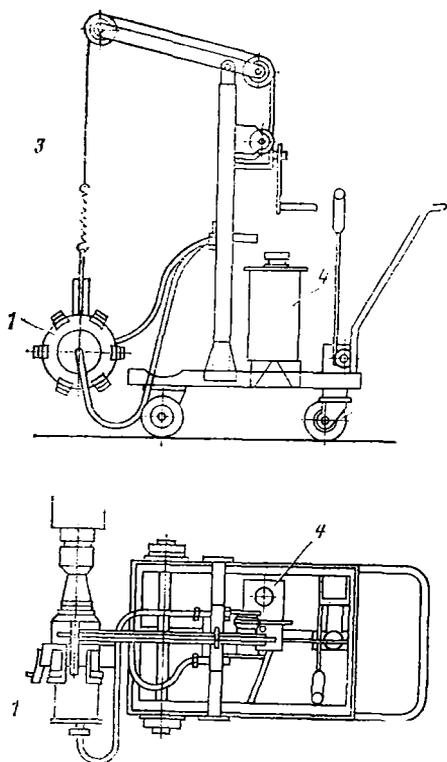


Рис. 12.13. Насосная станция с гидро-домкратом на подвеске:

1 — домкрат; 2 — пружинка; 3 — стальной трос; 4 — насосная установка; 5 — тележка

каемых аналогичных домкратов с усилием 2500 кН используют для натяжения не только пучков из проволок, но и из витых заводских прядей. В этом случае у домкрата имеется специальное зажимное устройство, расположенное на корпусе домкрата.

Для работы гидравлических домкратов применяют насосные станции с механическими приводами, создающие рабочее давление масла в 40 и 50 МПа. Насосную станцию (рис. 12.13) устанавливают на тележке, оснащенной устройством для подвески домкрата на консоли с помощью троса. Насосную установку соединяют с домкратом гибким резиновым рукавом. Система распределения масла позволяет переключать подачу масла в разные полости домкрата. Установки имеют манометры для контроля давления и резервуар для масла.

При натяжении арматуры однопоршневыми домкратами сначала натягивают ее до усилия, близкого к проектному. В этом положении проверяют состояние захватов и достаточную центрированность усилий. Затем давление в домкратах снижают до 0,5—1 МПа (условный нуль) и вновь поднимают до заданного проектом контролируемого усилия или несколько выше (на 5—10%, но не более 65% нормативной прочности арматуры).

В таком состоянии напрягаемую арматуру выдерживают в течение 5—10 мин для снижения потерь от релаксации и обжатия анкеров, тяг и других частей. После этого снижают усилие в арматуре до контролируемого и передают его с домкрата на упор стенда или на бетон путем забивки вилкообразных металлических шайб в просвет между упором и анкером пучка, либо плотной подтяжкой гаек, расположенных на корпусе анкера.

Последовательность натяжения напрягаемых пучков из проволок и прядей домкратами двойного действия несколько иная. Про-

волоки пучка и пряди пропускают через обойму концевого анкера, затем подвигают домкрат вдоль пучка до плотного опирания на обойму анкера.

Проверяют совпадение оси домкрата с осью пучка и опирание опорного станка домкрата по всей его плоскости. Проволоки или пряди напрягаемого пучка закрепляют на корпус домкрата клиньями.

После этого пучок натягивают до максимального усилия, указанного в проекте, выдерживают в течение 5—10 мин, а затем снижают давление до 0,5—1 МПа (условный нуль). Затем вторично натягивают пучок до контролируемого усилия и запрессовывают конус анкера усилием, создаваемым вторым домкратным поршнем.

Снижая после этого давление в тянущем цилиндре, передают усилие с домкрата на анкер, выбивают клинья обоймы и снимают домкрат, перенося его на следующий пучок.

Напрягаемые пучки могут быть натянуты поочередно или одновременно в зависимости от того, как предусмотрено проектом конструкции и технологией ее изготовления.

Ответственная операция — передача натяжения напрягаемой арматуры с упоров на бетон конструкции. Поочередный отпуск натяжения отдельных пучков может быть осуществлен гидродомкратами, разгружающими анкерные крепления на упорах, или путем перерезания арматуры автогенем. Последовательность поочередного отпуска и напрягаемых пучков с полигональными расположением, указываемая в проекте конструкции, складывается, как правило из последовательно-технологических операций: 1) отпуск верхних прямолинейных пучков; 2) отпуск полигональных пучков; 3) освобождение анкерных креплений в местах отгиба полигональных пучков; 4) отпуск нижних прямолинейных пучков.

Поочередное натяжение и отпуск арматуры, однако, не обеспечивает плавного включения конструкции в работу на предварительное напряжение и поэтому требуют дополнительных затрат труда и времени.

Этот способ применим при небольшом числе пучков или натяжении высокопрочной арматуры на бетон, т. е. после бетонирования конструкции.

В конструкциях с большим числом напрягаемых пучков рекомендуется одновременное натяжение их всех с помощью батарей мощных однопоршневых гидравлических домкратов, перемещающих специальный натяжной блок, за который закрепляют концы всех пучков.

Для группового натяжения арматуры применяют гидравлические домкраты как общемонтажного назначения типа Т-58, развивающие усилие до 2000 кН, типа ЦПКБ Мостотреста — до 5000 кН и другие, так и специальные домкраты. Удобны для этой цели батарейные телескопические домкраты СКБ Главмостостроя, имеющие два плунжера и обеспечивающие натяжение при ходе поршня до 1400 мм.

12.5. Особенности электротермического способа натяжения арматуры

Создание предварительного напряжения в арматуре электротермическим способом состоит в том, что под действием тока большой силы (до 700 А) арматура, нагреваясь, удлиняется на

$$\Delta l_t = \alpha l t,$$

где α — коэффициент линейного расширения стальной арматуры, равный 0,0000135 для арматуры классов А-IV и А-V;

l — длина напрягаемого стержня, по которому проходит ток;

t — температура необходимого нагрева напрягаемого стержня.

Разогретый и удлинившийся стержень закрепляют анкерами в упорах стенда, и тогда при остывании в нем могут возникнуть напряжения $\sigma = \alpha t E$, не считая потерь (где E — модуль упругости стали, который можно принять в 19 000 000 МПа).

Для электротермического способа натяжения в мостовых конструкциях применяют высокопрочную горячекатаную стержневую арматуру периодического профиля классов А-IV и А-V. При кратковременном нагреве электротоком до температуры не выше 400 °С с последующим остыванием до температуры окружающего воздуха арматурная сталь не ухудшает своих механических показателей.

Отдельные стержни высокопрочной стержневой арматуры обычно стыкуют для получения плетей необходимой длины, на концах которых устраивают анкера. Арматуру во время заготовки, сборки и установки предохраняют от повреждений, особенно от надрезов, зарубин, насечек, а также от действия высоких температур с резким охлаждением, вызывающих отжиг стали. Все эти явления могут резко снизить прочность высокопрочной арматуры и вызвать хрупкие разрывы во время ее натяжения. Полная длина арматурного стержня равна сумме расстояния между концевыми анкерами на стержне и длины двух анкеров, т. е. $l_a = l_c + 2a$.

Расстояние l_c между анкерными устройствами ненагретого стержня должно быть меньше расстояния l_y между торцами упоров стенда на размер температурного удлинения Δl_t стержня, т. е. $l_c = l_y - \Delta l_t$. Расстояние l_t между анкерными устройствами нагретого стержня должно составлять $l_y = l_y + \Delta l_t$. Чтобы стержень свободно укладывался в упоры стенда с учетом потерь от обжатия анкеров, его нужно заготовить с некоторым запасом Δ_1 по длине, обычно равным 8—10 мм. Возможные при этом деформации стенда или формы на величину Δ_2 тоже нужно учитывать на основе пробных данных.

Концевые анкера (рис. 12.14) у напрягаемых стержней образуют приваркой коротышей арматуры длиной 6—10 см, горячей высадкой стержня по торцам и другими способами. Расстояние между анкерами должно быть выдержано с высокой точностью; для этого их нужно устанавливать и приваривать в шаблонах или кондукторах.

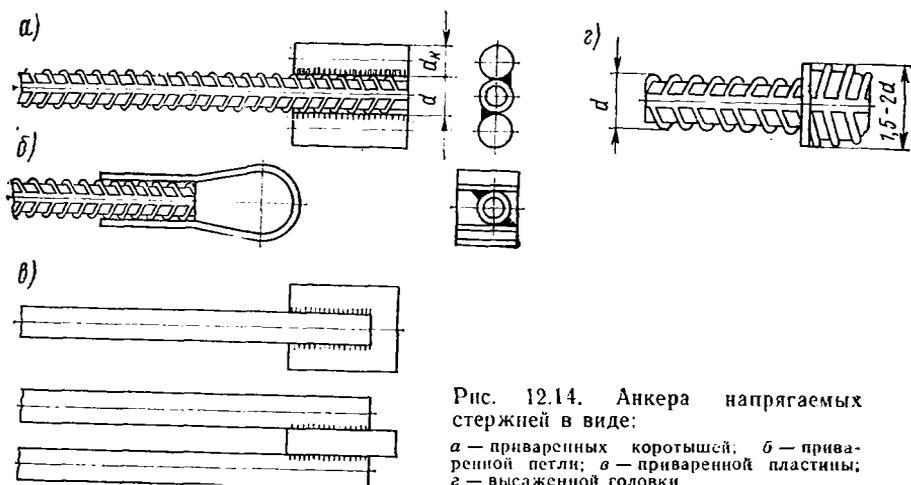


Рис. 12.14. Анкера напрягаемых стержней в виде:

a — приваренных коротышей; *б* — приваренной петли; *в* — приваренной пластины; *г* — высаженой головки

Для снижения концентрации напряжений в период передачи усилий на упоры опорные торцовые поверхности анкеров должны быть строго перпендикулярны к оси стержня. Упоры обычно устраивают в виде металлических выступов-пальцев или подвижных секторов, хорошо закрепленных за стенд или поддон.

При изготовлении балок пролетных строений применяют секторные шарнирные упоры (рис. 12.15), предложенные ВНИИ транспортного строительства и допускающие возможность располагать напрягаемую арматуру в соответствии с эпюрой изгибающих моментов в балке, т. е. с обрывами. С этой целью упоры закрепляют на натяжном стенде в необходимых местах по длине элемента. Шарнирный секторный упор позволяет плавно передавать предварительное натяжение на затвердевший бетон. Упор в виде стального секторного диска, насаженного на ось, укрепляют на стойке, заделанной в стенде. В рабочем положении упор удерживается винтовым домкратом, расположенным ниже уровня поддона. На сектор обычно насаживают два одновременно разогретых стержня, соединенных общим анкерным коротышом. После остывания стержни удерживаются на секторах и в них возникает необходимое предварительное напряжение. После окончания бетонирования и пропаривания изделия винтом домкрата, расположенным под сектором, поворачивают секторный упор вокруг шарнира и тем самым выводят его из тела балки. Образующиеся в нижней поверхности пояса узкие щели заделывают цементным раствором.

Последовательность натяжения арматурных стержней балки следующая: 1) установка в рабочее положение секторных шарнирных упоров (закрепление опорными винтовыми домкратами и смазка битумом или известково-масляной эмульсией поверхности сектора, выступающей вверх из поддона); 2) на-

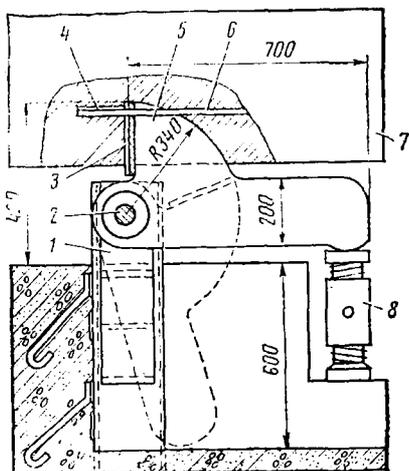
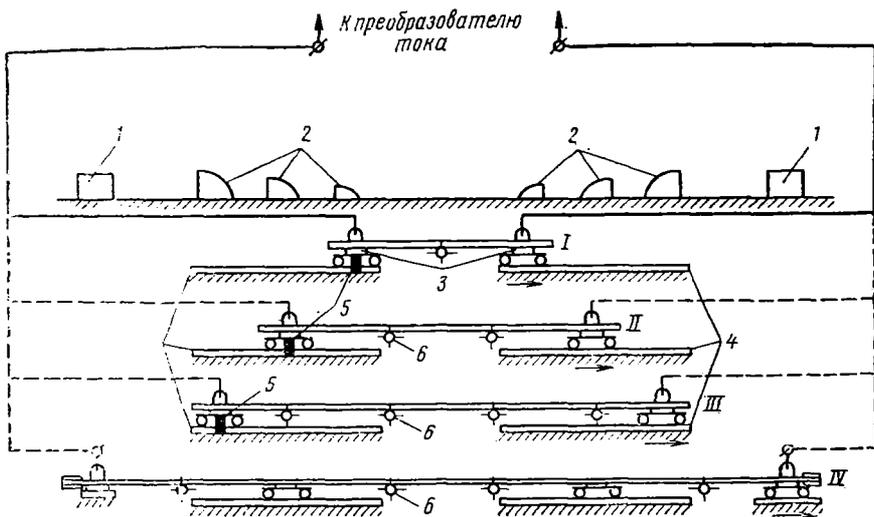


Рис. 12.15. Секторный шарнирный упор для закрепления плетей напрягаемой арматуры по длине балки:

1 — опорная стойка; 2 — шарнир; 3 — опорная планка; 4 — анкер стержней; 5 — секторный упор; 6 — напрягаемые стержни; 7 — бетонная балка; 8 — винтовой домкрат

Рис. 12.16. Схема натяжения стержней электротермическим способом:

1—IV — очередность натяжения стержней; 1 — концевые упоры; 2 — секторные упоры; 3 — контактные устройства на тележках с роликами; 4 — угольный путь для перестановки тележек; 5 — стопор тележки; 6 — промежуточные опоры



грев арматурных стержней на специальном столе, расположенном рядом с балкой, и укладка на упоры вначале коротких, средних, а затем длинных стержней (рис. 12.16); 3) остывание стержней и контроль предварительного напряжения в стержнях. После укладки напрягаемых стержней устанавливают арматурный каркас, потом металлическую боковую опалубку и укладывают бетонную смесь.

Для электронагрева арматуры необходимы сварочные трансформаторы. Для стержневой арматуры диаметром 25—28 мм требуются мощные трансформаторы типа ТСД-1000 и ТСД-2000 с вторичным напряжением от 60 до 80 В и силой тока от 300 до

800 А. При электротермическом способе натяжения помимо общих правил безопасности производства работ с напрягаемой арматурой необходимо предусматривать также особые меры, исключаящие возможность поражения электротоком и ожогов. Установки для нагрева арматуры должны быть надежно заземлены и снабжены световыми и звуковыми сигналами о включении тока. Все соединения электропроводки установок для нагрева арматуры должны быть изолированы, а на рабочих местах уложены резиновые коврики. Рабочие должны быть в резиновой обуви. Вынимать арматуру из контактов и укладывать в упоры стенда можно только после выключения тока. Нагретую арматуру можно брать в рукавицах за холодные концы, а при захвате за горячие места надо пользоваться крючками.

12.6. Контроль натяжения напрягаемой арматуры

Степень натяжения арматуры контролируют: 1) измерением усилия, устанавливаемого по давлению масла в гидравлическом домкрате и определяемого по показанию тарированного манометра; 2) замером удлинения арматуры после полного ее натяжения; 3) измерением усилия, устанавливаемого с помощью приборов по прогибам участка натянутой арматуры или по частоте ее колебания. Точность любого механического способа натяжения в отдельных элементах арматуры должна находиться в пределах $\pm 5\%$, при групповом натяжении $\pm 10\%$, а при электротермическом способе натяжения отклонение усилия в отдельных стержнях допускается не более $+10\%$ проектного. При контроле манометром усилие натяжения

$$S = PFc,$$

где P — давление (по манометру) рабочей жидкости в цилиндре домкрата;
 F — площадь поршня или плунжера;
 c — коэффициент, учитывающий потери на трение, принимаемый равным 0,95.

Напряжение в натянутой арматуре по замеренному ее удлинению

$$\sigma = \Delta l E / l,$$

где Δl — размер замеренного удлинения арматуры;
 E — нормативный модуль упругости;
 l — длина арматуры между конечными анкерами или захватами.

В случае использования домкратов двойного действия на концы проволок, выступающих за пределы конструкции, наносят метки мелом или краской. Арматуру натягивают до величины 0,2 контролируемого напряжения и фиксируют расстояние между меткой на арматуре и неподвижной точкой. Затем арматуру натягивают до контролируемого напряжения и вторично замеряют расстояние между меткой на арматуре и неподвижной точкой. По замеренной разности определяют полное удлинение, соответствующее предва-

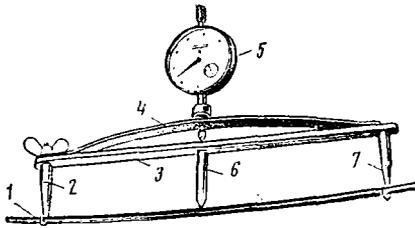


Рис. 12.17. Прибор ДП-6 для измерения натяжения проволоки:

1 — натягиваемая проволока; 2 — подвижной крюк с болтом и гайкой; 3 — несущая пленка; 4 — вспомогательная пленка; 5 — индикатор; 6 — стойка; 7 — неподвижный крюк

рительному напряжению в арматуре.

Установленное удлинение и полученные напряжения сравнивают с вычисленными по показаниям манометра. Если в результате измерений фактическое удлинение окажется меньше расчетного, то это значит, что напрягаемый элемент натянут не по всей длине из-за возможного защемления силами трения.

Контроль натяжения удлиненным арматуры менее точен; его используют как дублирующий способ.

Для определения натяжения по прогибу разработано несколько видов приборов. Так, прибор ДП-6 с базой 300 мм (рис. 12.17) разработан во ВНИИ транспортного строительства для контроля натяжения отдельных проволок диаметром до 6 мм, а ДП-2 с базой 160 мм — для проволочных прядей диаметром 9—15 мм и проволок до 8 мм. Действие этих приборов основано на определении усилия, необходимого на оттягивание отдельной проволоки или пряди. Исходя из этого прибор выполнен из двух стальных пластин (основной несущей и вспомогательной, к которой прикреплен индикатор часового типа), неподвижного крюка, стойки и подвижного крюка с болтом и гайкой. До измерения стрелку индикатора устанавливают на нуль, затем прибор крепят захватами на проволоку и поворачивают гайку подвижного крюка до упора, оттягивая при этом проволоку до тех пор, пока стрелка индикатора не остановится, после этого берут отсчет по индикатору и по заранее составленному тарировочному графику для данного прибора определяют усилие в проволоке. В целях повышения точности берут среднее значение трех отсчетов. Для тарировки прибора натягивают на разрывной машине напрягаемый элемент (проволоку, прядь или стержень арматуры) и измеряют натяжение прибором при разных нагрузках. По полученным результатам составляют тарировочный график.

Для контроля степени натяжения арматуры большого сечения, например диаметром более 18 мм, или стальных канатов эффективен акустический способ, основанный на зависимости частоты поперечных свободных колебаний от натяжения струны.

Частота свободных колебаний (в герцах)

$$\omega = \frac{1}{2l} \sqrt{\frac{0,1\sigma}{\rho}},$$

где l — расстояние между упорами, где зажата арматура,
 σ — измеряемое натяжение натянутой струны, МПа;
 ρ — плотность материала, кг/м³.

При больших длинах элементов частоту можно определить простым отсчетом числа колебаний в единицу времени; колебания создаются раскачиванием арматуры в такт по одной полуволне. При малых длинах и высоких частотах колебаний их измеряют приборами частотомерами, а колебания создают ударом в средней части обследуемого участка. Частотомер удобен для контроля натяжения в производственных условиях ввиду его компактности, небольшой массы и быстроты определения натяжения.

Портативен и достаточно точен электронный частотомер типа ИНА-3, снабженный графиком перевода частоты колебаний в напряжении с учетом диаметра арматуры и расстояния между точками заземления. Прибор питается от батарей карманного фонаря, масса его 2 кг, время на одно измерение составляет около 10 с, возможная точность натяжения $\pm 3\%$.

После контрольной проверки степени натяжения арматуры не разрешается оставлять в конструкции более 20% отдельных оборванных арматурных пучков или не полностью натянутых напрягаемых проволок; число таких проволок не должно быть более 5% общего числа в пучке.

Глава 13. ОПАЛУБКИ И ФОРМЫ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ МОСТОВЫХ КОНСТРУКЦИЙ

13.1. Основные виды опалубки и требования к ним

Для бетонирования сборных конструкций на предприятиях МЖБК, а также сооружения на месте возведения опор и пролетных строений применяют разного вида опалубки и формы. Принято относить к разряду форм замкнутые виды опалубок, применяемые для изготовления конструкций сравнительно небольших размеров, например, для круглых свай, оболочек, звеньев водопропускных труб, плитных и плитно-ребристых элементов.

На предприятиях МЖБК опалубки и формы — инвентарное имущество для многократного использования, выполненное из металла, а также с использованием полимеров и стеклопластиков. На полигонах и стройках с ограниченным сроком использования применяют деревянные и комбинированные дерево-металлические опалубки.

К опалубкам и формам предъявляют следующие основные требования: 1) они должны обеспечивать получение проектных размеров и геометрических форм элементов и частей бетонированного сооружения; 2) обладать точностью, жесткостью и устойчивостью на всех стадиях изготовления конструкций; 3) обеспечивать быструю установку и легкое снятие после окончания твердения бетона; 4) исключать вытекание цементного раствора из укладываемой бетонной смеси; 5) допускать многократную оборачиваемость; 6) обеспечивать удобную установку арматурных

каркасов и сеток, а также укладку бетонной смеси; 7) затраты труда и материалов для изготовления, сборки, распалубки, очистки и смазки опалубок и форм должны быть минимальными. Необходимо также обеспечивать и хорошее качество поверхности бетона.

При массовом производстве простых элементов небольшой высоты, например, плит проезжей части, карнизных и бордюрных блоков, тавровых балок, блоков опор и фундаментов могут находить применение жесткие матрицы из железобетона, металла и стеклопластиков.

Опалубка состоит из обшивки, непосредственно прилегающей к бетону, и каркаса, обеспечивающего неизменность формы обшивки, воспринимающей давление бетонной смеси, которое далее передается ребрам жесткости каркаса и стяжкам или же другим опорным конструкциям. Большие площади опалубок выполняют из ряда щитов плоской и криволинейной формы. Прогиб изгибаемых элементов опалубки от нагрузки, создаваемой давлением смеси, ограничивают во избежание неровной и волнистой поверхности бетона. Для лицевых поверхностей прогибы должны быть не более 1/400 пролета элемента, а для прочих 1/250 пролета. Весьма важно всемерно сокращать расходы материала и труда на опалубку упрощением и созданием рациональных конструкций ее, организации изготовления и установки, а также многократным применением.

Для лучшей сохранности форм и опалубки в процессе их эксплуатации необходимо обеспечивать легкий их отрыв от бетона. Это достигается покрытием поверхностей отработавшим машинным маслом, цементно-масляной или известково-масляной эмульсиями состава 1 : 0,3 1,25 (одна часть масла + 0,3 воды + 1,25 части цемента или извести) и др. Для предупреждения сцепления и предохранения от вытекания раствора покрывают форму и опалубку синтетическими пленками с помощью клея или наносят на металл покрытие из эпоксидной смолы с кремнийорганическими добавками.

Элементы форм и щитов соединяют на болтах, клиньях и запирающих замках, предусматривая определенную последовательность их снятия, при которой исключается взаимное защемление и повреждение элементов опалубки. Отрывать щиты от бетона нужно специальными упорными винтами, домкратами или рычажными приспособлениями. Для облегчения отрыва опалубки снимают по окончании первого периода твердения бетона (обычно до начала пропаривания), когда прочность бетона еще не превышает 8 МПа.

При изготовлении элементов сборных конструкций на предприятиях МЖБК большая оборачиваемость опалубки, интенсивное пропаривание забетонированной конструкции, постоянные перемещения и сильная вибрация приводят к быстрому износу опалубки и форм. Эти условия необходимо учитывать, создавая конструкции более прочными, особенно для жестких бетонных смесей.

Конструкцию опалубки выбирают по технико-экономическим соображениям с учетом вида, числа, объема бетонируемых конструкций, возможной оборачиваемости и эксплуатационных расходов по использованию опалубки. Деревянная и дерево-металлическая опалубка оправдывается главным образом для изготовления конструкций на приобъектных полигонах, а металлическая — для изготовления на заводах. При определении экономической целесообразности того или иного вида опалубки сравнивают стоимость их, отнесенную к 1 м³ изготавливаемых конструкций.

13.2. Деревянные и дерево-металлические опалубки

Деревянную и дерево-металлическую щитовую опалубку изготавливают в мастерских полигонов, заводов истроек с использованием деревообделочных станков и электрифицированного инструмента. Для обеспечения точных размеров и взаимозаменяемости щитов их собирают на плазах, применяя кондукторы и шаблоны.

Сборно-разборную щитовую опалубку изготавливают из лесоматериалов не ниже III сорта с влажностью не более 25%, а обшивку из досок толщиной не менее 20 мм и шириной не более 15—18 см. Для плотности обшивки доски сплачивают в четверть или шпунт. В углах щели между обшивкой закрывают треугольными рейками. Гладкая поверхность опалубки достигается одинаковой толщиной досок, острожкой поверхности досок, обращенной к бетону, аккуратным сплачиванием их, а также обшивкой досок листовой кровельной сталью или водостойкой фанерой. Для каркасов деревянной опалубки применяют пиленый лес, что повышает их качество и упрощает изготовление. Все элементы опалубки соединяют на гвоздях, как правило, без врубок.

Конструкция деревянной щитовой опалубки для изготовления балок (рис. 13.1) имеет боковые щиты длиной до 4—5 м фигурной формы, состоящие из ребер, стоек, подкосов и дощатой обшивки. Соединены элементы между собой на гвоздях. Днище такой опалубки укладывают по поперечным и продольным брускам. При распалубке снимают верхние стяжные элементы, выбивают клинья, удаляют болты, закрепляющие ребра к поперечным брускам, а боковые щиты поворачивают вокруг болтов и шарниров до упоров. При укладке жестких бетонных смесей, требующих особенно интенсивной вибрации, деревянная опалубка должна быть соответственно усилена. Наружные вибраторы закрепляют на продольных вибробрусках, жестко закрепленных болтами к ребрам щитов. Во избежание быстрого расстройств соединений с брусками от вибрации в местах примыкания вибробрусков к ребрам ставят стальные прокладки. Болты крепления периодически подтягивают. В стыках между щитами укладывают уплотняющие прокладки из резиновых жгутов или листовой резины.

Дерево-металлическую опалубку, как и деревянную, изготавливают в виде щитов или коробов с дощатой обшив-

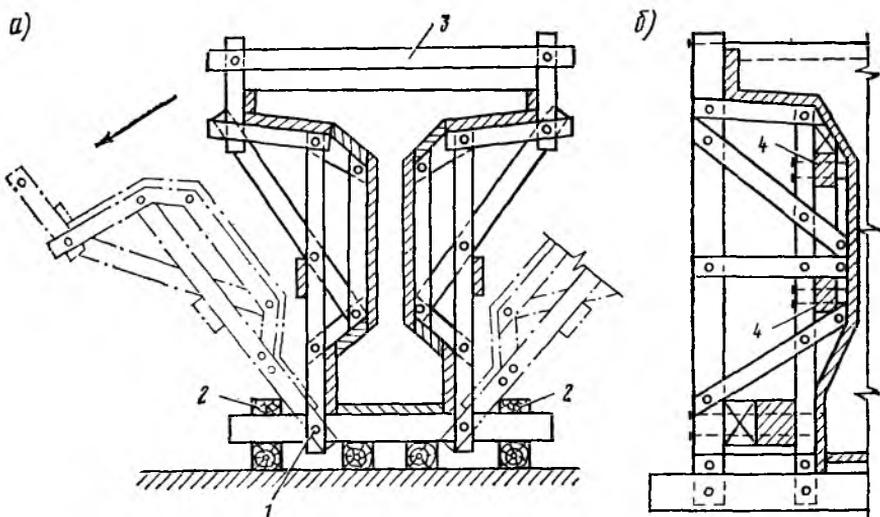


Рис. 13.1. Деревянная щитовая опалубка балок:

а — с поворотом боковых щитов, б — для бетонирования с вращением наружной поверхности; 1 — болты-шарниры; 2 — упорные доски; 3 — стяжки, 4 — брусья

наружной поверх-

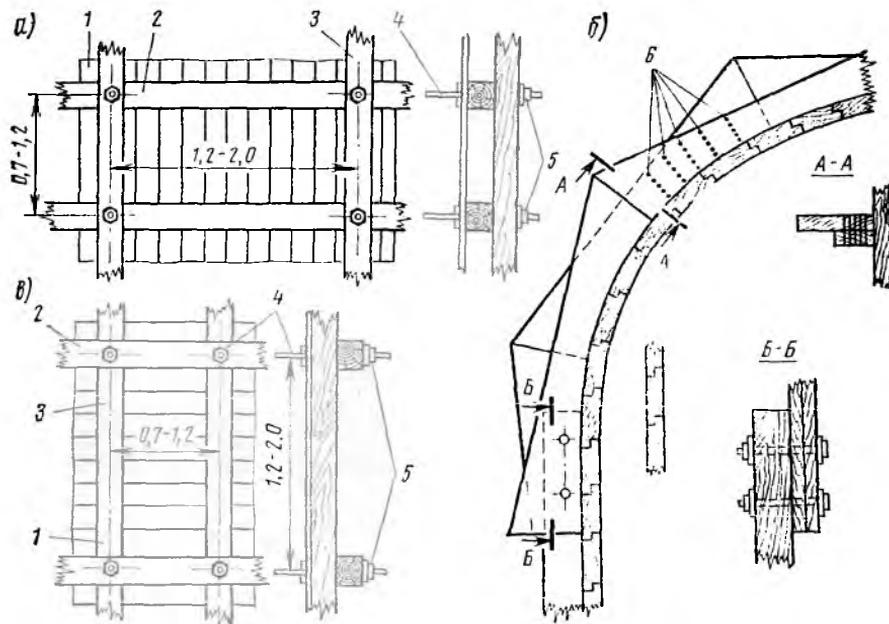


Рис. 13.2. Детали стационарной опалубки опор:

1 — обрезные доски; 2 — горизонтальные брусья; 3 — вертикальные брусья; 4 — болты; 5 — гайки; 6 — гвозди

кой и последующей обшивкой досок кровельной сталью; каркас делают из прокатанной стали преимущественно уголкового профиля. Обшивку крепят к стальному каркасу болтами. Распалубливают поворотом щитов вокруг нижнего болтового шарнира.

Для возведения опор нетиповой конструкции применяют стационарную деревянную опалубку, изготавливаемую на месте ее установки. Такая опалубка в полном комплекте, как правило, служит для постройки только одной опоры, а повторно используют лишь некоторые ее части. Аналогичную опалубку применяют также при сложной конфигурации поверхностей с выступами, изломами, впадинами и другими особенностями, а также при пересечении опалубки арматурой, выпускаемой наружу из бетона. Стационарную щитовую опалубку изготавливают с расположением досок вертикально (рис. 13.2, а) или горизонтально (рис. 13.2, б) как для плоских, так и для закругленных (рис. 13.2 в) элементов бетонлируемой конструкции.

При большом числе одинаковых опор применяют сборно-разборную опалубку с большей оборачиваемостью. Если оборачиваемость не менее 10-кратной, опалубку делают разборно-переставной из деревянных щитов, а если оборачиваемость более 25-кратной, выгодна опалубка из стальных щитов. Число комплектов многократно используемой опалубки определяется сроками постройки опор моста. Чем сроки меньше, тем больше число комплектов должно быть для одновременного возведения опор.

Деревянные части сборной опалубки опор выполняют преимущественно из лесоматериалов хвойных пород не ниже III сорта с влажностью до 25%, а вспомогательные конструкции, не воспринимающие внешних усилий, могут быть из материалов леса IV сорта. Сталь для креплений опалубки принимают марки Ст. 3, нерабочие (нерасчетные) элементы разрешается выполнять из ненормированной стали, выдерживающей испытание на холодный загиб на 180°, а для сварных соединений — сталь, проверенную на свариваемость.

Боковое давление бетонной смеси на опалубку воспринимается стяжками из металлических стержней диаметром 14—18 мм или при небольшой высоте опор стяжками из проволоки диаметром 5—6 мм в виде скруток, охватывающих петлями стойки каркаса. Металлические стяжки с винтовой нарезкой (на каждом конце) закрепляют и натягивают гайкой с шайбой, причем размеры шайбы должны быть определены по усилию в стяжке. После снятия опалубки концы стяжек, выступающие из бетона, часто срубают в уровень с бетонной поверхностью, что, однако, приводит в дальнейшем к появлению на бетоне ржавых пятен и подтеков, ухудшающих внешний вид опоры. Для избежания этого рекомендуются стяжки с инвентарными съемными наконечниками (рис. 13.3). Коническая часть наконечника, смазанная маслом, входит в бетон. При снятии опалубки наконечники вывинчивают, и на бетонной поверхности остаются углубления с концами стяжек, не достигающими до поверхности. Эти углубления заделывают раствором.

Для опалубки закругленных граней применяют криволинейные кружальные ребра, прикрепляемые концами к прямым ребрам (см. рис. 13.2, в). Они могут быть деревянными, составленными из двух-трех слоев досок, сбитых на гвоздях, или металлическими из гнутого уголка или швеллера. Деревянные ребра опиляют со стороны закрепления обшивки по криволинейному очертанию опоры. При наклонных боковых гранях для конических поверхностей опоры нужны кружальные ребра с разными радиусами кривизны, а доски для обшивки торцов — клиновидной формы.

Уложенная бетонная смесь в опалубке стремится оторвать закрепленную ее часть от остальной опалубки, в результате чего в ребрах возникают растягивающие усилия. На эти усилия должны быть рассчитаны гвозди, скрепляющие доски кружального ребра, и болты для прикрепления ребра к прямой его части.

Элементы щитов опалубки (доски обшивки, кружальные ребра и другие детали) заготавливают в опалубочных мастерских строительства.

Сборно-разборная деревянная щитовая опалубка может быть применена как для плоских, так и для криволинейных поверхностей, например, для закругленных граней опор. Наиболее целесообразна щитовая деревянная опалубка для бетонирования монолитных опор с плоскими вертикальными гранями. В этом случае число разных типов может быть минимальным. Опалубку высоких опор устанавливают ярусами высотой, равной длине щитов. После бетонирования и выстойки бетона в пределах нижнего яруса щиты опалубки наращивают для следующего яруса бетонирования (рис. 13.4). Такой способ облегчает раскрепление опалубки и сохранение правильной ее формы.

Размеры щитов назначают в зависимости от грузоподъемных средств, применяемых для установки. Как правило, щитовую опалубку собирают с помощью кранов, позволяющих подавать каждый щит к месту его установки. Вместе с тем плоские щиты нежелательно изготавливать площадью больше 20 м², так как при таких размерах они становятся настолько гибкими, что легко могут быть повреждены во время перевозки и установки.

Конструкция деревянного опалубочного щита (рис. 13.5) обычно состоит из брусчатой обвязки, стоек, горизонтальных

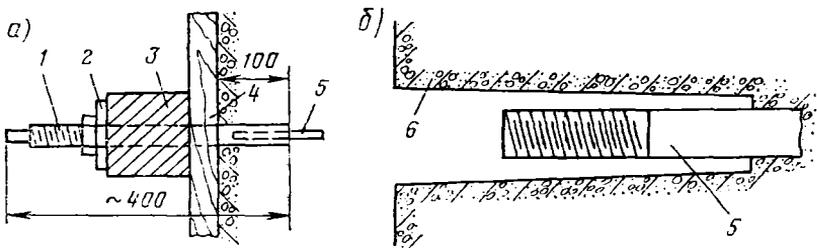
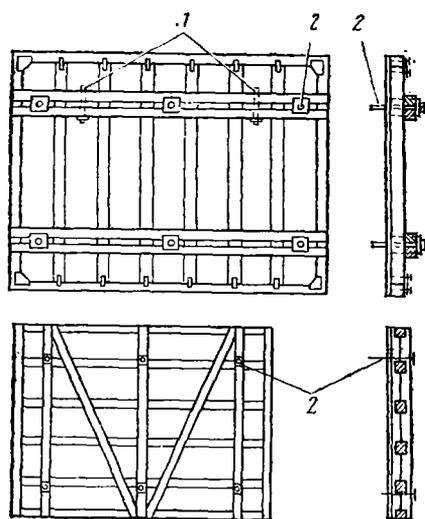
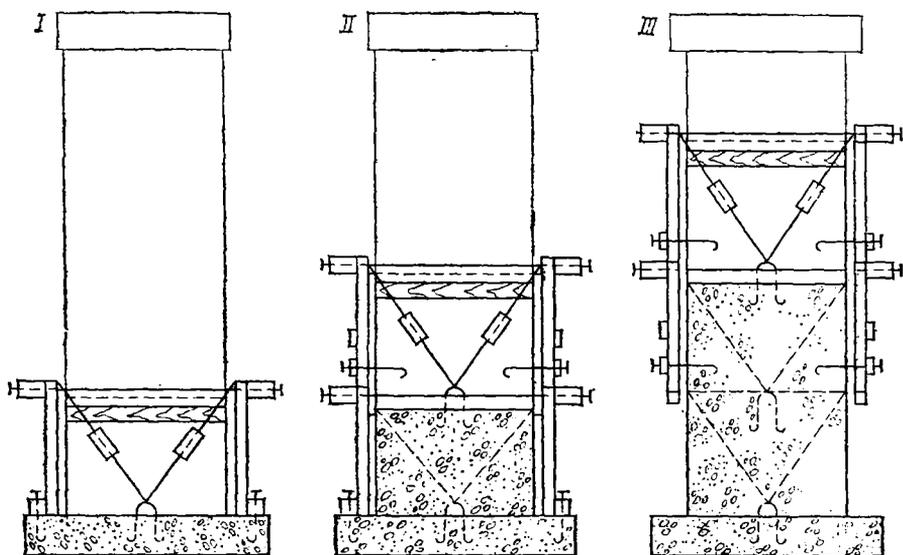


Рис. 13.3. Съемный инвентарный наконечник для болтов:

а — в опалубке; б — после снятия опалубки; 1 — съемный наконечник; 2 — шайба; 3 — ребро опалубки; 4 — обшивка опалубки; 5 — металлическая стяжка; 6 — бетон опоры



▲ Рнс. 13.4. Щитовая сборная опалубка:
 I—III — последовательность наращивания ярусами

Рнс. 13.5. Деревянный переставной опалубочный щит:
 1 — болты крепления щита; 2 — угловые болты

схваток и обшивки из горизонтальных досок. Стойки врублены в горизонтальные обвязки и объединены с ними стальными накладками. Брусья обвязки в углах соединены между собой стальными фасонками на штырях, через горизонтальные схватки проходят тяжи, к верхним схваткам прикреплены монтажные петли для строповки при подъеме щита краном. Доски обшивки прибиты гвоздями к обшивке и стойкам. Смежные щиты соединяют болтами, пропущенными через брусья обвязки. Конструкция щитовой

опалубки для опор должна обеспечивать снятие их без повреждения, для чего сопряжения щитов не должны создавать взаимного защемления и заклинивания. Целесообразно применять обшивку из кровельной стали или фанеры.

13.3. Металлические опалубки и формы

Металлическую инвентарную опалубку стремятся изготавливать на специализированных промышленных предприятиях, располагающих кондукторами для сборки, сварки, разметки и установки стыковых соединений. Изготавливаемая мастерскими и заводами щитовая опалубка до отправки на производство должна пройти контрольную сборку и приемку заказчиком.

И н в е н т а р н ы е металлическую опалубку и формы обычно готовят в виде щитов на заводах, где обеспечивается точное соблюдение всех размеров и требований по обработке деталей. Заводские соединения выполняют на сварке, а монтажно-технологические — на болтах или клиновых креплениях. Обшивку делают из листовой стали толщиной 4—5 мм, укрепленной ребрами жесткости, приваренными с наружной стороны через 50—80 см. Ширина ребер — не менее 80 мм, толщина — 6—8 мм.

Металлическую опалубку и формы изготавливают с допусками, предусматриваемыми в проекте сборных конструкций. Например, на 1 м по длине допуски составляют до 2 мм, а на всю длину сборной опалубки — 30 мм, на всю ширину — 10 мм. Для изготовления опалубок можно применять листовую и профильную мартеновскую и кислородно-конверторную стали полуспокойной и кипящей плавки. Металл, поступающий для опалубок, должен быть выправлен на правильных вальцах или прессах. Волнообразные и неправильные листы для опалубки непригодны.

Элементы опалубки сваривают в специальных кондукторах, обеспечивающих правильность формы, соблюдение геометрических размеров и точность расположения взаимных креплений щитов. Кромки тщательно выравнивают для плотного сопряжения соседних щитов. В необходимых случаях применяют резиновые прокладки. Сварные швы на поверхностях, соприкасающихся с бетоном, защищают. Все наружные поверхности металлической опалубки, кроме соприкасающихся в бетоном, покрывают устойчивой антикоррозионной краской.

Большое развитие получила металлическая опалубка для бетонирования балок различной формы и конструкции, выполняемых по стендовой и поточно-агрегатной технологии. В этих случаях металлическая опалубка совмещается со стационарными или катучими упорами. Опалубка балок выполняется в виде плоских и фигурных съемных щитов, а также поворачивающихся на шарнирах, закрепленных у низа балок или на специальных устройствах (эстакадах, стойках и т. п.). В этом случае щиты отрывают и поворачивают с помощью винтовых фаркопов или гидроцилиндров. Схемы механизированного раскрытия металлической

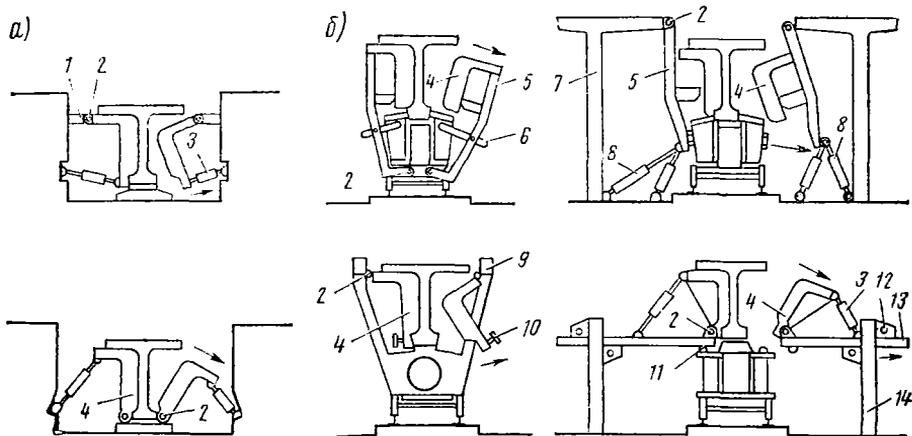


Рис. 13.6. Схемы механизированно раскрывающейся опалубки для стендов: а — стационарных, б — передвижных; 1 — кронштейн; 2 — шарнир; 3 — винтовая стяжка; 4 — щит опалубки; 5 — рычаг; 6 — винтовой механизм; 7 — эстакада; 8 — гидропривод; 9 — верхняя распорка стенда; 10 — упорный винт; 11 — съемный болт; 12 — ролик; 13 — передвижная балка; 14 — столб

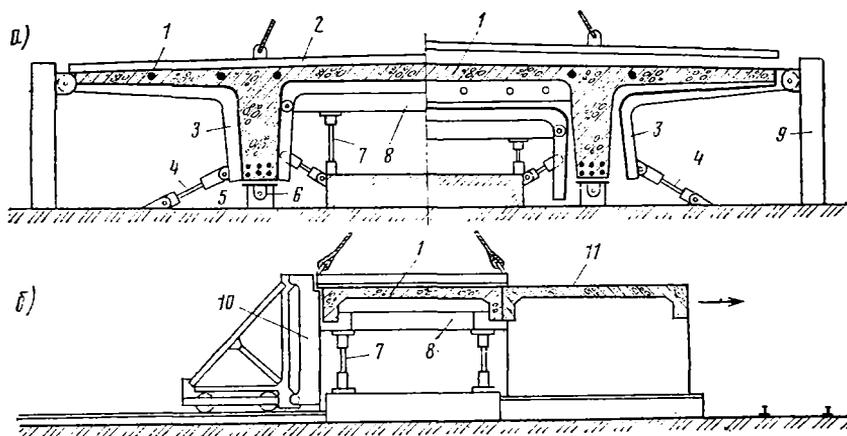


Рис. 13.7. Схема технологической оснастки для изготовления блоков плитно-ребристой конструкции (ПРК):

а — поперечный разрез опалубки в деле и с опущенными щитами (справа); б — разрез вдоль блоков; 1 — изготавливаемый блок; 2 — верхний щит утепления; 3 — наружные щиты; 4 — наружный домкрат; 5 — поддон; 6 — вибратор; 7 — внутренний гидродомкрат; 8 — внутренний щит; 9 — колонны для подвески щитов; 10 — торцовый подвижной щит; 11 — блок-отпечаток

опалубки для изготовления балок могут быть разными (рис. 13.6) для разной конструкции упоров-стендов. Боковая опалубка для балок может быть по длине изготовлена как из ряда щитов, так и из одного на всю сторону балки.

Для изготовления элементов плитно-ребристых балочных пролетных строений новой конструкции (ПРК), собираемых из от-

дельных блоков во ВНИИ транспортного строительства разработана металлическая опалубка (рис. 13.7). Вся боковая и внутренняя поверхность такой опалубки состоит из двух наружных щитов, подвешенных на шарнирах к стойкам, двух торцовых и трех внутренних щитов. Блоки бетонируют на вибрируемых поддонах, расположенных под главными ребрами конструкции.

13.4. Виброформы и матрицы

При изготовлении оболочек больших диаметров (до 6 м и более) на полигонах и стройках применяют сборные металлические виброформы (рис. 13.8), которые состоят из двух половин внутренних и наружных цилиндров, стыкуемых на болтах. Формы устанавливают вертикально на поддоне, расположенном на бетонной подушке. Толщина стенок изготавливаемых оболочек обеспечивает специальные фиксаторами внизу и сверху, установленными между цилиндрами оболочек. Фиксаторы обычно остаются в теле бетона. Для изготовления оболочек разной длины полуцилиндры по длине могут быть составными с фланцевыми соединениями на болтах. Виброформы длиной, обычно кратной 2 м, выполняют из листового металла толщиной 4—5 мм с кольцевыми и продольными ребрами из полосовой стали и фланцами из угольников небольших размеров. При сборке формы наружный цилиндр устанавливают после закрепления арматурного каркаса оболочки. Для подачи бетонной смеси наверху формы есть коническая воронка с вибратором. На форме закрепляют несколько наружных вибраторов по высоте. Для изготовления звеньев круглых труб применяют аналогичные виброформы. Часто такие формы устанавливают на вибростол, не применяя наружных вибраторов.

Матрицы для массового серийного изготовления деталей выполняют из бетона и железобетона высокой марки, а также из чугуна, стали, полимербетона и стеклопластиков.

Поверхность бетонных матриц (рис. 13.9) со стороны изделия хорошо заглаживают затиркой цементного или полимерцементного раствора. По контуру к матрице прикрепляют закладные или откидные деревянные или металлические борта. Для облегчения извлечения готового изделия вертикальным поверхностям матриц придают уклон и сопрягают с горизонтальными поверхностями плавным круговым переходом. Для уменьшения сцепления изделия с бетоном поверхность матрицы перед каждым бетонированием смазывают раствором из глины с мылом или масляными эмульсиями. Однако, несмотря на такую смазку, отрыв изделия от матрицы требует больших усилий. Это объясняется тем, что при плотной и гладкой поверхности в момент отрыва нужно преодолеть «присос» изделия из-за вакуума на контакте.

Отрыв можно облегчить гидравлическими выталкивателями, заделываемыми в бетон матрицы, к которым по трубам подается вода под давлением. Лицевую поверхность матриц из бетона

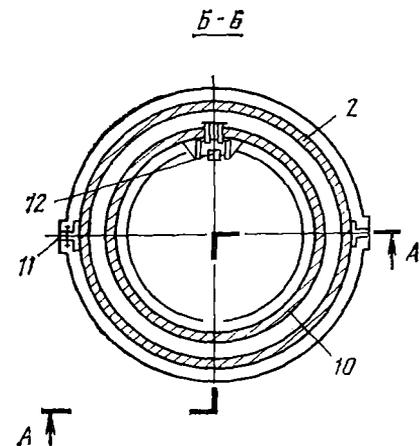
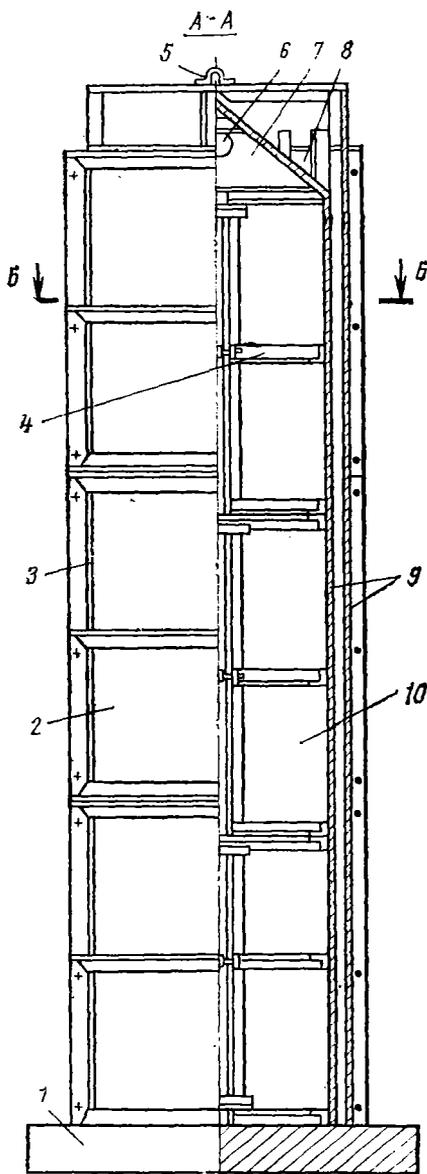
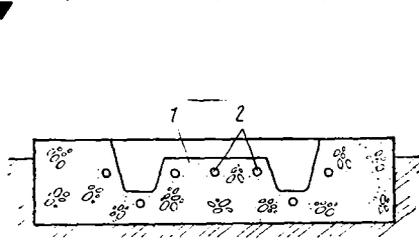


Рис. 13.8. Виброформа для изготовления оболочек большого диаметра:

1 — фундамент виброформы; 2 — наружная опалубка; 3 — вертикальное ребро опалубки; 4 — горизонтальное ребро опалубки; 5 — строповочная серья; 6 — вибратор; 7 — приемная воронка (конус) для бетонной смеси; 8 — отверстие для прохода бетонной смеси; 9 — обшивка опалубки; 10 — внутренняя опалубка; 11 — стык наружной оболочки; 12 — стык внутренней оболочки

Рис. 13.9. Бетонная матрица для изготовления тротуарных блоков:

1 — матрица; 2 — паропроводные трубы



и металла можно покрывать полимерными составами (смесями) из эпоксидной смолы и кремнийорганических добавок, которые обладают хорошей сцепляемостью с поверхностью матриц (адгезией).

Смесь наносят на поверхность матрицы кистями в два слоя. После полимеризации покрытия укладываемая бетонная смесь не прилипает, позволяя тем самым обходиться без смазки поверхностей матрицы.

Глава 14. СООРУЖЕНИЕ МОНОЛИТНЫХ ОПОР

14.1. Подготовка опалубки

Речные и береговые опоры больших мостов возводят из монолитного бетона в стационарной или в щитовой сборной деревянной опалубке. При большом числе опор с прямолинейными и криволинейными одинаковыми поверхностями стремятся многократно использовать сборную опалубку, выполняемую в виде ограниченного числа стандартных щитов (см. рис. 13.4 и 13.5). При постройке из монолитного бетона высоких опор эстакад и виадуков эффективна скользящая опалубка. На реках с сильным ледоходом, особенно в районах сурового климата, опоры сооружают, как правило, с облицовкой из естественных камней, из бетона повышенной плотности и прочности. Для возведения сборно-монолитных опор находят применение контурные бетонные и железобетонные балки, изготавливаемые на полигоне и служащие опалубкой и конструктивным элементом опоры. После установки блоков ядро такой опоры заполняют монолитным бетоном.

После устройства фундамента на верхней его плоскости производят контрольную геодезическую разбивку для уточнения положения осей и контурных очертаний верхней части опор. Плоскость верха фундамента очищают для последующих работ по установке стационарной или сборно-щитовой опалубки. Элементы опалубки в виде щитов, брусьев, строганых досок и металлических креплений подготавливают заранее на стройплощадке.

До начала бетонирования опор проверяют готовность установленной опалубки, ее размеры и закрепление, очищают от мусора место укладки бетонной смеси. Если опора армирована, то проверяют закрепление стержней и обеспечение размеров защитного слоя. Непосредственно перед бетонированием деревянную опалубку обильно смачивают водой, а стальную опалубку покрывают составами, снижающими сцепление ее с бетоном.

Бетонная или бутобетонная кладка монолитных опор должна иметь прочность и морозостойкость бетона не ниже указанных в проекте. Для частей опор, расположенных в агрессивной среде, нужно применять бетоны повышенной плотности на сульфатостойких цементах.

Бетонную смесь приготавливают в бетоносмесительных установках на строительной площадке или получают в виде товарного бетона, доставляемого к месту укладки с бетонных заводов.

Наибольшее распространение для перевозки бетонной смеси по суше получил автомобильный транспорт. В тех случаях, когда смесь без дополнительных перегрузок может быть непосредственно выгружена по месту укладки, целесообразно транспортировать ее в автомобилях-самосвалах. Такие условия возникают, например при бетонировании фундаментов. Если смесь нужно поднимать для укладки, то могут быть применены бады, которые можно краном снять с автомобиля и поднять на необходимую высоту к месту укладки. При сооружении речных опор автомобильный транспорт комбинируют с водным. В подобных случаях необходима перегрузка бадей с бетонной смесью с берега на плавучие средства.

Вертикальная транспортировка бетонной смеси обеспечивается с помощью кранов различного вида, обычно используемых и для других работ (подачи и установки опалубки, арматуры, облицовки и т. д.) Наиболее удобны автомобильные и гусеничные самоходные краны, стационарные стреловые краны с радиусом действия стрелы на всю площадь опоры. При недостаточном вылете стрелы самоходного крана (например, при большой длине опоры) должна быть обеспечена возможность его перемещения вдоль длинной стороны. Наряду со стреловыми кранами могут быть использованы порталные или козловые краны, передвигаемые вдоль оси моста или вдоль большей стороны опоры, а также кабель-краны. Для бетонирования речных опор применяют плавучие краны, специальные бетононасосы и т. п.

Бетонную смесь опускают внутрь опалубки, выгружая ее на уровне бетонирования непосредственно у места укладки. Высота свободного сбрасывания смеси не должна быть более 3 м. Если смесь не удается подать сразу к месту укладки, то ее разгружают в промежуточный расходный бункер, расположенный на верхнем уровне опалубки. Из бункера (рис. 14.1, а) смесь распределяют по площади опоры виброточками, по стальным или деревянным трубам или развозят тачками. Стальные трубы (рис. 14.1, б) для подачи бетонной смеси выполняют из отдельных звеньев конической формы. По мере бетонирования трубы укорачивают, снимая нижние звенья. Деревянные трубы (рештаки) устраивают тоже из отдельных звеньев (рис. 14.1, в), постепенно удаляемых в процессе бетонирования. Расстояние между трубами принимают не более 4 м. Под трубами укладывают деревянные или стальные щиты, с которых смесь снимают лопатами и разравнивают слоями по площади бетонирования.

Укладка бетонной смеси должна обеспечивать монолитность и плотность бетонной кладки. Для этого каждый слой смеси нужно уложить на предыдущий до начала скатывания последнего. С этой целью бетонуют безостановочно и по возможности на полную высоту опоры. При вынужденных перерывах

в создаваемых рабочих швах обеспечивают хорошее сцепление последующей бетонной кладки с ранее уложенной.

Для повышения трещиностойкости и долговечности бетонных опор нужно избегать устройства рабочих швов в пределах колебания уровня льда в реке. Для повышения сцепления нового бетона со старым по плоскости рабочих швов перед перерывом бетонирования в незатвердевший бетон погружают короткие стержни арматуры диаметром 16—20 мм или укладывают удлиненные осколки камней. Возобновляют укладку смеси не ранее срока схватывания прежде уложенного бетона. Желательно, чтобы прочность этого бетона к началу последующей укладки смеси была бы не менее 5 МПа. Перед бетонированием с поверхности рабочего шва стальными щетками удаляют цементную пленку и пневматическими молотками насекают бетон, устраивая поверхность шероховатой. До укладки смеси поверхность шва тщательно промывают струей напорной воды и затем наносят слой цементного раствора толщиной 1,5—2,0 см того же состава, что и бетонная смесь. После этого (до схватывания раствора) продолжают бетонирование. Выполненные таким способом рабочие швы обеспечивают достаточно хорошее сцепление старого бетона с новым. В местах, где шов располагается в сильно напряженном сечении конструкции, для повышения сцепления старого бетона с новым рекомендуется применять полимерный клей, нанося его непосредственно перед укладкой смеси тонким слоем на поверхность ранее уложенного бетона.

При небольшой площади бетонирования смесь укладывают горизонтальными слоями. Толщина слоя зависит от типа и мощно-

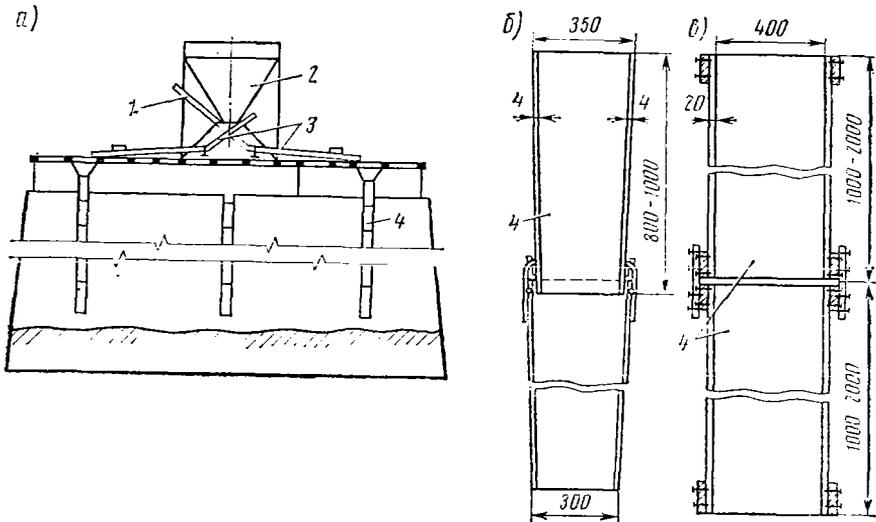


Рис. 14.1. Схема подачи бетонной смеси из бункера по виброточкам и звеньевым трубам:

1 — виброточек; 2 — бункер; 3 — желоб-заслонка; 4 — звеньевые трубы

сти применяемых вибраторов. При внутренних вибраторах толщину слоя назначают от 25 до 40 см, но не более 1,25 длины рабочей части вибратора, при поверхностных — от 10 до 20 см.

Конструкцию небольшой высоты, но с большими размерами в плане рекомендуют

бетонировать наклонными слоями, не сплывающими во время вибрирования. При пластичных смесях с осадкой конуса 2—6 см, рекомендуемых для массивных бетонных опор, угол наклона слоя допускают не круче 30°. При таком способе значительно снижается интенсивность подачи смеси, а следовательно, не требуется высокая производительность бетоносмесительных установок.

Большие массивы делят по площади и по высоте на отдельные секции, которые бетонруют поочередно. Порядок бетонирования секций назначают так, чтобы к моменту укладки смеси в одну из секций бетон, примыкающий к ней, уже приобрел прочность, допускающую снятие вертикальной опалубки. Монолитность этой кладки достигается устройством хорошо подготовленных вертикальных и горизонтальных рабочих швов между секциями.

Площадь каждой секции при минимальной высоте 2 м рекомендуется принимать не менее 50 м². Вертикальные швы в двух смежных по высоте ярусах секций нужно располагать в перевязку. Например, при общей высоте устоя арочного моста 9 м устраивается три яруса (рис. 14.2) с площадью каждой секции 100 м². При площади горизонтального сечения нижней части устоя в 540 м² деление на секции позволяет снизить часовую потребность смеси в 5 раз.

Деление больших массивов на блоки не только облегчает их бетонирование, но и помогает сократить поверхностные трещины в опорах. При твердении бетонного массива температура внутри его значительно повышается за счет тепла, выделяемого при гидратации цемента, в то же время наружный слой его, соприкасающийся с воздухом, охлаждается быстрее. В результате в наружных слоях бетона возникают большие растягивающие напряжения и появляются поверхностные трещины; этому способствует также более интенсивная усадка бетонной смеси в поверхностных слоях.

Для уменьшения расхода цемента в бетонную смесь добавляют крупный камень («кизюм») в количестве до 20% общего объема. Прочность и морозостойкость такого камня должны быть не меньше, чем у крупного заполнителя. Камень должен быть без окатанных поверхностей, с минимальным размером 15 см и максимальным — не больше 1/3 размера сечения бетонируемой конструкции в уровне укладки камня. Камни укладывают в свежую смесь равномерно по площади бетонируемого слоя с просветами между

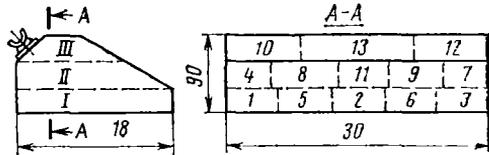


Рис. 14.2. Схема бетонирования устоя:

I ÷ III — ярусы; 1 ÷ 13 — последовательность бетонирования секций

камнями не меньше 10 см и на расстоянии от опалубки не меньше 20 см.

Бутобетонная кладка, помимо экономии цемента, способствует уменьшению влияния усадки и экзотермии. Недостаток такой кладки — повышенная ее трудоемкость, так как раскладка камня по слою бетона не поддается механизации. Дополнительные затраты труда требуются также для доставки, околки и промывки, а в холодное время и для обогрева камня.

Для уменьшения усадки поверхностных слоев бетона и уменьшения в них трещин необходимо в период твердения защищать кладку от быстрого высыхания. С этой целью открытые поверхности кладки закрывают слоем опилок или песка, брезентом, рогожами и другими материалами, а после окончания бетонирования регулярно, в течение не менее семи первых суток, поливают водой.

Сроки распалубки определяют в зависимости от необходимой прочности бетона в момент удаления опалубки. Минимальные сроки допустимы для опалубки, не несущей вертикальной нагрузки от веса бетона. В этом случае прочность устанавливают такой, чтобы при распалубке не могли быть повреждены бетонные поверхности. Как правило, это возможно при прочности бетона не менее 2,5 МПа. Минимальную прочность бетона при распалубке в конструкциях, вес которых поддерживается опалубкой, необходимо определять расчетом.

Появление трещин в опорах можно снизить следующими мерами: 1) не допускать при постройке массивных опор излишне высоких марок бетона или большего расхода цемента; 2) более широко применять сборные конструкции; 3) пользоваться сборной железобетонной и полимербетонной плитной облицовкой высокой прочности; 4) улучшить технологию приготовления бетона, применяя песок и щебень высокого качества, хорошо фракционированные и промытые.

Укладывать внутри опоры можно более жесткую бетонную смесь с тщательным вибрированием, добавлением пластификаторов и принимать другие меры, снижающие расход цемента; смесь надо укладывать интенсивно, не допуская частых горизонтальных швов. При бетонировании в зимнее время теплоизоляцию опор назначать по расчету в зависимости от средней температуры периода бетонирования, однако не допуская излишней теплоизоляции.

14.2. Облицовка опор

Облицовка служит для защиты кладки опоры от механических и атмосферных воздействий, например от ударов судов, истирающего действия льда во время ледохода, влияния замораживания и оттаивания воды. Часто в бетонных опорах облицовку устраивают только по ледорезной поверхности.

Облицовку из натурального и искусственного камня применяют в опорах мостов, сооружаемых в суровых климатических условиях при интенсивном ледоходе. Естественным камнем облицовы-

вают также монументальные сооружения по архитектурным соображениям. Облицовку применяют трех типов: 1) массивную из естественного камня или бетонных блоков, которые устанавливаются одновременно с укладкой бетонной или каменной кладки в ядре опоры; 2) навесную из естественного камня, бетонных блоков или железобетонных плит; закрепляемых на поверхности опоры после твердения бетона; 3) из тонких железобетонных плит или пространственных оболочек, устанавливаемых до бетонирования ядра и выполняющих роль опалубки и облицовки.

Материалом для массивной облицовки служат естественные камни крепких пород и однородного строения. Прочность их рекомендуется не ниже 60 МПа с морозостойкостью не менее 200 циклов замораживания для умеренных климатических районов строительства моста и 300 для суровых климатических районов.

Лицевую поверхность облицовки из естественного камня до установки обрабатывают в грубый прикол, полустой и чистой теской. Облицовка в грубый прикол (рис. 14.3) имеет грубоколотую поверхность. Для образования правильных граней внутренние кромки камней обрабатывают на ширину не менее 25 мм, а по периметру фасада каждого камня протесывают полоски шириной 30—50 мм, называемые лентой.

Околота наружная часть камня выступает за пределы плоскости ленты на 20—50 мм, образуя так называемую шубу. В облицовке полустой тески допускается глубина выколов на обработанной поверхности камня до 5 мм, а при чистой теске— до 2 мм. Облицовку опор в большинстве случаев выполняют в грубый прикол или полустой теской. Только отдельные детали и облицовку наиболее ценных и архитектурном отношении сооружений обрабатывают чистой теской.

Для облицовки ледорезов применяют камни полустой и чистой тески.

При установке облицовочных камней ряды облицовки устраивают горизонтальными, а швы между смежными камнями в ряду вертикальными. Высота рядов может сохраняться постоянной или переменной по высоте, например, уменьшающейся кверху опоры. Перевязка вертикальных швов в двух смежных рядах должна быть не менее 100 мм, а для угловых камней не менее 150 мм. В об-

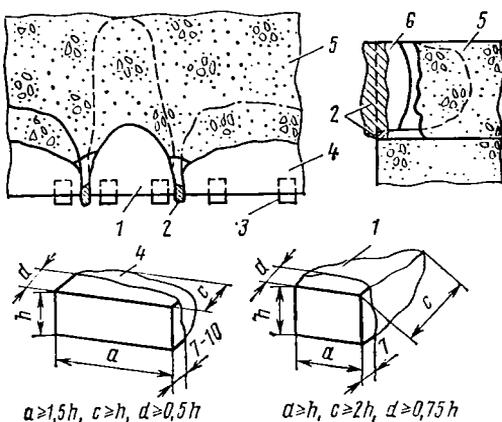


Рис. 14.3. Естественные камни для облицовки поверхности в грубый прикол:

1 — тычок; 2 — конопатка; 3 — клинья; 4 — ложок; 5 — бетон; 6 — колодец для заливки цементного раствора

лицовке с грубым приколом толщина швов должна быть не более 10—15 мм, для полустойкой тески 8—10 мм и для чистой 6—8 мм. Все размеры и нумерацию отдельных камней указывают в рабочих чертежах облицовки. Облицовочные камни с полной их отделкой по проектным размерам, как правило, изготавливают в карьере. Прибывающие на стройку камни должны иметь номера, нанесенные краской на их гранях.

Установку облицовочных камней начинают с угловых или с криволинейных частей опоры. Камни ставят насухо на деревянные прокладки, фиксирующие толщину шва; швы снаружи конопатят ветошью, паклей, бумагой и т. д. Хвостовую часть камня поддерживают щебнем или камнем. Установленный ряд камней проверяют в плане и по вертикале, так как ошибки в установке хотя бы одного ряда могут заметно сказаться на внешней форме опоры. Наряду с проверкой размеров и отметок выверяют и наклон лицевых граней опоры, положение кромок смежных камней и толщину швов. Для контроля отметки верх отдельных рядов наносят на подмости.

Крупные облицовочные камни можно сразу укладывать постелями на слой густого раствора, а вертикальные швы между ними заполнять заливкой жидкого раствора.

После окончания кладки опоры швы облицовки расшивают, для чего удаляют с наружной стороны подкладки под камнями и конопатку, швы тщательно расчищают, излишние пустоты в них заполняют раствором. Расшивают швы с приданием наружной их поверхности вогнутой формы глубиной 6—10 мм. Для расшивки применяют густопластичный цементный раствор. Для лучшего сцепления раствора, заполняющего шов, с камнями облицовки непосредственно перед нанесением раствора шов смачивают 5-процентным раствором соляной кислоты или, что лучше, промазывают полимерным клеем. Наряду с цементным раствором применяют для швов полимерные тиоколовые и полиуретановые мастики. После расшивки швов поверхность облицовки очищают от подтеков.

При навесной облицовке опору бетонируют в опалубке, после чего по наружной ее поверхности устанавливают и закрепляют облицовку. Преимущество такого способа в том, что сооружение основной несущей части опоры (бетонного ядра) не зависит от темпа установки облицовки. Опору бетонируют быстро, и массив, не разделенный неизбежными горизонтальными швами, свойственными массивной облицовке, служит монолитом. Навесную облицовку можно устанавливать и после монтажа пролетного строения.

Недостаток навесной облицовки — необходимость устройства опалубки для бетонного массива, дополнительный расход металла на крепление облицовки к бетону и высокая стоимость.

Навесную облицовку из натурального камня выполняют из плит толщиной 150—200 мм. Требования к высоте ряда, толщине швов и перевязки остаются такими же, как и для массивной облицовки.

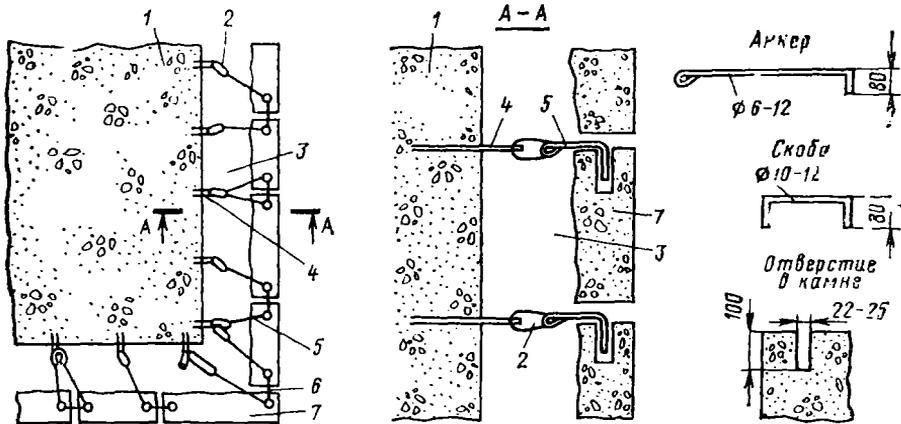


Рис. 14.4. Крепление навесной облицовки к бетонной опоре:

1 — бетонное ядро; 2 — вязальная проволока; 3 — зазор; 4 — петля, выпущенная из бетона; 5 — анкер диаметром 6—12 мм; 6 — скоба диаметром 10—12 мм; 7 — камень облицовки

цовки. Ширина постелей и заусенцев должна быть не менее 100 мм по середине стороны камня и не менее 70 мм у углов.

Для закрепления навесной облицовки (рис. 14.4) из бетонной кладки обычно выпускают металлические петли, располагаемые в уровне горизонтальных швов облицовки на расстоянии примерно 30—60 см одна от другой. Для удобства установки опалубки петли из мягкой арматурной стали делают согнутыми, прижимая их к деревянной опалубке обрезками из досок. После распалубки доски накладные удаляют из бетона, а петли отгибают в горизонтальное положение.

В каждом облицовочном камне по верхней постели устраивают гнезда диаметром около 30 мм и глубиной до 100 мм. В гнезда закладывают один конец анкера из круглой стали диаметром 10—12 мм. Другой конец анкера вязальной проволокой привязывают к ближайшей петле. Таким образом, каждый камень прикрепляют к массиву опоры двумя анкерами. Кроме того, соседние камни между собой соединяют скобами из круглой стали.

Облицовочные камни ставят постелями на раствор. Вертикальные швы в облицовке заливают жидким раствором. Просвет между облицовкой и ядром, равный 150—200 мм, заполняют бетонной смесью по мере установки навесной облицовки. После окончания навесной облицовки швы между камнями расшивают цементным раствором тем же способом, как и при массивной облицовке.

Для установки навесной облицовки устраивают снаружи опор легкие подмости — деревянные или из инвентарных металлических конструкций. Удобны металлические подмости из труб, широко применяемые в жилищном строительстве. Расстояние между настилами по высоте должно быть не менее 2 м, ширина подмостей — около 1,5 м. Снаружи настилы ограждают перилами, а для сообщения по высоте устраивают лестницы.

14.3. Бетонирование в скользящей опалубке

Конструкции высоких опор эстакад и виадуков с цилиндрической поверхностью или небольшой коничностью наружных граней бетонировать в скользящей инвентарной опалубке в виде стальных щитов высотой 1,2—1,5 м, замкнутых по периметру и расположенных в один ярус. По мере укладки бетонной смеси со скоростью, которая обеспечивает схватывание бетона в нижней части, выходящей из опалубки, скользящую опалубку поднимают различного вида механизмами. Бетонную смесь применяют с осадкой конуса в пределах 3—5 см.

Металлическую скользящую опалубку (рис. 14.5) поднимают ручными винтовыми домкратами. С этой целью сверху щитов по периметру опоры располагают через 2—3 м ручные винтовые или гидравлические домкраты, соединенные с опалубкой. Домкраты опирают на вертикальные стержни диаметром 25—30 мм, устанавливаемые в теле опоры по ее периметру. Винтовой ручной домкрат грузоподъемностью до 2,5 т представляет собой трубчатый винт с наружной нарезкой. На верхнем конце винта расположена

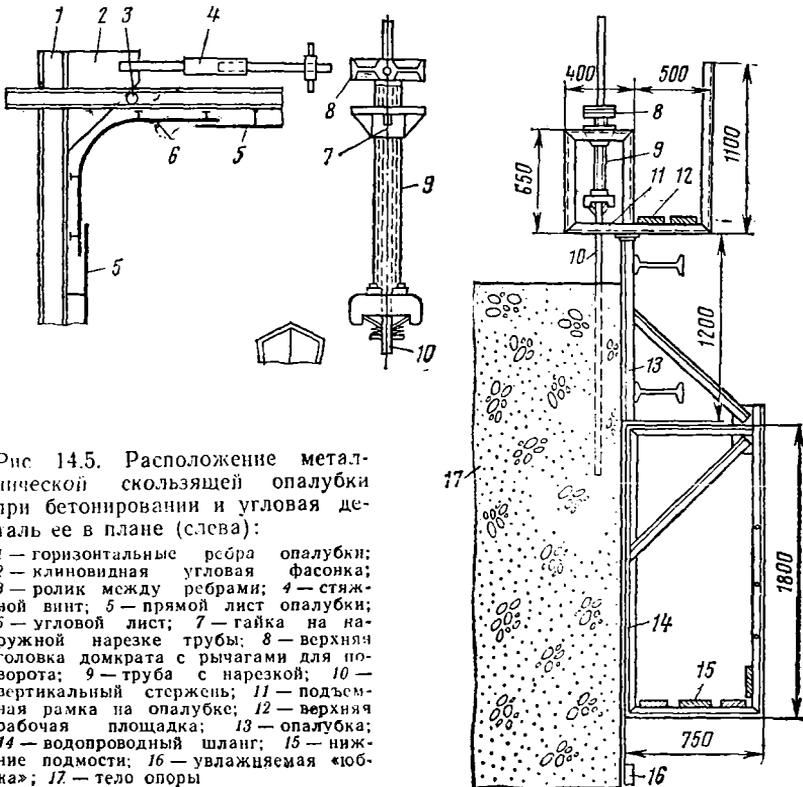


Рис 14.5. Расположение металлической скользящей опалубки при бетонировании и угловая деталь ее в плане (слева):

- 1 — горизонтальные ребра опалубки;
- 2 — клиновидная угловая фасонка;
- 3 — ролик между ребрами;
- 4 — стяжной винт;
- 5 — прямой лист опалубки;
- 6 — угловой лист;
- 7 — гайка на наружной нарезке трубы;
- 8 — верхняя головка домкрата с рычагами для поворота;
- 9 — труба с нарезкой;
- 10 — вертикальный стержень;
- 11 — подъемная рамка на опалубке;
- 12 — верхняя рабочая площадка;
- 13 — опалубка;
- 14 — водопроводный шланг;
- 15 — нижние подмости;
- 16 — увлажняемая «юбка»;
- 17 — тело опоры

головка домкрата, которой посредством заложенных в ее патрубков четырех рычагов поворачивают винт и поднимают опалубку. Нижняя часть трубки домкрата с помощью подвижной буксы и плашек удерживает винты на вертикальных стержнях, расположенных по периметру опор. Создание конических поверхностей опоры достигается с помощью стяжных винтов и клиновидных угловых фасонок, которые скользят по роликам, установленным между ребрами опалубки. По мере бетонирования и подъема скользящей опалубки ведется осмотр и дополнительная обработка поверхности бетона, выходящей из опалубки. С этой целью к скользящим опалубочным щитам прикрепляют снизу по периметру опоры подвесные подмости для выполнения отделочных работ. Во избежание высыхания свежего бетона понизу опалубки закрепляют полотнища («юбку»), охватывающие весь периметр забетонированной опоры и увлажняемые водой, поступающей по шлангу. С целью облегчения подъема скользящей опалубки на поверхности ее металлической обшивки можно закреплять на шурупах листы полиэтилена или фторопласта толщиной 2—3 мм. В этом случае значительно снижаются усилия трения опалубки по уложенному бетонному слою. Бетонируют в скользящей опалубке обычно в теплое время года.

14.4. Постройка опор из каменной кладки

Сооружение опор из каменной кладки может быть оправдано в исключительных случаях: при малых ее объемах или наличии дешевой местного камня и квалифицированных каменщиков.

Бетонную кладку опор выполняют из рваного камня твердых и морозостойких пород предпочтительно постельного вида, с размером граней не менее 15 см. Булыжный окатанный камень без предварительной околки граней для кладки не годен. Камень должен иметь прочность не ниже 40 МПа. Кладку ведут на цементных растворах 1 : 3 или 1 : 4 с минимальной прочностью 15 МПа.

Камень укладывают «под лопатку», т. е. с заполнением всех пустот цементным раствором, с последующей тщательной расщелачивкой. Нельзя заполнять пустоты щебнем насухо с последующей их заливкой жидким раствором. Доброкачественная кладка должна состоять из камней отделенных один от другого раствором, без непосредственного взаимного их касания и по возможности с перевязкой вертикальных швов.

Мостовые опоры из бутовой кладки обычно сооружают в облицовке из естественных камней правильной формы. В этом случае рекомендуется кладку опор вести горизонтальными рядами на высоту слоя облицовки. Ряды свежей, еще не окрепшей кладки необходимо предохранять от механических воздействий, например не допускать сбрасывания на нее камня и облицовки. По окончании работ кладку укрывают рогожей, мешковиной, опилками и регулярно поливают водой в течение не менее пяти — семи дней.

14.5. Особенности постройки опор в зимних условиях

Зимние условия для строительства опор начинаются при низких среднесуточных температурах, но не ниже $+5^{\circ}\text{C}$. В этих условиях опоры (как и другие монолитные конструкции) бетонировать с соблюдением мер, обеспечивающих доброкачественность кладки. Нужно учитывать, что при температуре ниже $+5^{\circ}\text{C}$, твердение резко замедляется, а ниже 0°C практически прекращается.

Замораживание неокрепшего бетона вызывает внутреннее давление от замерзания воды с образованием льда.

Во избежание таких явлений прочность к моменту замораживания должна быть для бетонных конструкций не менее 70% от проектной, для железобетонных — 80%, а для железобетонных свай и оболочек — 100%. (Каменную кладку опор нужно выдерживать в тепле не менее семи дней с температурой среды не ниже $+10^{\circ}\text{C}$.) Для бетонной (каменной) кладки весьма важно во время твердения поддерживать влажную среду.

Методы бетонирования различных конструкций в зимний период на строительной площадке выбирают с учетом ожидаемой температуры воздуха, размеров и формы конструкций. В случае кратковременных заморозков до минус 3°C бетонировать массивные опоры можно в обычной опалубке. При этом температуру укладываемой смеси рекомендуется иметь не ниже $+10^{\circ}\text{C}$. По окончании бетонирования верхнюю поверхность конструкции нужно утеплять.

При более низких температурах воздуха можно бетонировать по способу термоса в утепленной опалубке с защитным верхним покрытием; применять электропрогрев, или паропрогрев, вводить в смесь химические добавки, понижающие температуру замерзания воды в бетоне (холодный бетон).

Способ термоса — это способ твердения бетона в опалубке за счет тепла, введенного подогретой смесью, а также тепла, возникающего от химической реакции твердевшего цемента (экзотермии). Запас тепла должен соответствовать его расходу на остывание бетона до набора требуемой прочности. Чем массивнее конструкция и ниже модуль поверхности, т. е. отношение охлаждаемой поверхности к ее объему, тем больше выделяется экзотермического тепла, и тем эффективнее применение способа (модуль поверхности должен быть не менее 8). Данный способ наиболее распространен при бетонировании в зимних условиях.

При способе термоса можно также применять бетонные смеси с пониженным водоцементным отношением, цементы повышенных марок или комбинировать этот способ с первоначальным кратковременным обогревом бетона с помощью электропрогрева или паропрогрева. Для устройства теплограждения опалубки (рис. 14.6) дополнительно можно применять войлок, опилки, шлак, камышит и синтетические материалы.

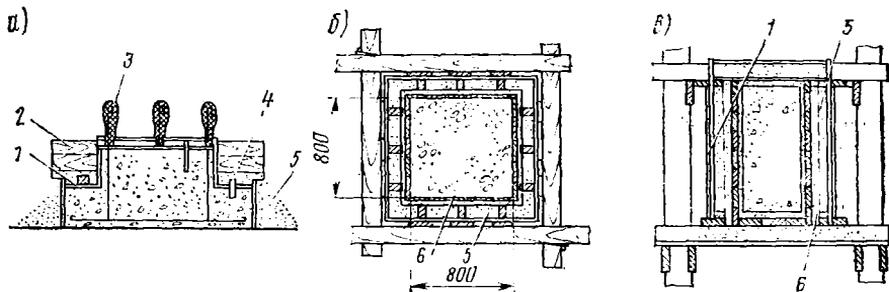


Рис. 14.6. Разрезы устройства теплограждения забетонированных конструкций опоры:

a — башмак; *б* — колонна; *а* — ригель; *1* — толь; *2* — контрольные кубик; *3* — войл; *4* — температурные скважины; *5* — опилки; *б* — щиты опалубки

Электропрогрев целесообразен для конструкций с небольшими размерами и слабым армированием.

Для прогрева бетона электродами необходимы трансформаторы, понижающие напряжения до 100 В.

В зимних условиях массивные опоры, не имеющие арматуры, возможно возводить из «холодного» бетона, при котором химическими добавками удастся понизить температуру замерзания воды в бетоне. Такими добавками, вводимыми в смесь при ее изготовлении, служат нитрат кальция (НК), в количестве не более 2,5 % от массы цемента, или хлорид кальция (ХК) — не более 1,5 %. Не допускается вводить в смесь химические добавки при температуре наружного воздуха ниже -20°C . В условиях особо низких температур, т. е. ниже -40°C , радикальный способ сооружения бетонных (и каменных) опор — использование объемлющих тепляков в совмещении со способом «термоса».

Теплую бетонную смесь доставляют и укладывают в утепленную опалубку так, чтобы охлаждение бетона было наименьшим. Например, при подаче смеси сверху в бадьях полезно над опалубкой сделать закрытую надстройку, защищающую место укладки от ветра. По этой же причине бетонировать нужно с максимальной интенсивностью. При случайных задержках в подаче смеси поверхность кладки необходимо укрывать.

Глава 15. ПОСТРОЙКА ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ ИЗ МОНОЛИТНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

15.1. Особенности постройки монолитных пролетных строений. Подмости и кружала

В отечественном мостостроении редко применяется сооружение железобетонных арочных пролетных строений монолитным способом на подмостях и кружалах.

Ввиду большой трудоемкости, высокой стоимости и сложности возведения монолитные железобетонные пролетные строения сооружают только в отдельных случаях, например при постройке мостов в районах, отдаленных от промышленных центров и мостовых баз, при наличии хороших местных строительных материалов (щебня, гравия, леса и др.) и возможности привлечения местной квалифицированной рабочей силы.

Возведение монолитных пролетных строений связано с большим объемом вспомогательных работ по сооружению подмостей и кружал, изготовлению и установке опалубки (при незначительной ее оборачиваемости), что вызывает затрату большого количества материалов — леса и металла. Так, например, для устройства деревянных подмостей или кружал количество необходимого лесоматериала составляет около 5 % подмостового объема, перекрытого пролетным строением (площади по фасаду от низа конструкции до уровня меженн, умноженной на ширину моста). Для деревянной опалубки монолитных железобетонных пролетных строений на 1 м³ железобетона требуется 0,6 м³, а для тонкостенных конструкций до 1,0 м³ пиленого леса. При строительстве балочных пролетных строений из монолитного бетона на деревянных подмостях с опалубкой фактические затраты труда достигают 15—18 чел-дней, а для арочных — 20 чел-дней на 1 м³ железобетона.

Несколько особое место в строительстве монолитных железобетонных мостов занимает возведение пролетных строений навесным бетонированием в пролете, так как работы по бетонированию ведутся с легких металлических инвентарных передвижных устройств с широким использованием съемной шитовой опалубки. Навесное бетонирование широко распространено за рубежом, где этот способ применяется преимущественно при строительстве консольных и неразрезных пролетных строений длиной более 50 м, расположенных в районах умеренного климата. В нашей стране тоже несколько мостов с пролетами до 84 м сооружено методом навесного бетонирования. Этот способ может получить распространение при сооружении мостов в теплом и умеренном климате, наличии затруднений в получении с заводов готовых сборных конструкций и при благоприятных местных условиях с материалами и рабочей силой.

Наряду с навесным бетонированием пролетные строения малых и средних мостов можно возводить на стационарных подмостях, сооружаемых в пролете. Подмости и кружала для постройки монолитных пролетных строений выполняют из дерева или металла. В отдельных случаях подмости собирают из сборных железобетонных конструкций. Такие подмости были, например, применены на постройке арочных пролетных строений пролетом 235 м городского моста через р. Дунай в г. Нови-Сад в Югославии.

Подмости для бетонирования балочных пролетных строений обычно устраивают с деревянными или металлическими промежуточными опорами.

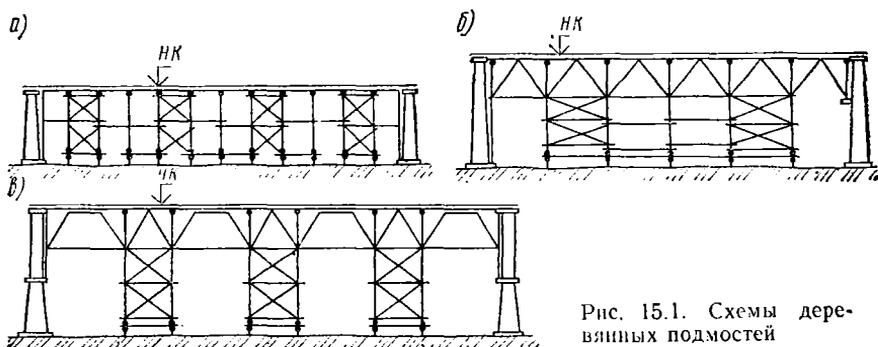


Рис. 15.1. Схемы деревянных подмостей

Наиболее просты по конструкции стоечные подмости (рис. 15.1, а) с расстоянием между опорами 2—3 м. Более экономичны подкосные (рис. 15.1, б) и ригельно-подкосные (рис. 15.1, в) системы, в которых уменьшается число опор, но они имеют более сложные сопряжения, увеличивающие затраты труда на изготовление.

В поперечном сечении схема подмостей определяется конструкцией пролетного строения. Стойки подмостей, основные несущие прогоны или подкосные конструкции размещают под главными балками пролетного строения (рис. 15.2, а). При большом расстоянии между главными балками и при широких тротуарных консолях строят дополнительные плоскости подмостей (рис. 15.2, б).

Верхняя часть подмостей для балочных пролетных строений представляет собой плотный настил из досок, который обычно служит опалубкой низа главных балок. Настил укладывают по поперечным из брусьев или окантованных бревен, уложенных на прогоны. При стальных прогонах на верхней их полке закрепляют брусья с верхней поверхностью, очерченной по кривой строительного подъема бетонированной конструкции.

В подмостях предусматривают устройства (приборы) для раскружаливания, с помощью которых подмости опускают после затвердения бетона изготавливаемой конструкции. В стоечных и башенных подмостях приборы для раскружаливания размещают под прогонами или под рамами опор.

Основания опор подмостей должны иметь минимальные осадки под нагрузкой. Подмости, располагаемые на сухом месте при достаточно плотном грунте, могут иметь основания из деревянных лежней, шпал или окантованных бревен. Лежни укладывают непосредственно на грунт или на отсыпанную песчано-гравелистую подушку. После удаления растительного слоя площадка для лежней должна быть хорошо спланирована и защищена от размыва водой.

В слабых грунтах для подмостей речных пролетов моста применяют свайные опоры. При глубине воды больше 3 м сваи укрепляют подводными связями или забивают их через каркасы.

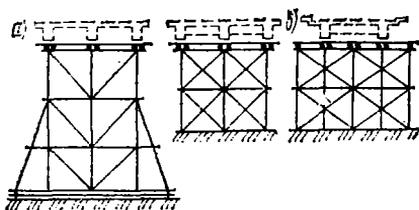
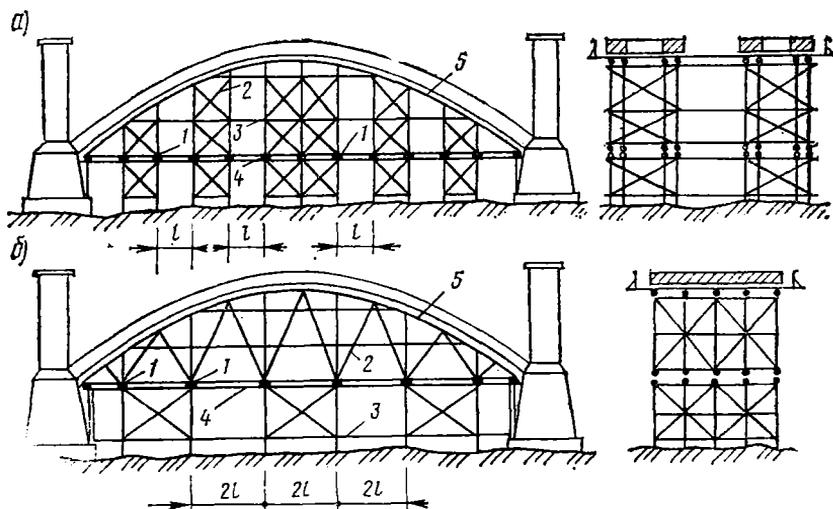


Рис. 15.2. Схемы поперечных сечений подмостей

Рис. 15.3. Схемы простейших деревянных кружал:

1 — приборы раскружаливания; 2 — подкосы; 3 — схватки; 4 — затяжки; 5 — косяки



Для бетонирования арочных пролетных строений устраивают кружала, которые поддерживают конструкцию до момента достижения бетоном (или раствором) необходимой прочности. К кружалам предъявляют повышенные требования по точности изготовления и жесткости их конструкции, так как всякие отклонения оси арок от заданного проектного очертания могут существенно влиять на повышение напряжений в сооружении. Типы и конструкции кружал отличаются большим разнообразием. Наиболее просты в изготовлении стоечные кружала (рис. 15.3, а). Однако они требуют большого расхода леса, поэтому их применяют в мостах малой высоты. Подкосные (рис. 15.3, б) и ригельно-подкосные кружала экономичнее стоечных, а наличие в них подкосов обеспечивает лучшее восприятие тангенциальных сил, действующих по криволинейной поверхности, в результате чего уменьшаются деформации верхней части кружал.

В конструкции кружал обычно различают две основные части: нижнюю — подмости и верхнюю, состоящую из кружальных ферм. Поверху кружальные фермы имеют очертания по кривой возводимых арок (сводов), а внизу расположены затяжки, воспринимающие усилия от подкосов. Между подмостями и кружальными фермами обычно ставят приборы для раскружаливания. В по-

перечном сечении кружала (см. рис. 15.3) состоят из ряда кружальных ферм, число которых назначают по расчету в зависимости от конструкции и веса бетонируемого пролетного строения.

При постройке арочных мостов через глубоководные сухоходные реки, когда устройство кружал с промежуточными опорами становится затруднительным или невозможным, применяют арочные распорные кружала, опирающиеся на опоры моста.

Кружала больших пролетов представляют собой сложные инженерные конструкции, их расчет, проектирование и возведение требуют большого внимания и высококвалифицированного исполнения. Вследствие большого расхода пиленого лесоматериала, повышенной пожарной опасности и трудоемкости изготовления деревянные арочные кружала не применяют, а используют инвентарные металлические конструкции для устройства арочных кружал¹.

15.2. Устройство опалубки и установка арматуры

На строительстве монолитных железобетонных пролетных строений применяют преимущественно деревянную опалубку, металлическая опалубка может быть оправдана только при многократном использовании, что трудно обеспечить в случае небольшой повторяемости бетонируемых конструкций.

Конструкцию опалубки выполняют из элементов, которые можно изготавливать в механизированной мастерской строительства. Опалубку делают из обрезных досок толщиной не менее 25 мм и брусев. Доски обычно соединяют вчетверть. Для получения гладкой поверхности бетонируемых конструкций поверхность досок, обращенную к бетону, нужно острогать или обить фанерой и кровельной сталью.

Неразъемные элементы опалубки соединяют на гвоздях, а разборные — на болтах и клиньях. Размеры и форму монтажных элементов опалубки назначают применительно к конструкции пролетного строения и к тем грузоподъемным средствам для сборки опалубки, которыми располагает строительство. В большинстве случаев опалубку собирают из отдельных щитов и элементов, поддерживающих щиты. Значительное сокращение затрат труда по сборке опалубки обеспечивается применением крупных монтажных элементов в виде пространственных блоков.

Пример опалубки балочных пролетных строений различной высоты приведен на рис. 15.4. Опалубка плиты выполнена из досок толщиной 2,5—3 см, установленных вдоль главных балок. Доски поддерживаются кружальными ребрами, входящими в состав поперечных рамок. При большом расстоянии между балками кружальные ребра поддерживаются дополнительными дощатыми подкосами, придающими рамкам жесткость. Опалубка

¹ Сведения о металлических арочных кружалах и способах бетонирования на них пролетных строений даны в учебнике Н. М. Колоколова и Б. М. Вейнблата «Строительство мостов». — М.: Транспорт, 1975, с. 229—233, 236—242.

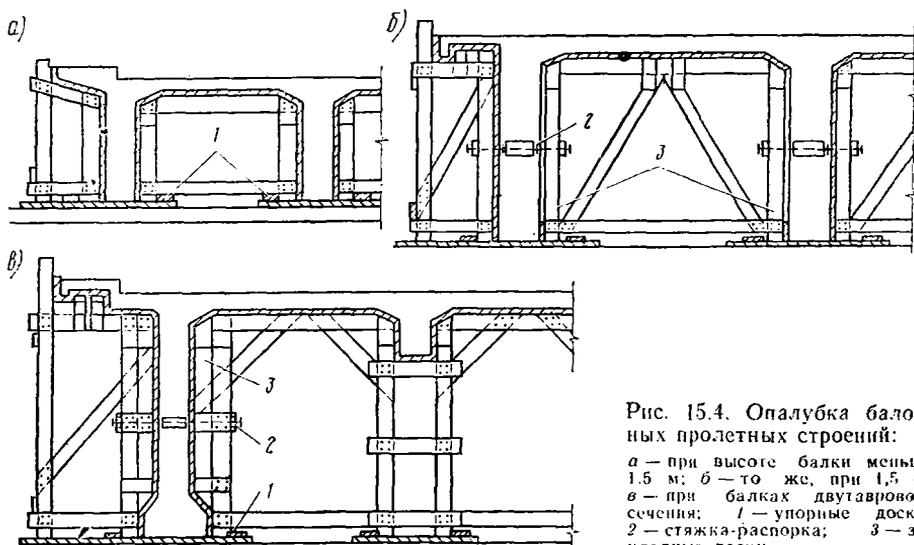


Рис. 15.4. Опалубка балочных пролетных строений:

а — при высоте балки меньше 1,5 м; *б* — то же, при 1,5 м; *в* — при балках двутаврового сечения; 1 — упорные доски; 2 — стяжка-распорка; 3 — закладные доски

балок состоит из вертикальных боковых щитов и нижнего настила, опирающегося на поперечины подмостей. При высоте балок до 1,5 м бетонную смесь обычно укладывают сверху, а поэтому опалубку собирают сразу полностью. При более высоких балках уплотнять смесь, а иногда и укладывать ее в нижний пояс предпочитают сбоку. Для этого одна из сторон каждой балки имеет опалубку с закладными досками.

Боковую опалубку арок и сводов изготавливают отдельными плоскими щитами на строительной площадке. Для получения точных размеров щитов рекомендуется вычерчивать арки на плаце в натуральную величину и затем, как по шаблону, заготавливать щиты. В отличие от балочных конструкций арки на участках с крутым подъемом (около пят) должны иметь и верхнюю опалубку, удерживающую бетонную смесь от сползания. Верхнюю опалубку выполняют в виде закладных досок, устанавливаемых по мере бетонирования.

Боковые щиты опалубки арок (рис. 15.5) обычно состоят из досок, прибитых гвоздями к брусчатым стенкам. Щиты соединены между собой верхней распоркой и диагональными схватками, а внизу они закреплены на настиле упорными досками. Вверху между досками щитов оставлены щели, в которые устанавливают закладные доски опалубки верха арок. Для пустотелых арок весьма целесообразно устройство опалубки в виде крупных пространственных блоков и щитов, что улучшает ее качество и сокращает время сборки. На выбор типа опалубки пустотелых арок существенно влияет последовательность бетонирования.

Конструкция опалубки колонн надарочного строения зависит от их высоты. При малой высоте колонн, бетонируемых сверху, опалубку собирают полностью до начала бетонирования. Высокие

и тонкие колонны обычно бетонируют, подавая смесь сбоку, для чего одну из сторон опалубки устраивают из закладных досок.

Опалубка балок и плит надарочного строения арочных мостов поддерживается конструкциями, состоящими из прогонов и вспомогательных поперечных рам, установленных на бетонированных арках. По насадкам рам укладывают деревянные или металлические прогоны, на которых собирают опалубку балок и плит.

Арматуру монолитных конструкций перед установкой в опалубку подготавливают в специальных мастерских строительства. Заготовка арматуры должна быть механизирована. Так как установка арматуры в пролете на подмостях и кружалах отдельными стержнями весьма трудоемка, то в мастерских обычно изготавливают укрупненные арматурные элементы в виде плоских и пространственных каркасов и сеток. Каркасы должны быть достаточно жесткими, прочными и неизменяемыми при транспортировании. Для этого в необходимых случаях их усиливают дополнительными вертикальными и горизонтальными стержнями, поперечными рамками и пр.

Последовательность установки арматуры должна быть увязана со сборкой опалубки. При тонкостенных железобетонных конструкциях с большим насыщением арматуры для удобства ее монтажа опалубку сперва ставят частично с одной стороны ребер, а затем заканчивают по мере установки арматуры.

При установке арматуры нужно обеспечивать проектное расстояние между стержнями и толщину защитного слоя. Размер защитного слоя обеспечивается установкой бетонных «сухарей» и прокладок, привязанных к арматуре. Не разрешается применять прокладки на всю ширину сечения железобетонного элемента, так как этим полностью пересекается растянутая зона бетона. При монтаже стержни стыкуют внахлестку, накладками или сваркой «ваннным» способом. В двух первых случаях требуемая точность установки арматурных каркасов несколько снижается. Однако

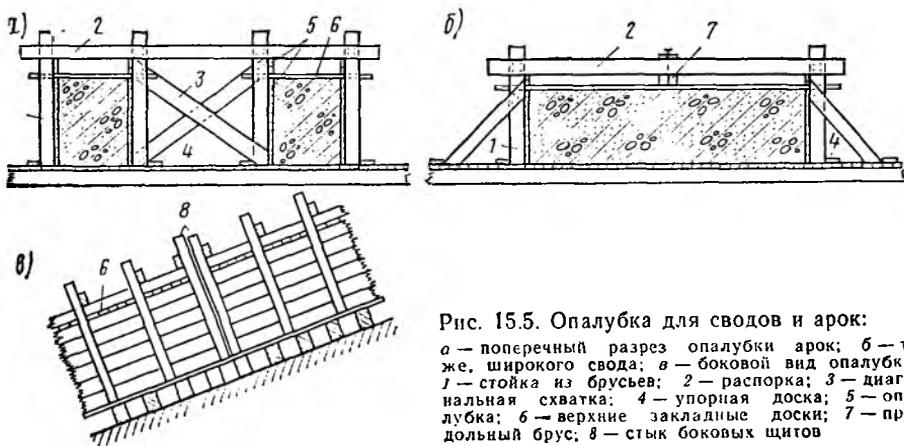


Рис. 15.5. Опалубка для сводов и арок:

а — поперечный разрез опалубки арок; б — то же, широкого свода; в — боковой вид опалубки; 1 — стойка из брусьев; 2 — распорка; 3 — диагональная схватка; 4 — упорная доска; 5 — опалубка; 6 — верхние закладные доски; 7 — продольный брус; 8 — стык боковых щитов

стыки с накладками и внахлестку занимают много места и затрудняют укладку бетонной смеси. Расположение сварных стыков нужно назначать с учетом удобства наложения шва, избегая потолочных и полупотолочных швов.

15.3. Бетонирование и раскружаливание пролетных строений

Основные требования к приготовлению бетонной смеси, ее укладке и уходу за бетоном (см. гл. 10) должны соблюдаться и при сооружении монолитных пролетных строений.

В монолитных пролетных строениях применяют преимущественно пластичные бетонные смеси с осадкой конуса до 8—10 см с проработкой их внутренними высокочастотными вибраторами. При тонких и высоких сечениях хорошее уплотнение достигается одновременным воздействием вибраторов наружных (тисковых), закрепляемых на опалубке, и внутренних. Усиленная наружная вибрация, однако, требует применения более прочной и плотной опалубки.

Монолитные конструкции, имеющие большие объемы кладки и сложную форму поперечного сечения, бетонруют секциями в определенной последовательности. Размеры секций и последовательность бетонирования их зависит главным образом от типа пролетных строений и конструкций подмостей или кружал. Деление на секции предохраняет бетон конструкции от вредного влияния деформаций подмостей (кружал) и усадки бетона в начальный период его твердения, облегчает хорошую проработку бетонной смеси и обеспечивает монолитность конструкции.

Секционное бетонирование имеет особое значение для арок и сводов. Арки и своды работают преимущественно на сжатие и конструкция их менее приспособлена к работе на изгиб. Поэтому нужно считаться с неизбежными в период бетонирования осадками подмостей и кружал, вызывающих изгиб забетонированных на них конструкций и возможность появления трещин. Бетонирование арок без деления на секции допустимо для пролетов до 20—30 м. При интенсивной укладке смеси от пят к замку одновременно с обеих сторон работу можно закончить до окончания схватывания бетона в пятых сечениях, в которых, впервые очередь, сказываются деформации кружал.

Длину секции бетонирования арки (рис. 15.6) принимают равной до 10—12 м, размещая рабочие швы и замыкающие клинья между секциями, в первую очередь, в местах переломов линии прогибов кружал. В мостах с ездой поверху надарочное строение (стойки, поперечные и продольные балки и плиты проезжей части) бетонруют после раскружаливания арок. Это обеспечивает передачу собственного веса надарочного строения только на арки и вносит большую определенность в расчетные нагрузки и в работу надарочного строения.

Для бетонирования пролетных строений смесь подают к месту укладки в бадьях, в переносных бункерах с помощью кранов или развозят на вагонетках и тачках по путям, уложенным в уровне проезжей части, а в отдельных случаях подают автомобилями-самосвалами. Краны, применяемые для подачи материалов, могут передвигаться параллельно оси моста по земле или по эстакадам. Высота подъема и радиус действия кранов должны обеспечивать подачу смеси во все места укладки. С этой целью можно использовать краны самоходные, стреловые, башенные, козловые и т. д. Из бадьи или бункера бетонную смесь выгружают в приемные ящики, а оттуда — лопатами в опалубку. Применяя переносные бункера и бетонораздатчики, допускающие постепенную выгрузку смеси, можно подавать смесь непосредственно в опалубку.

При бетонировании пролетных строений, расположенных на значительной высоте или в речных пролетах, когда непосредственно самоходными кранами подать смесь невозможно или вызывается большие затраты по устройству эстакад, смесь подают в бункера, установленные на уровне проезжей части, плавучим или кабельным краном.

Забетонированные пролетные строения включаются в работу постепенным опусканием подмостей и кружал. Этот процесс называется раскружаливанием конструкции. К раскружаливанию железобетонных пролетных строений приступают после достижения бетоном не менее 70% прочности, заданной проектом. Обычно эта прочность вполне достаточна для восприятия усилий конструкциями от собственного веса.

Раскружаливать нужно в определенной последовательности с учетом системы пролетного строения и поддерживающих вспомогательных конструкций. Для раскружаливания применяют особые приспособления, устанавливаемые в подмостях и кружалах. Раскружаливая балочные пролетные строения, необходимо исключать возможность появления в балках случайных изгибающих мо-

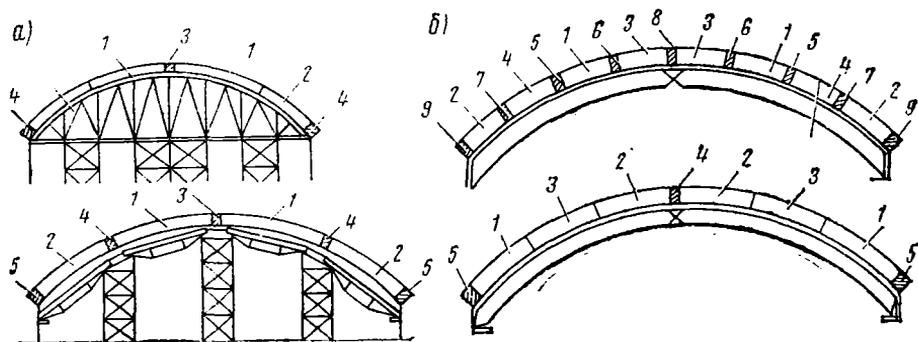


Рис. 15.6. Схема деления на секции бетонирования арочных конструкций при кружалах:
 а — башенных; б — арочных; 1 ÷ 9 — последовательность укладки смеси в секции и в замыкающие клинья

ментов, обратных по знаку расчетным, и предохранять подмости от местных перегрузок.

Опускание подмостей в различных точках должно, как правило, соответствовать линии прогибов железобетонной конструкции от собственного веса. Поэтому разрезные и неразрезные балки нужно раскружаливать от середины пролета к опорам, а консоли — от конца консоли к опоре.

Особой осторожности требует раскружаливание арок и сводов. Необходимо обеспечить полное опускание кружал и постепенное включение арочной конструкции в работу на продольные силы, не допуская появления в ней изгибающих моментов. В арочных кружалах без промежуточных опор приборы для раскружаливания ставят в замковом шарнире или в пятах кружал.

Для раскружаливания пролетных строений пролетом до 30—40 м применяют простые клинья (рис. 15.7, а). Смещение клиньев достигается ударами по тонкому концу верхнего клина. Угол наклонной плоскости клина должен быть меньше угла трения для материала клина. При этом условии клин будет самотормозящим. Более совершенны конструкции из трех (рис. 15.7, г) и четырех (рис. 15.7, д) клиньев. При угле наклона α , большем угла трения, между элементами клина можно достигнуть плавного опускания, постепенно опуская стягивающий болт.

Простым прибором для раскружаливания служат деревянные колодки (рис. 15.7, б), обеспечивающие относительно плавное опускание без толчков. Напряжение по опорным площадкам не должно превосходить допустимого на смятие древесины поперек волокон. Для раскружаливания делают пропилы в плоскостях

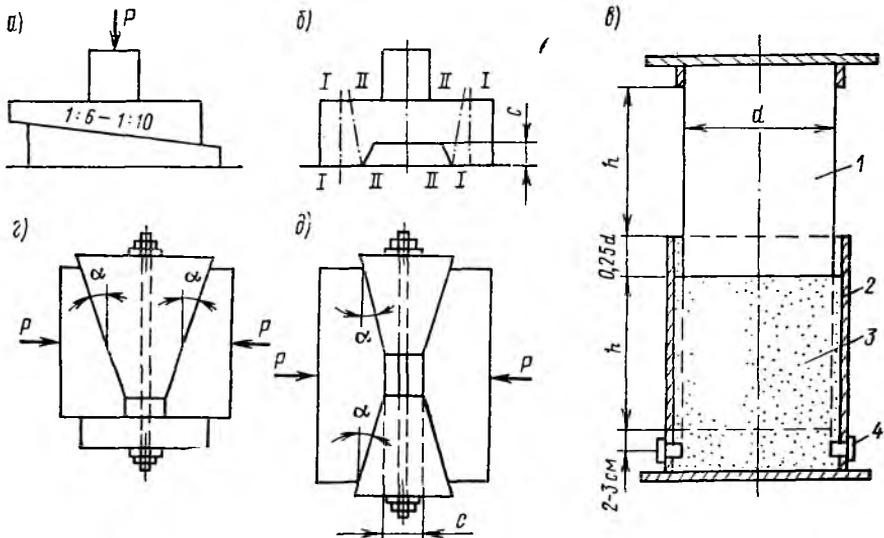


Рис. 15.7. Приборы для раскружаливания забетонированных конструкций

I—I и *II—II*, уменьшающие площадь смятия, в результате колодки опускаются из-за обмятия древесины.

Для плавного и точного опускания пролетных строений пролетом более 30 м широко распространены песочные цилиндры (рис. 15.7, *в*), состоящие из стального стакана 2 (обычно отрезка трубы), заполненного песком 3, и поршня 1, на который опирается опускаемая конструкция. Внизу стенок цилиндра имеются отверстия для выпуска песка, закрываемого пробками 4. Поршень из дерева или железобетона сверху закрывают металлическим листом. Песок должен быть сухой, без примеси глины. Для защиты песка от намокания щель между поршнем и цилиндром заливают битумом. Для устойчивого положения поршень должен заходить в цилиндр на глубину около $0,25 d$. Высота песка в цилиндре равна ходу поршня, соответствующему требуемому размеру опускания, и остаточному слою песка с уровнем выше отверстия по 2—3 см.

Во время раскручивания песок, находящийся под нагрузкой, вытекает через открытое отверстие в цилиндре или его принудительно извлекают из этих отверстий узкими ложками. С уменьшением объема песка в цилиндре поршень и опирающаяся на него конструкция опускаются. Опускание контролируют по объему песка, вышедшего из цилиндра.

Диаметр песчаного цилиндра назначают исходя из допускаемой нагрузки на песок. Давление на цилиндры, заполненные чистым и сухим кварцевым песком, может быть допущено до 20 МПа. Прочность стакана проверяют приближенно, считая давление песка на стенки равным гидростатическому.

15.4. Навесное бетонирование пролетных строений

Навесное бетонирование имеет большое развитие за рубежом, где внавес ежегодно бетонируется значительное число монолитных пролетных строений мостов. Этот способ удобен для сооружения рамно-консольных, балочно-консольных, балочно-неразрезных предварительно напряженных пролетных строений. При навесном способе бетонную смесь укладывают в опалубку секции, поддерживаемую вспомогательными конструкциями на весу. Каждую последующую секцию бетоннируют после набора прочности бетона в предыдущей и обжатия бетона высокопрочной арматурой. В результате постепенно образуются свободно висящие на опорах консоли, которые затем соединяют между собой в середине пролета (рис. 15.8).

Главное преимущество навесного бетонирования — отказ от устройства подмостей по всему пролету. Каждая секция в процессе ее бетонирования и твердения поддерживается легкими передвижными подмостями, рассчитанными на вес одной секции. После частичной выстойки бетона секция, работая как железобетонная консоль, способна воспринимать усилия от собственного

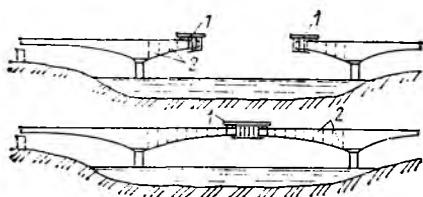
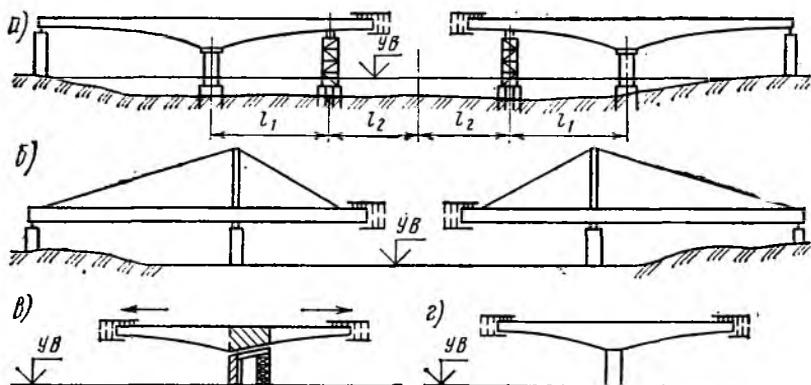


Рис. 15.8. Схема навесного бетонирования:

1 — перемещаемые подвесные
2 — секции бетонирования

Рис. 15.9. Схемы навесного бетонирования



веса, веса расположенных на ней передвижных подмостей и веса последующей секции. Способ навесного бетонирования целесообразен в условиях, когда устройство подмостей в реке затруднено из-за судоходства, ледоходов, неожиданных паводков, а применение сборных конструкций с навесным их монтажом по тем или другим причинам не может быть осуществлено. Этот способ получил большое распространение в связи с развитием предварительно напряженных железобетонных конструкций. В большинстве случаев навесное бетонирование оказывается экономичным при больших пролетах мостов рамно-консольных систем, для которых условия работы пролетных строений на эксплуатационные и строительные нагрузки одинаковы.

Максимальная длина железобетонной консоли, бетонируемой навесным способом, ограничивается прочностью ее сечений и устойчивостью пролетного строения на опрокидывание в сторону консоли.

Возможны различные схемы навесного бетонирования. Вылет консоли может быть уменьшен путем устройства в пролете временных промежуточных опор (рис. 15.9, а). Это позволит бетонировать на весу сперва консоли длиной l_1 , а затем после опирания их на промежуточные опоры длиной l_2 . Промежуточные вспомогательные опоры целесообразны, когда прочность полной консоли ($l_1 + l_2$) недостаточна или не обеспечивается устойчивость пролетного строения на опрокидывание. Однако при недостаточной прочности консоль можно усилить и установкой вантовых оттяжек (рис. 15.9, б).

Известны примеры полууравновешенного (рис. 15.9, в) и уравновешенного (рис. 15.9, г) навесного бетонирования балочных и рамных пролетных строений, при котором консоли бетонируют в обе стороны от опоры моста. Достаточная устойчивость пролетного строения в этих случаях может быть обеспечена двумя путями. В балочных системах (см. рис. 15.9, в) на подмостях бетонируют, в первую очередь, короткую надопорную часть пролетного строения, после чего консоли наращивают в обе стороны от нее в такой последовательности, чтобы на всех этапах бетонирования коэффициент устойчивости пролетного строения на опрокидывание относительно опор был бы не менее 1,3. В рамно-консольных системах (см. рис. 15.9, г) пролетное строение жестко связано с опорами моста и две консоли вместе с опорой представляют собой Т-образную раму, что позволяет обеспечить уравновешенное бетонирование консолей в обе стороны от опоры без устройства дополнительных временных опор.

Длину секций при навесном бетонировании назначают в пределах 3—4 м. При меньшей длине увеличивается число секций и возрастает продолжительность бетонирования консоли, а секции длиной больше 4 м нежелательны из-за утяжеления передвижных подмостей.

Весь процесс возведения одной секции, а именно передвижка и закрепление поддерживающих подмостей, установка опалубки и арматуры, укладка бетонной смеси, твердение бетона и его обжатие напрягаемой арматурой, расположенной в каналах, обычно занимает неделю, т. е. семь дней. При этом на субботу и воскресенье падает период твердения бетона, а в понедельник производится его обжатие. Темп наращивания консоли составляет 0,4—0,6 м в сутки.

Для бетонирования внавес применяют быстротвердеющие цементы марок 500—600. Каждая следующая секция включается в работу консоли путем натяжения части напрягаемой арматуры; к моменту обжатия бетон секции должен приобрести прочность не меньше 30—35 МПа. Быстротвердеющие цементы могут обеспечить при обогреве такую прочность бетона в возрасте двух дней.

Для навесного бетонирования применяют легкие передвижные подмости и съемную щитовую опалубку. Так, для бетонирования уравновешенным способом консолей моста через р. Западную Двину передвижные подмости и наружную опалубку подвешивали к тележкам, которые перемещали вдоль пролета по рельсам. В период бетонирования первых секций, примаыкающих к опорным блокам, фермы подмостей были соединены над осью опоры, а при бетонировании последующих секций фермы разъединяли. В каждой позиции хвостовую часть ферм заанкерывали за готовую часть конструкции. Длина подвесной площадки была достаточной для размещения на ней очередной бетонируемой секции. Высота подвесных подмостей могла изменяться в соответствии с высотой бетонируемой секции. Для этого при перемещении подмостей в новое положение всю подвесную конструкцию можно было подтянуть вверх с помощью гаек, расположенных в верхней части тяг.

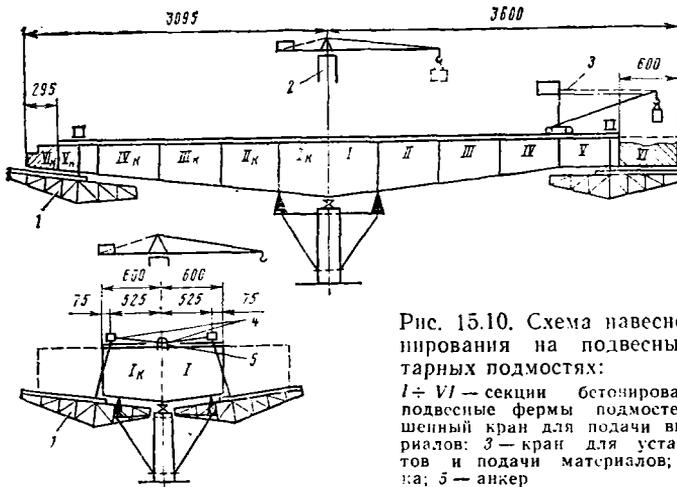


Рис. 15.10. Схема навесного бетонирования на подвесных инвентарных подмостях:

1—VI — секции бетонирования; 1 — подвесные фермы подмостей; 2 — башенный кран для подачи вверх материалов; 3 — кран для установки щитов и подачи материалов; 4 — стяжка; 5 — анкер

На строительстве балочно-консольного пролетного строения моста через р. Вятку для навесного бетонирования по проекту ЦПКБ Мостотреста были успешно применены подвесные инвентарные подмости (рис. 15.10), состоящие из треугольных решетчатых ферм длиной 13 м и высотой 2,7 м, которые прижимались к забетонированной части консоли с помощью полиспастов и поддерживающих стальных тяг. На таких подмостях бетонировали секции длиной до 6 м и шириной 10,3 м. Масса комплекта подмостей с опалубкой составляла 70 т.

Расход металла передвижных подмостей по зарубежным данным составляет до 25 т на один комплект или примерно до 3,0 т на 1 м ширины бетонируемой конструкции. Для механизации работ по установке опалубки, арматурных работ, а также для подачи бетонной смеси на хвостовую анкерную часть подмостей может быть установлен легкий стреловой кран грузоподъемностью 3—5 т. Собственный вес крана в этом случае служит противовесом.

Навесное бетонирование секциями одинаковой длины позволяет применять многократно оборачиваемую щитовую опалубку из металла или деревянной водостойкой фанеры. Ее конструкция должна допускать быструю установку и разборку щитов без повреждения. Для бетонирования коробчатых железобетонных балок щиты по наружным вертикальным плоскостям могут иметь постоянную высоту, соответствующую наиболее высокому сечению балки. Переменная высота секций консоли обеспечивается изменением уровня нижней опалубки. Внутреннюю опалубку обычно собирают из верхних горизонтальных щитов постоянных размеров и вертикальных щитов, высота которых меняется в каждой секции по мере уменьшения высоты консоли.

Консоли в процессе навесного бетонирования получают значительные прогибы. Эти прогибы необходимо учитывать заранее, чтобы после замыкания консолей конструкция имела проектное очертание. В сечениях консоли прогибы возникают от собственного

веса последующих секций, натяжения напрягаемой арматуры, ползучести и усадки бетона, происходящих за время бетонирования консоли, а также собственного веса передвижных подмостей.

Прогиб определяют по общим правилам расчета железобетонных конструкций с учетом переменного значения модуля упругости бетона. Модуль упругости оказывается переменным в связи с тем, что натяжение арматуры и включение в работу очередной секции происходит в ранней стадии твердения бетона. Со временем в течение последующего бетонирования консоли модуль упругости возрастает. По вычисленной эпюре прогибов назначают строительный подъем консоли, который в процессе навесного бетонирования систематически контролируют геодезическими инструментами.

15.5. Бетонирование на перемещающихся подмостях

При возведении за рубежом монолитных балочно-неразрезных предварительно напряженных железобетонных пролетных строений, путепроводов и эстакад получило распространение бетонирование в пролете на инвентарных металлических подмостях. При невысоких сооружениях и свободном подмостовом пространстве там применяют подмости с опалубкой, перемещающиеся по грунту из пролета в пролет (рис. 5.11, а). В условиях большой высоты сооруже-

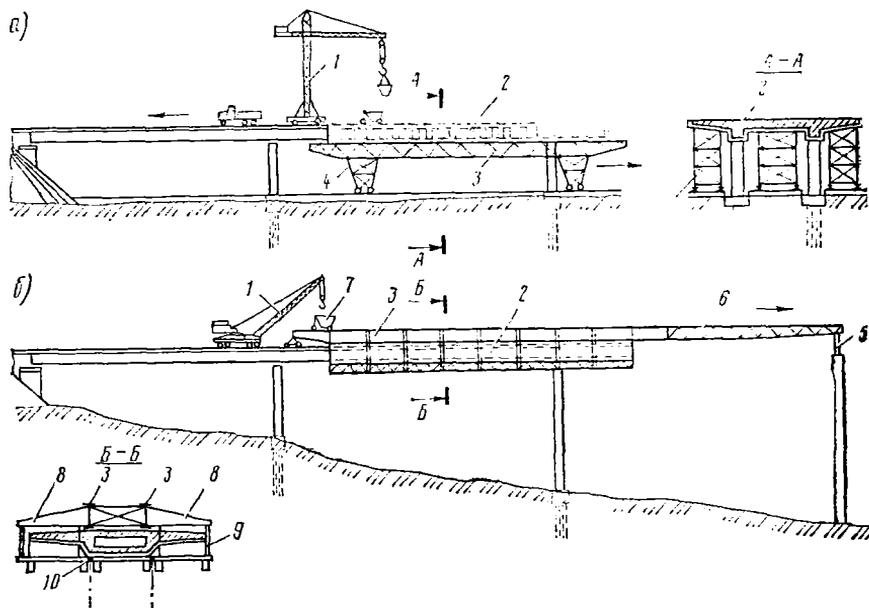


Рис. 15.11. Перемещающиеся подмости для бетонирования:

1 — кран для подачи материалов; 2 — бетонизируемая часть; 3 — главные балки подмостей; 4 — задняя подвижная опора подмостей; 5 — подставка-рама на очередной опоре; 6 — аванбек; 7 — подвижной бункер для бетонной смеси; 8 — поперечные консольные балки; 9 — домкратные стойки для опалубки; 10 — шарнир нижней конструкции, поддерживающей опалубку

ния и застройки зданиями или наличия дорог под сооружаемыми конструкциями используют металлические подмости, которые опирают на капитальные опоры. После окончания бетонирования очередного пролета, выдержки и обжатия бетона напрягаемыми пучками подмости вместе с опалубкой несколько опускают, передавая нагрузку от пролетного строения забетонированного пролета на постоянные опоры моста, а затем передвигают в следующий пролет.

Перемещающиеся подмости выполняют в виде стальных балок, которые опирают на постоянные опоры или же на специальные поддерживающие конструкции (рис. 15.11, б).

Балочно-неразрезные пролетные строения бетонировать за один прием на всю длину основного пролета и частично в виде консоли примерно на $1/4$ — $1/5$ соседнего пролета (см. рис. 15.11), образуя стык бетонирования в зоне минимальных изгибающих моментов в очередном соседнем пролете.

Для облегчения формы опалубки и их скольжения вместе с подмостями пролетные строения пролетом до 35—40 м в поперечном сечении возводят плитной или плитно-ребристой конструкции без поперечных ребер и диафрагм, а для пролетов от 40 м и больше — коробчатой (см. рис. 15.11, б).

Опалубку устраивают в виде металлических щитов с двойной стенкой, наполняя пространство между стенками циркулирующей горячей водой или маслом. Это позволяет обеспечивать хороший тепловой режим для твердения бетона конструкции и, следовательно, сокращение сроков постройки.

Предварительное напряжение арматуры главных балок, расположенной вдоль пролета, и поперечное обжатие плиты проезжей части создают пучками из проволок или витых прядей. Их размещают в каналах, образуемых гофрированными металлическими или полиэтиленовыми трубками. После натяжения арматуры каналы инъецируют цементным раствором.

Темп бетонирования на перемещающихся подмостях определяется сроком готовности пролетного строения одного пролета, т. е. примерно 20—30 дней. Достоинство данного способа — возможность устройства путепроводов, эстакад и виадуков как на прямых, так и на кривых и косых в плане участках трассы.

Глава 16. РАСЧЕТ ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ И УСТРОЙСТВ ДЛЯ ВОЗВЕДЕНИЯ МОНОЛИТНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

16.1. Расчет деревянной опалубки

При расчете деревянной опалубки учитывают те же нагрузки, что и при расчете металлических форм (см. п. 18.1). Кроме этого, в необходимых случаях рассматривают воздействие нагрузок от веса людей и транспортных средств на днища опалубок, не загружен-

ных бетонной смесью. На действие нагрузок от веса людей и транспортных средств опалубку рассчитывают так же, как и настил подмостей (см. п. 29.1). Стационарную опалубку высотой больше 5 м рассчитывают на давление ветра, действующего до загрузки опалубки бетонной смесью.

Деревянная опалубка — это система, состоящая из дощатой обшивки и поддерживающих ее ребер, соединенных тяжами.

Доски и ребра считают неразрезными балками на жестких опорах (рис. 16.1), а места стыков этих элементов — шарнирами. Расчетный пролет досок обшивки l_1 принимают равным расстоянию между осями поперечных ребер. Распределенную нагрузку на доски от горизонтального давления бетонной смеси устанавливают по высоте в невыгоднейшее положение, при котором изгибающий момент в обшивке становится наибольшим. Ординаты эпюры нагрузки

$$p_1 = p_r b,$$

где p_r — горизонтальное давление бетонной смеси (см. п. 18.1);
 b — ширина доски.

Расчетный пролет l_2 поперечных ребер равен расстоянию между осями продольных, а продольных l_3 — расстоянию между осями тяжей. Распределенная нагрузка на поперечное ребро

$$p_2 = R_1 l_1 / b,$$

а сосредоточенная на продольное ребро

$$P = R_2,$$

где R_1 — опорная реакция доски;
 R_2 — то же, поперечного ребра.

Усилие в тяже определяют как сумму передающихся на тяж опорных реакций продольных ребер смежных пролетов. Загрузке каждого элемента соответствует свое положение (по высоте опалубки) эпюры давления бетонной смеси, при котором создается наиболее невыгодное нагружение. Доски и ребра проверяют по пер-

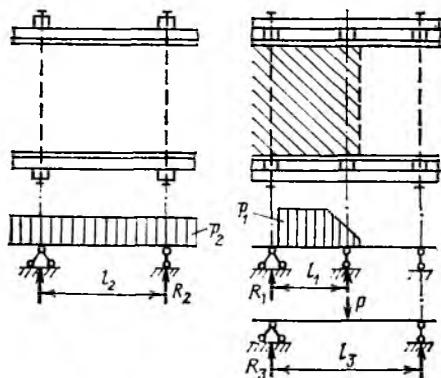


Рис. 16.1. Схемы к расчету элементов деревянной опалубки для монолитной конструкции

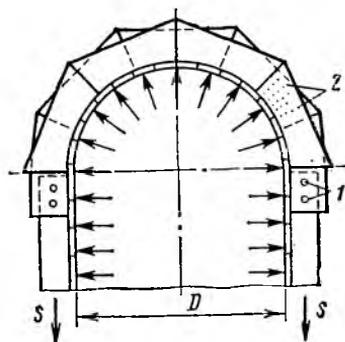


Рис. 16.2. Схема нагружения кружалных ребер опалубки: 1 — болты; 2 — гвозди

вому и второму, а тяжи — по первому предельным состояниям. Горизонтальные кружальные ребра (доски) опалубки на закругленных участках опор рассчитывают на растяжение под действием нагрузки (рис. 16.2)

$$S = 0,5r_c D,$$

где D — диаметр закругления.

На эту же нагрузку рассчитывают болты прикрепления кружальных ребер к поперечным ребрам, а также гвозди в стыках верхнего и нижнего ярусов кружальных досок. Поскольку нагрузка S через болты передается на поперечные ребра, то эти ребра рассчитывают на совместное действие изгибающих моментов и продольных растягивающих сил.

16. 2. Расчет кружал

При расчете кружал учитывают нагрузку от их собственного веса и веса опалубки, бетона арочного пролетного строения, оборудования и устройств для перемещения бетонной смеси, людей и инструмента и давления поперечно направленного ветра. Помимо этого, расчет ведут на нагрузки от домкратов для регулирования усилий, а при двухшарнирных и бесшарнирных кружалах учитывают также воздействие от изменения температуры.

Расчетом по первому предельному состоянию проверяют несущую способность элементов кружал, а также общую устойчивость их формы. Расчет по второму предельному состоянию определяют вертикальные перемещения кружал и на этом основании задают строительный подъем кружал, назначенный таким образом, чтобы после проявления всех деформаций ось забетонированного пролетного строения приняла проектное очертание.

Схема передачи нагрузок от бетонируемого пролетного строения на кружала зависит от принятой последовательности бетонирования и типа кружал.

Вес элемента арки (свода) P можно разложить на две составляющие (рис. 16.3). Составляющая N , перпендикулярная оси арки, передается на кружала. Составляющая T передается на косяки кружал силами трения T_1 между бетоном и опалубкой. Если в сечении арки $T < T_1$, то составляющая передается на кружала полностью, а если $T > T_1$, то частично. Избыточная часть $T_2 = T - T_1$ в зависимости от конкретных условий передается на капитальную опору или же подобно T_1 воспринимается кружалами. Передачу силы T_2 на капитальную опору учитывают при бетонировании: 1) бессекционным, когда укладка смеси завершается в течение срока схватывания цемента и вся уложенная смесь находится в пластичном состоянии; 2) секциями. В этом случае на опору передается избыточная часть T_2 составляющей веса одной только крайней (пятовой) секции; сила T_2 при бетонировании других секций передается на косяки кружал через подкосы или другие поддерживающие устройства (см. рис. 16.3).

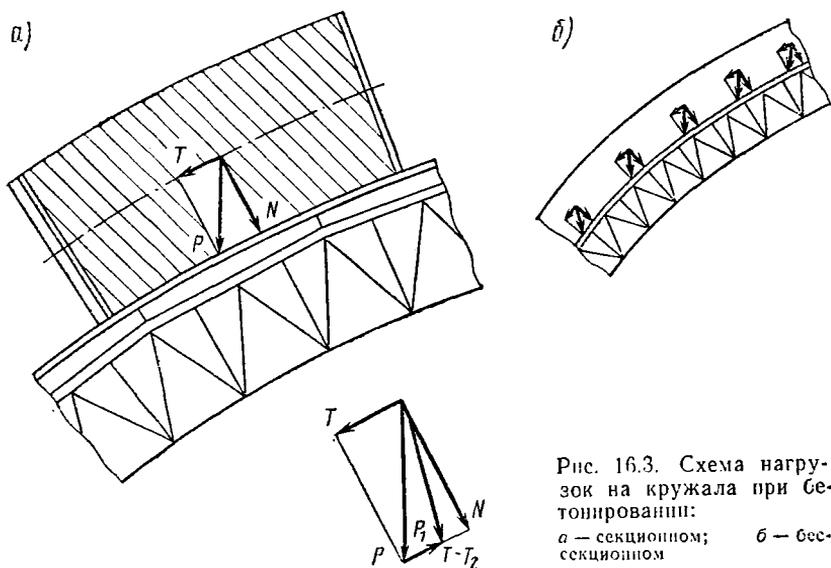


Рис. 16.3. Схема нагрузок на кружала при бетонировании:
 а — секционным; б — бес-
 секционным

Продольные силы, воспринимаемые днищем опалубки, поперечинами и косяками кружал, передаются затем на верхние пояса кружальных ферм через связи, имеющиеся между этими элементами. Связи рассчитывают на усилия T_2 .

Верхние пояса кружальных ферм работают на изгиб под действием местной нагрузки от веса бетона; элементами верхних поясов эта нагрузка передается в узлы верхнего пояса. Таким образом, схема загрузки кружальных ферм весом бетона может быть представлена системой узловой нагрузки — сил, которые в тех местах, где вес бетона воспринимается целиком кружалами, являются вертикальными (силы P), а в остальных местах отклоняются от вертикали (силы P_1). При определении узловых нагрузок учитывают неравномерность распределения веса арки по ее длине. Определяя усилия в элементах кружальных ферм, необходимо учитывать предусмотренную проектом последовательность укладки бетонной смеси. Более удобен в этом случае расчет по линиям влияния усилий; из всех возможных стадий бетонирования каждый раз нужно выбирать такую, при которой загрузка линии влияния оказывается наиболее невыгодным.

Устойчивость арочных кружал в плоскости их кривизны проверяют так же, как и устойчивость прямолинейного сжатого стержня при свободной длине его l_0 . Свободная длина:

для трехшарнирных кружал

$$l_0 = 1,28 [1 + 7 (f_{оп}/s_0)^2] s_0;$$

для двухшарнирных кружал

$$l_0 = \frac{s}{2} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 - [s/(2\pi\rho)]^2}};$$

для бесшарнирных

$$l_0 = \frac{s}{2,85} \cdot \frac{l}{\sqrt{1 - [s/(2\pi r)]^2}}$$

Между центрами (или шарнирами) пятовых сечений теоретическая длина оси кружальной арки

$$s \approx \sqrt{l^2 + 16(3f_0^2)}$$

Радиус окружности, имеющей общие точки с осью кружал в центрах (или шарнирах) замкового и пятовых сечений,

$$\rho = (l^2 + 4f_0^2)/(8f_0)$$

Здесь f_{0n} — стрела подъема полуарки кружал;

s_0 — длина хорды полуарки;

f_0 — стрела подъема кружал.

При проверке устойчивости сечение кружальной арки рассматривают как сплошные с моментом инерции

$$J = J_B + J_H + F_B c_B^2 + F_H c_H^2$$

где J_B, J_H — моменты инерции брутто верхнего и нижнего поясов относительно собственных осей;

F_B, F_H — площади сечения брутто верхнего и нижнего поясов;

c_B, c_H — расстояния от центра тяжести каждого верхнего и нижнего поясов до их общего центра тяжести.

Затем для кружальной арки находят приведенную гибкость

$$\lambda_{пр} = \lambda \sqrt{1 + \frac{0,54}{\lambda} \cdot \frac{F_B + F_H}{F_P}}; \quad \lambda = \frac{l_0}{r}; \quad r = \sqrt{\frac{J}{F_B + F_H}}$$

где λ — гибкость стержня сплошного сечения;

F_P — площадь брутто сечения раскоса кружальной арки;

r — радиус инерции сечения кружальной арки.

По известной гибкости $\lambda_{пр}$ определяют табличное значение коэффициента продольного изгиба φ .

При проверке устойчивости против опрокидывания в поперечном направлении рассматривают кружала не нагруженными весом бетона (рис. 16.4). Вертикальная нагрузка на систему складается из собственного веса кружал и опалубки, а горизонтальная — из давления поперечного ветра на кружала и опалубку. Грань опрокидывания совмещают с центром крайнего опорного шарнира с подветренной стороны кружал.

При послойно-секционном бетонировании вес бетонизируемых секций (например, стенок коробчатого свода) передается на объединенную сталежелезобетонную конструкцию, состоящую из кружальных ферм и включенной в совместную работу с ними ранее за-

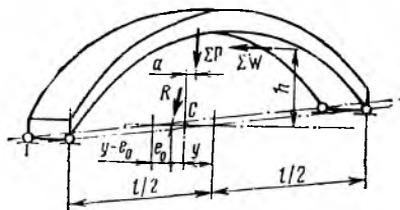


Рис. 16.4. Схема к расчету арочных кружал на устойчивость против опрокидывания

бетонированной части конструкции (например, нижней плиты свода). Полные усилия (напряжения) в элементах кружал определяют так же, как и при расчете сталежелезобетонных конструкций, суммируя усилия (напряжения), действующие на разных стадиях. Число стадий должно соответствовать предусмотренному проектом порядку производства работ.

При расчете стальных статически неопределимых кружал, а также кружал любой системы с включенном в совместную работу с ними слоем бетонируемой конструкции необходимо учитывать усилия и напряжения от изменения температуры.

В случаях, предусмотренных проектом, определяют напряжения от регулирования усилий в кружалах, производимого обычно с помощью домкратов, установленных в замковом шарнире перед его загрузлением.

Расчет арочных кружал на дополнительные силы включает определение усилий в элементах кружал от давления ветра на кружала, их обстройку и опалубку. Давление ветра на кружала считают распределенным поровну между нижней и верхней системой связей, а остальную ветровую нагрузку — передающейся на связи в плоскости верхних поясов кружальных арок. Усилия в диагоналях и распорках связей, для которых ветровые нагрузки являются основными, а также дополнительные усилия от ветра в элементах поясов определяют методами, применяемыми при расчете стальных арочных мостов.

Особенности расчета отдельных элементов кружал и их обстройки заключаются в следующем.

При определении изгибающих моментов в поддоне опалубки и в поперечинах кружал учитывают действие составляющей веса N бетона, нормальной к оси арки (см. рис. 16.3). Действие тангенциальной составляющей T (или силы трения $T_1 = Nf$, если $T > T_1$) вызывает сжимающее усилие в досках опалубки и в косяках кружал. В соответствии с этим доски рассчитывают как сжатоизогнутые, а косяки как сжатые элементы. Элементы сопряжения досок с поперечинами и косяками и косяков с верхним поясом кружал рассчитывают на передачу силы T или T_1 . Верхние пояса кружальных арок рассчитывают как элементы, подверженные совместному действию растяжения или сжатия с изгибом. Элементы верхних поясов проверяют на прочность:

$$S/F_{нт} + M_M/W_{нт} = \sigma_S + \sigma_M \leq R',$$

где S — усилие в элементе пояса от нормальной силы в арке и изгибающего момента в ее плоскости, а при расчете на дополнительные силы — также от действия ветровой нагрузки;

$F_{нт}$ — площадь сопротивления элемента пояса в ослабленном сечении;

M_M — момент в элементе пояса от местной нагрузки в виде передающейся через косяк нормальной составляющей давления N бетона, а также нормальных составляющих веса опалубки и обстройки кружал;

$W_{нт}$ — момент инерции в ослабленном сечении.

Расчетное сопротивление R' материала кружал принимают равным основному расчетному сопротивлению при действии осевых

сил R_0 , если $\sigma_s > \sigma_m$, и равным основному расчетному сопротивлению при изгибе R_n , если $\sigma_s < \sigma_m$.

Устойчивость элементов верхнего пояса проверяют по выражению

$$S' / (\varphi F_{бр}) \leq R_0,$$

где φ — коэффициент понижения несущей способности при проверке устойчивости внецентренно сжатых элементов;

$F_{бр}$ — площадь брутто сечения элемента пояса.

Остальные элементы кружальных арок проверяют на действие осевых сжимающих или растягивающих сил. Если для устройства кружал применяют инвентарные конструкции, то условие обеспечения несущей способности имеет обычный для таких конструкций вид:

$$S \leq S_{пр},$$

где $S_{пр}$ — предельное усилие для проверяемого элемента кружал.

Строительный подъем кружал определяют для всех характерных точек по длине арки; например, при арочных кружалах из инвентарных элементов — для мест сопряжения инвентарных секций, а при кружалах с промежуточными опорами — над этими опорами и т. п. По результатам расчета строят кривую строительного подъема.

При определении строительного подъема арочных кружал его расчетный размер можно вычислять только для замкового сечения, а для остальных сечений полученный подъем распределяют от максимального значения в замке до нуля в опорном сечении, пользуясь зависимостями при кружалах:

трехшарнирных $\Delta_x = \Delta 2x/l$;

двух- и бесшарнирных $\Delta_x = \Delta f_x/f_0$,

при Δ — расчетное значение строительного подъема в замке;

Δ_x — расчетное значение строительного подъема на расстоянии x от опорного сечения кружал;

f_0 — ордината оси кружал в замке;

f_x — то же, в месте определения строительного подъема;

l — пролет кружальной арки.

Расчетный строительный подъем в замке

$$\Delta = \Sigma \delta_i = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 + \delta_5,$$

где $\Sigma \delta_i$ — суммарное вертикальное перемещение центра замкового сечения бетонированной арки (свода), составляющие которого зависят от схем кружал и бетонированной конструкции. Для арочных кружал учитывают вертикальные перемещения $\delta_1 + \delta_5$;

δ_1 — перемещение от упругого обжатия (укорочения оси) кружальной арки, вызванного воздействием собственного веса кружал, веса обстройки и опалубки, а также веса бетонированной конструкции. Значения δ_1 определяют по общим методам строительной механики через усилия в элементах кружальных арок или же по приближенным формулам. Так, вертикальное перемещение замка трехшарнирных кружал

$$\delta_1 = \frac{\rho l^2}{96EF} \left[8 + 3 \left(\frac{l}{f_0} \right)^2 \right];$$

δ_2 — перемещение от деформаций обжатия приборов раскружаливания (клиньев или песочниц). При установке песочницы в замке трехшарнирных арочных кружал

$$\delta_2 = l \Delta l_1 / f_0;$$

δ_3 — перемещение, вызванное горизонтальным смещением капитальных опор под действием распора кружал. Для суммарного смещения опор, равного Δl_2 , получим

$$\delta_3 = l \Delta l_2 / f_0;$$

δ_4 — прогиб замкового сечения бетонированной арки от действия полной постоянной нагрузки, усадки бетона и изменения температуры. Усадку бетона учитывают в виде эквивалентных деформаций при понижении температуры на 20 °С. Для трехшарнирной арки по укорочению хорды Δs_0 полуарки имеем

$$\delta_4 = s_0 \Delta s_0 / f_0, \text{ а } \Delta s_0 = s_0 [\sigma_{ср} / E_б + (20 + \Delta t) \alpha_t];$$

δ_5 — прогиб замкового сечения бетонированной арки от ползучести бетона. Перемещение δ_5 учитывают, как правило, для арок пролетом свыше 50 м, а также в тех случаях, когда собственный вес пролетного строения превышает 70% от действующей на него полной эксплуатационной нагрузки;

p — равномерно распределенная нагрузка на кружала;

E — модуль упругости стали;

F — площадь брутто сечения поясов кружальных ферм;

Δl_1 — горизонтальное перемещение поршня песочницы под действием распора кружал (принимается равным 0,5 см);

f_0 — стрела подъема кружал;

s_0 — длина хорды полуарки;

$\sigma_{ср}$ — средние напряжения в бетоне арки;

$E_б$ — модуль упругости бетона;

Δt — разность температур среднегодовой и в момент замыкания арки;

α_t — коэффициент температурного удлинения.

Полученные ординаты строительного подъема Δ_x дополнительно увеличивают для учета неупругих деформаций обжатия во взаимных сопряжениях элементов обстройки (досок обшивки, поперечин, косяков) и в сопряжениях этих элементов с конструкциями кружал.

Строительный подъем кружал, устраиваемых из балок или ферм, перекрывающих пролеты между вспомогательными опорами, определяют, учитывая как прогибы балок или ферм, так и осадки опор кружал.

При раскружаливании кружала опускают с таким расчетом, чтобы вспомогательные конструкции отделились от пролетного строения и образовался технологический зазор, обеспечивающий возможность разборки вспомогательных конструкций. Ожидаемые вертикальные перемещения при раскружаливании

$$\Delta_l = \delta_{iпр} + \delta_{iк} + c,$$

где Δ_l — перемещение рассматриваемого сечения кружал (или подмостей);

$\delta_{iпр}$ — упругий прогиб пролетного строения;

$\delta_{iк}$ — упругий подъем кружал или подмостей в этом же сечении;

c — технологический зазор, равный 1—3 см.

Прогиб $\delta_{iпр}$ определяют, считая собственный вес пролетного строения распределенным по его длине. Для конструкций кружал и

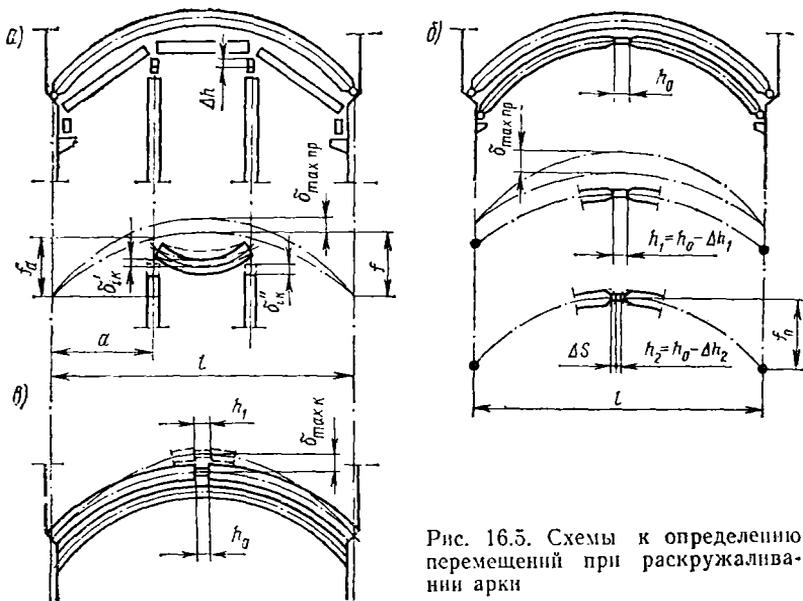


Рис. 16.5. Схемы к определению перемещений при раскружливании арки

подмостей в виде разрезных балок или ферм, опирающихся на вспомогательные опоры (рис. 16.5, а)

$$\delta_{ик} = \delta_{ик}' + \delta_{ик}''$$

где $\delta_{ик}'$ — упругий подъем вспомогательной опоры, который определяется как ее упругое удлинение под действием направленной вверх осевой силы, равной давлению на опору от веса бетонруемого пролетного строения;

$\delta_{ик}''$ — упругий прогиб пролетного строения кружал от действия направленной вверх распределительной нагрузки, равной нагрузке от веса бетонруемого пролетного строения.

Требуемое опускание (см. рис. 16.5, а) приборов раскружливания (клиньев, песочниц), установленных вертикально на опорах, для кружал трехшарнирных

$$\Delta h = \frac{2a}{l} (\delta_{\max. пр} + \delta_{ик}' + \delta_{ик}'') + c;$$

двухшарнирных и бесшарнирных

$$\Delta h = \frac{f_a}{f_0} (\delta_{\max. пр} + \delta_{ик}' + \delta_{ик}'') + c.$$

При трехшарнирных арочных кружалах и установке приборов раскружливания (клиньев, песочниц) в горизонтальном положении в замке кружал (16.5, б) требуемое сокращение начальной длины приборов h_0

$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3;$$

$$\Delta h_1 = 2f_0 \delta_{\max. пр}/l; \quad \Delta h_2 = 2\Delta s_{ик}; \quad \Delta h_3 = 2f_0 c/l,$$

- где Δh_1 — сокращение длины приборов при опускании замка кружал на высоту, равную прогибу δ_{\max} бетонированного пролетного строения от его собственного веса;
- Δh_2 — сокращение длины приборов при упругом удлинении полуарок кружал;
- Δh_3 — сокращение длины приборов для образования технологического зазора;
- $\Delta s_{\text{н}}$ — упругое удлинение полуарок кружал из-за разгрузки от веса бетонированного пролетного строения. $\Delta s_{\text{н}}$ определяют, прикладывая к кружалам направленную вверх распределенную нагрузку, равную нагрузке от веса бетонированного пролетного строения.

При двухшарнирных или бесшарнирных арочных кружалах и установке домкратов для раскружаливания в замке бетонированного пролетного строения (рис. 16.5, в) требуемый ход домкратов

$$\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3; \quad \Delta h_1 = \delta_{\max \text{ н}}; \quad \Delta h_2 = 2\Delta s_{\text{н}} s_0/l;$$

$$\Delta h_3 = -\Delta h_3,$$

- где Δh_1 — ход домкрата при подъеме пролетного строения в замке;
- $\delta_{\max \text{ н}}$ — упругий подъем замка кружал, вызванный их разгрузкой от веса пролетного строения. Перемещение $\delta_{\max \text{ н}}$ определяют, прикладывая к кружалам направленную вверх распределенную нагрузку, равную нагрузке от веса пролетного строения;
- Δh_2 — ход домкрата, вызванный укорочением длин Δs полуарок пролетного строения при развитии в домкратах усилий, равных распыру от собственного веса бетонированной конструкции, и при включении пролетного строения в работу на собственный вес;
- Δh_3 — ход домкратов на размер образования технологического зазора s .

По перемещениям Δh и нагрузкам на приборы раскружаливания подбирают их конструкцию и размеры.

Угол уклона клина α (рис. 16.6, а) назначают из условия $\text{tg } \alpha > f$, где f — коэффициент трения, равный 0,15 для деревянных клиньев. Увеличение угла α приводит к уменьшению размеров прибора и к увеличению усилия S в стяжном болте, так как $S = 2H \times \text{tg } \alpha - f$. При расчете клинового прибора проверяют также напряжения сжатия по контактным площадкам клиньев.

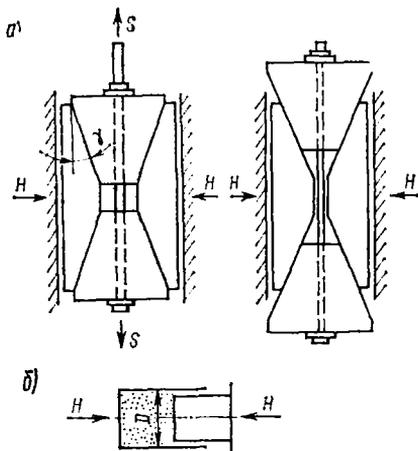


Рис. 16.6. Схемы к расчету приборов для раскружаливания

Рис. 16.7. Схема расположения домкратов для регулирования усилий в арке



Диаметр песочниц (рис. 16.6, б) подбирают исходя из расчетного сопротивления песка при его сжатии в обойме, равного 5 МПа. Диаметр песочницы (в сантиметрах)

$$D = 0,5 \sqrt{H},$$

где H — распор арки от ее собственного веса, Н.

В случаях, когда установленные в замке арки домкраты используются для регулирования в ней усилий (рис. 16.7), развиваемые домкратами усилия P_1 и P_2 и места их приложения должны удовлетворять условиям

$$P_1 + P_2 = H; P_1 l_1 + P_2 l_2 = M,$$

где H — распор арки от ее собственного веса;

M — заданный момент в замке арки.

16.3. Расчет передвижных подмостей для навесного бетонирования

Нагрузки на передвижные подмости — их собственный вес, вес опалубки, бетона и арматуры бетонированной секции пролетного строения, технологического оборудования, людей и мелкого инструмента, а также давление поперечно направленного ветра на подмости и опалубку этой секции. Передвижные подмости рассчитывают по первому и второму предельным состояниям. По первому предельному состоянию проверяют несущую способность элементов подмостей и их устойчивость против опрокидывания в продольном направлении для стадии бетонирования секций и стадии перемещения подмостей. По второму предельному состоянию определяют деформации подмостей на стадии бетонирования.

Различают два основных варианта компоновки расчетных схем подмостей с расположением продольных несущих консольных элементов над пролетным строением (рис. 16.8, а) или под ним (рис. 16.8, б). Основными несущими элементами подмостей служат нижние 8 и верхние 7 поперечные балки, тяжи 5 и главные консольные балки 4. Вертикальная нагрузка от веса бетонированной секции непосредственно воспринимается поддоном 6. Нагрузка от людей и

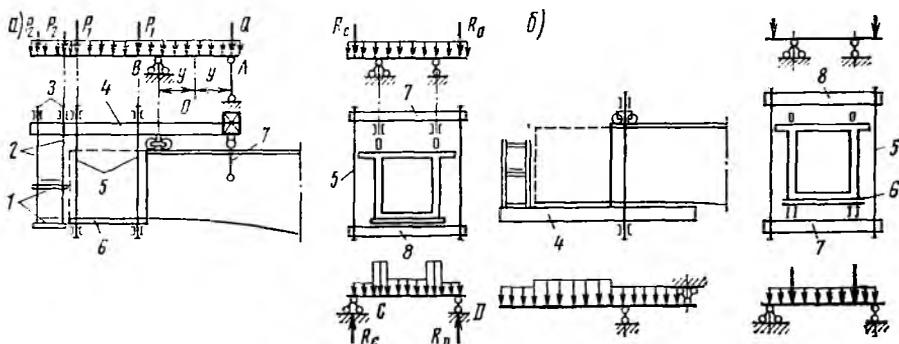


Рис. 16.8. Расчетные схемы передвижных подмостей

инструмента на рабочих подмостях 1 через тязи 2 и поперечные балки 3 передается на главные консольные балки. Концы этих балок закреплены к пролетному строению анкерами 7. Металлический поддон 6 представляет собой элемент опалубки (расчет см. з п. 18.1). Поперечные и консольные балки работают на восприятие изгибающих моментов и поперечных сил, возникающих от действия собственного веса элементов подмостей, веса бетона и опалубки и нагрузки на рабочих подмостях (см. рис. 16.8, а). Тяжи рассчитывают на действие растягивающих усилий, равных опорным реакциям нижних поперечных балок R_C и R_D .

При проверке устойчивости консольных балок против опрокидывания в продольном направлении определяют эксцентриситет e_0 равнодействующей всех действующих на балку активных сил, включая вес Q противовеса, а также усилие R_A в анкере:

$$e_0 = \frac{\Sigma M_0 + R_A y}{\Sigma P + R_A},$$

где ΣM_0 — сумма моментов всех сил, кроме усилия в анкере;

ΣP — сумма вертикальных проекций всех сил, кроме усилия в анкере.

Из условия устойчивости

$$\frac{e_0}{y} \leq m \text{ и } \frac{\Sigma M_0 + R_A y}{y(\Sigma P + R_A)} \leq m$$

определяют минимальное усилие в анкере

$$R_A = \left(m \Sigma P - \frac{\Sigma M_0}{y} \right) / (1 - m),$$

при котором обеспечивается устойчивость консольной балки. На усилие R_A рассчитывают тягу анкера и конструкцию ее закрепления в бетоне элемента.

Вес противовеса Q подбирают исходя из условия устойчивости подмостей в период их передвижки на следующую стоянку; анкер в этот период из работы выключают. На подмости при передвижке действуют вертикальные нагрузки только от их собственного веса.

Вес противовеса Q вычисляют аналогично определению анкерного усилия R_A . При расчете подмостей на действие поперечного ветра считают, что его давление на опалубку и рабочие подмости передается через тязи на уровень верхних поперечных балок и суммируется с давлением ветра на консольные балки. По вычисленным усилиям в элементах связей между балками подбирают сечения их элементов.

Аналогично рассчитывают передвижные подмости с нижним расположением консольных балок (см. рис. 16.8, б).

Перед бетонированием каждой секции пролетного строения положение тяжей и поддона регулируют в соответствии с вычисленными размерами строительного подъема подмостей. В расчете передвижных подмостей определяют деформации (прогибы) бетонируемой консоли от ее собственного веса, усилий натя-

жения арматуры и длительных процессов — усадки и ползучести бетона. Строительный подъем подмостей на каждой стоянке назначают таким, чтобы профиль проезжей части на мосту после проявления деформаций совпадал с проектным.

16.4. Теплотехнический расчет зимнего бетонирования

Конечная цель теплотехнических расчетов при зимнем бетонировании монолитных конструкций — определение такого термического сопротивления R (сопротивления теплопередаче) конструкции утепленной опалубки, при котором можно бетонировать по способу термоса, не допуская замораживания уложенного бетона ранее набора им необходимой прочности.

При расчете учитывают начальную температуру бетонной смеси, температуру наружного воздуха и тепло, выделяющееся в процессе твердения бетона вследствие экзотермии цемента, а также относительную прочность бетона, набираемую к моменту замораживания. Расчет упрощается, если пользоваться установленным (с учетом этих факторов) значением R в зависимости от температуры воздуха. Эта зависимость, справедливая для монолитных конструкций, преимущественно опор толщиной более 2 м, имеет вид

$$R = a t_n,$$

где a — коэффициент пропорциональности, определяемый по табл. 16.1;
 t_n — температура наружного воздуха, °С.

Таблица 16.1

Утепляемые участки бетонлируемой конструкции	Коэффициент a при относительной прочности бетона к моменту замораживания	
	70%	100%
Поверхности опоры в пределах 2 м от ее углов (ребер)	0,03	0,04
Прочие поверхности	0,15	0,20

Примечание. Данные таблицы соответствуют случаю, когда бетонная смесь в момент укладки имеет температуру не ниже 15 °С.

По термическому сопротивлению R подбирают толщину конструктивных слоев утепленной опалубки, используя зависимость

$$R = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\delta_i}{\lambda_i},$$

где β — коэффициент, учитывающий влияние ветра и равный 0,6 для ожидаемых скоростей ветра менее 5 м/с и 0,4 для больших скоростей;

δ_i — толщина i -го слоя, м;

λ_i — соответствующий коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°С).

Данные о коэффициентах теплопроводности некоторых строительных материалов приведены ниже в табл. 18.2.

Раздел пятый. **ИЗГОТОВЛЕНИЕ СБОРНЫХ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВЫХ
КОНСТРУКЦИЙ**

Глава 17. **ОСНОВНЫЕ СПОСОБЫ
ИЗГОТОВЛЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ**

**17.1. Особенности изготовления
конструкций**

Основной номенклатурой сборных конструкций, выполняемых заводами и полигонами, находящимися на промышленном балансе, следует считать типовые и унифицированные мостовые конструкции — массовые и сложные в изготовлении. К ним, в первую очередь, относятся железобетонные предварительно напряженные цельноперевозимые балки и плиты пролетных строений, блоки для члененных балок, сваи, стойки и колонны надфундаментных конструкций, оболочки и полые сваи для устройства фундаментов опор и т. д. Изготовление массовых сборных конструкций например преднапряженных свай, оболочек, пустотных плит, унифицированных балок и пролетных строений сосредоточивается преимущественно на специализированных (по видам изделий) технологических линиях заводов или в отдельных цехах комбинатов, где имеется возможность обеспечить более совершенную механизацию производства, лучшую технологическую оснастку, создать благоприятные условия для повышения производительности труда, экономии материалов, хорошего контроля и получение изделий высокого качества.

В специализированных заводах и цехах промышленных комбинатов целесообразно готовить также отдельные стандартные детали и нормалы, требующиеся для изготовления сборных конструкций, например, арматурные сетки и каркасы, арматурные пучки и анкеры к ним, элементы сборных тротуаров, бордюры, перила. Часть унифицированных нормалей и деталей может быть использована на заводе при изготовлении элементов конструкции, а также направляться на строительство мостов в виде полуфабриката.

Технологический процесс изготовления элементов из обычного и предварительно напряженного железобетона состоит из заготовки арматуры и установки арматурного каркаса в опалубку или форму, укладки бетонной смеси, предварительной выстойки и пропаривания бетона, распалубки и окончательной отделки элемента.

В процесс изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций дополнительно входит также изготовление, установка и натяжение высокопрочной арматуры.

Предварительное напряжение в конструкции можно создавать после бетонирования или до бетонирования элементов; им соответствуют две принципиально различные технологии изготовления. При изготовлении конструкций с натяжением арматуры после бетонирования (натяжение на бетон) одновременно с заготовкой и сборкой арматурного каркаса требуется заготовить и установить каналообразователи, после бетонирования конструкции извлечь их, заготовить и уложить в каналы высокопрочную арматуру и натянуть ее, заинъецировать раствором, закрыть или заполнить открытые каналы, обетонировать анкеры напрягаемой арматуры. В конструкциях с натяжением арматуры до бетонирования (натяжение на упоры) арматуру напрягают заранее на специальные упоры, которыми могут быть усиленная опалубка и формы, или стенды. В таком положении бетонируют конструкцию. После получения бетоном необходимой прочности реактивные силы от натяжения арматуры передают с упоров на бетон, создавая его обжатие. Конструкции в виде плит и балок длиной до 21—24 м, изготавливаемые с натяжением арматуры до бетонирования, получают качественнее, технологическая оснастка и способы их изготовления проще, все операции легко контролировать, более надежно обеспечивается сцепление напрягаемой арматуры с бетоном. Элементы бетонируют в один прием при меньших затратах труда на все операции по изготовлению конструкции.

Первоначальные большие затраты на устройство упоров для изготовления конструкций малых и средних размеров оправдываются получаемой более высокой производительностью и гарантированным качеством изготавливаемых изделий. При изготовлении балок длиной более 24 м значительно усложняются как стенды-упоры, так и весь технологический процесс. По этим причинам пролетные строения, собираемые из цельноперевозимых балок длиной 33 и 42 м, целесообразнее заменять другими видами конструкций, более простыми в изготовлении, например составными, поперечно члененными.

Натяжение арматуры на бетон конструкции, а не на упор чаще применяют при работах на временных полигонах или непосредственно на месте строительства. Таким способом изготавливают составные поперечно члененные по длине конструкции пролетных строений средних и больших мостов. Блоки таких конструкций с открытыми или закрытыми каналами для арматурных пучков изготавливают на технологических линиях заводов или полигонов. После доставки на строительство моста их объединяют в целую конструкцию бетонированием стыков или склеиванием в швах, а затем натягивают напрягаемую арматуру. Составные конструкции особенно целесообразны, если необходимо строить мосты в удаленных местах, куда сложно и дорого доставлять крупные балки, изготовленные на промышленных предприятиях.

На предприятиях мостовых сборных железобетонных конструкций большое применение получила поточно-агрегатная технология изготовления цельных балок пролетных строений и других

стандартных изделий. По этой технологии по рельсовому пути в цехе перемещаются специальные устройства, с помощью которых на отдельных постах идет весь процесс постепенного изготовления обычной или предварительно напряженной конструкции. За счет создания ритмичного потока всего производства, применения специальных оборудования и механизмов, четкого разделения производственных операций обеспечивается высокая производительность труда, хорошее качество и низкая стоимость изделий. Поточно-агрегатная технология требует больших первоначальных капитальных затрат, которые при достаточно большой производительности окупаются, так как в условиях промышленных предприятий эта технология дает сокращение трудовых затрат.

Развитием поточно-агрегатного способа производства служит конвейерная технология. В этом случае изделия в виде балок и других конструкций перемещаются от одного поста к другому по принципу пульсирующего конвейера с принудительным постоянным ритмом, определяемым наиболее длительной операцией на одном из постов конвейера.

Распространено изготовление сборных конструкций по стеновой технологии, особенно в полигонных и в построечных условиях. Все процессы изготовления элемента при этой технологии протекают последовательно на одном рабочем месте — стационарном стенде. Для конструкций из предварительно напряженного железобетона здесь требуется устройство специальных упоров. Такая технология часто применяется на стройплощадках больших или группы малых и средних мостов, удаленных от промышленных предприятий, а также при необходимости изготовления нетранспортабельных тяжелых конструкций больших размеров или нестандартных конструкций ограниченного числа.

Сравнивая поточно-агрегатную заводскую со стеновой построечной технологией изготовления предварительно напряженных балок, следует отметить, что все устройства и приспособления при стеновой технологии более просты; однако несколько меньшая производительность вызывает повышенную затрату труда и времени. Например, цикл изготовления одной предварительно напряженной балки длиной 24 м при стеновой технологии занимает 8—10 сут, тогда как на заводе по поточно-агрегатной технологии такую же балку изготавливают за 4—6 сут с меньшей затратой труда и средств.

Для массового изготовления круглых элементов сборных конструкций, применяемых для фундаментов и надфундаментных частей, а также решетчатых пролетных строений эффективна технология с использованием центрифуг.

Центрифуга — это приводной роликовый станок, на котором вращается цилиндрическая форма с заложенным в нее арматурным каркасом и пластичным бетоном. Под влиянием центробежных сил, развиваемых при вращении форм на станке с большой частотой вращения, бетонная смесь распределяется по ее внутренней поверхности, образуя цилиндрические железобетонные элементы.

По этой технологии хорошо освоено изготовление трубчатых свай диаметром от 0,4 до 0,8 м на малых центрифугах и оболочек диаметром от 1 до 2 м на больших. При заводском изготовлении на центрифугах обеспечивается высокое качество железобетонных оболочек и значительно повышается производительность труда.

17.2. Предприятия для изготовления сборных конструкций

Заводы для изготовления мостовых железобетонных конструкций (МЖБК) имеют мощность в пределах 20—60 тыс. м³ изделий в год с примерным радиусом поставки сложных преднапряженных конструктивных до 1200—1500 км. Для обеспечения отдельных мостостроительных трестов и мостовых районов простыми, а также нестандартными конструкциями устраивают постоянно действующие полигоны с выпуском до 10 тыс. м³ сборных конструкций, обычно доставляя их на расстояние до 600—800 км.

Для потребностей отдельных мостостроительных организаций (мостоотрядов, мостопоездов, стройуправлений), занятых на постройке большого числа малых и средних мостов, а также при постройке отдельных крупных сооружений, устраивают временные полигоны с выпуском в год до 2000—3000 м³ конструкций в виде свай, звеньев труб, блоков опор, плитных пролетных строений, тротуарных блоков, блоков составных пролетных строений большого пролета, которые по своим размерам и массам затруднительны для доставки с заводов и центральных полигонов.

Завод и постоянно действующие полигоны мостовых железобетонных конструкций с целью сокращения транспортных расходов по доставке потребного количества щебня и песка размещают вблизи крупных механизированных щебеночных карьеров, хорошо связанных с общей сетью железных и автомобильных дорог. Конструкции, близкие по своей форме и способам изготовления, выполняют на заводах на специализированных технологических линиях, преимущественно работающих по поточно-агрегатной или конвейерной схеме производства с кольцевым возвратом используемых подвижных средств, упоров, инвентарных опалубок и форм. Расположение стационарных обустройств, оборудования, планировку цехов и технологических линий выполняют с учетом возможности быстрого изменения номенклатуры изготавливаемых конструкций. В состав завода входит бетономесительный цех со складами цемента и заполнителей, арматурный цех со складом арматуры, опалубочный цех с мастерской для ремонта и изготовления конструкций, поточно-агрегатные линии, оборудованные механизмами и устройствами, включая пропарочные камеры для тепловлажностной обработки изделий, а также склады готовой продукции, котельная, компрессорная, трансформаторный и механический цехи, главный материальный склад и бытовые помещения.

Основное технологическое оборудование заводов МЖБК: 1) комплекты передвижных упоров для изготовления ба-

лок и плит типовых пролетных строений; 2) комплекты швентарных металлических опалубок и форм, предназначенных для изготовления массовой продукции; 3) мостовые и козловые краны в цехах и на складе продукции грузоподъемностью от 5 до 75 т.

При планировании территории завода размещение цехов, складов и вспомогательных устройств подчиняют технологической согласованности всех производственных процессов и наиболее рациональному использованию площадей и объемов зданий.

Подсобно-заготовительные цехи (арматурный, бетоносмесительный, опалубочный) обслуживают все технологические линии. Тоннельные пропарочные камеры всех линий целесообразно выносить за пределы главного цеха, что улучшает санитарное состояние цеха и экономит значительный объем здания. Однако выход продукции из тоннельно-пропарочных камер должен производиться в закрытом, утепленном помещении. Это особенно важно в зимний период, когда нужно опасаться вредного влияния резких перепадов температуры изготавливаемых конструкций и окружающей среды.

Районные заводы МЖБК производительностью, например, 40 тыс. м³ изделий в год (рис. 17.1) имеют развитую сеть внутризаводских железнодорожных путей и автомобильных проездов. Пути связаны с магистральной железнодорожной линией, по которой доставляют на завод материалы и оборудование, а с завода отправляют готовую продукцию. Открытые склады щебня и песка с твердым подштабельным цементобетонным основанием обслуживает козловой кран, оборудованный грейфером. В склад силосного типа через систему шнеков и элеватор поступает цемент, складируемый в восьми силосных банках общей емкостью, позволяющей одновременно хранить несколько марок цемента. Арматуру складируют и

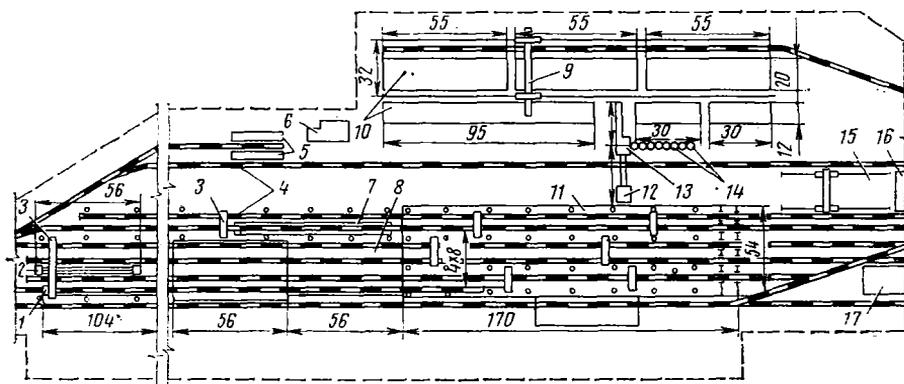


Рис. 17.1. Схема районного завода МЖБК производительностью 40 тыс. м³ изделий в год:

1 — первый стенд; 2 — второй стенд; 3 — мостовой кран; 4 — обгонные пути; 5 — склад угля; 6 — котельная; 7 — полигонная площадка; 8 — пропарочные камеры; 9 — козловой кран; 10 — склад заполнителей; 11 — главный корпус; 12 — бетоносмесительный цех; 13 — галерея; 14 — склад цемента; 15 — склад опалубки; 16 — арматурный склад; 17 — ремонтно-механический цех

частично обрабатывают в закрытом помещении, оборудованном кран-балками. Основной арматурный цех размещен в главном корпусе, где находятся три производственных пролета длиной 170 м и шириной 18 м. Каждый пролет обслуживают два мостовых крана, выполняющих основные транспортные операции, и в них расположено по два железнодорожных пути.

В первом пролете на центрифуге малого размера изготавливают круглые трубчатые сваи диаметром 0,4—0,6 м, на втором железнодорожном пути того же пролета — предварительно напряженные балки длиной 21—24 м по поточно-агрегатной технологии. Во втором (среднем) производственном пролете на одной технологической линии изготавливают балки длиной от 6 до 12 м, на другой — балки длиной от 12 до 18 м. В третьем производственном пролете в двухкамерном стенде полезной длиной 38 м по стендовой технологии готовят предварительно напряженные призматические сваи и другие длинномерные конструкции. На второй технологической линии пролета находится также виброплощадка грузоподъемностью 5 т, на которой изготавливают мелкие изделия. К первому и второму пролетам главного корпуса примыкают тоннельные пропарочные камеры, из которых на тележках продукцию подают в отделочное утепленное помещение.

Склад готовой продукции размещен на открытой площадке длиной 160 м и шириной, равной ширине главного корпуса. Вдоль склада расположены три ряда колонн, образующих два пролета — один 32 и другой 18 м. По верху колонн по продольным балкам уложены подкрановые пути для мостовых кранов.

Часть изделий, преимущественно в летний период, готовят на открытых площадках-полигонах и двух стационарных стендах, совмещенных с пропарочными камерами. На открытых площадках изготавливают кольца водопропускных труб, а также индивидуальные конструкции в инвентарной деревянной или деревометаллической опалубке. На большой центрифуге готовят оболочки диаметром до 2,0 м. Оба стенда размещены на продолжении эстакады склада готовой продукции завода. В них изготавливают длинномерные предварительно напряженные элементы.

Бетоносмесительный цех примыкает непосредственно к главному корпусу в средней его части. Бетонную смесь в главный корпус доставляют в бадах, установленных на платформе, по рельсовому пути, уложенному поперек главного корпуса в средней его части, а в другие места с помощью автомобилей.

Другой вид предприятия — центральный полигон стационарного типа, например, производительностью в 10 тыс. м³ изделий в год (рис. 17.2) имеет закрытый корпус размером 18×210 м с размещением в нем арматурного и формовочного цехов, пропарочных камер. К формовочному цеху примыкает типовая бетоносмесительная установка из двух бетономешалок и механизированный склад заполнителей емкостью на 720 т. Склады заполнителей могут быть как открытого, так и закрытого типа. Заполнители подают транспортерами, цемент пневмотранспортом. Конструкции мож-

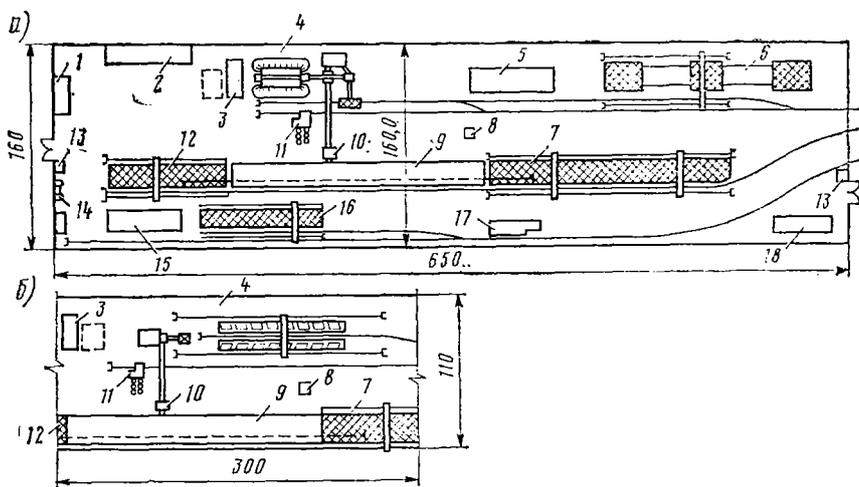


Рис. 17.2. Центральный полигон МЖБК со складом заполнителей:

а — закрытым; б — открытым; 1 — мойка; 2 — гараж; 3 — ремонтно-механическая мастерская; 4 — склад заполнителей; 5 — закрытый материальный склад; 6 — лесопильный и деревообделочный цех со складами; 7 — открытая площадка и склад готовой продукции; 8 — трансформаторная подстанция; 9 — закрытые склад арматуры, арматурный и формовочный цеха; 10 — бетономесительная установка; 11 — склад цемента; 12 — открытый склад арматуры; 13 — проходная; 14 — заправочная и склад топливно-смазочных материалов; 15 — закрытый склад оборудования; 16 — то же, открытый; 17 — котельная; 18 — административный корпус

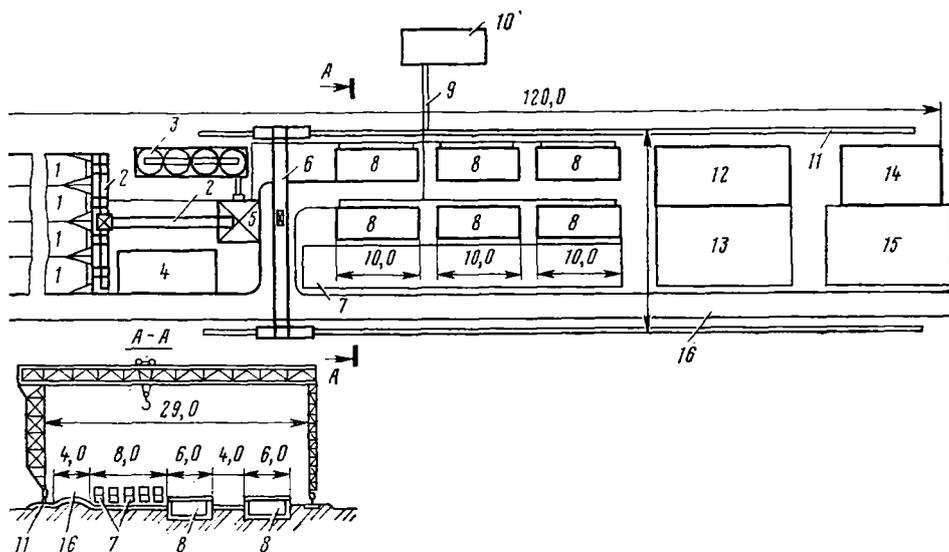


Рис. 17.3. Полигон мостостроительной организации:

1 — склад заполнителей; 2 — транспортные передачи; 3 — цементный склад; 4 — крытое помещение для изготовления мелких деталей; 5 — бетономесительная установка; 6 — котловый кран; 7 — склад блоков; 8 — стелды-камеры; 9 — теплосеть; 10 — котельная; 11 — путь крана; 12 — склад арматуры; 13 — арматурная мастерская; 14 — склад лесоматериалов для опалубки; 15 — опалубочная мастерская; 16 — автомобильная дорога

по изготавливать как по поточной, так и стендовой технологии. Склады готовых изделий обслуживает козловой 45-тонный кран, а для открытых площадок работы по разгрузке арматуры, леса, оборудования и легких балок конструкций обслуживают консольно-козловые краны грузоподъемностью 7,5—10,0 т. На площадке расположено четыре рельсовых пути и автомобильные проезды.

Малый полигон мостостроительной организации в районе умеренного климата с годовой производительностью до 3000 м³ номенклатурных изделий в год (рис. 17.3) обычно имеет стандартную бетоносмесительную установку с автоматической дозировкой материалов, вблизи которой расположены открытые склады щебня и песка с подачей материалов канатными скреперами и транспортерами, а также склад из инвентарных металлических банок с пневматической загрузкой в него цемента. Бетонный узел обеспечивает не только потребность полигона, но и выдает товарный бетон на линейные объекты работ. Возле узла расположены стационарные стены, пропарочные камеры, несколько заглубленные в грунт. Пол и стенки камер возведены бетонными. На стендах собирают арматуру, устанавливают деревянную или инвентарную металлическую опалубку и бетонируют конструкции с последующим пропариванием. Арматуру подготавливают в расположенном рядом закрытом помещении сборно-разборного типа. Так же готовят и опалубку. Подъемные транспортные операции на полигоне обеспечивают козловым краном грузоподъемностью 35 т.

17.3. Изготовление конструкций по поточно-агрегатной технологии

Предварительно напряженные железобетонные балки типовой конструкции на заводе изготавливают на специализированных технологических площадках, оборудованных четырьмя рельсовыми путями и автомобильными проездами, по которым до бетонирования устанавливают как обычную, так и напрягаемую проволочную или стержневую арматуру.

В подвижном упоре (рис. 17.4) усилие от натяжения арматуры может восприниматься мощной несущей металлической балкой-поддоном, установленной на осях железнодорожных вагонов. На концах поддона расположены консольные торцовые балки, которые через шарнирные опоры примыкают к ветвям балки-поддона. На консольных торцовых балках укрепляют анкеры прямых и полигональных арматурных пучков для поочередного натяжения их гидравлическими домкратами. Нижние части консолей соединены затяжкой, расположенной под металлической балкой. Полигональная форма пучков достигается перегибом их специальными оттяжками, закрепленными за балку-поддон. Боковую щитовую металлическую опалубку закрепляют внизу на балке-поддоне, а сверху соединяют стяжками со щитами противоположной боковой поверхности. Усилие натяжения напрягаемой горизонтальной арматуры в подвижном упоре может восприниматься распорными балками, называемыми кассетами (рис. 17.5) через торцовые упоры.

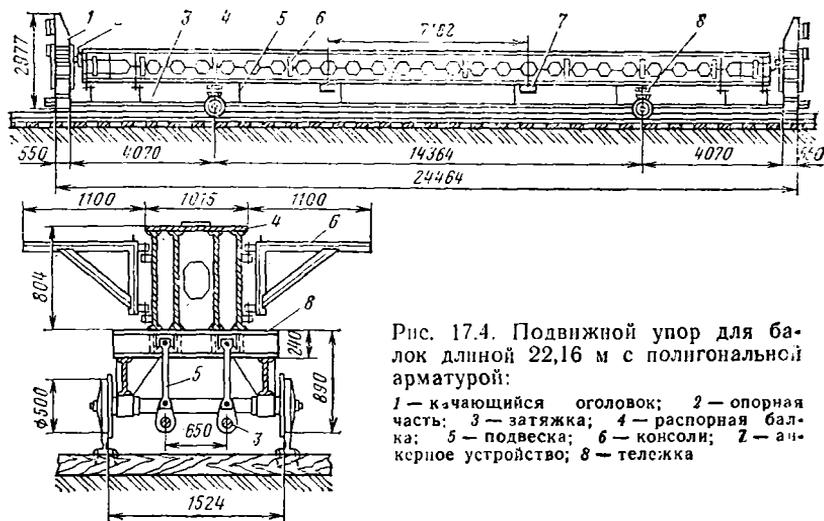


Рис. 17.4. Подвижной упор для балок длиной 22,16 м с полигональной арматурой:

1 — качающийся оголовок; 2 — опорная часть; 3 — затяжка; 4 — распорная балка; 5 — подвеска; 6 — консоли; 7 — анкерное устройство; 8 — тележка

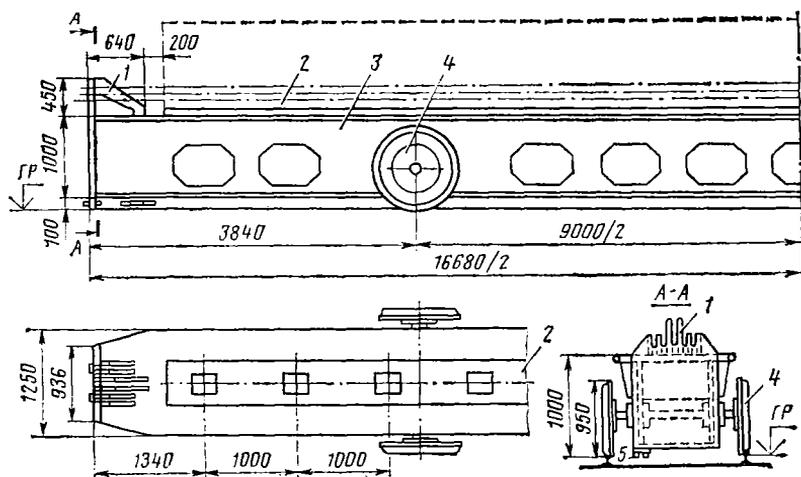


Рис. 17.5. Подвижной упор для балок с горизонтальной арматурой длиной 15 м: 1 — гребенка; 2 — поддон; 3 — распорная балка; 4 — тележка; 5 — улавливающее устройство

Стенд располагают на двух ходовых тележках. Внутренняя боковая часть нижней балки-кассеты и прикрепленный к ней металлический или деревянный поддон служат опалубкой для нижних поясов балки. Арматурные пучки или стержни натягивают поочередно гидравлическими домкратами с торцов кассеты.

Особенность таких передвижных упоров — их большая универсальность, малая масса и более простая конструкция опирания на тележки в двух фиксированных точках. Этот тип целесообразен для

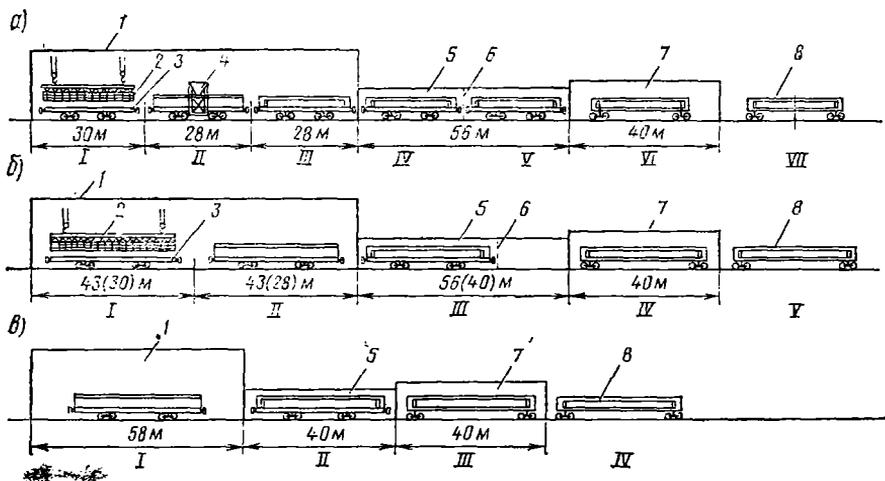


Рис. 17.6. Схемы поточно-агрегатных линий:

a — семипостовой; *б* — пятипостовой (размеры в скобках даны для балок длиной до 24 м, без скобок — до 33 м); *в* — четырехпостовой; *I*—*VII* — номера постов; 1 — цех изготовления; 2 — арматурный каркас; 3 — кассета; 4 — бетоноукладчик; 5 — камера пропаривания; 6 — завеса; 7 — цех отделки; 8 — склад готовых балок

балок средних пролетов (до 21—24 м), имеющих только горизонтальные пучки, а также для свай.

Последовательность работ при изготовлении балок и других конструкций по поточно-агрегатной технологии следующая. Вне технологической линии в арматурном, опалубочном и бетонном цехах завода изготавливают проволочные пучки с установленными на них внутренними и наружными анкерами, а также сварные арматурные сетки; собирают каркас в кондукторе, подготавливают закладные детали — опорные части, строповочные серги и т. п. Далее основные работы выполняют на отдельных постах технологической линии по мере передвижения упоров канатным транспортером с помощью приводных электролебедок.

В зависимости от длины изготавливаемых балок применяют технологические линии с числом постов до семи (рис. 17.6). Например, для изготовления балок длиной 24 м достаточна производительная семипостовая схема, позволяющая выпускать одну готовую балку через три смены при непрерывной работе технологической линии и термовлажностной обработке изделий в двухсекционной камере продолжительностью в 48 ч. На посту *I* технологической линии после смазки поддона устанавливают арматуру и натягивают напрягаемые пучки. Далее передвижной упор перемещают на пост *II*, где устанавливают опалубку и бетонируют балку (рис. 17.6, *a*). Для непрерывной работы технологической линии необходимое число передвижных упоров должно быть равно числу постов с дополнительным резервом.

Балки, как правило, бетонируют наклонными слоями на полную высоту и профиль сечения. Угол наклона к горизонту поверхности укладываемой смеси должен быть не более 45° . Ниже пояса блок

рекомендуется бетонировать опережающим горизонтальным слоем на длину 1,5—2,0 м. Предварительно напряженные балки значительной длины (более 20 м) нужно бетонировать от середины к обоим концам одновременно, что повысит их устойчивость к появлению температурных трещин, возникающих иногда при прогреве или пропаривании.

Для контроля качества укладки бетонной смеси и дополнительной ее проработки в высоких балках в их боковой опалубке, особенно около сильно армированных участков, устраивают «окна», которые по мере приближения укладываемой смеси закрывают. В металлических инвентарных опалубках иногда устраивают сигнальные отверстия диаметром до 10 мм; по мере бетонирования их закрывают пробками. После кратковременного 6—8-часового твердения уложенной бетонной смеси передвигают упор с забетонированной балкой переходит на пост III, где снимают боковую опалубку и выдерживают конструкцию дополнительно в течение 4 ч при температуре цеха 14—16° С. После этого балка проходит тепло-влажностную обработку в двухсекционной пропарочной камере (посты IV и V), обогрев и остывание по определенному режиму (см. рис. 11.5).

На посту VI, примыкающем к пропарочной камере, где балка полностью остывает, выполняют отделочные работы: очистку, дополнительную обработку лицевых поверхностей, укладку изоляции и т. д. На посту VII, часто совмещаемом с постом VI, передают натяжение напрягаемой арматуры на бетон, снимают блок-балку с поддона и отправляют его на склад готовой продукции. Освободившийся подвижной упор возвращают на пост I по обгонному рельсовому пути, проходящему в цехе или сбоку вне здания. В таком порядке двигаются по технологической линии и остальные подвижные упоры.

При хорошей организации работ производительность поточно-агрегатной технологии изготовления железобетонных балок, отнесения к 1 м² площади технологической линии, составляет для трех — семи постов 2,2—3,5 м³ в год.

17.4. Изготовление конструкций по стендовой технологии

Стендовая технология применяется главным образом на объектных полигонах небольшой производительности, продукция которых — бетонные и железобетонные элементы малых и средних мостов, сваи, водопропускные трубы, лотки и другие дорожные сооружения. При строительстве больших мостов по стендовой технологии изготавливают крупногабаритные и тяжелые элементы — блоки сборного железобетонного пролетного строения, перевозка которых по железным и автомобильным дорогам невозможна. Стационарные стены могут быть железобетонными и металлическими, а их конструкции сборно-разборной для возможности повторного использования на различных объектах.

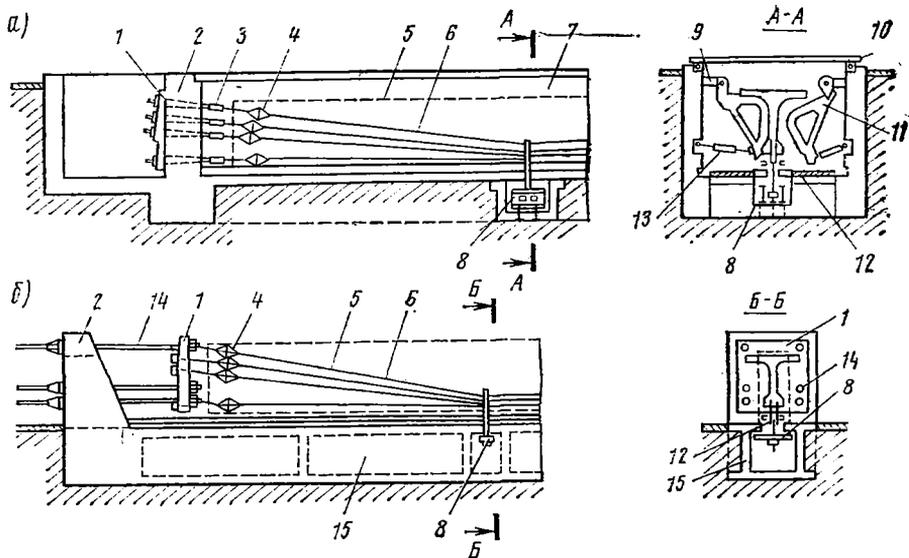


Рис. 17.7. Железобетонные стационарные стелы:

1 — упорная плита; 2 — оголовок; 3 — захват; 4 — каркасно-стержневой анкер; 5 — изготовливаемая балка; 6 — пучок; 7 — стенки; 8 — анкерное устройство; 9 — кронштейн; 10 — крышка; 11 — щит опалубки; 12 — поддон; 13 — винтовая стяжка; 14 — упорные тяги; 15 — распорная балка

Распорно-камерный стел (рис. 17.7, а) обычно совмещают с пропарочной камерой, пол и стенки которой воспринимают значительные усилия от натяжения арматуры. Камера стелы позволяет пропаривать изделия при закрытых крышках, а также обеспечивать механизированное раскрытие опалубки при подвешивании щитов к кронштейнам в верхней части стенок. Распорно-камерные стелы можно применять для изготовления не только одной, но и сразу нескольких балок, расположенных одна за другой по длине. Для этого камеру удлиняют, располагая между балками фиксирующие рамки для поддержки полигональных пучков. Пучки натягивают на всю длину стелы одновременно с двух сторон, а спуск натяжения производят перерезыванием арматуры сначала у упоров, а затем между балками фиксирующих рамок, или, что лучше, устройством специальных приспособлений для плавного спуска напряжения. Узлы отгиба пучков в балках закрепляют оттяжками, анкеруемыми в поддоне.

Стел распорно-балочного типа (рис. 17.7, б) состоит из железобетонной балки, на концах которой расположены консольные упоры, воспринимающие силу натяжения арматуры. Арматуру натягивают домкратами двойного действия и закрепляют конусными анкерами за стальные передние упорные щиты, закрепленные, в свою очередь, за наружные железобетонные упоры инвентарными тягами. Стальные упорные щиты могут менять свое положение в зависимости от длины изготовливаемой балки. В местах

перегиба полигональных арматурных пучков расположены оттяжные устройства, закрепленные в пол стенда. Для пропаривания изделия стенд накрывают переносными коробами, обеспечивающими необходимый температурный режим.

Для увеличения производительности изготовления продукции применяют часто несколько стендов, работающих по поточному графику. Возможно также объединение нескольких стендов в один общий. При хорошей механизации работ с использованием нескольких стендов можно добиться производительности выпускаемых готовых конструкций (по числу) близкой к поточно-агрегатной технологии.

Последовательность работ по изготовлению предварительно напряженных балок на стационарных стендах мало отличается от изготовления на подвижных упорах. Арматуру и бетонную смесь готовят вне стенда и по мере надобности доставляют к месту установки. Непосредственно работы в стенде начинают со смазки поддона и боковой опалубки, установки напрягаемой арматуры нижних поясов балки, хомутов и напрягаемой пучковой арматуры.

После установки пучков и закрепления их концов натягивают пучки гидравлическими домкратами, выставляют арматурные сетки ребер, щиты боковой опалубки и устанавливают арматуру плиты.

Бетонную смесь подают обычно с верху балки с помощью передвижного бетоноукладчика,двигающегося вдоль стен стенда. Смесь укладывают горизонтальными слоями в пределах поясов и наклонными в пределах вертикальных стенок. Уплотняют ее вибраторами внутренними ручными и наружными, закрепленными на опалубке. Затем стенд закрывают съемным верхним щитом для термовлажностной обработки забетонированной балки. Режим пропаривания примерной такой же, как в подвижных стендах. Опалубку снимают или до пропаривания, или после полного твердения бетона. По окончании пропаривания и проверки прочности бетона (с помощью испытания контрольных кубиков) усилия натяжения напрягаемых пучков передают с упоров на бетонированную балку кранами (стреловыми, козловыми, мостовыми или специальными подъемниками), извлекают из стенда и отправляют на склад.

По стендовой технологии можно изготавливать и другие виды сборных конструкций. Например, железобетонные сваи сплошного сечения с напрягаемой арматурой как из прядей, так и из высокопрочной стали периодического профиля классов А-IV и А-V. С этой целью используют многоместные стационарные стенды большой длины (до 120—150 м).

Такой стенд типа Т-992 разработан СКБ Главмостостроем для изготовления призматических свай (рис. 17.8). Металлические формы для свай устанавливают в четыре — шесть рядов и натягивают арматуру на упоры, укрепленные в железобетонных оголовках камерного стенда. Всю напрягаемую арматуру сваи (првольную, прядевую или стержневую) натягивают переносным гидравлическим 100-тонным домкратом ДГ-100/125. Захват арматуры обеспе-

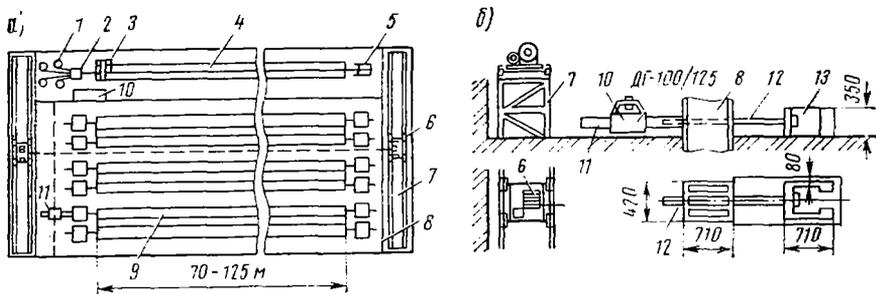
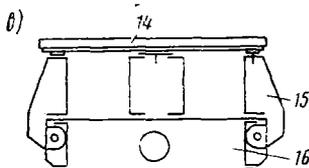


Рис. 17.8. Многоместный стационарный стенд для изготовления преднапряженных свай:



а — план стенда; б — натяжное устройство; в — формы на общем поддоне; 1 — бухта проволоки; 2 — тормозное устройство; 3 — ножницы; 4 — ролик; 5 — лебедка; 6 — тележка; 7 — эстакада; 8 — упор; 9 — форма; 10 — трос тельфера; 11 — домкрат; 12 — штанга; 13 — скоба; 14 — распорка; 15 — откидной борт; 16 — поддон

чивается при помощи скобы, в которую заводят обойму с закрепленными в ней анкерами арматуры. При помощи штанги, пропущенной через неподвижный упор гидравлическим домкратом, натягают весь арматурный пучок. От одного пучка сваи к другому домкрат перемещают тельфером кран-балки. Камеру-стенд заглубляют в грунт, а формы свай размещают в ней в несколько рядов, число которых, а следовательно, и ширина стенда зависят от необходимой производительности. По длине натягивают напрягаемую арматуру одновременно для нескольких свай.

17.5. Изготовление составных конструкций

Для сборных железобетонных балочно-разрезных или рамных пролетных строений средних и больших пролетов применяют составные по длине конструкции с устройством открытых или закрытых каналов для пропуска напрягаемых пучков и последующего их натяжения на бетон при монтаже.

Блоки составных (сборных) конструкций готовят как на заводах, так и полигонах с применением поточной технологии. На заводах изготавливают конструкции пролетных строений с параллельными поясами и высотой до 3 м. Их можно перевозить на стройку на железнодорожных платформах, а постоянная высота допускает использование инвентарной технологической оснастки. Составные по длине пролетные строения собирают из отдельных монтажных блоков-секций с образованием между ними, как правило, плотных клеевых швов. Это требует высокой точности изготовления торцовых поверхностей блока-секции, обеспечивающих толщину клеевых швов в пределах не более 1—1,5 мм.

Для обеспечения необходимой точности стыкования блоков обычно их бетонируют по способу в «торец» через один и на

всю длину изготавливаемой конструкции (рис. 17.9). В первую очередь бетонировать блоки нечетных номеров, устанавливая по торцовым плоскостям блоков опалубку, а во вторую очередь — промежуточные четных номеров, используя торцовые поверхности ранее забетонированных в качестве опалубки для блоков, изготавливаемых во вторую очередь. Таким примером обеспечивают плотный стык при монтаже конструкций, что необходимо для склеивания блоков. При изготовлении блоков второй очереди во избежание сцепления бетона на торцовую поверхность блоков первой очереди наносят слой смазки из известкового раствора, масляной или полимерной эмульсии и т. п. Для точного совпадения плоскостей блоков при монтаже конструкции, при их изготовлении устраивают возле торцов или на самих торцах фиксаторы из металла, закрепленного в бетон обоих примыкающих блоков, или же в бетоне торцов блоков предусматривают углубления и выступы для обеспечения точного совпадения блоков как в вертикальном, так и горизонтальном направлениях.

На каждый поперечный шов ставят три-четыре фиксатора. Приведенный способ применим преимущественно для конструкций с переменной их высотой по длине пролета. Изготавливают их на специальном стенде, устроенном на отсыпанной и уплотненной насыпи (см. рис. 17.9) или на криволинейных подмостях по профилю их верха, соответствующему очертанию низа изготавливаемой конструкции. При грунтовом стенде поверх него устраивают бетонную стяжку. В пределах стяжки или по верху подмостей могут быть расположены паропроводные трубы для прогрева нижнего пояса бетонизируемых блоков. Боковая опалубка может быть утеплена теплоизоляцией или иметь устройства для теплового прогрева паром или горячей водой.

Для обслуживания подобного стенда удобен козловой кран, с помощью которого можно собирать опалубку, устанавливать арматурные каркасы, подавать бадьи с бетонной смесью, снимать со стенда готовые блоки, грузить их на транспортные средства и т. д.

Наряду со стендовыми способами изготовления блоков в «торец» применяют и поточный, который особенно целесообразен при изготовлении большого числа блоков составных балок с постоянными высотой и наружным поперечным профилем изготавливаем-

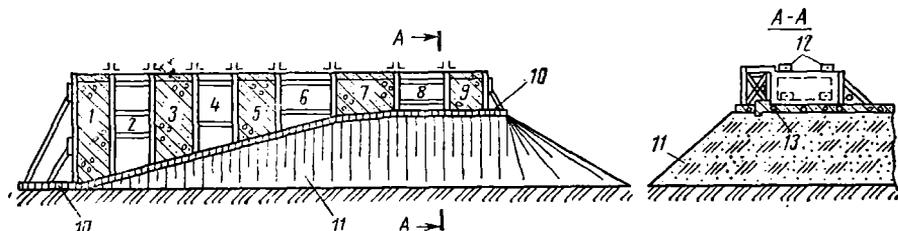


Рис. 17.9. Стенд для изготовления блоков консоли, члененной по длине: 1-9 — бетонизируемые блоки; 10 — бетонный поддон; 11 — насыпь; 12 — фиксаторы; 13 — паропроводные трубы

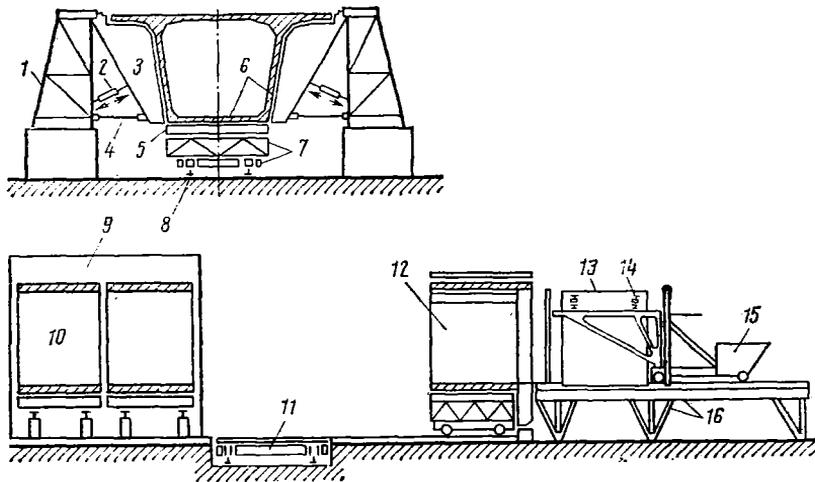


Рис. 17.10. Схема изготовления блоков в «торец» с паровой рубашкой:

1 — эстакада крепления наружной опалубки; 2 — гидроцилиндры управления опалубкой; 3 — щиты наружной опалубки; 4 — жесткие фиксаторы положения опалубки; 5 — съемный поддон; 6 — изготавливаемый блок; 7 — тележка для перемещения поддона с блоком; 8 — рельсовый путь; 9 — пропарочная камера; 10 — пропариваемые блоки; 11 — тележка для поперечной выкатки блоков; 12 — блок после бетонирования; 13 — короб внутренней опалубки; 14 — винтовые регуляторы положения внутренней опалубки; 15 — консольная тележка с противовесом для установки опалубки; 16 — эстакада

мой конструкции. В этом случае на полигоне или заводе создают поточные линии для бетонирования блоков. Каждая линия оснащается комплектом металлической механизированной опалубки, устанавливаемой и снимаемой, как правило, с помощью гидроцилиндров.

Внешние щиты опалубки иногда выполняют двухстенчатыми с устройством паровой рубашки. Их подвешивают на шарнирах к специальной эстакадной конструкции, смонтированной на бетонном основании (рис. 17.10). С помощью гидроцилиндров щиты приводят в рабочее положение и удерживают в этом состоянии жесткими фиксаторами. Внутреннюю металлическую опалубку коробки навешивают на консольные тележки, перемещающиеся с торца балки. Опалубку устанавливают точно в проектное положение с помощью винтов. Для отрыва внутренней опалубки от бетона используют винтовые форкопфы или гидродомкраты. Арматуру блоков вяжут в кондукторе в стороне от опалубки в виде пространственных каркасов, а затем башенным или мостовым краном устанавливают на поддон. В пределах арматурного каркаса закрепляют каналобразователи из металлических или полиэтиленовых трубок.

Для изготовления первого блока, примыкающего к опоре, в опалубку вставляют с наружной стороны его специальный торцовый щит, а с другого торца профильный щит. Остальные блоки готовят «в торец» ранее изготовленному блоку.

Технологические операции на поточных линиях при изготовлении блоков приведенным способом слагаются из ряда работ (рис. 17.11)

I — внутреннюю опалубку располагают на эстакаде, а наружную закрепляют в проектное положение после того, как поддон, установленный на тележке вместе с арматурным каркасом, заведут между щитами наружной опалубки;

II — с помощью тележки с консолью внутреннюю опалубку вводят внутрь арматурного каркаса и посредством установочных винтов устанавливают в точное положение инвентарные торцовые щиты. Бетонируют блок *Б-1* и прогревают его с помощью паровых рубашек в наружной опалубке;

III — распалублывают блок *Б-1* и смещают с тележкой в положение, когда его один торец служит опалубкой последующему блоку *Б-2*. Краном ставят вторую тележку с поддоном и арматурным каркасом между щитами наружной опалубки;

IV — вводят внутреннюю опалубку, бетонируют блок *Б-2* с 12-часовой температурной обработкой;

V — блок *Б-1* на тележке перемещают в пропарочную камеру, где бетон достигает проектной марки в продолжении 12 ч. Блок *Б-2* перемещают в положение, когда его торец служит опалубкой блоку *Б-3*;

VI — вводят внутреннюю опалубку и бетонируют блок *Б-3*, а достаточно затвердевший блок *Б-1* транспортируют на склад или к месту монтажа;

VII — в пропарочную камеру подают блок *Б-2*, изготавливают блок *Б-4* и т. д.

Темп изготовления составляет один блок в сутки на каждой поточной линии. Такой темп обеспечивается параллельным выполнением работ по подготовке арматурных каркасов, использованием механизированной опалубки и тепловлажностной обработкой готовых блоков. Этот способ изготовления составных конструкций

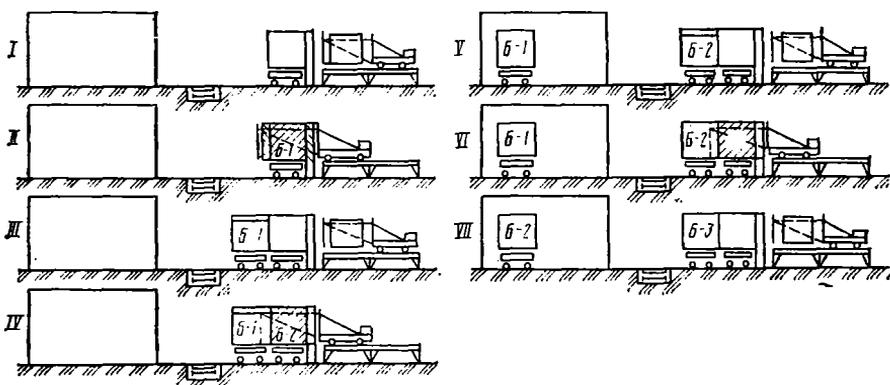


Рис. 17.11. Последовательность изготовления блоков составной конструкции:
I–*VII* — технологические позиции работ; *Б-1*, *Б-2*, *Б-3* — номера изготавливаемых блоков

освоен в отечественном мостостроении при строительстве балочно-неразрезных сборных пролетных строений.

Образование каналов в конструкциях с натяжением арматуры на бетон выполняется в процессе бетонирования с помощью как извлекаемых, так и остающихся каналообразователей. Извлекаемыми из бетона могут быть гладкие стальные трубы, гибкие резиновые шланги, полиэтиленовые гладкие трубы, а неизвлекаемыми — металлические и полиэтиленовые гофрированные трубы.

Стальные извлекаемые трубы применяют с наружным диаметром, равным диаметру канала. Трубы извлекают лебедками через 2—4 ч после окончания бетонирования. Для уменьшения сцепления с бетоном рекомендуется наружную поверхность труб смазывать жидким мылом и через каждые 20—30 мин после окончания бетонирования проворачивать. Извлекаемые прямолинейные трубы можно применять длиной до 10 м; при большей длине их стыкуют посередине и извлекают в обе стороны.

Для образования закрытых и особенно криволинейных каналов весьма эффективны гладкие и гофрированные трубы из полиэтилена, изготавливаемые промышленностью диаметром 50, 63, 75, 90 и 125 мм преимущественно для целей ирригации. При малой массе труб и невысокой их стоимости небольшая толщина стенок благодаря гофрированию обеспечивает необходимую жесткость каналообразователей для укладки бетонной смеси. Оставление таких каналообразователей на закругленных перегибах арматурных пучков о стенки канала, способствуя существенной экономии (до 10—15%) в расходе высокопрочной арматуры.

17.6. Изготовление конструкций центрифугированием

Центрифугирование применяют для изготовления симметричных железобетонных конструкций, преимущественно трубчатых свай, полых столбов, стоек, мачт и т. д. Под влиянием центробежных сил, развивающихся при вращении формы, происходит уплотнение бетонной смеси и отжатие из нее значительной доли воды. Излишняя вода с небольшой частью цемента (так называемый шлам) удаляется частично в процессе вращения формы и полностью после завершения центрифугирования. Происходит значительное снижение водоцементного отношения, что ведет к росту прочности бетона на 25—30% по сравнению с бетоном того же состава, но при обычном способе уплотнения бетонной смеси.

На центрифуге можно изготовить железобетонные конструкции как с ненапрягаемой, так и с напрягаемой арматурой.

Трубчатые сваи и элементы сборных опор диаметром от 0,4 до 0,8 м изготавливаются в малых центрифугах. Такая центрифуга (рис. 17.12) состоит из двух электродвигателей с клиноременной передачей, четырех станин с одним ведущим и двумя направляющими роликами, приводного горизонтального секционного вала, верхних ограждающих коромысел и продольного ограждения.

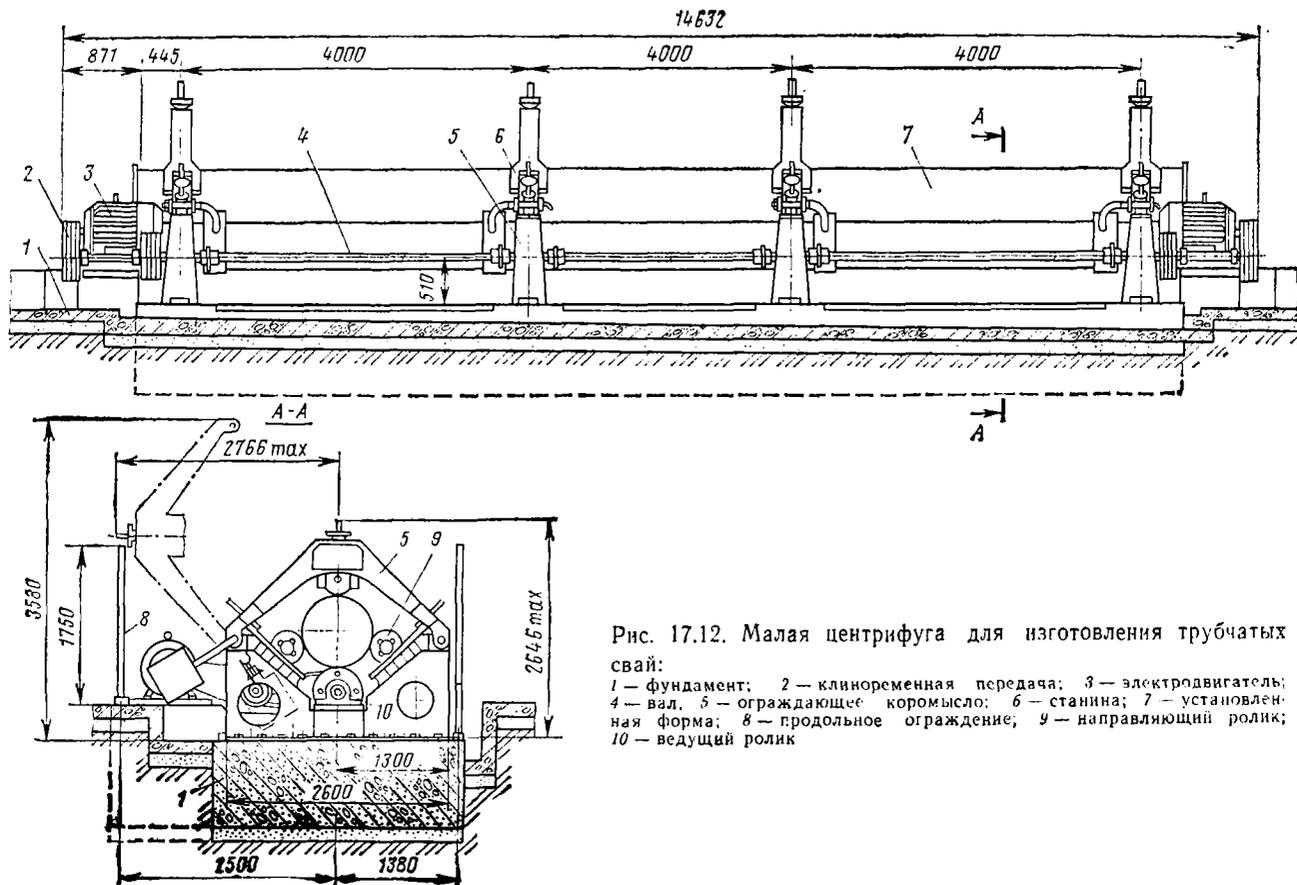


Рис. 17.12. Малая центрифуга для изготовления трубчатых свай:
 1 — фундамент; 2 — клиноременная передача; 3 — электродвигатель;
 4 — вал; 5 — ограждающее коромысло; 6 — станина; 7 — установленная форма; 8 — продольное ограждение; 9 — направляющий ролик; 10 — ведущий ролик

Станки центрифуги монтируют на бетонном фундаменте. Электродвигатели синхронные по 36 кВт развивают четыре скорости вращения. Они обеспечивают нормальный запуск центрифуги с уложенной формой, предварительно загруженной бетонной смесью. При частоте вращения в 90 об/мин в форме происходит распределение бетонной смеси по внутренней поверхности формы. Вторая в 130 и третья в 180 об/мин — переходные скорости. На последней скорости в 280 об/мин происходит окончательное формирование и уплотнение бетонной смеси.

В состав малой центрифуги входит комплект форм диаметрами 0,4; 0,6 и 0,8 м. Из отдельных звеньев можно готовить формы длиной в 6, 8, 10 и 12 м в зависимости от необходимой длины изделия. Формы изготавливают из листовой стали толщиной 4—5 мм с приваркой по наружной стороне продольных и кольцевых ребер жесткости из полосовой стали толщиной 5—6 мм. Формы — разъемные, состоят они из двух полуцилиндров, соединяемых на болтах по продольному стыку (рис. 17.13). На форме закреплены кольцевые стальные бандажи, на которых она вращается.

Изготовление трубчатых элементов в малой центрифуге состоит из следующих операций: 1) очистка и смазка обеих половин подготовленной формы; 2) установка на подставку нижней половины формы; 3) укладка арматурного каркаса в нижнюю половину формы с прибалчиванием к ней торцовых фланцев; 4) укладка самоходным бетоноукладчиком точной порции бетонной смеси в нижнюю половину формы; 5) установка верхней половины формы на нижнюю и сбалчивание их между собой; 6) установка формы на ролики центрифуги и вращение ее в течение 15—20 мин; 7) снятие формы с центрифуги и предварительное пропаривание бетона с подачей пара через торцовый фланец внутрь закрытой формы; 8) разъединение формы, извлечение готового элемента и помещение его в камеру пропаривания для дальнейшего твердения бетона. Процесс изготовления одного элемента занимает около суток.

При изготовлении предварительно напряженных конструкций в состав приведенных технологических операций включается натя-

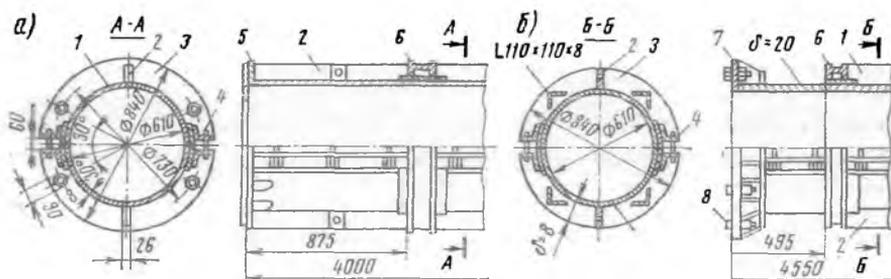


Рис. 17.13. Формы для изготовления центрифугированных трубчатых свай: а — с ненапрягаемой арматурой; б — то же, с напрягаемой: 1 — обшивка; 2 — продольное ребро; 3 — поперечное ребро; 4 — откидной болт; 5 — фланец; 6 — бандаж; 7 — опорное кольцо; 8 — выдвижной выкат

жение арматуры. В этом случае в форму закладывают арматурный каркас с высокопрочной стержневой арматурой. При этом создаваемое усилие для натяжения арматуры может воспринимать на себя форма, выполняемая в этом случае более мощного сечения. Арматуру можно натягивать с помощью специального комбайна с одновременным действием группы домкратов или одним общим домкратом повышенной мощности.

Для полной загрузки центрифуги необходимо иметь одновременно в работе не менее 10—12 форм.

Одна малая центрифуга со всеми технологическими устройствами обеспечивает в течение года изготовление до 5,5—6,0 тыс. м³ изделий с ненапрягаемой арматурой и до 4,0 тыс. м³ с напрягаемой.

При изготовлении железобетонных круглых оболочек для фундаментов и верхней сборной части опор диаметром от 1 до 2 м применяют большую центрифугу. Она тоже имеет четыре скорости вращения — от 14 до 225 об/мин. Формы для нее применяют длиной от 4 до 8 м. В установке есть питатели, которые загружают бетонную смесь внутрь формы с обеих сторон в момент ее вращения на первой скорости. Технологические процессы работ аналогичны приведенным для малой центрифуги.

Центрифугу устанавливают на массивный фундамент, надежно прикрепляя анкерными болтами.

Для безопасности работы обслуживающего персонала во время вращения формы центрифугу закрывают надвигающимися колпаками ограждения.

17.7. Перевозка железобетонных элементов

Элементы сборных железобетонных конструкций обычно перевозят железнодорожным транспортом на четырехосных платформах как грузоподъемностью 50 и 60 т с полезной длиной платформы 12,87 м и шириной 2,77 м, так и более мощных — 90 т. При погрузке и перевозке необходимо соблюдать требования Технических условий МПС СССР с обеспечением правильного распределения груза на подвижном составе (рис. 17.14).

Балки или сваи можно располагать на одной платформе при условии, чтобы свисающие их концы имели длину не более 7 м и прикрывались соседними платформами с обеих сторон. При значительной длине изделие располагают на сцепе двух крайних платформ с промежуточными ненагруженными («холостыми») платформами. В этом случае перевозимый груз опирают на платформы через турникеты (см. рис. 17.14), которые позволяют тяжелому грузу свободно поворачиваться во время движения по кривым участкам пути. При таком опирании для обеспечения равномерного загрузки платформы турникет располагают над осью ходовых тележек или посередине платформы со смещением не более 100 мм. Элементы, перевозимые на одной платформе, должны быть уложены на прокладки и хорошо закреплены металлическими или деревянными рамами и растяжками из арматурной стали или проволоки.

Блоки-секции плитно-ребристых балочно-неразрезных конструкций с габаритными размерами вдоль платформы до 13 м и поперек до 3 м можно располагать на платформе. Блоки-секции можно грузить в два яруса.

Крепление всех видов изделий должно обеспечивать устойчивое положение элемента от сдвига и опрокидывания под влиянием динамических и инерционных воздействий при транспортировании.

Элементы, перевозимые по железной дороге, не должны выходить за пределы нормального габарита подвижного состава. В отдельных исключительных случаях допускается отступление от этого габарита, но с соблюдением специальных требований перевозки по так называемой негабаритной схеме. В специальной инструкции, действующей на железнодорожном транспорте, указывается возможность и условия перевозки по разным степеням негабаритности. Так, ширина нормального габарита равна 3400 мм, а негабаритности первой, второй и третьей степеней имеют соответственно ширину 3500, 3600 и 3700 мм. Чем больше негабаритность, тем дороже и сложнее транспортирование грузов.

Автомобильным транспортом элементы перевозят с учетом их массы и длины. Например, плиты проезжей части, тротуарные блоки, короткие стойки, посадки звеньев труб, бетонные блоки фундаментов и другие малогабаритные элементы сборных конструкций перевозят на бортовых автомобилях, длинномерные

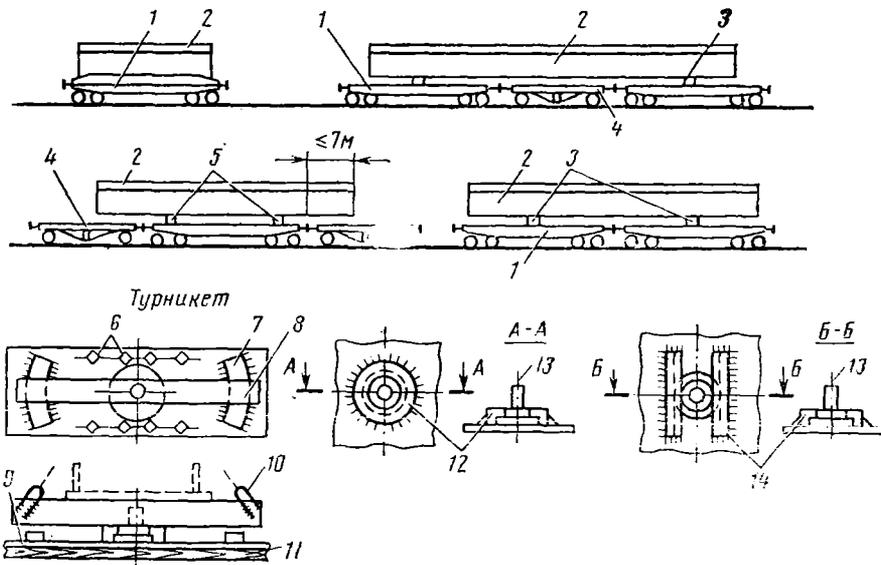


Рис. 17.14. Схема расположения конструкций на платформах. Деталь крепления оси вращения турникета к листу:

1 — загруженная платформа; 2 — груз; 3 — турникет; 4 — незагруженная платформа прикрытая; 5 — подкладки; 6 — болты; 7 — стальная полоса для скольжения; 8 — траверса турникета; 9 — стальной лист; 10 — петля для привязки конструкций; 11 — пол платформы; 12 — направляющая шайба; 13 — ось; 14 — направляющие полосы

элементы (стойки, сваи, нетяжелые балки и т. д.) — на автомобилях с одноосными прицепами. Более тяжелые и длинномерные элементы, такие, как балки-блоки длиной до 33 м, коробчатые и двутавровые блоки-секции пролетных строений больших пролетов, колонны и ригели опор широких мостов, перевозят на прицепах-ропусках или на специальных прицепах-балковозах и трейлерах, буксируемых автомобильными тягачами. Для доставки блоков плитно-ребристых и коробчатых конструкций применяют также специальные трейлеры (рис. 17.15).

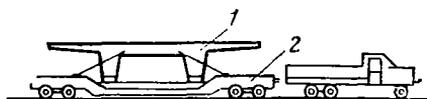


Рис. 17.15. Схема расположения плитно-ребристого блока 1 пролетного строения на специальном авто-трейлере 2

Доставка конструкций автомобильным транспортом во многом зависит от состояния дорог. Проезд по грунтовым дорогам в условиях весенней и осенней распутиц, а также после сильных дождей в летнее время может стать весьма затруднительным.

Глава 18. РАСЧЕТ ТЕХНОЛОГИЧЕСКОГО ОБОРУДОВАНИЯ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ СБОРНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

18.1. Расчет стальных опалубочных форм

Расчитывая стальные опалубочные формы, учитывают нагрузки от их собственного веса, веса арматуры и бетона изделия, боковое давление бетонной смеси, динамические воздействия от вибрации и падения бетонной смеси, выгружаемой в форму, а также силы сцепления между бетоном и опалубкой. Кроме того, учитывают усилия натяжения напрягаемой арматуры, если эти усилия передаются на опалубку.

Воздействия, передаваемые бетонной смесью, уплотняемой посредством вибрирования, принимают по эюрам вертикальной (для поддонов) и горизонтальной (для бортовых щитов) распределенных нагрузок (рис. 18.1) Интенсивность вертикальной равномерно распределенной нагрузки

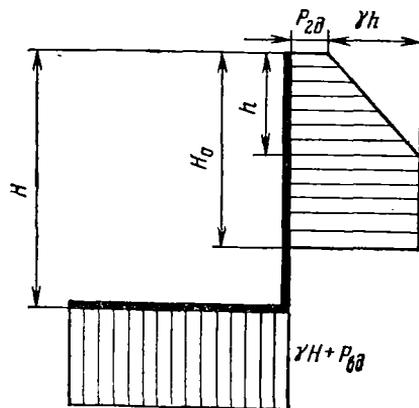


Рис. 18.1. Эпюры вертикального и горизонтального давления бетонной смеси на опалубку

$$p_v = \gamma H + p_{вд}, \text{ но не более}$$

$$p_v = 6\gamma h_0 + p_{вд}.$$

где γ — собственный вес железобетона;

H — высота изделия;

$p_{вд}$ — добавочное динамическое давление от вибрирования бетонной смеси, равное 20 МПа;

h_3 — высота слоя бетонной смеси, укладываемой в течение 1 ч.

Горизонтальную распределенную нагрузку p_n на вертикальные ограждающие поверхности опалубки принимают по трапецевидной эпюре. Давление $p_{гд}$ на поверхности бетона (см. рис. 18.1) вызывается динамическим действием бетонной смеси при ее выгрузке в опалубку. Наибольшая ордината эпюры давления

$$p_{г\max} = \gamma h + p_{гд}, \text{ высота эпюры } H_0 = h_0 t_{схв},$$

где h — высота слоя вибрируемой бетонной смеси;

$p_{гд}$ — динамическое давление бетонной смеси, равное 20—40 МПа, в зависимости от емкости тары;

H_0 — высота слоя несхватившегося бетона;

$t_{схв}$ — время схватывания цемента, обычно равное 4 ч.

При уплотнении смеси внутренними или наружными вибраторами $h = 2R$, где R — радиус действия вибратора. Для поверхностных вибраторов принимают $h = R$. Если бетонную смесь уплотняют на виброплощадках, то вся смесь находится в состоянии вибрации, это дает основание принять $h = H$. Радиусы действия вибраторов ориентировочно принимают 0,25—0,5 м, причем более высокие значения относятся к более подвижной бетонной смеси.

Если боковая поверхность опалубки не вертикальна, а наклонена в сторону изделия, то горизонтальное давление на опалубку

$$p_{г\alpha} = p_{г} \sin \alpha,$$

где α — угол наклона боковой поверхности к горизонту.

Силы сцепления между бетоном и опалубкой учитывают при расчете приспособлений для распалубливания. Эти силы принимают в виде распределенной нагрузки, наибольшая интенсивность которой q_{\max} зависит от возраста бетона в момент распалубливания и назначается обычно для бетона суточного возраста равной 0,02 МПа, а для трехсуточного 0,05 МПа (промежуточные значения устанавливаются по интерполяции).

При расчете стальной опалубки рассматривают ее принципиальную схему (рис. 18.2) применительно к конкретному случаю, когда высота изделия H больше высоты H_0 .

Основные элементы опалубки — поддон, борта, торцы, стяжки и шарниры. Поддон, борта и торцы представляют собой элементы ортотропной конструкции, состоящей из обшивки и подкрепляющих ее продольных и поперечных ребер жесткости. По упрощенному методу расчет обшивку и ребра рассматривают отдельно. Каждый отсек обшивки рассчитывают как тонкую пластинку, опертую на вертикальные и горизонтальные ребра жесткости. Вид опорных закреплений пластинки назначают в зависимости от места ее расположения. Так, опирание на крайние ребра рассматривают как шарнирное, а на промежуточное — как жесткую заделку. Рассчитывать удобно с использованием табличных коэффициентов, даю-

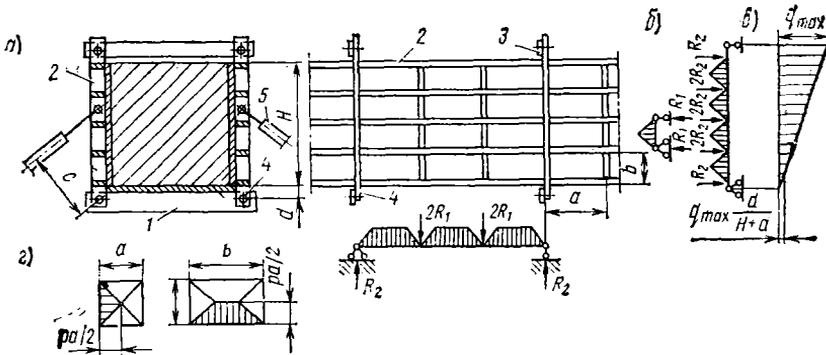


Рис. 18.2. Схемы к расчету стальных опалубочных форм:

a — конструктивная схема формы; *б* — расчетные схемы ребер жесткости; *в* — эпюра сил сцепления между формой и бетоном; *г* — схема передачи нагрузки с обшивки на ребро жесткости; 1 — поддон; 2 — борт; 3 — стяжка; 4 — шарнир; 5 — приспособление для распалубки

ших возможность сразу же определять необходимую толщину обшивки, удовлетворяющую условиям жесткости и прочности.

При расчете конструкции по второму предельному состоянию, т. е. по прогибу, толщина обшивки

$$\delta = \kappa_1 b \sqrt[3]{\frac{p_n}{[f/b]}}$$

где κ_1 — табличный коэффициент, зависящий от отношения длин *a, b* сторон пластинки и типа ее опорных закреплений (табл. 18.1);

b — меньшая сторона пластинки;

p_n — нормативная распределенная нагрузка на пластинку;

$[f/b]$ — предельный относительный прогиб обшивки, равный 1/400 для лицевых и 1/250 для остальных поверхностей.

Таблица 18.1

Отношение длин <i>a/b</i> сторон пластинки	κ_1 при опирании пластинки		κ_2 при опирании пластинки	
	шарниром	жестком	шарниром	жестком
1,0	0,00276	0,00188	0,536	0,557
1,2	0,00309	0,00209	0,612	0,607
1,4	0,00332	0,00221	0,673	0,655
2,0	0,00375	0,00236	0,780	0,705
0	0,00408	0,00238	0,866	0,708

По первому предельному состоянию, т. е. по прочности, толщина обшивки

$$\delta = \kappa_2 b \sqrt{p/R},$$

где κ_2 — табличный коэффициент (см. табл. 18.1);

p — расчетная распределенная нагрузка на пластинку с учетом коэффициента перегрузки;

R — расчетное сопротивление стали.

Коэффициент перегрузки *n* для собственного веса бетонной смеси принимают равным 1,1, а для остальных ее воздействий —

1.3. При расчете по второму предельному состоянию динамические воздействия от вибрирования и выгрузки бетонной смеси не учитывают.

Нагрузку между ребрами при квадратных пластинках распределяют по закону треугольника, а при прямоугольных — по закону трапеции. Промежуточные, не закрепляемые к шарнирам вертикальные ребра рассматривают как шарнирно опертые на смежные горизонтальные ребра и нагруженные распределенной нагрузкой, передающейся с обшивки. Горизонтальные ребра шарнирно оперты на основные, закрепляемые к шарнирам вертикальные ребра. Горизонтальные ребра находятся под действием распределенной нагрузки, передающейся с обшивки, а также сосредоточенной в виде опорных реакций промежуточных вертикальных ребер. Подобно этому и на основные вертикальные ребра, кроме распределенной, действует и сосредоточенная нагрузка, представляющая опорные реакции горизонтальных ребер. Все ребра можно рассматривать как шарнирно опертые однопролетные балки.

Расчетные сечения ребер рассматривают совместно с прилегающими участками обшивки шириной, равной 15δ в каждую сторону. Получающееся тавровое сечение проверяют на действие изгибающего момента в ребре, а сварные швы прикрепления ребра к обшивке — на действие поперечной силы. Ребра и обшивку рассчитывают по первому и второму предельным состояниям.

Нагрузкой на шарниры, соединяющие борта с поддоном и стяжками, будут опорные реакции основных вертикальных ребер жесткости. Шарниры рассчитывают на срез, а при большой их длине, превышающей четыре-пять диаметров шарнира, также и на изгиб. Эта же нагрузка через шарниры передается на стяжки.

В случае если при бетонировании, а также транспортировании на тележках или переносе краем опалубка опирается (или подвешивается) в отдельных точках, ее проверяют на общий изгиб применительно к соответствующей схеме опирания. Такой расчет, в частности, нужен при проектировании форм центрифуг

Приспособления для распалубливания в наиболее распространенном случае, когда опалубку снимают поворотом вокруг ее шарнира, рассчитывают, полагая, что эпюра сцепления имеет вид трапеции с наибольшей ординатой q_{max} в точке, наиболее удаленной от шарнира. Необходимое для распалубливания усилие, определяемое из равенства моментов сил сцепления и усилия в приспособлении при распалубливании относительно центра шарнира, будет:

$$p = \frac{q_{max} H^2 l}{6c} \cdot \frac{(H + 2d)(2H + 3d)}{(H + d)(H + 2d)},$$

где l — расстояние между приспособлениями для распалубливания;

Остальные обозначения — см. на рис. 18.2.

При отрыве опалубки посредством ее поступательного перемещения перпендикулярно поверхности бетона силы сцепления учитывают в виде равномерно распределенной нагрузки q_{max} (см. рис. 18.2).

18.2. Расчет стационарных стенов и передвижных упоров

Нагрузками, действующими на конструкции передвижных упоров и стенов на разных стадиях их работы, будут собственный вес упоров и стенов, вес опалубки, вес арматуры и бетона изготавливаемого изделия, а также усилия натяжения напрягаемой арматуры. Конструкции рассчитывают по первому и второму предельным состояниям. Цель расчета по второму предельному состоянию состоит в проверке конструкций на жесткость и ограничение их общих деформаций (прогибов), повышенные значения которых могут вызвать повреждения бетона изготавливаемых элементов. Расчет по второму предельному состоянию особенно важен для передвижных упоров, представляющих сравнительно гибкие металлические конструкции. Железобетонные стационарные стенов, как правило, достаточно жестки.

Опирающиеся на грунт по всей длине стационарные стенов рассчитывают как балки на упругом основании. При изготовлении конструкций с одной только прямолинейной арматурой (например, свай) равнодействующую усилий натяжения обычно считают совмещенной по высоте с центром тяжести сечений продольных элементов распорно-рамного стенов (рис. 18.3, а). Неравномерность по длине распределенных нагрузок от собственного веса стенов, веса изделия и отпора грунта в этом случае невелика и не оказывает существенного влияния на внутренние усилия стенов и его деформации. Поэтому такой стенов можно рассматривать как горизонтально расположенную прямоугольную раму, изгиб элементов которой происходит только в горизонтальной плоскости.

При полигональной арматуре в продольных несущих элементах стенов, особенно распорно-балочных (рис. 18.3, б), возникают значительные изгибающие моменты от усилий натяжения. Очертание изогнутой оси распорной балки в этом случае определяется действием горизонтальных N и вертикальных V составляющих усилий в арматуре, а также распределенных нагрузок от веса стенов p_1 , веса изделия p_2 и отпора грунта q . Ординаты эпюры отпора:

$$q = \gamma C_0,$$

где γ — вертикальное перемещение оси балки;
 C_0 — коэффициент постели грунта.

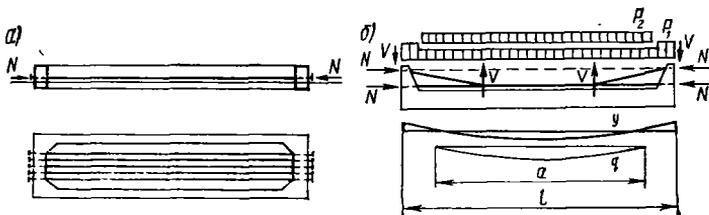


Рис. 18.3. Схемы загрузки стационарных стенов

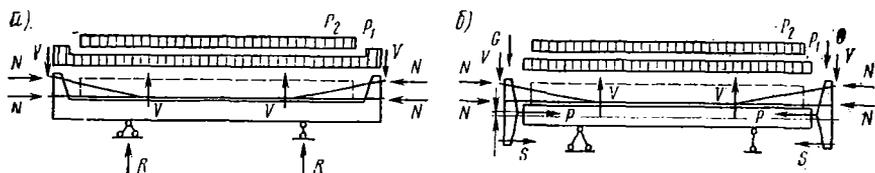


Рис. 18.4. Схемы загрузки передвижных упоров

Эпюра отпора возникает на том участке a балки, где точки ее деформированной оси смещаются вниз от своего начального недеформированного положения. Для определения длины этого участка и ординат эпюры отпора q используют:

1) условие равенства нулю суммы вертикальных проекций всех действующих на систему сил: $\Omega_{p1} + \Omega_{p2} + \Omega_q = 0$;

2) уравнение $y = y_N + y_{p,q}$,

где $\Omega_{p1}, \Omega_{p2}, \Omega_q$ — площади соответствующей эпюры;

y_N — прогиб распорной балки на участке a от сил натяжения арматуры

$y_{p,q}$ — прогиб на том же участке от нагрузок p_1, p_2 и q .

Для упрощения расчетов полагают, что эпюра отпора очерчена по квадратной параболе. Тогда площадь эпюры может быть приблизительно представлена в виде:

$$\Omega q = 2a\gamma_{\max}/3.$$

Подобным же образом рассматривают и распорно-рамные стелды при натяжении не только прямолинейной, но и полигональной арматуры.

Передвижные упоры применяемых схем опирания на тележки представляют собой, как правило, конструкции внешне статически определяемые. Наиболее распространены схемы загрузки передвижных стелдов с жестким (рис. 18.4, а) и с шарнирным (рис. 18.4, б) соединением оголовков с распорной балкой. Для случая с шарнирным соединением к нагрузкам добавляется собственный вес G оголовков. Положение центра шарнира, т. е. эксцентриситет e , выбирают так, чтобы изгибающие моменты в распорной балке и ее прогибы были возможно меньшими. Из этих же соображений назначают оптимальное расстояние между точками опирания распорной балки. Для уменьшения усилия S в затяжке, а следовательно, и продольной силы P в балке затяжку опускают возможно ниже.

Напряжения в распорной балке и ее прогибы определяют как в стержне, подверженном совместному действию сжатия и изгиба.

Стелды и упоры рассчитывают на нагрузки различных сочетаний, соответствующих различным стадиям работы конструкции. Так, при расчете передвижного упора нужно рассматривать следующие сочетания нагрузок: 1) собственный вес передвижного упора (нагрузка p_1) и усилия натяжения напрягаемой арматуры — силы N и V (опалубка и бетон изделия отсутствуют); 2) те же

нагрузки, а также вес опалубки и бетона изделия (нагрузка p_2); 3) собственный вес передвижного упора и вес изготавливаемой балки в виде вертикальных сосредоточенных сил по осям ее опорных сечений, это соответствует стадии изготовления, когда опалубка снята, натяжение арматуры передано с упора на бетон, балка под действием изгибающих моментов от усилий натяжения получила прогиб вверх и передает собственный вес только по концам.

18.3. Теплотехнический расчет камер пропаривания

Цель теплотехнического расчета камер пропаривания — определение расхода пара как основы для проектирования котельных и паропроводов. Исходным материалом для расчета служат принятый режим пропаривания (рис. 18.5), наибольший объем бетона подвергаемого обработке изделия, а также данные о технологическом оборудовании (передвижных упорах, тележках), попадающем вместе с изделием в камеру.

Пар расходуется на нагрев изделия, камеры и оборудования и на компенсацию теплопотерь через ограждения камеры. Наибольший расход пара в единицу времени соответствует концу стадии нагрева, поскольку теплопотери при наибольшей разнице температур в камере и вне ее оказываются наибольшими. В стадии изотермического прогрева расход пара, требующегося только для компенсации теплопотерь, уменьшается.

Расход пара (в килограммах в час):

$$G = 7,5Q,$$

где Q — расход тепла, Дж/ч.

Расход тепла на нагрев изделия, камеры и оборудования

$$Q_{\text{н}} = [(G_{\text{б}} c_{\text{б}} + G_{\text{в}} + G_{\text{о}} c_{\text{о}}) (t_1 - t_{01}) + G_{\text{т}} c_{\text{т}} (t_1 - t_{02}) + \sum G_{ki} c_{ki} (t_{\text{из}} - t_{03})] T_{\text{в}}^{-1},$$

где $G_{\text{б}}$ — масса сухих компонентов бетонной смеси, кг;
 $c_{\text{б}}$ — теплоемкость сухих компонентов бетонной смеси, Дж/кг·°С;
 $G_{\text{в}}$ — масса содержащейся в бетонной смеси воды, кг;
 $G_{\text{о}}$ — масса опалубочных форм, кг;

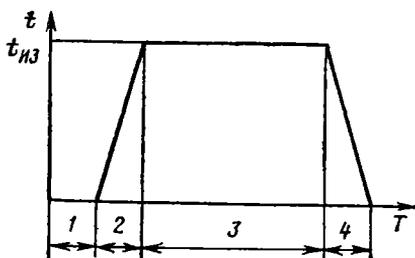


Рис. 18.5. График режима пропаривания бетона:

1 — выдержка; 2 — нагрев; 3 — изотермический прогрев; 4 — остывание

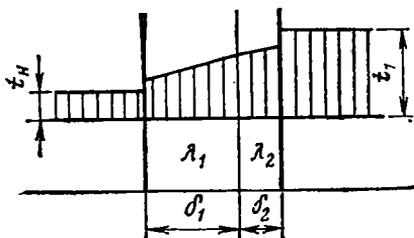


Рис. 18.6. Эпюра распределения температур в толще ограждения камеры пропаривания

c_0 — теплоемкость опалубочных форм, Дж/кг·°С;
 t_1 — температура
 t_{01} — начальная (до начала подачи пара) температура бетонной смеси и опалубочных форм, °С;
 G_T — масса тележек или передвижных упоров, кг;
 c_T — теплоемкость тележек и передвижных упоров, Дж/кг·°С;
 t_{02} — начальная температура тележек или передвижных упоров, °С;
 G_{ki} — масса элементов конструкции камеры (стен, перекрытий, полов и просмов), кг;
 c_{ki} — теплоемкость конструкций камеры, Дж/кг·°С;
 $t_{из}$ — температура изотермического прогрева, град;
 t_{03} — начальная температура конструкции камеры, °С;
 T_n — продолжительность нагрева, ч.

Масса сухих компонентов бетонной смеси (приближенно):

$$G_6 = (V_6 - V_в) \gamma_6,$$

где V_6 — объем бетонной смеси в плотном теле, м³;
 $V_в$ — объем воды, содержащейся в бетонной смеси, м³;
 γ_6 — плотность бетона, кг/м³.

Расход тепла на компенсацию теплотерь через ограждения камеры

$$Q_T = \sum \frac{F_i}{R_{0i}} (t_{из} - t_n),$$

где F_i — площадь поверхности i -го ограждения, отличающегося от остальных ограждений по материалу или толщине, м²;
 R_{0i} — сопротивление теплопередаче конструкции i -го ограждения, °С/Вт;
 t_n — расчетная наиминшая температура воздуха снаружи камеры.

Сопротивление теплопередаче через ограждение создается внутренней и наружной поверхностями ограждения, а также его толщиной, что иллюстрируется эюррой температур на рис. 18.6. Сопротивление теплопередаче

$$R_{0i} = R_в + R_n + \sum R_i \text{ при } R_i = \delta_i \lambda_i,$$

где $R_в$ — сопротивление теплопереходу у внутренней поверхности, м²·°С/Вт;
 R_n — то же, у наружной поверхности;
 R_i — сопротивление теплопереходу через толщу каждого однородного слоя, входящего в состав данного ограждения (сопротивление R_i зависит от толщины и физических характеристик материалов слоя);
 δ_i — толщина слоя, м;
 λ_i — коэффициент теплопроводности материала, Вт·м·°С.

Требуемое для расчета значение $R_в$ можно принять равным 0,15 R_i , а значение R_n — равным 0,05 R_i . Физические характеристики материалов указаны в табл. 18.2. Если в толще ограждения есть замкнутые воздушные прослойки, сопротивление теплопереходу R_i при толщине прослойки 1—4 см принимают равным 0,15 R_i , а при толщине свыше 4 см — равным 0,2 R_i . Это относится к расчету теплотерь через стены и перекрытия камер. Теплотери через полы тоннельных камер определяют по зонам шириной 2 м. Каждая такая зона представляет собой полосу пола, параллельную стене.

Материал	Плотность, кг/м ³	$c_{ки}$, Дж/(кг·°С)	λ , Вт/(м·°С)
Тяжелый бетон	2500	0,2	1,10
Легкий бетон и кирпичная кладка	1800	0,2	0,75
Сталь	7850	0,115	50,0
Штукатурка известковая	1400	0,25	0,45
Древесина	600	0,65	0,15
Войлок	150—250	0,45	0,05

Подобным же образом поступают и при расчете ямных камер, но зоны отсчитывают от поверхности земли, располагая как вдоль стен, так и вдоль пола камеры. Сопротивления теплопередаче отдельных зон принимают равными для первой зоны 2, второй 4,5, третьей 10 и для остальных зон 15 м·°С/Вт.

Полученные в результате расчета значения Q_T увеличивают в 1,1—1,3 раза, учитывая тем самым добавочные теплопотери от инфильтрации воздуха через неплотности камер и действия ветра на ограждения камер. Пользуясь расчетным расходом пара G , подбирают число и производительность паровых котлов, а также схему размещения паропроводов и их диаметры.

18.4. Теплотехнический расчет электропрогрева бетона

Расчет электропрогрева бетона выполняют для получения расчетной продолжительности этой операции, следовательно, и для нахождения производительности установок. Помимо этого, определяют требуемую мощность электроэнергии и ее расход.

Расчетную продолжительность электропрогрева (рис. 18.7) определяют, как правило, с учетом нарастания прочности бетона при остывании, поскольку выдерживание бетона под действием электрического тока допускается до приобретения прочности, не превышающей 50% от проектной. В процессе изотермического прогрева бетон находится под действием температуры $t_{из}$. На стадии остывания температура непрерывно изменяется. Для расчета принимают среднюю температуру $t_{ср}$ остывания, которая для конструкций с модулем поверхности (отношением площади поверхности изделия к его объему) $M < 8$ равна $t_{ср} = 0,5t_{из}$, а для конструкций $M > 8$ равна $t_{ср} = t_{из}/3$.

Определяя $t_{ср}$ с некоторым запасом, считают, что изделие остывает до нулевой температуры, т. е. до температуры, при ко-

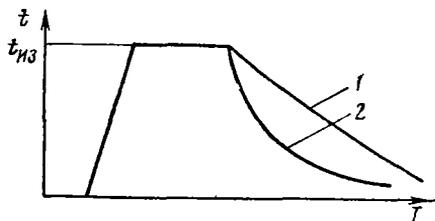


Рис. 18.7. Изменение температуры t бетона за период T электропрогрева: 1 — остывание изделий с малым модулем поверхности; 2 — то же, с большим

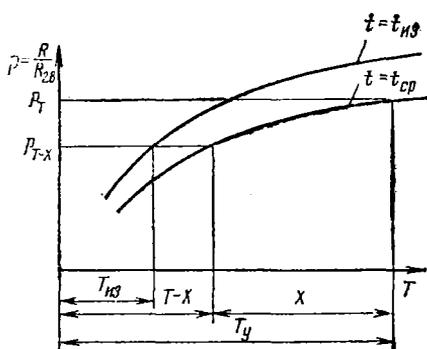


Рис. 18.8. Нарастание прочности ρ бетона во времени T

\mathcal{E} — экзотермия цемента, т. е. количество выделяющегося за время твердения тепла, отнесенное к 1 кг цемента.

Теплопотери через опалубку за 1 ч остывания

$$Q_T = \alpha \cdot M (t_{ср} - t_{в}) / R_0,$$

α — коэффициент, учитывающий влияние ветра и принимаемый равным 1,0 при отсутствии ветра и 1,5 при сильном ветре;

$t_{в}$ — средняя за время остывания температура наружного воздуха;

R_0 — сопротивление теплопередаче конструкции опалубки и теплоизоляции.

Значения R_0 определяют подобно тому, как это было указано в п. 18.3. При различных теплоизоляционных свойствах опалубки по разным поверхностям изделия назначают средневзвешенное значение R_0 .

Время остывания (в часах) изделия определяют из отношения $X = Q/Q_T$. Далее находят продолжительность T_y условного изотермического прогрева с температурой $t_{ср}$, при которой бетон набирает относительную прочность ρ , равную заданной ρ_T . Для этого используют справочные данные¹ в виде графика (рис. 18.8) роста прочности бетона во времени для различных температур изотермического прогрева бетона данного состава. Затем по тому же графику определяют относительную прочность бетона ρ_{T-X} , набираемую при условном изотермическом прогреве с температурой $t_{ср}$ и продолжительностью $T - X$. Как видно из графика, остывание продолжительностью X при средней температуре бетона $t_{ср}$ (это эквивалентно изотермическому прогреву той же продолжительности и при этой же температуре) обеспечивает нарастание относительной прочности бетона $\Delta\rho = \rho_T - \rho_{T-X}$.

Отсюда следует, что нарастание прочности бетона до значения ρ_{T-X} должно быть обеспечено на стадии изотермического прогрева. Продолжительность изотермического прогрева T и температуру $t_{из}$ находят графически (см. рис. 18.8).

¹ При отсутствии соответствующих справочных данных графики строят по результатам испытаний, проводимых применительно к заданным условиям.

торой набор прочности бетона практически прекращается.

Разница в формулах для определения $t_{ср}$ связана с характером температур остывания изделий с большими и малыми значениями модуля M поверхности (см. рис. 18.7).

В течение остывания 1 м³ изделия теряет аккумулированного в нем тепла:

$$Q = c_b \gamma_b t_{из} + ЦЭ,$$

где c_b — удельная теплоёмкость бетона;

$Ц$ — расход цемента на 1 м³ бетона;

Требуемая мощность электроэнергии на стадии нагрева:

$$P_{\text{эл}} = \kappa \left[c \gamma_0 \frac{t_{\text{из}} - t_0}{T_{\text{н}}} + \frac{\alpha M}{R_0} \left(\frac{t_0 - t_{\text{из}}}{2} - t_{\text{н}} \right) \right],$$

где t_0 — начальная температура бетонной смеси;

$T_{\text{н}}$ — продолжительность нагрева;

κ — коэффициент, учитывающий экзотермию цемента и равный 0,65 при $M=5$ и 0,35 при $M=15$ (промежуточные значения принимают по интерполяции);

c — удельная теплоемкость бетонной смеси.

Мощность на стадии изотермического прогрева

$$P_{\text{эл2}} = \kappa \alpha M (t_{\text{из}} - t_{\text{н}}) R_0^{-1}.$$

Суммарный расход электроэнергии на стадиях нагрева и прогрева $W = P_{\text{эл1}} T_{\text{н}} + P_{\text{эл2}} T_{\text{из}}$.

Мощность, необходимая при электропрогреве,

$$P = J^2 \rho,$$

где J — сила тока;

ρ — омическое сопротивление.

Удельное омическое сопротивление для свежееуложенной бетонной смеси можно принять равным 500 Ом·см.

Мощность, выделяемая при электропрогреве, должна быть близка к требуемой для обеспечения расчетных параметров прогрева. Равенство мощностей достигается соответствующим размещением электродов в изделии.

Раздел шестой. **МОНТАЖ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ**

Глава 19. **ОБЩИЕ ВОПРОСЫ. МОНТАЖ СБОРНЫХ ОПОР**

19.1. Основные положения монтажа конструкций

Монтажу сборных железобетонных конструкций опор и пролетных строений свойственны свои особенности: 1) сборные блоки обычно обладают большой массой, что требует применения монтажного оборудования большой грузоподъемности; 2) элементы сборных конструкций, особенно преднапряженные балки, имеют разную прочность при разном способе их опирания и подъема (во избежание появления дефектов это нужно учитывать при перевозках, складировании и подъемах); 3) устройство стыков в конструкции сопряжено с необходимостью высокой точности установки элементов, требует специальных мер и соблюдения температурного режима их стыкования и омоноличивания швов. В связи с этим монтировать нужно по специально составленному проекту монтажа, а для типовых конструкций — по утвержденным технологическим правилам.

Монтаж сборных опор и пролетных строений содержит ряд последовательных операций: 1) доставка и разгрузка элементов сборных конструкций в местах, удобных для последующих работ; 2) подготовка элементов к монтажу, их очистка; 3) выправка стыковой арматуры и металлических закладных частей; 4) укрупнительная сборка, проверка строповочных приспособлений; 5) проверка и подготовка подъемных механизмов и вспомогательных монтажных устройств; 6) подготовка элементов к установке; 7) строповка и подача элементов в проектное положение; 8) установка, выверка и омоноличивание стыков элементов; 9) создание условий соренного набора прочности бетона омоноличивания.

Места установки элементов монтируемых конструкций заранее подготавливают, а элементы очищают, обстраивают необходимыми подмостями, размечают оси и установочные риски. Стропуют элементы, обеспечивая необходимую прочность и надежность подъема. Закладные петли и другие строповочные устройства элементов изготавливают из мягких, но достаточно прочных сортов стали, создавая не менее чем трехкратный запас прочности. При строповке элементов с помощью стальных канатов в обхват под стропами в

местах соприкосновения с бетоном (особенно в узлах) устанавливают деревянные прокладки, исключающие повреждение бетона и стropовочного каната.

Особые требования предъявляют к монтажному оборудованию. Оно должно быть маневренным, иметь большой диапазон изменения скорости подъема и спуска грузов, а также простую схему сборки и демонтажа. Важно, чтобы монтажное оборудование обладало возможностью перемещения элементов сборных конструкций в высотном, продольном и поперечном направлениях без устройств вспомогательных подмостей. Это облегчает монтаж сооружений в любых местных условиях при любом состоянии реки и позволяет снизить трудовые затраты и стоимость строительства.

Тип конструкции оборудования выбирают с учетом размеров и массы монтируемых элементов. Чем крупнее и тяжелее элемент, тем сложнее его установить в проектное положение.

Монтажу сборных железобетонных мостовых конструкций требуются транспортные средства для подачи элементов к монтажному агрегату, краны для погрузочно-разгрузочных работ, краны и агрегаты, обеспечивающие установку конструкций в проектное положение, а также различные монтажные приспособления и устройства. Для погрузочно-разгрузочных и монтажных работ обычно применяют самоходные стреловые краны на пневмоколесном, гусеничном и железнодорожном ходу, козловые (портальные) самоходные краны, стационарные мачтово-стреловые краны, краны-мачты, специальные краны и монтажные агрегаты. Выбор крановых средств зависит от вида монтируемой конструкции, способов сборки и местных производственных условий.

К монтажным приспособлениям относят стропы и траверсы для подъема элементов, приспособления для установки, временного закрепления и выверки элементов, а также подвесные подмости люльки и лестницы, обеспечивающие безопасность работ и условий сборки.

Используемые для подъема элементов стропы и траверсы должны обладать достаточной грузоподъемностью, прочностью и надежностью в работе, обеспечивать быстрое и удобное закрепление поднимаемых элементов и освобождение их после установки в проектное положение. Масса строповочных приспособлений должна быть минимальной, так как она является добавочной к массе поднимаемого элемента и связана с грузоподъемностью монтажного крана.

Наиболее просты и удобны стропы из тросов (мягких стальных канатов) диаметром от 16 до 38 мм с органическим сердечником. Они обладают положительными качествами — малой массой, большой гибкостью, удобством закрепления. Однако они быстро изнашиваются, при подъеме горизонтально расположенных элементов приходится увеличивать высоту подъема крюка монтажного крана. По этим причинам горизонтальные элементы поднимают с помощью траверс (см. рис. 1.2). Траверсы позволяют более полно использовать высоту подъема крюка монтажного крана и уменьшить усилия

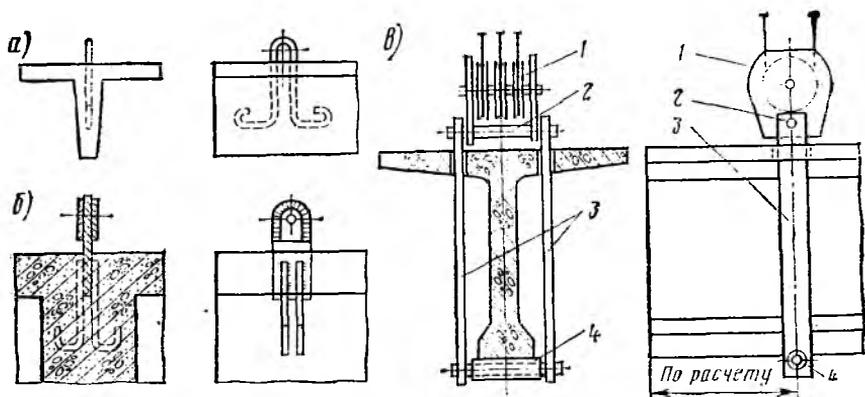


Рис. 19.1. Строповочные петли и подъемные устройства

в строповочных петлях. Наибольшее распространение получили траверсы из широкополых двутавров, а также сварные и клепаные из прокатной стали.

Захватывают элементы при подъеме с помощью траверс обычно за строповочные петли или серьги. Для легких элементов применяют петли, заделанные в бетон элемента (рис. 19.1, а). Более тяжелые элементы поднимают за проушины из листовой стали, приваренные к анкерам (рис. 19.1, б). Для подъема тяжелых балок применяют строповочные серьги. Подъемное устройство (рис. 19.1, в) обычно состоит из верхней шарнирной оси 2, соединенной с грузовым полиспастом 1 стальных тяг 3 и нижней оси 4. Местоположение устройств на балке устанавливают расчетом.

Места установки строповочных петель обычно указывают в рабочих чертежах, назначая их так, чтобы при подъеме в элементе не возникали высокие напряжения. Особенно важно правильно назначить места расположения строповочных петель в предварительно напряженных изгибаемых конструкциях, например плитах и балках. В этих конструкциях петли, как правило, нужно размещать у концов элемента, или же усиливать элемент дополнительной арматурой, работающей на монтажные усилия (см. п. 23.2).

Для подъема плитно-ребристых и коробчатых конструкций применяют специальные захваты.

Монтажные краны устанавливают в местах, указываемых в проектной схеме сборки, исключая возможность опасной деформации монтируемой конструкции и обеспечивая устойчивость и надежность крана. Оборудование, применяемое при монтаже, должно обеспечивать безопасное ведение работ. Монтажный кран должен быть освидетельствован и испытан в соответствии с указаниями Госгортехнадзора.

Монтажные работы состоят из более или менее одинаковых операций, производимых в одной и той же последовательности независимо от конструктивных особенностей сооружения, размеров пролетов и высоты опор. До начала сборки конструкций монтажное

оборудование подготавливают и устанавливают в рабочее положение, устраняют рабочие подмости, эстакады, подкрановые пути, а также пути для подачи к месту работ монтируемых элементов. Непосредственно монтажные работы можно разделить на подготовительные и основные.

К подготовительным монтажным работам относятся: 1) разгрузка прибывающих на строительную площадку элементов; 2) подготовка для монтажа и подача элементов к монтажному крану. Доставленные к месту сборки элементы сборных конструкций складывают на строительной площадке в заранее предусмотренном месте. Элементы обстраивают хомутами, люльками, стремянками и другими вспомогательными приспособлениями, необходимыми для монтажа сборных конструкций. Если монтажные элементы имеют большую массу и нетранспортбельны, то их доставляют членеными на более мелкие блоки. В этом случае возникает необходимость еще в одной подготовительной операции — укрупнительной сборке составного элемента.

По мере монтажа подготовленные элементы грузят на внутрипостроечные транспортные средства и доставляют со склада в зону действия монтажных механизмов в положении, удобном для выполнения последующих работ.

В состав основных монтажных работ входят: 1) строповка; 2) подъем и подача элементов к месту установки; 3) выверка и временное закрепление элементов; 4) окончательное закрепление и омоноличивание монтируемой конструкции. Способ подачи поднятых элементов к месту установки в проектное положение зависит от типа применяемого монтажного крана, а способ использования монтажного оборудования для подачи элементов сборных конструкций — от конструкции этого оборудования. Например, козловыми кранами элементы подают поступательным движением крана или перемещением его грузовой тележки, а стреловыми кранами поворотом стрелы и перемещением крана и т. д.

В процессе монтажа опор и пролетных строений производят геодезический контроль за обеспечением проектного положения устанавливаемого очередного элемента с применением немедленных мер к устранению обнаруженных отклонений. Вертикальное положение элемента выверяют относительно постоянных реперов, а положение элемента в плане — относительно заранее нанесенных осей и рисок как на ранее поставленных, так и на очередном элементе. После выверки элементов и их закрепления в проектном положении устраивают стыковые соединения.

19.2. Стыки сборных железобетонных конструкций

Успешная сборка мостовых железобетонных конструкций во многом определяется конструкцией и технологией образования стыков собираемых элементов. По своим конструктивно-технологическим характеристикам применяемые стыки мостовых конструкций можно

разделить на две группы — без арматурных выпусков из бетона и с выпусками рабочей арматуры.

В конструкции стыков первой группы рабочая арматура располагается в бетоне элементов или устанавливается в открытых и закрытых каналах. В процессе монтажа железобетонные элементы соединяют между собой с помощью дополнительных стыковых деталей или другими способами, обеспечивающими передачу возникающих усилий через стык. Характерными видами стыков этой группы для соединения элементов из обычного бетона могут служить, например, стыки стаканного типа, применяемые при постройке опор путепроводов (рис. 19.2). Зазор между стойкой и колонной и гнездо в фундаменте или подколоннике во время монтажа плотно заполняют бетоном. Стык, предложенный проф. Н. М. Колоколовым для соединения верха свай с насадками свайно-эстакадных мостов, пригоден как для насадки одноплитной, так и двухплитной (рис. 19.3). Известны и другие типы стыков (см. рис. 8.2 и 19.3, в).

Более надежное соединение и более устойчивое от появления трещин — омоноличивание элементов сборной конструкции созданием предварительного напряжения в стыке, достигаемого высокопрочными болтами (рис. 19.4, а, в) или натягаемыми пучками (рис. 19.4, б).

Для стыков второй группы, т. е. выпусками рабочей арматуры, нужно обеспечивать точное расположение выпусков, что усложняет торцовые стенки опалубок. Более сложно и транспортирование таких элементов ввиду необходимости предохранения выпусков арматуры от повреждений. Требуется обеспечить также надежное соединение между собой арматурных выпусков, для которого нужны большие стыковые полости, заполняемые раствором или бетонной смесью. При широких стыках рабочую арматуру, выступающую из торцов смежных элементов-блоков, соединяют обычной сваркой с помощью ванночек, а конструктивную арматуру сваривают внахлестку или соединяют перевязкой выступающих концов вязальной проволокой. После обработки торцовых поверхностей соединяемых элементов-блоков устанавливают наружную опалубку из деревянных или металлических щитов и укладывают бетонную смесь. Такие стыки для удобства соединения арматуры и укладки смеси назначают шириной не менее 20 см.

В стыках с натягаемой арматурой, расположенной в открытых или закрытых каналах, устанавливают специальные каналобразователи в швах для предохранения от попадания материала заполнения шва в каналы по длине. Для этой цели используют отрезки резиновых, полиэтиленовых или же стальных трубок. Такие каналобразователи должны входить в отверстия каналов на каждом торце стыкуемых элементов на длину 10—15 см.

Способ и материал заполнения шва (стыка) зависит от его ширины. Топкие швы шириной до 1—2 см заполняют цементно-песчаным раствором марки 400 и больше, заливая его сверху через воронку или нагнетая снизу насосом. Во избежание вытекания раствора шов перед заполнением заделывают снаружи по периметру

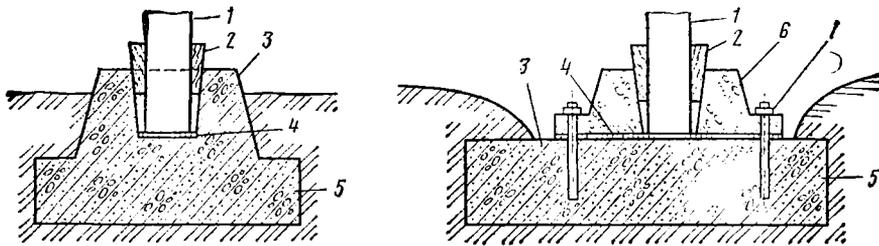


Рис. 19.2. Крепление стоек на фундаменте:

1 — стойка; 2 — клинья; 3 — фундамент; 4 — цементная подливка; 5 — плита фундамента; 6 — подколонник; 7 — анкерный болт

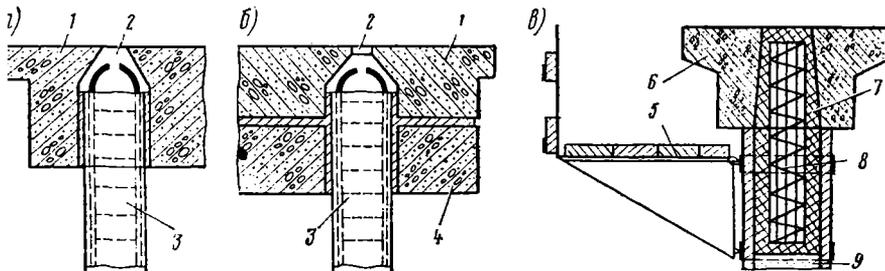


Рис. 19.3. Конструкция стыка:

а — свая с посадкой одноплитной; б — то же, двуплитной; в — ригель с оболочкой; 1 — плита; 2 — заполнение раствором; 3 — свая; 4 — направляющая плита-кондуктор; 5 — подмости; 6 — ригель; 7 — бетон омоноличивания; 8 — анкерный арматурный каркас; 9 — стигмутизированный весок

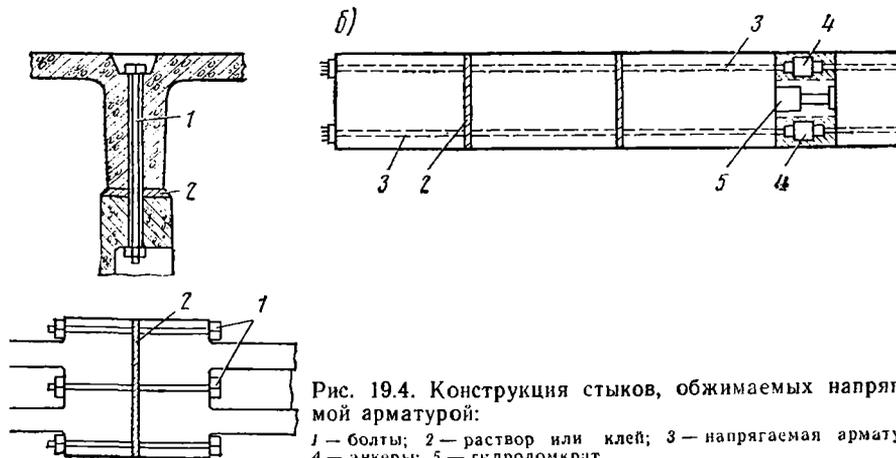


Рис. 19.4. Конструкция стыков, обжимаемых напрягаемой арматурой:

1 — болты; 2 — раствор или клей; 3 — напрягаемая арматура; 4 — анкеры; 5 — гидродомкрат

опалубкой из быстро твердеющего цементного раствора, наносимого по марлевой контурной наклейке за несколько раз (цементная опалубка). Швы шириной 3—5 см заполняют раствором через воронку или наметом, предварительно закрыв одну сторону стыка опалубкой. Иногда шов заполняют способом торкретирования.

Толстые швы (больше 7 см) заполняют жесткой цементобетонной смесью марки 400—500 с водоцементным отношением 0,35—0,40, которую укладывают после ограждения стыка инвентарной опалубкой. Уплотняют смесь вибраторами или трамбовками. Перед заполнением швов торцы элементов-блоков обильно смачивают водой. Хорошим способом, обеспечивающим сцепление старого и нового бетонов, является нанесение на торцы смазки из полимерного клея за несколько минут до укладки бетонной смеси в шов.

В зимних условиях стыки обогревают в тепляках как пропариванием, так и электроподогревом.

Устройство тонких и толстых швов, связанное с укладкой цементного раствора или бетонной смеси и с длительной их выдержкой, осложняет и задерживает процесс сборки. Более технологичны плотные клеевые швы. При таких стыках смежные элементы-блоки должны точно и плотно прилегать друг к другу. Ширина клеевого шва должна быть не более 1—1,5 мм. Для этого элементы-блоки изготавливают в матрицах с рифлеными торцовыми плитами, в единой опалубке с последовательным бетонированием блоков через один («торец в торце») или способом «отпечатка». Процесс устройства плотного клеевого стыка заключается в совмещении стыкуемых поверхностей с нанесением на них слоя клея и обжатии стыка натяжением напрягаемой арматуры. Полимерные клеи холодного отверждения готовят с использованием эпоксидной смолы; она водостойка, достаточно долговечна, обладает высокой прочностью и адгезией (сцеплением), хорошо связывая соединяемые бетонные поверхности. По прочности такие стыки элементов мало отличаются от монолитных конструкций.

Для устройства клеевых швов очищают стыкуемые поверхности, приготавливают и наносят клей, совместив предварительно стыкуемые поверхности, шов обжимают частично, а затем после отверждения клея — на полное усилие обжатия.

Поверхности соединяемых торцов элементов-блоков очищают пескоструйным аппаратом, масляные пятна снимают обработкой химикатами. Недостаточно тщательная очистка может быть причиной плохого склеивания. Состав клея и его технологические свойства выбирают исходя из производственных условий устройства клеевых стыков, температуры окружающей среды, необходимых сроков нанесения клея и выдержки для твердения. Полимерный клей приготавливают непосредственно перед употреблением. Он состоит из эпоксидной смолы типа ЭД-5 или ЭД-6, пластификатора (полиэфирная смола МТФ-9, дибутилфталат) и отвердителя (полиэтиленполиамин, триэтаноламин, кубовой остаток ГМДА и др.). В состав этого клея также входит наполнитель, улучшающий свойства клея и снижающий расход более дорогих химических материа-

лов. Наполнителями могут служить цемент тонкомолотый, песок или известковая мука.

Важная характеристика клея — продолжительность его технологической и адгезионной жизнедеятельности. Под жизнедеятельностью понимают срок способности клея в данных температурных условиях сохранять пластичность, достаточную для равномерного нанесения на стыкуемые поверхности, и способность выдавливания его излишков из стыкового зазора с образованием плотного шва с наименьшей толщиной клеевой пленки. Адгезионной способностью называют срок жизнедеятельности клея.

Клей наносят на обе стыкуемые поверхности. Технологические свойства полимерного клея регулируют изменением количества и вида отвердителя, пластификатора, наполнителя, а также изменением температуры в зоне клеевого шва.

Состав полимерного клея, применяемого для соединения мостовых конструкций, при положительных температурах воздуха (табл. 19.1) и при пониженных положительных и отрицательных (табл. 19.2) разный. В состав вводят фуриловый спирт и ускорители твердения в виде хлорного железа и др. Сильное влияние на жизнедеятельность клея оказывает количество отвердителя при разных температурах склеивания. Увеличение количества отвердителя уменьшает жизнедеятельность клея. Рецепты клея подбирают в лаборатории и проверяют на образцах бетонных кубиков $7 \times 7 \times 7$ или $20 \times 20 \times 20$ см, испытывая склеенные соединения на сдвиг по шву.

Таблица 19.1

Состав клея в весовых частях	Температура левания, °С	Количество отвердителя полиэтиленполиаминна на 100 частей смолы, вес. ч	Жизнедеятельность, ч		
			технологическая	адгезионная	
Смола ЭД-5 100	От +20 до +30	8	1,5	4,0	
Фуриловый спирт 20					От +10 до +15
Цемент 200—300					
		20	2,0	4,5	
Смола ЭД-5 100	От +15 до +20	15	3,0	10,0	
Дубитилфталат 10					
Цемент 100—200	От +10 до +15	20	3,0	10,0	

Приготавливая клей, тщательно перемешивают эпоксидную смолу с остальными компонентами, наполнители (цемент, песок или каменную муку) до перемешивания просеивают через сито № 200 (64 отверстия на 1 см^2), а составляющие клея дозируют по массе. Клей приготавливают в специальных емкостях из полиэтилена (ведра, бак, мешалки). Сначала в смесительную емкость заливают смолу того или иного вида и перемешивают ее в течение 5—10 мин. Затем вводят отвердитель — полиэтиленполиамин или кубовой остаток ГМДА. Вслед за этим засыпают наполнитель и всю массу перемешивают в течение 8—10 мин до получения однородной смеси.

Таблица 19.2

Состав клея в весовых частях	Температура, °С	Жизнedeятельность, ч	
		технологическая	адгезионная
Смола ЭД-5 100 Фуриловый спирт 30 Полиэтиленполиамин 25 Наполнитель (цемент 150—200 или песок) Тиксотропные добавки 3—7 (аэрозоль, сажа, асбест)	От 0 до —5	1,5	4,5
Смола ЭД-5 100 Фуриловый спирт 80 Полиэтиленполиамин 30 Ускоритель твердения — хлорное железо 8 Наполнитель (цемент 100—200 или песок) Тиксотропные добавки 3—7	От —5 до —20	1,5	12,0

Клей наносят тонким слоем на обе стыкуемые поверхности бетона широкими шпателями или пневмораспылителями.

Интенсивное твердение клея, или так называемая его полимеризация, при положительной температуре начинается через 3—4 ч после перемешивания смолы с отвердителем и продолжается от 2 до 10 сут и больше в зависимости от температуры окружающего воздуха и состава клея.

При отрицательной температуре твердения клея не происходит, а при температуре воздуха ниже +10°С нужно уже применять специальные составы (см. табл. 19.2) с более активными пластификаторами, такими, как фуриловый спирт, одновременно увеличивая и количество отвердителя. Утепляют швы устройством местной защиты в виде легких инвентарных тепляков с обогревом стыка. Для обогрева пропускают по периметру горячий воздух или применяют электронагрев всего шва электродами, а также специальными электронагревательными приборами. Местные тепляки делают из двух-трех слоев стеганых полотнищ брезента с прокладкой ваты, пакли и т. п. Полотнища прижимают к стыку снаружи деревянными или металлическими рамками. Возможны и другие способы обогрева. Для равномерного нагрева стыка температуру доводят до 35—40°С.

После нанесения клея швы обжимают натяжением напрягаемой арматуры или собственной массой монтируемого элемента-блока. Сжимающее давление в шве должно быть не менее 0,5 кгс/см². Время выдержки шва под давлением до полного отвердения клея зависит от температуры окружающей среды:

Температура, °С	10	15	25	30
Время выдержки шва под давлением, ч	50	25	15	10

19.3. Монтаж опор малых мостов

При постройке железобетонных путепроводов и эстакад часто опоры устраивают на естественном основании в виде железобетонных подушек с отверстиями в них для установки стоек. Если опоры возводят на свайном фундаменте, то на головы ранее забитых свай устанавливают блоки (элементы) верхнего ростверка и омоноличивают их со сваями. Сваи часто забивают с применением направляющего деревянного или стального инвентарного каркаса, который может быть использован в качестве подмостей для работ по монтажу насадок. В этом случае каркас поднимают на необходимую высоту вдоль забитых свай и закрепляют на них.

Перед установкой насадок проверяют вертикальность свай и соответствие расстояний между осями гнезд в насадках; при необходимости сваи выправляют. Головы свай срубают до проектной отметки пневматическими отбойным молотком или бетоноломами. Лишнюю арматуру, обнаруженную при срубке бетона, срезают автогенем; оставшуюся часть арматуры очищают и выправляют так, чтобы обеспечить установку насадки и хорошую ее связь со сваями.

Обычно насадки монтируют краном, расположенным в радиусе действия сооружаемой опоры. Стропуют блоки насадки двухветвевым стропом за петли, обеспечивающие при подъеме их в горизонтальное положение. Устанавливают насадки стреловым краном, подавая их на место установки поворотом стрелы, а при работе козловым краном подают, перемещая грузовую тележку с элементом.

Правильность положения устанавливаемого блока выверяют, поддерживая его краном. В случае необходимости блок смещают ломиками или оттяжками с одновременными пробными опусканиями на место до совпадения всех установочных рисок, нанесенных на гранях свай и на блоке насадки. На проектных отметках насадку закрепляют клиньями. Положение ее верха контролируют нивелировкой относительно реперов, расположенных вблизи монтируемой опоры. Если насадки состоят из нескольких элементов-блоков, в местах стыков устанавливают инвентарную опалубку. После сварки арматурных выпусков бетонируют стык и места сопряжения насадок со сваями. Опалубку снимают после достижения бетоном стыка 70 % проектной прочности.

Монтаж стоечных опор состоит из установки стоек в гнезда, оставляемые в фундаменте опоры, или в подколонники (стакины) на верхнем обрезе фундамента (см. рис. 18.2), установки блоков ригелей и омоноличивания всей конструкции.

Подколонники часто монтируют, снимая их непосредственно с транспортных средств без промежуточной выгрузки у сооружаемой опоры. Их устанавливают на слой цементного раствора, уложенного сверху фундамента. Правильность установки обеспечивается точным расположением закладываемых в фундамент анкерных штырей с проверкой геодезическими инструментами. Более тяжелые

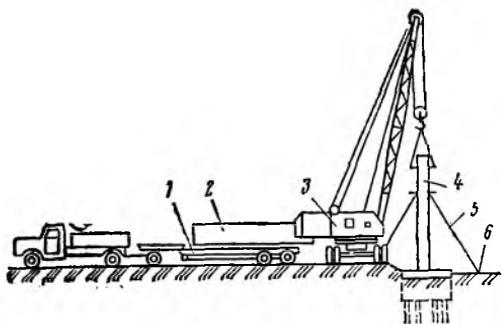


Рис. 19.5. Схема монтажа колонн опоры:
1 — трейлер; 2 — очередной блок; 3 — монтажный кран; 4 — колонна; 5 — расчалка; 6 — якорь

временно раскрепляя деревянными клиньями, а при высоте 8—10 м и более, дополнительно расчаливая. Клинья длиной около 100 см и шириной 12—15 см с уклоном $1/20$ — $1/10$ должны входить в стакан подколонника или в гнездо фундамента наполовину своей длины, обеспечивая возможность последующего окончательного замоноличивания элементов-блоков. После замоноличивания клинья удаляют, укладывая вместо них бетонную смесь. Если в нижней части колонн и на верхнем обрезе фундаментов предусмотрены стальные закладные части, то колонны временно закрепляют и окончательно замоноличивают сваркой этих частей. Для предохранения от коррозии закладные части должны быть в последующем закрыты слоем бетона. Аналогично монтируются опоры из трубчатых колонн.

При монтаже ригеля применяют инвентарные подмости, анкеры которых закладывают в блоках колонн во время их изготовления или закрепляют на хомутах, охватывающих трубчатые колонны.

19.4. Монтаж опор больших мостов

Бетонные и железобетонные сборные опоры монтируют из массивных блоков, укладываемых на слой цементного раствора. В зависимости от местных условий для сборки применяют краны стреловые самоходные, порталные (рис. 19.6, б), также краны, установленные на плавучие средства (рис. 19.6, а).

Перед укладкой блоки тщательно очищают от грязи и обильно смачивают водой. Блок должен быть плотно посажен по всей постели на густопластичный раствор. Толщину шва, равную 1—2 см, фиксируют стальными прокладками. Дополнительная подливка раствора под установленный блок не допускается. После укладки трех-четырех блоков выверяют их высоту нивелированием; обнаруженные отклонения от проекта исправляют увеличением или уменьшением толщины последующих швов.

По мере укладки блоков через каждые 1,5 м по высоте опоры в швах закрепляют анкеры для подвесных подмостей, с которых потом заливают и расширяют вышерасположенные швы и отделяют наружные поверхности опоры. Вертикальные швы заливают раствором, предварительно законопатив их паклей с наружной стороны или закрыв деревянными трехгранными рейками. Раствор заливают через плоскую воронку, тщательно укладывая его металлическими штыковками в виде лопаточек толщиной 4—5 мм. Раствор горизонтальных швов для установки последующего ряда блоков укладывают только после заполнения вертикальных швов предыдущего. При разравнивании раствора следят, чтобы он не доходил до наружных граней опоры на 40—60 мм.

Подферменные площадки и ригели опор в виде массивных блоков, как правило, имеют большую массу (до 35—40 т). Их устанавливать приходится кранами большой грузоподъемности с помощью траверс. При работе козловым краном такой блок подают к месту установки поступательным движением крана. В этом случае склад ригелей может быть расположен на подходе к мосту. При использовании стрелового крана ригель располагают внизу вдоль опоры как можно ближе к ней. Ригель поднимают краном, установленным нормально к опоре, на малом вылете стрелы, а затем грузовой полиспастом опускают в проектное положение. Если грузоподъемность одного стрелового крана недостаточна, возможна установка ригеля двумя одновременно работающими кранами. Для монтажа краном недостаточной грузоподъемности ригель приходится членить на отдельные параллельно расположенные блоки. В этом случае верх опоры обстраивают подмостями, на которых устанавливают и омоноличивают блоки ригеля. Недостаток этого способа — снижение темпа работ, а также дополнительный расход

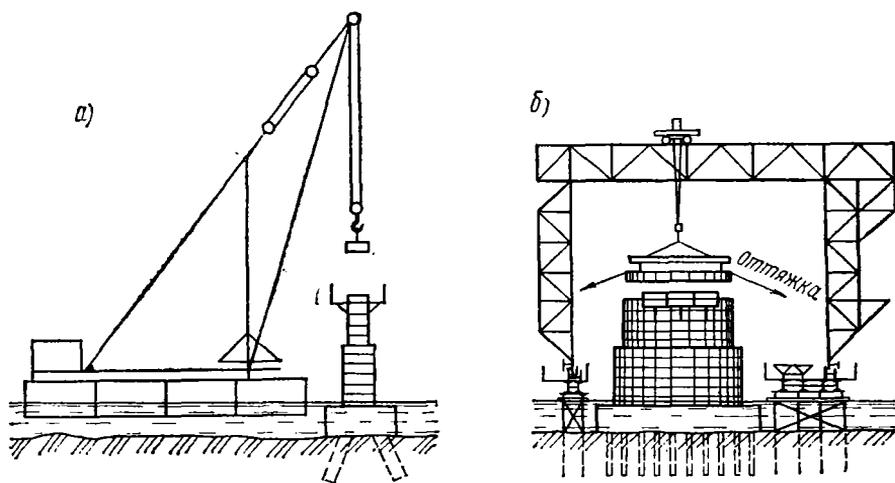


Рис. 19.6. Краны для монтажа опор из массивных блоков

материалов и трудовых затрат на устройство поддерживающих подмостей.

Технология монтажа сборной массивно-столбчатой опоры для типовых пролетных строений состоит из трех основных этапов (рис. 19.7): *I* — объединение тела опоры с готовым фундаментом; *II* — монтаж массивной части тела опоры; *III* — монтаж столбчатой части тела; *IV* — установка ригеля. При монтаже массивной части из контурных блоков *1* с малой площадью опирания опору обстраивают подмостями *2*. На подмостях располагают фиксаторы *3*, облегчающие установку блоков. Подмости можно собирать из элементов УИКМ, а также из других инвентарных конструкций. Внутреннюю полость заполняют бетонными блоками *7* или бетонной кладкой. Столбчатую часть опор устанавливают на массивную через прокладник *6*. Его укладывают на верхний коробчатый блок и объединяют с ним арматурным анкером *4* и цементобетонной смесью. Столбы *5* из железобетонных оболочек до подъема обстраивают необходимыми для размещения монтажников инвентарными люльками *8* и подмостями. Конструкция их аналогична применяемой для обстройки оболочек соответствующего диаметра.

Для обеспечения необходимой точности установки столбы стропуют за верхний торец, ввиду чего в процессе монтажа они занимают вертикальное положение.

Массивно-столбчатые опоры удобнее собрать козловым краном, так как при монтаже стреловым краном необходимо иметь стрелу достаточной длины или располагать кран на повышенном уровне на специальной подставке.

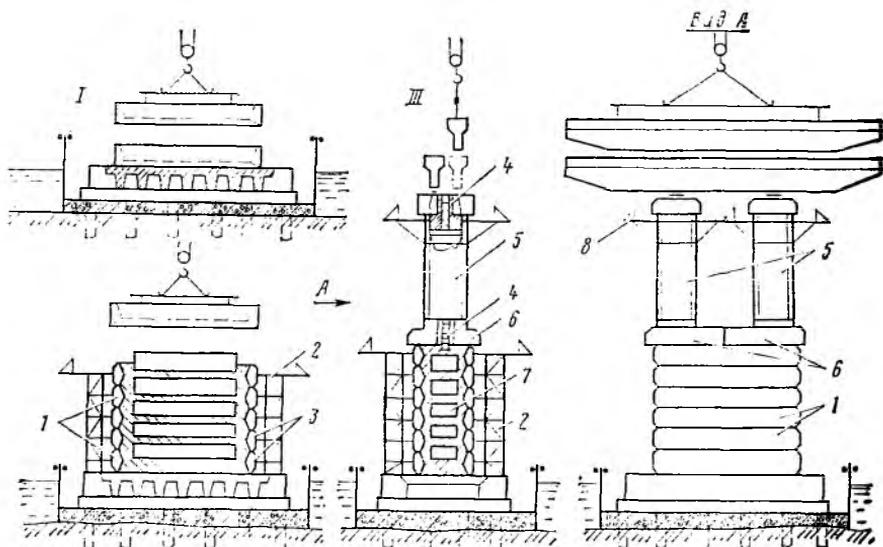


Рис. 19.7. Технологическая последовательность (*I—III*) монтажа столбчатых опор

20.1 Установка балок и плит стреловыми кранами

Сборные железобетонные балочно-разрезные и температурно неразрезные ребристые и плитные пролетные строения монтируют различными кранами и агрегатами, применяемыми с учетом необходимой грузоподъемности и производственных возможностей. Монтаж состоит из установки на постоянные опоры доставленных на стройплощадку отдельных блоков в виде балок и плит, как правило, равных длине пролета. После установки на место их омоноличивают по продольным швам между балками и диафрагмами; устраивают покрытие проезжей части, тротуары, перильные ограждения и т. п.

При установке балок-блоков и плит на опоры монтажные краны могут быть расположены как внизу на поверхности земли, так и сверху на устое или на собираемом пролетном строении.

Кранами, расположенными внизу, собирают пролетные строения путепроводов, эстакад, пойменных участков больших мостов, когда рельеф местности и прочность грунтов обеспечивают перемещение и безопасную работу тяжелого крана. Обычно используют общестроительные самоходные стреловые краны на пневмоколесном или гусеничном ходу, а также прицепные тракторные краны. Для сборки пролетных строений путепроводов через железнодорожные пути часто используют железнодорожные стреловые краны, обладающие большой грузоподъемностью (см. рис. 1.2). Грунт на участке перемещения крана должен быть хорошо спланирован и уплотнен, например, обкаткой колесами или гусеницами незагруженного крана. Допускаемое давление на грунт при работе кранами на пневмоколесном ходу можно принимать 0,4—0,5 МПа, а на гусеничном ходу — 0,2—0,3 МПа. При недостаточной несущей способности грунта под кран укладывают настилы из деревянных лежней, железобетонных плит или возводят подкрановые подмости.

В зимних условиях пролетные строения можно монтировать кранами со льда, убедившись в достаточной его прочности.

Для монтажа пролетного строения стреловым краном сбоку, расположенным на земле (рис. 20.1), подвозимые балки-блоки складывают в створе в местах, удобных для установки их на опоры поворотом крана до 180°. Если же транспортирование балок на строительную площадку организовано в темпе обеспечивающем работу крана без простоев, то блоки можно поднимать краном «с колес», не устраивая рабочих складов. Для лучшего использования грузоподъемности крана рекомендуется стреле придавать минимально возможный вылет. Застропованную траверсой балку поднимают и вводят в пролет поворотом стрелы. Затем грузовым полиспадом плавно опускают на опорные части, освобождая стро-

пи. После этого кран устанавливают в новое рабочее положение для подачи в пролет следующей балки.

Перемещение кранов с грузом даже при минимальном вылете стрелы крайне нежелательно по условиям безопасности работ; перемещение с грузом разрешается только в том случае, когда масса блока не превышает 50% паспортной грузоподъемности крана при данном вылете стрелы.

Стреловыми кранами, расположенными на земле, обычно монтируют балки-блоки длиной до 21 м и массой не более 30—35 т. Так как пролетное строение собирают при небольшом вылете стрелы, то грузоподъемность кранов используется наилучшим образом.

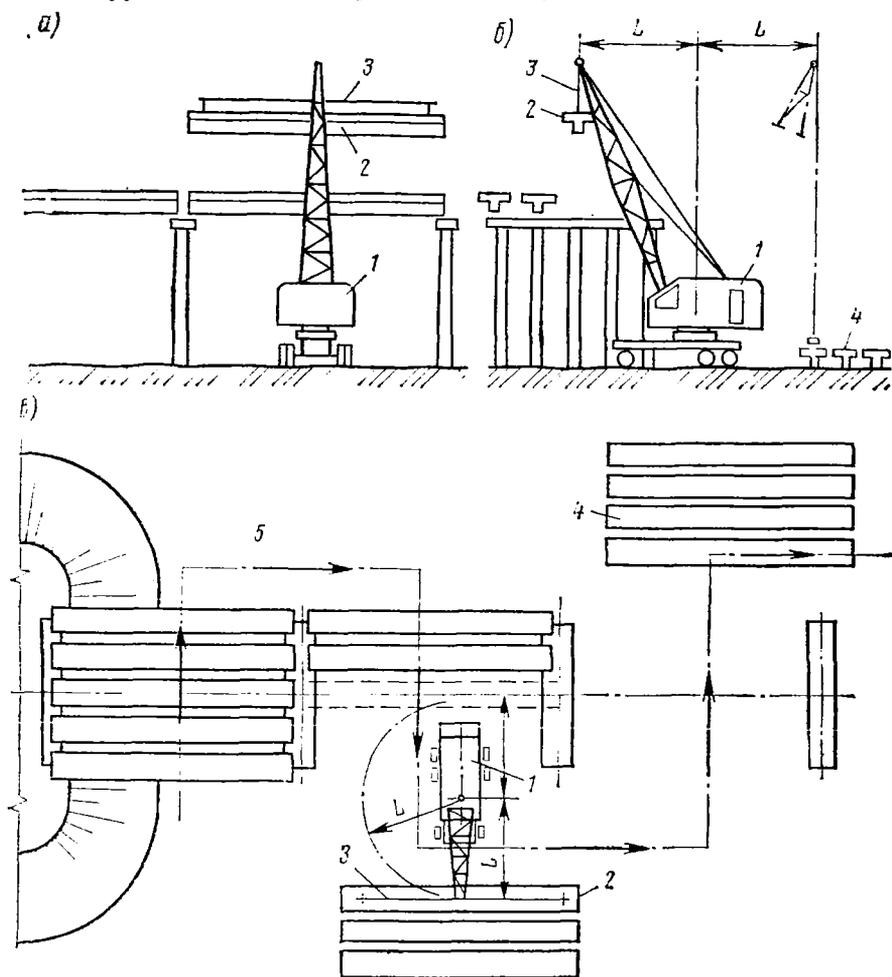


Рис. 20.1. Схема монтажа пролетных строений стреловым краном сбков:
 а — фасад; б — боковой вид; в — план; 1 — монтажный кран; 2 — устанавливаемая балка;
 3 — трюверса; 4 — склад; б — направление движения крана

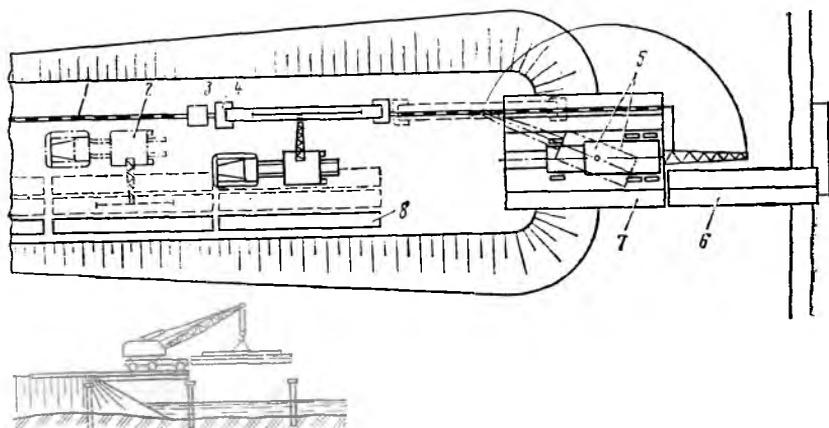


Рис. 20.2. Схема монтажа пролетных строений «вперед себя»:

1 — рельсовый путь; 2 — кран для погрузочных работ; 3 — мотовоз; 4 — вагонетки для перевозки балок; 5 — монтажный кран; 6 — монтируемое пролетное строение; 7 — собранное готовое пролетное строение; 8 — склад балок

Если грузоподъемность одного недостаточна, то применяют два спаренно работающих крана; для чего устанавливаемую балку подвозят и разгружают возможно ближе к опорам, стропуют ее по концам, поднимают грузовыми полиспастами на наименьшем вылете стрел и затем, увеличивая их вылет, вводят в пролет. Опускают балку на опору грузовыми полиспастами на наименьшем вылете стрел и затем, увеличивая их вылет, вводят в пролет. Опускают балку на опору грузовыми полиспастами. Если для установки дальней балки допустимого вылета недостаточно, ее опускают сначала на опоры на этом вылете, затем краны перемещают вперед и снова поднимают ими балку, повторяя циклы, пока балка не займет свое проектное положение.

Если прочность грунтов недостаточна, например на заболоченных поймах, при наличии водотока и в других аналогичных условиях, не допускающих размещение крана внизу, балки устанавливают на опоры краном, расположенным на пролетном строении. В этом случае он с большим вылетом стрелы устанавливает балки впереди себя и затем перемещается на собранное пролетное строение для монтажа в следующей пролете (рис. 20.2). Здесь рабочий склад балок-блоков располагают на насыпи подхода так, чтобы свободная часть подхода была достаточна для передвижения крана и автомобилей с подвозимыми балками. Если высота насыпи невелика, можно расположить балки-блоки за ее пределами. В этом случае для погрузочно-разгрузочных работ на складе предусматривают самостоятельный кран. Этот кран работает из минимальных вылетах стрелы, и грузоподъемность его используется, как правило, полностью.

С промежуточного склада по рельсовому пути балки подают к монтажному крану вагонетками, перемещаемыми приводной лебедкой, а при больших расстояниях — мотовозом.

Балки широких пролетных строений можно монтировать и «с колес», подавая их к крану на автомобилях или трейлерах. Устанавливаемую балку краном снимают с вагонеток, затем, вращая стрелу (в плане), вводят балку в пролет и грузовым полиспастом плавно опускают на опорные части. В этих случаях кран работает с выносными опорами (аутригерами), располагаясь вдоль оси моста. Если с одной стоянки невозможно установить в пролете все балки, то кран перемещают поперек моста в новое положение.

Монтаж балок краном, установленным на пролетном строении, требует большого вылета стрелы и, следовательно, значительной грузоподъемности крана. Обычно этим способом устанавливают балки длиной до 16 м и массой до 14—15 т.

Для монтажа пролетных строений в пределах русла реки удобны плавучие краны.

20.2. Установка балок козловыми кранами

Для монтажа железобетонных пролетных строений многопролетных мостов и особенно эстакад высотой до 15—20 м с пролетами до 33 м удобны козловые краны, используемые для всего комплекса работ по сооружению опор и пролетных строений. Козловые краны заводского изготовления имеют грузоподъемность до 65 т, а собираемые из элементов УИКМ — до 100 т. Недостаток таких кранов — большой срок их монтажа (до 10—15 дней), достоинство — большая грузоподъемность и возможность установки крупных элементов на большую высоту, в любое место по ширине между опорами крана.

Балки-блоки длиной до 18—21 м можно устанавливать одним краном, а длиной 24 м и больше — двумя или одним с применением траверсы. Для перемещения кранов вдоль строящегося моста укладывают пути по земляному полотну, а при слабых грунтах устраивают низкие подмости (рабочие мосты) с подкрановыми рельсовыми линиями. Одну из эстакад иногда делают более широкой для подачи балок-блоков непосредственно под кран автомобилями с прицепами, трейлерами, вагонетками или железнодорожными платформами. Ригель крана устанавливают такого размера, чтобы он охватывал конструкцию моста и пути подачи элементов блоков.

Козловыми кранами можно не только поднимать элементы-блоки вертикально, но и перемещать вдоль моста непосредственным движением самих кранов, а также, поперек с помощью грузовых кареток по их ригелям (рис. 20.3). Установку балок с этими кранами выполняет звено в составе шести — восьми рабочих с производительностью до четырех-пяти балок за рабочую смену. Обычно при строительстве средних и больших мостов, расположенных на широких водотоках, такой способ требует большого расхода материалов на устройство подкрановых эстакад. Кроме того, на реках с большой глубиной или каменистым дном, на судоходных реках,

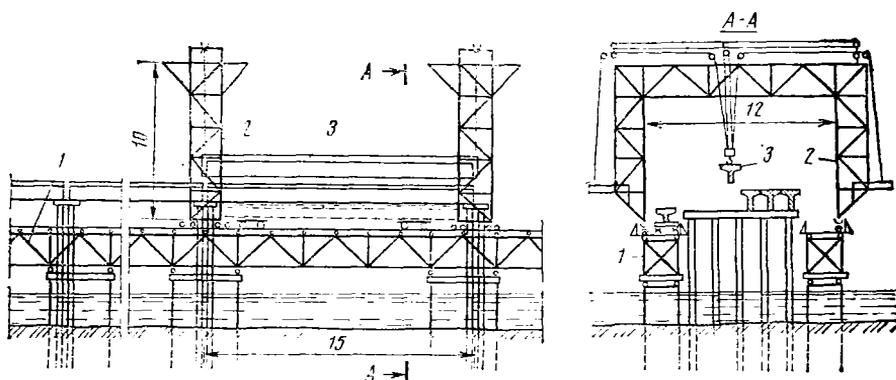


Рис. 20.3. Схема установки балок на опоры козловым краном:

1 — подкрановая эстакада из инвентарных конструкций; 2 — козловой кран из УИКМ; 3 — устанавливаемая балка

а также при работе в период паводка, ледохода или корчехода применение козловых кранов становится затруднительным, а иногда и невозможным. Устройство подкрановых эстакад удорожает монтажные работы и значительно удлиняет сроки строительства. Стоимость таких эстакад на отдельных стройках доходит до 20% общей стоимости монтажа.

20.3. Установка балок монтажными агрегатами

Монтажными агрегатами называют комплекты специального оборудования, состоящие из монтажных ферм или балок и перемещающихся по ним козловых кранов, вагонеток, тележек или блоков собираемых конструкций пролетного строения. Рельсовые пути под козловые краны, проложенные на монтажных мостах, соединяют с путями на подходе, создавая тем самым возможность подвозить балки-блоки со склада или снимать с транспортных средств и доставлять непосредственно в монтируемый пролет.

Для установки плит и балок длиной от 12 до 42 м и массой до 90 т, широко применяемых на строительстве автодорожных и городских мостов, используют специальные шлюзовые краны-агрегаты различных типов; так для установки балок: 1) длиной до 24 м и массой до 40 т — краны средней грузоподъемности АМК-20, МКШ-40 и КШК-2×20; 2) длиной до 33 м и массой до 60 т — краны выше средней грузоподъемности 2×30 и КШК-2×32; 3) длиной до 42 м и массой до 100 т — краны большой грузоподъемности МКШ-100/60, МСШК-2×50 и др. Большинство монтажных кранов-агрегатов перевозят со стройки на стройку отдельными элементами. Находят применение новые мобильные краны типа КШМ-35, грузоподъемностью 35 т, перевозимые без разборки на элементы¹.

¹ Подробнее см. Б. М. Вейнблат, И. И. Елинсон, В. П. Каменцев. Краны для строительства мостов: Справочник. — М.: Транспорт, 1978. — 215 с.

Большое распространение имеют монтажные агрегаты АМК-20-Г-7, предназначенные для установки на опоры балок-блоков пролетных строений длиной до 24 м при габаритах мостов Г-7 и с массой отдельных балок до 24 т. Монтажный агрегат имеет (рис. 20.4): монтажный мост 2, по которому в пределах сооружаемого пролета перемещаются два самоходных козловых крана 1 грузоподъемностью по 12 т, обеспечивающих подъем балок 3, перевозку в пределах монтажной площадки и опускание на опорные части, а также противовес 4 для удержания в равновесии монтажного моста при надвигке его в пролет и лебедки с тросом для надвигки этого моста. Две главные балки 6 монтажного моста объединены поперечными балками 5.

Козловой кран можно устанавливать на колесо двух размеров — 7,8 и 9,2 м, в соответствии с которыми можно изменять расстояния между осями балок монтажного моста. Эти краны приспособлены для продольного и поперечного перемещений элементов-блоков монтируемых сборных конструкций, они могут передвигаться на любое расстояние в пределах подходов к мосту. Когда рабочий склад балок пролетного строения располагают в створе продольной оси моста, все погрузочно-разгрузочные операции и укрупнительную сборку можно выполнять козловыми кранами монтажного агрегата.

При установке балок 3 пролетного строения на опоры козловые краны работают спаренно: подняв очередную балку на рабочем складе или с транспортных средств, ее по насыпи подхода и смонтированной части моста, затем по монтажному мосту 2 доставляют в пролет и после поперечного перемещения опускают на опорные части. Для установки балок в следующем пролете монтажный мост перемещают продольной перекаткой в новое рабочее положение.

Агрегатом АМК-20-Г-7 балки сборных пролетных строений устанавливают звено из 9 чел. Наибольшая производительность — пять балок в смену. Затрата времени на установку одной балки — до 6 чел.-ч, а на передвижку агрегата из пролета в пролет — до 80 чел.-ч.

При сооружении широких мостов работы этим агрегатом осложняются. После установки всех балок пролетных строений на одной части поперек моста, ширина которой не превышает 8—9 м, приходится смещать агрегат в сторону для сборки другой части. Для чего требуется частичный демонтаж агрегата. Это обстоятельство при относительно большой массе оборудования — серьезный недостаток агрегата АМК-20-Г-7.

Балки массой до 100 т можно устанавливать на опоры консольно-шлюзовыми агрегатами нескольких типов, отличающихся грузоподъемностью и степенью механизации.

Для монтажа автодорожных пролетных строений длиной до 33 м применяют консольно-шлюзовые электрифицированные краны-агрегаты грузоподъемностью 60 т, разработанные Проект-стальконструкцией и получившие название крана ГП-2×30. Он

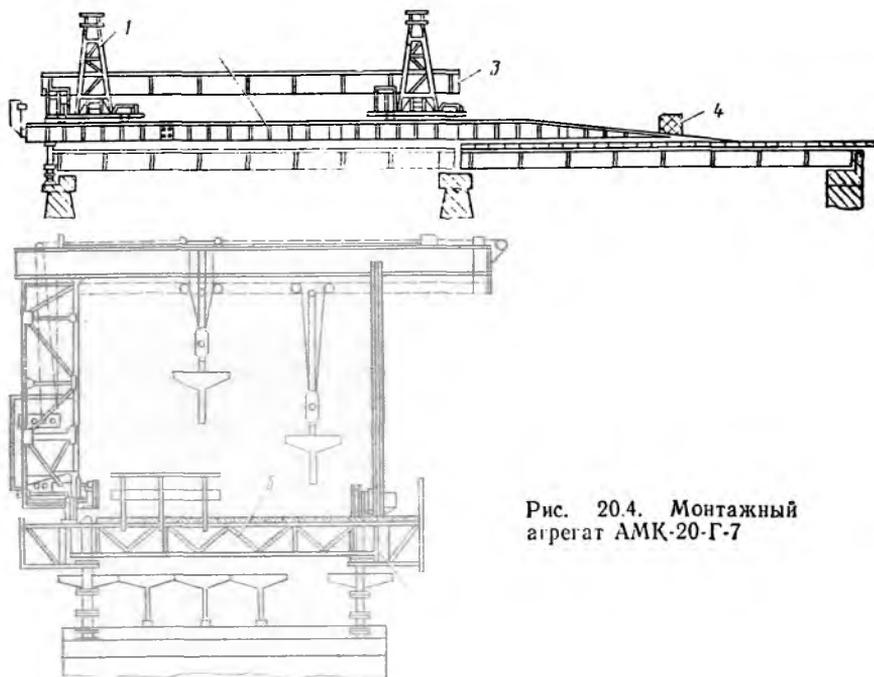


Рис. 20.4. Монтажный агрегат АМК-20-Г-7

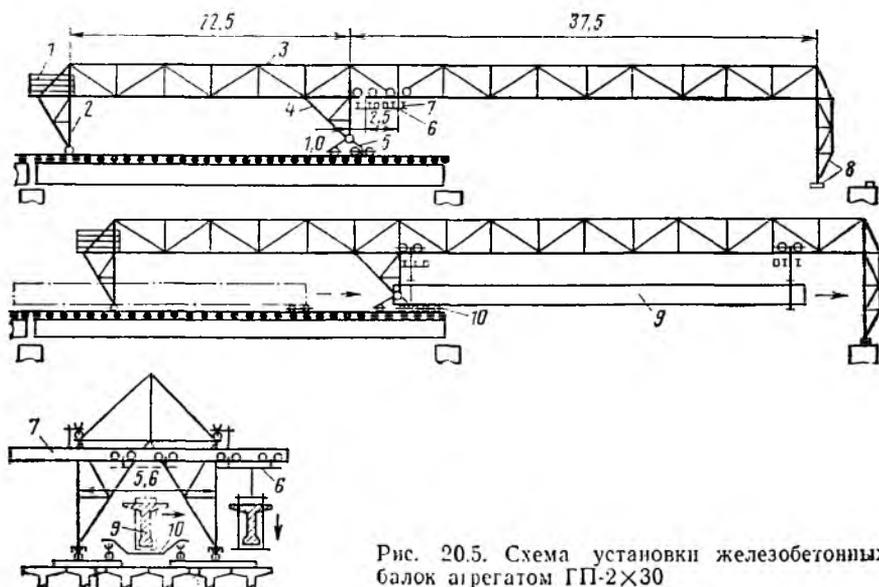


Рис. 20.5. Схема установки железобетонных блоков агрегатом ГП-2×30

(рис. 20.5) состоит из несущей балочной решетчатой фермы 3, опирающейся при перемещении на опоры 2 и 4 козлового типа, а в рабочем положении еще и на переднюю вспомогательную опору 8. Задняя опора 2 устанавливается на ведомую ходовую одноосную тележку, а средняя 4 на приводную трехосную тележку 5, снабженную редукторной лебедкой. Передняя опора 8 имеет винтовые домкраты для выборки прогиба консоли фермы после ее перемещения в пролет. В период своего продольного перемещения кран работает по схеме однопролетной балки с консолью длиной 37,5 м. Для продольного перемещения устанавливаемых балок в пределах крана (шлюзование балок) имеются две двухконсольных каретки 7. По их балкам перемещаются поперек оси моста грузовые тележки 6 с полиспадами. Тележки 6 служат для поперечного и вертикального перемещения устанавливаемых балок. Устойчивость крана во время перемещения из пролета в пролет обеспечивается противовесом 1 из железобетонных блоков. В комплект крана входят две вагонетки 10 для перевозки балок 9 со склада к месту монтажа, фермоподъемни грузоподъемностью 60 т для монтажа крана и захваты приспособления для строповки балок.

Кран, собранный на подходе, по рельсовым путям передвигается своим ходом и устанавливается так, чтобы его передняя опора располагалась над дальной опорой монтируемого пролета. Опущенная на подфарник опора крана не должна мешать установке балок пролетного строения на опорные части.

Давление на ходовую тележку средней опоры крана при его перемещении составляет 485 кН, в момент установки крайних балок пролетного строения на опоры оно может возрасти до 900 кН. На это воздействие необходимо проверять элементы монтируемых пролетных строений, для возможности пропуска крана по ранее установленным, но неомонолическим балкам пролетного строения. Если это оказывается невозможным, установленные балки части пролетного строения перед пропуском по ним крана омоноличивают. Для равномерной передачи нагрузки в местах опирания колес ходовой тележки средней опоры крана на его рабочих стойках под рельсы вместо шпал укладывают металлические распределительные балки.

При монтаже пролетного строения балку вначале погружают на транспортные тележки и подвозят к хвостовой части крана. Ближайший к крану конец балки закрепляют на полиспате первой грузовой тележки и снимают с транспортной тележки. В таком состоянии балку с подвешенным передним и опертым на транспортную тележку задним концом передвигают в пролет, пока она не окажется под второй грузовой тележкой крана. После закрепления заднего конца на полиспате второй грузовой тележки балку продолжают транспортировать в пролет до положения, соответствующего проектному. Затем на грузовых тележках перемещают в поперечном направлении и опускают на опорные части.

На складе балки грузят на вагонетки двумя козловыми или стреловыми кранами. Вагонетки с балкой подают к крану привод-

ной лебедкой или мотовозом. Для строповки балок применяют захватные приспособления, предусмотренные в комплекте крана, а в плите монтируемой балки оставляют отверстия, сквозь которые пропускают туги, подхватывающие балку.

Для работы в смежном пролете кран перемещают по рельсовым путям, которые для этого укладывают на смонтированном пролетном строении. Кроме подкрановых, укладывают также пути для подачи балок.

Краном ГП-2×30 балки устанавливает звено в 8 чел. При достаточно навыке монтажников возможна установка в смену двух-трех балок. На отдельных стройках в течение суток полностью собирали одно пролетное строение из семи балок.

Для монтажа пролетных строений широких городских и автодорожных мостов кран проходит несколько раз поперек и вдоль моста с соответствующей рихтовкой всех рельсовых путей, что сдерживает темп монтажа. Другой существенный недостаток этого кра-

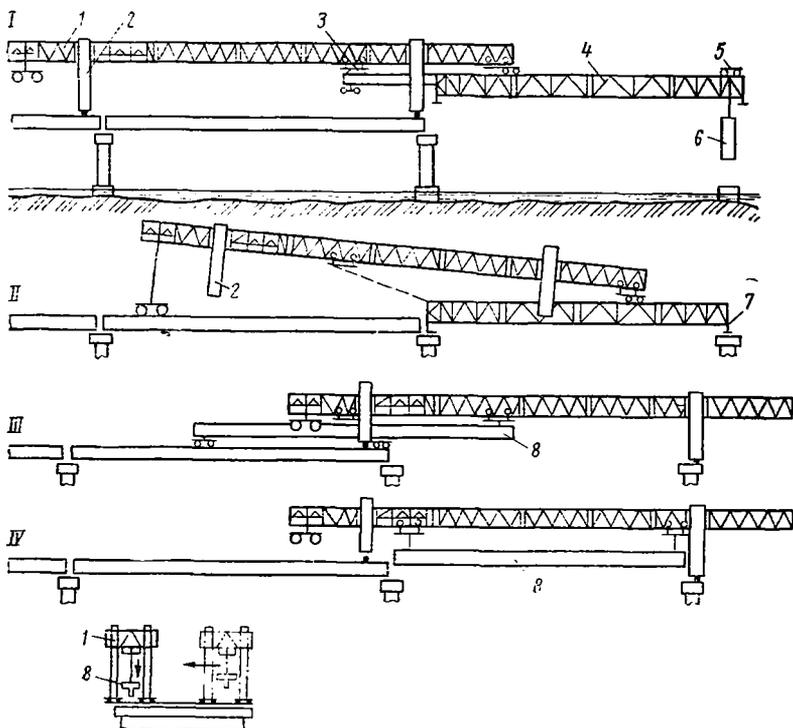


Рис. 20.6. Схема монтажа железобетонного моста агрегатом МШК-100:

I — монтаж опор; *II* — перемещение крана в очередной пролет; *III* — продольное перемещение устанавливаемой балки; *IV* — вертикальное и поперечное перемещение устанавливаемой балки; 1 — главная ферма; 2 — задняя опора крана; 3 — грузовая тележка главной фермы; 4 — вспомогательная ферма-стрела; 5 — грузовая тележка стрелы; 6 — устанавливаемый элемент — блок опоры моста; 7 — передняя опора вспомогательной фермы; 8 — устанавливаемая балка пролетного строения

на — большая трудоемкость сборки. На полную сборку крана группе монтажников в 10 чел. требуется от 8 до 15 сут.

Для монтажа балочных пролетных строений длиной до 42 м с габаритами больше Г-8 создан консольно-шлюзовой кран (агрегат) грузоподъемностью до 100 т типа МШК-100. Этим агрегатом можно собирать впереди стоящие опоры и устанавливать на них балки-блоки сборных пролетных строений при любой ширине моста.

Агрегат МШК-10 (рис. 20.6) состоит из главной решетчатой фермы и вспомогательной, которая служит стрелой при сборке опор и используется для передвижки агрегата в очередное рабочее положение. Ноги агрегата имеют ходовые части, на которых он передвигается по инвентарным рельсовым путям. Для продольных и вертикальных перемещений балок агрегат имеет грузовые тележки. В поперечном направлении балки перемещаются вместе с самим агрегатом.

Для монтажа опор вспомогательную балку снабжают консолью и такелажным оборудованием. Затем вспомогательную балку выдвигают вперед, и она служит стрелой агрегата, с помощью которой устанавливают элементы (блоки) опоры.

Устанавливаемую балку-блок подают к агрегату на вагонетках и шлюзуют ее в пролет так же, как и краном ГП-2×30. Затем агрегат вместе с балкой перемещается по собственным путям (катания) поперек моста и устанавливает балку на опоры. Пути катания располагают на смонтированном пролетном строении и на свободной опоре следующего очередного пролета. Пути можно поворачивать вокруг вертикальной оси ног крана, создавая тем самым возможность устанавливать балки на косых мостах, расположенных в плане по кривой оси.

20.4. Омоноличивание сборных балочно-разрезных пролетных строений. Устройство проезжей части

Собранное из отдельных железобетонных балок пролетное строение омоноличивают, соединяя по швам поперечные выпуски арматуры в плитах соседних балок и бетонируя продольные швы. Соединять арматуру можно как сваркой, так и устройством петлевых стыков. Перед сваркой арматурные выпуски выправляют и подтягивают, а затем сваривают с помощью накладок или ванным способом. Для бетонирования продольного шва между плитами балок подвешивают снизу щиты опалубки. В зимнее время для свежеуложенного бетона часто применяют электропрогрев.

Вслед за омоноличиванием балок устраняют проезжую часть с бетонным сточным треугольником, укладывают тротуарные блоки и перила.

Тротуары и перила на мосту собирают как до, так и после устройства сточного треугольника. Элементы-блоки тротуаров и перил имеют обычно небольшую массу и малые габаритные размеры, что позволяет погружать и разгружать, а также устанавливать

их в проектное положение автомобильным краном малой грузоподъемности (типа К-32 или К-61), а перевозить на бортовых автомобилях.

Блоки тротуаров устанавливают на слой цементного раствора, добиваясь хорошего и ровного прилегания их постелей к верхним плитам балок пролетного строения, а бортовые ребра дополнительно закрепляют сваркой закладных частей. Устанавливают блоки обычно от концов пролетного строения к его середине. Способ монтажа перил зависит от их конструкции. Перильные стойки можно устанавливать на стальные анкеры или в гнезда, предусматриваемые вдоль наружной стороны тротуаров. После сборки всех элементов-блоков перил, проверки их профиля и плана перильные стойки монолитно связывают с тротуарами приваркой закладных частей и укладкой в гнезда бетонной смеси. Перед установкой блоков перил и тротуаров строповочные петли срезают автогенном или отгибают.

Водоотводные трубки устанавливают в отверстия плиты проезжей части до устройства сточного треугольника. Перед установкой трубки должны быть тщательно очищены от ржавчины и покрыты внутри битумным лаком.

Сточный треугольник в виде цементного или бетонного слоя со смазкой служит для выравнивания поверхности бетона, особенно в местах сопряжения балок пролетного строения. Поверхность цементной смазки выравнивают под правило, придавая ей проектный уклон, и выдерживают в течение двух-трех дней. Цементный раствор для смазки подают к месту укладки автомобилями.

В состав работ по устройству проезжей части с гидроизоляцией входят: 1) установка водоотводных трубок; 2) устройство деформационных швов; 3) укладка гидроизоляционных слоев; 4) устройство защитного слоя; 5) установка бордюрного камня; 6) устройство покрытия проезжей части и тротуаров.

Гидроизоляцию устраивают в сухую погоду при температуре воздуха не ниже $+5^{\circ}\text{C}$. При более низких температурах выполняют в передвижных тепляках. Предварительно на чистую и сухую поверхность сточного треугольника наносят грунтовку из двух слоев битумного лака. Для гидроизоляции применяют вяжущие материалы в виде битума «пластбит», битума нефтяного дорожного марки БНД-60/90 или стронтельного битума БН-IV. Растворителем для мастики и грунтовок служат бензин, нефтяной соловент, солярное масло, мылонафт, зеленое мыло. Наполнителем для мастик служит молотый асбест или цемент. После высыхания грунтовки наносят первый слой гидроизоляции, состоящий из битумной мастики или горячего битума. Битумную мастику наносят при ее рабочей температуре не ниже 150°C и не выше 170°C . Битум разогревают в передвижном битумном котле. Мастику, как правило, наносят из передвижного ручного гудронатора и разравнивают щетками; наносят небольшими участками, чтобы она не остывала до укладки первого слоя гидроизоляционного материала. Уложенный армирующий слой материала разглаживают и прижимают к поверхности шпателем.

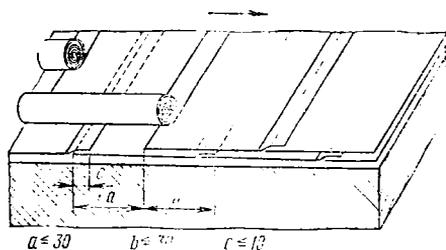


Рис. 20.7. Раскатываемые рулонные материалы гидроизоляции.

Стрелкой показан уклон проезжей части

Возле тротуарного блока изоляцию поднимают вверх и приклеивают к боковой поверхности бортика. По первому слою рулонного материала, смазанного битумной мастикой, наносят второй слой гидроизоляции. Стыки второго слоя гидроизоляционного материала смещают по отношению к стыкам первого слоя наполовину ширины полотна. При укладке гидроизоляции возле водоотводных трубок обязательно устраивают сточные уклоны к водоотводящему отверстию. Особенно тщательно нужно укладывать гидроизоляцию возле тротуарных блоков и бордюров.

Гидроизоляционный слой на тротуарах устраивают нанесением грунтового слоя из мастики поверх выравнивающей цементной смазки.

В местах сопряжения пролетных строений размещают деформационные швы как подвижного, так и неподвижного типа. Основное условие при устройстве деформационного шва — хорошее закрепление стальной деформационной решетки за железобетонную конструкцию плиты пролетного строения и обеспечение водоотвода. Для устройства неподвижных деформационных швов применяют листы латуни, оцинкованной стали или алюминия, которые укладывают в зазор между торцами пролетных строений до нанесения гидроизоляционных слоев, надежно прикрепляя их к бетону. По ним укладывают листы армирующей гидроизоляции из стеклоткани или другого вида материала, после чего весь шов заливают горячим битумом. При устройстве подвижных деформационных швов нужно с особой тщательностью сопрягать гидроизоляцию со стальными листами и «гребенками», не допуская в этих местах просачивания воды. Стальные листы или «гребенки» должны быть хорошо закреплены к концам плит пролетных строений.

По слою гидроизоляции укладывают защитный бетонный слой, усиленный арматурной сеткой. Бетонную смесь для защитного слоя подвозят в автомобилях-самосвалах и сбрасывают ее непосредственно на место укладки. Чтобы не повреждалась гидроизоляция, под колеса автомобиля укладывают колейные щиты из досок.

Защитный слой укладывают под правило. Одновременно с устройством защитного слоя устанавливают бордюрный камень, вы-

В качестве гидроизоляции используют различные рулонные материалы, основой их может быть стеклобит, изол, стеклосетка, полимерные пленки, льнокелафные и джуто-келафные ткани.

Рулонный материал при раскатывании (рис. 20.7) соединяют между собой внахлестку с перекрытием на 10—15 см. У водоотводных трубок его загибают внутрь трубки и зажимают стаканом.

равнивая его под проектные отметки клиньяи. Положение бордюрного камня в плане и профиле контролируют геодезическими приборами. Поверх защитного бетонного слоя обычно устраивают двухслойное асфальтобетонное покрытие; эту работу, как правило, выполняют одновременно на мосту и на подходах к нему.

Глава 21. МОНТАЖ БАЛОЧНО-НЕРАЗРЕЗНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

21.1. Особенности способов монтажа конструкций

В СССР балочно-неразрезные железобетонные мосты возводят обычно сборными, а за рубежом монолитными, применяя пролетное бетонирование на подмостях различного типа.

Сборные балочно-неразрезные пролетные строения путепроводов сооружают тремя способами. По одному способу используют отдельные разрезные балки-блоки длиной 24—33 м, стыкуемые у опор или возле зоны минимальных моментов и превращаемые в неразрезную конструкцию. Получили распространение температурно-неразрезные конструкции, которые собирают из обычных разрезных балок и плит заводского изготовления, а при монтаже их торцы соединяются тонкой железобетонной плитой. Все опорные части таких конструкций за исключением одной, подвижные. Соединительную железобетонную плиту изготавливают одновременно с бетонированием продольных швов между балками. Монтируют пролетные строения стреловыми или козловыми кранами с применением при необходимости вспомогательных поддерживающих опор. Другим способом является сборка балок из коробчатых блоков на насыпи подходов с последующей продольной подвижкой крупных секций пролетного строения на опоры. Таким способом построено в СССР несколько мостов с пролетами от 33 до 63 м. По третьему способу¹ балочно-неразрезные пролетные строения составные по длине собирают из блоков-секций плитно-ребристой или коробчатой конструкции, с максимальной заводской их готовностью; конструкции монтируют поперек на перемещающихся стальных подмостях.

21.2. Сборка балочно-неразрезных пролетных строений на стационарных подмостях и временных опорах

Балочно-неразрезные железобетонные пролетные строения, собираемые из отдельных блоков в виде балок и плит, можно монтировать на стационарных подмостях с помощью стреловых, козловых и

¹ Предложение подготовлено на основе обобщения отечественного и зарубежного опыта и детально разработано Союздорпроектом, СКБ Главмостостроя и ВНИИ транспортного строительства.

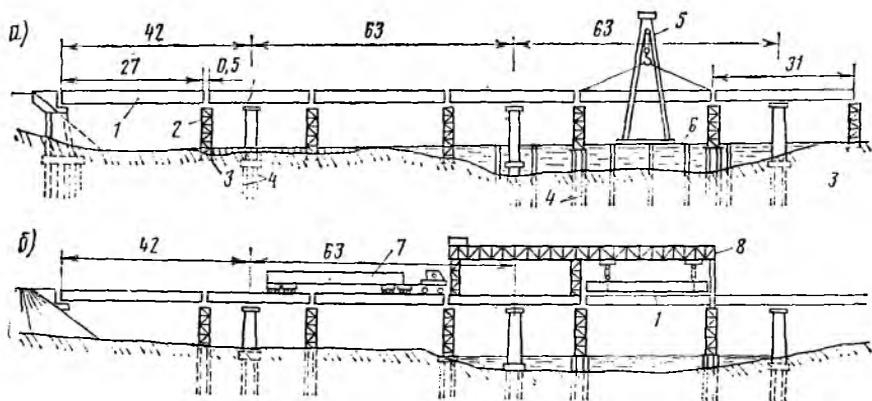


Рис. 21.1. Схема монтажа балочно-неразрезного пролетного строения из крупных блоков-балок:

a — козловым краном грузоподъемностью 45 т; *б* — консольно-шлюзовым агрегатом грузоподъемностью 2×30 т; 1 — блок; 2 — башенные временные опоры; 3 — лежневые основания под временной опорой; 4 — свайные основания под временной опорой; 5 — козловой кран; 6 — подкрановая эстакада; 7 — очередной блок, подаваемый трейлером; 8 — консольно-шлюзовой кран

консольно-шлюзовых кранов, перемещающихся как внизу по грунту, так и поверху собираемой конструкции с применением временных опор (рис. 21.1). Отдельные блоки могут поступать с завода преднапряженными. Стыки между крупными блоками обычно устраивают в местах минимальных изгибающих моментов неразрезной конструкции. Блоки поддерживают временными опорами, собираемыми из конструкции УИКМ. Основание этих опор может быть как лежневое, так и свайное.

При работе козловыми кранами, перемещающимися по путям, уложенным на грунте, монтируемые конструкции несут нагрузку только от собственного веса, а при сборке консольно-шлюзовым краном они оказываются дополнительно нагруженными весом монтажного крана и трейлеров. В этом случае может потребоваться усиление блоков и устройство более мощных временных опор. Часть арматурных пучков монтируемого пролетного строения проходит как в закрытых, так и в открытых каналах. Пучки натягивают после омоноличивания поперечных швов между уложенными отдельными блоками. Учитывая это, замыкающие поперечные швы устраивают достаточно широкими (не менее 1,5 м) с учетом размещения домкратов для натяжения. Широкие швы бетонируют вслед за созданием преднапряжения в конструкции. Сборные и омоноличенные конструкции пролетного строения опускают на постоянные опоры с помощью гидродомкратов, включая этим его в работу.

Недостаток приведенного способа монтажа — значительный объем работ, связанный с затратой большого труда и средств на постройку временных опор и с необходимостью укладки бетонной смеси при монтаже. Объем такого бетона доходит до 20—25% от всего объема пролетного строения. В связи с этим такой способ монтажа применяется в редких случаях.

21.3. Монтаж пролетных строений продольной движкой

Способ продольной движки заключается в следующем. Железобетонные конструкции (секции) постоянной высоты собирают из блоков, доставляемых с полигона, или бетонируют на насыпи подхода к мосту, а затем движкают на опоры. Пролетное строение монтируют по мере его движки секциями, наращиваемыми с тыловой стороны, т. е. выполняют работы конвейерно-тыловым способом. Для повышения точности сборки конструкции на насыпи подхода устраивают специальный металлический или железобетонный стенд длиной около 0,6—0,7 пролета. К головной части движкаемой конструкции закрепляют металлический аванбек длиной не менее половины наибольшего пролета моста.

Каждое поперечное сечение сборного пролетного строения, находясь на разных стадиях продольной движки, претерпевает дополнительные усилия, которые по размерам и по знаку не совпадают с расчетными значениями, определенными для стадии эксплуатации моста. Во избежание появления больших растягивающих напряжений в бетоне всю конструкцию до ее движки обжимают временными монтажными пучками. Монтажные пучки укладывают на верхней и нижней плитах коробчатого сечения на сборочном стенде и наращивают число их по мере сборки пролетного строения и поэтапной движки. По окончании продольной движки эти пучки снимают. Число монтажных пучков зависит от размера пролетов, длины аванбека, наличия или отсутствия промежуточных временных опор, от весовых характеристик движкаемых конструкций.

Продольную движку тяжелых железобетонных пролетных строений выполняют путем скольжения конструкций по накаточным устройствам, располагаемым на опорах. Накаточные устройства состоят из прокладок из антифрикционного полимерного материала фторопласта-4 и полированных хромированных стальных листов. Фторопласт в виде листов толщиной 3—4 мм получают от химических заводов, где его изготавливают путем прессования белого полимерного материала в пресс-формах при температуре около 375 °С и давлении до 35 МПа. Коэффициент трения металла по фторопласту составляет не более 0,05—0,06, а возможное давление достигает 25—30 МПа. В состав накаточных устройств входят гидравлические домкраты, устанавливаемые на опорах для подъема аванбека, пролетных строений, перестановки хромированных стальных листов и смены изношенных пластин фторопласта. Продольное перемещение конструкции обеспечивают с помощью горизонтально расположенных толкающих гидравлических домкратов с большим ходом поршня.

Впервые в нашей стране в порядке опыта этот способ был применен на сооружении виадука через овраг Лорупе в Латвии. Виадук с балочно-неразрезными железобетонными пролетными строениями по схеме пролетов 32,48+3×43,25+32,48 м в попе-

гечном сечении состоит из двух неразрезных пятипролетных коробчатых балок постоянной высоты, равной 1,90 м. Составная балка состоит из блоков длиной 3,07 м. Масса блоков промежуточных — 15 т, надпорных — 22 т. Всего для двух балок было изготовлено 126 блоков. Швы между блоками толщиной 2 см заполнены цементным раствором. Арматурные напрягаемые пучки из 24 проволоки диаметром по 5 мм укладывали на верхней и нижней плитах коробки. Блоки готовили на грубообъектном полигоне из бетона марки 400. Каждая балка общей длиной в 195 м смонтирована из пяти секций. Первая секция состояла из девяти блоков, три средних из 14, а последняя пятая из 12. Длина сборочного стенда на насыпи составила 52 м. Сборочную площадку (рис. 21.2) обслуживал козловой кран грузоподъемностью 25 т.

Арматурные пучки натягивали на сборочном стенде посекционно при достижении бетона блоков 100% проектной прочности, а раствора швов — 75%. Пучки крепили анкерами за стальные упоры, заделанные в бетоне верхней и нижней плит коробки.

Для возможности продольной надвигки без устройства промежуточных временных опор был применен стальной аванбек длиной 24 м, изготовленный из сварных двутавровых балок высотой 1,9 м, соединенных между собой связями. Аванбек пучками и болтами надежно закрепляли на головной секции надвигаемой железобетонной конструкции. Учитывая большую высоту промежуточных опор виадука, их закрепляли стальными диагонально натянутыми канатами диаметром 27 мм (рис. 21.3).

Накаточное устройство на постоянных опорах для накатки аванбека (рис. 21.4, а) выполнено в виде стального блока, установлен-

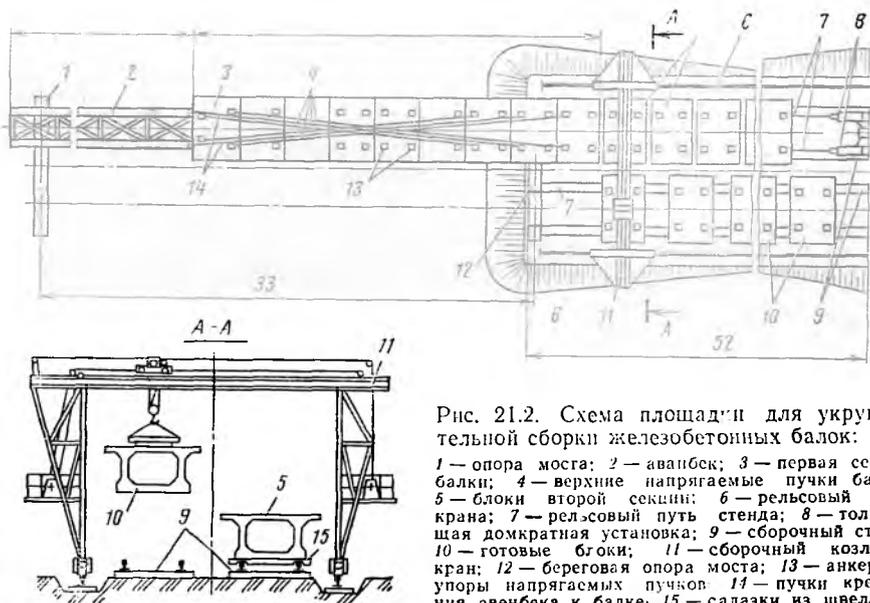


Рис. 21.2. Схема площадки для укрупнительной сборки железобетонных балок:

1 — опора моста; 2 — аванбек; 3 — первая секция балки; 4 — верхние напрягаемые пучки балки; 5 — блоки второй секции; 6 — рельсовый путь крана; 7 — рельсовый путь стенда; 8 — толкающая домкратная установка; 9 — сборочный стенд; 10 — готовые блоки; 11 — сборочный козловой кран; 12 — береговая опора моста; 13 — анкерные упоры напрягаемых пучков; 14 — пучки крепления аванбека к балке; 15 — салазки из швеллера

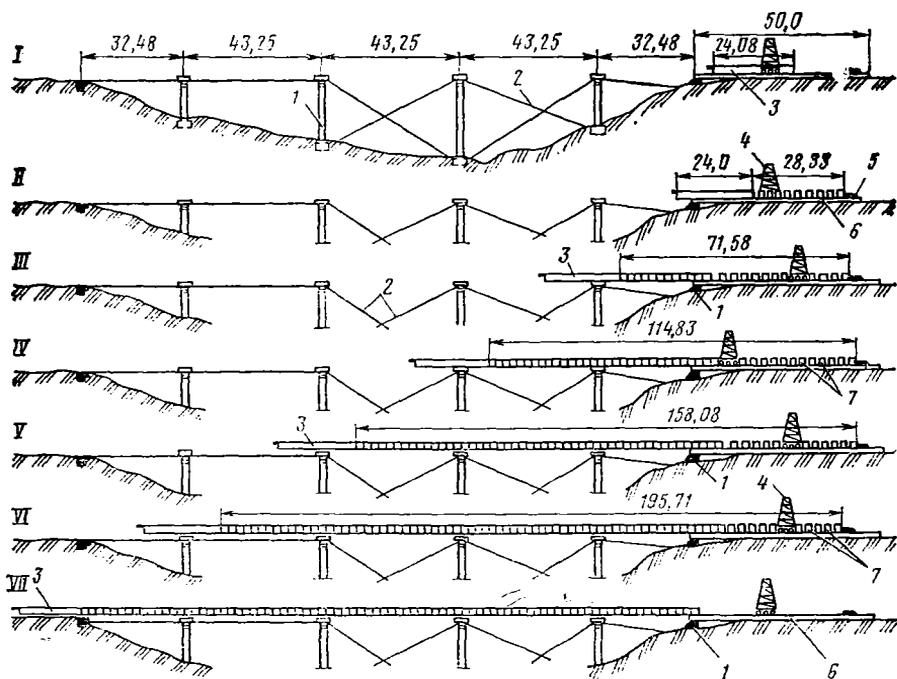


Рис. 21.3. Стадии (I—VII) конвейерно-гидов и сборки методом продольной надвигки:

1 — опоры моста; 2 — тросовые оттяжки; 3 — аванбек; 4 — козловой кран; 5 — толкающая домкратная установка; 6 — сборочный стенд; 7 — блоки собираемой секции балки

ного па выравненную поверхность опоры. В состав блока входит резино-металлический шарнир из стальной обоймы с резиновой прокладкой и установленной сверх резины стальной крышки с пластинкой фторопласта-4 толщиной 3 мм и размерами в плане 240×240 мм. Роль верхнего пути скольжения выполнял стальной лист длиной 2 м и толщиной 12 мм, нижняя поверхность которого, обращенная в пластмассе, имела полированное защитное покрытие из электроосажденного хрома.

В отсеках стального блока накаточного приспособления было установлено два домкрата грузоподъемностью по 100 т. Во время надвигки они служили для подъема аванбека и перестановки полированного листа. В пределах надвигаемой части пролетного строения накаточные приспособления располагали на опорах (рис. 21.4, б). Здесь была устроена клетка из дубовых брусьев, увеличен размер резино-металлического шарнира и даны две прокладки из фторопласта. Стальной лист перемещали после подъема конструкции одним гидродомкратом грузоподъемностью 200 т. В процессе надвигки листы фторопласта изнашивались и их заменяли. Движение вперед обеспечивали с помощью плунжеров гидравлических домкратов, установленных горизонтально на стенде.

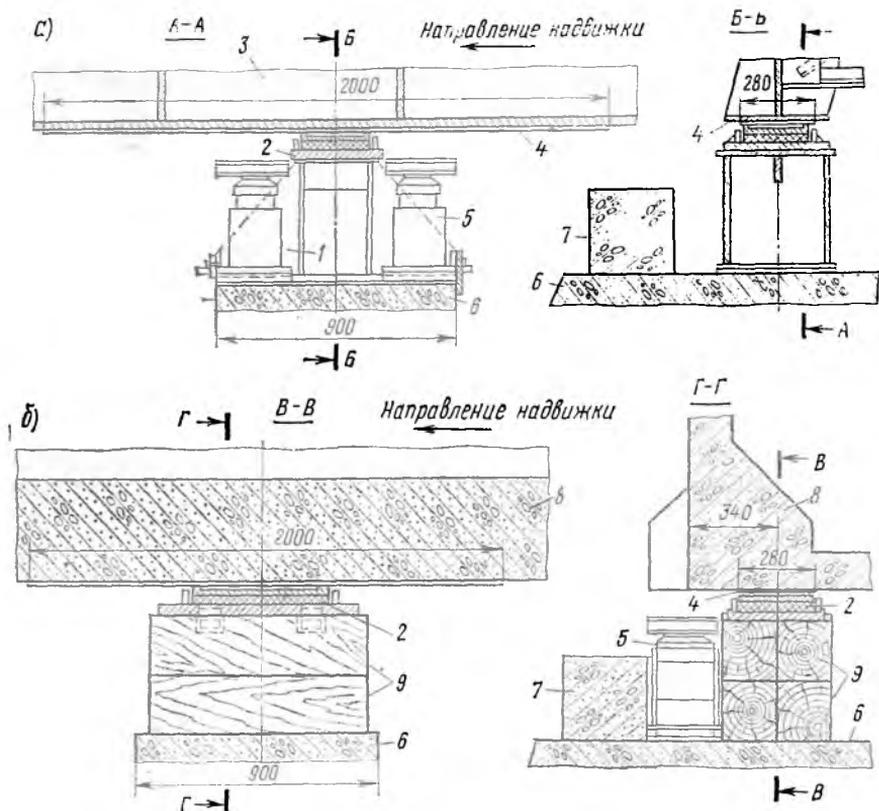


Рис. 21.4. Накаточные приспособления:

1 — стальной блок; 2 — обойма с фторопластом; 3 — авабек; 4 — стальной хромированный лист; 5 — гидравлические домкраты; 6 — ригель опоры; 7 — подферменныйк; 8 — балка; 9 — дубовый накат

Полное выдвигание плунжеров составляло 112 см. С учетом перезарядки домкратов и поддомкрачивания конструкции на опорах скорость надвигки достигала 1,4 м/ч. Сборка и надвигка обеих балок заняли около 5 мес.

21.4. Монтаж пролетных строений на перемещающихся подмостях

Осуществляемые на строительстве балочно-неразрезных пролетных строений автодорожных и городских мостов пролетами от 24 до 63 м конструктивно-технологические решения блоков максимальной заводской готовности предложены ВНИИ транспортного строительства. Они позволяют на месте монтажа ограничить количество «мокрых» работ до 3—4% от всего объема бетона пролетного строения. Блоки с заводов или полигонов МЖБК могут поступать с уложенными на их плите гидронизоляцией и защитным слоем. Особен-

ность такой составной конструкции — возможность изготовления блоков для широкого диапазона пролетов и габаритов с использованием ограниченного числа технологических оснасток (рис. 21.5). Ширина блока зависит от габарита пролетного строения и может колебаться от 11 до 15 м при длине его до 3 м. Масса блока от 30 до 50 т. Блоки составной железобетонной конструкции изготавливают способом отпечатка торцов (см. п. 17.5). В широких городских мостах в поперечном сечении можно устанавливать 2—3 блока и более.

Монтаж пролетных строений выполняется попролетно с помощью стальных перемещающихся подмостей инвентарного типа. Подмости по разработанным СКБ Главмостостроения конструкций для монтажа пролетных строений пролетом от 33 до 63 м представляют собой две сварные двутавровые широкополые балки высотой 230 см из низколегированной стали 15ХСНД. Балки расположены параллельно на расстоянии 260 см друг от друга и связаны между собой поперечными и продольными связями (рис. 21.6). Конструкция подмостей по длине состоит из транспортабельных секций размером от 9 до 13,5 м. Соединения между секциями даны на стыковых накладках с высокопрочными болтами. Для монтажа пролетных строений длиной 33 м набор секций обеспечивает общую длину подмостей 72 м, а для пролетов в 42 м — длину 90 м. Передняя по направлению движения часть подмостей служит аванбеком, а задняя — рабочей сборочной частью подмостей. На верхних поясах подмостей уложены рельсы с необходимым подъемом, учитывающим прогиб подмостей под нагрузкой от веса монтируемых блоков. Вдоль моста подмости перемещают по роликовым кареткам, установленным на опорах и приводимым в движение с помощью приводных лебедок и полиспастов. После перемещения подмости с помощью гидравлических домкратов на опорах устанавливают в проектное положение, позволяющее продолжать сборку железобетонных конструкций.

На стальных подмостях с аванбека можно монтировать впереди стоящую опору моста. С этой целью на конце аванбека располагают грузоподъемную тележку, позволяющую поднимать снизу блок опоры, транспортировать и укладывать его на место; наращивая опору. Такой способ монтажа при сооружении высоких эстакад и виадуков существенно облегчает и ускоряет сборку опор. Масса блоков опор при пролетах моста в 42 м составляет до 20 т, а при пролетах в 33 м — до 25 т.

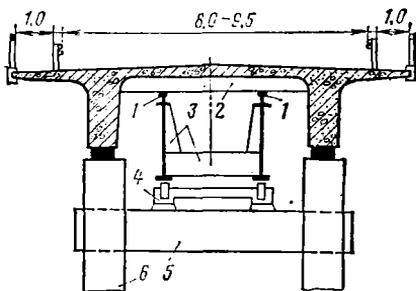


Рис. 21.5. Схема расположения блоков составных плитно-ребристых пролетных строений на перемещающихся подмостях:

1 — рельсы на верхнем поясе подмостей; 2 — поперечное ребро блока; 3 — перемещающиеся подмости; 4 — перекаточные ролики подмостей; 5 — вспомогательная металлическая балка для опирания подмостей; 6 — столбчатые опоры

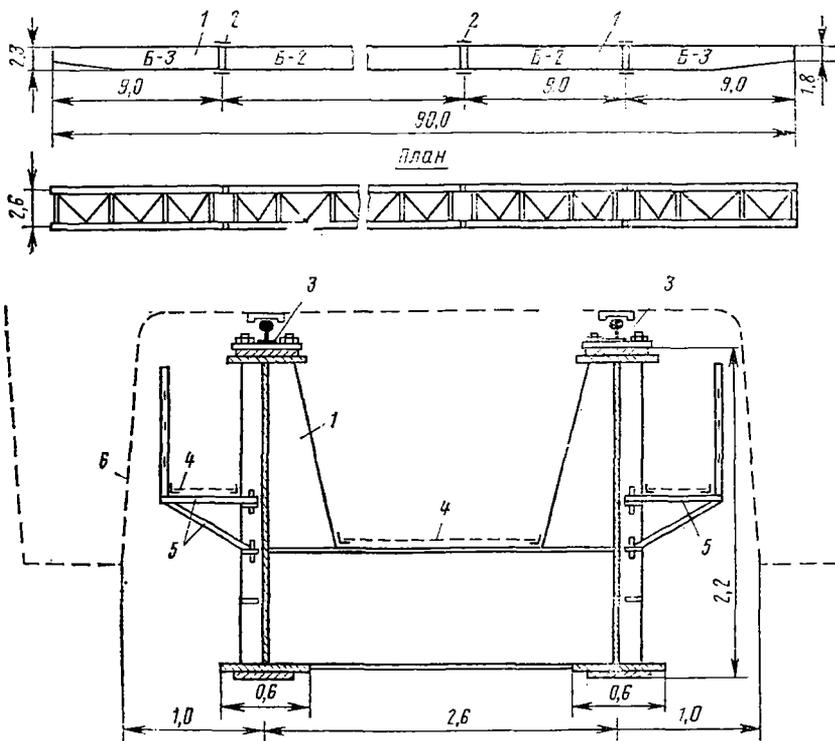


Рис. 21.6. Схема и поперечный разрез перемещающихся металлических подмостей:

1 — блок подмостей; 2 — стык на высокопрочных болтах; 3 — рельс на верхнем поясе; 4 — сетчатые настилы подмостей; 5 — консоль рабочих проходов; 6 — контур низа пролетного строения

Последовательность монтажа железобетонных балочно-неразрезных мостов с пролетами 33 и 42 м складывается из ряда стадий (рис. 21.7).

Первая стадия включает работы: 1) планировку насыпи подхода, отсыпанной на уровне верха подферменной площадки устоя; 2) устройство монтажных клеток и перекаточных приспособлений; 3) монтаж (на насыпи) подмостей из отдельных секций с помощью стрелового самоходного крана грузоподъемностью 25 т. На верхних поясах подмостей закрепляют рельсовые пути, которые необходимы для пережатки по ним блоков сборных конструкций опор и пролетного строения.

На второй стадии собранные подмости выкатывают вперед на длину первого пролета и в таком положении их поддомкрачивают на верху устоя и монтируют первую промежуточную опору моста. После твердения раствора швов собранной опоры подмости продвигают вперед на длину второго пролета, а насыпь подхода досыпают до проектного профиля. Привезенные на трейлерах с завода или

со склада блоки пролетного строения с помощью упрощенного шевр-крана или самоходного стрелового крана поочередно устанавливают на подмости. Далее блоки подают на свои места скольжением по рельсовому пути, уложенному на подмостях. При этом блоки опираются на подмости через свои поперечные ребра. Рельсовому пути на подмостях заранее придают выгнутый профиль, равный

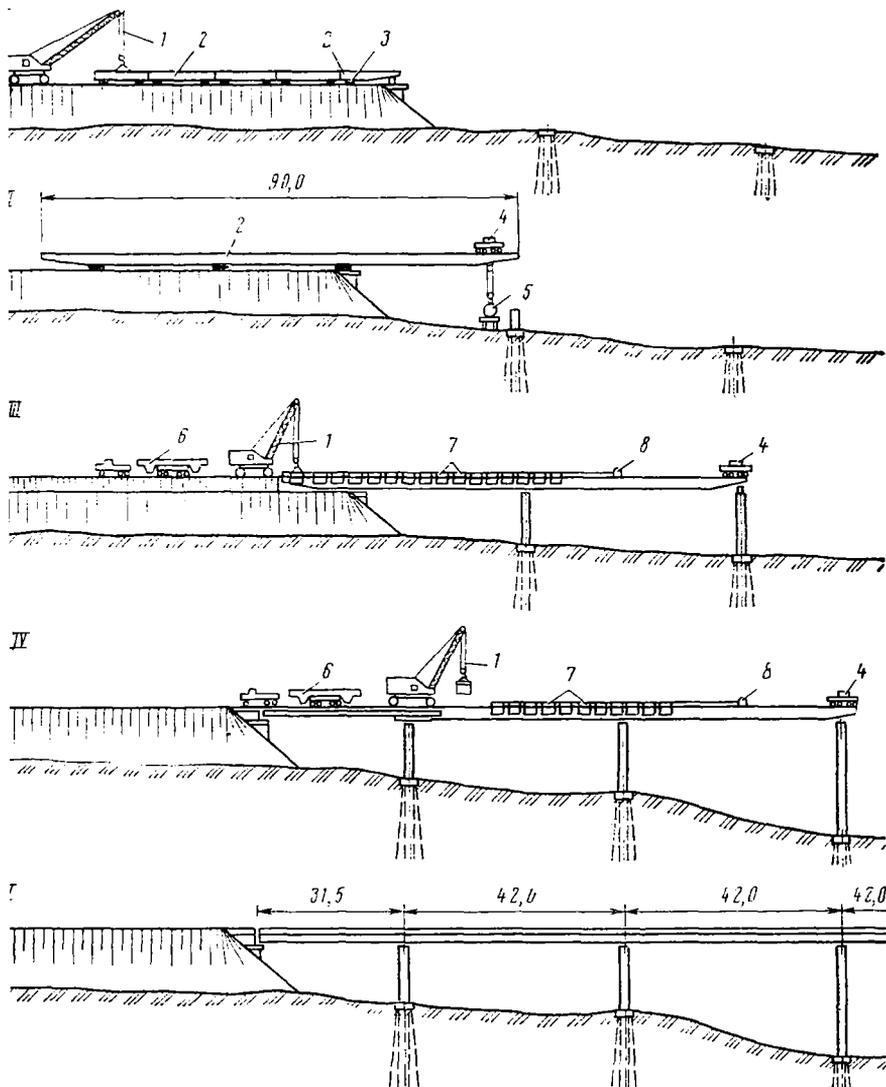


Рис. 21.7. Последовательность (I—V) монтажа балочно-неразрезного моста со схемой пролетов $31,5 + n \times 42,0 + 31,5$ м:

1 — 60-тонный стреловой кран; 2 — перемещающиеся подмости; 3 — перекаточные устройства для подмостей; 4 — тележка для сборки опор; 5 — поданный снизу блок опоры; 6 — блок пролетного строения; 7 — блоки на подмостях; 8 — лебедка

прогибу от действия постоянных нагрузок. После загрузки блоками подмостей собранная конструкция становится горизонтальной. С помощью домкратов, расположенных на опорах, обеспечивают более точную установку подмостей и переходят к другой стадии работ. Протаскивают через закрытые каналы напрягаемые пучки и объединяют между собой блоки на клеевых стыках. Для удобства нанесения клея на торцы блоков оставляют зазоры в 20 см между ними.

После смазывания торцов блоков клеем швы обжимают натяжением напрягаемых пучков с помощью гидродомкратов, расположенных со стороны торца собранной первой секции пролетного строения.

В такой же последовательности монтируют следующие опоры и секции пролетного строения. Между ранее собранной и очередной монтируемой секцией оставляют широкий шов (до 70—100 см) для размещения в нем анкеров стыкуемых здесь пучков. Этот шов располагают в зоне минимальных моментов. После сборки очередной секции и натяжения ее напрягаемых пучков бетонируют широкий шов, применяя инвентарную опалубку. Заполняют каналы инъекционным раствором последовательно в каждой собираемой секции через отверстия, устроенные в анкерах, или же после сборки всех секций через специальные инъекционные трубки. Для выполнения вспомогательных работ обычно используют подвесную передвигаемую по пролетному строению легкую рабочую тележку.

Достоинство сборных неразрезных пролетных строений из плитно-ребристых конструкций (ПРК), разработанных ВНИИ транспортного строительства, заключается в возможности их применения для большого диапазона пролетов (от 24 до 84 м), которые можно перекрывать по единой технологии. Последовательность монтажа балочно-неразрезных пролетных строений с пролетами по 63 м осуществлена на постройке большого моста (рис. 21.8). Здесь крайний пролет 42 м собирали в две очереди, первоначально приопорный участок № 1, затем № 2. Между обоими участками расположен монолитный стык 2 шириной 80 см. После обжатия напрягаемыми пучками участки № 1 и № 2 с бетонированным стыком между ними (в первом пролете) опускали на постоянные опоры, подмости выдвигали в большой пролет 63 м. С этой целью подмости поддерживали на краю участка № 1, а другой их конец нагружали с помощью понтонов КС, заполненных водой. В таком положении на подмостях монтировали два следующих участка № 3 и № 4 с превращением собранных участков в неразрезную систему, бетонируя два стыка. При этом в средней части пролета использовали блоки типового 42-метрового пролетного строения. Участки № 1—3—5, расположенные над опорами, монтировали из блоков ПРК переменной высоты. Их готовили в той же технологической оснастке, что и блоки 42-метрового пролета, используя переменный поддон. Для уменьшения веса таких блоков и для удобного транспортирования их изготавливали укороченными по длине в 2 раза. Строительство нескольких мостов с пролета-

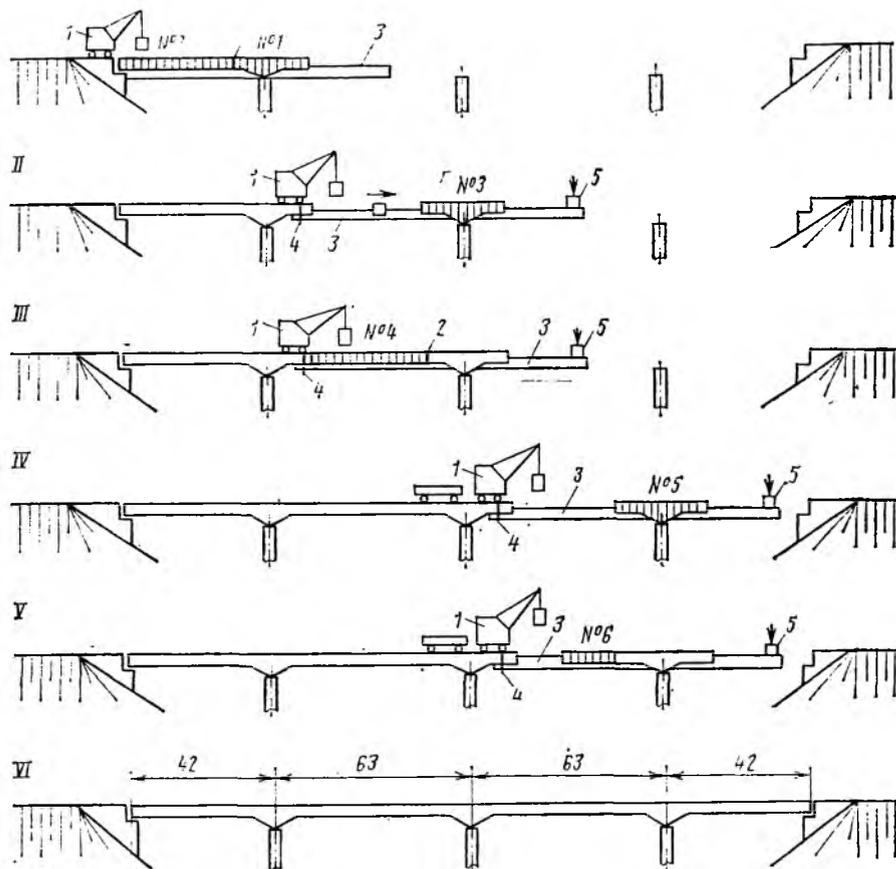


Рис. 21.8. Последовательность (I—VI) монтажа плитно-ребристых неразрезных пролетных строений со схемой $42+2 \times 63+42$ м на чермещаемых подмостях: № 1—№ 6—последовательно собираемые секции (участки); 1—монтажный кран; 2—мополитные стыки между собранными секциями; 3—перемещаемые подмости; 4—подхват; 5—противовес

ми 30—63 м показало, что для сборки одного пролета или секции со склеиванием блоков достаточно 5—6 рабочих смен, а на выполнение всех работ по одному пролету — 24—30 рабочих смен.

По окончании монтажа (см. рис. 21.7, V и 21.8, VI) в последнем пролете перемещающиеся подмости выкатывают на насыпь подхода другой стороны моста, отсыпанную до уровня подферменной площадки устоя. Здесь на насыпи подхода подмости разбирают на секции, отправляют на другие объекты, а насыпь подхода доводят до проектного уровня.

Работы по монтажу бортовых карнизных блоков и установке терильных ограждений ведут последовательно вслед за монтажом основной конструкции.

С завода блоки пролетного строения поступают с уложенными гидроизоляцией и защитным слоем. На месте монтажа

требуется лишь изолировать клеевой шов между соседними блоками полосой изоляционной ленты. После завершения монтажа всех пролетных строений моста укладывают асфальтобетонное покрытие.

За рубежом монтаж балочно-неразрезных сборных пролетных строений на перемещающихся подмостях применяют наряду с по-пролетным бетонированием на месте. Для монтажа конструкций блоки подают с помощью кранов, передвигающихся по подмостям тяжелой конструкции. Такие подмости в 2—2,5 раза тяжелее подмостей, разработанных СКБ Главмостостроя.

21.5. Инъектирование каналов составных конструкций

При монтаже составных (члененных по длине) балок железобетонных пролетных строений с натяжением высокопрочной арматуры на бетон ответственная работа — заполнение (инъектирование) раствором закрытых и открытых каналов, в которых располагаются арматурные напрягаемые пучки. От качества инъектирования, обеспечивающего защиту арматуры от коррозии, в значительной мере зависит долговечность сооружения. До недавнего времени каналы заполняли цементными растворами специального приготовления. Исследования, выполняемые в нашей стране и за рубежом, показали эффективность применения и полимеррастворов (табл. 21.1).

Таблица 21.1

Соста материалы	Количество компонентов, % от общей массы для составов полимерраствора		
	№ 1	№ 2	№ 3
Смола ЭД-6 или ЭД-5	10—11	10	10
» ФАМ	20—25	—	—
Каменноугольная смола	—	15	15
Полиэтиленполиамин (ПЭПА)	5—8	1,5—2	2—8
Мелкий песок	25	30	25
Цемент	39—26	40—30	30
Скипидар (разбавитель)	5—10	3—8	—
Фуриловый спирт (ФС)	—	—	10—20

Растворы и способы их инъектирования должны обеспечить хорошее и полное заполнение каналов и пустот между проволоками и прядями напрягаемого пучка, надежное сцепление (адгезию) арматуры с бетоном стенок канала, достаточную прочность при сжатии, морозостойкость, а также хорошую подвижность (текучесть) и проницаемость при инъектировании. Для цементных растворов необходимо также обеспечение высокой водоудерживающей способности и малой усадки. Составы раствора для инъектирования нужно подбирать в каждом отдельном случае, проверяя прочность раствора испытанием на сжатие кубиков размером

7×7×7 см. Прочность раствора, указанная в проекте моста, в нормальных условиях должна быть не менее 20 МПа, в возрасте 7 суток и не менее 30 МПа через 28 дней.

Цементные растворы готовят с применением портландцемента марок 400 и выше, с введением пластифицирующих добавок, а также мелкого природного или молотого песка (до 50—55 % от массы цемента). В качестве пластификатора вводят сульфитоспиртовую барду (ССБ) в количестве 0,2 % сухого вещества от массы цемента или мылонафт в количестве 0,12—0,15 %.

Текучесть раствора характеризует степень сопротивления нагнетанию, являясь важной технологической характеристикой. Текучесть или вязкость устанавливают в производственной лаборатории с помощью прибора (текучестемера). За меру относительной текучности принимают время в секундах опускания плунжера массой 5 кг на глубину 500 мм в цилиндрическом стакане прибора, заполненном раствором. Приемлемой текучестью считают для только что приготовленного раствора опускание плунжера в течение 40 с и, спустя час после приготовления, — опускание в течение 80 с.

Оседание раствора должно быть не более 2 %. С уменьшением водоцементного отношения оседание уменьшается, пластифицирующие добавки влияют мало; при этом добавки тонкомолотого песка снижают оседание, а мелкого песка увеличивают.

Распространены составы цементных растворов, например 1 : 0,35 0,001 (цемент вода — пластификатор — мылонафт или ССБ—0,0015). Для зимних работ рекомендуется состав 1 0,25 ÷ ÷ 0,4 0,01 (цемент песок : вода пластификатор — мылонафт). Возможны составы 1 0,25 : 0,45 (цемент песок вода) или 1 : 0,4 (цемент вода). Применяемый состав нужно уточнять в построечной лаборатории с учетом используемых конкретных материалов.

Инъекционный раствор готовят в специальных механических мешалках (рис. 21.9). Ручное приготовление не разрешается. Готовят раствор порциями, необходимыми для заполнения длинного канала или на 1 ч инъецирования.

Свойства растворов для инъецирования существенно зависят от интенсивности и продолжительности перемешивания. Лучшая продолжительность перемешивания — 5—10 мин. Оседание раствора уменьшается с увеличением продолжительности перемешивания и скорости вращения мешалки. Время хранения приготовленного раствора не должно быть более 1 ч. В период хранения раствор нужно тоже перемешивать. Температура раствора должна быть в пределах от +10 до +30 °С.

Технология инъецирования складывается из подготовки каналов, приготовления раствора и нагнетания его в каналы (рис. 21.10). Подготавливают каналы промывкой их водой под давлением 0,6—0,7 МПа. При этом удаляются песок и пыль, а также смачивается внутренняя поверхность каналов. Кроме того, при заполнении каналов водой легко обнаруживаются трещины, пористость и другие дефекты бетона. Крупные дефекты после спуска воды тщательно заделывают быстротвердеющим цементным раствором. Мелкие тре-

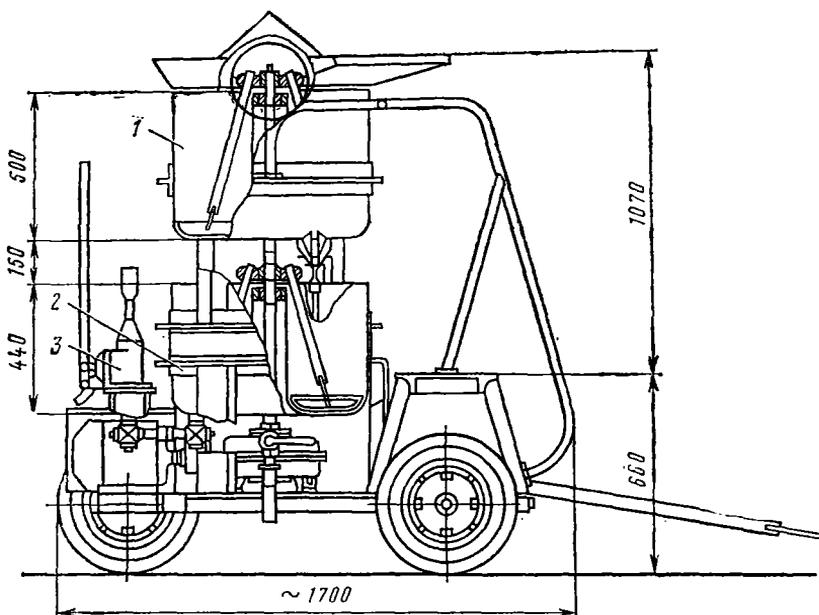


Рис. 21.9. Установка Союздорнии для приготовления и нагнетания раствора: 1 — смешивательный бак; 2 — бак для хранения раствора; 3 — насос для нагнетания

щии можно не заделывать, так как они будут заполнены раствором при нагнетании. Раствор нагнетают в канал, заполненный водой. При наклонных каналах нагнетание ведут с нижнего конца. После того как из противоположного конца канала вытечет вода и около 10 л раствора, выходное отверстие закрывают пробкой и давление в канале поднимают до 0,4—0,5 МПа. Такое давление поддерживают в течение 5 мин, затем нагнетающий шланг отключают и входное отверстие закрывают пробкой.

Инъектирование цементного раствора возможно и зимой при температурах воздуха не ниже -25°C с подогревом нагнетаемого раствора и каналов или вводом в состав раствора фурилового спирта. Инъектируемый раствор можно нагревать, пропуская переменный электроток с напряжением до 50 В по арматурным пучкам. Температура раствора при электропрогреве не должна быть выше $+40^{\circ}\text{C}$, раствор при этом должен поступать в канал с температурой не ниже $+10^{\circ}\text{C}$. Каналы предварительно промывают теплой (до $40\text{--}50^{\circ}\text{C}$) водой.

Замена водных цементных растворов безводными полимерными составами упрощает зимние работы. По данным исследований, выпускаемые промышленностью полимерные смолы различного вида позволяют применять их для получения безводных нерасширяющихся растворов. Наиболее пригодны для инъектирования каналов растворы на основе эпоксидных смол типа ЭД-5 и ЭД-6, а также

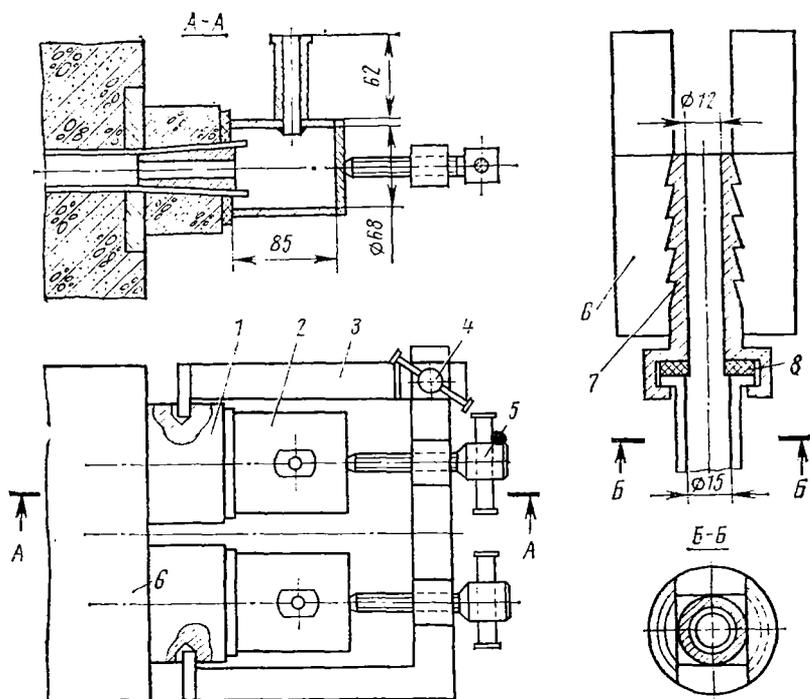


Рис. 21.10. Групповое крепление стаканов для нагнетания раствора к анкерам напрягаемых пучков (штуцера иньектора не показаны) и деталь крепления штуцера иньектора к патрубку стакана:

1 — анкерная колодка; 2 — стакан; 3 — скоба; 4 — стопорный винт; 5 — установочный винт; 6 — нагнетающий шланг иньектора; 7 — штуцер иньектора; 8 — резиновая прокладка

на фурфуролацетонной смоле ФАМ (см. табл. 21.1). Обладая высокими прочностными и адгезионными свойствами, они обеспечивают и необходимую морозостойкость, не увеличиваются в объеме при замерзании незатвердевшего раствора. Подвижность раствора обеспечивается введением в его состав разбавителей.

Глава 22. МОНТАЖ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ БОЛЬШИХ ПРОЛЕТОВ

22.1. Особенности навесного монтажа конструкций больших пролетов

Сборные железобетонные пролетные строения с пролетами от 63 м и больше монтируют различными способами. Широко применяется навесная сборка, а также монтаж на подмостях и кружалах, продольные и поперечные перекатки, установка собранных на берегу

пролетных строений на капитальные опоры путем перевозки конструкций на плаву и т. д. Способ монтажа (сборку) выбирают на основании технико-экономического сравнения вариантов с учетом местных условий производства работ и возможности использования инвентарного технологического и монтажного имущества.

Наиболее распространена в мостостроении навесная сборка пролетного строения, при которой постепенно наращивается пролетное строение отдельными консолями от опор моста без устройства подмостей или временных вспомогательных опор.

Навесная сборка целесообразна для мостов тех систем, в которых главные несущие конструкции как в процессе монтажа, так и в стадии эксплуатации работают на усилия одного и того же знака. В наибольшей степени этому условию удовлетворяют консольные схемы пролетных строений, которым свойственны отрицательные изгибающие моменты на большей части длины пролетного строения и соответствующее расположение напрягаемой арматуры по верху консоли (рис. 22.1). Железобетонную консоль монтируют из отдельных монтажных элементов — блоков, объединяемых поперечными стыками.

Изготовленные на заводе или строительной площадке блоки такой составной конструкции доставляют к месту сборки, поднимают и устанавливают кранами в проектное положение, а затем натяжением напрягаемой арматуры в виде пучков или канатов закрепляют очередной блок в проектном положении. Напрягаемая арматура, расположенная на верхней поверхности блоков в открытых или закрытых каналах, после натяжения воспринимает возникающие растягивающие усилия как от постоянной, так и от временной нагрузок, действующих на консоль. После установки очередного блока омоноличивают шов между ним и ранее поставленным.

В балочно-консольных и рамно-консольных системах пролетных строений их консоли собирают от постоянных опор навстречу друг другу с замыканием конструкции с помощью шарнира, располагаемого в середине пролета, или же устанавливают между смонтированными консолями подвесное пролетное строение, собираемое из отдельных балок-блоков. Второй способ целесообразен и освоен при пролетах до 150 м и подвесках длиной до 33 м. На собранных таким способом пролетных строениях меньше отражается ползучесть бетона, создается более плавный профиль проезжей части.

В многопролетных мостах часто навесная сборка ведется от каждой промежуточной опоры одновременно в обе стороны. Такую сборку называют *уравновешенной*, так как консоли наращивают, не допуская возникновения больших односторонних изгибающих моментов в опорах моста. При *уравновешенной* сборке должна быть обеспечена устойчивость конструкции на всех этапах монтажа. Устойчивость проверяют с учетом возможных перегрузок за счет разных масс консолей, ветровой нагрузки и расположения на консолях монтажных кранов и других устройств. *Уравновешенная* навесная сборка наиболее удобна для Т-образных рамных пролетных строений.

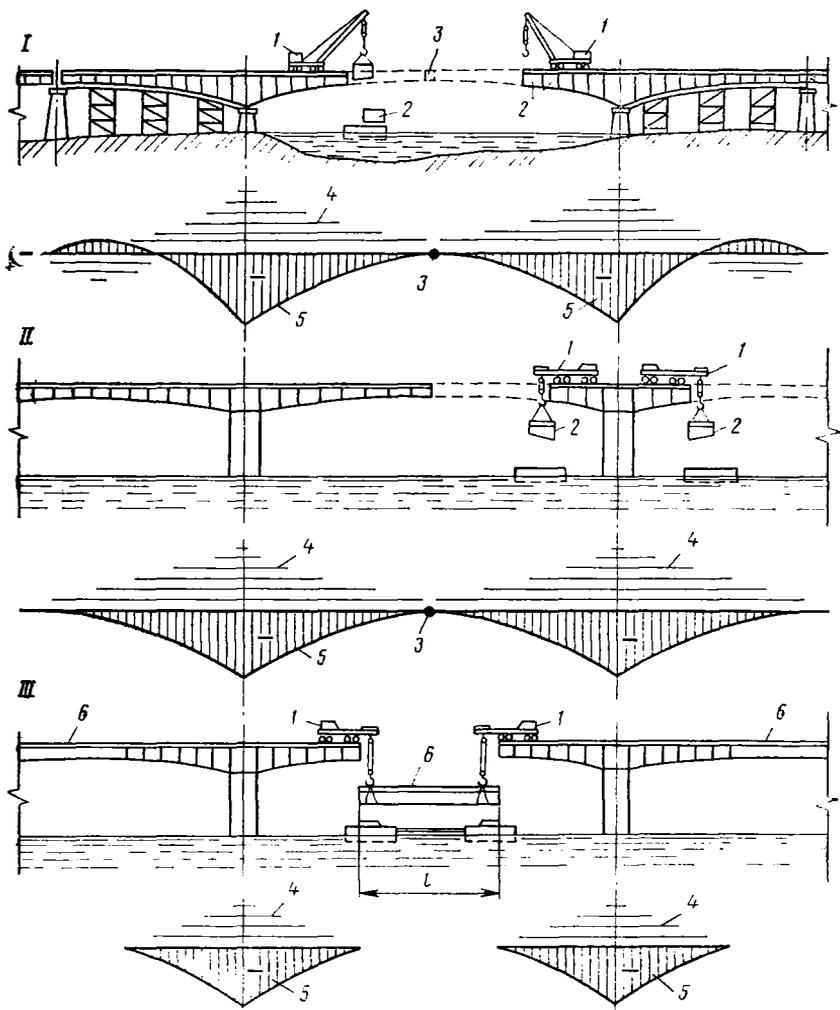


Рис. 22.1. Схемы (I—III) навесной сборки консольных пролетных строений:
 1 — монтажные краны; 2 — блоки сборной конструкции; 3 — место положения шарнира пролетного строения; 4 — эпюра материалов (напрягаемой арматуры); 5 — эпюра изгибающих моментов; 6 — подвешенная балка

В балочно-консольных пролетных строениях, в которых консольные балки опираются на опоры через шарнирные опорные части, уравновешенная сборка несколько осложняется. Для уравновешенного монтажа таких систем требуются специальные меры по обеспечению устойчивости собираемой конструкции, например временное уширение верха опоры (рис. 22.2, а) или постройка вспомогательных временных опор (рис. 22.2, б). Эти временные конструкции воспринимают усилия, возникающие из-за неполного уравнеше-

вания собираемых консолей, например при одновременном (с обеих сторон) подъеме очередных блоков или при перемещении монтажных кранов по собранной части консолей и т. п.

В построенных железобетонных пролетных строениях мостов через реки Москву и Дон в Ростове с пролетами до 148 м судоходная часть реки перекрыта одним пролетным строением балочно-консольной системы, а боковые анкерные пролетные строения меньшего размера расположены над береговыми участками. В боковых пролетах конструкцию монтировали на сплошных подмостях, применив навесную сборку лишь в центральном пролете, расположенном над глубокой частью реки.

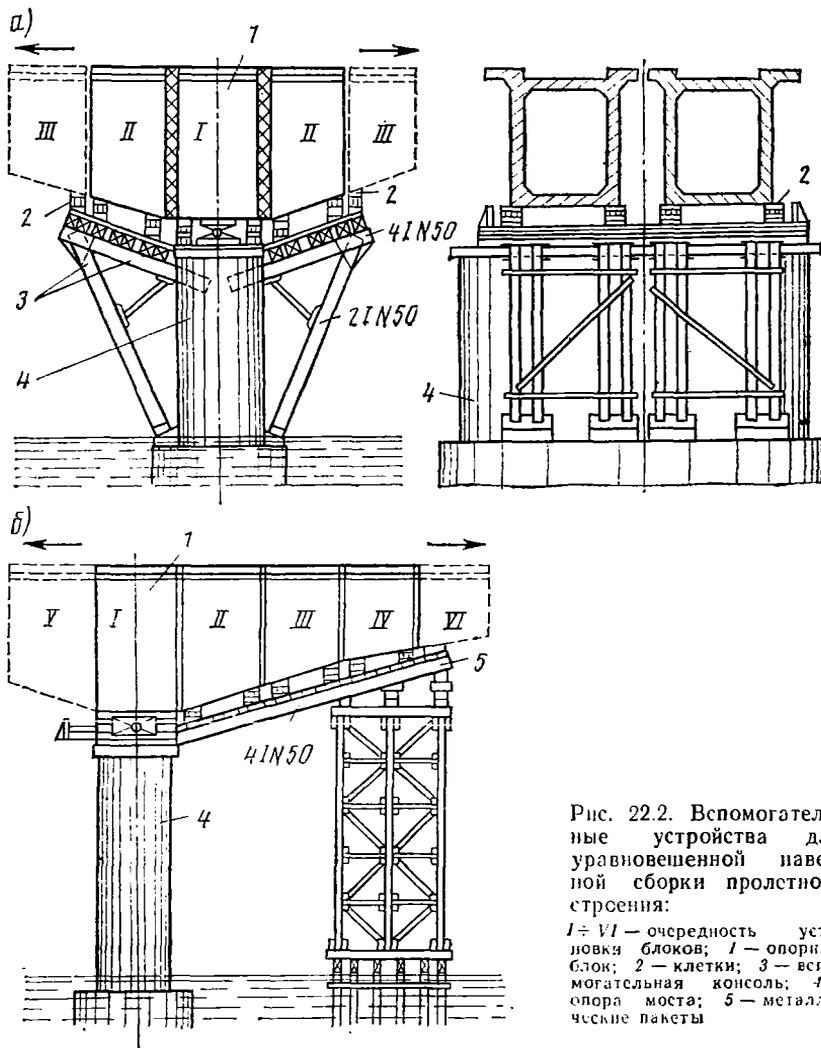


Рис. 22.2. Вспомогательные устройства для уравновешенной навесной сборки пролетного строения:

I ÷ VI — очередность установки блоков; 1 — опорный блок; 2 — клетки; 3 — вспомогательная консоль; 4 — опора моста; 5 — металлические пакеты

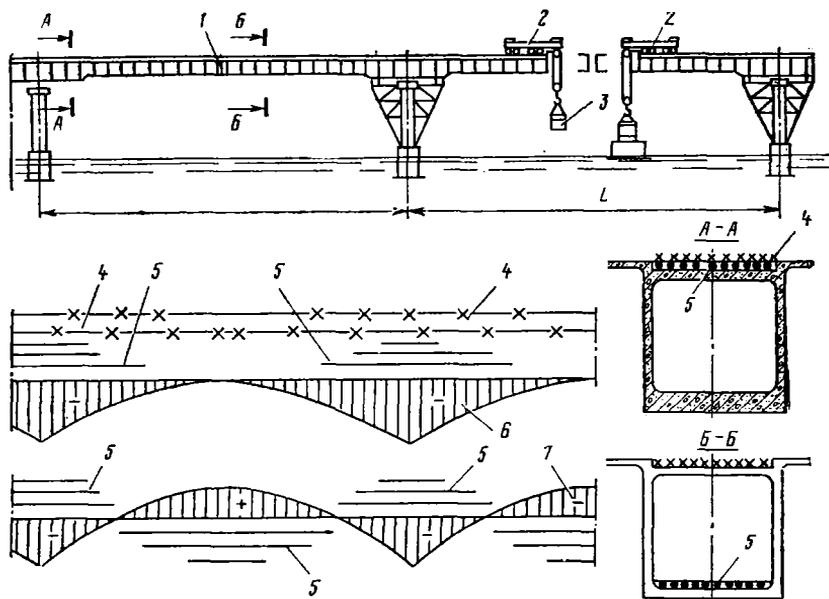


Рис. 22.3. Схема навесной сборки балочно-неразрезных пролетных строений:
 1 — шов между консолями; 2 — монтажный кран; 3 — блок конструкции; 4 — верхние монтажные пучки; 5 — основная напрягаемая арматура; 6 — эпюра моментов до регулирования; 7 — то же, после регулирования

Навесная сборка целесообразна также для монтажа балочно-неразрезных пролетных строений, особенно с пролетами от 84 м и больше. Участки пролетных строений, примыкающие к промежуточным опорам, где растянутая зона находится сверху, можно, например, собирать уравновешенным способом, а средние участки с растянутой зоной внизу устанавливать целыми балками-блоками аналогично подвесным пролетным строениям. Собранные внавес консоли и среднюю часть стыкуют с помощью напрягаемой арматуры.

Возможен и другой способ навесной сборки балочно-неразрезных пролетных строений (рис. 22.3). В этом случае после замыкания стыка двух противоположных консолей натягивают напрягаемую арматуру, расположенную в каналах внизу сечения, и одновременно освобождают временную монтажную арматуру сверху собранной конструкции. Такой прием позволяет отрегулировать усилия от постоянных нагрузок в балочно-неразрезной системе.

Элементы пролетных строений, собираемых навесной сборкой, изготавливают в виде цельных монтажных блоков или в виде сборных, имеющих стыки в продольном и поперечном направлениях. Массу монтажных блоков назначают с учетом грузоподъемности имеющихся транспортных средств и кранового оборудования. На построенных больших мостах масса монтажного блока составляла от 15 до 180 т. Оптимальная масса — не более 65 т. Габаритные размеры блоков устанавливают проектом в зависимости от

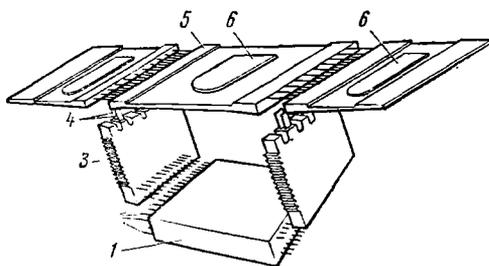


Рис. 22.4. Схема коробчатого блока, собираемого из плоских плит-блоков:

1 — нижняя плита; 2 — выпуски арматуры; 3 — вертикальная стенка; 4 — ступовочные петли; 5 — верхняя плита; 6 — анкерные упоры для на-прягаемых пучков

способа их доставки и характера транспортных средств. При большой дальности подвозки размеры блоков определяются правилами их перевозок на железнодорожном и автомобильном транспорте. В мостах с большими пролетами (свыше 100 м) коробчатая форма блоков, расположенных у опор, по своим размерам становится непригодной для транспортирования на большие расстояния. В

этом случае их делают сборными из легких плоских элементов-блоков (стенки, верхние и нижние плиты). Такие блоки используются на строительной площадке для монтажа коробчатых с бетонными стыками (рис. 22.4). А затем эти укрупненные коробчатые блоки устанавливают в пролет. Укрупнительная сборка существенно увеличивает трудоемкость и стоимость монтажа.

При разработке проекта производства работ по навесному монтажу железобетонных пролетных строений необходимо проверять прочность и устойчивость сборных конструкций пролетного строения и опор моста на возможные монтажные нагрузки. Возникающие монтажные усилия могут превосходить усилия от эксплуатационных нагрузок. В таких случаях может потребоваться усиление конструкции пролетного строения или опор путем увеличения их размеров или дополнительным армированием.

Кроме того, при навесной сборке нужно определять расчетом возможные вертикальные деформации-прогибы консоли пролетного строения на разных стадиях сборки. Каждый монтажный блок должен быть установлен так, чтобы после окончания всех работ, включая устройство проезжей части, профиль пролетного строения соответствовал проектному. В процессе навесной сборки консолей изменяются действующие усилия в собранной части конструкции, а следовательно, изменяется и положение блоков по высоте. Поэтому их необходимо устанавливать с учетом монтажных прогибов.

Вертикальные деформации собираемых на весу консолей вызываются постоянными и временными нагрузками, а также другими факторами. К постоянным действующим нагрузкам и факторам, кроме собственного веса конструкции, относятся и прочие постоянные нагрузки, действующие на устанавливаемый блок и на сборную часть консоли, а также усилия от натяжения напрягаемой арматуры, осадки опор, деформации усадки и ползучести бетона и т. п.; к временным нагрузкам — вес монтажного оборудования и строительных материалов.

Прогибы консолей в разных их точках от постоянно действующих факторов определяют при составлении проекта пролетного

строения. Прогиб от веса монтажного оборудования и строительных материалов определяют при составлении проекта производства работ, для этого линии влияния прогибов строят с учетом фактических данных качества и возраста бетона.

По отдельным сечениям прогибы консолей вычисляют для всех стадий монтажа и постоянно контролируют геодезическими инструментами во время навесной сборки, для чего на поверхности каждого блока должны быть заранее предусмотрены соответствующие геодезические марки.

22.2. Монтажные краны и агрегаты для навесной сборки

При навесной сборке железобетонные блоки устанавливают в проектное положение козловыми и плавучими кранами, перемещающимися понизу вдоль монтируемого моста, а также стреловыми и специальными крановыми агрегатами, перемещающимися поверху собранной консоли пролетного строения.

Учитывая, что козловые краны требуют устройства рельсовых путей и эстакад, их обычно применяют для сборки пролетных строений, расположенных в пределах поймы реки и на мелководье (рис. 22.5). Этими кранами можно монтировать пролетные строения, возвышающиеся до 25 м над рабочим уровнем реки. На период ледохода и половодья эстакады и подкрановые пути разбирают, а монтаж прекращают. При достаточной глубине воды и в период, когда река свободна от льда, можно применять стреловые дерриккраны или установленные на плавучих средствах самоходные краны, а также специальные плавучие. При монтаже козловыми и плавучими кранами масса блоков обычно не превышает 65 т.

Для навесного монтажа созданы и специальные крановые агрегаты. К ним относятся, например, СПК-35 и СПК-65 грузоподъемностью 35 и 65 т, разработанные СКБ Главмостостроя.

Кран-агрегат СПК-35 (рис. 22.6) состоит из двухконсольных мощных балок (рабочих консолей) длиной 19,3 м, по которым перемещаются грузовые тележки с подвешенными на полиспасте траверсами. Двухконсольные балки могут также перемещаться в поперечном направлении по путям, расположенным на подставке—тележке крана. По собираемой консоли пролетного строения крановый агрегат передвигается по рельсовым путям, укладываемым вдоль консолей по мере их увеличения. Агрегат оборудован электролебедками для подъема блоков на высоту до 40 м, для продольного перемещения всего механизма и поперечного смещения верхней его части. Общая масса агрегата с двумя траверсами составляет 40 т. Для его сборки на вершине опоры необходимо иметь площадку длиной по фасаду 7 м. Для подъема и установки такого крана целесообразен плавучий стреловой кран грузоподъемностью до 45 т.

Кран-агрегат СПК-65 (рис. 22.7) выполнен в виде порталной тележки, перемещающейся по рельсовым путям. Наверху пор-

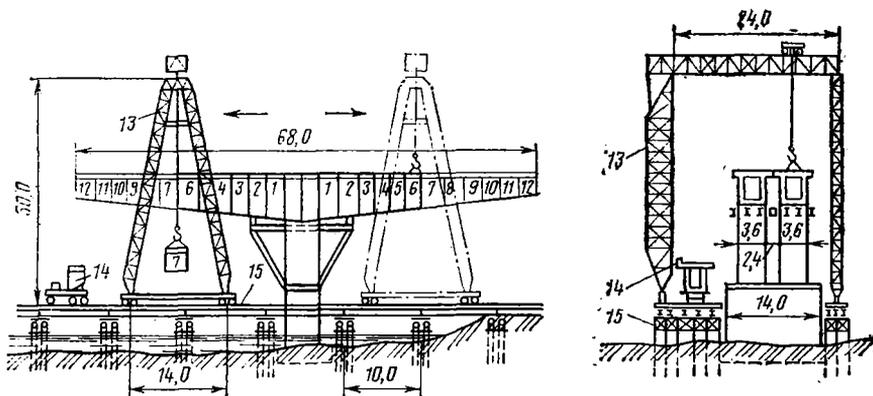


Рис. 22.5. Схема навесной сборки консолей козловым краном:

1-12 — порядковые номера (последовательность установки) монтажных блоков; 13 — 45-тонный кран; 14 — доставленный на трейлере монтажный блок; 15 — подкрановая эстакада

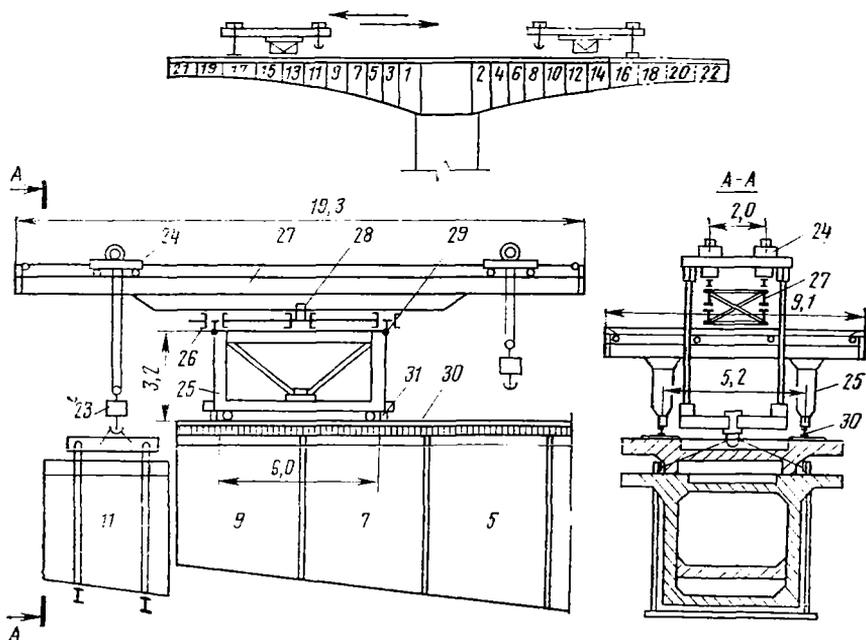


Рис. 22.6. Схема навесного монтажа пролетного строения агрегатом СПК-35:

1-22 — порядковые номера (последовательность установки) блоков; 23 — грузовая траверса; 24 — грузовая тележка; 25 — нижняя подставка-тележка; 26 — поперечные балки; 27 — основная рабочая консоль; 28 — механизм для поперечного движения рабочей консоли; 29 — путь поперечного перемещения рабочей консоли; 30 — путь продольного перемещения агрегата; 31 — захваты

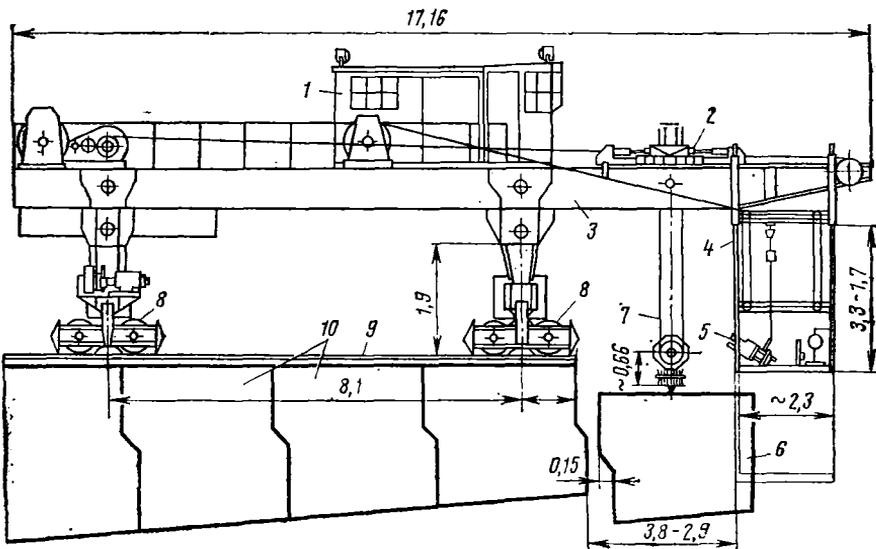


Рис. 22.7. Схема монтажа краном-агрегатом СПК-65:

1 — путь управления; 2 — гидравлический механизм для точной установки блоков; 3 — кран СПК-65; 4 — подвесные подмости; 5 — домкратная установка для натяжения напрягаемой арматуры; 6 — устанавливаемый блок; 7 — подъемный полиспаст; 8 — самоходная тележка крана; 9 — подкрановый путь; 10 — собранная консоль

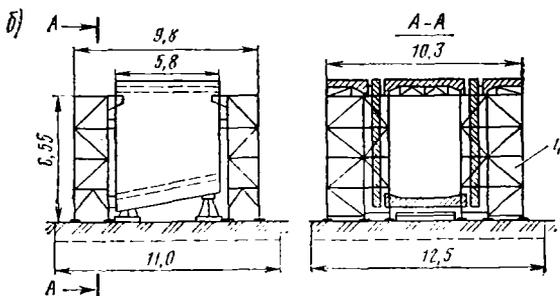
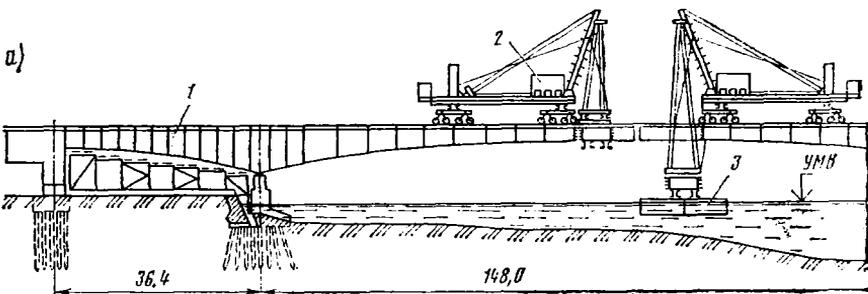


Рис. 22.8. Схема навесной сборки шевр-краном:

1 — береговое анкерное пролетное строение, собранное на подмостях; 2 — шевр-кран; 3 — плашкоут из 12 понтонов КС-3; 4 — кондуктор для укрупнительной сборки блоков

тала расположена мощная консольная балка-рама длиной 17,1 м. На одном рабочем конце рамы помещены грузовые лебедки с полиспастами и подвесная люлька для монтажников, а на другом расположены противовесы. Общая масса крана — 70 т. Он предназначен для сборки пролетных строений длиной свыше 100—126 м при ширине коробок сборных консолей поверху более 4 м. Для монтажа крана на верху опоры необходимо иметь площадку размером 5 м по фасаду моста.

При монтаже ряда балочно-консольных мостов на р. Москве с пролетами 126 и 148 м были применены мощные шевр-краны грузоподъемностью 200 т (рис. 22,8, а), имевшие базу длиной 20 м и вылет стрелы 7,4 м. Смонтировать такой кран можно было только на алкерном пролетном строении, заранее собранном на подмостях. Кран может перемещаться вдоль моста по колее шириной 5,3 м и поперек по колее в 20 м на тележках, размещенных под базой. Для перемещения крана и подъема груза предусмотрены приводные лебедки. Установленная мощность электромоторов — 164 кВт. Такими кранами монтировали симметричные консоли при массе блока до 180 т. Коробчатые блоки предварительно были собраны на берегу на построечном полигоне из железобетонных плит (см. рис. 22.4), изготовленных на заводе, с омоноличиванием стыков на укрупнительном кондукторе (рис. 22.8, б). С полигона на сборку блоки подавали плавучими средствами с погрузкой козловыми кранами.

22.3. Технология навесной сборки пролетных строений

Навесная сборка железобетонных пролетных строений состоит из следующих технологических операций: 1) транспортирование блоков со склада под монтажный кран; 2) подъем и приведение блоков в проектное положение; 3) устройство поперечных швов; 4) установка и натяжение напрягаемой арматуры; 5) обетонирование или инъектирование напрягаемой арматуры, расположенной в продольных каналах. Способ выполнения каждой операции и выбор необходимых механизмов зависят от конструкции всего сооружения, местных условий, оснащенности строительства монтажным оборудованием и от времени года, в которое строится мост.

Со склада или приобъектного полигона блоки обычно транспортируют в нижнем уровне на трейлерах или монтажных вагонетках. В речные пролеты блоки доставляют на плашкоутах из инвентарных понтонов; для погрузки на плашкоуты требуется причал и краны-перегрузатели (обычно деррик-краны и козловые краны). Доставленные в пролет блоки поднимают кранами с помощью строповочных устройств различного типа (рис. 22.9).

При навесной сборке пролетных строений швы между блоками устраивают как тонкие в 2—3 см, так и клеевые плотные. При тонких швах поднятый краном блок обычно временно подвешивают на металлических консолях из двутавровых или швеллерных балок,

закрепленных одним концом на смонтированной части консоли. К этим балкам блок подвешивают на строповочных болтах-тяжах (рис. 22.10), которые поддерживают его на период укладки и твердения цементного раствора в шве, установкой и последующего натяжения продольной напрягаемой арматуры. При клеевых плотных швах поднятый монтажным краном блок приводят по высоте в положение, близкое к проектному, торцовые поверхности соединяемых смежных блоков смазывают клеем, а затем специальными устройствами плотно прижимают к ранее собранной части консоли. При этом по всей поверхности соприкосновения и особенно внизу блоков должно быть достигнуто обжатие клеевого слоя, обеспечивающее равномерное его распределение по шву. Соединение блоков на клеевых швах¹ — более надежный, быстрый и менее трудоемкий способ по сравнению с соединением бетонируемыми швами.

Для обеспечения точного и плотного соприкосновения торцовых поверхностей соединяемых блоков применяют специальные приспособления и фиксаторы. Их рассчитывают на монтажные нагрузки, действующие от начала временного прикрепления блока и до полной передачи нагрузок на стык блоков. Закладные металлические части для монтажных соединений устанавливают при изготовлении блока. С их помощью очередной блок приводят в проектное положение при сборке.

Монтажные соединения выполняют из уголков, привариваемых к закладным частям, заделанным в блоках. Для соединения с накладками применяют чистые болты большого диаметра. На один присоединяемый блок обычно устанавливают (см. рис. 22.10) два фиксатора сверху и два внизу в коробке блока.

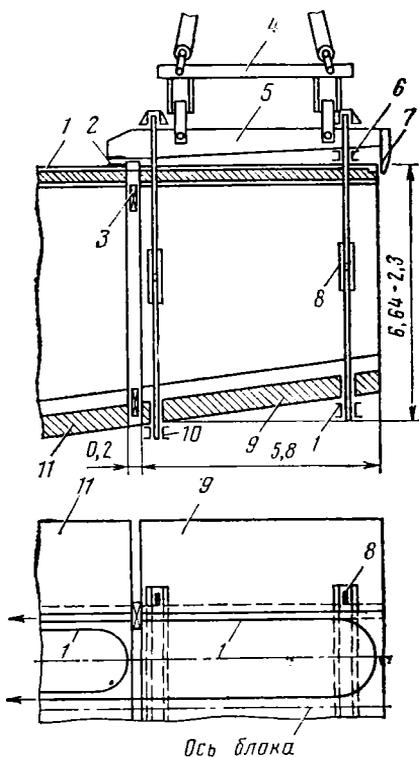


Рис. 22.9. Строповочные устройства для подъема и временного закрепления монтажного блока:

1 — петлевая напрягаемая арматура; 2 — регулировочные металлические прокладки; 3 — железобетонные прокладки-фиксаторы толщины шва; 4 — полиспаст и траверса крана; 5 — консольная балка; 6 — опорная строповочная балка; 7 — фиксатор пролетного положения блока; 8 — тяжи со стыковыми накладками; 9 — устанавливаемый блок; 10 — нижние поддерживающие строповочные балки; 11 — смонтированная часть пролетного положения блока

¹ Устройство к.

При навесной сборке применяют на пр я г а е м ы е э л е м е н т ы в виде пучков из высокопрочных проволок диаметром от 5 до 7 мм, а также в виде витых прядей и тросов и располагают их по верху блоков консоли как в открытых, так и закрытых каналах. Пучки и пряди натягивают гидравлическими домкратами. Для пучков из прямых проволок эффективно применение анкеров с высаженными головками. Напрягаемую арматуру из витых тросов натягивают одновременно за оба конца, на которых устанавливают анkers — стальные стаканы с заливкой сплавом из цветного металла (цинка, свинца и др.). Стальные тросы натягивают батареей из гидравлических домкратов, имеющих захватную траверсу и закрепляющие

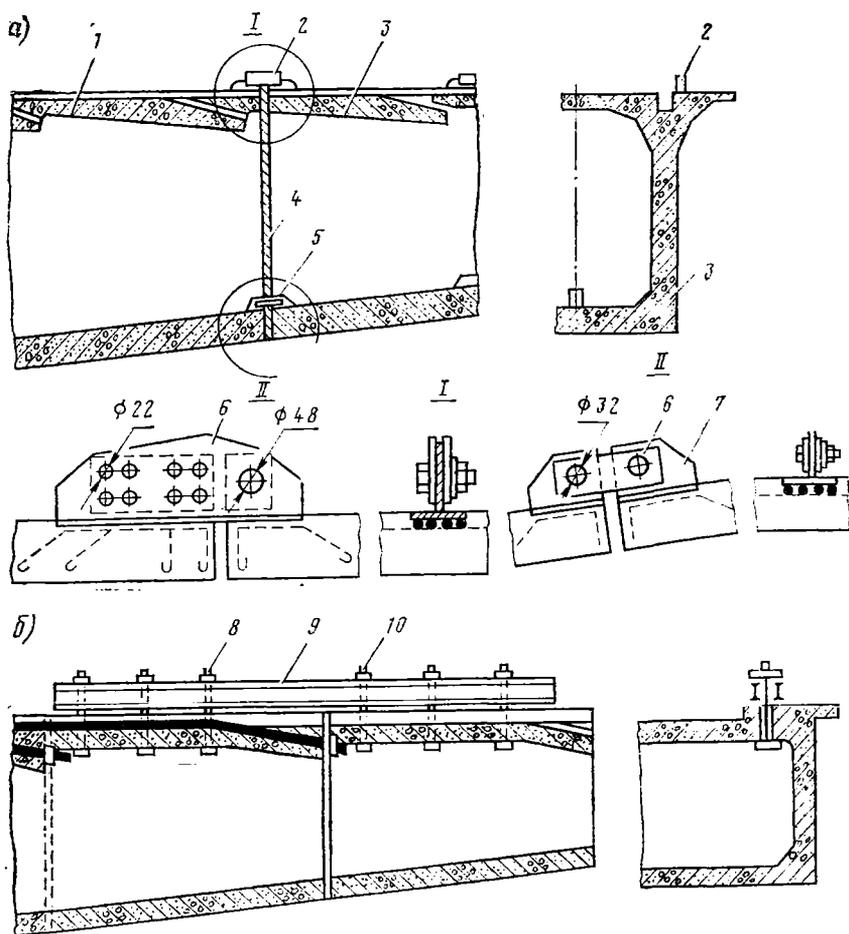


Рис. 22.10. Крепление поднятого блока к консоли:

а — на фиксаторах; б — на вспомогательных балках; 1 — собранная часть конструкции; 2 — верхний фиксатор; 3 — монтируемый блок; 4 — шов; 5 — нижний фиксатор; 6 — соединительная монтажная накладка; 7 — укрепленная часть фиксатора; 8 — анкерные болты; 9 — вспомогательные металлические балки; 10 — болты-тяжи

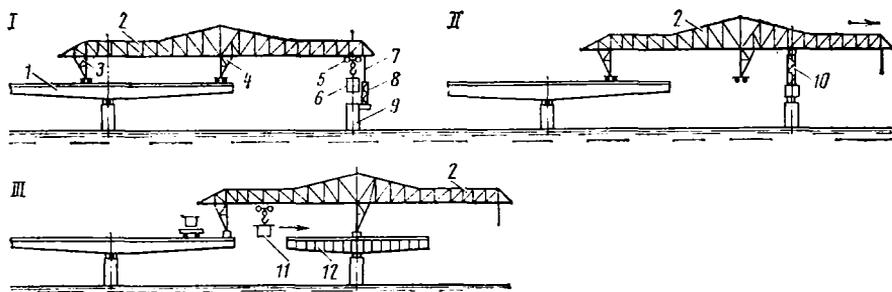


Рис. 22.11. Последовательность (I—III) навесной сборки моста шлюзовым кра-
ном-агрегатом:

1 — собранная часть консоли; 2 — стальная решетчатая ферма крана; 3 — задняя нога кра-
на; 4 — передняя нога крана; 5 — грузовая тележка; 6 — надпорный блок; 7 — передняя
шарнирная стойка; 8 — каркас для опирания шарнирной стойки; 9 — собираемая опора; 10 —
деревянная вспомогательная вышка; 11 — устанавливаемый блок пролетного строения; 12 —
монтажируемое пролетное строение

винты с гайками. Концы напрягаемых пучков пропускают через открытые или закрытые каналы в торцах каждого устанавливаемо-го блока. Для натяжения напрягаемых элементов на монтажном консольном кране снаружи устанавливаемого блока подвешивают люльку для размещения не менее двух монтажников.

За рубежом применяют другие способы навесной сборки. Из них представляет интерес уравновешенная сборка шлюзовым монтажным агрегатом (краном) на строительстве моста Олерон-Континент (Франция) длиной 2862 м. В средней своей части моста 26 пролетов по 79 м перекрыты балочно-неразрезной конструкцией коробчатого сечения. Сборную конструкцию пролетных строений монтировали из блоков длиной по 3,3 м и массой до 73 т. Блоки готовили на полигоне, в стальной опалубке с применением метода «отпечатка». Самоходный шлюзовой кран позволял подавать блоки по готовой части моста. Кран состоял из решетчатой стальной конструкции длиной 100 м (рис. 22.11), опирающейся на две пары ног, из которых одна расположена в конце крана, а другая посередине. Впереди крана дана шарнирная стойка, снабженная регулировочными домкратами. По нижним поясам ферм крана перемещалась тележка грузоподъемностью 80 т с дистанционным управлением. Тележка имела оборудование для продольного и вертикального перемещения блоков, а также для их разворота при установке блока в проектное положение.

На монтажных операциях I и II (см. рис. 22.11) краном собирали впереди стоящую опору и надстройку над ней. Затем кран перемещали вперед до установки средней его части на опору, после чего шла уравновешенная сборка консолей (III) в смежных пролетах. Соединяли блоки на клею. Монтаж одного пролетного строения длиной 79 м продолжался в среднем 10 дней. Максимально достигнутый темп сборки составил 10 блоков в сутки.

По такому способу с использованием отечественной конструкции крана построено два моста через р. Дон.

Интересна по своей технологии монтажная сборка опор и пролетных строений железобетонного моста общей длиной 5021,7 м через р. Восточная Шельда (Голландия). Мост состоял из 50 пролетных строений рамно-консольной системы с пролетами по 95 м при ширине проезжей части 10,35 м. Все сборные конструкции моста выполнены из семи типов блоков (рис. 22.12) массой от 100 до

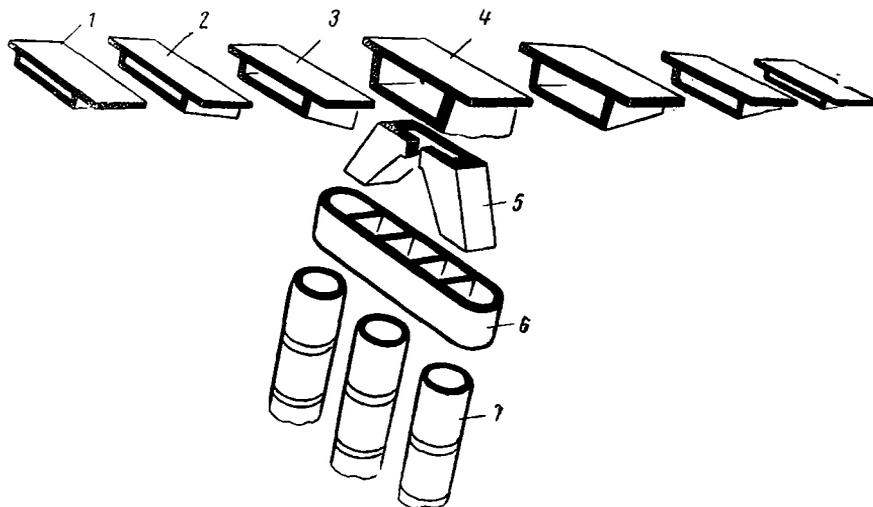


Рис. 22.12. Элементы сборной конструкции опор и пролетных строений моста: 1 — блок пролетного строения массой 190 т; 2 — то же, массой 225 т; 3 — то же, массой 275 т; 4 — то же, массой 600 т; 5 — надфундаментная часть опоры; 6 — ростверк; 7 — облочка фундамента

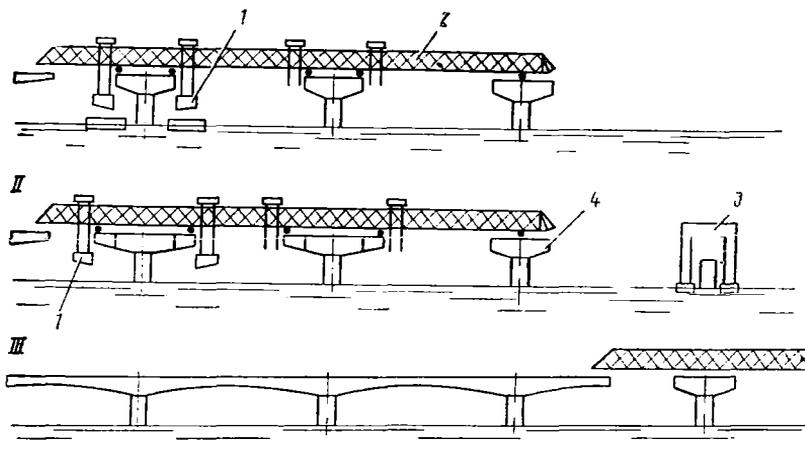


Рис. 22.13. Последовательность (I—III) навесного монтажа пролетных строений моста через р. Восточную Шельду:

1 — блок, поднимаемый полиспастами; 2 — ферма монтажного агрегата; 3 — обьемлющий плавучий кран для сборки опор; 4 — надпорный блок

600 т. Блоки готовили на приобъектном полигоне, оборудованном несколькими козловыми кранами грузоподъемностью от 8 до 300 т. На монтаже сборных опор и пролетных стросний работали плавучие краны, грузоподъемность которых достигла 600 т. Надопорный блок каждого пролетного строения устанавливали на сборную опору с помощью плавсредств, обустроенных металлическими башнями. Закрепление блока на опоре обеспечено 40 стержнями высокопрочной арматуры диаметром по 32 мм.

Остальные блоки рамных пролетных строений устанавливали уравновешенными с помощью специального агрегата в виде неразрезной монтажной фермы (рис. 22.13) длиной 250 м, охватывающей сразу два пролета. Задний конец агрегата устанавливали на ранее смонтированной части ригеля, среднюю часть опирали на два надопорных блока, а передний конец, выполняющий роль аванбека, доходил до третьей опоры моста. С такой установки монтажного агрегата можно было собирать два рамных пролетных строения. Блоки на монтаж подавали с полигона на плавсредствах и поднимали четырьмя отдельными 150-тонными грузовыми тележками. Грузовые тележки перемещали по рельсовым путям, уложенным по верху ферм. Стыки между блоками монолитизовали бетоном. После выстойки бетона и обжатия собранной части конструкции напрягаемыми арматурными пучками монтажный агрегат перемещали в следующее рабочее положение. Тяжелое оборудование для монтажа оправдывалось размерами моста и сроками постройки. Мост был построен за 3,5 года. Темп монтажа — два пролета (с одной стоянки крана) в течение трех недель.

22. 4. Сборка пролетных строений на подмостях

Сборка на подмостях железобетонных пролетных строений больших пролетов применяется как непосредственно в пролете моста с последующим опусканием собранной конструкции на постоянные опоры, так и в стороне в сочетании с другими монтажными операциями — перекаткой или перевозкой на плавучих опорах.

Монтаж пролетных строений на подмостях в пролете целесообразен, когда устройство подмостей и их оснований не вызывает больших трудностей, а также когда судоходство по реке или высокие паводки и ледоход не создают опасности для подмостей и не осложняют монтажные работы. Для русловых пролетных строений обычно монтаж на подмостях малопригоден, так как большой вес железобетонных конструкций требует устройства сложных и дорогих подмостей и их оснований. Сборка на подмостях более применима для пролетных стросний, расположенных возле берегов (рис. 22.14) или на пойменных участках моста, например для сборки анкерных участков пролетных строений балочно-консольных мостов. Часто на подмостях монтируют пролетные строения в стороне от оси моста с последующей их перекаткой по промежуточным опорам или перевозкой по воде на плавучих средствах. В этом слу-

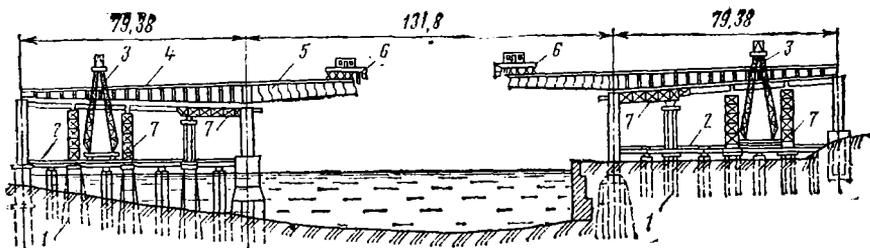


Рис. 22.14. Схема сборки балочно-консольного пролетного строения:

1 — сван эстакады; 2 — эстакада; 3 — козловой кран; 4 — собираемая консоль анкерной части пролетного строения; 5 — речная консоль, собираемая навесным способом; 6 — консольные краны; 7 — подмости из УИКМ

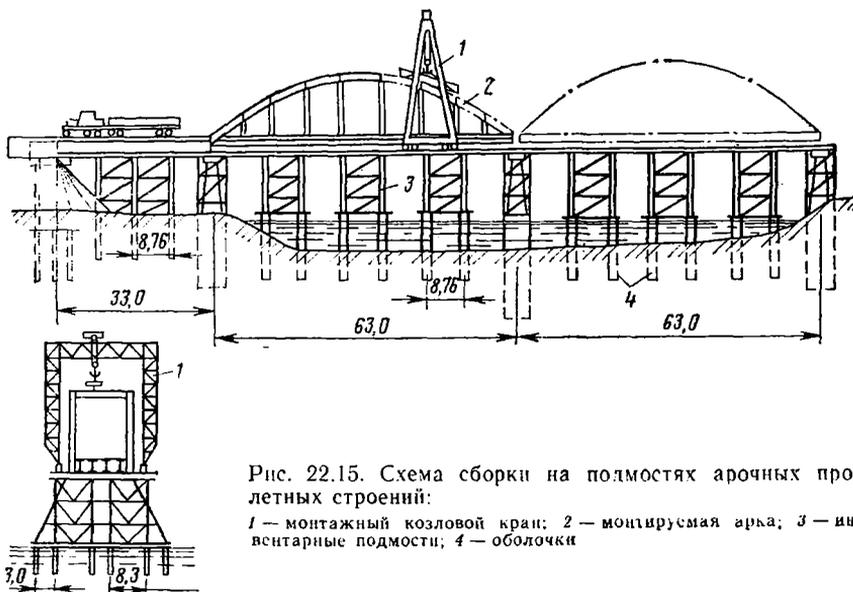


Рис. 22.15. Схема сборки на подмостях арочных пролетных строений:

1 — монтажный козловой кран; 2 — монтируемая арка; 3 — инвентарные подмости; 4 — оболочки

чае один комплект подмостей многократно используется для сборки большого числа однотипных конструкций. Такая организация работ позволяет сократить затраты на устройство подмостей.

Подмости для сборки пролетных строений возводят с максимальным использованием металлических инвентарных конструкций.

При благоприятных местных условиях на сплошных подмостях можно, например, собирать железобетонные пролетные строения с ездой понизу в виде арок с затяжкой (рис. 22.15). Пролетные строения в данном случае монтируют объемлющим инвентарным козловым краном, перемещающимся по путям на подмостях. Под рельсовые пути для перекатки крана укладывают прогоны из двутавровых балок.

Для монтируемого пролетного строения блоки подают на трайлерах или вагонетках по рельсовым путям, а в зимнее время — также и непосредственно по льду (при большой его толщине), усиленному лежневым настилом.

Схема и конструкции сборочных подмостей для монтажа железобетонных пролетных строений должна быть принята с учетом системы собираемой конструкции, размеров и массы блоков, а также кранового оборудования. Необходимо иметь в виду, что подмости, временные промежуточные опоры и их основания под действием веса собираемой конструкции и других монтажных нагрузок могут получить значительные деформации, иногда трудно определяемые заранее. Поэтому, назначая схему и конструкцию подмостей, полезно отдавать предпочтение статически определенным системам.

Подмости и промежуточные временные опоры, собираемые с широким использованием инвентарных конструкций, как правило, состоят из основания, обстройки основания (нижнего ростверка), башенной или рамной надстройки, верхнего ростверка, прогонов с настилом при сплошных подмостях или рабочих площадок на отдельных опорах.

22.5. Продольная и поперечная перекатка пролетных строений

Продольная перекатка железобетонных пролетных строений как самостоятельный способ установки их на опоры применяется при сооружении балочно-неразрезных пролетных строений больших пролетов. Продольную и поперечную перекатки (передвижки) применяют также в сочетании с последующей перевозкой по воде крупных блоков на плавучих опорах. В этом случае перекаточные пути и поддерживающие их устройства-пирсы располагают на берегу в местах сборки и погрузки укрупненных монтажных элементов пролетного строения на плавучие средства.

Перекатка (надвижка) может быть осуществлена как вдоль оси моста, так и параллельно ей с последующим перемещением конструкции в поперечном направлении.

При перекатке вдоль оси моста конструкцию собирают из монтажных блоков, доставленных с завода или полигона, на насыпи подхода по возможности в уровне, несколько превышающем их проектное положение на оси моста. Это исключает последующую сложную работу по подъему тяжелых конструкций. Небольшое превышение в уровне перекатки собранной конструкции над своим проектным положением необходимо как запас на обмятие и деформацию перекаточных устройств, а также на потерю высоты при снятии конструкций с перекаточных тележек и установке их на постоянные опоры. Запас обычно принимают в пределах 20—30 см.

Конструкции перекатывают на монтажных тележках (рис. 22.16, а) на перекаточных каретках с катками (рис. 22.16, б) или новым способом — скольжением по фторопласту. Монтажные тележки пригодны для перекатки при относительно небольшом весе

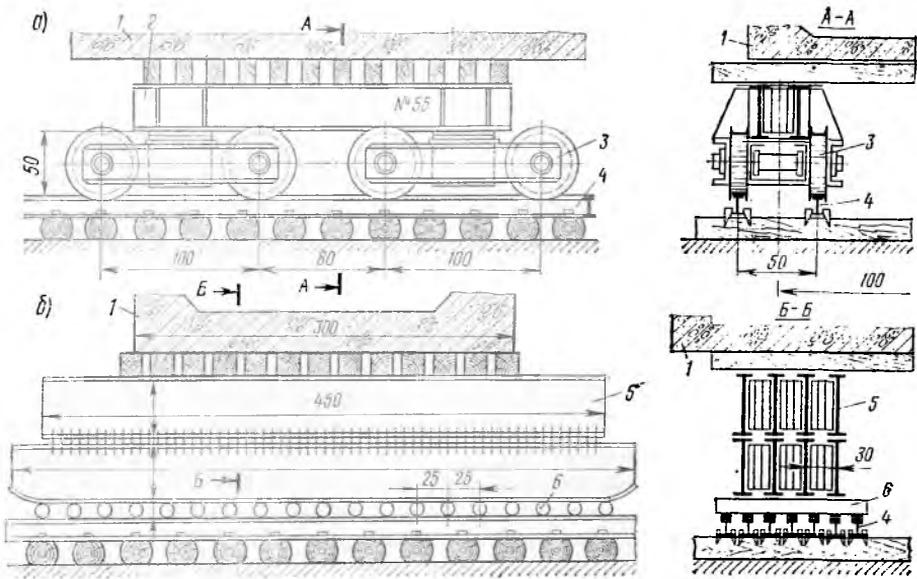


Рис. 22.16. Перекаточные приспособления:

1 — железобетонная конструкция; 2 — металлический пакет для распределения давления; 3 — монтажные тележки; 4 — рельсовый путь (пакет); 5 — перекаточная каретка; 6 — стальные катки

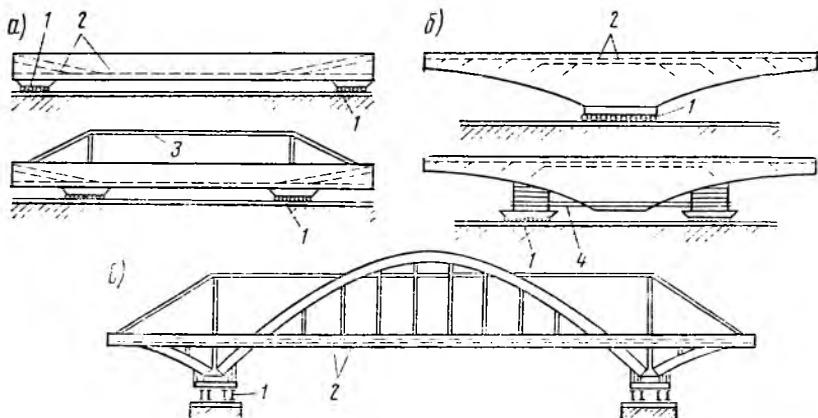


Рис. 22.17. Схема расположения перекаточных устройств для конструкций разных систем.

1 — перекаточное устройство; 2 — нагрузка конструкции; 3 — вертикальный шарнир; 4 — вилка-переносчик (затяжка)

конструкции. Нагрузку на одно колесо тележки принимают в пределах до 200 кН. Значительно больше нагрузки можно допускать при перекатках на стальных катках, объединенных в каретки. Катки размещают между нижними полками поясов балок каретки и пакетом рельсов. При недостаточно ровной нижней поверхности часто каретки устраивают на верхнем накаточном пути из рельсов.

Расположение перекаточных средств (карок, тележек) необходимо увязывать со статической схемой пролетного строения, особенно при перекатках предварительно напряженных конструкций, в которых возникают значительные напряжения. В необходимых случаях на время перекатки (перемещения) железобетонные конструкции усиливают временными напрягаемыми пучками или тросами, располагаемыми в виде шпренгелей или затяжек.

Например, при перекатке предварительно напряженной балки (рис. 22.17, а) с расположением тележек далеко от концов ее, необходимо вверху установить шпренгель для поддержания свисающих концов. В комбинированной системе при перекатке с каретками, установленными под основными опорными узлами, свисающие полуарочные консоли должны быть поддержаны верхним шпренгелем (рис. 22.17, в). При перекатке балок консольных конструкций, в которых напрягаемая арматура расположена вверху (рис. 22.17, б), перекаточные каретки следует расположить вблизи места постоянных опор; если же необходимо расположить их под консолями, требуется по низу балок поставить монтажную затяжку — шпренгель. При перекатке пролетного строения длиной 200 м моста-метро в Лужниках в Москве, собранного на берегу, массой до 5000 т под каждым опорным узлом было поставлено две каретки длиной по 20 м. Каретка состояла из четырех рядов двутавровых прокатных балок № 55, расположенных в три яруса.

Для перекатки тяжелых железобетонных конструкций применяют стальные отбоченные катки из ковальной стали Ст.5 диаметром 80—140 мм. Диаметр и число катков устанавливают расчетом в зависимости от числа мест пересечений катков с рельсами и допускаемой нагрузки на одно пересечение. На накаточных рельсовых путях катки располагают строго перпендикулярно к оси пути с расстоянием между ними в свету не менее 100 мм. Перекосы катков выправляют ударами кувалд.

Конструкция накаточных путей должна обеспечивать плавное движение пролетных строений. Число рельсов, а также поперечных брусьев или шпал определяют расчетом. Стыки рельсовых ниток располагают вразбежку, а рельсы в стыках соединяют плоскими накладками. В пределах берега перекаточные пути укладывают на грунт или отсыпанную насыпь. Основание под путь должно быть хорошо уплотнено. Поверх грунта или насыпи укладывают балластную подушку толщиной 30—40 см из гравия, крупного песка или щебня. Рельсы накаточного пути укладывают на шпалы или на поперечные брусья. При перекатке особо тяжелых конструкций поверх балластного слоя устраивают железобетонную подушку, а шпалы втапливают в бетон.

При недостаточно плотных грунтах, а также в пределах реки перекаточные пути устраивают по выкаточным пирсам обычно в виде свайного ростверка. При высоком уровне перекатки на ростверке сооружают эстакаду с мощными продольными несущими конструкциями. Нагрузки, передаваемые на пирсы от железобетонных конструкций бывают очень велики. Поэтому под пирсы забивают деревянные пакетные сваи, железобетонные оболочки или железобетонные сваи большой несущей способности. Ростверки устраивают железобетонными; толщину их определяют расчетом, она может достигать 60—80 см. Эстакадная часть пирсов в большинстве случаев представляет собой сквозную конструкцию из инвентарных элементов (рис. 22.18).

Стоимость пирсов очень высока ввиду большого расхода материалов и труда на их устройство. Она составляет примерно 20—40% от всех затрат на работы по монтажу. Для сокращения длины

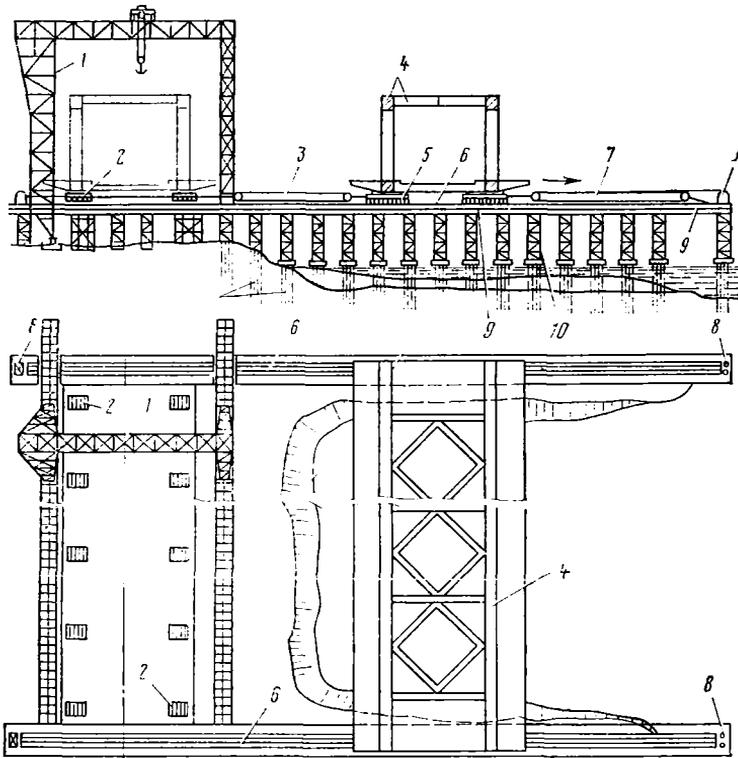


Рис. 22.18. Схема береговых устройств для сборки и поперечной перекатки пролетных строений по пирсам:

1 — сборочный козловой кран; 2 — клетки на сборочных подмостях; 3 — тормозной полиспаст; 4 — собранное пролетное строение в процессе перекатки; 5 — перекаточная каретка на катках; 6 — накаточные рельсовые пути; 7 — тяговый полиспаст; 8 — лебедки полиспастов; 9 — прогоны эстакады; 10 — башни эстакады-пирса; 11 — свайный ростверк; 12 — путь сборочного крана; 13 — углубление реки между пирсами (ковш)

пирсов возле берегов устраивают углубление дна реки, называемое ковшом, которое позволяет подводить плавучие средства к берегу, тем самым значительно сократить длину выкаточных пирсов. Размеры ковшей в плане назначают с учетом запаса на свободный ввод и вывод плавучей системы, а по глубине — с учетом возможного понижения уровня воды в реке в период перевозок. Использование имеющихся у водных организаций на больших реках землечерпательных снарядов позволяет сравнительно просто устраивать такие ковши.

Тяговое усилие для движения тележек или кареток по накаточным путям создают системой лебедок и полиспастов. Лебедки устанавливают на берегу в начале пирсов или на передних речных площадках пирсов. Неподвижный блок полиспастов закрепляют на переднем конце пирса, а подвижный — на накаточной каретке или тележке. Со стороны берега устраивают тормозные полиспасты с лебедками, удерживающие передвигаемую конструкцию от самопроизвольного движения.

Необходимое число катков, а также тяговые и тормозные усилия определяют расчетом.

22.6. Перевозка конструкций пролетных строений на плавучих опорах

Пролетные строения, собранные на берегу, перевозят и устанавливают на опоры моста с помощью плавучей системы, состоящей из плашкоутов (из понтонов или барж), оборудованных системой баллаستировки, лебедками, якорями и другими устройствами. С помощью плавучих средств перевозят железобетонные пролетные строения балочных, арочных и комбинированных систем, прибегая к этим способам, когда нельзя монтировать их навесным способом или невозможен монтаж в пролете на подмостях. К перевозке по воде прибегают также при необходимости ускорить постройку моста большой длины, для чего одновременно возводят опоры и собирают или бетонируют на берегу пролетные строения. В мостах с большим числом пролетов сборка в стороне с последующей доставкой пролетных строений на плаву может оказаться наиболее экономичным решением.

Монтаж пролетных строений больших пролетов с перевозкой конструкций на плавучих опорах состоит из следующих технологических операций: 1) подготовительные работы; 2) сборка либо бетонирование на берегу отдельных крупных блоков и целых пролетных строений; 3) перекатка собранной конструкции по пирсам к месту погрузки на плавучие опоры; 4) погрузка и перевозка конструкции по воде к месту установки на опоры моста.

В подготовительные работы входят: устройство подмостей для сборки и бетонирования пролетных строений, пирсов для выкатки их к месту погрузки на плавучие опоры, плавучих опор для перевозки монтируемых конструкций, а также устройство ков-

шей, подготовка буксиров, якорных устройств и других приспособлений. В период подготовительных работ составляют подробный план порядка и условий перевозки пролетных строений с учетом всех специфических местных особенностей, испытывают плавучие опоры и подготавливают на реке трассу для прохода плавучей системы. Подготовка трассы заключается в протравливании ее, ограждении вешками фарватера и при необходимости углубления дна. Минимальная глубина реки по всей трассе должна превышать максимальную осадку плавучих опор не менее чем на 0,4 м. Контур подводных выемок с проектной глубиной дна должен обеспечивать запас не менее 10 м от границы прохода плавучих средств.

Способ погрузки пролетных строений на плавучие опоры зависит от уровня перекатки собранной конструкции. Перекачивают конструкции как в низком уровне, так и высоком, но близком к проектному, т. е. на 0,2—0,5 м выше. В первом случае для погрузки конструкции на плавучие опоры устраивают подъемники, во втором случае верх сборочных подмостей и перекаточных пирсов располагают на необходимой высоте, снимая конструкции с пирсов непосредственно плавучими опорами без применения подъемников. Для этого опоры, состоящие из плашкоутов и закрепленных на них обстроек соответствующей высоты, подводят под пролетное строение, предварительно заполнив плашкоуты водным балластом, масса которого должна несколько превышать массу перевозимой конструкции. После удаления балласта осадка плашкоутов соответственно уменьшается и плавучие опоры, всплывая, поджимают снизу пролетное строение, тем самым снимая его с пирсов. Погруженное на плавсредства пролетное строение должно находиться в уровне, несколько превышающем проектное положение для того, чтобы обеспечить беспрепятственный ввод конструкции в пролет и точную ее установку на постоянные опоры.

Сравнительно легкие конструкции, масса которых не превосходит 400—500 т (обычно это железобетонные балки разрезных пролетных строений длиной 42—63 м), погружают подъемниками. Более тяжелые конструкции собирают в высоком уровне и снимают с пирсов с помощью плавучих опор.

Погрузку пролетного строения на плавучие опоры и последующее транспортирование плавучей системы по воде нужно выполнять при спокойной, безветренной погоде, преимущественно летом или осенью. Удобным временем суток для перевозки считается раннее утро. При незначительных морозах и тонком ледяном покрове возможно перевозить конструкции по воде, создавая однако предварительно свободный от льда канал для движения плавучей системы по всей трассе.

Плавучие опоры вводят в зону погрузки при помощи лебедок и якорей, которые в дальнейшем используют и для вывода системы плавучих опор с закрепленными на них пролетным строением на свободный от пирсов участок реки.

Транспортируют систему по реке буксирами. Для этой цели обычно применяют два буксира — основной и вспомогательный.

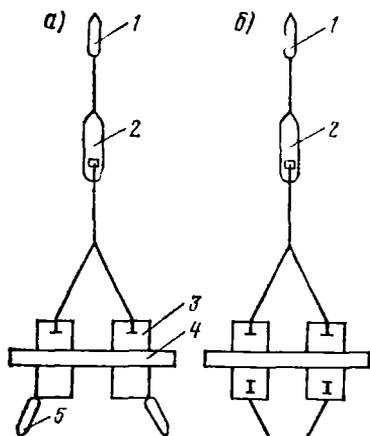


Рис. 22.19. Схема транспортирования плавучей системы буксирами:

1 — вспомогательный буксир; 2 — главный буксир; 3 — плавучая система; 4 — перевозимая конструкция; 5 — кормовые пеленажные катера; 6 — кормовой буксир

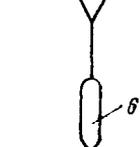
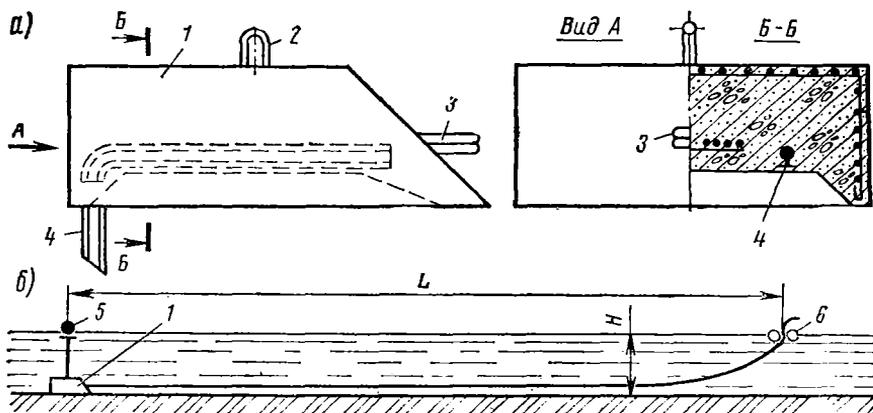


Рис. 22.20. Железобетонный якорь-присос и схема его установки:

1 — якорь; 2 — строповочная петля; 3 — рыв; 4 — шпора из рельса; 5 — поплавок; 6 — буй



На больших реках, а также при скорости течения воды более 1 м/с дополнительно применяют пеленажные катера (рис. 22.19, а), при меньших скоростях вместо пеленажных катеров можно иметь один кормовой буксир (рис. 22.19, б).

Способ перемещения плавучей системы по воде выбирают в зависимости от ширины реки, интенсивности судоходства на ней, а также расстояния перевоза от места погрузки до места установки пролетного строения. Обычно для транспортирования применяют мощные буксиры, арендуемые на короткие сроки у организаций речного флота.

Подведенное близко к постоянным опорам по воде пролетное строение вводят на проектное место с установкой по оси моста

обычно не усилием буксиров, а лебедками, установленными на плавучей системе. Пеленажные тросы закрепляют как за якоря, опускаемые на дно выше и ниже оси моста по течению реки, так и за капитальные опоры моста. Для закрепления и перемещения плавучих систем применяют якоря различного вида: адмиралтейские металлические массой от 0,5 до 3 т и железобетонные якоря-присосы массой 5—15 т. Железобетонный якорь (рис. 22.20, а) под влиянием натяжения зарывается в песчаное дно и хорошо удерживает плавучую систему. Схема установки такого якоря показана на рис. 22.20, б. Длину каната L принимают равной примерно $10 \div 15H$. Опускают пролетное строение на постоянные опоры загрузкой водным балластом плашкоутов плавучей системы.

Схема транспортирования с указанием положения якорей и лебедок, с уточнением размеров и числом тросов должна быть заранее разработана и входить в состав проекта производства работ. Усилия в тяговых и удерживающих тросах определяют по нагрузкам от воздействия ветра и давления воды на плавучую систему.

Перевозить на плавучих опорах можно железобетонные пролетные строения большинства систем, но при соблюдении определенных правил перекатки их по пирсам, погрузки и установки на плавучие опоры. Основное при этом — учет напряженного состояния железобетонных элементов и наименьшее изменение их статических схем.

Балочно-разрезные пролетные строения, например, можно перевозить по воде отдельными балками-блоками или полностью собранными пролетными строениями. Предварительно напряженные балки нужно опирать на плавучие опоры возможно ближе к концам. Расстояние от конца должно быть таким, чтобы в бетоне верхнего пояса балки не возникло недопустимого растяжения от веса свисающих консолей (рис. 22.21). Вместе с тем смещение места опирания к концу балки будет затруднять проход плашкоутов в отверстие между боковыми гранями фундаментов постоянных опор моста. Для предохранения части балок от дополнительного растяжения в необходимых случаях поверху можно поставить монтажный шпренгель из стальных тросов или напрягаемых пучков (см. рис. 22.17).

При перевозке на плавучих опорах консольных пролетных строений сплошной и сквозной конструкции, учитывая наличие в таких системах растянутого верхнего пояса, места опирания назначают возможно ближе к середине, т. е. к оси постоянной опоры моста. Однако это может осложнить наводку плавучей системы. С целью облегчения такой операции обычно применяют два плашкоута (рис. 22.22), расставляя их так, чтобы свободное водное пространство между ними было достаточным для ввода плавучей системы в линию моста.

Безопасность перевозки тяжелых конструкций на плавучих опорах в большей степени зависит от состояния погоды. Поэтому строительная организация должна иметь постоянную надежную связь с гидрометеослужбой для получения прогнозов погоды,

сведений о колебаниях уровня воды в реке, а также штормовых предупреждений. Не следует начинать работы при ветре более 2 баллов, а начаты в более тихую погоду работы при силе ветра свыше 4—5 баллов должны быть прекращены и вся плавучая система надежно закреплена на якорях. На судоходных реках место работы должно быть ограждено сигналами, число и тип которых согласовывают с местными организациями речного флота.

Для устройства плавучих опор весьма удобны и широко применяются плашкоуты, собранные из универсальных понтонов типа КС. Деревянные или металлические баржи экономически нецелесообразны для применения из-за необходимости сложного и дорогого их усиления и высокой стоимости аренды у организаций речного флота. Размеры плавучих средств должны обеспечивать достаточную грузоподъемность и устойчивость.

Возникающие под действием вертикальных нагрузок и ветра осадка плашкоутов или барж, их крен (поперечное наклонение) и дифферент (продольное наклонение) должны быть в таких пределах, чтобы надводный «сухой» борт был не менее 20 см для плашкоутов и барж с закрытой (водонепроницаемой) палубой и 50 см судов с открытой палубой.

При выборе поперечных размеров плашкоутов и барж нужно предусматривать зазоры между бортами плавсредств и стационарными конструкциями (опорами, пирсами). Эти зазоры должны быть не менее 0,5 м при выводе плавучей системы от пирсов на свободную воду и 0,8 м при вводе в пространство между опорами моста. При этом следует заранее проверить, чтобы не было остатков временных сооружений, шпунтовых ограждений, каркасов и других элементов, которые могут усложнить ввод грузовой системы. Обнаруженные препятствия должны быть заранее удалены.

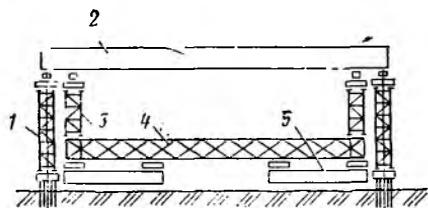
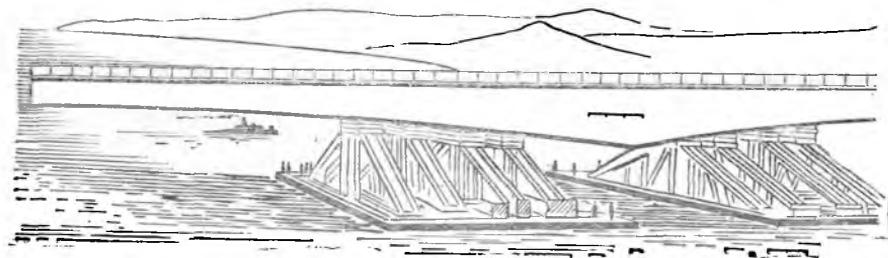


Рис. 22.21. Схема погрузки на плавучие опоры железобетонной балки: 1 — пирс; 2 — пролетное стропило; 3 — надстройка; 4 — распределительная ферма; 5 — плашкоут

Рис. 22.22. Блок-секция массой 3500 т, транспортируемая на двух плавучих опорах



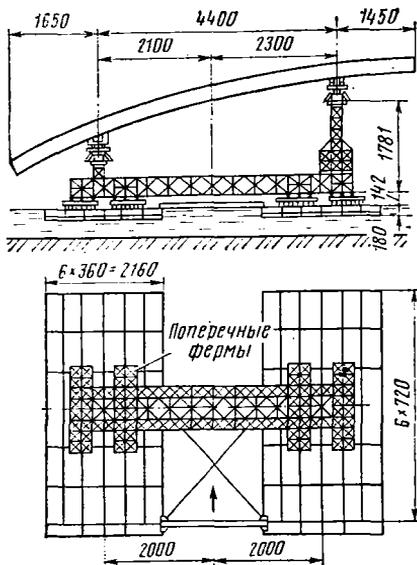


Рис. 22.23. Схема размещения полу- свода массой 1500 т на плавучей опоре

укладкой на палубе распределительного ростверка из прокатных балок.

При перевозке тяжелых блоков массой до 4800 т балочно-неразрезных пролетных строений железобетонного моста через р. Неву каждая плавучая опора состояла из 90 понтонов КС (см. рис. 22.23) с надстройкой из железобетонных оболочек диаметром 160 см и наклонных стальных подкосов. Оболочки и подкосы сверху были объединены железобетонной плитой, на которой располагались деревянные и металлические клетки. Понизу под дном плашкоутов были поставлены затяжки в виде пучков из проволок, что позволило создать необходимое предварительное обжатие нижней части плавучей опоры.

Эти конструктивные решения существенно уменьшили потребность в металле для надстроек плавучих опор.

Для подъема и опускания плавучей системы применяют водный балласт, универсальные понтоны КС в плашкоутах служат балластными резервуарами. Балласт набирают перед снятием пролетных строений с пирсов и перед погрузкой их на плавучие опоры. Забалластированные плавучие опоры подводят под пролетные строения и после подклинивания опорных клеток удаляют из резервуаров водный балласт, заставляя плавучую опору поднять перевозимую конструкцию. После перемещения плавучей системы в пролет моста балласт снова набирают, благодаря чему пролетное строение опускается на капитальные опоры, а плавучие опоры освобождаются.

Обстройка плавучих опор состоит из нижнего жесткого ростверка и надстройки в виде продольно распределительных конструкций, обеспечивающих равномерную нагрузку по длине плашкоута. Для надстройки обычно используют металлические подмости с верхними опорными клетками, на которые опирают перевозимую конструкцию.

Плашкоуты, собираемые из универсальных металлических понтонов типа КС, не требуют особого усиления, так как имеется возможность передавать непосредственно на понтоны, особенно если устанавливать понтоны широкой их стороной вертикально. Это позволяет обойтись небольшим усилением или совсем отказаться от устройства продольных ферм, ограничиваясь

Наполняют и удаляют водный балласт плавучих средств с помощью большого числа насосов со значительной затратой времени. Герметично закрытая конструкция понтонов позволяет создавать водное балластирование плавучих опор более просто — с помощью сжатого воздуха. При подаче воздуха через штуцера, вставленные в специальные отверстия на палубе, вода из замкнутого пространства внутри понтона избыточным давлением воздуха отжимается и уходит в открытые для этой цели два отверстия диаметром по 80 мм в днище понтона. Наоборот, при понижении давления воздуха в понтоне вода постепенно заполняет понтон через эти отверстия. В систему балластировки входит компрессор, воздухоотборник и трубопроводы к понтонам. С помощью компрессора с воздухоотборником и системой воздухопроводных труб с вентилями можно значительно ускорить и упростить водную балластировку плавучей системы. Для балластировки через открытые отверстия в днище используют не более двух третей понтонов, оставляя остальные в качестве резерва на обеспечение незатопляемости всей системы.

Для точной установки в плане, раскрепления и перемещения плавучей системы на небольшие расстояния ее оборудуют лебедками, а также блоками и киповыми планками, предназначенными для отвода канатов в нужном направлении. Лебедки применяют ручные или приводные с дублирующим ручным приводом грузоподъемностью 5—8 т со скоростью намотки до 2 м/мин. Для зачалки буксирных канатов плавучие опоры снабжают упряжными приборами, а для предотвращения сноса ветром при перемещении буксирами — аварийными якорями, обычно адмиралтейскими.

Глава 23. РАСЧЕТ ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ И УСТРОЙСТВ ДЛЯ МОНТАЖА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ

23.1. Выбор параметров стреловых полноповоротных кранов для установки балок

Требуемую грузоподъемность полноповоротного крана определяют в зависимости от массы устанавливаемых балок и геометрических соотношений, обуславливающих вылеты и длину стрелы.

При установке балок сбоку наиболее рациональная работа крана на минимальном вылете. Возможность такой работы, связанная с габаритной шириной балки, определяется условием:

$$c = (h_3 + h_4) \operatorname{tg} \alpha - 0,5 (B + b) \geq [c],$$

где c — зазор в свету между балкой и стрелой крана;
 h_3 — высота строповочных устройств для подъема балки;
 h_4 — расстояние от центра неподвижного блока грузового полиспаста крана до его крюка (минимальное значение $h_{4\min}$ зависит от конструкции крана и находится в пределах 2—5 м, увеличиваясь с возрастанием грузоподъемности крана);

[с] — минимально необходимый по условиям техники безопасности зазор, равный 0,2 м.

Остальные обозначения см. на рис. 23.1.

Высота строповки h_3 зависит от типа строповочных устройств, принимаемых в виде гибких стропов или траверс (см. рис. 23.1).

Если условие $c \geq [с]$ при работе крана на минимальном вылете не соблюдается, то увеличивают вылет, увеличивая тем самым расстояние c , или удлиняют стрелу и расстояние h_4 . Длина стрелы

$$l = \sqrt{(H + a + h_3 + h_4 - h_1)^2 + L^2},$$

где h_1 — высота от подкранового пути до оси шарнира стрелы, равная для большинства кранов примерно 2 м.

Пользуясь графиками грузоподъемности $P = f(L)$, подбирают кран, удовлетворяющий по своим параметрам (грузоподъемности на данном вылете при данной длине стрелы) условиям установки балок. Поскольку балки устанавливают с поворотом стрелы без перемещения крана, то он работает на аутригерах, что надо учитывать при выборе грузоподъемности.

Применимость крана проверяют, определяя зазор d между гранью капитальной опоры моста и траекторной движения наиболее удаленной от оси вращения точки поворотной части крана. По условиям техники безопасности это расстояние должно быть не меньше 0,5 м.

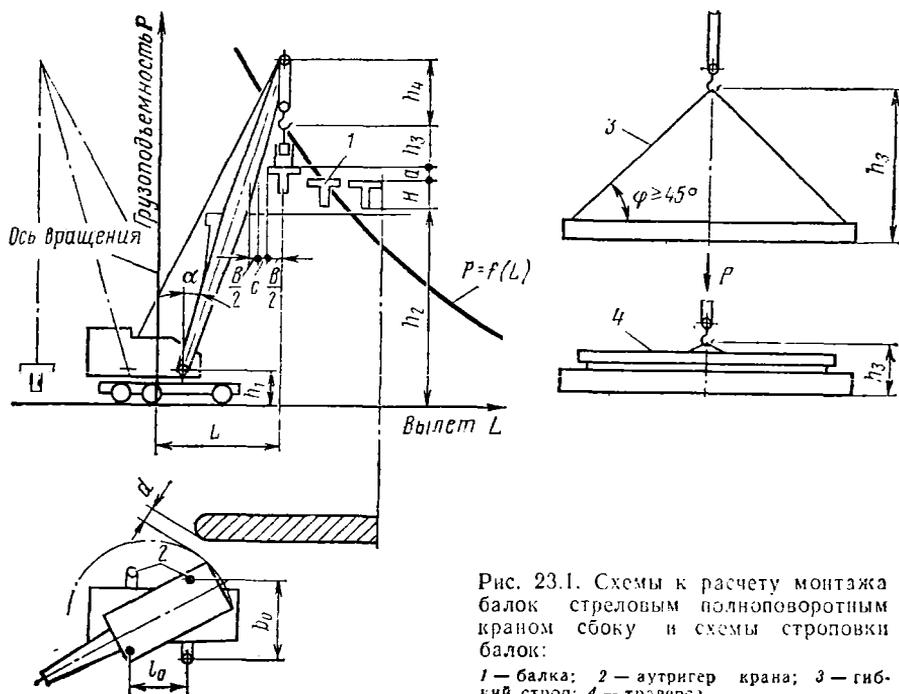


Рис. 23.1. Схемы к расчету монтажа балок стреловым полностью поворотным краном сбоку и схемы строповки балок:

1 — балка; 2 — аутригер крана; 3 — гибкий строп; 4 — траверса

При установке балок перед собой кран работает на повышенных вылетах, зависящих от полной длины устанавливаемой балки l_n и расстояния Γ между осями крайних балок (рис. 23.2):

$$L = \sqrt{(l_1 + c_1 + \Delta + l_n/2)^2 + (\Gamma/2)^2},$$

где l_1 — расстояние от оси вращения крана до его передней оси;

c_1 — наименьшее по условиям техники безопасности расстояние от передней оси крана до конца пролетного строения, равное 1 м;

Δ — проектный зазор между торцами балок в смежных пролетах.

По полученному вылету L , пользуясь графиками грузоподъемности, подбирают кран для установки балок. В случае установки перед собой достаточно, как правило, стрела наименьшей длины; поэтому решающим для выбора крана является график его грузоподъемности, соответствующий работе крана на аутригерах.

При установке балок перед собой выполняют проверочные расчеты пролетных строений на давления, передаваемые опорными конструкциями (аутригерами, колесами или гусеницами) крана. На эти же давления рассчитывают конструкции подкрановых эстакад (подмостей) для установки балок сбоку. Давления определяют, рассматривая такое положение крана, при котором ось его поворотной части и ось стрелы составляют угол β с продольной осью платформы (см. рис. 23.2).

Для удобства расчета вес стрелы делят пополам. Вес одной половины прикладывают в нижнем шарнире стрелы, а вес другой — в ее оголовке по оси неподвижного блока грузового полиспаста. При изменении вылета стрелы изменяется положение относительно оси вращения крана только второй половины веса, в то время как первая по отношению к этой оси своего положения не меняет.

Нагрузки от веса элементов поворотной части крана приводят к вертикальной силе N , действующей вдоль оси вращения:

$$N = G_1 + G_2 + P.$$

Момент вертикальных сил относительно центра вращения

$$M = G_1 e - (G_2 + P) L,$$

Здесь G_1 — вес поворотной части крана, включая половину веса стрелы;

e — расстояние от центра тяжести поворотной части до оси вращения крана;

G_2 — вес грузового полиспаста и второй половины веса стрелы.

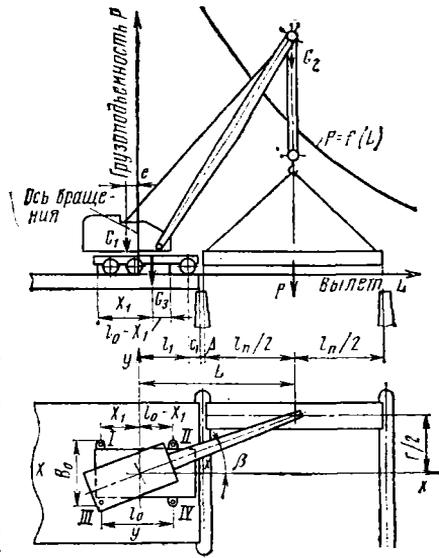


Рис. 23.2. Схема к расчету установки балок стреловым полноповоротным краном перед собой

Момент M можно разложить на составляющие M_x в плоскости продольной оси крана $x-x$ и M_y в плоскости поперечной оси крана $y-y$:

$$M_x = M \cos \beta; \quad M_y = M \sin \beta.$$

Усилия N , M_x и M_y , а также вес шасси (неповоротной части) G_3 уравниваются опорными реакциями R_i аутригеров, представляющими искомые давления на поддерживающие кран конструкции от действия основных сил:

$$\begin{aligned} R_I &= \frac{N}{2} \frac{l_0 - x}{l_0} + \frac{G_3}{2} \frac{l_0 - x_1}{l_0} - \frac{2M_x + N(2x - l_0)}{2} \cdot \frac{1}{2l_0} + \frac{M_y}{B_0} \frac{l_0 - x}{l_0}; \\ R_{II} &= \frac{N}{2} \frac{x}{l_0} + \frac{G_3}{2} \frac{x_1}{l_0} + \frac{2M_x + N(2x + l_0)}{2} \frac{1}{2l_0} + \frac{M_y}{B_0} \cdot \frac{x}{l_0}; \\ R_{III} &= \frac{N}{2} \frac{l_0 - x}{l_0} + \frac{G_3}{2} \frac{l_0 - x_1}{l_0} - \frac{2M_x + N(2x - l_0)}{2} \frac{1}{2l_0} - \frac{M_y}{B_0} \cdot \frac{l_0 - x}{l_0}; \\ R_{IV} &= \frac{N}{2} \cdot \frac{x}{l_0} + \frac{G_3}{2} \cdot \frac{x_1}{l_0} + \frac{2M_x + N(2x - l_0)}{2} \cdot \frac{1}{2l_0} - \frac{M_y}{B_0} \frac{x}{l_0}, \end{aligned}$$

где x и $(l_0 - x)$ — расстояния от аутригеров до оси вращения крана;
 x_1 и $(l_0 - x_1)$ — расстояния от аутригеров до центра тяжести шасси (см. рис. 23.2).

В выражениях для R_i знаки перед членами, содержащими M_x и M_y , соответствуют положению поворотной части, показанному на рис. 23.2.

Наибольшему давлению R_i на аутригер соответствует значение угла поворота β , определяемое условием $\frac{dR_i}{d\beta} = 0$. Например, для опорной точки I (см. рис. 23.2)

$$\frac{dR_I}{d\beta} = \frac{M \sin \beta}{2l_0} + \frac{M \cos \beta (l_0 - x)}{B_0 l_0}.$$

$$\text{Отсюда } \beta = \arctg \frac{2l_0(l_0 - x)}{B_0 l_0}$$

Так же определяют β , соответствующие максимуму нагрузок на другие аутригеры.

Некоторая перегрузка опорных точек возникает в результате действия сил инерции во время останова механизма вращения крана. Прикладываемые к оголовку стрелы (к оси неподвижного блока грузового полиспаста) силы инерции (в килоньютонках)

$$T_1 = \frac{\pi n L P}{12 [1 + 0,4(L - 5)]},$$

где n — скорость вращения поворотной части крана, об/мин.

Равнодействующая W_1 нагрузки поперечного ветра на кран и груз передается на поддерживающие конструкции в виде горизонтальной силы W_1 и момента M_{wy} , действующего в вертикальной плоскости, параллельной оси $y-y$, т. е.

$$M_{wy} = W_1 l_1.$$

Подобно этому суммарная нагрузка W_2 продольного ветра на груз и кран приводится к действующей в плоскости основания силе W_2 и моменту M_{Wx} в плоскости, параллельной оси $x-x$:

$$M_{Wx} = W_2 h_2.$$

Здесь h_1, h_2 — расстояние соответственно от линии действия сил W_1 и W_2 до плоскости опирания аутригеров.

Дополнительные давления R_{iw} на опорные точки от ветра определяют по моментам M_{Wx} и M_{Wy} аналогично тому, как и для моментов M_x и M_y .

При работе гусеничных кранов, которые не имеют аутригеров, опорные давления передаются через гусеницы в виде распределенной нагрузки (рис. 23.3). Ординаты эпюр давлений могут быть определены по методу внецентренного сжатия. Крайние ординаты

$$p_i = \frac{N}{2l_0} \pm \frac{3M_x}{l_0^2} \pm \frac{M_y}{B_0 l_0},$$

где l_0 — длина опорной площадки гусеницы;

B_0 — расстояние между осями гусениц.

Индекс i имеет значения 1, 2, 3 и 4. Знаки перед членами формулы для p_i устанавливаются в зависимости от рассматриваемого положения поворотной части крана.

Поступая подобно предыдущему, находят значение угла β , соответствующее наибольшему краевому давлению гусеницы:

$$\beta = \arctg \frac{l_0}{3B_0}.$$

По известным нагрузкам, передаваемым опорными конструкциями кранов, проверяют несущую способность железобетонных пролетных строений, на которых установлены краны. Проверку выполняют подобно расчету на эксплуатационные нагрузки. Данные о значениях опорных усилий используют также при расчете подкрановых эстакад и определении возможности работы крана на площадке с грунтами, обладающими теми или иными физико-механическими свойствами.

23.2. Расчет строповки железобетонных балок

Строповочные устройства (стропы и траверсы) рассчитывают на усилия от их собственного веса и веса поднимаемой балки. К весу поднимаемой балки и траверсы, помимо коэффициентов перегрузки n , вводят также и динамический коэффициент $1 + \mu = 1,1$. Кроме того, учитывают горизонтальные ветровые нагрузки.

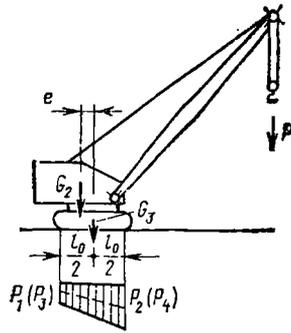


Рис. 23.3. Схема к расчету давлений гусеничного крана

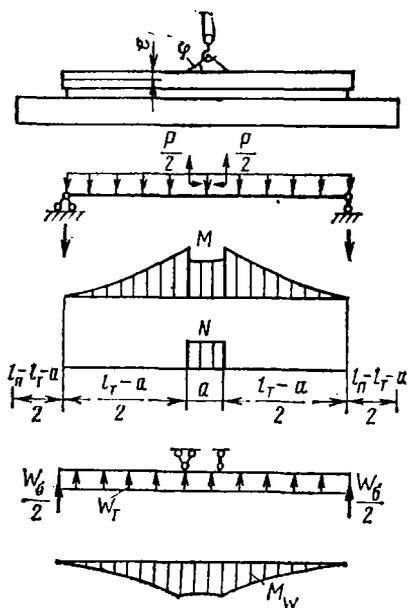


Рис. 23.4. Схема приложения горизонтальных нагрузок к траверсе и эпюры усилий M , N и M_w .

При проверке железобетонных балок на действие монтажных (строповочных) нагрузок учитывают их собственный вес с коэффициентами n и $1+\mu$, передаваемые на балку усилия в стропях, а также поперечное давление ветра.

В случае использования гибких стропов составляющие их стальные канаты рассчитывают по выражениям:

$$\frac{R_k}{S} \geq k; \quad S = Pn(1+\mu) \frac{\cos \varphi}{n_c},$$

где R_k — разрывное усилие, принимаемое по данным ГОСТа на канаты;

S — усилие в канате;

k — коэффициент запаса (для стропов $k=6$);

φ — угол наклона стропы к горизонту;

n_c — число ветвей каната.

Траверсы рассчитывают на совместное действие сжатия и изгиба в вертикальной и горизонтальной плоскостях. Конструкции их проверяют на прочность и устойчивость плоской формы изгиба.

Совместное действие изгибающего момента M по всей ее длине и сжатия от продольных сил N рассматривают на участке a между точками закрепления наклонных стропов (рис. 23.4). Условие прочности в месте наибольшего изгибающего момента на границе участка a — $M/W_{нт} \leq R_u$; в пределах участка $N/F_{нт} + M/W_{нт} \leq R$.

Здесь $R=R_0$ при $N/F_{нт} \geq M/W_{нт}$ и $R_u=R_n$ при $N/F_{нт} < M/W_{нт}$.

Проверку устойчивости плоской формы изгиба балки можно заменить проверкой устойчивости ее нижнего сжатого пояса, рассматриваемого при этом как стержень длиной l_T с шарнирными закреплениями по концам. Сжимающее усилие в поясе траверсы

$$N_T = M/h_0,$$

где M — наибольший изгибающий момент в траверсе;
 h_0 — расстояние между центрами тяжести поясов.

Горизонтальные нагрузки на траверсу, вызванные давлением ветра (см. рис. 23.4)

сосредоточенные $W_0 = \Omega_0 \omega_0$;

равномерно распределенная $w_T = h_T \omega_0$;

где Ω_0 — площадь по контуру поднимаемой балки;

ω_0 — расчетная интенсивность давления ветра, принимаемая в данном случае равной 250 Па;

h_T — высота траверсы.

Поднимаемые краном железобетонные балки проверяют на строповочные нагрузки с учетом принятой схемы строповки (см. рис. 23.1) и длины консольных свесов балок (см. рис. 23.4), равных $0,5 (l_n - l_T - a)$.

При строповке без траверсы балку проверяют на действие продольных сжимающих сил $N = 0,5 P \cos \varphi$ и создаваемых ими изгибающих моментов $M = Ne$, где e — эксцентриситет силы относительно центра тяжести сечения балки. Усилия N и M суммируют с усилиями от собственного веса балки, а в конструкциях из предварительно напряженного железобетона — и с усилием натяжения напрягаемой арматуры.

Увеличение консольных свесов облегчает условия строповки балок и уменьшает усилия в траверсе, но приводит к возрастанию отрицательных изгибающих моментов в балке и возникновению растягивающих напряжений в ее верхней зоне, что может оказаться весьма опасным, в особенности для предварительно напряженных балок. При расчете на строповочные нагрузки усилия в балке от действия собственного веса определяют в соответствии с принятым расположением мест подвешивания.

23.3. Расчет подкрановых эстакад для козловых кранов

Нагрузки на подкрановые эстакады (подмости) слагаются из их собственного веса и нагрузки от крана, а также от давления ветра (поперечного и продольного) на эстакаду, краны и груз. Нагрузки от козловых кранов, передаваемые через их ходовые колеса, состоят из собственного веса крана и веса перемещаемого груза, а также сил инерции, возникающих при пуске или остановке крана и его грузовой тележки. Учитывают, кроме того, нагрузку от перекоса и заклинки ног крана.

Собственный вес крана, кроме веса грузовой тележки, считают распределенным между ходовыми тележками с учетом разницы в весах жесткой и гибкой ног. При отсутствии соответствующих данных можно считать, что 55 % веса крана передается через жесткую и 45 % через гибкую ноги. Вес грузовой тележки и груза распределяют между ногами по закону рычага. Для получения максимального давления на эстакаду тележку с грузом устанавливают в крайнее положение у жесткой ноги. Вес груза со строповочными устройствами принимают с динамическим коэффициентом $1 + \mu = 1,1$. Силы инерции

$$H_i = k_i M_i a_i = k_i a_i G_i / g,$$

где k_i — поправочный коэффициент;
 M_i — масса движущихся тел;
 a_i — ускорение или замедление движения;
 G_i — собственный вес движущихся тел;
 g — ускорение земного тяготения.

Коэффициент k_i назначают в зависимости от конструктивных особенностей, влияющих на силы инерции, и принимают равным при определении:

- | | |
|---|------|
| 1) сил инерции H_i от пуска и остановки крана (силы инерции груза $H_{гр}$, грузовой тележки $H_{тел}$ и конструкция крана $H_{кр}$): | |
| для элементов крана и грузовой тележки | 1,65 |
| » груза, строповочных устройств, подвижного блока и канатов грузового полиспаста | 2,0 |
| 2) сил инерции H_i от пуска и остановки грузовой тележки ($H_{гр}$, $H_{тел}$): | |
| для грузовой тележки | 1,0 |
| » груза, строповочных устройств, подвижного блока и канатов грузового полиспаста | 2,0 |

Значения a_i применительно к различным типам механизмов перемещения принимают равными (в метрах на секунду в квадрате):

- | | |
|---|------|
| При механизмах перемещения с канатной тягой | 0,3 |
| » самоходных тележках с отношением числа тормозных колес к общему числу колес 1:2 | 0,3 |
| То же 1:3 | 0,24 |
| » 1:4 | 0,18 |

Разница в значениях числа a_i соответствует различному и зависящему от числа тормозных колес эффекту торможения. Инерцию груза при пуске механизма подъема крана, смягчаемую за счет податливости канатов грузового полиспаста, при расчете эстакады можно не учитывать. Горизонтальные инерционные воздействия от груза, а также давление ветра на груз считают приложенными в центре закрепления неподвижного блока грузового полиспаста на грузовой тележке, а точки приложения инерционных воздействий от отдельных элементов крана — совмещенными с центрами тяжести этих элементов. При приближенном определении силы инерции, вызванные торможением крана и направленные вдоль подкранового пути, принимают равными 0,08 от веса элементов крана и груза, а силы инерции, вызванные торможением грузовой тележки, равными 0,05 от веса тележки и груза.

Образующиеся в результате деформации от забега ног крана (рис. 23.5, а) реактивные силы стремятся вернуть кран в недеформированное состояние, чему препятствуют силы сопротивления перемещению его ходовых тележек. По мере возрастания деформаций крана возрастает и нагрузка T_3 , которые, однако, не могут превысить сил сопротивления перемещению. Поэтому за наибольшее значение T_3 принимают наименьшее значение силы сопротивления. Сопротивление перемещению создается трением в ходовых частях и уклоном подкрановых путей. Сопротивление от трения

$$R_T = N_H \frac{1}{r_K} (kf_2 + f_1 r_0).$$

Сопротивление перемещению от уклона подкранового пути $R_i = N_H i$. Таким образом,

$$T_3 = R_1 + R_i.$$

Здесь N_H — вертикальная нагрузка на ходовые части от веса крана и груза;
 r_k — радиус колеса ходовой части, см;
 k — коэффициент, учитывающий неровности пути и равный 1,5;
 l_2 — коэффициент трения качения колеса по рельсам, равный 0,05—0,07 см;
 f_1 — коэффициент трения в подшипниках колеса, равный 0,1 при подшипниках скольжения и 0,02 при подшипниках качения;
 r_0 — радиус оси колеса, см;
 i — уклон, принимаемый равным 0,002.

Наибольшей величине T_3 соответствует такое положение грузовой тележки на ригеле крана, при котором суммарные усилия N_H на каждую его ногу равны между собой. Силу T_3 считают приложенной в уровне головки рельса и направленной вдоль подкранового пути.

Причина возникновения продольных горизонтальных нагрузок T_n при перекосе ног крана (рис. 23.5, б) — заклинивание ходовых частей одной из ног на рельсе подкранового пути. Возможность такого заклинивания связана с применением двухребордных колес для ходовых частей кранов. При заклинивании одной из ног другая нога продолжает перемещаться, увеличивая перекос до тех пор, пока не будет исчерпана мощность электродвигателей ходовых частей перемещающейся ноги.

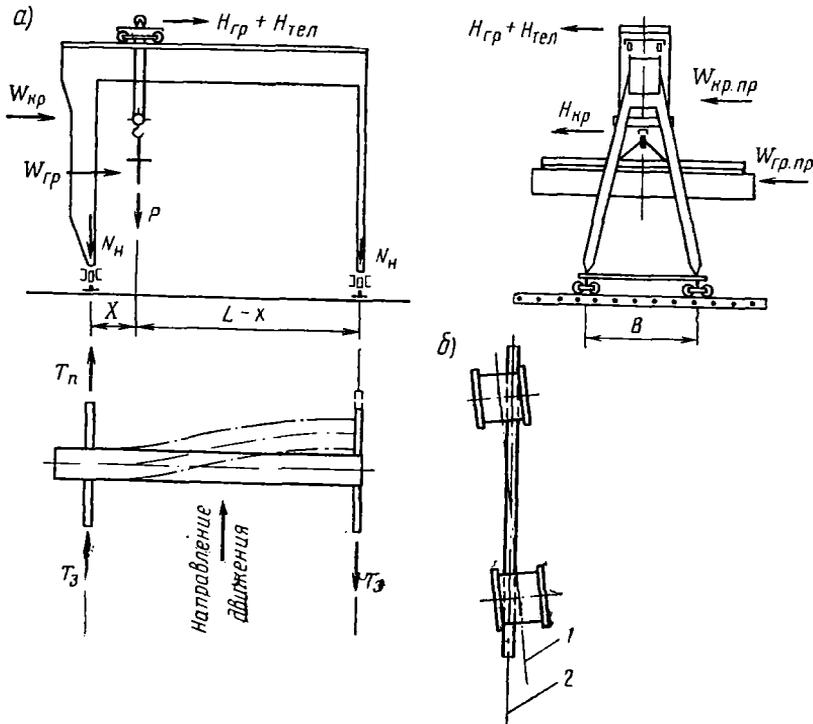


Рис. 23.5. Схема деформаций козлового крана:

1 — ось ходовой тележки; 2 — ось рельса

Силу T_n , передающуюся через колеса заклинившейся ноги и направленную вдоль подкранового пути в уровне головки рельса, определяют в зависимости от мощности электродвигателей ходовой части:

$$T_n = \rho_0 \frac{60}{v} \alpha N_{эл} \beta - (R_T - R_i),$$

где ρ_0 — переходный коэффициент равный 102;
 v — скорость передвижения, м/мин;
 α — коэффициент использования мощности, равный 0,9;
 $N_{эл}$ — номинальная мощность электродвигателей, кВт;
 β — коэффициент перегрузки, равный 2,25.

Второй член формулы для T_n вводят в связи с тем, что сопротивления от трения R_T уменьшают, а воздействие уклона R_i увеличивает долю силы тока, передающуюся на заклинившуюся ногу. Вместе с тем первый член формулы для T_n , определяющий силу тяги, не может быть больше силы трения между ведущими колесами ходовой тележки и рельсом, т. е. той силы, по достижении которой колеса начинают пробуксовывать. Поэтому вводится второе условие:

$$T_n = f_3 N_v,$$

где $f_3 = 0,12$ — коэффициент трения скольжения между колесами и рельсом;
 N_v — вертикальная нагрузка на ведущие колеса.

Наихудший случай будет при наибольшем значении N_v , что соответствует положению грузовой тележки и груза у перемещающейся ноги. Применительно к этому положению нужно определять также и сопротивления R_T и R_i . При расчете принимают меньшее из значений T_n , полученное по двум указанным зависимостям. При приближенном определении продольной нагрузки от перекоса и заклинки принимают, что эта нагрузка равна 0,12 от вертикальной на одну из ног крана. Нагрузку от перекоса и заклинки совместно с инерционными и ветровыми не учитывают.

Все действующие на кран вертикальные нагрузки передаются через колеса его ходовых тележек в виде системы вертикальных сил N_k , а горизонтальные нагрузки — в виде системы вертикальных и горизонтальных сил. Вертикальные $N_{ик}$, вызванные горизонтальными нагрузками, при поперечных нагрузках

$$N_{ик} = \mp \frac{\sum (H_i h_i + W_i h_i)}{L n_k},$$

а при продольных

$$N_{ик} = - \frac{\sum (H_i h_i x_i / L + W_i n_p h_i x_i / L)}{0,5 B n_k}$$

или

$$N_{ик} = \pm \frac{\sum \{H_i h_i (L - x_i) / L + W_i n_p h_i (L - x_i) / L\}}{0,5 B n_k}$$

где h_i — плечо действия нагрузки относительно головки рельса подкранового пути;
 n_k — число колес под ногой крана;

L, B — пролет и база крана;
 x_i/L — коэффициенты распределения продольных нагрузок между жесткой и гибкой погами крана.

Передающиеся через колесо горизонтальные нагрузки:
 при поперечных нагрузках

$$T_{\text{к}} = \frac{1}{n_{\text{к}}} \Sigma (H_i + W_i);$$

при продольных нагрузках

$$T_{\text{к}} = \frac{1}{n_{\text{к}}} \Sigma \left(H_i \frac{x_i}{L} + W_i \text{ пр } \frac{x_i}{L} \right)$$

или

$$T_{\text{к}} = \frac{1}{n_{\text{к}}} \Sigma \left(H_i \frac{L-x_i}{L} + W_i \text{ пр } \frac{L-x_i}{L} \right).$$

Для стационарного участка эстакады с металлическими прогонами из двутавровых балок и деревянными свайными опорами (рис. 23.6) прогоны представляют систему разрезных балок, соединенных по концам связями, передающими продольную горизонтальную силу. Сечение прогонов, а при применении УИКМ — число балок подбирают по изгибающему моменту от собственного веса прогонов и вертикальных усилий от колес крана ($N_{\text{к}}$ и $N_{\text{кк}}$), установленных при загрузении линии влияния в наиболее невыгодное положение. Кроме того, в расчетах прогонов эстакады под жесткую ногу рассматривают совместное действие вертикальных и горизонтальных нагрузок, вызывающих изгиб в горизонтальной и вертикальной плоскостях.

При расчете по второму предельному состоянию вертикальные прогибы прогонов от нормативных нагрузок сравнивают с их пре-

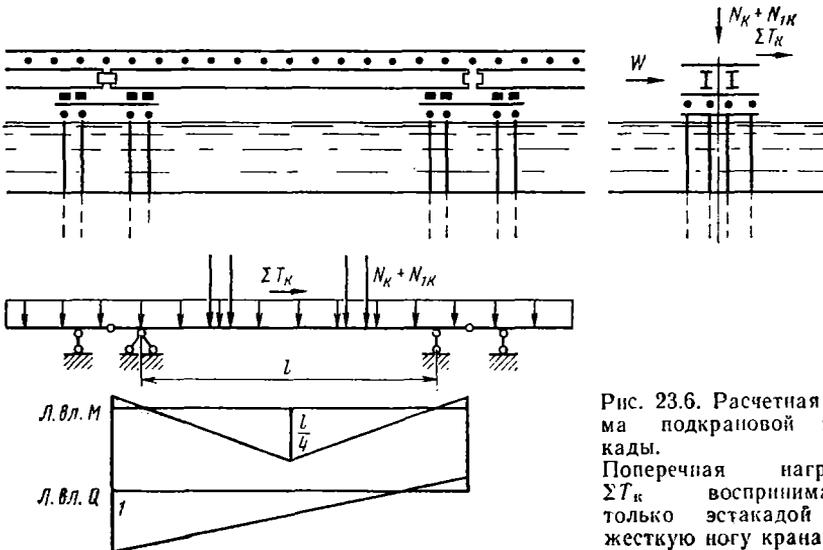


Рис. 23.6. Расчетная схема подкрановой эстакады.
 Поперечная нагрузка $\Sigma T_{\text{к}}$ воспринимается только эстакадой под жесткую ногу крана

дельными значениями. Вертикальные нагрузки для расчета опор эстакады определяют по линии влияния опорного усилия от прогона, загружаемой постоянной нагрузкой и установленными в невыгодное положение нагрузками от колес крана. При определении поперечного горизонтального усилия на опору такую же линию влияния загружают нагрузками равномерно распределенной от давления ветра на эстакаду и сосредоточенными, передающимися через колеса крана. Продольную горизонтальную силу на опору определяют в предположении, что продольная горизонтальная нагрузка от крана распределяется поровну между опорами на длине эстакады, не превышающей 50 м. При устройстве специальной тормозной опоры (обычно устоя), обладающей повышенной жесткостью в продольном направлении, считают, что вся продольная нагрузка воспринимается этой опорой.

Свайные опоры рассчитывают по аналогии с опорами сплошных подмостей (см. п. 29.1). В связи с тем, что горизонтальная поперечная нагрузка оказывает существенное влияние на усилия в сваях, опоры эстакад под жесткую и гибкую ноги иногда проектируют отдельно, обеспечивая некоторую экономию материалов за счет облегчения конструкций эстакады под гибкую ногу.

Применяемые в составе эстакад выводные секции из понтонов КС рассчитывают на случай их опирания на промежуточные опоры эстакады (рис. 23.7) и на случай состояния на плаву. По первому случаю опирания пролетное строение из понтонов КС рассматривают в вертикальном и горизонтальном направлениях как разрезную балку на двух опорах. Помимо распределенных нагрузок от собственно веса q_1 пролетного строения и определяемых, как указано выше, сосредоточенных вертикальных и горизонтальных нагрузок от крана, учитывают равномерно распределенную нагрузку от выталкивающего действия воды:

$$q_2 = \gamma_v h_1 b,$$

где γ_v — вес воды, равный 1,0;
 h_1 — глубина погружения понтонов;
 b — ширина пролетного строения.

Кроме этого, учитывают распределенную нагрузку q_3 от веса водного балласта в понтонах, который определяют из условия, что-

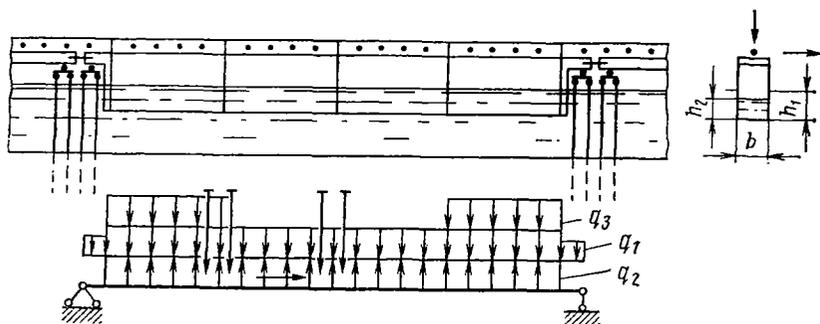


Рис. 23.7. Схема к расчету выводной секции подкрановой эстакады

бы во всех случаях пролетное строение было прижато к опорам при опорной реакции не менее 30--50 кН. Соответствующее условие имеет вид:

$$Q_{\text{пр}} + Q_{\text{б.л.}} + 2R_{\text{min}} \geq \gamma_{\text{в}} h_{1\text{max}} b,$$

где $Q_{\text{пр}}$ — вес пролетного строения;

$Q_{\text{б.л.}}$ — вес балласта;

R_{min} — наименьшая опорная реакция;

$h_{1\text{max}}$ — наибольшая возможная осадка понтонов, определяемая на основании прогноза уровней воды в реке на период эксплуатации эстакады.

Для уменьшения изгибающих моментов в пролетном строении водный балласт можно размещать в крайних понтонах (см. рис. 23.7).

Пользуясь линиями влияния, определяют наибольшие значения моментов и поперечных сил в сечениях и стыках понтонов и сравнивают с соответствующими значениями предельных усилий (см. п. 4.4). Так же по линиям влияния определяют наибольшие нагрузки на опоры выводной секции и проверяют их несущую способность.

При определении усилий в пролетном строении и нагрузок на опору учитывают минимальное значение выталкивающего действия воды, т. е.

$$q_{2\text{min}} = \gamma_{\text{в}} h_{1\text{min}} b,$$

где $h_{1\text{min}}$ — наименьшая возможная осадка понтонов, определяемая по прогнозу уровней воды в реке.

По известным нагрузкам на опору рассчитывают консоли, закрепляемые к концевым понтонам для обеспечения их опирания. Выводную секцию рассчитывают как плавающее тело соответствующими методами (см. п. 29.4). Значение и направление нагрузок на эстакады под жесткую и гибкую ноги крана зависят от ряда факторов, к числу которых относятся: 1) наличие или отсутствие груза на крюке крана (при наличии груза расчетную интенсивность давления ветра принимают равной 180 Па), а при отсутствии груза устанавливают по п. 3.4; 2) положение грузовой тележки на ригеле крана; 3) наличие или отсутствие инерционных сил при пуске и остановке механизма передвижения грузовой тележки, а также направление этих сил; 4) наличие или отсутствие инерционных сил при пуске и остановке механизма передвижения крана. Ввиду большого числа этих факторов выявление наиболее невыгодных сочетаний нагрузок применительно к расчету тех или иных элементов эстакад представляет известные трудности. Поэтому при расчете эстакад необходимо тщательно анализировать в каждом частном случае влияние отдельных силовых факторов на усилия в рассматриваемом элементе и вести расчет на соответствующие основные и дополнительные сочетания нагрузок.

Вспомогательные устройства, связанные с продольной и поперечной перекаткой железобетонных пролетных строений, а также с перевозкой их на плавучих устройствах, рассчитывают так же, как и при монтаже металлических пролетных строений (см. гл. 29).

Раздел седьмой. ИЗГОТОВЛЕНИЕ КОНСТРУКЦИЙ СТАЛЬНЫХ МОСТОВ

Глава 24. ОБЩИЕ ВОПРОСЫ ТЕХНОЛОГИЧЕСКОГО ПРОЦЕССА ИЗГОТОВЛЕНИЯ

24.1. Сырье и продукция заводов стальных мостовых конструкций

Технологический процесс изготовления стальных мостовых конструкций определяется поступающими на завод-изготовитель с металлургических заводов исходными материалами (сырьем) и отгружаемой с завода-изготовителя конечной продукцией. Для изготовления конструкций применяют прокатную сталь, которая разделяется по видам проката и его сортаменту, а также по видам и маркам.

В мостостроении, отличающемся преимущественным применением сварных конструкций, наиболее широко используют прокатную сталь листовую, широкополосную универсальную и полосовую. Для изготавливаемых в отдельных случаях клепаных конструкций применяют, помимо этого, угловую равнополочную и неравнополочную стали. При изготовлении инвентарных конструкций, мостостроительного оборудования и оснастки возникает необходимость в швеллерах, двутавровых балках и двутаврах с параллельными гранями полок (широкополочных двутаврах).

Листовую сталь прокатывают толщиной до 160 мм, однако в мостовых конструкциях толщина стали обычно не превышает 40 мм. Наибольшая ширина листовой стали зависит от ее толщины, увеличиваясь с увеличением последней. Так, при толщине 12 мм предельная ширина составляет 2500 мм, что ограничивает высоту стенок главных балок пролетных строений, устраиваемых без продольных стыков. Градация размеров листовой стали по ширине значительна, она находится в пределах 50—150 мм, поэтому подобрать сталь нужной ширины для изготовления тех или иных элементов обычно не удается. В связи с этим прибегают к продольной разрезке (роспуску) листовой стали на полосы необходимой по проекту ширины.

Универсальная сталь отличается от листовой меньшей предельной шириной (не более 1050 мм) и, что особенно важно, меньшей градацией размеров по ширине, меняющейся через 10—40 мм. Это дает возможность применять сталь этого вида с размерами в состоянии поставки, т. е. без обработки по ширине. Аналогичное положение и с полосовой сталью, по область ее применения более

ограничена, так как предельная ширина составляет всего лишь 200 мм.

В сварных пролетных строениях удельный вес листовых деталей составляет около 90 %, в клепаных — около 65 %; остальной объем занимают детали из угловой стали. В целях снижения затрат труда актуальна задача применения в пролетных строениях таких видов проката, как швеллеры и двутавры, особенно широкополочные; для чего необходимы исследования этих профилей с целью оценки влияния внутренних напряжений от прокатки на эксплуатационные свойства стали, в частности, на ее хладостойкость. Для упорядоченного заказа металла на металлургических заводах, а также его хранения и расходования на заводе-изготовителе конструкций необходимо в проектах ограничивать сортамент проката. С этой целью заводами совместно с проектными организациями разрабатываются унифицированные сортаменты из 150—200 наименований с тем, чтобы в дальнейшем при проектировании и строительстве пролетных строений всех назначений не применялись профили, не входящие в унифицированный сортамент.

Элементы пролетных строений изготовляют из углеродистых (марки 16Д) и низколегированных (марок 15ХСНД, 10Г2С1Д, 10ХСНД) сталей. Технология изготовления конструкций при повышении прочности стали (в первую очередь, ее предела текучести) несколько усложняется ввиду потребности в более мощном оборудовании. Браковочные минимумы предела текучести для углеродистых сталей близки 240 МПа, для низколегированных — 350 МПа, для низколегированных с термическим упрочнением — 400 МПа. Вследствие естественного разброса характеристик верхние значения могут значительно (в 1,3—1,5 раза) превышать браковочные минимумы.

Продукция мостовых заводов включает целые (цельноперевозимые) пролетные строения или же отдельные их элементы (отправочные марки), из которых пролетные строения собирают на строительстве. Цельноперевозимыми могут быть конструкции, удовлетворяющие по своим размерам габаритам погрузки, к ним относятся только железнодорожные пролетные строения с ездой поверху пролетами до 45 м включительно. Основные виды отправочных марок — это элементы главных балок и главных ферм,

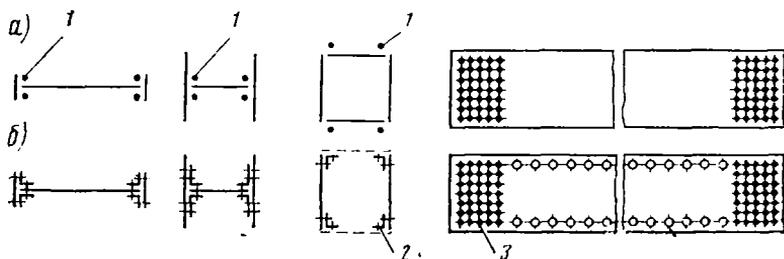


Рис. 24.1. Заводские отправочные марки:

а — сварные; *б* — клепаные; 1 — заводские соединения сварные; 2 — то же, 3 — отверстия для монтажных соединений

балки проезжей части пролетных строений с ездой понизу, элементы связей между балками и фермами, элементы ортотропных настилов, а также детали узлов и стыков — стыковые накладки, узловые фасонки и прокладки. Отправочные марки (рис. 24.1) различают как по конструктивной форме, так и по типу соединений заводских и монтажных. Назначение заводских соединений (т. е. выполняемых на заводе) состоит, как правило, во взаимном закреплении деталей, образующих элемент, монтажных — во взаимном соединении этих элементов, образующих конструкцию. В случае болтовых или заклепочных соединений требуется образование отверстий в металле, а в случае сварных — не требуется.

24.2. Группы технологических операций и технологические схемы заводов

В соответствии с конечной продукцией и исходным сырьем необходимы следующие группы операций, входящих в технологический процесс изготовления конструкций: 1) разгрузка и приемка прокатного металла, его укладка в штабели, правка имеющихся деформаций в целях получения металла, пригодного для дальнейшей обработки; 2) наметка и разметка металла, резка, обработка кромок после резки, образование отверстий для заводских соединений (в результате операций этой группы получают детали элементов — горизонтальные и вертикальные листы балок и элементов ферм, листы и ребра жесткости ортотропных настилов и т. п., а также детали соединений — фасонки, стыковые накладки и прокладки); 3) сборка из отдельных деталей целых элементов пролетных строений и устройство заводских — сварных, заклепочных или болтовых — соединений, фрезеровка торцов элементов, образование отверстий для монтажных соединений по кондукторам; 4) общая и контрольная сборка пролетных строений для образования монтажных отверстий без кондукторов или же для проверки качества последних; 5) окраска и маркировка конструкций.

Каждую группу операций выполняют, как правило, в специализированном цехе завода-изготовителя конструкций. В их число входят цеха: 1) подготовки металла (склад металла); 2) обработки металла; 3) сборки и сварки элементов с заводскими сварными соединениями; 4) сборки и клепки элементов с заводскими заклепочными и болтовыми соединениями; 5) общей и контрольной сборки; 6) малярный. Помимо этих основных на заводах имеются и вспомогательные цехи — ремонтный, инструментальный, кузнечный, транспортный, а также вспомогательные производства — кислородная и компрессорная станции, котельная и др.

Размещение основных цехов в главном корпусе завода подчинено технологической схеме изготовления конструкций (рис. 24.2). Мостовые конструкции изготавливают по поточной технологии с использованием специализированных поточных линий.

Специализация в цехе подготовки состоит в отдельной правке листового и углового проката, а в цехе обработки — в их раз-

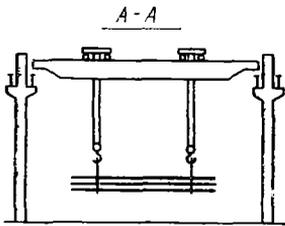
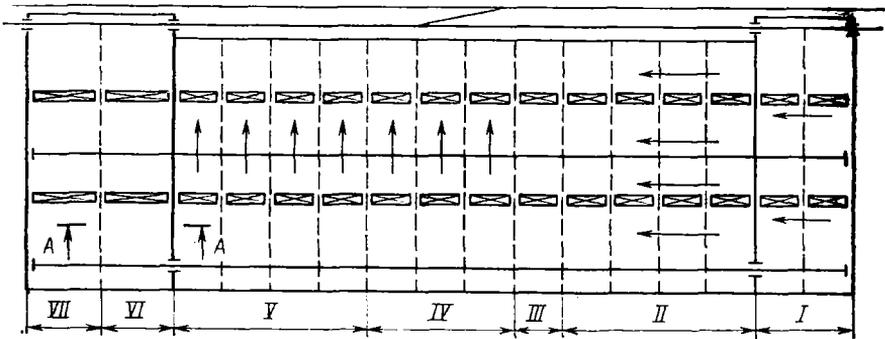


Рис. 24.2. Пример плана главного корпуса завода стальных мостовых конструкций (направления потоков показаны стрелками) и деталь строповки металла при двухтележном мостовом кране:

I — цех подготовки металла (склад металла); *II* — цех обработки металла; *III* — склад готовых деталей и частей элементов (полуфабриката); *IV* — цех сборки и сварки элементов; *V* — цех сборки и клепки элементов; *VI* — цех общей сборки пролетных строений; *VII* — малярно-погрузочный цех

дельной обработке, а также в раздельной обработке частей элементов с одной стороны и деталей узловых сопряжений (фасонки, накладок) — с другой. Каждая технологическая линия оснащается оборудованием и оснасткой, необходимыми для операций технологического процесса. Расстановка оборудования в цехе обработки подчинена продольному направлению потоков. Специализация в сборочных цехах состоит в раздельном изготовлении элементов со сварными и заклепочными заводскими соединениями, а также раздельным изготовлением разнотипных элементов (балок, элементов ферм, ортотропных конструкций), причем элементам каждого типа соответствует свое технологическое оборудование; направление потоков в сборочных цехах поперечное.

Изготовление конструкций характеризуется упрощением технологических процессов и схем заводов в связи с постепенным исключением заводской клепки и переходом к изготовлению одних только более прогрессивных сварных элементов; на ряде новых заводов цехи сборки и клепки элементов с заклепочными соединениями отсутствуют вообще. Обеспечиваемая при этом унификация технологии создает большие организационно-технические преимущества.

Транспортные схемы заводов стальных конструкций основаны на применении мостовых кранов для поперечного перемещения элементов, а для продольного — рельсового (напольного) транспорта с транспортными средствами в виде железнодорожных тележек или платформ. Как исходный металл, так и элементы конструкций на всех стадиях изготовления располагают длинной стороной вдоль главного корпуса, при этом для удобства строповки эле-

ментов мостовые краны оснащают двумя грузовыми тележками, обеспечивая безопасную строповку металла в двух точках. На складе металла, где работают с отдельными деталями, грузоподъемность мостовых кранов составляет 2×5 т, в сборочных цехах для перемещения элементов необходима грузоподъемность 2×10 и 2×20 т, а в цехе общей сборки для подъема изготовленных цельноперевозимых пролетных строений применяют краны грузоподъемностью 50 т.

Рядами колонн, на которые опираются подкрановые балки, главный корпус разделяется на пролеты. В состав каждого цеха входит несколько пролетов.

Важное значение для обеспечения высококачественного изготовления конструкций имеет техническая документация. На завод-изготовитель поступают из проектных организаций рабочие чертежи конструкций (чертежи КМ), в которых элементы конструкций изображены в собранном виде. По чертежам КМ в отделе главного конструктора разрабатывают детализованные чертежи, называемые иначе чертежами КМД. При их составлении учитывают реально имеющийся на заводе сортамент проката и принятую технологию изготовления. Имея чертежи КМД, в отделе главного технолога завода разрабатывают технологические карты на каждую деталь конструкции. В технологических картах указывают последовательность операций по изготовлению деталей и применяемое для этого оборудование. Помимо этого, отдел главного технолога разрабатывает технологическую оснастку и приспособления.

24.3. Подготовка металла

Поступающий с металлургических заводов металл принимают на основании сертификатов, т. е. документов, удостоверяющих качество стали, главным образом, ее химический состав и механические свойства. При приемке устанавливают соответствие данных сертификатов с требованиями стандартов и технических условий на сталь для мостовых конструкций.

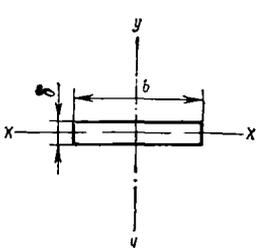
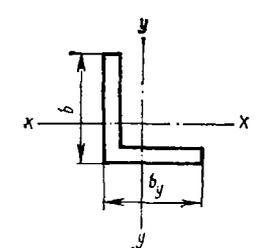
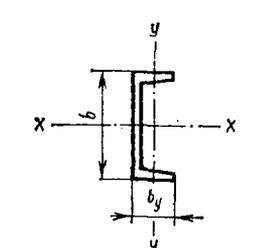
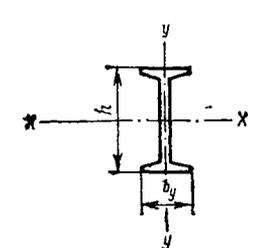
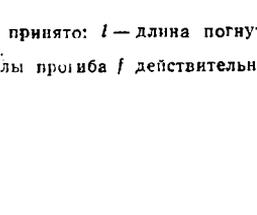
Основные подготовительные операции на заводском складе металла — правка металла, его очистка и консервация.

Назначение правки — доведение до допустимых значений деформаций прокатного металла, возникающих из-за его неравномерного остывания после прокатки, а также в результате силовых воздействий при транспортировании и погрузо-разгрузочных операциях.

Металл правят обычно в холодном состоянии. Процесс холодной правки сопровождается пластическими деформациями металла, снижающими работоспособность конструкций на стадии эксплуатации. Ввиду этого относительное удлинение волокон металла при правке не должно превышать 1 %, что составляет сравнительно небольшую часть удлинения, отвечающего концу площадки текучести для углеродистых и низколегированных сталей (2,5—3 %). Соответственно этой величине в СНиПе даны минимально допустимые радиусы кривизны ρ_{\min} и максимальные стрелы проги-

ба f_{\max} в зависимости от размеров поперечных сечений и длин l деформированного участка (табл. 24.1). Если значения радиуса кривизны и отдели прогиба выходят за допустимые пределы, то перед

Таблица 24.1

Прокат	Эскиз сечен	Ось изгиба	ρ_{\min}	f_{\max}
Листовая, универсальная и полосовая сталь		x-x	50δ	$\frac{l^2}{400\delta}$
Универсальная и полосовая сталь		y-y	—	$\frac{l^2}{800b}$
Уголок		x-x	$90b_1$	$\frac{l^2}{720b_1}$
		y-y	$90b_2$	$\frac{l^2}{720b_2}$
Швеллер		x-x	$50h$	$\frac{l^2}{400h}$
		y-y	$90b$	$\frac{l^2}{720b}$
Двутавр		x-x	$50h$	$\frac{l^2}{400h}$
		y-y	$50h$	$\frac{l^2}{400b}$

Примечания 1. В таблице принято: l — длина погнутой части; δ — толщина листа; b , h — ширина и высота профиля.

2. Формулы для определения стрелы прогиба f действительны при длине хорды, не превышающей 1,5 ρ .

правкой металл нагревают до температуры 900—1100°C с таким расчетом, чтобы в конце правки температура была бы не ниже 700°C.

Различают механическую (машинную) правку и правку термическую.

Механическую правку выполняют многократным или однократным изгибом. Наиболее распространен первый способ, основанный на применении листопрямильных (для листов) и углопрямильных (для уголков) машин (вальцев). При правке металл, пропускаемый между двумя рядами расположенных в шахматном порядке валков или роликов, получает волнообразную деформацию, причем, для обеспечения в крайних волокнах металла пластических деформаций расстояние в свету между верхними и нижними валками назначают несколько меньше толщины металла.

Листопрямильные машины имеют 5, 7 и 9 рабочих валков; при этом число валков в верхнем ряду на один больше, чем в нижнем (рис. 24.3). Помимо рабочих имеются еще два вспомогательных крайних валка, обеспечивающие прямолинейность (предупреждение отгиба вверх) металла по его выходе из машины. Положение по вертикали верхних валков регулируют в зависимости от толщины металла; вспомогательные валки устанавливают независимо от рабочих. Вращение нижним валкам передается от электродвигателя через редуктор. Схема работы углопрямильных машин аналогична листопрямильным, но валки имеют фасонный профиль, соответствующий профилю уголка, а оси валков закреплены консольно (рис. 24.4). Для обеспечения горизонтального перемещения выправляемого металла рабочие места у листо- и углопрямильных машин оснащают столами с двумя рольгангами: загрузочным и приемным (см. рис. 24.3). Верх роликов рольгангов совпадает с верхом нижних роликов машины. Укладку металла на входной стол и его снятие с приемного стола выполняют с помощью мостовых кранов.

Следует отметить, что компоновка рабочих мест с двумя столами, оснащенными рольгангами, характерна и для других типов технологического оборудования.

Для механической правки однократным изгибом применяют горизонтально-гибочные (кулачковые) прессы (рис. 24.5). Это оборудование используют для правки прокатных двутавров и швеллеров, а также полос шириной до 300 мм при изгибе в плоскости полосы и полос толщиной свыше 40 мм из их плоскостности. Выправляемые элементы, перемещаемые в горизонтальном направлении, подвергаются воздействию ползуна (толкача), совершающего возвратно-поступательные движения. Начальные усилия ползуна передаются на опоры прессы через элемент, работающий при этом по схеме балки на двух опорах. Расстояние между осями опор, а также расстояние между опорами и ползуном регулируют в зависимости от размеров выправляемых элементов так, чтобы в металле возникали пластические деформации.

Термическую правку (или правку нагревом) применяют в случаях, когда по размерам профилей или вследствие их повышен-

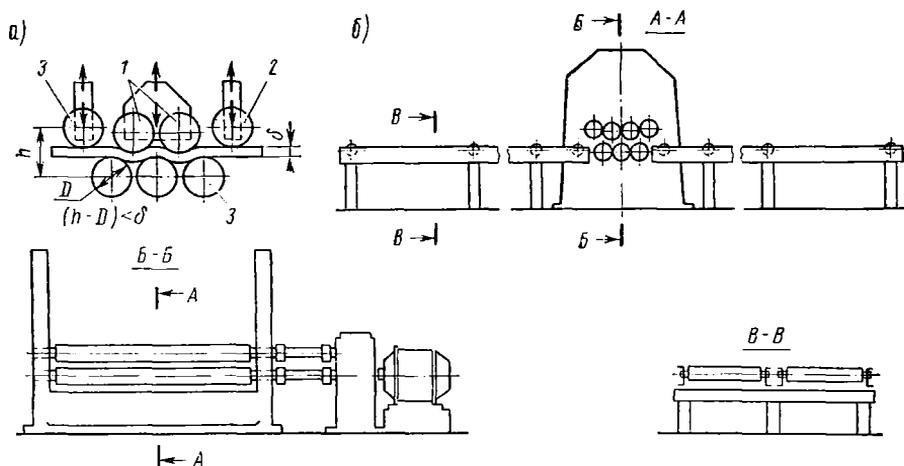


Рис. 24.3. Схемы правки (а) и листоправильной машины (б):

1 — верхние рабочие (подвижные) валки; 2 — нижний рабочий (неподвижный) валок; 3 — направляющий подвижной валок

ной прочности машинная правка не может быть применена. Нагревают элемент со стороны выпуклой кромки или грани, применяя для этого кислородно-ацетиленовые горелки. После перехода металла в зоне нагрева в пластичное состояние силовое взаимодействие этой зоны со смежными зонами, где металл обладает свойством упругости, практически прекращаются. При понижении температуры нагретой зоны упругие свойства металла восстанавливаются, и металл смежных зон, температура которых меньше, препятствует свободной усадке металла остывающей зоны, вследствие чего возникают стягивающие силы S , создающие изгибающие

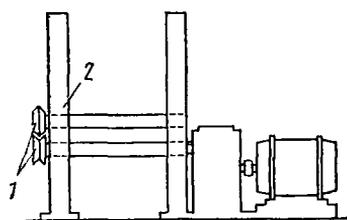


Рис. 24.4. Углоправильная машина:

1 — валки; 2 — станина

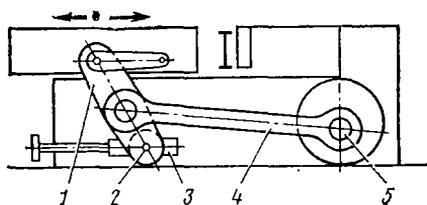
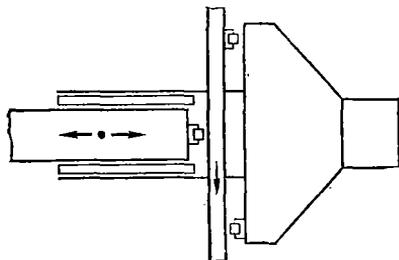


Рис. 24.5. Правильно-гибочный кулачковый пресс:

1 — траверса; 2 — ось; 3 — регулировочный винт; 4 — шатун; 5 — ось



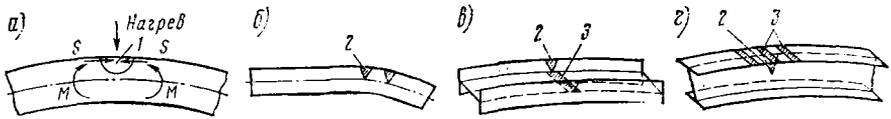


Рис. 24.6. Схемы правки нагревом:

а — возникновение стягивающих сил и изгибающих моментов; *б* — местный нагрев клиньями и полосами при правке универсальной и полосовой стали; *а* — то же, двутавров, прогнутых в плоскости полок; *г* — то же, двутавров в плоскости стенки; *1* — зона перехода металла в пластичное состояние при нагреве; *2* — клин; *3* — полоса

моменты M (рис. 24.6). При действии этих моментов деформации металла выправляются. В результате изгибных деформаций при правке нагревом в крайних волокнах возникают пластические деформации силового происхождения. По этому признаку правка нагревом не отличается от механической правки металла в холодном состоянии. Отсюда следует, что правка нагревом — это, в принципе, холодная правка, и на нее должны распространяться ограничения по радиусам кривизны и стрелкам прогиба (см. табл. 24.1).

Форма зон местного нагрева связана с характером выправляемых деформаций и типом профиля; зоны нагрева представляют сочетание клиньев и полос (см. рис. 24.6). Клинья располагают в плоскостях изгиба, а полосы — в плоскостях, перпендикулярных к шпм. При назначении режимов и зон нагрева считают, что поперечная полоса шириной в одну-две толщины металла дает продольную усадку 0,5—1 мм. Такая же усадка происходит при нагреве клина с основанием 100 мм. Уменьшение стрелы прогиба

$$\Delta f = a \Delta / (2h),$$

где a — база стрелы прогиба;
 Δ — продольная усадка;
 h — высота листа.

Температура нагрева для термоупрочненных сталей во избежание снижения их прочности не должна превышать 700°C; для нетермоупрочненных сталей эту температуру принимают в диапазоне 700—900°C.

Цель очистки и консервации металла состоит в повышении качества антикоррозионной защиты изготовленных конструкций, обеспечиваемой посредством нанесения лакокрасочных покрытий.

Поверхности металла покрыты слоем образующейся при прокатке оксидной пленки — прокатной окалины. Наличие окалины резко снижает силы адгезионного взаимодействия грунтовки с поверхностью металла, качество антикоррозионной защиты получается невысоким, и окраска требует частого (раз в 4—5 лет) возобновления. Это, в свою очередь, резко повышает эксплуатационные расходы по содержанию мостов. Для удаления прокатной окалины поверхности металла перед запуском в производство подвергаются дробеструйной обработке стальной дробью размером 0,6—0,9 мм для углеродистых и 0,8—1,2 мм для низколегированных сталей. Под действием дроби, направляемой с большой скоростью в виде веер-

ной струи на поверхность металла с лопаток колес дробеметных аппаратов, прокатная окалина удаляется.

Дробь в процессе ее циркуляции используется многократно. На каждом цикле ее очищают от окалины и осколков с помощью сепараторов, входящих в состав дробеметных установок.

Очищаемый металл продвигается через дробеметную установку со скоростью 0,6—4 м/мин, располагаясь при этом вертикально или горизонтально в зависимости от типа установки.

Поскольку на очищенных поверхностях металла вновь образуется окисная пленка, которая, хотя и не в такой степени, как прокатная окалина, но тоже уменьшает адгезию лакокрасочного покрытия, необходима немедленная защита поверхностей посредством нанесения консервирующего грунта. Для огрунтовки и последующей сушки металла используют специальные камеры, образующие в комплексе с дробеметными аппаратами поточную линию очистки и консервации металла. Консервирующие грунты должны обладать рядом свойств, в том числе хорошей адгезией к металлу и покрытиям, наносимым при окраске изготовленных конструкций, отсутствием неблагоприятных влияний на технологические операции газовой резки, сварки и правки стали, минимальным временем сушки, соблюдением санитарно-гигиенических норм. Известную трудность представляет необходимость местного восстановления консервирующего покрытия в зонах термического влияния при газовой резке, сварке и правке нагревом.

24.4. Обработка металла

Обработка металла включает операции резки, обработки кромок и образования отверстий. Для получения элементов и деталей заданных форм и размеров на металле предварительно наносят контурные линии, а также центры отверстий. Эту операцию выполняют или путем перенесения размеров с чертежа, и тогда она называется разметкой, или с заранее изготовленного шаблона, тогда это называется шаблоном. Разметкой называют также перенос размеров с чертежа на шаблон. Разметка требует применения высококвалифицированного труда рабочих-разметчиков, это малопроизводительная операция, связанная к тому же с повышенной вероятностью ошибок. Поэтому, уже при сравнительно небольшом (свыше 5—10) числе повторяющихся однотипных деталей целесообразно применение шаблонов. Повышение повторяемости — одна из важнейших задач, решаемая посредством унификации деталей и элементов в пределах одной конструкции, а также в пределах ряда однотипных конструкций.

При разметке деталей и шаблонов учитывают ширину разреза при газовой резке, а также припуски на обработку кромок и усадку от сварки. Припуски на усадку принимают в пределах 0,05—0,1 мм на 1 м углового шва, 1 мм на каждый стыковой шов, 0,5—1 мм на каждую пару ребер жесткости. Припуск на обработку кромок назначают равным 2 мм при резке на гильотинных ножницах, 3 мм

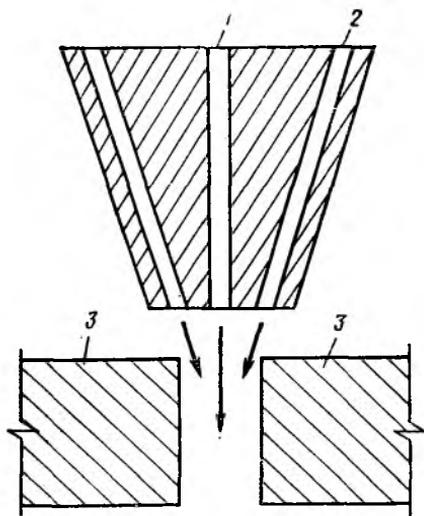


Рис. 24.7. Схема кислородной резки:
 1 — канал для подачи режущего кислорода;
 2 — канал для подачи смеси горючего
 газа и кислорода; 3 — разрезаемый металл

контроле точности положения отверстий. Рейсмусами наносят риски параллельно обушкам уголков. Для измерений и геометрических построений используют стальные рулетки, угольники и циркули.

Режут металл на мостовых заводах посредством газовой или механической резки.

При газовой резке нагревают сталь пламенем резака (горелки) до температуры, близкой к температуре плавления, и ее сгорания в струе чистого кислорода. Температура воспламенения стали колеблется от 930 до 1200—1300°C, увеличиваясь с увеличением толщины металла. Для нагрева и резки используют резаки, (рис. 24.7), в которых смесь газов образует пламя, нагревающее сталь в месте реза, а струя кислорода под высоким давлением обеспечивает горение стали и выдувание расплавленного металла из прорези. Наибольшую скорость нагрева обеспечивает ацетилен, температура горения которого составляет 1100—1200°C; менее эффективны пропан-бутан, пары бензина, керосина и др.

Кислород и горючий газ к местам резки подают по трубопроводам от центральной кислородной станции и от заводских емкостей (для пропан-бутана) или газогенераторов высокого давления (для ацетилена). В сравнении с подачей газа от баллонов централизованная подача повышает безопасность работ.

Процесс газовой резки оказывает неблагоприятное влияние на механические свойства, химический состав и структуру стали в зонах термического влияния у разрезаемых кромок. Степень этого влияния относительно невелика для углеродистых сталей, но суще-

при автоматической и 4 мм при ручной газовой резке.

Для повышения производительности труда разметчиков устанавливают разметочные столы, на стальных листах которых имеется координатная сетка с размером ячейки 100 мм, а на окаймляющих стол уголках — деления через 10 мм. При разметке и наметке применяют следующие инструменты: 1) чертилки, с помощью которых наносят линии реза; 2) кернеры слесарные для фиксации положения центров отверстий и закрепления линий; 3) кернеры центровые для наметки центров отверстий через отверстия в шаблонах; 4) кернеры контрольные для нанесения контрольных отверстий диаметром на 1—2 мм больше проектного при последующем

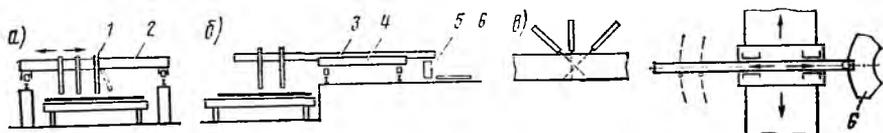


Рис. 24.8. Схемы газорезательных автоматов:

1 — резак; 2 — портал; 3 — рычаг; 4 — тележка; 5 — копировальное устройство; 6 — шаблон

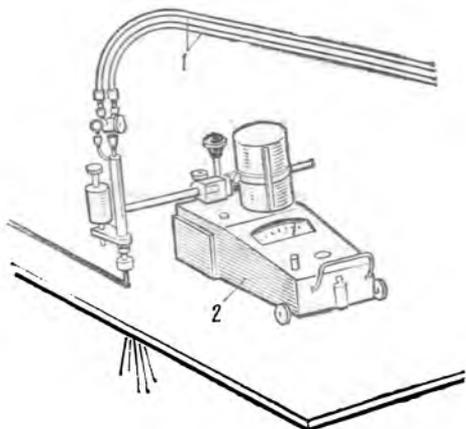


Рис. 24.9. Переносная газорезательная машина:

1 — шланги для подачи кислорода ацетиленом; 2 — полуавтомат

ственна для сталей низколегированных, имеющих склонность к закалке. Наличие на кромках закалочных структур в сочетании с возникающими от неравномерного нагрева внутренними напряжениями может служить причиной образования микротрещин, что недопустимо для свободных кромок, не переплавляемых при последующем наложении заводских сварных швов. Ввиду этого, свободные кромки деталей из стали повышенной прочности подвергают механической обработке на глубину не менее 2 мм.

Степень закалки при газовой резке уменьшается при подогреве металла, обеспечивающего более плавное остывание.

Помимо зон закалки, при резке термоупрочненных сталей возникают и зоны отпуска (зоны разупрочнения), в пределах которых прочность стали понижается.

По основному признаку — способу перемещения резака — различают резку автоматическую, полуавтоматическую и ручную. Автоматическую резку выполняют стационарными, а полуавтоматическую — переносными газорезательными машинами.

Стационарные газорезательные машины служат только для прямолинейной или же прямолинейной и фигурной резки.

Машина для прямолинейной резки (рис. 24.8, а) обеспечивает продольную и поперечную резку (раскрой) листовой стали. Машина оснащена шестью резаками, перемещается поступательно по рельсовым путям. Для получения полос нужной ширины резаки устанавливают в соответствующее положение, перемещая их по portalу машины поперек направления ее движения. Необходимость

раскроя листов на полосы связана с дефицитностью универсальной и полосовой стали, заказ которой к тому же затруднен из-за большого разнообразия размеров, применяемых в мостовых конструкциях полос по их ширине.

Кинематическая схема машины для фигурной резки (рис. 24.8, б) обеспечивает одновременно продольное перемещение резаков вместе с машиной, движущейся по рельсовым путям, и поперечное перемещение резаков по путям поперечного хода. Траектория движения резаков задается чертежом детали, выполненном в масштабе 1:5 или 1:10, и следящим устройством с фотоэлементом, сигналы которого передаются на командный блок машины. Следящее устройство входит в состав фотокопировальной головки. Применяют также машины для фигурной резки по стальному шаблону, обкатываемому магнитной головкой.

Стационарные газорезательные машины пригодны для резки листов больших толщин (до 100—300 мм в зависимости от числа одновременно работающих резаков). Это дает возможность высокопроизводительной резки пакета листов. Благодаря приданной резакам возможности поворота в вертикальной плоскости обеспечивается резка со скосом кромок и устройством разделок под сварку (рис. 24.8, в).

Переносные газорезательные машины (рис. 24.9) применяют при небольших объемах работ, а также в случаях, когда подача переносной машины к разрезаемому элементу проще, чем подача элемента к стационарной машине. Машины, смонтированные на самоходной тележке, могут перемещаться как непосредственно по разрезаемому листу, так и по направляющему устройству, имеющему выступающие полки, по которым катятся колеса тележки. Переносные машины применяют для выполнения прямолинейных и криволинейных (по окружности) резов; их оснащают одним или двумя, реже тремя резаками.

Производительность ручной газовой резки значительно ниже, чем машинной, ниже и качество резки, определяемое ровностью кромок. Поэтому ручную резку применяют в очень небольших объемах и для выполнения коротких резов.

Необходимость в механической обработке возникает и в тех случаях, когда на непереплаваемых при последующей сварке кромках есть неровности, превышающие весьма жесткий нормативный уровень — 0,3 мм.

Повышение качества кромок за счет повышения чистоты реза достигается при сравнительно новой технологии газовой резки, получившей название *смыв-процесса*. Сущность ее состоит в применении специальных резаков, имеющих вместо одного центрального три канала для подачи режущего кислорода. По одному из этих каналов, расположенному несколько спереди по ходу резки, подается основная струя, посредством которой ведется собственно резка. Два других отверстия служат для подачи вспомогательных струй, которые, перемещаясь по неостывшему металлу, смыывают бороздки, образующиеся по одной и другой кромкам после

резки основной струей. Смыв-процесс обеспечивает также повышение усталостной прочности и сопротивление хрупкому разрушению.

Для механической резки используют, главным образом, гильотинные (листовые) и пресс-ножницы, а также дисковые пилы.

Гильотинные ножницы пригодны для резки листового металла толщиной до 32 мм и шириной до 3,2 м. Рабочие органы ножниц (рис. 24.10) — неподвижный (нижний) и подвижной (верхний) ножи, а также пневматические прижимы для фиксации разрезаемого металла на станине машины. Резание начинается со смятия металла и заканчивается его скалыванием по плоскости реза. На рис. 24.11, а показана установка ножей, когда задние их грани скошены под углом β , а между кромками имеется зазор δ , возрастающий с увеличением толщины металла, что обеспечивает чистоту реза и исключает проникновение металла в зазор между ножами. Режущая кромка верхнего ножа образует с кромкой нижнего угол α , называемый углом створа. Благодаря такой установке резание происходит не сразу по всей длине реза, а постепенно, что уменьшает усилие резания, которое будет тем меньше, чем угол створа больше. Однако, с увеличением угла α увеличивается изгиб и скручивание отрезаемых полос, что может привести к недопустимому искажению их формы. Поэтому угол α не превышает 2—6°, причем большие значения угла соответствуют большей толщине листов.

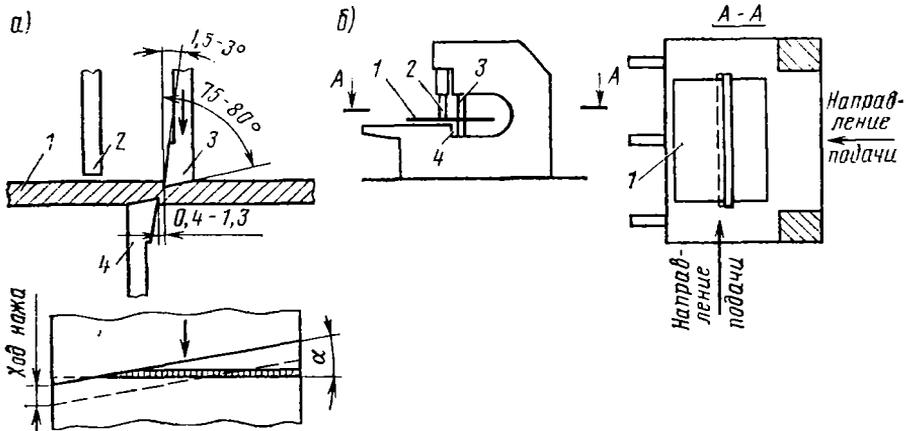
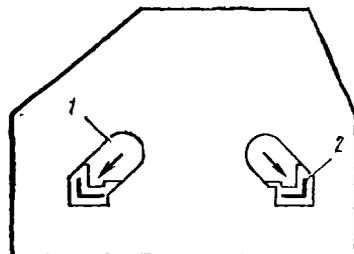


Рис. 24.10. Схема резания металла на ножницах:

а — установка ножей; б — листовые (гильотинные) ножницы; 1 — разрезаемый лист; 2 — упор; 3 — верхний (подвижный) нож; 4 — нижний (неподвижный) нож

Рис. 24.11. Угловые ножницы:

1 — нож; 2 — разрезаемый уголок



Установка ножей под углом обеспечивает возможность распускать на полосы длинные листы, производя при этом необходимое число последовательных резов. По мере резания листовыми ножницами листы можно подавать как вдоль, так и поперек ножей (рис. 24.10, б). Ножницы оснащают столами, подобными показанным на рис. 24.4, на которых вместо рольгангов устанавливают шаровые ходовые части, обеспечивающие возможность поворота листов в горизонтальной плоскости. Для резания мелких листовых деталей и уголковых профилей применяют пресс-ножницы. Угол створа у этих ножниц равен нулю, т. е. резание происходит сразу по всей длине реза. Уголки режут на уголковых ножницах, имеющих одну или же две пары (подвижных и неподвижных) ножей (рис. 24.11). Применяют также комбинированные пресс-ножницы.

Процесс резки на ножницах сопровождается большими пластическими деформациями (наклепом) металла по кромкам. Зоны наклепа ввиду недопустимого здесь ухудшения механических свойств металла должны быть удалены.

Для резки крупных профилей — швеллеров и двутавров — применяют фрезерно-отрезные станки с зубчатыми дисковыми пилами. Режущий инструмент в них — стальной диск с зубьями, который по мере резания подается в сторону обрабатываемого профиля.

Механическую обработку кромок выполняют посредством строжки или фрезерования. Необходимость в этой операции возникает в следующих основных случаях: 1) после газовой резки, когда требуется удалить неровности по кромкам или, при сталях повышенной прочности, снять зону с закалочной структурой; 2) после резки на ножницах — для удаления зоны наклепа или исправления неровностей; 3) при изготовлении деталей (вертикальных листов сварных двутавровых балок, горизонтальных листов элементов Н-образного поперечного сечения и др.), когда требуемая точность размера детали по ширине не может быть обеспечена при резке и этот размер доводится обработкой кромок; 4) при подготовке (разделке) кромок под сварку.

Для обработки кромок применяют кромкострогальные (оснащенные резами) или кромкофрезерные (оснащенные фрезерными

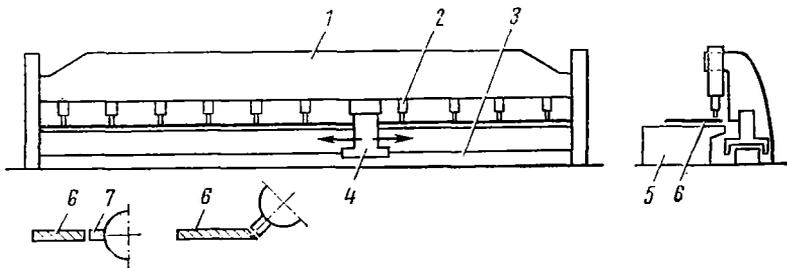


Рис. 24.12. Кромкострогальный станок и детали положения реза при прямой строжке и с образованием разделки под сварку.

1 — балка; 2 — пневмоприжим; 3 — направляющая; 4 — каретка с суппортом и резцом; 5 — стол; 6 — обрабатываемый лист; 7 — резец

Рис. 24.13. Радially-сверлильный станок:

1 — гильза; 2 — траверса; 3 — сверлильная головка; 4 — шпиндель; 5 — сверло; 6 — обрабатываемая деталь

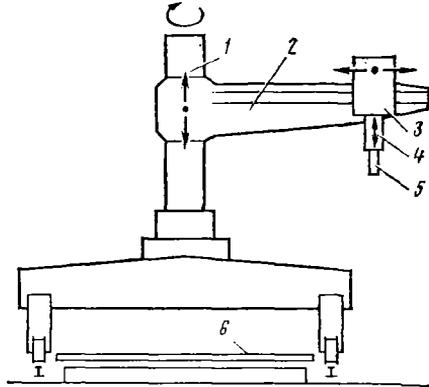
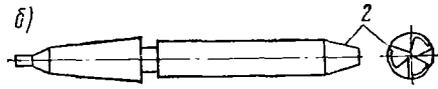
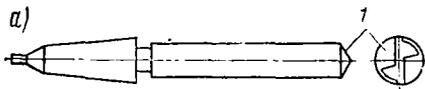


Рис. 24.14. Инструмент для образования отверстий:

1 — двухперое сверло; 2 — трехперый зенкер



головками) станки (рис. 24.12). Обрабатываемый лист укладывают на стол станка и закрепляют пневматическими прижимами. Резец или фрезу закрепляют в суппорте каретки, совершающей возвратно-поступательные движения вдоль листа. При повороте суппорта в вертикальной плоскости резец или фреза принимает наклонное положение, что даст возможность разделки кромок под сварку.

В зависимости от особенностей технологического процесса изготовления конструкций и типа обрабатываемых деталей (из листа, из уголка) применяют следующие способы образования отверстий: 1) сверление на проектный (полный) диаметр; 2) сверление на неполный диаметр и последующее рассверливание

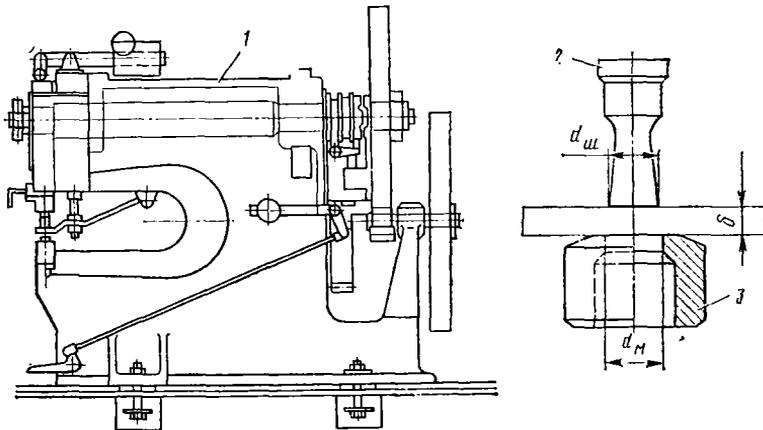


Рис. 24.15. Оборудование и инструмент для продавливания отверстий:

1 — дыропробивной пресс; 2 — пуансон (штемпель); 3 — матрица

на полный; 3) продавливание на неполный диаметр и последующее рассверливание на полный.

Различают машинное сверление с помощью радиально-сверлильных станков и ручное с помощью пневматических сверлильных машинок. Машинное сверление более производительное и качество отверстий при этом выше благодаря стабильному положению сверла и перпендикулярности его оси поверхности металла.

Ввиду большой длины элементов мостовых конструкций радиально-сверлильные станки устанавливают на тележках или порталах и используют как перекатные (рис. 24.13).

Для сверления используют двухперые спиральные сверла (рис. 24.14, а) с углом между режущими кромками $110\text{--}130^\circ$. Рассверливают отверстия с помощью конических четырехперых разверток (райберов) или трехперых зенкеров (рис. 24.14, б). Угол между режущими кромками зенкера равен $25\text{--}30^\circ$, благодаря чему оказывается возможным глубокий ввод сверла в уже имеющееся отверстие и постепенное снятие металла со стенок отверстия в процессе его рассверливания. Ввиду наличия четырех (у райбера) или трех (у зенкера) режущих граней сверло хорошо центрируется в отверстие, опираясь на его стенки в каждом поперечном сечении в четырех или трех точках.

Высокопроизводительный способ образования отверстий в металле — пробивка (продавливание, прокол) посредством пуансона (штемпеля) и матрицы (рис. 24.15). Под давлением пуансона металл вначале сминается, а затем скалывается по контуру штемпеля; при этом, как и при резке на ножницах, образуется зона пластической деформированного (наклепанного) металла, удаляемая рассверливанием. Соответственно, отверстия продавливают на неполный диаметр (например, на 19 мм при проектном диаметре 23 мм). Для продавливания отверстий применяют дыропробивные прессы, которые могут быть одно-, двух-, четырех- и многоштемпельные. На мостовых заводах обычно используют наиболее простые одноштемпельные прессы.

Глава 25. ТЕХНОЛОГИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИИ

25.1. Сборка элементов сварных конструкций и устройство заводских сварных соединений

Элементы конструкций собирают из деталей, изготовленных в цехе обработки металла. После сборки приступают к устройству заводских сварных соединений. Если сборка и сварка выполняются на различных рабочих местах и в разной технологической оснастке, то вводится дополнительная операция временного взаимного закрепления деталей с помощью прихваток, т. е. коротких (длиной

50—80 мм) сварных швов, накладываемых через 0,4—0,5 м в местах основных швов, при последующем наложении которых прихватки перевариваются. При сборке и сварке в одной оснастке необходимость во временном закреплении деталей исключается.

При раздельной сборке и сварке основным технологическим оборудованием служат сборочные кондукторы, позиционеры и кантователи, а при совместном — сборочно-сварочные кондукторы и кондукторы-кантователи.

В простейшем сборочном кондукторе для элементов Н-образного поперечного сечения и двутавровых балок (рис. 25.1) элементы собирают в следующем порядке. Сначала устанавливают на подставки и прижимают винтами горизонтальный лист (или стенку балки), а затем — вертикальные листы (пояса балок). При этом точность соблюдения размеров элементов определяется точностью соблюдения ширины горизонтального листа. Затем накладывают прихватки, элемент извлекают из кондуктора и подают к месту сварочных работ.

Кондуктор (см. рис. 25.1), пригодный для сборки элементов одного только поперечного сечения, называют индивидуальным. Для сборки элементов различных сечений вместо ряда индивидуальных может быть применен один универсальный кондуктор. Один из упоров универсального кондуктора делают передвижным и обеспечивают возможность его закрепления в различных местах по длине козелка, создавая тем самым условия для сборки элементов различной ширины. Возможность сборки элементов различной высоты обеспечивается путем регулирования положения подставки. Универсальные кондукторы сложнее индивидуальных, поэтому их применение оправдано при большом числе однотипных повторяющихся элементов.

Сварочные работы выполняют как до, так и после сборки. Перед сборкой устраивают стыковые соединения листов и полос, если их длина и ширина меньше размеров детали, для которой они предназначены. Основной объем сварочных работ, выполняемых после сварки, — это устройство угловых швов при взаимном соединении деталей, образующих элемент. Сварные соединения устраивают автоматической, полуавтоматической и ручной электродуговой сваркой электродами из проволоки. Метод сварки выбирают в зависимости от положения, очертания и длины сварных швов.

Наиболее высокое качество швов и наибольшая производительность обеспечивается при автоматической сварке. Этот вид

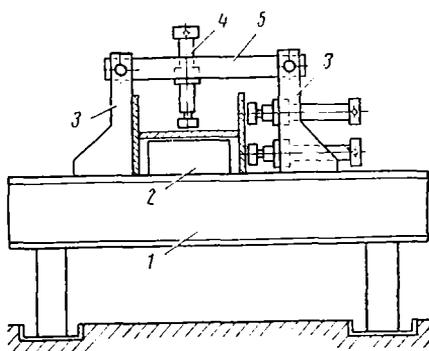


Рис. 25.1. Сборочный кондуктор для Н-образных элементов:

1 — поперечные балки; 2 — подставки;
3 — упоры; 4 — прижимные винты; 5 —
рамки

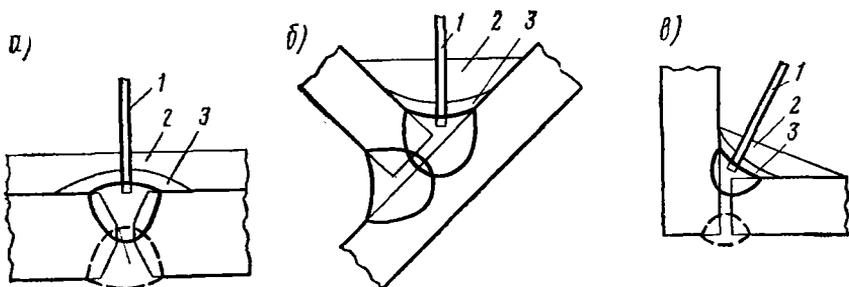


Рис. 25.2. Схемы наложения сварного шва:

а — стыкового вертикальным электродом; *б* — углового вертикальным электродом, положение «в лодочку»; *в* — углового наклонным электродом, положение «в угол»; 1 — электрод; 2 — флюс; 3 — шлак

сварки применяют для наложения прямолинейных горизонтальных швов. Длина угловых швов, при которой такая сварка достаточно производительна, должна быть не менее 3—4 м. Для этого, в частности, целесообразно короткие элементы изготавливать путем разрезки более длинных после устройства сварных соединений.

При действии тепла сварочной дуги образуется сварочная ванна из расплавленного металла электродной проволоки (15—20 %) и основного металла (80—85 %). Контакт ванны с воздухом недопустим из-за образования химических соединений, приводящих к резкому ухудшению качества сварного шва. Поэтому автоматическую сварку ведут под слоем флюса — гранулированного порошка, который под действием сварочной дуги плавится и, будучи легче металла, плавает на его поверхности. После остывания флюс образует корку, легко отделяющуюся от сварного шва. Помимо защиты сварочной ванны, флюс обеспечивает также и легирование металла шва, в основном, кремнием и марганцем. Другой источник легирования — электродная проволока, имеющая соответствующий химический состав.

Автоматическую сварку стыковых соединений ведут с вертикальным электродом, а угловых соединений — тоже вертикальным при положении шва «в лодочку» или наклонным электродом при положении шва «в угол» (рис. 25.2). При положении «в лодочку» металл сварочной ванны не растекается, что позволяет получать швы с большими катетами и более высокого качества; однако, это требует большего числа кантовок элемента и сопровождается повышенными сварочными деформациями. Для предупреждения растекания расплавленного металла при сварке в угол применяют режимы, обеспечивающие уменьшение объема сварочной ванны и, соответственно, уменьшение поперечного сечения сварных швов.

Возможны два варианта технологического процесса автоматической сварки: при неподвижных автоматах и перемещающихся изделиях или при неподвижных изделиях и перемещающихся автоматах. Сварку элементов мостовых конструкций, отличающихся повышенным весом и габаритами, выполняют обычно по второму варианту. Наиболее широко применяемое здесь оборудование —

самоходные сварочные автоматы (сварочные тракторы) типа ТС-17М и их модификации. Эти аппараты пригодны для наложения как угловых, так и стыковых швов.

Основные узлы автомата ТС-17М (рис. 25.3) — самоходное шасси, бункер с флюсом, механизм подачи электродной проволоки и вертушка для закрепления бухты. Скорости перемещения автомата и подачи проволоки поддаются регулировке, благодаря чему можно регулировать форму и размеры сварных швов. При этом основная задача — обеспечить полный провар, т. е. исключить зоны, свободные от шва по кромкам во всех стыковых швах, а также в тех угловых швах, для которых требование полного провара указано в проекте.

Нужно иметь в виду, что полный провар в угловых швах не только улучшает работу соединения, но и исключает в ряде случаев необходимость в механической обработке кромок ввиду повышения механических свойств металла в зонах наклепа при машинной и в зонах термического влияния при газовой резке, а также ввиду ликвидации неровностей на проплавляемых кромках.

Для получения швов высокого качества необходимо соблюдать рекомендуемые технологическими нормами размеры разделок кромок и зазоров в стыковых и угловых швах (табл. 25.1). При сварке необходимо принимать меры против протекания расплавленного металла в зазор между листами. Для этого обычно применяют флюсовую подушку, размещаемую под стыком (см. рис. 25.3, а). В подушке предварительно создают канавку, обеспечивающую условия для формирования сварного шва снизу.

Наложение угловых швов в «в лодочку» (см. рис. 25.3, б) применяют при сварке элементов Н-образного поперечного сечения и двутавровых балок. Условия прохода автомата ТС-17М накладывают ограничения на размеры поперечных сечений элементов, что необходимо учитывать при проектировании конструкций. Так, минимальная ширина H_{\min} стенки составляет 380 мм, минимальный

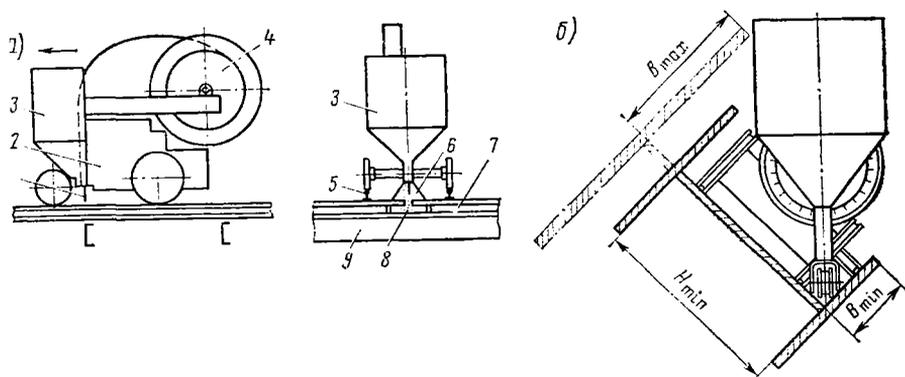
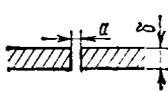
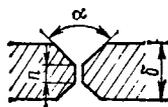
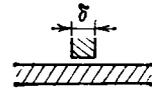
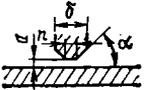


Рис. 25.3. Расположение сварочного трактора ТС-17М при наложении:

а — стыкового шва; б — углового шва; 1 — электродная проволока; 2 — самоходное шасси; 3 — бункер с флюсом; 4 — кассета с бухтой проволоки; 5 — направляющие; 6 — флюс; 7 — свариваемый лист; 8 — флюсовая подушка; 9 — стеллаж

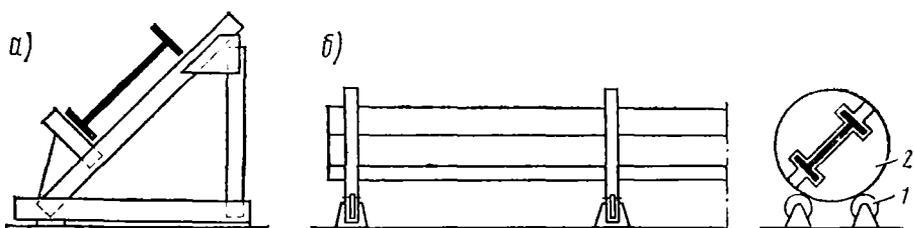
Таблица 25.1

Тип соединения автоматической сваркой	Форма подготовки кромки	Размеры			
		δ , мм	α , град	a , мм	
Стыковое		10	—	0—2	—
		12	—	0—3	—
		14, 16	—	2—4	—
		20	—	3—5	—
		16—50	60—65	2—4	3—5
		16—20	60—65	2—4	2—4
40—50		60—65	2—4	4—6	
Угловое и тавровое		10—22	—	0—1	—
		24—50	—	0—1	—
		10—50	50—55	2—4	1—2

свес B_{\min} полки — 100 мм и т. п. Наложение угловых швов «в лодочку» вызывает необходимость перекаптовывать элементы для приведения его в соответствующее положение при выполнении очередного шва. Для этой цели применяют сборочные козелки — позиционеры (рис. 25.4, а) и кантователи (рис. 25.4, б). Кантователи — это более сложное оборудование, но их достоинство — элемент перед наложением очередного шва поворачивается без применения мостовых кранов.

Сборка и сварка в одной оснастке не только исключает необходимость в прихватках, но и в затратах времени и труда на перемещение элементов от мест сборки к местам сварки, а также необходимость в производственных площадях для установки технологического оборудования. Для наложения угловых швов «в лодочку» наиболее распространенной комплексной оснасткой служат полуоборотные и полноповоротные сборочно-сварочные кондукторы-кантователи (рис. 25.5). В сравнении с простыми сборочными кондукторами здесь обеспечивается более высокий уровень механизации сборочных работ, в частности, вместо прижимных винтов применяются пневмоприжимы.

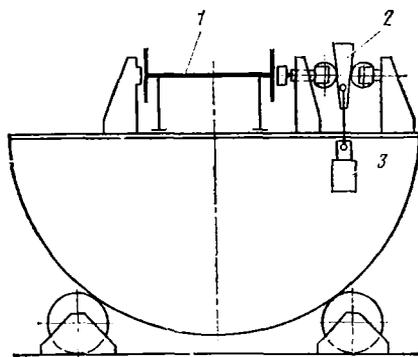
Значительные технологические трудности возникают при изготовлении коробчатых элементов (поясов и раскосов) сквозных главных ферм. Типовая конструкция коробчатых элементов отличается наличием восьми сварных угловых швов, из которых четыре



▲
Рис. 25.4. Оснастка для сварки угловых швов «в лодочку»:
а — позиционер; б — кантователь; 1 — под-
держивающий ролик; 2 — балдаж

Рис. 25.5. Полуоборотный сборочно-сварочный кондуктор-кантователь с пневмоприжимами:

1 — свариваемый элемент; 2 — клин для увеличения распорного усилия; 3 — пневмоцилиндр



расположены снаружи элемента и четыре — внутри. При сварке внутренних швов автомат перемещается внутри элемента, и для управления процессом сварки, а также для последующей окраски один из горизонтальных листов оснащается специальными смотровыми отверстиями (рис. 25.6, а). Поскольку наложение как наружных, так и внутренних швов в положении «в лодочку» в данном случае невозможно, сварку ведут наклонным или вертикальным электродом «в угол». Для этой цели на базе трактора ТС-17М разработаны двухдуговые автоматы, обеспечивающие возможность одновременного наложения двух угловых швов. Каждый автомат оснащен двумя бункерами с флюсом и двумя бухтами электродной проволоки; при одинаковых принципиальных схемах двухдуговые автоматы имеют различные конструктивные схемы, назначаемые с учетом взаимного положения ходовых колес и накладываемых швов.

При изготовлении коробчатых элементов применяют специальные сборочно-сварочные кондукторы. Технология сборки включает следующие операции (рис. 25.6, в): 1) устанавливают нижний горизонтальный лист коробчатого элемента и прижимают его к постели кондуктора специальными Т-образными прижимами через смотровые отверстия в листе; 2) устанавливают вертикальные листы и притягивают их к боковым упорам кондуктора болтами; для этого в листах предварительно сверлят временные отверстия, которые в дальнейшем заглушают заклепками или болтами (габаритные размеры элемента на этой стадии сборки обеспечивают посредством соблюдения проектных расстояний между упо-

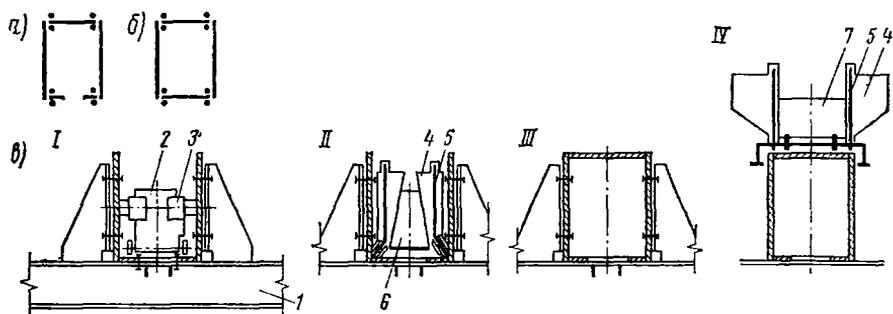


Рис. 25.6. Схемы коробчатых элементов и последовательности их изготовления: I — сборка в кондукторе вертикальных и нижнего горизонтального листа; II — сварка внутренних швов; III — сборка в кондукторе верхнего горизонтального листа; IV — сварка наружных швов; 1 — кондуктор; 2 — телешка с пневмоприжимом; 3 — пневмоцилиндр; 4 — бункер с флюсом; 5 — электродная проволока; 6 — двухдуговой автомат для сварки внутренних швов; 7 — то же, наружных швов

рами кондуктора, а также путем соблюдения проектной ширины горизонтального листа и применения вставляемых внутрь элемента временных габаритных диафрагм); 3) накладывают прихватки для временного закрепления вертикальных листов к нижнему горизонтальному; 4) с помощью двухдугового автомата ТС-2ДУ наклонными электродами накладывают два внутренних угловых шва; 5) устанавливают и закрепляют прихватками верхний горизонтальный лист; 6) отодвигая подвижной боковой упор после снятия временных болтов, освобождают элемент, извлекают его из кондуктора, перекаптовывают верхним горизонтальным листом вниз и с помощью того же двухдугового автомата накладывают вторую пару внутренних швов; 7) с помощью двухдугового автомата ТС-2ДН вертикальным электродом накладывают пару наружных швов в прикрепление нижнего горизонтального листа к вертикальным, а затем перекаптовывают элемент и с помощью этого же автомата накладывают вторую пару угловых швов.

Как видно из перечня операций, сборка и сварка элементов коробчатого сечения представляют собой сложную и трудоемкую технологию, и с этой точки зрения коробчатые элементы менее целесообразны, чем Н-образные.

Нужно иметь в виду и эксплуатационный недостаток таких элементов — это сложность периодического возобновления антикоррозионного покрытия внутренних полостей элемента через смотровые отверстия.

Это вызывает необходимость в пересмотре конструктивных форм коробчатых элементов, одним из перспективных вариантов которых может служить элемент с замкнутой внутренней полостью (рис. 25.6, б). В этом случае отсутствуют внутренние сварные швы и, соответственно, смотровые отверстия. Для того, чтобы обеспечить антикоррозионную защиту внутренней полости, ее герметизируют, предотвращая тем самым возможность попадания водяных паров внутрь элемента. Герметичность внутренней полости созда-

ется путем устройства по концам элемента специальных заглушек или диафрагм.

Коробчатый элемент с четырьмя наружными швами по трудоемкости изготовления близок к Н-образному, превосходя последний по эксплуатационным показателям, — в частности, по меньшей площади наружных поверхностей, нуждающихся в антикоррозионной защите, более легкой очистке от загрязнений, а также по более эффективной работе при действии сжимающих нагрузок.

Технологически целесообразный принцип одновременного наложения двух угловых швов двухдуговым автоматом распространяется и на другие виды элементов. В частности, двухдуговые автоматы применяют при наложении швов прикрепления ребер жесткости к стенкам двутавровых балок. Автомат при этом перемещают поперек балки по направляющим, уложенным на пояса. Аналогично приваривают ребра жесткости к листам при изготовлении элементов ортотропных конструкций.

Необходимость в специальной технологии сварки возникает при изготовлении стальных пролетных строений с ортотропными настилами (плитами). Конструктивно плита образуется из стального листа и системы подкрепляющих его продольных и поперечных ребер жесткости. Наиболее сложные технологические проблемы при изготовлении плит возникают из-за необходимости соединения на монтаже отдельных отправочных элементов, на которые плиту расчленяют в соответствии с условиями габарита погрузки. Стыки листа устраивают обычно на сварке, стыки ребер жесткости — на высокопрочных болтах. При этом возникает необходимость точного соблюдения геометрической схемы элемента (формы и размеров листа, расстояний между ребрами жесткости), чтобы при монтаже соблюдалось требуемое совмещение плоскостей и кромок стыкуемых деталей. Это требует не только точной сборки деталей, но и тщательного учета и компенсации сварочных деформаций, вызывающих линейную усадку и изгиб плит.

Трудоемкость изготовления снижается при применении кондуктора для сборки и сварки ортотропных плит (рис. 25.7). Основные элементы кондуктора — жесткое основание, фиксаторы для ориентации продольных и поперечных ребер по длине и ширине листа, передвижной портал для поджатия ребер к листу и листа к основанию перед наложением прихваток, прокладок и прижимов для создания предварительного (обратного) выгиба плиты перед сваркой.

Сборка и сварка блоков ортотропных плит в кондукторе включает следующие операции: 1) укладку листа на основание и ориентация его по упорам кондуктора; 2) установку на лист с ориентацией по длине и ширине продольных ребер жесткости; 3) прижатие ребер к листу и наложение прихваток (прижимают ребра поочередно в местах наложения прихваток с помощью гидроцилиндра тележки портала; в процессе наложения прихваток тележка перемещается по portalу поперек плиты, а портал по основанию вдоль плиты); 4) приварку продольных ребер жесткости двухдуговым автоматом; 5) освобождение плиты от предварительного выгиба;

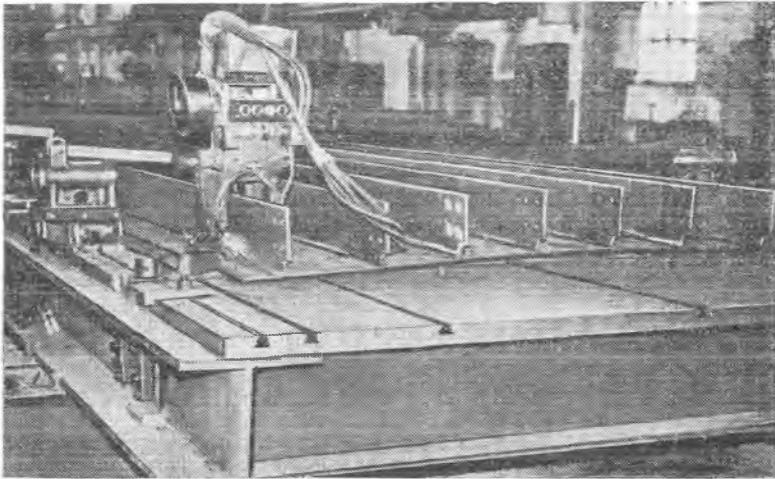


Рис. 25.7. Сборочно-сварочный кондуктор для изготовления ортостропных плит

6) установку с ориентацией по длине и ширине поперечных ребер жесткости и прикрепление их к листу прихватками; 7) приварку поперечных ребер к листу полуавтоматами; 8) извлечение плиты из кондуктора и устройство сварных соединений в пересечениях продольных и поперечных ребер.

Для наложения коротких криволинейных швов — стыковых и угловых — применяют полуавтоматическую сварку. При этом электродную проволоку подают в зону сварки автоматически, а электрод перемещают вдоль шва вручную.

Чтобы вес установки, поддерживаемый рукой сварщика, не был чрезмерным, механизм подачи электродной проволоки устанавливают стационарно (иногда на переносной площадке), а проволока поступает по гибкому шланговому проводу (рис. 25.8). При этом сварщик перемещает держатель с бункером для флюса. Конструкция шлангового провода дает возможность сварщику включать и выключать механизм подачи электродной проволоки, а также подключать к проволоке и отключать от нее сварочный ток. Для этого голая электродная проволока движется по оси, а голые токоведущие провода располагают в изолированной полости по периферии шлангового провода. Кнопка для под-

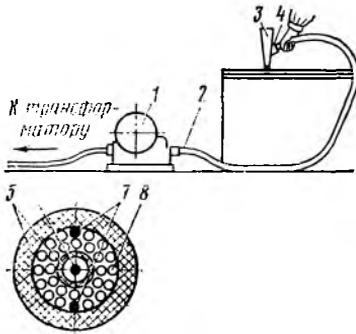


Рис. 25.8. Установка для полуавтоматической сварки и деталь шлангового провода:

1 — механизм подачи электродной проволоки; 2 — шланговый провод; 3 — бункер с флюсом; 4 — держатель; 5 — изоляция; 6 — электродная проволока; 7 — провода управления механизмом подачи; 8 — токоведущие провода

зключения сварочного тока к электроду, а также включатель механизма подачи даны на держателе.

Технология полуавтоматической, так же как и автоматической сварки, связана с ограничениями, обусловленными положением швов, так как при наклонных и вертикальных швах сварка под флюсом невозможна, — обычный флюс на поверхности не удерживается. В этом случае сварку ведут в среде углекислого газа, выполняющего функцию защиты металла сварочной ванны от контакта с кислородом воздуха. Углекислый газ подают от баллона к держателю. Чтобы обеспечить надежную защиту шва, сопло держателя должно находиться в 1,5—2,5 см от поверхности изделия.

Полуавтоматическую сварку в среде углекислого газа можно вести электродной проволокой сплошного сечения или же трубчатой порошковой проволокой. Плавящиеся при горении дуги компоненты заключенного в трубчатом электроде порошка образуют облачко защитного газа, а содержащиеся в порошке легирующие примеси улучшают качество наплавленного металла. Поэтому качество сварного шва при сварке порошковой проволокой выше, чем при проволоке сплошного сечения.

В связи с применением полуавтоматической сварки в среде углекислого газа область ручной сварки при изготовлении стальных конструкций мостов существенно сузилась. Вручную накладывают прихватки, а также короткие стыковые и угловые швы, свариваемые в неудобных для полуавтоматической сварки положениях. Для сварки применяют качественные электроды с толстой обмазкой, обеспечивающей устойчивое горение сварочной дуги, а также защиту металла сварочной ванны, его раскисление (восстановление окисленного металла) и легирование. Режимы ручной сварки отличаются от автоматической и полуавтоматической значительно меньшей силой сварочного тока (до 250—300 А), а, следовательно, и меньшими тепловложениями, меньшим объемом расплавленного металла (сварочной ванны), глубиной проплавления и сечения сварных швов. Поэтому ручную сварку ведут при большем числе проходов, причем электрод перемещают не только вдоль, но и поперек шва.

Способ сварки назначают по указаниям проекта сварной конструкции. Допускается без согласования замена менее совершенного способа на более совершенный, т. е. ручной сварки на полуавтоматическую и полуавтоматической на автоматическую.

Режимы сварки назначают с учетом температурных условий, так как она связана с нагревом металла и его последующим остыванием. Повышенные скорости остывания приводят, в особенности при сварке низколегированных сталей, к возникновению закалочных структур металла, т. е. к его переходу в хрупкое состояние. Поэтому большие скорости остывания допускать нельзя. Эти скорости возрастают с уменьшением начальной (до сварки) температуры металла и с увеличением его толщины, а также с уменьшением тепловложений при сварке. Последнее означает, что при ручной и полуавтоматической сварке скорости больше, чем при автоматической.

Основной регулируемый параметр — начальная температура, на которую по правилам изготовления стальных мостовых конструкций (СНиП III-18—75) есть ограничения (табл. 25.2). Для ручной и полуавтоматической сварки эти ограничения более жесткие из-за меньших тепловложений. Если ограничения не удовлетворяются, то перед сваркой металл подвергают местному (в зоне сварного шва) нагреву газовыми (кислородными) горелками до температуры 100—150°С. При автоматической сварке скорость остывания металла можно понизить не только посредством подогрева, но и подбором режимов с повышенными тепловложениями.

Таблица 25.2

Вид сварки	Толщина свариваемой стали, мм	Минимально допустимая температура стали при сварке без подогрева, °С, для сталей	
		углеродистых	низколегированных
Ручная и полуавтоматическая	≤ 16	—30	—20
	18—30	—20	0
	32—40	—10	—5
	> 40	0	—10
Автоматическая	≤ 30	—30	—30
	> 30	—20	—20

Большую опасность представляют дефекты сварных соединений, создающие возможность хрупких разрушений конструкций. Поэтому, с одной стороны, необходимо обеспечивать высокое качество сварки, а с другой — выявлять дефекты в процессе контроля качества и затем их устранять. Дефекты сварных соединений (рис. 25.9):

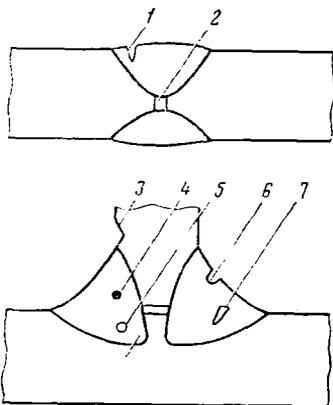


Рис. 25.9. Дефекты сварных соединений:

1 — трещина наружная; 2 — непровар в стыковом шве; 3 — подрез основного металла; 4 — шлаковое включение; 5 — пора внутренняя; 6 — пора наружная; 7 — трещина внутренняя; 8 — непровар в угловом шве

1) трещины наружные и внутренние; 2) непровары во всех стыковых швах, а также в тех угловых швах, которые по проекту должны быть выполнены с полным проваром; 3) поры (пузырьки в затвердевшем металле) и шлаковые включения — наружные и внутренние; 4) подрезы основного металла.

Особенность норм контроля сварных соединений по СНиП III-18—75 состоит в том, что регламентируются не только уровни допустимых дефектов и способы их исправления, но и методы контроля. Соответственно, сварные швы разделяют по степени ответственности на три категории. К первой категории относят наиболее

ответственные стыковые швы растянутых поясов балок, ортотропных плит и элементов ферм, ко второй — угловые (соединительные) швы в растянутых зонах балок и в растянутых элементах ферм, к третьей — стыковые и угловые швы в сжатых зонах балок и в сжатых элементах ферм. Категории швов указывают в проекте.

Качество сварки контролируют наружным осмотром, ультразвуковой дефектоскопией, просвечиванием и осмотром макрошлифов на торцах стыковых швов. Цель наружного осмотра — проверить размеры швов и выявить наружные дефекты.

Ультразвуковой дефектоскопией выявляют внутренние дефекты, контролируя 100% швов первой категории и часть швов второй и третьей категорий. Посредством ультразвуковых приборов электрические колебания преобразуются в ультразвуковые, последние с помощью перемещающихся вдоль шва искательных головок вводятся в изделие под углом 45—70° к поверхности металла. Распространяясь внутри металлического элемента, ультразвуковые волны последовательно падают и отражаются от внутренних поверхностей металла. При наличии дефектов, представляющих нарушение сплошности среды, волны отражаются от поверхности металла в месте дефекта, при этом направление волны меняется, происходит интерференция волн, фиксируемая в виде сигналов на экране осциллографа после обратного превращения ультразвуковых колебаний в электрические. По характеру сигналов судят о виде дефектов. Размеры дефектов и расстояния между ними определяют по длине пути перемещения искательной головки. Ультразвуковая дефектоскопия обеспечивает быстроту, удобство и оперативный характер контроля, однако тип и размеры дефектов определить надежно удается не всегда. В необходимых случаях результаты ультразвуковой дефектоскопии уточняют просвечиванием швов с применением рентгеновских или гамма-излучений. Лучи воздействуют на накладываемую по другую сторону шва фотопленку, фиксируют на ней имеющиеся в шве дефекты. Просвечивание применяют и при контроле качества сварки при толщине металла менее 8 мм, так как ультразвук в этом случае применять нельзя.

При осмотре макрошлифов на торцах стыковых швов выявляют главным образом такой дефект как непровар.

Наружные и внутренние трещины, являясь острыми концентраторами напряжений, резко снижают выносливость и хладостойкость конструкции и поэтому представляют собой недопустимые дефекты. Исправление сварного шва с трещиной сводится к его вырубке или, что чаще — к удалению дефектного участка посредством воздушно-дуговой строжки. В последнем случае металл шва расплавляют с помощью электрической дуги между металлом и перемещающимся вдоль шва угольным электродом, а расплавленный металл выдувают из шва струей сжатого воздуха. В той же мере недопустимы и непровары, уменьшающие поперечное сечение и прочность швов в сравнении с проектной.

Остальные дефекты допустимы, если они по своим размерам и числу на единицу длины шва не превосходят предельных значений,

устанавливаемых СНиПом дифференцированно по категориям швов. Недопустимые по размерам и числу дефекты исправляют.

Участки с порами и шлаковыми включениями удаляют воздушно-дуговой строжкой, подрезы недопустимых размеров заваривают с последующей зачисткой; при допустимых размерах подрезы зачищают, создавая плавные переходы.

Важнейшие условия получения сварных соединений нужного качества: 1) применение сталей и сварочных материалов, удовлетворяющих требованиям стандартов; 2) назначение режимов сварки (силы и напряжения тока, скорости сварки, скорости подачи электродной проволоки), соответствующих заводским нормалам с учетом толщины металла, его начальной температуры, типа и сечения шва и других факторов; 3) тщательная очистка металла в зонах сварки; 4) соблюдение геометрии кромок при их разделке. Начало и конец каждого стыкового и углового шва располагают вне изготавливаемого элемента, на специальных выводных планках, закрепляемых к элементу прихватками и удаляемых после сварки. При этом, в пределах элемента обеспечивается ровный шов, без кратеров, образующихся при возникновении и прекращении горения сварочной дуги. Конечная цель предупреждения сварочных деформаций или их правки состоит в соблюдении установленных СНиПом допускаемых (предельных) отклонений действительных размеров элементов от проектных значений.

Допускаемые отклонения для отдельных основных конструктивных элементов:

Отклонения по длине	
Балок проезжей части пролетных строений со сквозными фермами, мм	+0; -2
Отклонения по ширине или высоте	
Габаритных размеров по ширине элементов сквозных ферм, входящих внутрь узлов между фасонками, мм	+0; -2
То же, на других участках, мм	±4
Габаритных размеров по высоте балок проезжей части в зонах прикреплений, мм	±1
То же, по высоте главных балок в зонах стыков, мм	±2
То же, для всех балок вне зон прикреплений и стыков, мм	±4
Стрела выгиба оси элемента	
Элементов главных ферм и балок проезжей части	1/1000 длины, но не более 1 мм
Элементов связей	1/750 длины, но не более 15 мм
Грибовидность полок (поясов) и перекос полок относительно стенки	
В узлах, стыках и прикреплениях	1/200 ширины полки, но не более 1 мм
В прочих местах	1/100 ширины полки, но не более 2 мм
Выпучивание стенок балок	3/500 высоты стенки

25.2. Сварочные напряжения и деформации

Процесс сварки сопровождается возникновением в свариваемом изделии внутренних напряжений, а также искажением начальной формы изделий. Учитывая это, технологический процесс разрабатывают так, чтобы сварочные деформации и напряжения были возможно меньшими.

Механизм возникновения сварочных напряжений уясняется на примере наплавки валика вдоль стальной полосы (рис. 25.10, а). Локальный нагрев зоны шва при сварке приводит к удлинению металла этой зоны и переходу его в пластичное состояние. В период остывания после сварки к металлу возвращаются его упругие свойства, поэтому укорочению средней части полосы препятствуют ее крайние, менее нагретые участки. В результате средняя часть полосы оказывается растянутой, крайние — сжатыми, и в сечении возникает уравновешенная эпюра внутренних напряжений. По данным измерений пиковые напряжения в месте сварного шва достигают предела текучести. При приложении внешней растягивающей нагрузки полоса удлиняется и эти удлинения распределяются по сечению равномерно. Поскольку напряжения в середине полосы находятся на пределе текучести, их дальнейшее увеличение для строительных сталей, имеющих развитую площадку текучести, не происходит. По краям полосы влияние внешней растягивающей нагрузки проявляется сначала в уменьшении сжимающих, а затем в возрастании растягивающих напряжений. После достижения последними предела текучести напряжения по сечению выравниваются.

Соответствующая моменту выравнивания напряжений внешняя нагрузка представляет ее предельное значение. Так как предельная

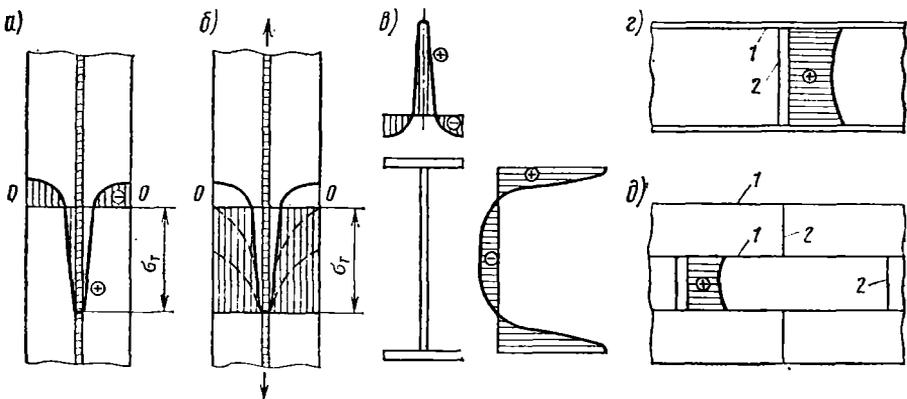


Рис. 25.10. Эпюры внутренних напряжений от сварки:

а — напряжения в полосе с наплавкой; б — выравнивание напряжений в полосе при приложении растягивающей нагрузки; в — напряжения в сечении двутавровой балки; г и д — внутренние напряжения в стыковых швах при наложении продольных 1 раньше поперечных 2 швов

нагрузка численно равна объему эпюры напряжений, а эта эпюра в предельном состоянии оказывается не зависящей от наличия или отсутствия внутренних напряжений, то оказывается, что прочность полосы от внутренних напряжений тоже не зависит. Этот вывод подтверждается экспериментально.

Неблагоприятное влияние внутренних напряжений состоит в том, что связанные с ними удлинения приводят к снижению запаса пластичности, т. е. к некоторому ухудшению механических характеристик материала. Поскольку для конструкций стальных мостов, работающих в условиях низких температур и подверженных действию многократно-повторных нагрузок, сохранение высокой пластичности металла важно, вопросу снижения внутренних напряжений уделяют повышенное внимание.

Эпюры внутренних напряжений от сварки в элементах конструкций легко могут быть построены, если принять во внимание, что каждый из образующих элемент листов представляет собой полосу со сварным швом, расположенным или посередине полосы, или по ее краям (см. рис. 25.10, в).

Причиной возникновения сварочных напряжений служит также и стеснение свободных деформаций отдельных частей элемента. Так, остывание металла в зоне стыкового шва приводит к сближению незакрепленных листов, образующих стенку двутавровой балки; нормальные напряжения вдоль оси балки при этом не возникают. Если же сварной стык стенки устраивать после присоединения листов стенки к поясам, то перемещения свариваемых листов будут стеснены и в стыке возникнут значительные продольные нормальные напряжения. По той же причине повышенные продольные напряжения возникнут и при сварке из отдельных листов стенок высоких балок, если продольные стенки сваривать раньше поперечных.

Радикальная мера борьбы с внутренними напряжениями от сварки состоит в отжиге изделий; соответствующий отжигу переход металла в пластическое состояние снимает напряжения. Однако ввиду больших размеров элементов мостовых конструкций этот способ оказывается малоприменимым и наибольшее распространение в изготовлении стальных конструкций получила такая технология сварки и, в первую очередь, установление такой последовательности наложения сварных швов, при которых напряжения оказываются наименьшими. Применительно к примерам, показанным на рис. 25.10, правильная технология соответствует наложению всех стыковых швов при образовании стенки из листов и последующему переходу к устройству угловых швов в соединении стенки с поясами. Для примеров по рис. 25.10, г, д сначала следует сваривать поперечные стыковые швы, а затем продольные.

Основная причина сварочных деформаций — усадка сварных швов во время остывания и возникновение при этом стягивающих сил, которые создают изгибающие моменты относительно нейтральной оси элемента или отдельной его части. Схема возникновения деформаций в известной мере подобна схеме термической правки исходного проката (см. рис. 24.6). Различают общие де-

формации, характеризующиеся общим перемещением элемента (в частности, перемещением его оси), и местные, связанные с искажением формы поперечного сечения.

Примерами общих деформаций служат изгиб элементов в одной или двух плоскостях и закручивание элементов, приводящее к так называемой винтообразности, а также искривления плоскостей ортотропных плит (рис. 25.11). К числу общих деформаций относятся также укорочение элементов вследствие усадки сварных швов. Местные деформации двутавровых и Н-образных элементов могут быть расчленены с выделением грибовидности полков, перекоса полков и выпучивания стенок. В коробчатых элементах возникают перекосы поперечных сечений, приводящие к изменению длин диагоналей.

Касаясь схем возникновения сварочных деформаций, нужно выделить элементы симметричного сечения, деформации которых связаны преимущественно с неодновременным наложением сварных швов. Так, при приварке первой полки двутавровой балки к стенке изгибающий момент от стягивающих сил в шве передается на элемент таврового сечения и вызывает его прогиб, определяемый стрелкой f_1 . При приварке второй полки изгибающий момент от этих сил передается на более жесткое двутавровое сечение, поэтому стрелка прогиба f_2 при изгибе в обратную сторону получается меньшей, чем стрелка f_1 . В результате элемент получает остаточный прогиб, равный $f_2 - f_1$. Подобным же образом перекося полки при наложении первого углового шва, когда этому перекося препятствуют только прихватки, оказывается из-за влияния первого шва большим, чем обратное перемещение полки при наложении второго шва.

Элементом несимметричного сечения (тавровым элементам, ортотропным плитам) свойственны повышенные деформации, поскольку сварные швы в них расположены по одну сторону от нейтральной оси или нейтральной плоскости.

Режимы сварки с увеличенными тепловложениями и размерами сварных швов приводят к увеличению сварочных деформаций, а применение двухдуговых автоматов к некоторому уменьшению деформаций ввиду одновременного наложения пары швов.

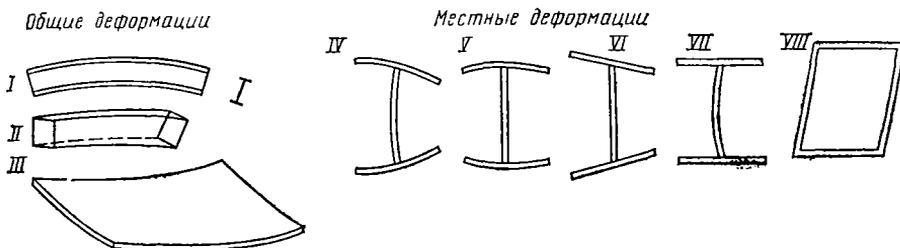


Рис. 25.11. Виды сварочных деформаций:

I — изгиб линейного элемента; II — винтообразность; III — изгиб плоской ортотропной плиты; IV — деформация контура Н-образного элемента; V — грибовидность полков; VI — перекося полков; VII — выпучивание стенки; VIII — ромбовидность контура коробчатого элемента

Основное неблагоприятное последствие сварочных деформаций — значительное усложнение монтажа конструкций и, в частности, повышение трудоемкости устройства узловых соединений. Поэтому техническими условиями на изготовление предъявляются жесткие требования к соблюдению проектных размеров элементов с учетом установленных нормами допускаемых отклонений. Отсюда возникает необходимость в специальных мерах, обеспечивающих уменьшение сварочных деформаций до допустимых пределов. Такие меры сводятся к предупреждению сварочных деформаций или к последующей правке.

Для предупреждения деформаций на элемент или его части накладывают перед сваркой жесткие связи. Наложение связей должно сопровождаться обратным выгибом, который назначают опытным путем с таким расчетом, чтобы после снятия связей элемент принял форму, близкую к проектной. При отсутствии обратного выгиба связи не обеспечивают предотвращения упругих деформаций, проявляющихся после освобождения элемента. В качестве примера на рис. 25.12, а показана схема закрепления свариваемого линейного элемента с созданием его общего обратного выгиба. Аналогичным образом поступают при сварке ортотропных плит, обеспечивая обратный выгиб в двух плоскостях посредством кондуктора для сборки и сварки. Закрепление и обратный выгиб полки Н-образного элемента, препятствующие возникновению грибовидности, показаны на рис. 25.12, б.

Устройства для предупреждения деформаций конструктивно объединяют с устройствами для сварки, в частности со сварочными и сборосварочными кондукторами и кондукторами-кантователями.

Если предусматривается правка тех или иных деформаций после сварки, то связи для предупреждения деформаций данного вида не накладывают, предоставляя элементу в процессе сварки деформироваться свободно. Так, в случаях когда технологический процесс включает последующую правку грибовидности Н-образного

элемента, при сварке элементу придают только общий обратный выгиб. Применяемые на заводах стальных мостовых конструкций методы включают операции по механической, термической и термомеханической правкам.

Механическая правка заключается в приложении к элементу внешних усилий, вызывающих требуемые перемещения деформированных частей с возникновением в металле зон пластических деформаций. По принципу своего осуществления такая правка сварочных деформаций

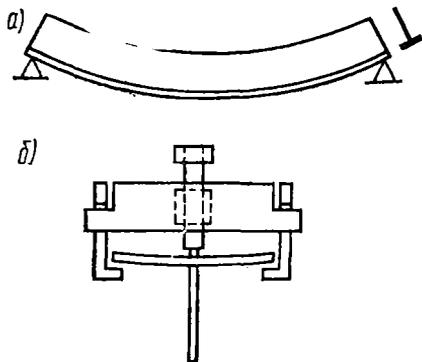


Рис. 25.12. Обратный выгиб для предупреждения деформаций

аналогична механической правке деформаций исходного проката. Конструкция правильных машин в данном случае увязывается с конструктивной формой сварных элементов. Наиболее широкое применение механическая правка получила при устранении грибовидности Н-образных и двутавровых элементов. Для этой цели используют ротационные прессы, обеспечивающие непрерывность процесса правки. Правка грибовидности (рис. 25.13, а) происходит за счет выгиба концов полок вверх, причем выгиб назначают с таким расчетом, чтобы обратные упругие перемещения концов по выходе из пресса обеспечивали прямолинейность полок и ее перпендикулярность стенке в поперечном сечении стального элемента.

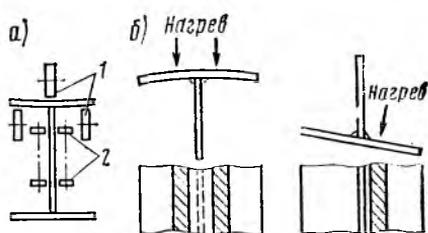


Рис. 25.13. Схемы правки сварочных деформаций:

а — механической, в ротационном прессе; б — термическим способом; 1 — правильные ролики пресса; 2 — направляющие ролики

Правка в ротационном прессе возможна только при отсутствии ребер жесткости.

При правке балке придают продольные перемещения, пропуская ее через ролики пресса.

Термическая правка сварочных деформаций (правка нагревом) также подобна правке исходного проката и происходит путем нагрева деформированных элементов и их частей со стороны выпуклых кромок или поверхностей. Расположение полос нагрева при правке специфичных для сварных Н-образных элементов деформаций грибовидности полок и их перекоса показаны на рис. 25.13, б. Общие деформации этих элементов правят по схемам рис. 24.6.

Термомеханическую правку применяют в случае конструкций повышенной жесткости, когда только один нагрев не приводит к необходимой степени устранения деформаций или требует чрезмерных затрат времени. При этом методе нагрев деформированных участков сочетают с механическим воздействием домкратов или грузов.

Особая мера борьбы со сварочными деформациями — назначение припусков на размеры заготовок, компенсирующих усадку сварных швов.

Припуски принято назначать исходя из следующих усадочных деформаций: 1) 0,1 мм на 1 м углового шва в элементах с высотой стенки менее 1 м и 0,5 мм на 1 м — при высоте стенки больше 1 м; 2) 1 мм на каждый стыковой шов; 3) 1 мм на каждую пару ребер жесткости в элементах с высотой стенки меньше 1 м и 0,5 мм — при высоте стенки больше 1 м,

25.3. Особенности сборки клепаных элементов и устройства заводских заклепочных и болтовых соединений

Элементы клепаных конструкций собирают двумя способами: с помощью сборочных кондукторов, подобных кондукторам для сборки сварных элементов, или без кондукторов, с взаимной ориентацией деталей, составляющих элемент, но заранее просверленным отверстиям. Первый способ, когда предварительного образования отверстий в элементах не требуется, получил названия бездырной сборки, а второй — сборки по отверстиям. Выбор способа сборки связан, в основном, с серийностью продукции: при большом числе одновременно изготавливаемых элементов целесообразно изготовление кондукторов, при недостаточном объеме изготовления эффективнее сборка по отверстиям.

После кондукторной сборки в элементе сверлят на полный диаметр с помощью пневматических сверлильных машинок небольшое число отверстий, которые заполняют цилиндрическими пробками (рис. 25.14, а) и стяжными (сборочными) болтами, обеспечивая тем самым временное взаимное соединение деталей, образующих элемент. Пробки, имеющие диаметр цилиндрической части, близкий к диаметру отверстия, препятствует взаимному сдвигу деталей; болты диаметр которых на 3 мм меньше диаметра отверстий, необходимы для стягивания пакета деталей.

Собранный элемент извлекают из кондуктора и транспортируют в зону действия радиально-сверлильного станка, с помощью которого сверлят остальные отверстия, затем устанавливают дополнительное число пробок и болтов с заполнением не менее 35% отверстий. Число болтов должно обеспечивать достаточно плотное стягивание пакета, когда зазоры между деталями, образующими пакет, не превышают 0,3 мм. Зазоры проверяют плоским щупом указанной толщины, который не должен входить между деталями — при несоблюдении этого ставят дополнительные стяжные болты.

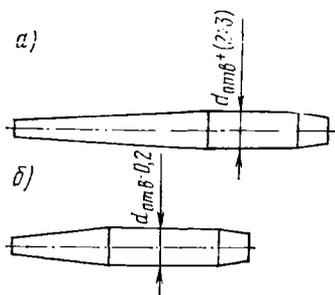


Рис. 25.14. Крепления для сборки элементов

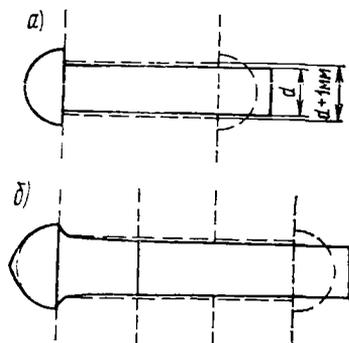


Рис. 25.15. Заклепки с коническим стержнем

При втором способе сборки отверстия сверлят в отдельных деталях в процессе обработки металла. Положения центров отверстий устанавливают по шаблонам или по разметке. Поскольку как в одном, так и в другой случаях возможны заметные отклонения от проектного положения отверстий, приводящие в дальнейшем к черноте (несовпадению) отверстий в собранном элементе, отверстия сверлят или продавливают на неполный диаметр (на 4—5 мм меньше проектного).

Элемент из деталей с отверстиями собирают, ориентируя взаимное положение деталей по отверстиям и обеспечивая временное соединение деталей с помощью конических оправок (рис. 25.14, б) и сборочных болтов уменьшенного диаметра. Собранный элемент отправляют к радиально-сверлильному станку, где свободные от оправок и болтов отверстия рассверливают на полный диаметр. В рассверленные отверстия устанавливают цилиндрические пробки и болты нормального диаметра. Затем снимают оправки и болты уменьшенного диаметра и соответствующие отверстия также рассверливают.

Заводские соединения устраивают посредством горячей клепки с предварительным нагревом заклепок. На заводах применяют преимущественно заклепки с цилиндрическим стержнем и полукруглой головкой (рис. 25.15, а). Диаметр стержня на 1 мм меньше диаметра отверстия, что обеспечивает свободную заводку нагретой заклепки; плотное заполнение отверстия достигается за счет осаживания стержня и увеличения его диаметра в процессе клепки. Головку непоставленной заклепки называют закладкой, а образуемую в процессе клепки — замыкающей.

При общих толщинах соединяемых пакетов, превышающих 3,5 диаметра заклепки, и ручной клепке плотное заполнение отверстий может быть затруднено. В этом случае применяют заклепки с повышенными закладными головками и коническим стержнем (рис. 25.15, б). При клепке закладная головка приобретает обычное полукруглое очертание, а избыточный металл переходит в стержень, способствуя плотному заполнению отверстия.

На заводе заклепки ставят преимущественно переносными клепальными прессами, называемыми скобами (рис. 25.16). Рабочими органами скобы служат штампы: неподвижный, поддерживающий закладную головку, и подвижный, образующий замыкающую головку. Перемещение подвижному штампу передается через рычажный механизм от пневмоцилиндра, работающего на сжатом воздухе. Размеры сменных штампов подбирают по диаметру заклепки. Давление штампа на заклепку составляет 500—800 кН.

Для получения нормальной структуры металла силовое воздействие скобы должно заканчиваться при температуре заклепки из углеродистой стали в пределах 500—600 °С. Исходя из этого условия начальную температуру заклепок при машинной клепке назначают равной 650—700 °С (соответствует красному цвету каления). Температуру нагрева заклепок из низколегированной стали повышают на 100—110 °С. Точка подвешивания скобы совпадает с цен-

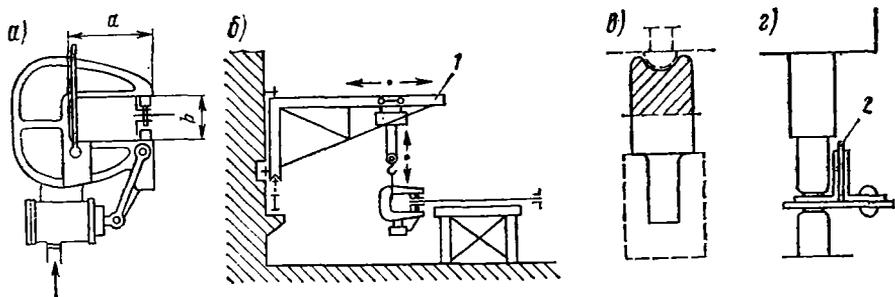


Рис. 25.16. Оборудование и схема заводской машинной клепки:

a — клепальная скоба; *b* — рабочее место у скобы; *в* — штамп клепальной скобы; *г* — постановка заклёпок в поясах высоких двутавровых балок; *1* — консольный кран; *2* — временная прокладка

тром ее тяжести. Это дает возможность поворачивать скобу в положение, наиболее удобное для клепки того или иного элемента. Предпочтительно такое положение скобы, при котором неподвижный штамп находится сверху, а подвижный снизу. При этом заклепки располагают закладной головкой кверху, что дает возможность их заблаговременной установки в отверстия и повышения за счет этого производительности клепки.

Наиболее распространена организация рабочего места, при которой скобу подвешивают к тельферу консольного крана, перемещающегося по путям, закрепленным к стене цеха. Склепываемый элемент размещают в зоне действия крана на стеллажах и в процессе клепки кантуют, обеспечивая тем самым постановку заклепок в различных плоскостях.

Наиболее удобны для машинной клепки элементы таврового, двутаврового и Н-образного поперечных сечений. Поперечные размеры этих элементов должны быть увязаны с размерами скоб распространенных моделей $a=1\div 2$ м, $b=0,6\div 0,7$ м (см. рис. 25.17, *a*).

В отдельных случаях, когда это не соблюдается, назначают особую последовательность сборки и клепки. Так, при большей высоте двутавровых балок отдельно собирают их пояса и склепывают поясные листы с уголками. В зазоре между уголками при сборке устанавливают прокладки. После первого этапа клепки прокладки удаляют, пояса соединяют со стенкой и склепывают соединения поясных уголков со стенкой. При изготовлении элементов коробчатого сечения с внутренними уголками (нижние пояса главных ферм) машинная клепка применима только для постановки заклепок по вертикальным листам. Ввиду этого клепку скобой выполняют в предварительно собранных отдельных ветвях элемента. После чего из ветвей собирают элемент, а остальные заклепки устанавливают вручную с помощью пневматического инструмента.

В качестве инструмента для ручной клепки применяют пневматические клепальные молотки и пневматические подержки,

Клепальный молоток представляет собой инструмент ударного действия. Удары наносят по сменному наконечнику — обжимке, воздействующей на конец стержня при образовании замыкающей головки. Закладная головка в это время опирается на обжимку поддержки; последняя имеет вид пневматического домкрата, цилиндр которого упирают в противоположную ветвь элемента (рис. 25.17). По форме обжимки аналогичны штампам клепальных машин.

Для клепки коротких заклепок элемента применяют поддержки статического действия, а для длинных — ударные поддержки, оказывающие на заклепку ударное воздействие, подобное воздействию клепального молотка.

Так как ручная клепка превышает по продолжительности машинную, то для соблюдения температуры конца клепки начальная температура заклепки должна быть повышена.

Ее назначают в пределах 1000—1100 °С, что соответствует оранжевому цвету каления.

Качество клепки контролируют по большому числу признаков, основные из которых — плотность стягивания пакета заклепкой и плотность заполнения отверстия стержнем заклепки. Плотность стягивания проверяют, остукивая заклепки легким молотком массой около 0,4 кг. Дрожание головки указывает на недостаточную плотность стягивания и необходимость замены заклепки. Для проверки плотности заполнения отверстия несколько заклепок соединения срубуют.

Ряд дефектов (зарубание основного металла, неправильная форма головки и др.) выявляют наружным осмотром.

Ручная клепка пневматическими молотками менее производительна (в 2—3 раза), чем машинная; качество ее ниже, а шум и вибрация при работе молотков ухудшает условия труда. Все это определило тенденцию замены заклепок на высокопрочные болты. Технология устройства заводских фрикционных соединений на высокопрочных болтах, в основном, та же, что и для монтажных (см. п. 26.3). В условиях заводов-изготовителей стальных конструкций наиболее доступна и целесообразна газопламенная обработка контактных поверхностей. Существенное преимущество болтовых фрикционных соединений в сравнении с заклепочными — не требуется точное, без черноты, совмещение отверстий. При болтах допустима чернота, не препятствующая их свободной постановке с учетом разницы номинальных диаметров отверстий и болтов в 1—3 мм.

Это обстоятельство определяет возможность сверления отверстий в отдельных деталях сразу на полный диаметр с исключением рассверливания отверстий после сборки элемента или конструкции металлического пролетного строения.

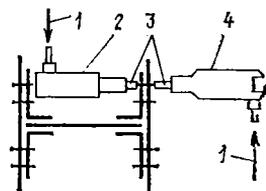


Рис. 25.17. Схема ручной клепки:

1 — подача сжатого воздуха; 2 — поддержка; 3 — обжимки; 4 — клепальный молоток

25.4. Образование отверстий для монтажных соединений элементов

Образование монтажных отверстий представляет сложную задачу, связанную с необходимостью строгого соблюдения их проектного положения. Несовпадение отверстий при монтаже конструкции вызывает повышение трудоемкости сборки, а отклонение расстояний между группами отверстий — к искажению геометрической схемы сооружения, которая на месте строительства уже не может быть подвергнута исправлению.

На заводах стальных мостовых конструкций нашли применение два метода образования отверстий — сверлением в собранной конструкции при общей ее сборке или сверлением в отдельных элементах с помощью кондуктора.

Общую сборку ведут отдельными плоскими системами, входящими в состав пролетного строения. Так, в случае пролетного строения со сквозными главными фермами и ездой понизу поочередно собирают одну и другую главные фермы, конструкцию проезжей части вместе с нижними поясами ферм и горизонтальными связями между ними, горизонтальные связи и верхние пояса, элементы порталного заполнения вместе с опорными раскосами, каждую из систем поперечных связей вместе со стойками (или подвесками) главных ферм. Все плоские системы собирают в горизонтальном положении на специальных стеллажах. При общей сборке строго соблюдают проектную геометрическую схему конструкций (для главных ферм — с учетом строительного подъема) и проектное положение отдельных элементов, которые ориентируют по их осям и центрам узловых соединений.

Затем переходят к сверлению монтажных отверстий. Положение центров отверстий устанавливают заблаговременно, при разметке или наметке. Возможно также предварительное образование отверстий на неполный диаметр в отдельных деталях узловых соединений (узловых фасонках, накладках и т. п.). Отверстия при общей сборке сверлят как станками, так и вручную пневматическими сверлильными машинками, так как станочное сверление в полном объеме в данном случае невыполнимо. Поскольку монтажные отверстия по данному методу сверлят в собранной конструкции и совместно в основных элементах и деталях узловых соединений, то при последующем монтаже пролетных строений в пролете совмещение отверстий обеспечивает практически ту же геометрическую схему сооружения, которая была зафиксирована общей сборкой. А так как при общей сборке в условиях завода (на стеллажах) проектная геометрическая схема соблюдается с повышенной точностью, то такая же точность достигается и при монтаже на строительстве.

Установленные по разметке или наметке положения центров монтажных отверстий могут иметь те или иные (в ряде случаев заметные) отклонения от проектного положения. Эти отклонения носят индивидуальный характер, поэтому действительное размещение отверстий в одноименных узлах и на концах одноименных элемен-

тов оказывается различным. Отсюда возникает необходимость монтировать конструкцию в пролете со строгим соблюдением того взаимного положения элементов, которое они занимали при общей сборке. Иначе говоря, одинаковые элементы в данном случае пезвзаимозаменяемы.

Невзаимозаменяемость элементов требует их индивидуальной маркировки. При изготовлении пролетных строений со сквозными главными фермами применяют буквенно-цифровую маркировку: узлам ферм дают порядковый номер и букву Н для нижнего пояса или В — для верхнего. Узлы другой фермы, расположенной ниже по течению реки, обозначают также, но буквы Н или В удваивают (рис. 25.18).

При этом элементы обозначают через обозначения узлов, к которым они примыкают (например, раскос Н1-В2, пояс В3-В5 и т. д.).

По второму методу монтажные отверстия образуют отдельно в каждом элементе конструкции и каждой детали соединений, не прибегая к их общей сборке. Чтобы достигнуть необходимой точности положения отверстий и обеспечить достаточно точное их совмещение на монтаже, отверстия сверлят по кондукторам — плоским (накладным) для листовых деталей (фасонок и накладок) и объемным (стационарным) для элементов. Плоский кондуктор выполняют в виде стального тщательно выправленного листа толщиной 10—12 мм, с просверленными в нем отверстиями (рис. 25.19, а), через которые сверлят отверстия в изделии. Для повышения срока службы кондуктора отверстия в нем защищают от износа термически обработанными втулками из инструментальной стали; втулки плотно запрессовывают в отверстия.

Точное размещение отверстий в кондукторе достигается двумя способами.

По первому способу отверстия в кондукторе, равные наружному диаметру втулок, сверлят по кондуктору-эталоны, который изготовляют на специальных станках, обеспечивающих высокую точность размеров и расстояний между отверстиями. Кондуктор-эталон имеет прямоугольную форму (рис. 25.19, в) и поэтому оказывается пригодным для сверления только отдельных групп отверстий в кондукторах для узловых фасонок. Кондуктор-эталон ориентируют по осям элементов, размечаемых на кондукторах для фасонок с высокой точностью.

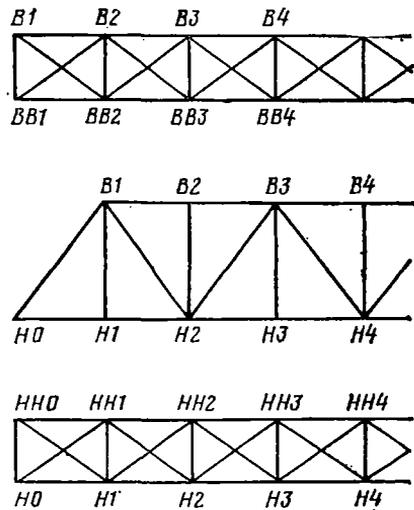


Рис. 25.18. Пример маркировки узлов и элементов при отсутствии взаимозаменяемости

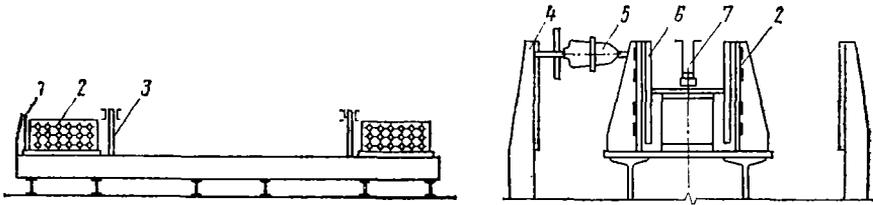


Рис. 25.20. Объемный кондуктор:

1 — торцевой упор; 2 — плоский кондуктор; 3 — прижимная рамка; 4 — боковой упор; 5 — сверлильная машинка; 6 — элемент; 7 — прижимной винт

к которым после извлечения элемента из этого кондуктора закрепляют плоский кондуктор. Используя последний, дальнейшее сверление основного числа отверстий ведут на радиально-сверлильном станке.

Преимущества образования монтажных отверстий по кондукторам — значительное сокращение производственных площадей за счет исключения общей сборки пролетных строений, повышения производительности труда и улучшения качества монтажных отверстий. Обеспечиваемая при этом взаимозаменяемость элементов существенно облегчает их комплектование и отгрузку с завода, а также сортировку и складирование на строительстве. Изготовленные по кондукторам элементы и детали имеют цифровую маркировку, обозначающую порядковый номер группы однотипных изделий, называемых отправочными марками. Однотипные плоские детали отправляют в пачках.

Образование отверстий при общей сборке применяют только для изготовления индивидуальных конструкций при малой серийности заказа, когда относительная стоимость кондукторов оказывается чрезмерной.

Качество кондукторов, их состояние и степень износа проверяют контрольной сборкой изготовленных конструкций.

По техническим условиям на изготовление проводят контрольную сборку каждого пятого однотипного пролетного строения, изготовляемого с применением проверяемого комплекта кондукторов. Объем контрольной сборки включает две панели одной из главных ферм, такое же число панелей проезжей части и горизонтальных связей, одну плоскость portalного заполнения и т. д. Качество кондукторов считают удовлетворительным, если при контрольной сборке достигается хорошее совмещение монтаж-

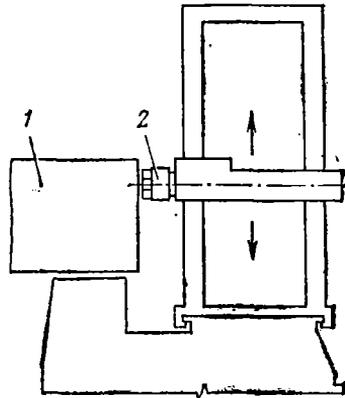


Рис. 25.21. Расположение обрабатываемого элемента на торцефрезерном станке:

1 — элемент; 2 — фреза

ных отверстий. При проверке совмещения калибр диаметром на 0,5 мм менее номинального диаметра отверстия должен пройти не менее чем в 85% отверстий данной группы.

Если сжимающие нагрузки в монтажных соединениях передаются через пригнанные торцы элементов, геометрическая схема определяется положением торцов. В этих случаях (главным образом при изготовлении пилонов висячих и вантовых мостов) торцы элементов для обеспечения надежной передачи усилий и соблюдения проектного положения подвергаются фрезеровке с помощью торцефрезерных станков (рис. 25.21). Наиболее удобны двусторонние станки, дающие возможность одновременно обрабатывать оба торца элемента.

Фрезерование торцов наряду с точным положением опорных плоскостей обеспечивает также и точную длину элементов, отклонение от проектных размеров даже для весьма длинных элементов не превышает 2—3 мм.

25.5. Допускаемые отклонения размеров стальных конструкций

Фактические размеры конструкций и их элементов (расстояния между осями, габаритные размеры, расстояния между отверстиями) не соответствуют в точности проектным (номинальным), а имеют те или иные отклонения. Эти отклонения обусловлены большим числом не поддающихся учету технологических факторов и поэтому представляют собой случайные величины. Факторы, поддающиеся учету, должны быть исключены корректированием технологии или проектных размеров стальных элементов. Случайные отклонения размеров можно характеризовать вероятностью реализации конкретного отклонения при изготовлении той или иной конструкции, ее элемента или детали. Опытным путем установлено, что чем отклонение больше, тем вероятность его реализации меньше, а наиболее вероятны малые отклонения, при которых фактические размеры близки к проектным. Отсюда следует, что вероятности отклонений размеров зависят от значений отклонений или, иначе говоря, вероятности распределены по отклонениям.

Имея результаты большого числа выполненных на производстве измерений размеров, можно построить опытные зависимости вероятностей от значений. При этом, используя данные измерений, вероятность можно определить как отношение числа элементов или деталей, отклонения размеров которых попадают в данный интервал, к общему числу элементов или деталей, размеры которых были измерены.

Ввиду неудобств, возникающих при использовании опытных зависимостей, их заменяют подходящими теоретическими. Установлено, что вероятности отклонений размеров распределены по так называемому нормальному закону или закону Гаусса. Кривая распределения вероятностей по этому закону применительно к

измерению размеров может быть записана в виде:

$$f(x) = \frac{1}{s\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{x^2}{2s^2}\right); \quad s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - x_{cp})^2}{(n-1)}}$$

где s — среднее квадратичное отклонение размеров, определяемое с использованием результатов измерений;

x — отклонение размеров;

n — число измерений;

x_{cp} — среднее арифметическое результатов измерений, равное $\frac{\sum x_i}{n}$.

Среднее квадратичное отклонение иначе называют стандартом кривой распределения. Вероятность попадания отклонения размера x по рис. 25.22 интервал размеров от x' до x'' равна заштрихованной площади, ограниченной осью ординат, кривой $f(x)$ и ординатами $f(x')$ и $f(x'')$. По мере увеличения отклонения его вероятность уменьшается, что качественно соответствует опытным данным. Максимальная ордината кривой $f(x)$ соответствует номинальному размеру. Другое свойство кривой распределения состоит в том, что увеличение среднего квадратичного отклонения s приводит к увеличению вероятности больших отклонений и уменьшению вероятности отклонения малых. В этом характер нормального закона также соответствует результатам измерений, поскольку увеличение s , как следует из соответствующего выражения, указывает на повышенные отклонения действительных размеров от номинального.

Один и тот же элемент или деталь конструкции могут быть изготовлены различными методами, каждому из которых свойственна та или иная точность соблюдения проектных размеров. Например, стенка двутавровой балки может быть изготовлена с применением газовой резки и резки на гильотинных ножницах, а также посредством резки с последующей строжкой на кромкострогальных станках. Первому методу изготовления соответствует наименьшая, а последнему — наибольшая точность. Значения средних квадратичных отклонений (стандартов) s в первом случае будут меньше, чем во втором, а во втором — меньше, чем в третьем. Отсюда следует, что из двух показанных ниже на рис. 25.22 кривых распределения, кривая 1 соответствует более совершенной технологии и большей точности изготовления изделия.

При назначении допускаемых отклонений (допусков) размеров исходят из точности соблюдения размеров, обеспечиваемой при том или ином методе изготовления в условиях нормального технологического процесса. Под

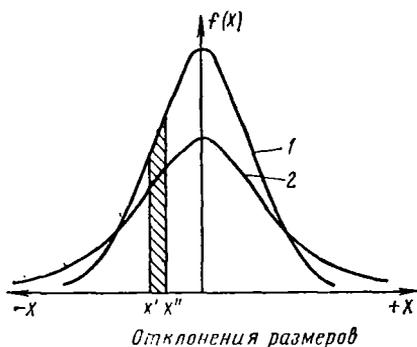


Рис. 25.22. Кривые нормального распределения отклонений размеров (стандарт кривой 1 меньше стандарта кривой 2)

нормальным понимают процесс, выполняемый с применением стандартных материалов и стандартного инструмента при состоянии оборудования, соответствующем его паспортным данным, и квалификации исполнителей, соответствующей установленным требованиям. Применительно к различным методам изготовления в условиях нормальной технологии определяют по результатам измерений размеров значения стандартов s и строят кривые распределения вероятностей.

Принципиальная основа назначения допускаемых отклонений состоит в том, что все изделия, изготовленные в условиях нормальной технологического процесса, должны быть приняты без брака. Если же получаемая точность не удовлетворяет требованиям монтажа или эксплуатации, то нужно переходить на другую, более совершенную технологию изготовления.

Ординаты кривой распределения $f(x)$ обращаются в нуль при $x = \pm \infty$. Это означает, что любому сколь угодно большому отклонению размеров соответствует некоторая (для весьма больших отклонений весьма малая) вероятность появления. Поэтому при назначении допускаемых отклонений считают, что вероятность перевода изделий в брак при нормальной технологии не исключается, а весьма мала. Принято назначать допускаемое отклонение v размеров в каждую сторону от номинального размера равным трем стандартам кривой распределения:

$$v = l - l_0 = 3s,$$

где l — предельно допускаемый размер, превышение (уменьшение) которого вызывает перевод изделия в брак;
 l_0 — номинальный размер.

При таком назначении допускаемых отклонений размеров вероятность приемки изделий при нормальной технологии равна 0,9973, а вероятность браковки 0,0027, т. е. практически равна нулю. Нарушение нормальной технологии вызывает увеличение средних квадратичных отклонений; вероятность браковки возрастает и тем больше, чем больше значения s .

Таблица 25.3

Технология резки металла	Допускаемые отклонения размеров, мм, при интервалах размеров элементов, м			
	до 1,5	свыше 1,5 до 2,5	свыше 2,5 до 4,5	свыше 4,5 до 6,0
Газовая резка вручную по наметке	2,5	3,0	3,5	4,0
То же, автоматом и полуавтоматом по шаблону	1,5	2,0	2,5	3,0
Резка на гильотинных ножницах по наметке	1,5	2,0	2,5	3,0
То же, по упору	1,0	1,5	2,0	2,5
Газовая резка или резка на ножницах с последующей обработкой кромок на кромкострогальных станках	0,5	1,0	1,5	2,0

В качестве примера в табл. 25.3 указаны установленные нормами (СНиП III-18—75) допускаемые отклонения линейных размеров листовых деталей — узловых фасонок, стыковых накладок и пр.

Имея систему допускаемых отклонений размеров и требуемую проектом или техническими условиями точность соблюдения размеров деталей и элементов данной конкретной конструкции, назначают соответствующую технологию изготовления. При этом выполняют соответствующие расчеты, связанные с тем, что отклонения размеров элементов и конструкции в целом определяются отклонениями размеров отдельных элементарных частей, каждая из которых имеет свою кривую распределения, характеризующую значением s_i . Отклонения размеров целого элемента представляют собой случайную величину, распределение которой определяется неизвестным стандартом s . Этот стандарт можно выразить по известным значениям стандартов s_i :

$$s = \sqrt{\sum_{i=1}^m \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_i} \right)^2 s_i^2},$$

где m — число элементарных частей,

φ — функция, выражающая зависимость между размерами элемента и размерами его элементарных частей;

x_i — отклонение размера i -й элементарной части.

Поскольку $v = 3s$ и $v_i = 3s_i$, можно записать:

$$v = \sqrt{\sum_{i=1}^m \left(\frac{\partial \varphi}{\partial x_i} \right)^2 v_i^2}.$$

Использование формулы для v иллюстрируется следующими примерами.

Пример 1. Сварная двутавровая балка состоит из стенки и двух полок. Допускаемые отклонения размеров стенки и полок известны. Нужно определить допускаемое отклонение высоты балки (рис. 25.23). Высота двутавровой балки $H = h + 2c + 2d$. Здесь имеем три элементарных размера — высоту стенки h , зазор между стенкой и полкой c и толщину полки d . Соответствующие допускаемые отклонения равны v_h , v_c и v_d , а предельное отклонение высоты балки

$$v_H = \sqrt{v_h^2 + 2v_c^2 + 2v_d^2}.$$

Пусть стенка изготавливается посредством автоматической газовой резки. Тогда (см. табл. 25.3) $v_h = \pm 2$ мм. Допускаемое отклонение размера c при его номинальном значении 0,5 мм определяется требованиями подготовки кромок

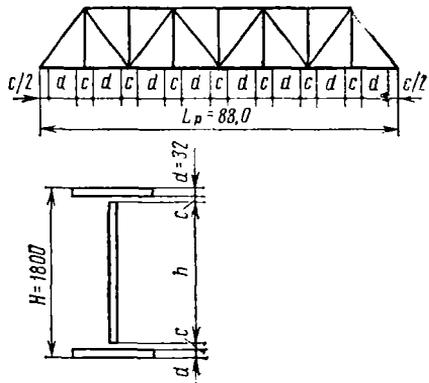


Рис. 25.23. Схемы к расчету допускаемых отклонений размеров

при автоматической сварке и равно $v_0 = \pm 0,5$ мм. Допускаемое отклонение толщины прокатной стали $v_d = \pm 0,6$ мм.

$$\text{Тогда } v_H = \sqrt{2^2 + 2 \cdot 0,5^2 + 2 \cdot 0,6^2} = 2,3 \text{ мм.}$$

Пример 2. Продольные балки проезжей части соединяются поверху и понизу с помощью накладок-рыбок. Во избежание чрезмерных изгибных деформаций рыбок перепад высот балок не должен превышать 1,5 мм. Высота балок $H = 1200$ мм, толщина полок — 20 мм. Требуется выбрать подходящую технологию изготовления стенок балок.

Поскольку номинальные высоты балок равны, перепад высот $x_{H1} - x_{H2}$ равен сумме отклонений высот от номинальных значений, т. е. $x = x_H + x_H = 2x_H$. Предельный перепад $v = \sqrt{2v_H^2} = v_H\sqrt{2}$.

Отсюда находим допускаемое отклонение высоты балки:

$$v_H = v : \sqrt{2} = 1,5 : \sqrt{2} = 1,1 \text{ мм.}$$

Допускаемое отклонение высоты балки по данным предыдущего примера: $v_H = \sqrt{v_H^2 + 2v_c^2 + 2v_d^2}$, откуда $v_H = \sqrt{v_H^2 - 2v_c^2 - 2v_d^2}$. Пусть, как и ранее, $v_c = \pm 0,5$ мм, $v_d = \pm 0,6$ мм. Тогда $v_H = \sqrt{1,1^2 - 0,6^2 - 0,5^2} = 0,77$ мм.

По данным табл. 25.3 видим, что при заданном предельном перепаде высот балок в составе технологического процесса изготовления стенок нужно предусмотреть строжку кромок после резки.

Пример 3. Расчетный пролет L_p сквозного 88-метрового пролетного строения равен сумме расстояний между центрами групп отверстий в элементах d и узловых фасонках c . Длина панели пролетного строения равна 11 м. Номинальные расстояния между группами отверстий составляют: $d = 9,5$ м; $c = 1,5$ м; допускаемые отклонения: $v_d = 2,5$ мм, $v_c = 1,5$ мм. Нужно определить предельные отклонения длины пролета.

В данном случае $L_p = \sum_{i=1}^n d_i - \sum_{i=1}^{n+1} c_i$, поэтому

$$x_L = \sum_{i=1}^n x_d + \sum_{i=1}^{n+1} x_c \text{ и } v_L = \sqrt{nv_d^2 + (n+1)v_c^2}.$$

Подставляя значения допускаемых отклонений, получим $v_L = \sqrt{8 \cdot 2,5^2 + 9 \cdot 1,5^2} = 8,4$ мм.

Значение предельного отклонения v_L нужно принимать во внимание при проектировании опор, добавляя его к смещениям опорных узлов, вызванным изменениями температуры и временной нагрузкой.

Точность соблюдения проектных размеров конструкций и отдельных ее частей оказывает, как правило, большое влияние на трудоемкость и качество монтажных работ, а в ряде случаев и на условия эксплуатации. Учет этого влияния представляет важную задачу проектирования сооружений. Выявляемые при проектировании требования к размерам сооружения составляют основу для разработки технологии изготовления его элементов.

26.1. Состав монтажных работ

К монтажным работам относят: 1) транспортирование конструкций от завода-изготовителя до приобъектного склада металла; 2) подготовку элементов на складе и их подачу к месту монтажа; 3) собственно монтаж — сборка пролетных строений и установка их в пролет. Если пролетные строения доставляют с завода в целом виде (цельноперевозимые пролетные строения), то монтаж сводится к установке в пролет. При сборке конструкций в проектном положении в пролете операция установки исключается. Необходимость в двух этих операциях, т. е. в сборке и установке возникает в случае сборки пролетных строений на берегу (в частности, на насыпи подхода).

Пролетные строения собирают на сплошных подмостях, полунавесным и навесным способами. Основные способы установки в пролет — это продольная и поперечная передвижка, а также перевозка на плавучих опорах. В случаях, когда уровень сборки, передвижки и перевозки пролетных строений отличается от проектного уровня их установки на мосту, возникает необходимость в подъеме конструкций и их опускании. Пролетные строения со сплошными главными балками и ездой поверху обычно собирают на насыпях подходов и устанавливают в пролет продольной надвижкой; значительно реже (и только при больших пролетах) для этих конструкций применяют полунавесной или навесной способ в пролете. Для сквозных пролетных строений, напротив, характерна полунавесная и навесная сборка в пролете, в то время как надвижку применяют относительно редко.

Выбор способа монтажа зависит от многих факторов, к основным из которых относятся: система пролетных строений и их размеры, объем и сроки выполнения монтажных работ, наличие тех или иных видов монтажного оборудования, а также местные условия, такие как гидрологический режим реки, геологические и климатические условия в районе перехода, расположение строительной площадки, способ подачи конструкций и др. Заметное влияние на технологию монтажных работ оказывают вид и технология устройства монтажных соединений элементов конструкций.

Все эти факторы учитывают при разработке вариантов монтажа и их технико-экономического обоснования для выбора оптимального решения.

26.2. Транспортирование и складирование конструкций

В связи с тем, что число заводов, выпускающих стальные мостовые конструкции, невелико, дальность перевозки готовой продукции значительна. Если строительство моста располагает подъездными железнодорожными путями, целесообразно использовать железнодорожный транспорт. В других случаях используют смешанный транспорт. Необходимость соблюдения габаритов перевозки накладывает ограничения на размеры перевозимых конструкций. Так, при перевозке по железной дороге высота конструкции не должна быть более 3,4 м, а ширина 3 м, причем для длинномерных элементов эти размеры должны быть уменьшены ввиду возможности их выхода за пределы габаритов на кривых участках пути (см. п. 3.2).

Поступающие на строительную площадку конструкции размещают на складах, где выполняют ряд технологических операций, предшествующих монтажу: 1) элементы принимают, проверяя соответствие их марок и числа заводским спецификациям; 2) выявляют и выправляют деформации, возникающие при перевозке и погрузочно-разгрузочных работах; на видных местах наносят на элементы дополнительную марку, облегчающую проведение последующих монтажных операций; 4) очищают элементы от ржавчины и загрязнений; 5) производят их укрупнительную сборку.

Выявленные деформации в зависимости от их размера правят холодным или горячим способом (см. п. 24.3). Для правки применяют винтовые или гидравлические домкраты в сочетании с приспособлениями в виде скоб, хомутов и струбцин. Отклонения размеров элементов после правки не должны превышать допусковых, установленных Строительными нормами и правилами.

В результате очистки элементов должно быть обеспечено соответствие состояния их поверхностей в зоне монтажных соединений правилам устройства соединений, а в остальных местах — правилам окраски. Под окраску подготавливают элементы, очищая загрязнованные на заводе поверхности от случайных загрязнений с помощью проволочных щеток.

Цель выполняемой на складе металла укрупнительной сборки конструкций — уменьшение объемов монтажных работ в пролетах моста. Схему укрупнительной сборки назначают в соответствии с типом пролетных строений, видом монтажных соединений и схемой членения конструкций на заводские отправочные марки, а также с типами и параметрами монтажного оборудования. Укрупненные элементы называют монтажными марками.

Так, отправочные марки стальных коробчатых пролетных строений ортотропной конструкции включают обычно двуглавые главные балки, элементы ортотропного настила проезжей части и эле-

менты нижних плит. В данном случае возможны две принципиально различные схемы укрупнения. По первой схеме, применяемой при последующем поэлементном монтаже пролетных строений монтажными кранами, укрупнение состоит в сборке и соединении элементов главных балок с увеличением их длины и веса, а также в сборке и соединении элементов настилов и плит. Длину и массу элементов назначают с учетом грузоподъемности кранов. По второй схеме, применяемой при последующей перевозке секций пролетных строений в пролеты моста на плавучих опорах или с помощью плавучих кранов, укрупнение состоит в сборке и соединении отправочных марок в коробчатые элементы значительной длины, измеряемой десятками метров, и массы, измеряемой сотнями тонн.

Находят применение комбинированные решения по монтажным соединениям. Так, при укрупнительной сборке элементы можно соединять на сварке, а затем при монтаже применять технологически более простые соединения на высокопрочных болтах.

В случае пролетных строений со сквозными главными фермами укрупнительная сборка состоит в присоединении к поясам ферм фасонки и стыковых накладок, соединении балок проезжей части в блоки с устройством связей и пр. Назначая схемы укрупнительной сборки, имеют в виду принятую последовательность сборки пролетного строения с таким расчетом, чтобы устанавливаемый элемент можно было завести свободным концом между фасонками, закрепленными к элементу, установленному ранее (рис. 26.1). При этом монтажные соединения элементов устраивают частично на складе металла и частично — при сборке пролетного строения. В результате укрупнительной сборки упрощается технология взаимного соединения устанавливаемых элементов, так как сложные работы по устройству монтажных соединений выполняются частично в более благоприятных условиях на складе металла. Повышается также производительность транспортных средств и монтажных кранов вследствие уменьшения числа подач элементов и их подъемов.

Завершающая операция на складе — обстройка элементов в рабочие подмосты и страховочными приспособлениями, облегчающими работу монтажников и обеспечивающими ее безопасность. Для обслуживания складов металла применяют стреловые полноповоротные (пневмоколесные, гусеничные, железнодорожные) или козловые краны. Большие объемы монтажных работ оправдывают повышенные расходы на сборку козловых кранов и устройство для них подкрановых путей.

Конструкции складывают по принципу совместного хранения одноименных элементов. Если склад обслуживается полноповоротным краном, то более тя-



Рис. 26.1. Схема расположения элементов (монтажных марок) главных ферм после укрупнительной сборки. Фасонки и накладки закрепляются к пердним по ходу сборки концам элементов поясов

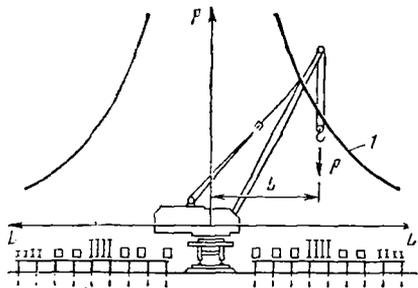
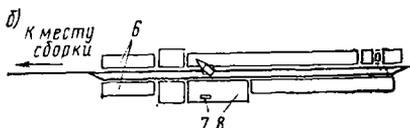
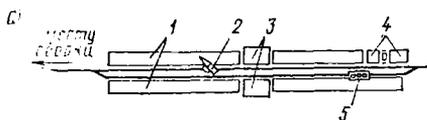


Рис. 26.2. Схема размещения элементов на складе с учетом грузовой характеристики 1 полноповоротного крана

Рис. 26.3. План складов металлоконструкций:

1 — склад элементов; 2 — стреловой кран; 3 — склад стыковых накладок и фасонки; 4 — площадка подготовки песка; 5 — передвижная пескоструйная установка; 6 — площадка укрупнительной сборки; 7 — стационарная пескоструйная установка; 8 — площадка очистки контактных поверхностей



железные элементы укладывают ближе к подкрановым путям, сообразуясь с грузоподъемностью крана (рис. 26.2). При применении козлового крана это ограничение исключается, поэтому он представляет собой более удобное оборудование.

Работу на складе нужно организовывать так, чтобы уменьшить число подъемно-транспортных операций. Этому соответствует схема склада, при которой очистку и укрупнительную сборку элементов выполняют в местах их хранения (рис. 26.3, а). Такая схема требует свободного размещения элементов с оставлением между

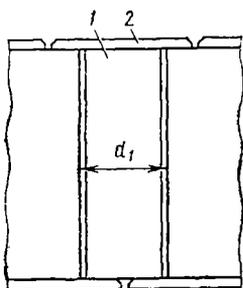
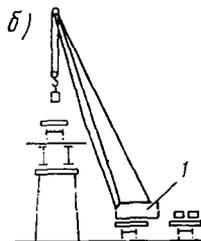
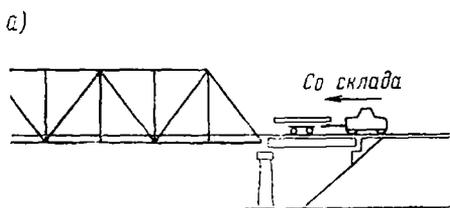


Рис. 26.4. Схемы подачи элементов со склада

Рис. 26.5. Цельносварной стык балки: 1 — вставка стенки, 2 — вставка верхнего пояса

ними достаточных (не менее 1 м) проходов, укладки элементов в один ярус и сравнительно высоких (не менее 0,7—0,8 м) стеллажей для возможности обработки элементов снизу. Установку для пескоструйной очистки элементов оборудуют в виде передвижного поста на трейлере или железнодорожной платформе. Поскольку при свободном размещении элементов увеличиваются размеры склада, обработку металла в местах хранения применяют в тех случаях, когда склад имеет достаточно свободной площади.

Если склад расположен в стесненных условиях (рис. 26.3, б), применяют схему с последовательной подачей элементов от мест хранения на площадку очистки, а оттуда — к месту укрупнительной сборки. Элементы могут быть уложены в два-три яруса с более узкими проходами и низкими (0,25—0,3 м) стеллажами, обеспечивающими возможность заводки стропов для подъема. Для пескоструйной очистки применяют стационарные установки. Число подъемно-транспортных операций при устройстве склада по такой стесненной схеме возрастает, но площадь склада уменьшается.

Наиболее благоприятно расположение склада, при котором путь подачи элементов со склада металла к монтажному краю проходит непрерывно и располагается примерно в одном уровне (рис. 26.4, а). Такое расположение возможно при готовых подходах к мосту. Если подходы не готовы, склад располагают в низком уровне (рис. 26.4, б), а для подъема элементов в уровень путей подачи металла на пролетном строении применяют кран-перегрузатель *1*. Необходимость в кране-перегрузателе возникает и в тех случаях, когда элементы к монтажному крану подают по воде.

26.3. Технология устройства монтажных соединений

Наиболее широкое применение в мостостроении получили монтажные соединения на сварке, на высокопрочных болтах и комбинированные болтосварные. Заклепочные соединения теперь на монтаже применяют исключительно редко¹.

Область применения сварных соединений — это стыки сплошнотенчатых главных балок и элементов ортотропных плит. Стык главной балки двутаврового поперечного сечения (рис. 26.5), разработанной Институтом электросварки (ИЭС) им. Е. О. Патона с учетом положения всех стыковых швов автоматами под слоем флюса, выполняют в следующем порядке. Выверяют с применением геодезического контроля положение монтажных элементов балок в плане и профиле, добиваясь совмещения кромок нижних поясов в стыке и заданного (по кривой строительного подъема) угла перелома осей элементов в профиле, а также прямолинейности их в плане. Затем по месту уточняют размеры вставок, изготавливаемых на заводе с припуском на последующую обрезку при подгонке. При-

¹ Технология устройства монтажных заклепочных соединений — см. Н. М. Колоколов, Б. М. Вейнблат. Строительство мостов. — М.: Транспорт, 1975, с. 391—393.

варивают выводные планки и с помощью сварочного автомата ТС-17МУ (см. п. 25.1) накладывают горизонтальный шов в стыке нижнего пояса; поперечные размеры автомата диктуют ширину проема в стенке, т. е. ширину d_1 вставки 1 (около 400 мм). После этого устанавливают и закрепляют вставку и заваривают два вертикальных стыковых шва стенки. Сварку вертикальных стыков ведут по разработанному ИЭС методу принудительного формирования шва, его сущность состоит в том (рис. 26.6), что сварочная ванна, образуемая в 10—12 мм зазоре между соединяемыми листами, ограждается медными накладками, с одной стороны шва неподвижной, а с другой — подвижной; причем для ускорения процесса сварки во внутренних полостях накладок циркулирует охлаждающая вода. Сваривают под слоем флюса автоматом типа А-820М, перемещающимся вертикально вместе с ползуном с помощью зубчатой рейки. После наложения вертикальных швов подгоняют по месту вставку 2 и автоматом ТС-17 МУ заваривают два стыковых шва верхнего пояса. Угловые швы накладывают по верхнему и нижнему поясам в местах вставок 1 и 2 посредством полуавтоматической сварки в среде углекислого газа.

При монтаже пролетных строений отличительная особенность устройства сварного стыка балки — необходимость выверки монтажных элементов, т. е. приведения их в проектное положение. Для этой операции применяют домкраты, устанавливаемые по концам элементов на вспомогательные опоры или подмости. Поскольку устройство вспомогательных опор в пролетах моста связано с повышенными материальными затратами, пролетные строения со сварными соединениями монтируют чаще на насыпях подходов, где вспомогательными опорами могут быть деревянные клетки или бетонные тумбы, а затем устанавливают в пролет продольной передвижкой.

Сложная и наименее освоенная из перечисленных операций — это сварка вертикальных стыков; возникновение дефектов в швах при этом наиболее вероятно. Для обеспечения качества сварки нужны тщательный подбор сварочных материалов и режимов сварки, а также обеспечение контроля соединений.

Технологический процесс устройства фрикционных соединений на высокопрочных болтах включает операции обработки контактных поверхностей, сборки соединений, постановки и натяжения высокопрочных болтов на нормативные усилия.

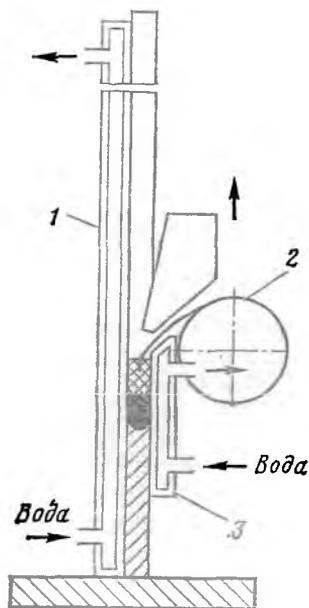


Рис. 26.6. Схема вертикальной автоматической сварки: 1 — неподвижная накладка; 2 — сварочный автомат А-820М; 3 — подвижная накладка (ползун)

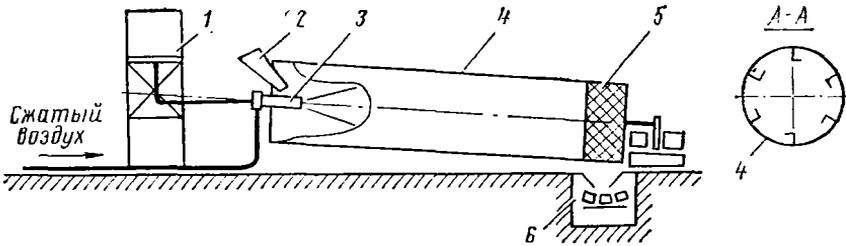


Рис. 26.7. Вращающаяся печь для сушки песка:
 1 — бачок с топливом; 2 — лоток; 3 — форсунка; 4 — барабан; 5 — сито; 6 — транспортер

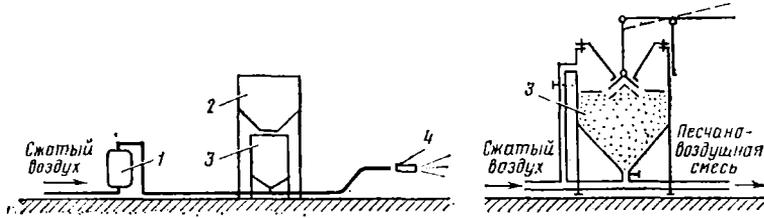


Рис. 26.8. Установка для пескоструйных работ и деталь пескоструйного аппарата:
 1 — масловодоотделитель; 2 — бункер; 3 — пескоструйный аппарат; 4 — пистолет-распылитель

Цель обработки контактных поверхностей состоит в обеспечении нормативных коэффициентов трения f . Значения f тем выше, чем больше степень удаления прокатной окалины. Полное ее удаление достигается при пескоструйной (дробеструйной, дробеметной) обработке, чему соответствует $f=0,58$, а частичное — при газопламенной ($f=0,42$). При необработанных поверхностях с прокатной окалиной коэффициент трения имеет наиболее низкое значение ($f=0,35$), причем для его обеспечения необходимо очистить поверхность от возможных загрязнений стальными проволочными щетками с электроприводом, растворителями и пр. Значения f и способ подготовки поверхностей указывают в проекте сооружения.

При пескоструйной обработке на поверхность металла воздействуют струей песчано-воздушной смеси, подаваемой под давлением. В качестве абразивного материала используют кварцевый или металлический песок, а при дробеструйной обработке — стальную дробь. Необходимое условие нормальной работы пескоструйных установок — применение сухого песка, для просушки которого наиболее удобны печи с вращающимся барабаном (рис. 26.7). Песок, подаваемый в барабан по лотку, перемешивается благодаря наличию уголков, приваренных изнутри барабана, и перемещается вдоль печи. Скорость продольного перемещения регулируют путем изменения наклона печи в зависимости от влажности песка. Просушивается песок под действием пламени форсунки, работающей на жидком топливе. Выходной конец барабана выполнен в виде ци-

цилиндрического сита для отсеивания фракции крупнее 2,5 мм. Кварцевый песок используют для очистки однократно, а металлический песок и стальную дробь многократно. Пескоструйную очистку ведут при давлении сжатого воздуха 0,35—0,5 МПа.

Установка для пескоструйных работ (рис. 26.8) имеет фильтр (масловодоотделитель) для очистки поступающего от компрессора сжатого воздуха, пескоструйный аппарат, пистолет-распылитель с соплом, а также систему стальных трубопроводов и шлангов. Пескоструйный аппарат (рис. 26.9) представляет собой резервуар для песка, оснащенный сверху загрузочным бункером и клапаном, а снизу — патрубком для соединения резервуара с трубопроводом. Подача сжатого воздуха в верхнюю часть резервуара обеспечивает более интенсивное поступление песка из резервуара в трубопровод. Конусный клапан на время работы аппарата закрывают, а на время его загрузки песком открывают.

Наиболее ответственная часть пистолета-распылителя (рис. 26.9) — его сменная насадка-сопло. Сопло должно иметь повышенную износостойкость при абразивном воздействии песчано-воздушной смеси. Этому условию удовлетворяют минералокерамические сопла; срок их службы 70—100 ч. При малых объемах работ применяют металлические сопла со сроком службы 1—1,5 ч. Увеличение проходного диаметра сопла приводит к резкому увеличению расхода сжатого воздуха.

Расход песка составляет 0,05—0,10 м³ на 1 м² очищаемой поверхности.

При пескоструйной очистке кварцевым песком необходимо защищать органы дыхания работающих от кварцевой пыли. Для этой цели служат скафандры со шлангами для подачи под скафандр избыточного количества очищенного сжатого воздуха. Пескоструйная

очистка в закрытых помещениях недопустима.

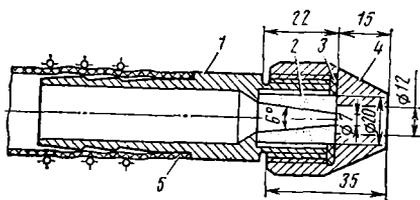


Рис. 26.9. Пистолет-распылитель:
1 — соплодержатель; 2 — сопло; 3 — прокладка; 4 — накидная гайка; 5 — шланг

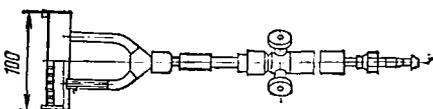


Рис. 26.10. Широкопламенная кислородно-ацетиленовая горелка

Огневую очистку контактных поверхностей выполняют пламенем кислородно-ацетиленовой горелки с последующим удалением продуктов сгорания мягкими проволочными щетками. В результате обработки с поверхности металла удаляются загрязнения и ржавчина, а также (частично) прокатная окалина, приводящая к некоторому повышению шероховатости поверхности.

Наиболее полная очистка достигается при восстановительном характере пламени, поэтому для работы горелки кислород подают в наибольшем возможном количестве, пока пламя еще не гаснет.

Необходимое давление кислорода составляет 0,5—0,6 МПа, ацетилен — 0,04—0,05 МПа. Скорость перемещения горелки поддерживают на уровне 1 м/мин, а ее наклон к поверхности металла — в пределах 40—45°. Для очистки применяют широкопламенные горелки — «огневые щетки» (рис. 26.10). Расход материалов на 1 м² очищаемой поверхности составляет в среднем кислорода 1 м³ и ацетилена 0,6 м³.

Очищенные поверхности нужно тщательно предохранить от загрязнений во избежание снижения коэффициентов трения. Поэтому срок хранения элементов от очистки контактных поверхностей до сборки соединений не должен превышать 3 сут. В случае загрязнения контактные поверхности должны быть очищены повторно. Это требование не распространяется на налет ржавчины, который может образоваться на поверхностях после их очистки. Не требуется также удалять с поверхностей влагу при попадании атмосферных осадков или конденсации водяных паров. Все эти правила основаны на результатах исследований, которые показали, что корродирование металла по контактным поверхностям происходит и в собранных соединениях при затянутых болтах вследствие проникновения водяных паров через остающиеся зазоры. Однако процесс корродирования здесь носит затухающий характер ввиду постепенного уплотнения зазоров продуктами коррозии, объем которых превышает объем исходного металла. Коррозия металла приводит к переработке прокатной окалины в ржавчину и повышению шероховатости; коэффициенты трения при этом становятся такими же, как и после пескоструйной обработки.

Поэтому развитие коррозии приводит к повышению коэффициентов трения, если поверхности были подвергнуты огневой обработке или очистке щетками; в случае же пескоструйной обработки коэффициенты трения остаются на том же уровне.

При наличии на контактных поверхностях влаги коэффициент трения будет несколько ниже (в среднем на 15 %), что должно быть принято во внимание в расчете соединений на действие монтажных нагрузок. Поскольку в дальнейшем влага химически связывается, образуя продукты коррозии, коэффициенты трения при расчете на эксплуатационные нагрузки не снижаются.

Перед сборкой соединений на высокопрочных болтах удаляют с помощью пневматических наждачных машин заусенцы у монтажных отверстий и другие дефекты, препятствующие плотному прилеганию деталей. Сборку начинают с совмещения монтажных отверстий с помощью конических отправок (см. рис. 25.15, а). Затем положение соединяемых элементов фиксируют путем заполнения отверстий цилиндрическими пробками (см. рис. 25.15, б), номинальный диаметр которых равен диаметру отверстий, а число должно составлять не менее 10 % от числа отверстий в соединении. Далее свободные отверстия заполняют высокопрочными болтами, натягивают болты на нормативные усилия, после чего заменяют болтами ранее поставленные пробки.

В связи с тем, что положение элементов определяется по совмещению отверстий, и, следовательно, геометрическая схема пролетного строения создается не на стадии монтажа конструкций, а на стадии их изготовления — в процессе образования монтажных отверстий. Этим исключается необходимость в инструментальных наблюдениях за положением монтируемых элементов, а такими наблюдениями контролируют только положение смонтированных конструкций с целью выявления возможных неточностей заводского изготовления. Наряду с возможностью быстрого закрепления элементов в проектном положении это позволяет собрать без устройства вспомогательных опор в местах стыков, т. е. применять более экономичные навесные методы монтажа.

В элементах собираемых конструкций возникают усилия от монтажных нагрузок. После проектного натяжения всех болтов эти усилия воспринимаются болтовыми соединениями, а на предшествующих стадиях — комбинированными соединениями из высокопрочных болтов и пробок. При этом, расчетное сопротивление пробки принимают таким же, как и у монтажной заклепки, а сопротивление болта — уменьшенным на 15 % в сравнении с сопротивлением в период эксплуатации пролетного строения. Такое снижение отражает понижающее влияние на значения коэффициента трения, возможного в период монтажа увлажнения контактных поверхностей.

Высокопрочные болты могут быть натянуты на проектные усилия двумя способами, отличающимися методом регулирования усилий натяжения и технологией работ.

Первый способ основан на известной линейной зависимости между моментом закручивания и усилием натяжения болта.

Момент закручивания (в килоньютон-метрах):

$$M = Ndk,$$

где N — усилие натяжения болта, кН;

d — диаметр болта, мм;

k — коэффициент закручивания, принимаемый равным 0,17.

Таким образом, задача натяжения болта на заданное усилие решается натяжением его на заданный момент закручивания. Для натяжения применяют ручные динамометрические ключи, снабженные устройствами регистрации моментов закручивания (рис. 26.11, а). Приложенное к рукоятке усилие передается через рычаг на поршень гидроцилиндра; создаваемое при этом давление жидкости фиксируется гидравлическим манометром. Для определения соотношения между моментами закручивания и показаниями манометра ключ тарируют, устанавливая его в горизонтальном положении с подвешенным к рукоятке грузом P , создающим заданный момент закручивания $M = Pl$. Такие же показания должны быть обеспечены и для натяжения болтов в процессе устройства соединений. Для уменьшения затрат труда болты натягивают в две стадии. На первой стадии применяют механизированный инструмент (пневматические гайковерты), и усилия натяжения при этом составляют

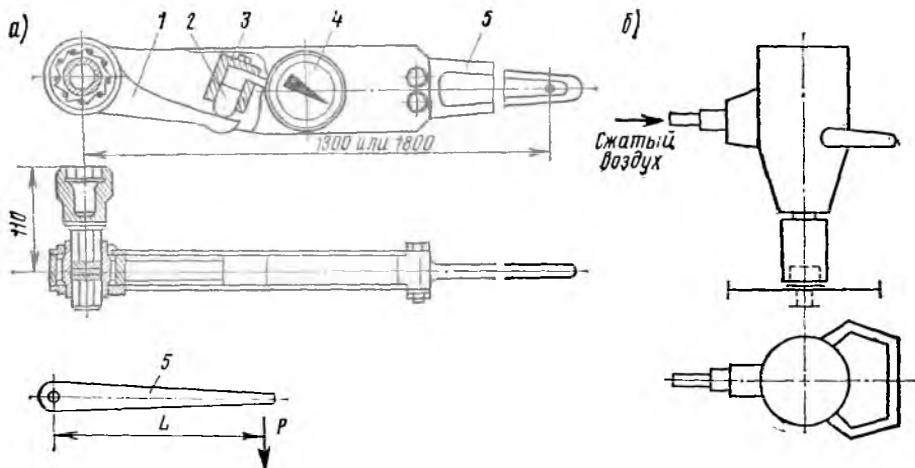


Рис. 26.11. Оборудование для натяжения болтов:

а — динамометрический ключ; б — пневматический гайковерт; 1 — рычаг; 2 — поршень; 3 — гидроцилиндр; 4 — манометр; 5 — рукоятка

50—90 % от проектных. На второй стадии болты дотягивают до проектных усилий динамометрическими ключами.

Второй способ регулирования усилий натяжения основан на зависимости между усилиями натяжения N и углами поворота гайки α . Установлены углы поворота, соответствующие проектным усилиям натяжения. Значения угла (в градусах) зависят от числа тел (листов), образующих соединяемый пакет:

Число тел в пакете от 2 до 7
То же, 8 и больше
Допускаемое отклонение

$\alpha = 180$
 $\alpha = 240$
 ± 30

Натягивают болт пневматическим гайковертом. Технологический процесс включает операции тарирования гайковертов и собственно натяжения болтов на монтаже. Первую операцию выполняют на тарировочном пакете из двух листов, плотно стянутых высокопрочными болтами. Пять свободных отверстий пакета заполняют тарировочными высокопрочными болтами, которые плотно натягивают ручным монтажным ключом с короткой рукояткой, обеспечивая тем самым плотный контакт между листами в зоне каждого болта. Затем, применяя пневматический гайковерт достаточной мощности (рис. 26.11, б) поворачивают гайки тарировочных болтов, регулируя давление воздуха в сети так, чтобы углы поворота гаек при прекращении их вращения составляли $180 \pm 30^\circ$. Углы поворота отсчитывают по рискам на сменной головке гайковерта. Протарированным гайковертом натягивают болты на монтаже, поворачивая гайки до прекращения их вращения при том же давлении сжатого воздуха.

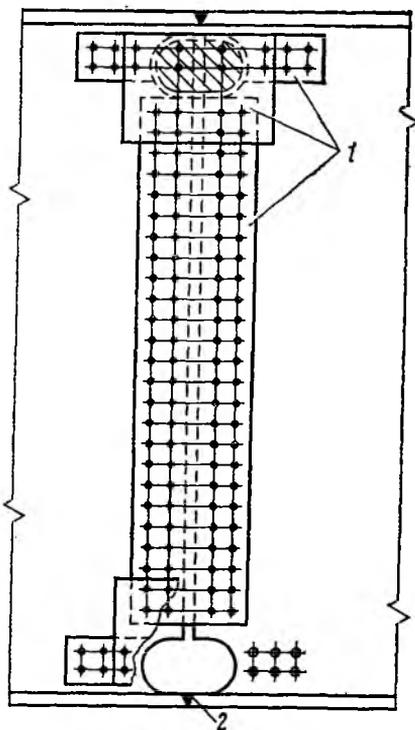


Рис. 26.12. Болтосварной стык балки:
1 — стыковые накладки; 2 — сварной стык

Натяжение болтов пневматическими гайковертами обеспечивает механизацию процесса и снижение трудоемкости работ.

Контролируют усилия в болтах в первом случае динамометрическими ключами, устанавливая соответствие между расчетными значениями момента закручивания и их фактическими в момент трогания гайки с места, а во втором — протарированными пневматическими гайковертами; признак достаточного натяжения гаек — отсутствие вращения гаек.

Сравнивая монтажные соединения на сварке и высокопрочных болтах, можно отметить преимущество первых, состоящее в экономии металла, ввиду отсутствия стыковых накладок и ослабления сечений болтовыми отверстиями. Вместе с тем технология и контроль качества сварных соединений более сложны и ограничивают применение эффективных навесных методов монтажа пролетных строений.

Компромиссное решение представляют комбинированные болтосварные соединения, когда стыки поясов балок выполняют на сварке, а стыки стенок — на высокопрочных болтах (рис. 26.12). Выкружки в местах перехода от стенки к полкам исключают концентрацию напряжений; образуемые выкружками проемы заполняют прокладками.

Устраивают болтосварной стык в следующем порядке. Монтируемый элемент заводят между стыковыми накладками 1 стенки, закрепленными к ранее смонтированному элементу при его укрупнительной сборке. Совмещают монтажные отверстия и фиксируют положение элемента путем постановки пробок. В свободные отверстия устанавливают высокопрочные болты. С помощью автомата ТС-17 МУ, оборудованного специальной удлиненной приставкой, сваривают стык нижнего пояса; при этом приставка проходит в проем стенки, сам же аппарат находится по одну сторону от стенки. Заваривают стык верхнего пояса, устанавливают прокладки и накладки 2, устанавливают и натягивают высокопрочные болты.

В связи с тем, что пояса стыкуются на сварке и ослаблений не имеют, расход металла на конструкции с болтосварными соеди-

нениями лишь ненамного больше, чем при сварных соединениях. В то же время по технологии монтажа болтосварные соединения обладают преимуществами болтовых, в частности, они применимы при навесных методах монтажа. Благодаря сочетанию преимуществ сварных и болтовых соединений, болтосварные стыки представляют весьма рациональное решение.

26.4. Соединение и усиление пролетных строений при монтаже

Разрезные балочные стальные пролетные строения соединяют в балочно-неразрезную систему для обеспечения устойчивости при навесной сборке и продольной нагрузке. Применяемый здесь стык главных балок со сплошной стенкой устраивают подобно монтажным стыкам элементов балок на горизонтальных и вертикальных накладках с использованием высокопрочных болтов или совместно пробок и болтов. Пролетные строения со сквозными главными фермами соединяют посредством верхних и нижних соединительных элементов в. Как сами элементы, так и их крепления имеют конструкцию, подобную конструкции элементов и креплений поясов ферм.

Конструктивное оформление опорных узлов ферм в связи с примыканием нижних соединительных элементов имеет следующие особенности (рис. 26.13, а). Из-за недостаточной площади концевых участков фасонок разместить необходимое число креплений (болтов, заклепок) здесь не удастся и соединительный элемент заводят за центр узла. Ввиду этого непосредственно после снятия соединительного элемента наружные и внутренние фасонки оказываются на значительной длине не связанными между собой и не закрепленными к нижним поясам, что неблагоприятно отражается на устойчивости фасонок при действии сжимающих напряжений от усилий в опорном раскосе и от опорного давления. Чтобы не подвергать фасонки опасности потери устойчивости в большинстве случаев предпочитают не извлекать соединительные элементы, а обрезать их у торцов фасонок, оставляя концы элементов в узлах. Такое решение, однако, исключает возможность

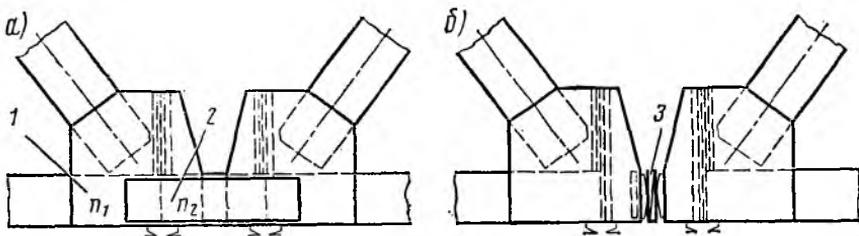


Рис. 26.13. Нижние соединительные элементы:

1 — зона расположения болтов, остающихся при снятии соединительного элемента; 2 — то же, удаляемых при снятии элемента; 3 — тангенциально-клиновое опорные части

оборачиваемости этих элементов и приводят к увеличению расхода металла на их изготовление.

Удачное решение нижнего соединительного элемента представляет конструкция, показанная на рис. 26.13, б. Здесь через нижний соединительный элемент передаются только сжимающие усилия, поэтому элемент выполнен в виде тангенциально-клиновой опорной части, закрепленной к торцам фасонки. Посредством клиньев компенсируют отклонения расстояний между осями опорных узлов и отклонения размеров фасонки, а также перемещения опорных узлов вследствие температурных деформаций пролетных строений. При такой конструкции нижнего соединительного элемента не создается помех для оформления опорного узла с постановкой всех креплений и диафрагм и обеспечивается удобное снятие соединительных элементов.

Конструкция верхних соединительных элементов подобна конструкции нижних — здесь также для размещения необходимого числа креплений элемент заводят на центр узла. Поскольку и в данном случае в фасонках под действием усилий в опорном раскосе в верхнем поясе возникают сжимающие напряжения, снимать соединительные элементы нужно с большой осторожностью и устанавливать сразу же вслед за снятием элементов диафрагмы и крепления.

В случае развития узловых фасонки, что в верхних узлах может быть выполнено без затруднений, нет необходимости заводить верхний соединительный элемент за центр узла. Конструкция получается более надежной, так как площади незакрепленных участков фасонки после снятия соединительных элементов уменьшаются.

Перед снятием соединительных элементов их необходимо разгрузить. Для этого передний конец пролетного строения поддомкрачивают на капитальной опоре. Развиваемые домкратом усилия P определяют расчетом уравнения

$$\Sigma M_{Q, q} + M_q = 0,$$

где $\Sigma M_{Q, q}$ — сумма моментов относительно моментной точки для рассматриваемого соединительного элемента от сосредоточенных и распределенных нагрузок на пролетном строении, включая его собственный вес;

M_p — момент относительно той же точки, создаваемый усилием домкрата.

Развиваемые домкратом усилия P контролируют по показаниям их манометров и дополнительно проверяют по соответствию между расчетными и действительными перемещениями поддомкрачиваемого конца пролетного строения.

При снятии нижних соединительных элементов тангенциально-клинового типа надобность в контроле усилий и перемещений отпадает, так как разгрузка соединительных элементов определяется по освобождению клиньев.

Необходимость в усилении пролетных строений на стадии монтажа возникает в случаях, когда несущая способность элементов

оказывается недостаточной при действии монтажных нагрузок. Основные способы усиления — увеличение сечений элементов, уменьшение свободной длины и изменение статической схемы сооружения. Добавлением металла усиливают преимущественно пояса главных ферм в корне консолей, образуемых в процессе навесной сборки или продольной надвигки. Необходимая по монтажным нагрузкам площадь сечения может быть предусмотрена проектом пролетного строения, однако это приводит к дополнительной затрате металла, не нужного на стадии эксплуатации. Более рационально увеличение сечений путем устройства накладных элементов, снимаемых по окончании монтажа пролетного строения.

Конструкцию накладных элементов для усиления нижних поясов коробчатого сечения, например (рис. 26.14) можно выполнить в виде листов, присоединяемых к вертикальным листам основного сечения снаружи с помощью болтов через прокладки. В узлах такие накладные элементы заводят на фасонки и прикрепляют высокопрочными болтами. Так как при этом добавляется еще одна плоскость трения, то несущая способность болтов соответственно возрастает и становится достаточной для прикрепления накладных элементов. Увеличение числа болтов на монтажные нагрузки не требуется.

Число болтов, остающихся при снятии накладных элементов, должно быть достаточным для прикрепления основных элементов поясов с учетом действующих на этой стадии усилий. В момент снятия накладные элементы должны быть разгружены от действующих в них усилий. Для этого, так же как и при снятии элементов соединения, конец собранного пролетного строения поддомкрачивают на капитальной опоре. Развиваемые домкратами усилия и перемещения конца пролетного строения определяют расчетом.

При действии монтажных нагрузок возможно возникновение сжимающих усилий в элементах, которые на стадии эксплуатации работают на растяжение. Например, при продольной перекатке, а также во всех случаях опирания пролетного строения в дополнительных узлах главных ферм на вспомогательные конструкции, в подвесках возникают сжимающие усилия. Так как гибкость подве-

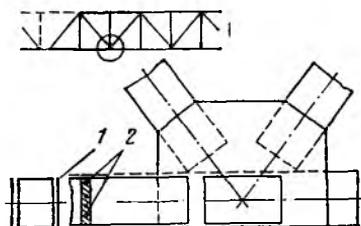


Рис. 26.14. Усиление нижнего пояса накладными элементами:
1 — накладной элемент; 2 — прокладка

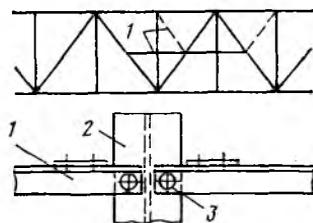


Рис. 26.15. Усиление сжатой подвески уменьшением свободной длины:
1 — элемент усиления; 2 — подвеска; 3 — болт

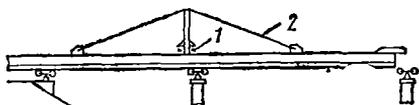


Рис. 26.16. Усиление пролетного строения шпренгелем:

1 — гидравлические домкраты для регулирования усилий; 2 — шпренгель

вводя шпренгель. Этот прием, обеспечивающий уменьшение моментов и поперечных сил, передающихся на основную конструкцию, наиболее часто применяют при продольной надвижке (рис. 26.16) или навесной сборке пролетных строений со сплошными главными балками. Для устройства вантов шпренгеля применяют пучки высокопрочной проволоки или канаты, прикрепляемые к балкам с помощью клиновых анкеров или концевых муфт, аналогичных муфтам канатов вантовых мостов.

Чтобы обеспечить наиболее благоприятное распределение напряжений в системе на различных стадиях монтажа, усилия в шпренгеле регулируют домкратами, установленными в опорных узлах пилона или у мест закрепления вантов к балкам.

Глава 27. СБОРКА ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

27.1. Виды сборки. Сборка на сплошных подмостях

Стальные пролетные строения монтируют тремя основными методами — на сплошных подмостях, полунавесной и навесной сборках. Каждый из этих методов применим к пролетным строениям как со сплошными главными балками, так и со сквозными фермами. Отличительная особенность каждого из методов сборки — схема опирания конструкции. При сборке на сплошных подмостях пролетное строение со сквозными фермами опираются во всех узлах, сплошные главные балки — во всех монтажных стыках, при полунавесной сборке — в отдельных узлах и стыках, при навесной сборке — только в опорных узлах. Для опирания в спорных узлах используют капитальные опоры, в остальных узлах — вспомогательные сооружения (подмости и вспомогательные опоры).

Сплошностенчатые пролетные строения собирают на сплошных подмостях путем последовательной установки в направлении сборки монтажных элементов главных балок и связей между ними, а коробчатые пролетные строения — также и элементов ортотропных плит. Сплошные подмости представляют системы вспомогательных опор, располагаемых под каждым монтажным стыком главных балок так, что каждый монтажный элемент устанавливается концами на две опоры.

Пролетные строения со сквозными главными фермами собирают на сплошных подмостях поэтапно или секционно. В случае поэтапной сборки в первую очередь собирают нижние пояса ферм, проезжую часть и нижние связи (так называемая низовая сборка), во вторую очередь — решетку, верхние пояса ферм и верхние связи (верховая сборка). При секционной сборке пролетное строение собирают целиком в пределах геометрически неизменяемой секции (обычно в пределах панели главных ферм). Конструкция подмостей (рис. 27.1, а) при сквозных фермах усложняется ввиду применения, кроме вспомогательных опор, также и прогонов, воспринимающих нагрузки от узлов ферм, поскольку при относительно малой (в сравнении с расстоянием между монтажными стыками сплошностенчатых балок) длиной панели установка опор под каждым узлом нецелесообразна. Для устройства подмостей используют инвентарные конструкции УИКМ, МИК-С и МИК-П. Расстояния между осями опор назначают равной длине инвентарных балок, т. е. 10—12 м.

Прогоны соединяют между собой на болтах и накладках. Такие соединения обеспечивают передачу всех горизонтальных нагрузок на капитальные опоры, где прогоны должны быть соответствующим образом закреплены. Поскольку опоры подмостей при этом освобождаются от действия горизонтальных нагрузок, их ширину (вдоль моста) назначают минимальной и равной длине панели МИК-С или УИКМ, т. е. 2 м.

При сложных гидрологических условиях, дорогих основаниях и большой высоте под мостом более экономичными могут оказаться

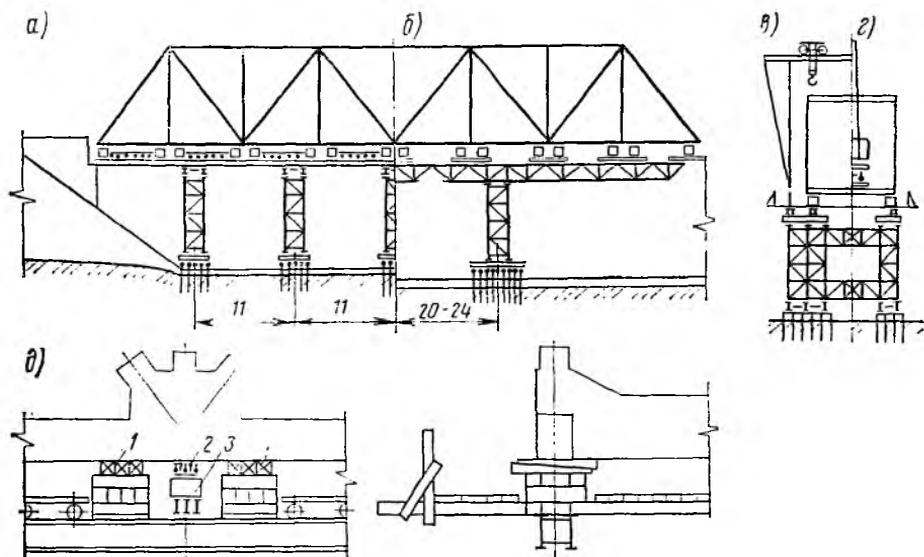


Рис. 27.1. Схемы сплошных подмостей.

а — с прогонами сплошными; б — то же, сквозными; в — при сборке козловым краном; г — то же, стреловым; д — узел опирания пролетного строения на подмости; 1 — клинья; 2 — распределительный пакет из рельс; 3 — домкрат

ся подмости с повышенными расстояниями между опорами. Для увеличения пролетов подмостей прогоны устраивают в виде сквозных ферм из УИКМ; расстояния между опорами достигают в этом случае 20—24 м. Поскольку нагрузки должны быть переданы в узлы сквозных прогонов, требуется укладка распределительных балок. Конструкция подмостей в целом оказывается более сложной, чем при прогонах из двутавровых балок (рис. 27.1, б).

Конструкция подмостей существенно упрощается при сборке пролетных строений на берегу, так как в этом случае прогоны не нужны, а вместо вспомогательных опор применяют лежневые фундаменты, передающие давление клеток и домкратов на грунт.

Пролетные строения опирают на подмости через парные клетки из деревянных брусев (рис. 27.1, д). Высоту клеток (0,8—1 м) и расстояния между ними назначают с учетом возможности доступа к узлам и стыкам снизу при постановке высокопрочных болтов или устройстве сварных соединений. Для выверки положения элементов в профиле и обеспечения строительного подъема под узлами устанавливают гидравлические домкраты.

Сплошностенчатые пролетные строения, отличающиеся повышенными длинами и весами монтажных элементов, собирают козловыми кранами, перемещающимися по подкрановым эстакадам (см. рис. 20.3), жестконогими деррик-кранами, перемещающимися по монтируемым конструкциям (см. ниже рис. 27.5) или стреловыми полноповоротными кранами, работающими снизу — с грунта или с плавсредств. Сквозные пролетные строения при относительно небольших длинах и весах монтажных элементов собирают, преимущественно, стреловыми полноповоротными кранами, перемещающимися по собираемой конструкции (рис. 27.1, г). Применение козловых кранов (рис. 27.1, в), перемещающихся по подмостям, вызывает усложнение последних из-за устройства специальных подкрановых прогонов и уширения опор подмостей. Поэтому козловые краны применяют чаще при сборке пролетных строений на насыпи, когда подкрановый путь можно укладывать без поддерживающих конструкций.

Устройство сплошных подмостей в пролете требует большого расхода материалов, и, следовательно, подмости — дорогостоящий вид вспомогательных сооружений. Поэтому монтаж на сплошных подмостях применяют преимущественно при сборке пролетных строений: 1) на берегу с последующей установкой в пролет (здесь подмости могут быть использованы многократно); 2) в пролете, когда сплошные подмости используют для опирания анкерного участка пролетного строения, монтируемого в дальнейшем полунавесным методом; 3) со сварными монтажными соединениями.

27.2. Полунавесная и навесная сборка

При монтаже стальных пролетных строений в пролетах моста основными служат полунавесная и навесная сборка, когда пролетное строение или его часть работают как консоль. По принци-

пциальным схемам эти способы для сплошнотенчатых и сквозных пролетных строений качественно однотипны, но технология работ по сборке сквозных пролетных строений намного сложнее.

Для приведения сквозного пролетного строения к консольному виду несколько панелей пролетного строения собирают на сплошных подмостях, образуя этим противовесный (анкерный) участок, а далее ведут полунавесную сборку при вспомогательных опорах (рис. 27.2, а). Размещают эти опоры так, чтобы на всех стадиях сборки была обеспечена устойчивость пролетного строения против опрокидывания в продольном направлении.

Надобность в устройстве сплошных подмостей отпадает, если на берегу монтируют противовесное пролетное строение (рис. 27.2, б). К противовесу, собираемому из элементов последующих пролетных строений, прикрепляют монтируемую конструкцию, обеспечивая тем самым ее устойчивость против опрокидывания. Устойчивость пролетных строений во втором и последующих пролетах обеспечивают посредством их закрепления с помощью соединительных элементов к пролетному строению, смонтированному ранее. Устройство вспомогательных опор в этих пролетах может потребоваться для уменьшения возникающих от монтажных нагрузок усилий в главных балках или поясах главных ферм у корня монтируемой консоли. В случае устройства здесь промежуточных вспомогательных опор сборка будет полунавесной, а при отсутствии опор — навесной.

Устойчивость собираемой конструкции (консолей) при уравновешенной навесной сборке достигается взаимным соединением пролетных строений над капитальной опорой и устройства здесь

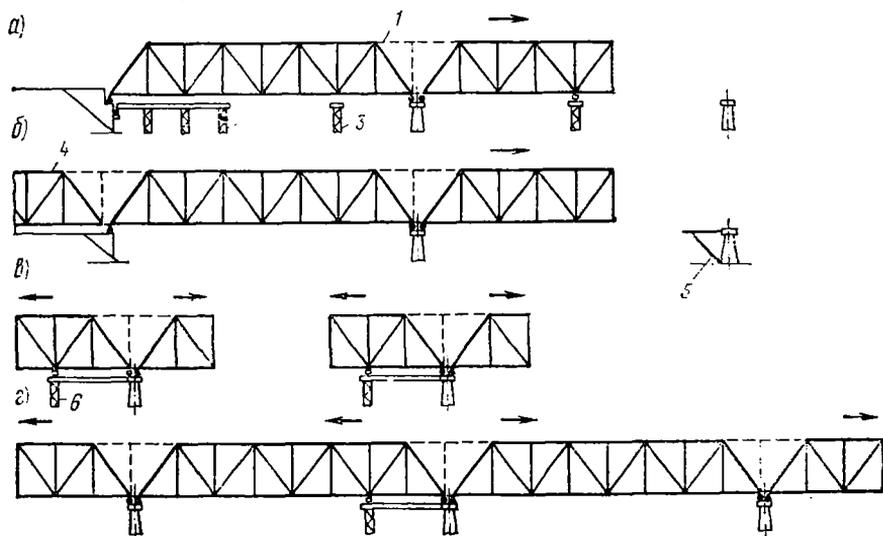


Рис. 27.2. Схемы приведения пролетных строений к консольному виду:
 1 — соединительные элементы, 2 — сплошные подмости; 3 — вспомогательные опоры; 4 — противовесное пролетное строение; 5 — приспаянная консоль; 6 — опорные устройства

опорной площадки (рис. 27.2, в, г). Уравновешенную сборку ведут от опор к середине пролетов или от опор к смежным опорам. В первом случае уменьшаются монтажные усилия в элементах поясов, но возникает необходимость замыкания консолей пролетных стропильных в середине пролета. Для этого монтажные отверстия в замыкаемых узлах сверлят на заводе на неполный диаметр и рас-сверливают на монтаже после наводки соответствующих элементов. Однако и при этом ввиду имеющихся неточностей в разбивке опор и длин элементов пролетных строений, а также ввиду прогибов конструкций и их температурных деформаций решение такой задачи оказывается столь сложным, что схему монтажа по рис. 24.14, в применяют редко.

Для уменьшения усилий в поясах пролетных строений, собираемых внавес, капитальные опоры обустраивают приемными консолями, позволяющими несколько уменьшить длину консоли пролетного строения (см. рис. 27.2, б). Однако и в этом случае усилия от монтажных нагрузок превосходят усилия от нагрузок эксплуатационных, что приводит к необходимости усиления поясов фермы на стадии монтажа.

При полунавесной и навесной сборке элементы к монтажному крану подают по смонтированной части конструкции. В случае уравновешенной навесной сборки элементы подают по воде, поэтому монтажные работы зависят от режима реки и интенсивности судоходства. Наиболее удобны для полунавесной и навесной сборки краны типа жестконогих дерриков.

Главные фермы пролетных строений собирают последовательно, образуя геометрически неизменяемые секции (треугольники). В пределах каждой секции элементы устанавливают снизу вверх с таким расчетом, чтобы ранее установленные не мешали установке последующих. При монтаже панели с нисходящими раскосами (рис. 27.3, а) в первую очередь устанавливают нижние пояса и диагонали нижних продольных связей, установка которых на более поздних этапах оказывается неудобной. После этого собирают раскосы, обеспечивая замыкание треугольников. Затем устанавливают продольные балки, что дает возможность, нарастив пути по-

дачи металла, подавать монтажные элементы в собираемую панель. Только после этого можно установить поперечные связи и распорку верхних продольных связей, которые при установке на более ранней стадии мешали бы подъему и перемещению монтажных элементов. После заводки поперечной балки устанавливают стойки, а затем верхние пояса. Монтаж панели завершается установкой верхних горизонтальных связей.

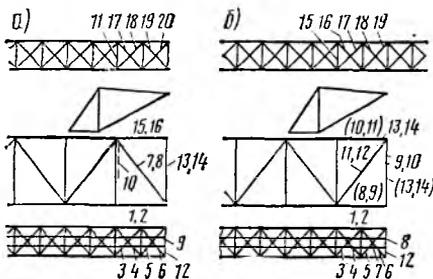


Рис. 27.3. Последовательность (1—20) установки элементов панели краном

Для панели с восходящими раскосами (рис. 27.3, б) порядок сборки несколько осложняется в связи с тем, что треугольники замыкаются только после установки верхних поясов, т. е. на заключительном этапе монтажа. Как и в предыдущем случае, здесь сначала устанавливают нижние пояса и нижние горизонтальные связи. Затем монтируют продольные балки и наращивают пути подачи металла. Далее возможна сборка по двум вариантам. По первому варианту (см. рис. 27.3, б цифры без скобок) устанавливают поперечную балку, подвески и раскосы, после чего замыкают треугольники, устанавливая верхние пояса, и затем монтируют верхние связи. Недостаток этого варианта сборки заключается в том, что нижний пояс, работающий как консоль, заметно прогибается под действием нагрузки от веса подвесок. По второму варианту (см. на рис. 27.3, б цифры в скобках) сначала монтируют раскосы и верхние пояса, замыкая треугольник, а затем устанавливают поперечную балку и подвески; последние закрепляют прежде в верхнем узле. По этому варианту сборки приходится подвески перемещать перед заводкой вперед за центр узла, что вызывает необходимость работы крана на несколько большем вылете, чем по первому варианту.

Такой порядок монтажа, при котором одновременно с главными фермами собирают и элементы связей, возможен, если кран установлен на верхних поясах. При работе крана с проезжей части, что иногда применяется для монтажа пролетных строений с разной высотой главных ферм, верхние и поперечные связи мешают работе крана, поэтому собирать эти связи приходится с некоторым отставанием от сборки главных ферм. Однако отставание в монтаже связей больше, чем на две панели, во всех случаях недопустимо.

Размещение крана (место его стоянки) на смонтированной конструкции определяется требованием техники безопасности, по которому подъем груза допускается только при вертикальном положении грузового полиспаста. Подаваемый под кран элемент перемещают возможно ближе к концу консоли (рис. 27.4), а поднимают при минимальном вылете L_{\min} . При этом наибольший вылет, равный расстоянию от оси вращения (оси мачты) крана до конца консоли собираемого пролетного строения;

$$L_{\max} = \sqrt{(c + a + L_{\min} + d)^2 + b^2},$$

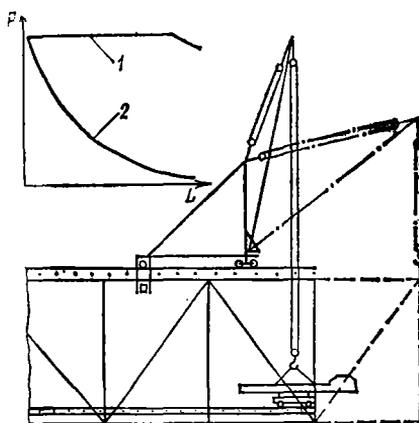


Рис. 27.4. Положение деррик-крана при монтаже панели и график грузоподъемности:

1 — жесткого деррик-крана; 2 — козловаго крана

где c — минимальное расстояние от колеса тележки до конца рельсового пути, равное 0,5 м;
 b — расстояние от переднего колеса тележки до центра тяжести подаваемого элемента;
 d — длина панели;
 a — расстояние от оси вращения (оси мачты) крана до оси главной фермы.

Следовательно, при полунавесной и навесной сборке кран должен работать на больших вылетах, определяемых условием установки наиболее удаленных элементов — стоек, подвесок и поперечных балок. Жестконогие деррик-краны в этих условиях — наиболее подходящий вид оборудования (см. рис. 27.4). Сохранение постоянной грузоподъемности при увеличении вылета обусловлено заанкериванием деррик-крана за собираемую конструкцию; грузоподъемность при этом определяется не устойчивостью против опрокидывания (как, например, для полноповоротных кранов), а несущей способностью анкеров и других элементов крана, а также несущей способностью элементов пролетного строения, воспринимающих анкерные усилия и опорные давления.

Деррик-краны располагают обычно на верхних поясах ферм, устраивая здесь рельсовый подкрановый путь. При установке крана (рис. 27.5, а) с совмещением оси мачты с осью пролетного строения угол φ между подкосами в плане оказывается небольшим, а усилия в подкосах (при больших отклонениях стрелы в плане) чрезмерными. Поэтому для их уменьшения кран оснащают парой дополнительных боковых подкосов. Подкосы ограничивают угол поворота стрелы до 160 — 170° , что снижает маневренность крана и эффективность его использования на других не монтажных работах.

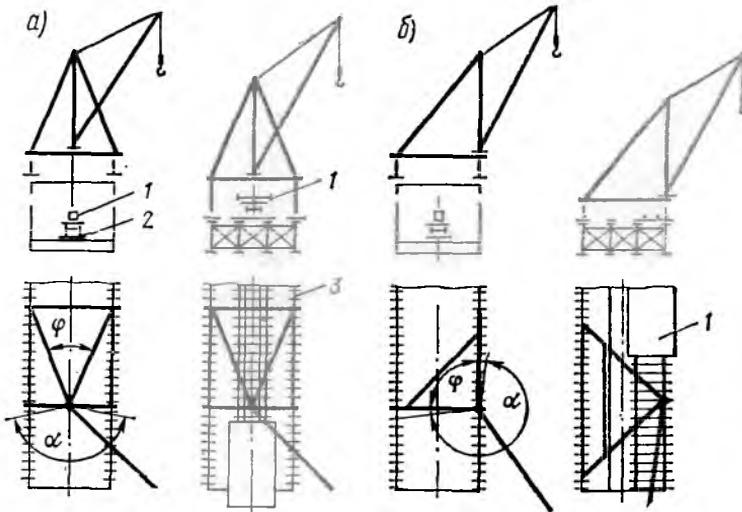


Рис. 27.5. Схемы установки жестконогих деррик-кранов на пролетном строении: 1 — подаваемый к крану монтажный элемент; 2 — тележка; 3 — подкрановый путь

При монтаже пролетных строений с ездой поверху кран устанавливают на порталную подставку, обеспечивающую возможность подачи элементов под крюк.

Если кран устанавливают на конструкции боком (рис. 27.5, б), то угол между подкосами в плане составляет 90° , а угол поворота стрелы — $240\text{--}260^\circ$. Такая установка крана имеет наибольшие преимущества при монтаже широких пролетных строений автодорожных и городских мостов. Конструкция крана в этом случае более проста, и его использование на других работах более эффективно.

Поскольку деррик-краны ведут сборку, находясь на собираемом пролетном строении, возникает необходимость сборки начального участка пролетного строения и монтажа деррик-крана на нем. Для этой цели часто применяют кран-перегрузатель, используемый в дальнейшем для подъема монтажных элементов в уровень проезжей части. При отсыпанных подходах, когда монтажные элементы подают непосредственно со склада, начальный участок пролетного строения собирают на сплошных подмостях стреловым полноповоротным краном и этот же кран используют для сборки деррик-крана.

В случае уравновешенной навесной сборки, когда монтажные работы начинают от капитальной опоры, начальный участок пролетного строения и деррик-кран монтируют с помощью плавучего крана. В качестве плавучих наиболее часто используют сухопутные краны (стреловые полноповоротные или деррики), установленные на плашкоуты из интентарных понтонов КС.

Задача монтажа начального участка пролетного строения становится сложной при большой высоте моста над уровнем воды в реке и большой высоте главных ферм, когда длина стрелы крана, находящегося внизу, оказывается недостаточной. В этом случае деррик-кран может быть собран в пониженном уровне с последующим постепенным подъемом в уровень верхних поясов пролетного строения, начальный участок которого собирают с помощью деррик-крана по мере его подъема (рис. 27.6). Деррик-кран устанавливают первоначально на консольной площадке, закрепленной к капитальной опоре. В этом положении кран собирает первую секцию пролетного строения. Далее опорные раскосы используют как основания для устройства путей, по которым кран на треугольной подъемной площадке перемещают в уровень верхних поясов. Дальнейшую сборку пролетного строения ведут обычным порядком.

Комплект монтажных работ в случае сквозных пролетных строений с ездой понизу включает не только сборку конструкций, но и демонтаж соединительных элементов. Поскольку жесткопogie деррик-краны, устанавливаемые по схеме рис. 27.5, а, монтажные работы выполнять не могут, для этой цели приходится устанавливать второй кран, обращенный стрелой назад. В этих условиях более целесообразно применение нового монтажного крана типа МАС-5 или МАС-16, грузоподъемностью соответственно 50 и 160 кН. Кран (рис. 27.7) состоит из четырехопорного портала

и подвешенной к его поперечным ригелям двухконсольной стрелы, по которой перемещается грузовая тележка. Стреле придана возможность поворота в плане, благодаря чему обеспечивается монтаж элементов каждой из главных ферм. При монтаже пролетного строения грузовая тележка перемещается по передней консоли стрелы, а при демонтаже соединительных элементов — по задней.

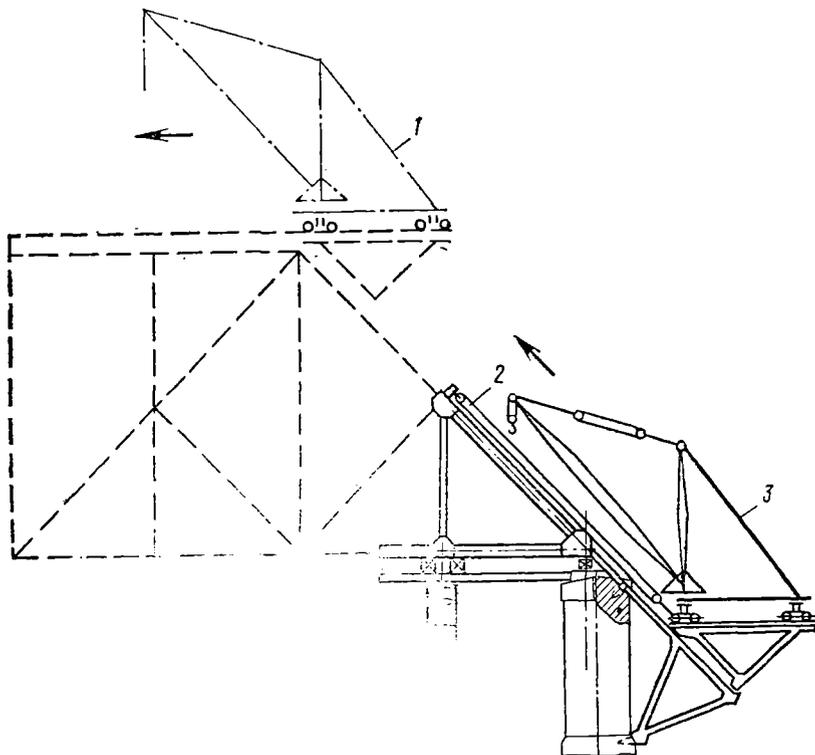


Рис. 27.6. Кран на сборку пролетного строения:
1 — начальное положение ложины крана; 2 — подъемный полиспаст; 3 — концы

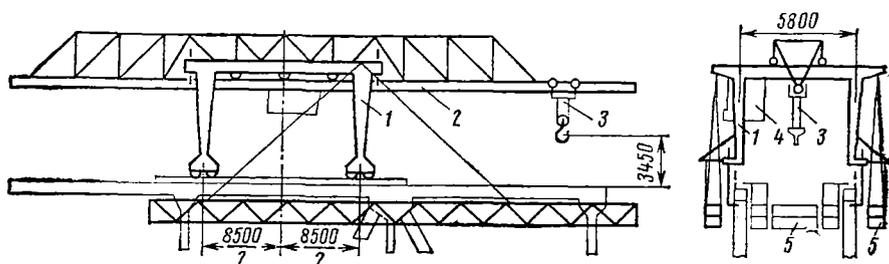


Рис. 27.7. Монтажный кран типа МАС-16:
1 — портал; 2 — стрела; 3 — грузовая тележка; 4 — кабина управления; 5 — подвесные решето-вания

Основной тип вспомогательного сооружения при полунавесной сборке — вспомогательные опоры, а при уравновешенной навесной — опорные устройства. Для повышения устойчивости пролетного строения и обеспечения более рационального размещения вспомогательных опор конец пролетного строения

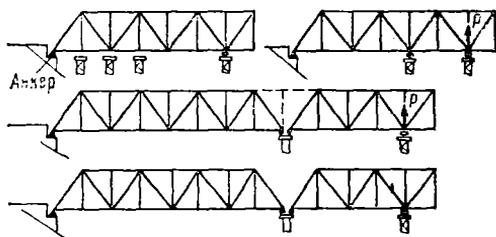


Рис. 27.8. Виды опирания пролетных строений на вспомогательные опоры при полунавесной сборке

может быть заанкерен на капитальной опоре. Это достигается заделкой анкера в бетон опоры и закреплением его к опорной поперечной балке пролетного строения.

Вспомогательные опоры в расчетах рассматривают (по фасаду моста) как качающиеся стойки, не воспринимающие продольные горизонтальные нагрузки. Поэтому конец пролетного строения на капитальной опоре должен быть соответственно закреплен. Горизонтальные силы могут быть переданы на опору через неподвижные опорные части или через подвижные опорные части, превращаемые на время монтажа в неподвижные.

При расчете давлений на вспомогательные опоры пролетное строение рассматривают, как систему внешне статически определенную (рис. 27.8).

При сборке в первом пролете после опирания пролетного строения на очередную вспомогательную опору все предыдущие опоры из работы выключаются посредством поддомкрачивания пролетного строения и разборки клеток на предыдущих вспомогательных опорах. Если из-за недостаточной несущей способности или по другим причинам возникает необходимость в передаче нагрузки одновременно на две временные опоры, то нагрузку на одну из них поддерживают на заданном уровне по показаниям манометра домкрата при периодическом поддомкрачивании. Нагрузку контролируют после монтажа каждой очередной секции пролетного строения. При полунавесной сборке во втором пролете статически определяемая схема опирания может быть обеспечена также путем регулирования давлений на вспомогательную опору. Однако поскольку пролетное строение в месте опирания на вспомогательную опору во втором пролете имеет обычно значительную податливость в вертикальной плоскости, регулирование давлений может быть заменено более простым регулированием положения опорных точек. По мере возрастания нагрузок и развития деформаций вспомогательной опоры положение опорных точек поддерживают на заданном уровне посредством поддомкрачивания по показаниям геодезических инструментов.

Реже статически определенную схему опирания обеспечивают посредством снятия (или выключения из работы путем разборки соединений) верхних соединительных элементов.

Нагрузки от пролетного строения на вспомогательную опору передаются через опорные клетки, устанавливаемые на оголовке этих опор (рис. 27.9). Ввиду значительных усилий, передающихся здесь, клетки устраиваются металлическими из перекрещивающихся рядов прокатных двутавров, оснащенных ребрами жесткости. Для регулирования высоты клеток при поддомкрачивании применяют прокладки в виде стальных листов. Если грузоподъемность одиночных домкратов недостаточна для выверки положения пролетного строения, под каждым узлом устанавливают два или несколько домкратов, объединенных в батарею.

В остальном конструкция вспомогательных опор для полунавесной сборки подобна конструкции опор сплошных подмостей с учетом разницы в передаваемых на опоры нагрузках. Так, например, решетчатую настройку опор для полунавесной сборки устраивают в поперечном направлении со сплошным заполнением между внутренними стойками, применяют основания повышенной несущей способности и т. п.

Для уравновешенной навесной сборки наиболее экономичны вспомогательные конструкции, симметричные относительно оси капитальной опоры (рис. 27.10, б) — основная доля вертикальной нагрузки передается в этом случае через постоянные опорные части на капитальную опору, а опорные клетки необходимы только для передачи сравнительно небольших усилий от перегрузки одной из монтируемых консолей. Конструкция, не требующая устройства временных фундаментов (рис. 27.10, а), при неравновешенной нагрузке на клетки приводит к возникновению изгибающих моментов в горизонтальных сечениях капитальной опоры, которая в этих случаях должна обладать достаточной несущей способностью. Несимметричная схема устройств (рис. 27.10, в) связана с передачей значительной нагрузки на вспомогательную опору и потому может быть оправдана, если стеснение подмостового габарита по ширине в смежном пролете недопустимо.

Последовательность устройства монтажных заклепочных и болтовых соединений связана с применяемыми типами рештований (подмостей для работающих), которые могут быть как стационарными (рис. 27.11, а), так и передвижными (рис. 27.11, б). Применяя такие рештования, работы ведут в следующем порядке. В монтируемой панели подмостей нет, и сборку здесь ведут монтажники-верхолазы. Удобная и надежная страховка монтажников, обеспечивается натяжением вдоль верхних и нижних поясов страховочных канатов, к которым монтажники закрепляют свои предохранительные пояса. В задачу верхолазов входит заводка элементов, совмещение монтажных отверстий, постановка пробок и минимально необходимого числа высокопрочных болтов. В монтируемой панели болты натягивают пневматическими гайковертами. Для гайковертов необходимо наращивать воздушные линии подачи сжатого воздуха в монтируемую панель.

Выполнение последующих операций по устройству соединений без рештований затруднительно. Рештования устраивают во вто-

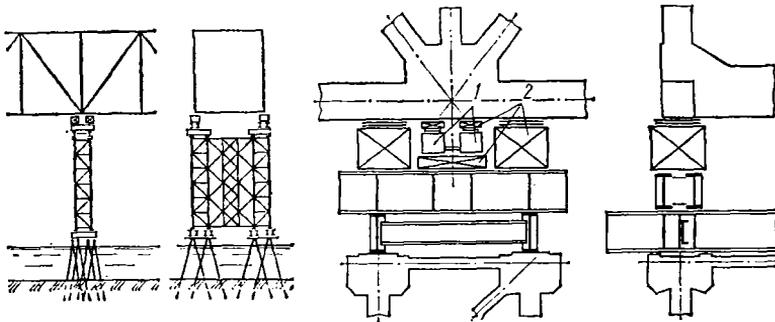


Рис. 27.9. Схема вспомогательной опоры для полунавесной сборки и деталь опирания пролетного строения:
1 — гидравлические домкраты, объединенные в багарею; 2 — металлические пакеты и клетки

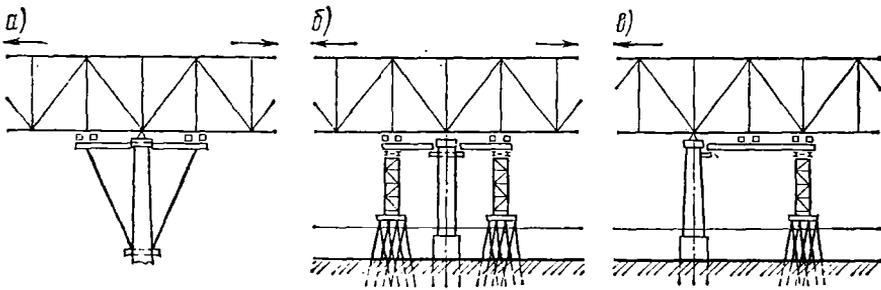


Рис. 27.10. Типы опорных устройств для уравновешенной навесной сборки

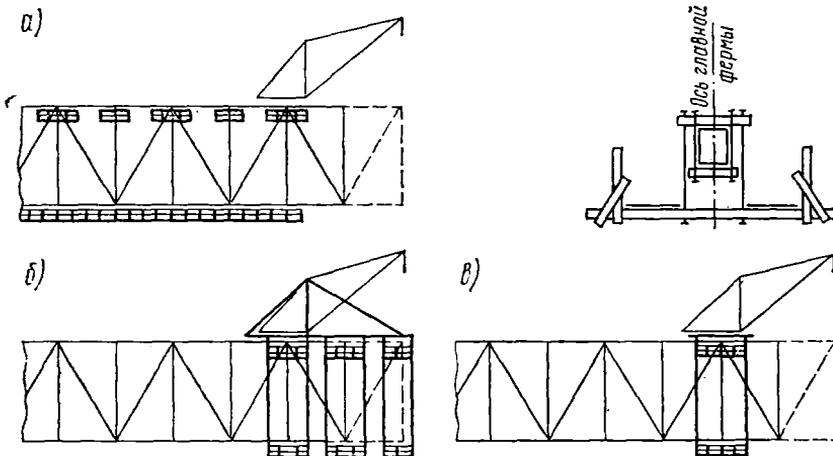


Рис. 27.11. Деревянные рештования и деталь площадки

рой, смежной с монтируемой, панели. Устройство рештований сводится к их сборке из заранее заготовленных деревянных элементов; на этой работе обычно заняты плотники. В третьей панели, обстроенной рештованиями, монтажники завершают работы по устройству соединений, выполняя натяжение высокопрочных болтов на номинальные усилия, замену пробок и другие операции по устройству соединений.

При применении передвижных рештований работы ведут в двух панелях — в монтируемой и смежной с ней. Наибольшие удобства представляют рештования (см. рис. 27.11, б), когда подмости охватывают обе панели. В этом случае элементы собирают с подмостей, т. е. без верхолазных работ.

В более легкой конструкции передвижных рештований (рис. 27.11, в) подмости используются только для завершения работ по устройству соединений, в то время как сборку элементов, так же как и при стационарных рештованиях, выполняют верхолазы. Эта конструкция рештований подходит для пролетных строений с большой длиной панели.

При полунавесной и в особенности навесной сборке предусматривают меры по компенсации и неблагоприятного влияния прогибов консолей монтируемых пролетных строений. Повышенные прогибы могут вызвать затруднения в приеме консоли на очередной капитальной опоре. Для предупреждения этого можно сократить длину верхних соединительных элементов. Однако это вызывает усложнение заводского изготовления элементов, так как обычно для образования в них монтажных отверстий используют те же кондукторы, что и для верхних поясов ферм, а при изменении длины для образования отверстий в соединительных элементах нужна была бы специальная оснастка.

Для компенсации прогиба можно установить под задним концом противовесного пролетного строения временные опорные части пониженной высоты (рис. 27.12) или нарастить временными пакетами концы пролетных строений на предыдущей капитальной опоре. Высоту временных опорных частей и высоту пакетов назначают по результатам расчета пролетного строения по второму

предельному состоянию на действие монтажных нагрузок. По окончании монтажа пролетных строений временные опорные части заменяют на постоянные, а временные пакеты удаляют.

Ответственная задача при навесной сборке — контроль положения монтируемого пролетного строения и соблюдения проектного строительного подъема. Выверка собранной кон-

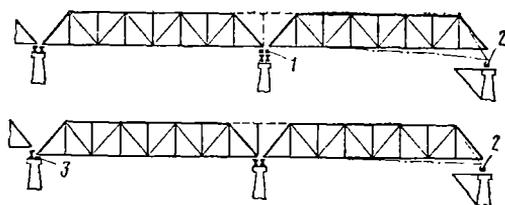


Рис. 27.12. Расположения устройств для компенсации прогиба монтируемого пролетного строения:

1 — временные пакеты; 2 — домкраты для подъема конца пролетного строения; 3 — временные опорные части пониженной высоты

струкции в данном случае невозможна из-за отсутствия в пролете опорных точек для установки домкратов, и основным способом обеспечения проектной геометрии сооружения служит тщательное совмещение монтажных отверстий при сборке элементов. Для контроля за положением пролетного строения определяют расчетом для разных стадий монтажа кривые упругих прогибов конструкции с учетом ординат строительного подъема. В процессе сборки действительные линии прогибов сравнивают с теоретическими. Выявляемые в результате сравнения кривых прогибов отклонения при навесной сборке практически не могут быть выправлены, и цель контроля заключается в установлении и устранении причин таких отклонений. В первую очередь, к возможным причинам могут быть отнесены дефекты заводского изготовления конструкций.

Пролетные строения со сплошными и главными балками собирают теми же методами, что и со сквозными главными фермами. Сборочные клетки для сборки на сплошных подмостях и вспомогательные опоры при полунавесной сборке нужно располагать по осям монтажных стыков главных балок.

Относительно небольшая высота главных балок приводит к возникновению повышенных напряжений в корне консоли пролетного строения, монтируемого полунавесным или навесным методами. Заметно большими, чем при стальных конструкциях, оказываются и прогибы.

Все это вызывает необходимость значительного усиления конструкций на время монтажа и принятия специальных мер для компенсации прогибов.

При монтаже широких пролетных строений, имеющих в поперечном сечении несколько главных балок, целесообразна последовательность сборки, которая способствует снижению напряжений в конструкции и ее прогибов. С этой целью монтаж двух средних балок ведут с опережением по отношению к крайним. Ввиду уменьшения собственного веса пролетного строения уменьшаются моменты в консоли, в то время как в наиболее нагруженном месте пролетного строения, у капитальной опоры, работает полное число главных балок.

Совместная работа средних и крайних стальных балок в период монтажа обеспечивается за счет распределения нагрузки поперечными связями, которые должны быть соответствующим образом рассчитаны.

Принципы полунавесной сборки балочных стальных пролетных строений распространяются и на пролетные строения арочных систем. Особенности здесь — замена в ряде случаев вспомогательных опор оттяжками, закрепляемыми к временным пилонам на капитальных опорах, а также установка монтажных деррик-кранов на специальные подставки с телескопическими опорами, обеспечивающими горизонтальное положение основания крана в процессе его перемещения при монтаже арки.

27.3. Особенности сборки сталежелезобетонных пролетных строений

Стальные главные балки сталежелезобетонных пролетных строений собирают в пролете (в проектном положении) или же на берегу с последующей установкой в пролет.

Верхними продольными связями на стадии эксплуатации пролетного строения служит железобетонная плита, соответствующим образом соединенная с балками. На стадии монтажа отсутствуют или плита, или соединения между плитой и балками и конструкция оказывается лишенной связей по верхнему поясу. Поэтому на время монтажа устраивают временные продольные связи или же постоянные поперечные связи размещают в соответствии с учетом обеспечения устойчивости (по расчету).

Основной метод сборки железобетонных плит проезжей части — установка их стреловыми полноповоротными кранами (рис. 27.13). Для монтажа плит на автодорожных мостах применяют пневмоколесные краны, перемещающиеся по укладываемым плитам, а на железнодорожных могут быть применены также и железнодорожные краны, для которых по плитам укладывают временный железнодорожный путь.

Блоки сборных плит перед омоноличиванием должны быть выверены. Для фиксирования проектного положения блоков плиты применяют деревянные прокладки, среднюю толщину которых наз-

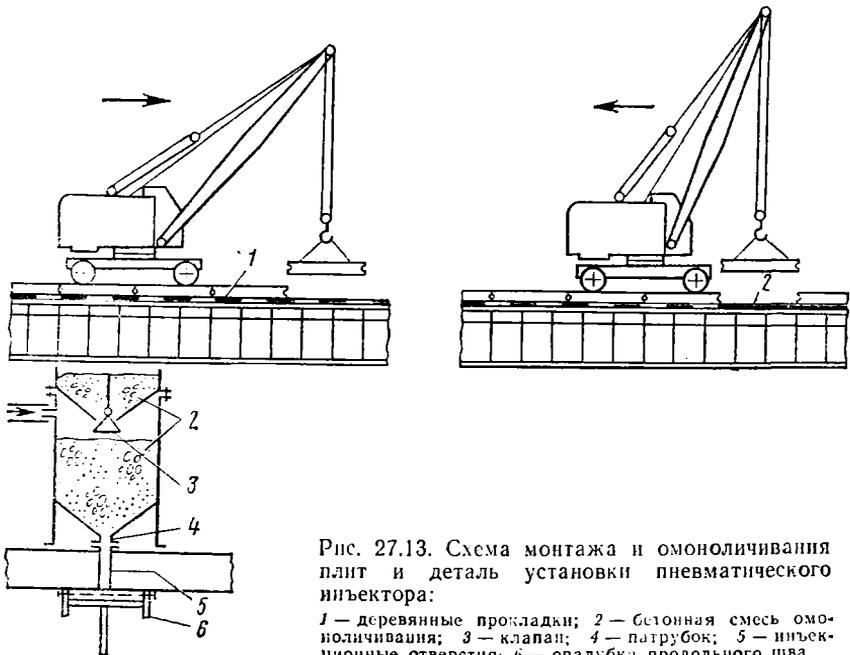


Рис. 27.13. Схема монтажа и омоноличивания плит и деталь установки пневматического иньектора:

1 — деревянные прокладки; 2 — бетонная смесь омоноличивания; 3 — клапан; 4 — патрубок; 5 — инъекционные отверстия; 6 — опалубка продольного шва

начают по размеру проектного зазора между плитами и балками. Поскольку омоноличивать блоки плиты до прохода крана нецелесообразно, так как это привело бы к удлинению сроков монтажа, эту операцию выполняют после сборки плиты. При этом монтировать плиты проезжей части можно двумя различными способами (см. рис. 27.13). По одному способу выверенные и установленные на деревянные прокладки блоки плиты поочередно поднимают крапом при его обратном перемещении, на верхние пояса балок по длине поднятого блока укладывают бетонную смесь и блок опускают. Затем окна над упорами и швы блоков плит заполняют бетонной смесью. Достоинства этого способа монтажа плит — возможность омоноличивания блоков плиты относительно жесткой бетонной смесью и простота ее укладки, недостатки — более продолжительная работа крана и некоторые нарушения положения блоков плит при укладке на слой бетонной смеси. При другом способе монтажа плиты проезжей части кран после укладки всех блоков плиты на деревянные прокладки освобождается, а стыковые соединения омоноличивают, заливая бетонную смесь в швы через окна или инъецируя ее через специальные отверстия. Этот способ применяют наиболее часто. Омоноличивание стыковых соединений путем заливки сверху требует применения пластичных смесей, подвижность которых должна быть достаточной для заполнения шва между блоками плиты, а также между плитой и балкой в окнах над упорами. Из-за свойственных таким смесям повышенных деформаций усадки в бетоне омоноличивания возможно возникновение трещин, способствующих выкрашиванию бетона в период эксплуатации пролетного строения.

Более высокое качество соединений достигается при инъецировании, обеспечивающем возможность применения более жестких бетонных смесей и растворов. Хорошие результаты дает нагнетание с помощью сжатого воздуха. Применяемый в этом случае пневматический инъектор (см. рис. 27.13) представляет собой бачок с клапаном в крышке и патрубком для подачи раствора или бетонной смеси в инъекционное отверстие. К бачку через штуцер подключают воздушный шланг от компрессора. Давлением сжатого воздуха бетонная смесь (раствор) подается в шов, а новую порцию материала загружают, открывая клапан.

Для установки в пролет стальных главных балок железнобетонных пролетных строений часто применяют те же железнобетонные консольные краны, что и для железобетонных балок. Краны эти можно успешно использовать и для монтажа плит. При этом на насыпи подхода предварительно собирают плиты, производят взаимную подгонку их блоков и закрепление к строповочной траверсе. Затем блок плит подают консольным краном в пролет и укладывают на верхние пояса балок, предварительно покрытые слоем раствора (или бетонной смеси).

При монтаже автоторожных пролетных строений элементы сборной железобетонной плиты можно использовать в качестве временных верхних продольных связей с целью повышения устой-

чивости стальных главных балок. Для этого элементы плиты закрепляют к главным балкам по ходу монтажа (рис. 27.14, а), применяя специальные монтажные соединения, не связанные с мокрыми процессами. Монтажное соединение, закрепляемое к типовой конструкции жесткого упора, состоит (рис. 27.14, б) из стойки швеллерообразного поперечного сечения, закрепленной на сварке к ребрам упора. Стойку посредством соединительных листов прикрепляют тоже на сварке к закладным листам в плитах. Такое соединение препятствует взаимному повороту в плане главной балки и элемента плиты, а значит и потере устойчивости плоской формы изгиба балки, поскольку эта потеря сопровождается взаимным поворотом. С другой стороны, наличие монтажного соединения дан-

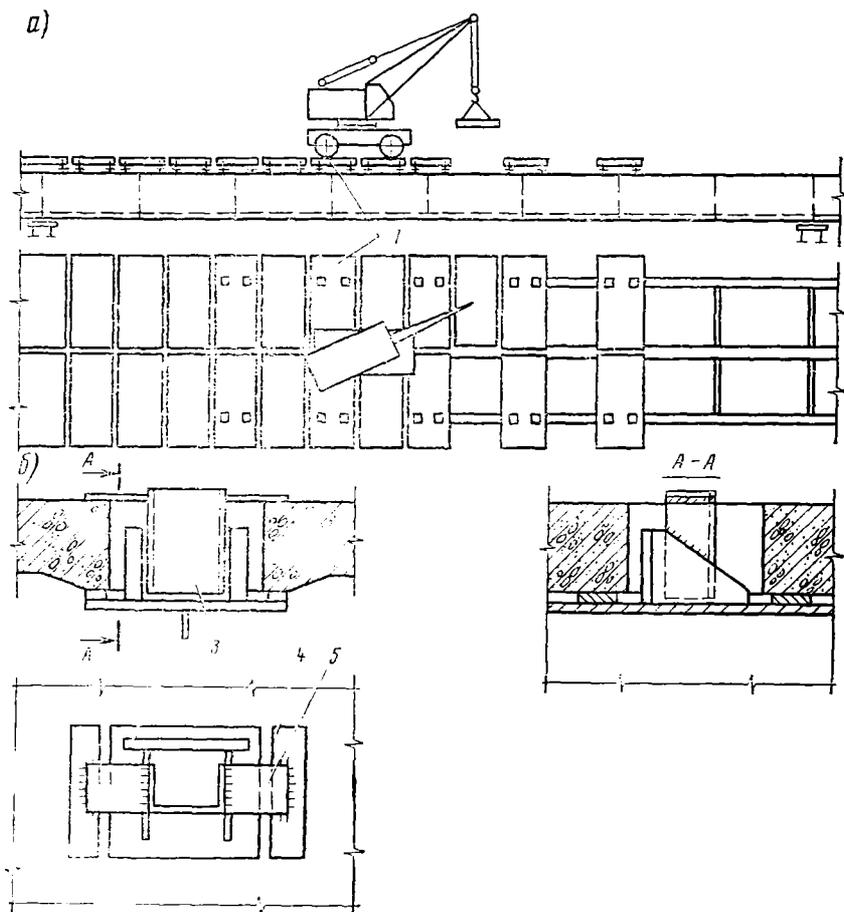


Рис. 27.14. Схема временных верхних связей из блоков железобетонной плиты и конструкция монтажного соединения

1 — блок плиты, закрепляемый к балке; 2 — жесткий упор; 3 — стойка; 4 — закладной лист в плите; 5 — переходной лист

ной конструкции не препятствует последующему омоноличиванию упоров в окнах железобетонной плиты. Для уменьшения расхода металла и объемов работ монтажные соединения с балками устраивают не в каждой плите, а через одну. В результате (см. рис. 27.14, а) создаются связи безраскосной конструкции, а сжатые пояса балок с закрепленными плитами можно рассматривать в качестве составного рамного стержня.

Завершающая операция монтажа сталежелезобетонных пролетных стросний — это регулирование напряжений в системе. Цель регулирования состоит в создании собственных (самоуравновешенных в поперечных сечениях) напряжений, исключающих или уменьшающих растягивающие усилия в железобетонной плите на надопорных участках конструкции и обеспечивающих снижение расхода металла.

Основные способы регулирования — вертикальные перемещения пролетных строений на капитальных опорах и натяжение высокопрочной арматуры в железобетонной плите.

Неразрезные трехпролетные сталежелезобетонные балки поднимают на средних (или опускают на крайних) опорах после монтажа железобетонной плиты, но до сварки арматуры и омоноличивания поперечных стыков сборных элементов плиты. После устройства стыков и приобретения бетоном омоноличивания проектной прочности балки опускают на средних (или поднимают на крайних) опорах, создавая тем самым в надопорных зонах плиты сжимающие напряжения.

Для подъема и опускания конструкций применяют гидравлические домкраты (технология см. п. 28.4). Создание необходимых сжимающих усилий в плите достигается путем строгого соблюдения проектных прогибов пролетных строений при их подъеме и опускании, а также проектных опорных реакций. Реакции на всех стадиях регулирования измеряют по показаниям манометров домкратов.

Высокопрочную напрягаемую арматуру натягивают до или после объединения железобетонной плиты с балками. В первом случае создаваемые усилиями в арматуре напряжения возникают только в плите, а во втором — в объединенном сталежелезобетонном сечении. Конструкцию арматурных пучков и анкерных закреплений, а также виды натяжных домкратов и технологию натяжения назначают по их аналогии для предварительно напряженных железобетонных конструкций.

27.4. Сборка вантовых и висячих мостов

Сложность монтажа вантовых и висячих мостов связана с большими перекрываемыми пролетами, с расположением конструкций (пилонов, кабелей и вантов) на значительной высоте, с пониженной несущей способностью стальных балок жесткости, а также с необходимостью регулирования усилий в системе для обеспечения надежной работы конструкции на всех стадиях монтажа и эксплуата-

нии. Последовательность сборки основных несущих элементов — пилонов, кабелей, вантов и балок жесткости — зависит от системы моста.

Вантовые мосты собирают по двум вариантам. При первом варианте сначала монтируют балку жесткости и пилоны (параллельно или в любой последовательности), а затем навешивают ванты. По второму варианту собирают балку жесткости в крайних (анкерных) пролетах и пилоны, после чего параллельно монтируют балки жесткости в среднем пролете и ванты. В висячих мостах с воспринятым распором собирают балку жесткости, затем монтируют кабель, заделывая его в балках, и в последнюю очередь монтируют подвески. Последовательность, характерная для висячих мостов распорной системы: 1) монтаж пилонов; 2) навешивание кабелей; 3) параллельная сборка элементов балки жесткости и подвесок.

Помимо системы моста, на выбор методов монтажа основных несущих элементов влияют также размеры и вес этих элементов, их конструкция, имеющееся оборудование и другие местные условия.

Наиболее простой способ монтажа пилонов — их установка кранами. Этот способ возможен лишь при относительно невысоких пилонах (до 25—30 м); пилоны устанавливают плавучими кранами или жестконогими деррик-кранами, перемещающимися по проезжей части моста. Пилоны большой высоты могут быть установлены их подъемом и поворотом с помощью монтажной мачты (рис. 27.15, а). В этом случае пилон первоначально собирают в наклонном положении на балке жесткости и соединяют с опорой посредством монтажного шарнира. Тяговый и тормозной полиспасты закрепляют к оголовку пилона; канат тягового полиспаста пропускают через верх монтажной мачты, присоединенной шарнирно к основанию пилона. Назначение монтажной мачты — увеличить начальный угол между пилоном и тяговым канатом и уменьшить тем самым усилия в тяговом полиспасте на начальной стадии подъема.

По варианту этого способа для поворота пилона нужны не полиспасты, а гидравлические домкраты, перемещающиеся по верх-

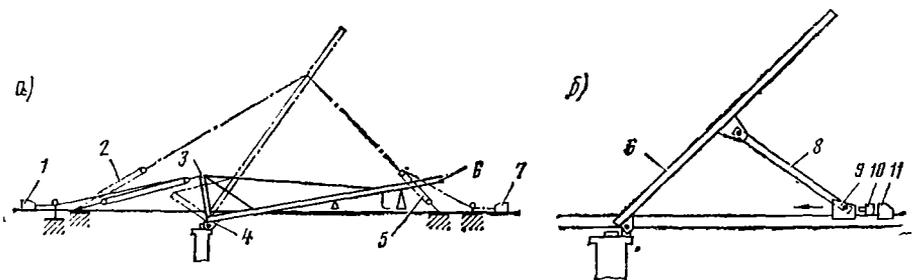


Рис. 27.15. Схемы монтажа пилона поворотом:

1 — тяговая лебедка; 2 — тяговой полиспаст; 3 — монтажная мачта; 4 — монтажный шарнир; 5 — тормозной полиспаст; 6 — пилон; 7 — тормозная лебедка; 8 — штанга; 9 — Башмак; 10 — домкрат; 11 — упор

ним поясам балок жесткости (рис. 27.15, б). Усилие домкратов передается пилону через штангу, шарнирно соединенную с домкратным башмаком снизу и монтажными фасонками сверху. Реактивные усилия домкратов воспринимаются передвижными упорами.

Высокие пилоны монтируют поэлементно с помощью ползучих кранов, в качестве которых могут быть использованы жестконогие деррик-краны на подъемных площадках (рис. 17.16), размещаемых между ногами пилона. Сборку очередных секций пилона и подъем площадок на следующую позицию ведут попеременно. Площадки жестко прикрепляют к пилонам на болтах или шарнирно. Для подъема площадок используют полиспасты или домкраты; во втором случае поднимать можно с помощью лент подобно тому, как это делается при использовании ленточных фермоподъемников (см. п. 25.4).

Ванты вантовых мостов и кабели висячих изготавливают из заводских канатов спиральной свивки или из прядей с параллельными проволоками. При равных диаметрах и числе проволок канаты имеют несколько меньший (примерно на 15%) модуль упругости и несколько меньшую (на 10—12%) несущую способность, т. е. разрывное усилие, поэтому по затрате металла параллельные проволоки более экономичны. При выборе типа вант и кабелей учитывают, помимо расхода металла, технологические условия изготовления и монтажа.

В проволочках канатов при сворачивании их в бухты возникают значительно меньшие изгибные напряжения, чем в прядях из параллельных проволок, поскольку в первом случае проволоки периодически переходят из сжатой в растянутую зону сечения и наоборот. Ввиду этого диаметр бухт для прядей должен быть намного больше, чем для канатов, а это затрудняет перевозку бухт, выходящих за пределы габаритов погрузки на железнодорожном и автомобильном транспорте. Отсюда возникает необходимость изготавливать ванты из параллельных проволок целиком на строительстве, что более трудоемко в сравнении с заводским изготовлением канатов спиральной свивки. Трудоемкость же монтажа вант в обоих случаях примерно одинакова.

Монтаж кабелей висячих мостов как при канатах, так и при параллельных проволоках имеет общую технологическую основу, заключающуюся в том, что образующие кабель канаты или отдельные проволоки последовательно протягивают от одного конца моста через пилоны к другому и, регулируя натяжение канатов

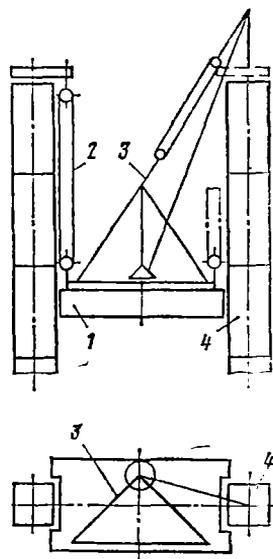


Рис. 27.16. Схема монтажа деррик-крана на подъемной площадке:

1 — площадка; 2 — полиспаст для подъема площадки; 3 — кран; 4 — пилон

(или проволок), придают соответствующее проектное очертание. Так как число перемещений при витых канатах значительно меньше, то сборка кабелей требует меньших затрат времени и оказывается менее трудоемкой, чем при прядях из параллельных проволок.

Однако в висячих мостах особо больших пролетов (свыше 700—800 м) необходимая длина канатов или готовых прядей, а также и масса доставляемых с заводов бухт оказываются чрезмерно большими. Поэтому кабели таких мостов приходится монтировать на месте путем укладки отдельных проволок. Это обстоятельство служит причиной того, что в СССР и в таких странах Европы, как Франция и ФРГ, где висячие мосты имеют пролеты умеренные, применяют кабели из канатов, а в США и Англии при строительстве висячих мостов особо больших пролетов — кабели из укладываемых параллельно отдельных проволок.

Перед сборкой канаты подвергают вытяжке, разметке, резке и заделке концов в муфты. При вытяжке в канате создают с помощью домкратов усилие, несколько превышающее расчетное усилие в стадии эксплуатации. Вытяжку, усилие которой контролируют по манометрам домкратных установок, повторяют 2—3 раза, обеспечивая полную выборку остаточных деформаций и стабилизацию модуля упругости. Затем в канате создают усилие, равное эксплуатационному от постоянных нагрузок, и в натянутом состоянии канат размечают, фиксируя места резки и заделки концов в муфты, а также места опирания на пилоны и крепления подвесок. Для приведения всех канатов к одним и тем же температурным условиям при разметке вводят поправки на изменение температуры или же измеряемые расстояния переносят с эталонного каната, размеченного в первую очередь. После разметки канат разрезают, концы заводят в муфты, расплетают и заделывают в муфтах путем заливки специальным сплавом. Затем подготовленный канат укладывают в бухты на катушках большого диаметра (2,5—3 м). Аналогичным образом готовят канаты для подвесок.

Монтаж ванты начинают с подъема краном ее верхнего конца и закрепления концевой муфты в анкерном устройстве на оголовке пилона. Затем с помощью лебедки и вспомогательного каната, закрепленного у нижнего конца ванты, выбирают ее слабины, после чего заводят нижнюю муфту на анкерное закрепление у балки жесткости (рис. 27.17).

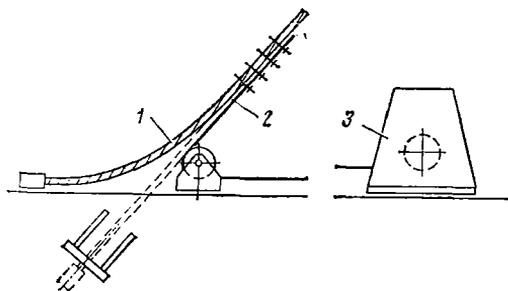


Рис. 27.17. Схема монтажа ванты:
1 — ванта; 2 — вспомогательный канат; 3 — лебедка

Вспомогательные сооружения для монтажа кабелей представляют собой рабочие мостики, подвешиваемые на специ-

альных канатах несколько ниже оси каждого кабеля (рис. 27.18, а). Настилы и ограждения мостиков устраивают из проволочной или капроновой сетки. Для перемещения канатов вдоль рабочих мостиков проводят тяговый канат. Тяговый канат подвешивают на роликах, прикрепленных к порталным рамам на пилонах и на мостиках, и приводят в движение с помощью лебедок.

Бухты с канатами надевают на вертушки, расположенные на одном берегу у места заделки кабеля. Концевую муфту устанавливаемого каната закрепляют к тяговому канату. При перемещении канат кабеля опирается на ролики, закрепленные на настиле рабочего мостика. По окончании перемещения каната кабеля его концевые муфты закрепляют в анкерных устройствах. Затем с помощью домкратов, схема установки которых зависит от принятой конструкции анкерных устройств (рис. 27.18, б), регулируют натяжение каната.

Для сборки («прядения») кабеля в пролете из отдельных проволок (рис. 27.19, а) вдоль рабочего мостика располагают бесконечный тяговый канат, приводимый в движение специальными механизмами на берегах. К тяговому канату закрепляют прядильные шкивы, расстояние между которыми вдоль каната назначают равным расстоянию между анкерными креплениями кабеля. Надетые на вертушки бухты с проволокой размещают на обоих берегах у анкеров. Проволоку с бухты проводят через натяжное устройство и прядильный шкив, а затем через закрепленный к анкерной тяге башмак (рис. 27.19, в), имеющий ручьи для укладки проволоки. Свободный конец проволоки временно закрепляют рядом с башмаком. После этого приводят в движение тяговый канат и связанные с ним шкивы, обеспечивая таким образом перемещение каждой пары образующих петлю проволок от одного анкера до другого. По окончании перемещения, когда каждый шкив достигнет противоположного анкера, петлю проволоки снимают со шкива и надевают на другую пару башмаков. Затем петли проволоки проводят через башмаки первой пары и надевают на шкивы. По окончании обратного рейса шкивов снятые с них петли проволоки надевают опять на башмаки второй пары. Далее процесс повторяется. При таком порядке закрепления на каждой паре башмаков непрерывно укладывается проволока с одной бухты, образуя прядь. Затем проволоку у бухты обрубают и конец ее соединяют на муфте с концом, первоначально закрепленным у башмака. Провисание и натяжение готовой пряди регулируют с помощью домкратов.

Для сокращения сроков прядения кабелей тяговым канатом сообщают значительные скорости перемещения (до 200—250 м/мин), а шкивы делают с несколькими ручьями, обеспечивая возможность одновременного перемещения нескольких петель проволоки.

Собранный кабель обжимают (рис. 27.19, б), придавая ему круговое очертание. Для обжатия применяют установку с гидравлическими домкратами большой грузоподъемности (по 2—3 МН). Места приложения обжимающих усилий располагают с интервала-

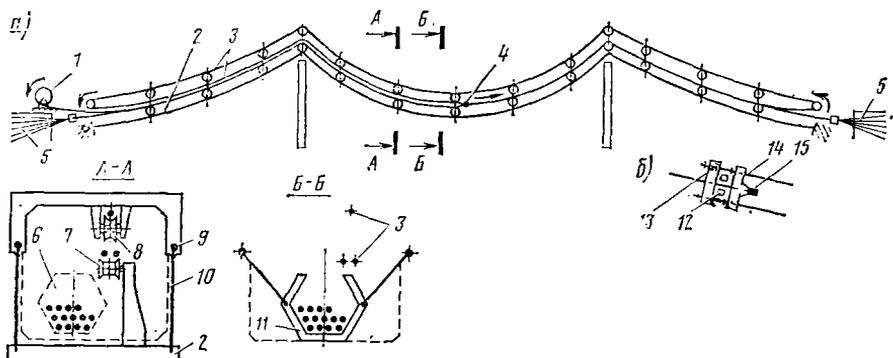


Рис. 27.18. Схема сборки кабеля из канатов спиральной свивки и деталь устройства для натяжения каната:

1 — вертушка с бухтой каната; 2 — рабочий мостик; 3 — тяговый канат; 4 — муфта; 5 — анкер; 6 — кабель; 7 — ролик для проводки тягового каната и каната кабеля; 8 — ролик для проводки тягового каната; 9 — канат рабочего мостика; 10 — капроновая сетка; 11 — хомут для формирования кабеля; 12 — гидравлический домкрат; 13 — траверса; 14 — анкерная муфта каната

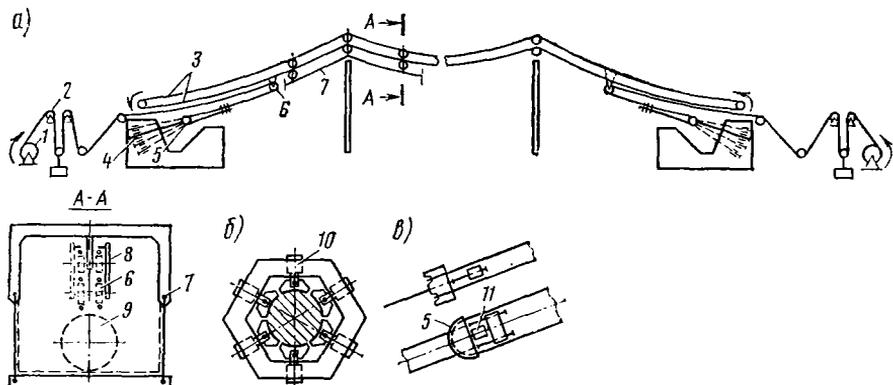


Рис. 27.19. Схема сборки кабеля из параллельных проволок:

1 — вертушка с бухтой проволоки; 2 — механизм для натяжения проволоки; 3 — тяговый канат; 4 — анкерная тяга; 5 — башмак; 6 — прядильный шкив; 7 — канат рабочего мостика; 8 — ролик для проводки тягового каната; 9 — кабель; 10 — гидравлический домкрат для обжима кабеля; 11 — гидравлический домкрат для регулирования натяжения пряди

ми около 1 м. Перед снятием обжимающих усилий кабель в каждом месте их приложения стягивают хомутами из полосовой стали. Законченный кабель обматывают плотно укладываемыми витками мягкой оцинкованной проволоки, после чего наносят антикоррозионную защиту.

Перед обмоткой на кабель надевают муфты для закрепления подвесок. Так как муфты держатся на кабеле только за счет развития сил трения, то обеспечение заданного усилия натяжения высокопрочных болтов, прижимающих муфты к кабелю, имеет важное значение. Болты натягивают гидравлическими домкратами, штоки которых наворачивают на конец болта за гайкой. Домкраты

эти подобны домкратам для натяжения стержневой арматуры и оснащены гайковертами, обеспечивающими закручивание гаек до плотного упора в муфту в момент натяжения болта. Назначать усилие натяжения болтов нужно с учетом последующего снижения в дальнейшем (до 40—50 % от первоначального) за счет поперечных деформаций кабеля по мере передачи на него постоянных и временных нагрузок.

Балки жесткости вантовых мостов монтируют по двум схемам, устраивая в среднем (судоходном) пролете вспомогательные опоры или же применяя навесную сборку. Устройство вспомогательных опор в крайних пролетах в обоих случаях необходимо.

По первой схеме (рис. 27.20, а) балку жесткости собирают на насыпи подхода и устанавливают в пролет продольной передвижкой (см. п. 28.2). Ввиду относительно небольшой несущей способности балки, вспомогательные опоры должны быть расставлены сравнительно часто. При достаточной глубине воды вместо продольной передвижки применяют установку на плавучих опорах (см. п. 28.4) — монтажные усилия в балке по этому варианту уменьшаются, что дает возможность несколько уменьшить число вспомогательных опор. Первоначально балку жесткости размещают в уровне, на 1—1,5 м превышающем проектный. После монтажа вант балку опускают на проектный уровень, используя для этого гидравлические домкраты, установленные на вспомогательных и капитальных опорах (см. п. 28.4). В процессе опускания регулируют усилия в системе посредством регулирования усилий в домкратах и измерения усилий в вантах, напряжений в балках жесткости и положения балок в профиле.

При отсутствии вспомогательных опор в среднем пролете, т. е. по второй схеме, балку жесткости в крайних пролетах собирают полунавесным способом с помощью деррик-крана (рис. 27.20, б), перемещающегося по собираемой конструкции. Для уменьшения изгибающих моментов в балке над крайней вспомогательной опорой последний элемент ее можно устанавливать с помощью плавучего крана. После установки пилона переходят к навесной сборке балки жесткости в среднем пролете. Собираемую консоль наращивают до тех пор, пока изгибаю-

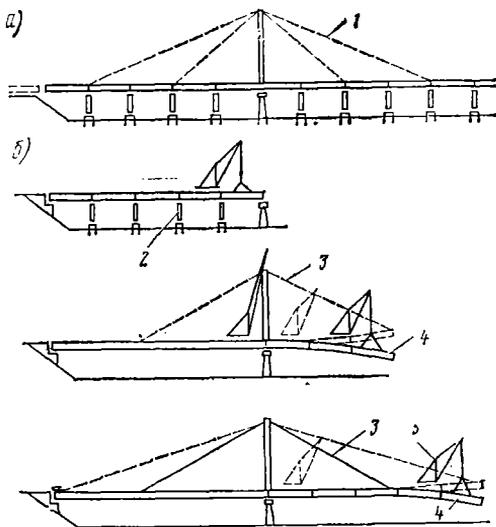


Рис. 27.20. Схемы сборки вантового моста: 1 — постоянная ванта; 2 — вспомогательная опора; 3 — вспомогательная ванта; 4 — балка жесткости; 5 — жесткоугольный деррик-кран

щий момент в сечении балки жесткости по оси пилона не достигнет предельного значения. После этого сборку приостанавливают и монтируют первую пару вспомогательных вант. Перед их закреплением кран можно переместить к пилонам, — это уменьшит прогиб консоли и необходимое ее перемещение, создаваемое натяжением вант. Вспомогательные ванты натягивают от усилий, обеспечивающих некоторый обратный прогиб концов консоли. Затем монтаж продолжают до тех пор, пока не достигнет предельного значения изгибающий момент в балке у места закрепления первой ванта. Закрепляют вторую пару вспомогательных вант и процесс монтажа продолжают в том же порядке. Замыкающую секцию трехпролетного вантового моста для уменьшения монтажных усилий в балке жесткости можно устанавливать плавучим краном.

По окончании монтажа балки жесткости монтируют основные (эксплуатационные) ванты, а затем вспомогательные ванты плавно освобождают от действующих в них усилий, передавая усилия на основные ванты с помощью домкратных установок в узлах крепления вант к балке жесткости (по типу, показанному на рис. 27.18,б). По мере передачи усилий регулируют напряжение в системе.

Отказ от вспомогательных вант уменьшает расход металла, однако регулирование напряжений сильно усложняется. Кроме того, распределение усилий в вантах в стадии монтажа существенно отличается от стадии эксплуатации, поэтому отличаются и сечения вант, подбираемые по этим двум стадиям.

Балки жесткости безраспорных висячих мостов с кабелем, заделанным в балках, монтируют теми же способами, что и для вантовых мостов, т. е. с применением при сборке в среднем пролете вспомогательных опор или вант. После сборки балок навешивают кабель, причем наиболее простая технология в данном случае состоит в протягивании канатов по балке жесткости и подъеме готового кабеля на пилоны с помощью простейших кранов, установленных на ригелях пилонов. Для освобождения вспомогательных вант от усилий и плавной передачи постоянной нагрузки на кабель и балки используют домкратные установки в узлах крепления вант.

Наиболее простая технология сборки балок жесткости обеспечивается при монтаже висячих мостов распорной системы, когда монтажные элементы балок последовательно подвешивают к готовому кабелю. Для уменьшения деформаций кабеля балки жесткости собирают по этапам, прикладывая к кабелю постоянную нагрузку постепенно: например, первый этап — сборка основных несущих элементов балок жесткости, второй — сборка балок проезжей части, третий — сборка ортотропного настила или бетонирование плиты проезжей части.

В процессе сборки балки жесткости монтажные стыки между ее элементами устраняют обычно по временной шарнирной схеме, так как совмещение монтажных отверстий для устройства жестких стыков затруднено из-за значительных деформаций кабеля. К устройству жестких стыков приступают после завершения монта-

жа балок жесткости и выверки геометрической схемы пролетного строения посредством регулирования длин подвесок и загрузки отдельных участков балок балластом. В случае применения железобетонной плиты проезжей части жесткие стыки во избежание появления трещин в плите приходится устраивать до ее бетонирования. Тогда передача постоянной нагрузки на канат моста обеспечивается посредством регулирования усилий натяжения подвесок с помощью полиспастов или домкратов. Балки жесткости собирают от пилонов симметрично в сторону среднего пролета и в сторону анкеров или же от середины среднего пролета и от анкеров к пилонам. Вторую схему применяют чаще; ее преимущество состоит в том, что деформации кабеля при приложении к нему нагрузки от веса последних элементов балок жесткости меньше, если место приложения нагрузок находится вблизи пилонов. Это, а также наличие жестких опор облегчает замыкание балок жесткости у пилонов, в сравнении с их замыканием в середине пролета.

Для установки основных несущих элементов (блоков) балок жесткости, собираемых на первом этапе, часто применяют грузовые тележки, перемещающиеся по канату подобно грузовым тележкам кабельных кранов (рис. 27.21, а). Ввиду большой несущей способности кабеля с тележек можно поднимать элементы (блоки) большой массы; для этого тележки оснащают полиспастом большой грузоподъемности. Монтажные элементы балок подают к месту установки по воде на плавучих средствах, — этот вид транспорта обеспечивает перевозку конструкций значительной массы и габаритов. При данном методе сборки возможны подача и подъем балок крупными секциями массой до 200—300 т, что способствует повышению темпов сборки. Доставляемые с завода элементы (блоки) укрупняют в монтажные секции на складе металла на берегу.

По другому методу стальные блоки жесткости распорного висячего моста собирают жестконогими деррик-кранами (рис. 27.21, б). Масса монтажных элементов при этом значительно меньше.

Поднятые полиспастами тележек или кранов монтажные элементы балок закрепляют к подвескам. Для последующих этапов

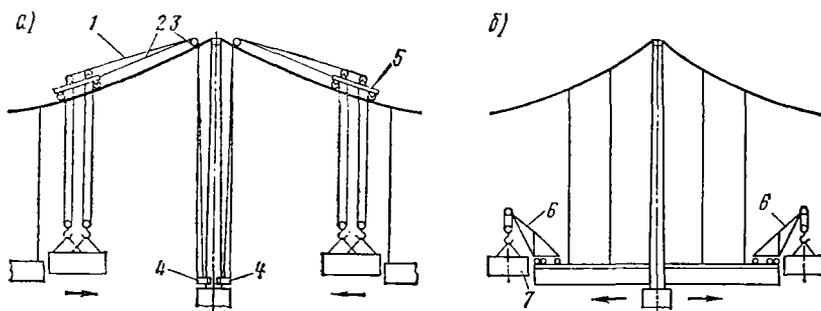


Рис. 27.21. Схема сборки балок жесткости распорного висячего моста:
 1 — грузовой канат; 2 — тяговый канат; 3 — отводной ролик; 4 — грузовые и тяговые лебедки; 5 — грузовая тележка; 6 — деррик-кран; 7 — монтажный элемент балки жесткости

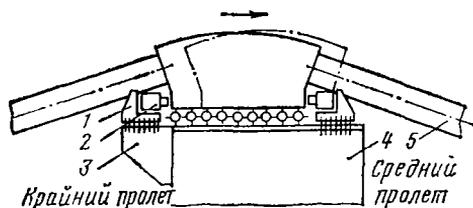


Рис. 27.22. Схема перемещения опоры кабеля на пилоны:

1 — переставной упор; 2 — гидравлический домкрат; 3 — монтажная консоль; 4 — пилон; 5 — кабель

кабелю проектного очертания и обеспечения возможности замыкания стыков балки жесткости при установке последних монтажных элементов.

В висячих мостах с относительно малыми крайними пролетами ($1/3$ — $1/4$ от среднего) при пилонах, заделанных в опоры, после монтажа балок жесткости усилие в кабеле со стороны среднего пролета значительно превышает усилие со стороны крайнего. Для освобождения пилонов от изгибающих моментов, вызванных разностью усилий, опоры кабеля на оголовках пилонов перемещают по мере сборки балки в сторону среднего пролета. Такое устройство было, например, применено для этой цели при строительстве висячего моста Верразано-Нерроуз в США (рис. 27.22). Седлообразная опора пилон была установлена на катки и раскреплена системой тяговых и тормозных гидравлических домкратов, расположенных горизонтально и упертых в специальные кронштейны. По мере сборки балки жесткости седлообразную опору сдвигали в сторону среднего пролета, добиваясь выравнивания усилий в кабеле.

Ввиду отклонений от проектных размеров конструкции и расстояний между пилонами, а также вследствие некоторой неопределенности в модулях упругости канатов геометрическая схема висячего или вантового пролетного строения может иметь те или иные отклонения от проектной. Для устранения этих отклонений систему регулируют, изменяя с помощью подкладок уровень установки опорных частей на пилонах и длину подвесок.

Глава 28. УСТАНОВКА ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ В ПРОЕКТНОЕ ПОЛОЖЕНИЕ

28.1. Область применения. Установка кранами

Стальные пролетные строения собирают из отдельных элементов вне пролета и устанавливают в проектное положение на опоры: 1) при необходимости сокращения срока строительства, если работы по возведению опор и монтажу пролетных строений ведут па-

параллельно; 2) на реконструируемых мостах, когда продолжительность перерывов движения по мосту должна быть сведена к минимуму; 3) если из-за интенсивного судоходства исключается возможность устройства в русле реки вспомогательных сооружений для сборки пролетных строений; 4) в случае высокой стоимости вспомогательных сооружений в пролете, когда сборка пролетных строений на берегу с последующей доставкой в пролет оказывается более экономичной.

Основные методы установки пролетных строений в пролет — это продольная и поперечная передвижка (надвижка) по капитальным и стационарным вспомогательным опорам, передвижка на катучих опорах и перевозка на плавучих средствах. Все эти методы обеспечивают горизонтальные перемещения, которые могут происходить при расположении пролетных строений в проектном или отличном от проектного уровнях. В последнем случае установка в проектное положение дополняется операциями подъема или опускания пролетных строений с помощью домкратов, полиспастов и песочниц.

Наименее сложную технологическую операцию представляет собой установка пролетных строений кранами. Для установки цельноперевозимых пролетных строений мостов под железную дорогу применяют консольные железнодорожные краны. Схема монтажа таких металлических пролетных строений подобна схемам монтажа железобетонных. Применяя краны типов ГЭК-80 и ГЭК-130, можно устанавливать пролетные строения пролетом до 33,6 м, и даже вместе с железобетонной плитой проезжей части.

Пролетные строения больших пролетов устанавливают отдельными блоками, применяя вспомогательные опоры и соединяя блоки поперечными стыками. Для установки на опоры пролетного строения или его отдельных главных балок могут быть использованы стреловые полноповоротные краны на железнодорожном, пневмоколесном или гусеничном ходу. Технология установки здесь такая же, что и для железобетонных балок, однако ввиду меньшей массы металлических балок их установка возможна с помощью кранов меньшей грузоподъемности.

28.2. Продольная и поперечная передвижка пролетных строений

При строительстве новых стальных мостов собранные на насыпи подхода пролетные строения передвигают (перекатывают) вдоль по оси моста без поперечной передвижки. Наиболее удобно надвигать пролетные строения в проектном уровне. С этой целью устой возводят до отметки подферменной площадки и до такой же отметки отсыпают насыпь подхода (рис. 28.1). После передвижки бетонируют шкафную часть устоя и досыпают насыпь до проектных отметок. Передвижка в проектном уровне избавляет от сложной операции опускания конструкций, необходимой в случае сборки пролетных строений на полностью законченной насыпи.

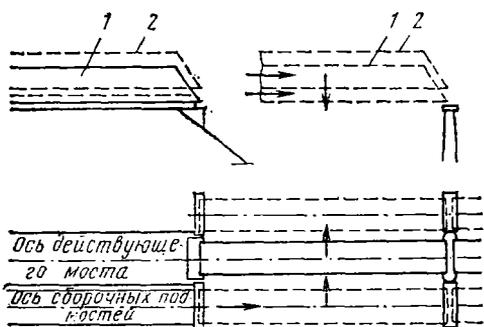


Рис. 28.1. Схемы передвижки пролетных строений:

1 — пролетное строение в проектном уровне; 2 — то же, в повышенном

Иную технологию применяют при замене пролетных строений на реконструируемых мостах. Для того чтобы перерывы движения по мосту были наименьшими, новые пролетные строения собирают и предельно надвигают параллельно оси моста. Затем старые пролетные строения поперечной передвижкой (перекаткой) снимают с капитальных опор, а новые таким же способом устанавливают на эти опоры (см. рис. 28.1).

Основным вспомогательным сооружением для продольной передвижки служат перекаточные опоры, а при поперечной — пирсы. Конструкции вспомогательных сооружений зависят от типов применяемых при передвижках ходовых частей.

В качестве ходовых частей для продольной передвижки пролетных строений со сплошными главными балками часто применяют ролики, объединяемые в каретки и устанавливаемые стационарно на насыпи, капитальные и вспомогательные опоры (рис. 28.2, а). Передвигаемое пролетное строение опирают на ролики через рельсы, закрепленные головками вниз к нижним поясам

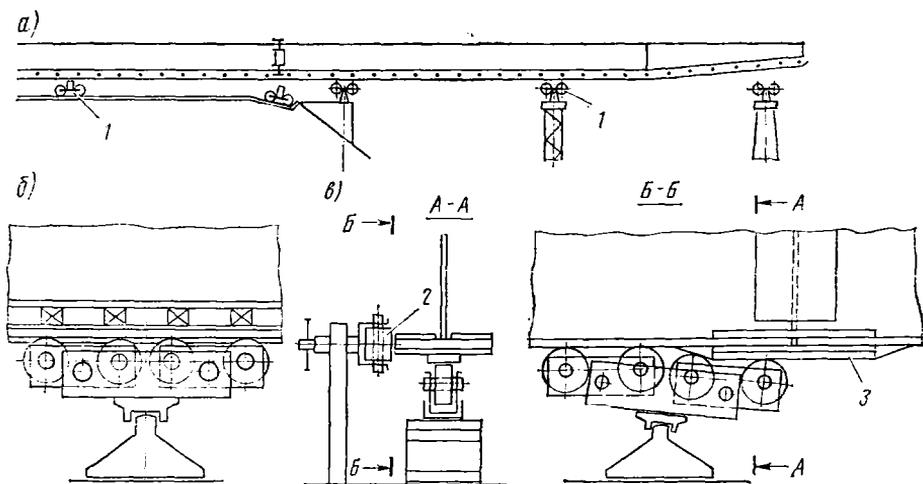


Рис. 28.2. Расположение надвигаемого пролетного строения:

а — схема расположения ходовых частей; б — деталь ходовых частей при лавнобланных роликах; в — то же, при безребордных;

1 — тележка для перемещения пролетного строения

2 — ограничивающий ролик;

3 — временная накладка

главных балок. Такие рельсы вместе с деревянными поперечинами образуют верхний накаточный путь. Поскольку верхний накаточный путь должен быть прямолинейным, высоту поперечин назначают с учетом кривой строительного подъема пролетного строения. Ролики делают двухребордными, что обеспечивает правильное положение пролетных строений и исключает возможность их схода с роликов в процессе перемещения. Несущая способность ролика диаметром 250 мм при диаметре оси 60 мм составляет 150 кН. Число роликов в каретке устанавливают в соответствии с нагрузкой на каретку; при больших нагрузках устраивают спаренные ролики, а верхний накаточный путь — из спаренных рельсов.

Ввиду свойственных пролетным строениям со сплошной стенкой повышенных прогибов при перекатке ролики объединяют в каретки по балансирной схеме так, чтобы положение роликов на каждой стадии надвигки соответствовало положению рельсов верхнего накаточного пути (см. деталь на рис. 28.2, б). Применяют каретки с числом роликов одиночных или спаренных от двух до восьми, а дальнейшее увеличение сопряжено с усложнением балансирной конструкции. Достоинства такой ходовой части в виде роликов — возможность их установки на площадках небольших размеров (на капитальных и узких перекаточных опорах), а также сравнительно простая технология передвижки пролетных строений.

Чтобы исключить верхние накаточные пути, применяют безребордные ролики (рис. 28.2, в), на которые пролетное строение опирают непосредственно нижними поясами балок. Для прохода через ролики поясов в местах монтажных стыков на высокопрочных болтах применяют временные накладки с отверстиями под головки высокопрочных болтов и клиновидные приставки, образующие систему переходного мостика. При безребордных роликах необходимо удерживать передвигаемое пролетное строение от поперечных перемещений. Для этого применяют ограничивающие горизонтальные ролики. По мере передвижки положение роликов регулируют с помощью винтов в соответствии с изменяющейся (по длине пролетного строения) нижних горизонтальных листов главных балок.

Для передвижки пролетных строений со сквозными главными фермами и гибким нижним поясом ролики обычно неприменимы, так как создаваемые ими сосредоточенные реактивные давления на верхний накаточный путь вызывают недопустимые изгибающие моменты в нижних поясах ферм.

Широко распространены ходовые части в виде стальных цилиндрических катков. Помимо закрепляемого к пролетному строению верхнего накаточного пути, устраивают и нижний накаточный путь (рис. 28.3). Число рельсов нижнего накаточного пути назначают на один больше, чем верхнего; при этом их число (определяемое расчетом) должно быть тем большим, чем больше давление на путь от передвигаемого пролетного строения. Катки способны передавать значительные вертикальные нагрузки при перекатке тяжелых пролетных строений. Для исключения изгибающих моментов от местной нагрузки в нижних поясах главных ферм

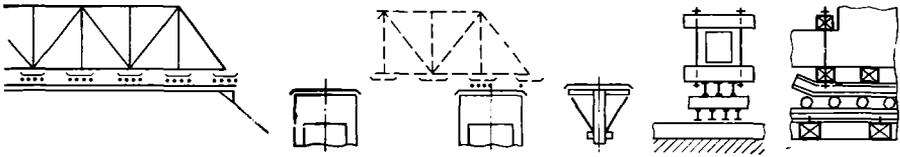


Рис. 28.3. Расположение пролетного строения для продольной передвижки на катках и деталь накаточных путей

сквозных пролетных строений верхний накаточный путь устраивают в виде отдельных кареток, устанавливаемых в узлах. При этом длина нижнего накаточного пути на капитальных и вспомогательных перекаточных опорах должна быть несколько больше длины панели (обычно в 1,25 раза), чтобы на опоре полностью помещалась, по крайней мере, одна каретка. Для обеспечения этого условия бывает необходимо развить ширину капитальных опор путем их обстройки; соответствующую ширину назначают и при перекаточных вспомогательных опорах (см. рис. 28.3).

Верхние накаточные пути при продольной передвижке сквозных пролетных строений могут быть устроены не под поясами главных ферм, а под продольными балками проезжей части. Если несущая способность балок проезжей части и их креплений недостаточна для восприятия реактивного давления со стороны накаточных путей, то верхние накаточные пути устраивают непрерывными. Это позволяет сократить ширину перекаточных опор.

Диаметры катков назначают в пределах 60—140 мм, а их длину на 20—30 см больше ширины накаточных путей. В процессе перекатки положение катков выправляют путем их подбивки, для чего расстояние между катками в свету должно быть не меньше 15 см. С учетом этого расстояния устанавливают и длину нижних накаточных путей, которая должна быть достаточна для размещения необходимого числа катков на каждом участке. Это условие также учитывают, определяя ширину перекаточных и обстроенных капитальных опор. При перекатке на катках сквозных пролетных строений, обладающих достаточной жесткостью, обычно не возникает надобности в балансирных устройствах для нижних накаточных путей. В случае же перекатки пролетных строений со сплошными главными балками такие устройства так же, как и при роликах, оказываются, как правило, необходимыми.

В отдельных случаях для продольной передвижки пролетных строений применяют ходовые части в виде тележек (рис. 28.4) с устройством сплошного нижнего накаточного пути, а следовательно, и подмостей в пролете. Ввиду высокой стоимости подмостей такие ходовые части применяют редко. Например, они могут оказаться целесообразными при передвижке пролетных строений на значительные расстояния, если по тем или иным причинам их собирают вдали от моста, или же, если новый мост строят рядом с существующим, пролетные строения которого используют в качестве

подмостей. В этом случае после продольного перемещения по старому мосту новые пролетные строения передвигают в поперечном направлении.

Удобны для передвижки пролетных строений со сплошными главными балками ходовые части в виде прокладок из фторопласта и стальных хромированных листов. Примененные первоначально для передвижки железобетонных пролетных строений эти ходовые части получили распространение и для пролетных строений металлических. Компактные ходовые части из фторопласта имеют большую несущую способность под действием вертикальных нагрузок и оказываются пригодными для передвижки тяжелых пролетных строений.

При продольной передвижке должна быть обеспечена устойчивость положения пролетных строений против опрокидывания в продольном направлении. К основным мероприятиям, обеспечивающим устойчивость, относятся устройство в пролете соответствующего числа перекаточных опор, временное объединение разрезных пролетных строений в неразрезные и устройство противовеса, а также закрепление к переднему концу пролетного строения легкой консоли — аванбека (см. рис. 28.2). Применение перекаточных вспомогательных опор и аванбеков позволяет уменьшить в элементах пролетных строений монтажные усилия, которые в ряде случаев и в особенности для пролетных строений со сплошными главными балками могут превышать усилия от нагрузок эксплуатационных.

При перекатке на роликах (рис. 28.5, а) опора по фасаду моста имеет небольшую ширину, и для обеспечения ее устойчивости при действии продольных нагрузок от ветра и сил трения устраивают специальные расчалки. В случае продольной передвижки пролетного строения на катках (рис. 28.5, б) рельсы нижнего накаточного

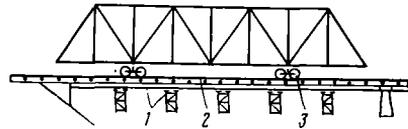


Рис. 28.4. Размещение пролетного строения на тележках для продольной перекачки:

1 — подмости; 2 — накаточный путь; 3 — тележка

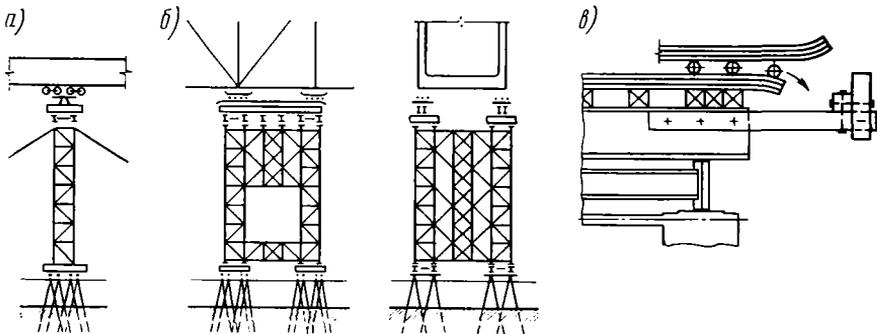


Рис. 28.5. Вспомогательные опоры для продольной передвижки

пути обычно опирают на деревянные поперечины. Стыки рельсов устраивают вразбежку. Верхний балочный ростверк в виде прогонов и поперечных балок обеспечивает передачу вертикальной нагрузки в узлы решетчатой надстройки. Поверху перекаточной опоры устраивают подмости для рабочих, занятых на перекладке катков и выправлении их положения. Для приема катков, сбегающих с нижнего накаточного пути, служат специальные ловители (рис. 28.5, в).

Конструкция пирса для поперечной перекатки имеет те же основные элементы, что и перекаточная вспомогательная опора (рис. 28.6).

Нижний накаточный путь пирса сопрягается с путем на опоре моста. По обе стороны от подферменников устраивают стыки рельсов с тем, чтобы по окончании надвигки можно было освободить подферменники и установить на них опорные части. Верхний накаточный путь для поперечной передвигки устраивают под опорными поперечными балками, а опорные узлы оставляют свободными. По окончании передвигки пролетное строение приподнимают домкратами, установленными на рельсах верхнего накаточного пути, под опорные узлы заводят опорные части и пролетное строение опускают на опорные части. Затем разбирают накаточные пути на опоре.

Устраивая верхний накаточный путь (см. рис. 28.6), необходимо проверить сечение поперечной балки, поскольку изгибающий момент при перекатке больше момента при поддомкрачивании (последний учитывают при проектировании балок). Поперечная

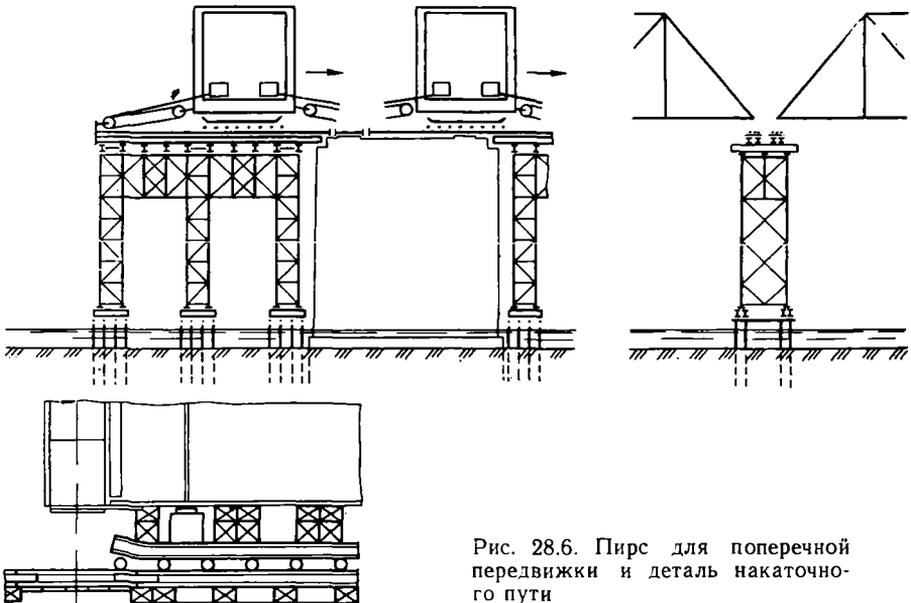


Рис. 28.6. Пирс для поперечной передвигки и деталь накаточного пути

сила при перекалке в сравнении с поддомкрачиванием не увеличивается, поэтому несущая способность прикрепления поперечной балки, как правило, оказывается достаточной.

Так как пролетные строения со сплошной стенкой при передвижке получают значительный прогиб, достигающий 2—3 м, то требуются специальные устройства в виде кронштейнов и домкратных установок для подъема пролетных строений в уровень роликов на капитальных или вспомогательных перекаточных опорах. Используя такое устройство, разработанное СКБ Главмосто-строа (рис. 28.7), конец консоли поднимают гидравлическими домкратами, упирая последние в кронштейны, прикрепленные к концам главных балок. Домкраты устанавливают между стойками штанг, опертых на ролики через рельсовые каретки, к которым штанги закреплены шарнирно. На время подъема пролетного строения каретки заклинивают, исключая тем самым возможность их перемещения по роликам. После подъема рельсовые каретки соединяют с пролетным строением винтовыми стяжками, освобождают заклинивающие устройства и продолжают продольное перемещение системы. После входа рельсов верхних накаточных путей на ролики, штанги поднимают теми же домкратами и оставляют в подвешенном к кронштейнам положении. Перед дальнейшим перемещением пролетного строения разбирают клетку, установленную предварительно под концом балансирной каретки для исключения ее перегиба при подъеме консоли.

Установка домкратов обеспечивает возможность их самоподъема по мере повышения консолей пролетных строений. При выходе поршня домкрата развиваемое им давление передается из стойки штанг через опорные листы и планки, закрепленные к стойкам с помощью пальцев. Такие же листы и планки, имеющиеся над домкратом, при выходе поршня поднимаются вместе с ним. При этом происходит деформирование (сжатие) пружин, расположенных между верхним листом и кронштейном. Затем устанавливают пальцы в соединения верхних планок со стойками штанг и сбрасывают давление в гидросистеме домкрата, после чего давление конца пролетного строения передается на стойки через верхние планки и можно снять шарниры в соединениях нижних планок. При возвратных перемещениях пружин под действием сил их упругости домкраты вместе с нижними листами и планками поднимаются вверх на следующую позицию, а их поршни вдвигаются. По окончании этого перемещения вновь устанавливают пальцы в прикреплениях нижних планок и снимают шарниры в прикреплениях верхних планок. Затем процесс подъема консоли повторяется.

В случае применения аванбека его нижний пояс для компенсации прогибов устраивают наклонным. Это обеспечивает возможность въезда аванбека на ролики очередной опоры и плавный подъем консоли по мере передвижки (см. рис. 28.2, а).

Особый случай представляет продольная передвижка с плавучей опорой (рис. 28.8). Этот способ применяют при передвижке пролетного строения в первый пролет, если по услови-

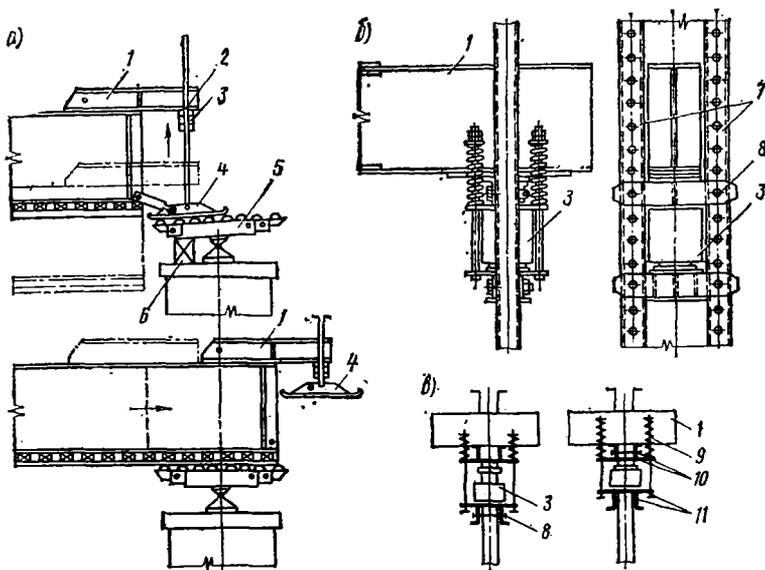


Рис. 28.7. Устройство для подъема конца консоли передвижного стального пролетного строения:

a — боковой вид; *b* — деталь установки домкрата; *в* — схема подъема консоли; 1 — кронштейн; 2 — подъемная штанга; 3 — домкрат; 4 — рельсовая каретка; 5 — роликовая каретка; 6 — клетка для подклинки роликовой каретки; 7 — стойки штанги; 8 — шарнир; 9 — пружина; 10 — верхние опорные листы и штанги; 11 — то же, нижние

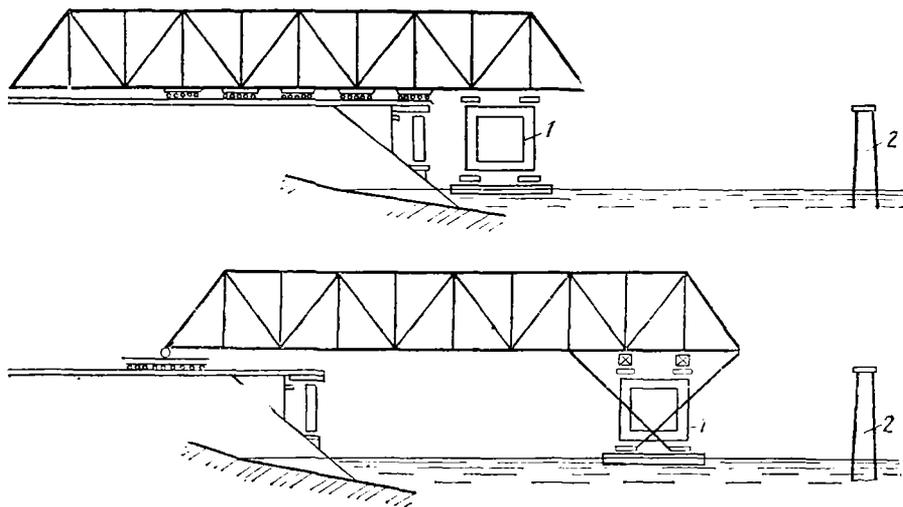


Рис. 28.8. Схемы продольной передвижки с плавучей опорой (две рабочие позиции)

ям судоходства или в связи с большой глубиной воды перекаточная опора не может быть допущена или нецелесообразна.

Пролетное строение для передвижки с плавучей опорой 1 на первом этапе перемещают на катках по нижним накаточным путям, уложенным в пределах насыпи подходов. Верхние накаточные пути при этом имеют обычную конструкцию, их устраивают только

под средней частью пролетного строения. Окончанию первого этапа соответствует образование консоли, достаточной для подведения плавучей опоры, положение которой должно обеспечивать возможность последующей установки переднего конца пролетного строения на капитальную опору 2. Далее задний конец пролетного строения устанавливают на верхний накаточный путь в виде каретки из двутавровых балок. Под передний конец пролетного строения подводят плавучую опору и, сбрасывая водный балласт, обеспечивают передачу на нее нагрузки от веса пролетного строения. Затем разбирают верхние накаточные пути под серединой пролетного строения. На втором этапе завершают передвижку, перемещая пролетное строение в проектное положение. Шарнирное опирание заднего конца пролетного строения на каретку обеспечивает равномерную передачу нагрузки на катки и накаточный путь независимо от уровня переднего конца, который может изменяться при изменении уровня воды в реке. Нагрузка на плавучую опору в процессе надвигки остается постоянной.

Для уменьшения изгибающих моментов в балках каретки опирание на нее пролетного строения может быть предусмотрено не только в опорном, но и в смежном с ним узлах. В этом случае нагрузку на каретку передают через гидравлические домкраты, объединенные в батарею (рис. 28.9). Это обеспечивает равенство усилий в домкратах и, так же как и при шарнирном опирании, равномерное загрузке накаточного пути в процессе надвигки вне зависимости от вертикальных перемещений переднего конца пролетного строения.

Нижние накаточные пути устраивают горизонтальными или же придают им небольшой уклон в сторону надвигки. Уклон должен быть таким, чтобы возникающее при этом усилие вдоль надвигки не превышало 50 % сил сопротивления от трения.

В качестве тяговых средств при передвижке пролетных строений применяют лебедки и полиспасты или горизонтально устанавливаемые домкраты. Так как скорость перемещения при домкратах мала, их применяют для надвигки на короткие расстояния. Для упора домкратов к нижним накаточным путям закрепляют переставные кронштейны. При передвижке на лебедках применяют две системы полиспастов — тяговые и тормозные

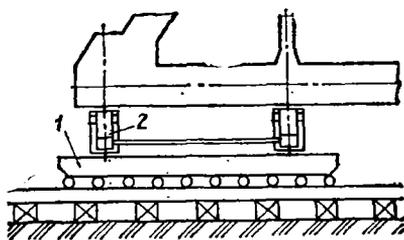


Рис. 28.9. Перекаточная каретка 1 с гидравлическими домкратами 2

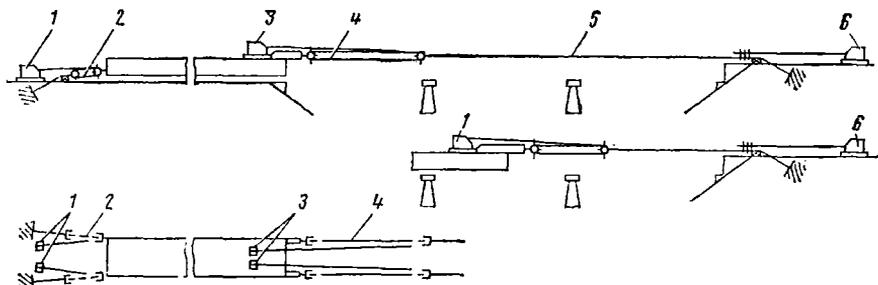


Рис. 28.10. Схема расположения тяговых и тормозных устройств для передвижки:

1 — тормозная лебедка; 2 — тормозной полиспаст; 3 — тяговая лебедка; 4 — тяговый полиспаст; 5 — анкерный канат полиспаста; 6 — лебедка для растяжки полиспаста

(рис. 28.10). Тормозные полиспасты предназначены для удержания пролетного строения от перемещений при действии ветра и от чрезмерного уклона накаточных путей, а также от упругой вытяжки канатов тяговых полиспастов, вследствие которой может быть затруднена точная наводка пролетных строений в проектное положение. Неподвижные блоки полиспастов прикрепляют к якорям (анкерам) или к капитальным опорам, подвижные — к пролетным строениям. Лебедки устанавливают на пролетные строения или на насыпи. Грузоподъемность лебедок и полиспастов назначают по расчету в соответствии с необходимыми тяговыми и тормозными усилиями. Ручные лебедки обеспечивают возможность плавного регулирования скорости перемещения, однако затрата труда при этом велика, поэтому чаще применяют лебедки электрические. Скорость перемещения пролетного строения для обеспечения контроля за его положением и выполнения соответствующих операций (выравнивание катков и др.) не должна быть больше 0,5 м/мин при передвижке на катках и 2 м/мин при передвижке на роликах. Наибольшая длина перемещения s пролетного строения при неизменных положениях мест закрепления блоков полиспаста зависит от канатоемкости лебедки, т. е. от наибольшей длины каната, который может быть намотан на барабан лебедки. Если необходимая длина надвижки превышает расстояние s , то полиспаст периодически после перемещения пролетного строения на длину s растягивают до первоначальной длины, применяя для этого вспомогательную лебедку. Канат вспомогательной лебедки при растягивании прикрепляют к анкерному канату полиспаста, длину которого периодически сокращают (см. рис. 28.10), или же, сохраняя длину неизменной, переносят место его заанкеривания.

28.3. Установка на опоры с плавучих средств

Способ перевозки на плавучих опорах применяют при сборке пролетных строений на берегу, в стороне от моста (рис. 28.11). Такая технология работ целесообразна при необходимости сокращения

срока строительства путем параллельного во времени возведения опор моста и сборки пролетных строений. Перевозку на плавучих опорах применяют также при замене пролетных строений на реконструируемых мостах, меняя поочередно пролетные строения путем вывода из пролета старых и заводки новых достигают минимальных перерывов движения по мосту.

Для сборки конструкций на берегу устраивают сборочные подмости, которые можно располагать параллельно линии берега (рис. 28.12, а) или перпендикулярно (рис. 28.12, б).

Для сокращения общей продолжительности работ по перевозке пролетные строения целесообразно собирать заблаговременно, перемещая поперечной передвижкой собранные конструкции на склад. Со склада пролетные строения перемещают по пирсам в сторону реки к местам погрузки на плавучие опоры. Длину пирсов назначают такой, чтобы глубина воды в месте погрузки была достаточной для прохода плавучих опор (не менее 2 м). В необходимых случаях выполняют дноуглубительные работы. Пролетные строения перемещают по пирсам и перевозят на плавучих опорах в проектном уровне, т. е. в уровне их установки на мосту. Собирают конструкции чаще также в проектном уровне; в тех отдельных случаях, когда для уменьшения высоты подмостей и занятых под склад участков пирсов сборку ведут в пониженном уровне, необходимо устройство фермоподъемников для подъема собранных конструкций в проектный уровень.

Процесс перемещения плавучей системы в пролет моста включает три стадии (см. рис. 28.11). На первой стадии при выводе с пирсов плавучую систему раскрепляют на якорях, а для перемещения системы используют лебедки, на барабаны которых наматывают якорные канаты. Такой же способ перемещения и раскрепления применяют на третьей стадии, при заводке системы в пролет моста. Раскрепление на якорях препятствует перемещению системы под действием ветра и течения воды, т. е. исключает опасность начала плавучих опор на пирсы и капитальные опоры. На второй стадии для перемещения системы на относительно большие расстояния используют буксиры. Использование плавучих опор оказывается обычно оправданным при большом числе устанавливаемых пролетных строений, когда расходы на устройство вспомогательных сооружений не вызывают существенного увеличения стоимости монтируемых конструкций.

Перемещение пролетных строений по пирсам к месту погрузки на плавучие опоры может быть выполнено поперечной, а также

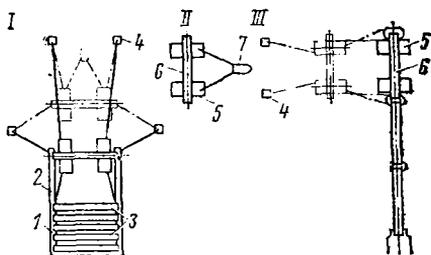


Рис. 28.11. Стадии (I—III) перевозки пролетных строений на плавучих опорах:

1 — сборочные подмости; 2 — пирсы; 3 — склад собранных пролетных строений; 4 — якоря; 5 — плавучая опора; 6 — пролетное строение; 7 — буксир

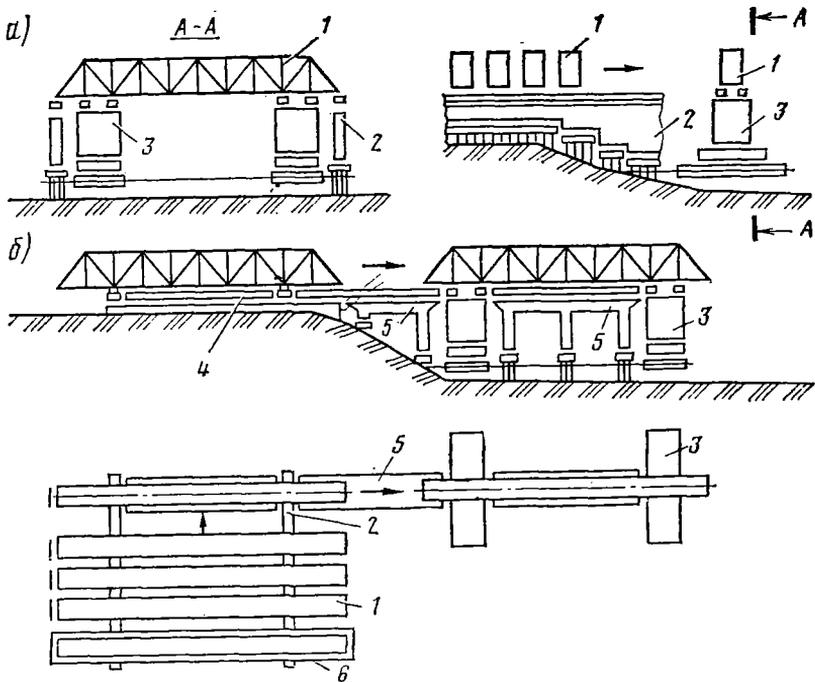


Рис. 28.12. Схема загрузки пролетных строений на плавучие опоры:
 1 — пролетное строение; 2 — поперечный пирс; 3 — плавучая опора; 4 — путь продольной черекатки; 5 — продольный пирс; 6 — сборочные подмости

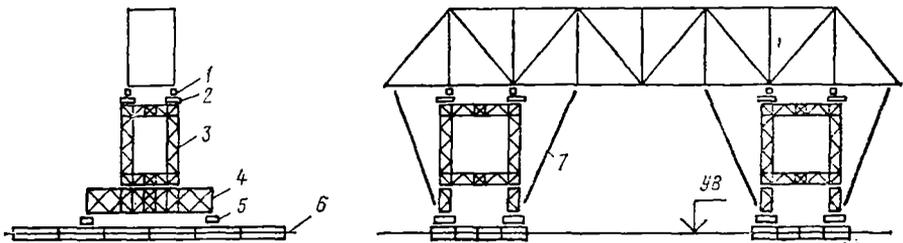


Рис. 28.13. Плавучая опора:
 1 — опорная клетка; 2 — верхний балочный ростверк; 3 — надстройка; 4 — фермы усилены плашкой; 5 — нижний балочный ростверк; 6 — плашконт; 7 — расчалка

продольной передвижкой (см. рис. 28.12) с устройством в пирсе проемов для заводки плавучих опор. Нагрузка на пирс при продольной передвижке меньше, чем при поперечной, поэтому конструкция пирса оказывается более легкой и требуется один пирс вместо двух. Но технология продольной надвигки несколько сложнее, чем поперечной.

Благодаря более свободному выбору точек опирания схемы плавучих опор для металлических пролетных строений проще, чем для

железобетонных. В частности, надстройку опоры располагают симметрично относительно оси плашкоута. Основными конструктивными элементами опоры служат опорные клетки, верхний балочный ростверк, надстройка и плашкоут. При недостаточной несущей способности плашкоута применяют фермы усиления. Плашкоуты опор собирают, как правило, из понтонов КС, остальные металлоконструкции — из УИКМ или МИК-С (рис. 28.13).

При отсутствии инвентарных понтонов в качестве плавучих средств могут быть использованы баржи. Несущая способность корпусов барж, рассчитываемых на действие изгибающих моментов от распределенных по длине полезных нагрузок (перевозимых грузов), обычно оказывается недостаточной в случае действия сосредоточенных нагрузок от пролетных строений. Возникает необходимость усиления барж путем включения в совместную работу с корпусами ферм усиления, закрепляемых по днищу или к палубе барж.

Постоянный уровень положения перевозимого пролетного строения при колебаниях уровня воды в реке обеспечивают путем изменения объема водного балласта, а при значительных (свыше 0,2 м) колебаниях также и за счет работы домкратов или песочниц, устанавливаемых на опорных клетках.

Для балластирования плавучих опор применяют водный балласт, а в качестве балластных резервуаров используют понтоны. Балласт набирают перед снятием пролетных строений с пирсов и их погрузкой на плавучие опоры. Забалластированные плавучие опоры подводят под пролетное строение и после подклинивания опорных клеток сбрасывают балласт, обеспечивая тем самым погрузку пролетного строения. После перемещения плавучей системы в пролет моста балласт вновь набирают, благодаря чему пролетное строение опускается на капитальные опоры, а плавучие опоры освобождаются.

Для набора и сброса балласта применяют водяные насосы и систему трубопроводов с ответвлениями к каждому понтону. Водный балласт в понтоны подают через люки. Для регулирования уровня балластной воды в понтонах трубопроводы каждого понтона оснащают задвижками (кранами), а для контроля уровней применяют мерные рейки. Недостатки данного метода балластировки — повышенная трудоемкость (из-за большого числа задвижек и измерения уровней балласта в большом числе понтонов), а также сравнительно медленный набор и сброс балласта. Известен и другой метод балластировки понтонов — с помощью сжатого воздуха. Воздух подают через отверстия в палубе, а набор и сброс балласта происходит через открытые донные отверстия. В систему такой балластировки входят (рис. 28.14) компрессор, воздухосборник и трубопроводы от центрального коллектора к понтонам.

Сжатый воздух в понтоны подают только в процессе погрузки, перевозки и разгрузки пролетных строений, так как оставлять компрессор в работающем состоянии на весь (нередко продолжительный) период между перевозками было бы нецелесообразно. Чтобы

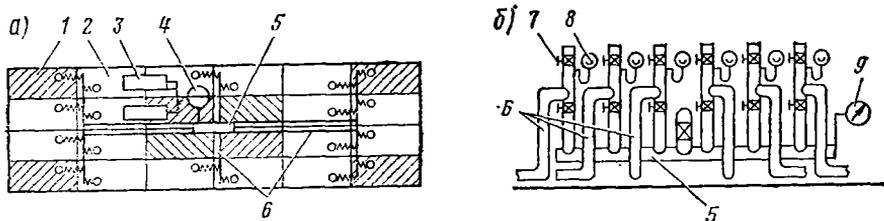


Рис. 28.14. Воздухопроводная сеть плавкоута:

а — общая схема; *б* — пульт управления; 1 — небалластируемый понтон; 2 — балластируемый понтон; 3 — компрессор; 4 — воздухохранилище; 5 — коллектор; 6 — секционные трубопроводы; 7 — кран; 8 — ртутный манометр; 9 — механический манометр

обеспечить плавучесть ненагруженной плавучей опоры, у части понтонов плавкоута донные отверстия оставляют закрытыми и эти понтоны не балластируют. Число небалластируемых понтонов определяют расчетом.

Балластируемые понтоны разделяют трубопроводами на отдельные секции и давление воздуха в секциях регулируют путем поочередного открытия кранов, установленных у мест присоединения секционных трубопроводов к коллектору. Открывать одновременно все краны нельзя, так как балластируемые понтоны плавкоута превратятся в систему сообщающихся сосудов и резко упадет остойчивость плавучей системы.

Уровень воды в балластируемых понтонах контролируют по показаниям манометров, регистрирующих давление воздуха. Для регистрации давления в секционных трубопроводах, а следовательно, и в понтонах применяют ртутные манометры, обеспечивающие достаточную точность измерений. Давление воздуха в коллекторе оценивают по показаниям механического манометра. Система кранов и манометров образует центральный пульт управления, на котором осуществляют все операции по набору и сбросу водного балласта. Ввиду компактного размещения пульта и простоты его обслуживания для работы требуется небольшое число операторов.

Систему воздушной балластировки дополняют водяными насосами для откачки воды из небалластируемых понтонов в случае нарушения их водонепроницаемости.

Лебедки на плавучих опорах и якоря вне их размещают так, чтобы обеспечивалось надежное раскрепление плавучей системы как при снятии пролетных строений с пирсов и опускании их на капитальные опоры, так и при перемещениях системы вблизи пирсов и опор. Так как донные якоря в зоне капитальных опор используются лишь однократно, то целесообразно насколько возможно уменьшить их число. Для этого часть якорных канатов закрепляют за капитальные опоры. В зоне пирсов, где якоря используются многократно, уменьшение их числа не имеет существенного значения, поэтому здесь могут быть применены более сложные схемы раскрепления (см. рис. 28.11).

Для перемещения плавучих систем применяют электрические лебедки. Поскольку для обеспечения контроля за

перемещением плавучей системы скорость ее движения должна быть небольшой (не более 0,5 м/мин), выпускаемые промышленностью лебедки приходится переоборудовать путем замены редукторов для уменьшения скорости наматывания каната на барабан. Лебедки оснащают ограничителями грузоподъемности, так как возможная несинхронная работа лебедок может привести к их перегрузке.

По условиям техники безопасности перемещение плавучих систем допускается при ветре не сильнее 5 баллов, что соответствует скорости ветра 10 м/с и давлению 0,9 МПа, на которое рассчитывают грузоподъемность лебедок и мощность буксиров. Хотя работу начинают только при наличии благоприятного метеорологического прогноза, возможность усиления ветра сверх расчетного все же не исключается. Если это произойдет в процессе перемещения на лебедках, плавучую систему останавливают и раскрепляют на якорных канатах.

Для предохранения лебедок от перегрузки при сильном ветре плавучие опоры оснащают киповыми планками, каждая из которых представляет собой барабан (роульс), вращающийся на вертикальной оси (рис. 28.15). Якорный канат обносят на роульсе в два-три оборота. Киповая планка имеет стопорное устройство. В открытом положении роульс вращается на оси, обеспечивая свободное перематывание каната в период работы лебедки. При усилении ветра киповую планку застопоривают; при этом ввиду развития сил трения между канатом и барабаном передаваемое на лебедку усилие оказывается небольшим, а большая часть усилия якорного каната передается на корпус плашкоута. Киповая планка обеспечивает также правильное (перпендикулярное к оси барабана) направление каната на лебедку при любом положении плавучести системы.

Для закрепления якорных канатов в зонах вывода плавучих систем с пирсов и их заводки между капитальными опорами применяют специальные железобетонные якоря-присосы массой 5—15 т (см. рис. 28.15, а). Для обозначения положения якоря его оснащают буйком. Свободный конец якорного каната закрепляют к бакену и заделывают в виде петли, обеспечивающей быстрое соединение посредством замка с петлей на конце каната, идущего на лебедку. В случае усиления ветра сверх расчетного (0,9 МПа) систему раскрепляют на аварийных якорях, размещаемых на плашкоутах. В качестве аварийных используют якоря общего назначения (на-

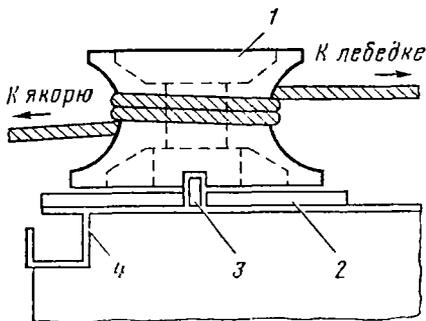


Рис. 28.15. Киповая планка:
1 — роульс; 2 — старая планка; 3 — стопорная планка; 4 — бортик вала корпуса полтона

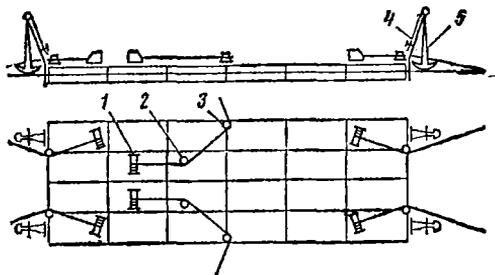


Рис. 28. 16. Расположение якорного оборудования плавучей опоры:

1 — лебедка; 2 — отводной ролик; 3 — киповая планка; 4 — мачта; 5 — аварийный якорь

пример, адмиралтейские). Эти якоря для удобства сбрасывания подвешивают к мачтам на коротких концах канатов, закрепляемых в специальных замках. К якорю прикрепляют и свободный конец якорного (длинного) каната, идущего через киповую планку от лебедки. При необходимости сбрасывания якоря замки открывают.

Примерная схема расположения якорного оборудования на плашкоуте показана на рис. 28.16.

Более спокойное движение и меньшие отклонения от курса достигаются при наводке систем, транспортируемых буксирами вверх по течению. Поэтому сборочные подмости и пирсы по возможности располагают с низовой стороны моста. Помимо основных тяговых, применяют и вспомогательные пеленажные буксиры, предназначенные для поворотов и изменений курса плавучих систем.

28.4. Подъем и опускание пролетных строений. Установка на опорные части

Необходимость подъема пролетных строений возникает при восстановлении, а также реконструкции мостов, попадающих в зону подпора вновь создаваемых водохранилищ, когда реконструкция связана с повышением уровня проезжей части моста. Может оказаться целесообразной также сборка пролетных строений в пониженном уровне с последующим подъемом до проектного уровня, например, при монтаже арочных пролетных строений с трехшарнирными или двухшарнирными арками. В этом случае полуарки доставляют в пролет на плавучих опорах в низком уровне, закрепляют пяты к балансирам опорных частей на капитальных опорах, а затем подъемом и поворотом устанавливают в проектное положение. Необходимость опускания пролетных строений возникает после продольной навивки их в повышенном уровне, при готовых устоях и насыпях подходов. В случае замены пролетных строений иногда оказывается целесообразным старые пролетные строения разбирать, опустив их на более низкий уровень.

Для подъема на небольшую высоту (до 3—5 м) используют гидравлические домкраты и деревянные клетки из брусков или шпал (рис. 28.17). Домкраты устанавливают под опорными поперечными балками, в местах, предусмотренных проектом, а клетки — под опорными узлами пролетного строения. Технология работ складывается из попеременных операций подъема пролетного

строения на высоту хода поршня домкрата, наращивания клеток под опорными узлами, сбрасывания давления в гидросистеме домкратов и передачи веса пролетного строения на эти клетки, перезарядки домкратов и наращивания клеток под домкратами. Затем процесс подъема повторяют.

В случае подъема пролетного строения в четырех точках домкратами с независимым приводом возникает некоторая неопределенность в распределении нагрузки между домкратами и возможность перегрузки отдельных домкратов. Для устранения перегрузки домкраты на одном конце пролетного строения могут быть объединены в батарею с помощью трубок, что превращает схему опирания пролетного строения в статически определимую. Чтобы обеспечить безопасность работ, пролетное строение на одном и другом концах поднимают поочередно. Зазоры между низом пролетного строения и верхом клетки в опорных узлах по мере подъема уменьшают, подбивая клинья или заполняя стальными листовыми прокладками так, чтобы зазор не превышал 1,5—2 см. По достижении необходимой толщины пакет прокладок заменяют на ряд брусьев. Во избежание резкого оседания пролетного строения при выходе домкрата из строя, поршни домкратов страхуют с помощью полуколец или гаек (см. деталь на рис. 28.17). По мере подъема полукольца закладывают между опорными заплечиками поршня и цилиндром, а гайки наворачивают на поршень до упора в цилиндр.

При большой высоте подъема пролетного строения деревянные клетки становятся неэффективными вследствие значительных (до 1,5 % высоты клеток) остаточных деформаций под нагрузкой. Это приводит к тому, что большая доля хода поршня расходуется не на подъем конструкции, а на компенсацию деформаций клеток. В отдельных случаях при повышении уровня установки пролетных строений на мосту вместо деревянных клеток на капитальных опорах устраивают клетки из железобетонных брусьев, которые затем остаются в бетоне опор, наращиваемых до требуемого уровня.

Для подъема пролетных строений на большую высоту применяют полиспастные и домкратно-ленточные фермоподъемники. Подъемники состоят из башен, занимающих по отношению к под-

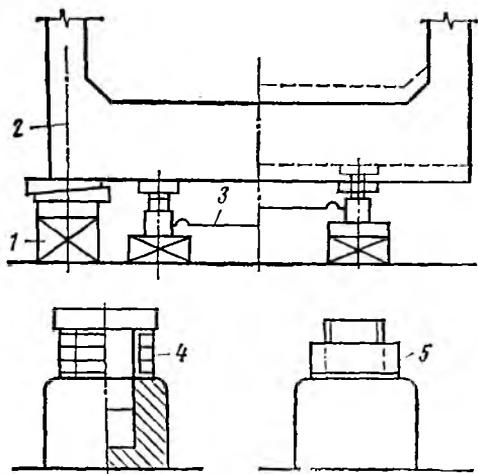


Рис. 28.17. Установка домкратов и клеток для подъема стального пролетного строения и деталь страховки домкрата:

1 — клетка; 2 — пролетное строение; 3 — трубка для объединения домкратов в батарею; 4 — страховочные полукольца; 5 — страховочная гайка

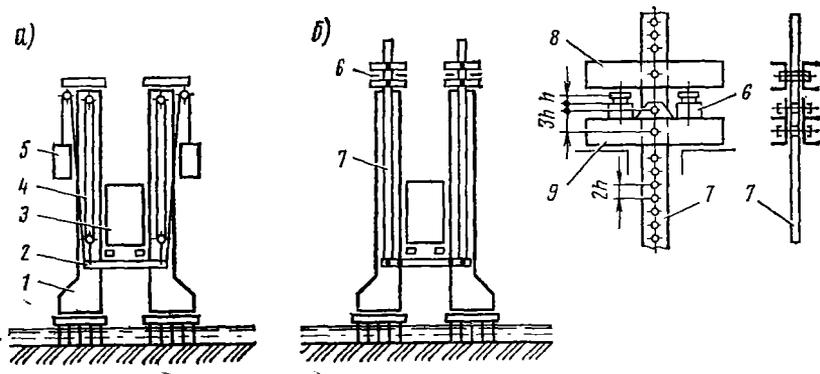


Рис. 28.18. Устройства для подъема пролетных строений:

a — полиспастный фермоподъемник; *б* — ленточный фермоподъемник; 1 — башня; 2 — подъемная балка; 3 — поднимаемое пролетное строение; 4 — полиспаст; 5 — противовес; 6 — домкрат; 7 — лента подъемника; 8 — подъемная балка верхняя; 9 — то же, нижняя

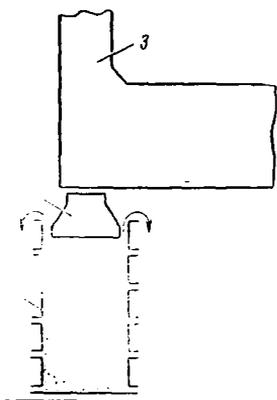


Рис. 28.19. Размещение песочницы для опускания пролетного строения

1 — корпус песочницы; 2 — поршень; 3 — опускаемое пролетное строение

нимаемому пролетному строению объемлющее положение, и подъемных балок, концы которых закрепляют к полиспастам или лентам (рис. 28.18). Подъемные балки подводят под пролетное строение. Полиспасты целесообразно применять с противовесами, в качестве которых могут быть использованы, например, инвентарные понтоны, заполненные водой.

Подъем пролетных строений массой свыше 200—300 т приводит к чрезмерному усложнению конструкции полиспастов, поэтому в таких случаях рациональнее применять домкратно-ленточные фермоподъемники. Ленты из стальных полос имеют отверстия на расстояниях, равных удвоенному ходу поршня домкрата. Отверстия есть также в нижней (неподвижной) и верхней (подвижной) подъемных балках, причем расстояния между отверстиями в нижней балке равны утроенному ходу поршня. По мере подъема отверстия в ленте совмещают с отверстиями в верхней балке (при подъеме поршня домкрата) или нижней балке (при опускании поршня), и в эти отверстия устанавливают пальцы для передачи нагрузки с лент на башни подъемника. Ленту из секций со стыками на болтах по мере подъема разбирают,

Опускают пролетные строения на небольшую высоту с помощью домкратов и деревянных клеток. Последовательность опускания обратна последовательности подъема. Удобны для опускания песочницы, изготавливаемые в виде стальных полых цилиндров, заполненных песком (рис. 28.19). Пролетное строение опирают на поршень песочницы. Опускание происходит за счет удаления песка самотетом через первоначально заглушенные пробками отверстия в стенках цилиндров или, что более безопасно, посредством вычерпывания песка через кольцевой зазор между поршнем и цилиндром. По мере опускания песочницу, состоящую по высоте из кольцевых секций в виде гнутых прокатных швеллеров, разбирают на полукольца. Плавное опускание стального пролетного строения обеспечивается при хорошо просушенном песке, давление на который не должно превышать 5 МПа.

Установка на опорные части — ответственная операция, требующая повышенной точности выполнения. Технологический процесс включает подведение, выверку и подливку опорных частей, снятие пролетного строения с поддерживающих его конструкций (подмостей, вспомогательных опор, ходовых частей для передвижки), установку пролетного строения на опорные части.

Положение подвижных опорных частей назначают с учетом температуры воздуха в момент установки. Это обеспечивает в дальнейшем нормальную работу опорных частей (в частности, их катков) при возникновении перемещений пролетных строений от изменения температуры. После выверки положения по высоте зазор между опорной частью и опорной площадкой заполняют цементным раствором; при зазорах менее 1 см опорные части можно устанавливать на слой сухого цемента.

Пролетные строения снимают с поддерживающих конструкций и опускают на опорные части с помощью гидравлических домкратов. Опорные реакции в момент установки контролируют по показаниям манометров домкратов.

Глава 29. РАСЧЕТ ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ И УСТРОЙСТВ ДЛЯ МОНТАЖА СТАЛЬНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

29.1. Расчет сплошных подмостей

В расчетах сплошных подмостей, помимо их собственного веса и веса собираемого пролетного строения, учитывают нагрузки от подъемно-транспортного оборудования (монтажных кранов и тележек для подачи элементов), от веса людей, инструмента и мелкого оборудования, а также нагрузки, вызываемые давлением поперечно направленного ветра на пролетное строение, подмости и кран. В необходимых случаях учитывают и ледовые нагрузки. Однако из-за значительного при этом удорожания подмостей монтаж

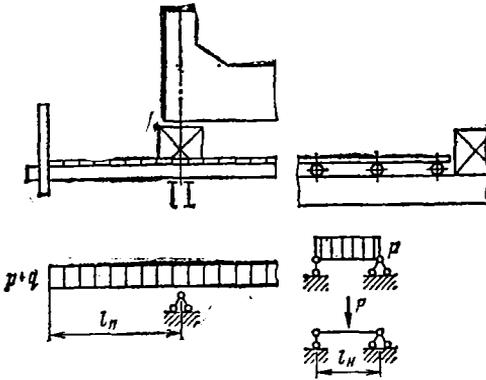


Рис. 29.1. Схемы к расчету настила и поперечин

расположения монтажного крана на собираемой конструкции.

Настил подмостей рассчитывают как разрезную балку на двух опорах с пролетом l_n , равным расстоянию между осями поперечин (рис. 29.1). Расчет ведут на действие равномерно распределенной нагрузки $p=25$ МПа и отдельно на действие сосредоточенной нагрузки $P=1,3$ кН. При ширине досок менее 15 см сосредоточенную нагрузку считают распределенной на две доски. При проверке песочной способности настила нормативные нагрузки умножают на коэффициент перегрузки. Прогиб настила, который не должен превышать $l_n/150$, определяют при действии нормативных нагрузок.

Поперечина подмостей представляет собой двухконсольную балку с пролетом, равным расстоянию между осями прогонов. Равномерно распределенная нагрузка на поперечину складывается из собственного веса q настила и поперечин и из-за временной нагрузки $p=25$ МПа с учетом коэффициентов перегрузки.

Прогоны и промежуточные опоры рассчитывают, рассматривая подмости как систему разрезных балок, опертых на качающиеся стойки (рис. 29.2). При этом предполагают, что все продольные горизонтальные нагрузки воспринимаются капитальными опорами и на промежуточные опоры не передаются. Вертикальными нагрузками на подмости будут их собственный вес и усилия, передающиеся на прогоны в узлах главных ферм пролетного строения. Эти усилия принято называть узловыми нагрузками (см. P_y на рис. 29.2). При определении нагрузок P_y считают, что главные фермы разрезаны в узлах, так как на данной стадии монтажа элементы пролетных строений еще не имеют жестких соединений в узлах. Расчетная схема системы, состоящей из пролетного строения и подмостей, может быть представлена в виде, показанном на рис. 29.2.

При определении P_y рассматривают случай монтажа пролетного строения и случай поддомкрачивания в узлах собранного про-

олетных строений стремятся закончить до ледохода. По этой же причине стремятся исключить воздействие на подмости нагрузок от навала судов. При расчете подмостей последовательно проверяют элементы настила, поперечины, прогоны подмостей, их опоры и основания.

Порядок такого расчета рассмотрим на примере для монтажа сквозного стального пролетного строения с ездой понизу и наиболее распространенного случая —

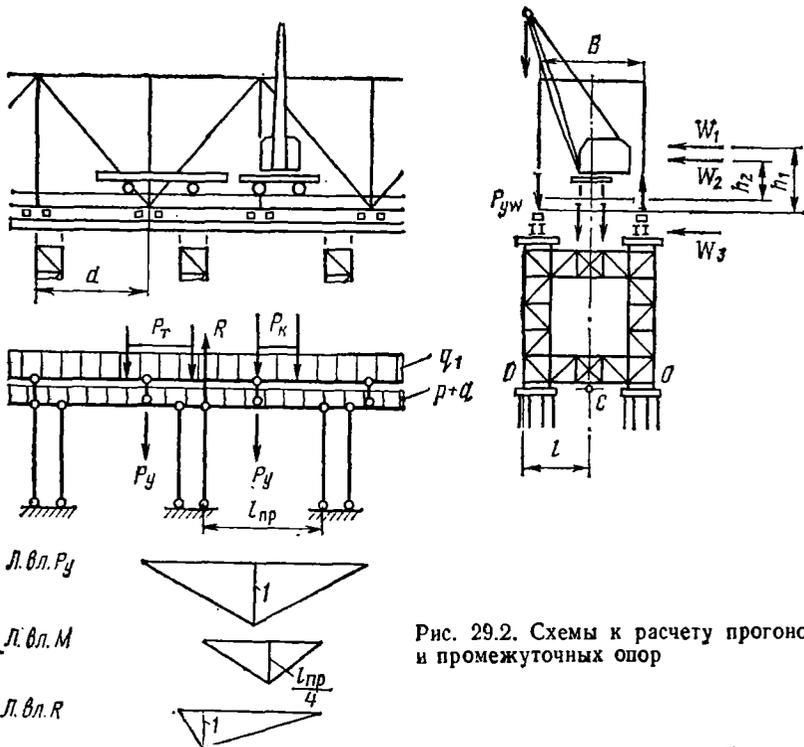


Рис. 29.2. Схемы к расчету прогонов и промежуточных опор

летного строения. В первом случае узловую нагрузку удобно определять по соответствующей линии влияния:

$$P_y = \sum P_i y_i + q_1 \Omega = \sum P_i y_i + q_1 d,$$

где P_i — сосредоточенные нагрузки от колес крана и тележки для передачи элементов;

y_i — соответствующие ординаты линий влияния;

q_1 — распределенная нагрузка, передаваемая пролетным строением;

d — длина панели;

Ω — площадь линии влияния.

При учете нагрузок от крана и тележки рассматривают их невыгодное положение вдоль пролета; для крана, помимо этого, рассматривают и поворот в плане, создающий наибольшую перегрузку одной из главных ферм. Между колесами нагрузку от веса крана и груза на его крюке распределяют согласно тому, как это указано в п. 23.1, а между фермами — по закону рычага. Равномерно распределенная нагрузка q_1 , помимо собственного веса пролетного строения, включает вес подкранового пути и пути подачи металла (≈ 3 кН/м), вес решетчатых (≈ 1 кН/м), вес находящихся на пролетном строении людей, мелкого оборудования и инструмента.

В случае поддомкрачивания пролетного строения узловую нагрузку определяют в зависимости от развиваемых домкратами усилий, что, в свою очередь, связано с предусмотренным в проекте

производства работ порядком включения домкратов и выправления строительного подъема пролетного строения.

Давление ветра поперек пролетного строения приводит к возникновению дополнительной узловой нагрузки (см. рис. 29.2):

$$P_{yW} = \pm W_1 h_1 d / (BL),$$

где W_1 — полное давление поперечного ветра на пролетное строение;
 L — расчетный пролет пролетного строения.

Давление поперечного ветра на кран вызывает перераспределение нагрузок между его колесами (или аутригерами), что также приводит к дополнительной узловой нагрузке.

Прогоны подмостей рассчитывают на действие узловой нагрузки, равномерно распределенной, слагающейся из собственного веса прогонов, поперечин и настила p , а также и временной нагрузки q от веса находящихся на подмостях людей, мелкого оборудования и инструмента. Для расчета выбирают прогон, расположенный наиболее невыгодным образом относительно узла главной фермы. Проверяют несущую способность прогона под действием расчетных нагрузок и его прогибы от действия нормативных нагрузок. Изгибающий момент M в прогоне и опорную реакцию R удобно определять по линиям влияния.

Промежуточные опоры проверяют на устойчивость против опрокидывания в поперечном направлении, а также по несущей способности элементов и по несущей способности оснований. Худшим при проверке устойчивости будет случай, когда вертикальные нагрузки имеют наименьшие значения (на пролетном строении находится только кран без груза), а горизонтальные нагрузки наибольшие. Устойчивость против опрокидывания проверяют при действии расчетных нагрузок. При этом нагрузки, вызывающие опрокидывание системы, принимают с коэффициентами перегрузки, большими единицы, а удерживающие систему — с коэффициентами перегрузки, меньшими единицы.

Нагрузки, действующие на свайное основание, приводятся: 1) к центрально приложенной вертикальной силе $P = \sum P_i$;

2) к горизонтальной силе $W = \sum W_i$;

3) к моменту $M = \sum M_{ic}$.

Свайное основание при действии этих сил рассчитывают как высокий свайный ростверк. В случае применения деревянных свай их считают шарнирно закрепленными в верхних концах (рис. 29.3). При расчете высоких свайных ростверков нижние концы свай считают жестко закрепленными в грунте от продольных смещений, а также от

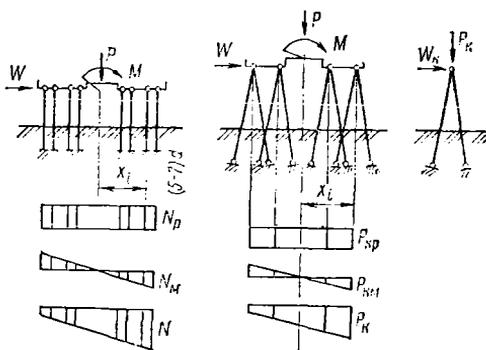


Рис. 29.3. Схемы нагрузок на свай вертикальные и наклонные

поперечных смещений и поворотов. Жесткое закрепление обеспечивается погружением свай в грунт на необходимую глубину или устройством отсыпки.

Достаточную для ориентировочных расчетов точность дает расчет свайных оснований по методу внецентренного сжатия. Осевые усилия в i -й вертикальной свае

$$N_{св} = N_P + N_M = \frac{P}{n_c} \pm \frac{Mx_i}{\Sigma x_i^2} \quad M_{св} = \frac{W}{n_c} L_M,$$

где n_c — число свай;
 $M_{св}$ — изгибающий момент в свае;
 L_M — расчетная длина свай, определяемая с учетом расположения места условной задержки свай на расстоянии 5—7 ее диаметров от поверхности грунта.

При ориентировочном расчете ростверков на наклонных сваях считают, что сваи закреплены в грунте шарнирно; положения шарниров совпадают с положениями нижних концов свай. Пользуясь методом внецентренного сжатия, определяют вертикальную нагрузку P_K на козловую конструкцию из двух соединенных по верху наклонных свай (см. рис. 29.3)

$$P_K = P_{KP} + P_{KM} = 2P/n_c \pm Mx_i/\Sigma x_i^2.$$

Горизонтальная нагрузка на эту же конструкцию $W_K = 2W/n$.

Зная силы P_K и W_K , находят продольные усилия в сваях.

Свай проверяют по несущей способности стволов на действие продольных усилий и изгибающих моментов и по несущей способности грунта на действие продольных усилий.

Расчет стальных конструкций опоры из инвентарных элементов МИК-С или УИКМ включает расчет верхнего и нижнего балочных ростверков (распределительных балок) и расчет решетчатой надстройки.

Верхние и нижние распределительные балки рассчитывают как разрезные на двух опорах, которыми служат стойки надстройки (рис. 29.4, а). Верхние балки нагружены опорным усилием прогона, нижние — реактивными усилиями свай.

Решетчатая надстройка обычно представляет собой систему, внутренне статически неопределимую. Остаточные смещения в соединениях искажают картину распределения усилий в элементах, полученную в результате расчета статически неопределимой системы в упругой стадии ее работы. Учитывая это, при расчетах вводят те или иные упрощения, позволяющие рассматривать надстройку как статически определимую. Так, при расчете надстройки (рис. 29.4, б) на действие вертикальных сил, рассматривая равновесие части надстройки, расположенной левее разреза I—I, полагают, что разность внешних усилий $N_1 - N_2$ распределяется между раскосами поровну. При этом усилие в раскосе

$$S_P = (N_1 - N_2) / (n \cos 45^\circ),$$

где n — число раскосов, попадающих в разрез.

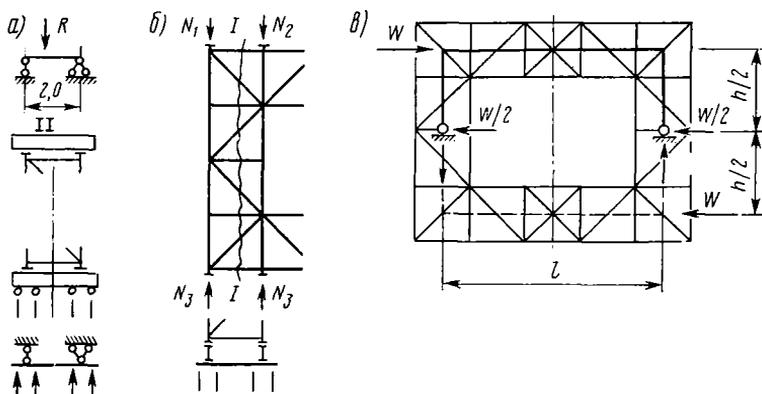


Рис. 29.4. Схемы к определению усилий в элементах решетчатой надстройки

При расчете этой же надстройки на действие горизонтальных сил рассматривают раму, в стойках которой условно введены шарниры, расположенные в местах нулевых точек эпюры моментов. Ввиду симметричности рамы и нагрузки шарниры полагают находящимися посередине высоты стоек и рассматривают верхнюю половину рамы. Считая, что горизонтальная нагрузка распределяется между шарнирами поровну, строят эпюры моментов, продольных и поперечных сил, по которым определяют усилия в элементах надстройки (рис. 29.4, в).

Результаты расчета промежуточных опор по второму предельному состоянию используют при назначении строительного подъема подмостей, обеспечивающего сборку пролетных строений в предусмотренном проектном уровне.

29.2. Расчет при полунавесной и навесной сборке

В случае полунавесной и навесной сборки стальных пролетных строений учитывают те же нагрузки, что и при сборке на сплошных подмостях, и, помимо этого, нагрузки от передвижных подмостей, если такие подмости применяют взамен стационарных решетчатых. Так как кран при сборке пролетных строений с ездой понизу располагается обычно на верхних поясах, то, кроме веса подкрановых путей, в этом случае учитывают и вес расположенных в уровне проезда путей подачи металла.

Считают, что при полунавесной сборке пролетное строение имеет шарнирно неподвижное опирание на капитальной опоре и шарнирно подвижное на передней по ходу сборки промежуточной опоре, рассматриваемой как качающаяся стойка. Остальные промежуточные опоры в расчет не вводят (рис. 29.5). Подобную же схему опирания принимают и в горизонтальной плоскости при расчете системы на действие поперечного ветра.

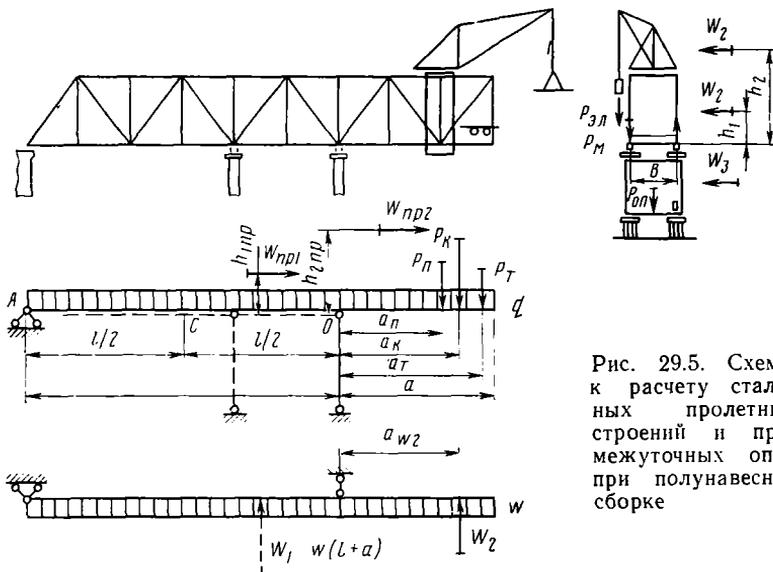


Рис. 29.5. Схемы к расчету стальных пролетных строений и промежуточных опор при полунавесной сборке

Расчет включает проверку собираемого пролетного строения и промежуточной опоры. Промежуточные опоры рассчитывают последовательно при наибольшем для каждой опоры вылете консоли пролетного строения. Пролетное строение проверяют на устойчивость против опрокидывания в продольном направлении; кроме этого, проверяют несущую способность элементов и соединений под действием монтажных нагрузок.

При проверке устойчивости пролетного строения, помимо вертикальных, учитывают и горизонтальные силы от действия продольно направленного ветра на пролетное строение W_1 пр и на кран W_2 пр. Нагрузки, вызывающие опрокидывание, в том числе и часть распределенной нагрузки (см. на рис. 29,5, правее точки O), учитывают с коэффициентами перегрузки, большими единицы, а нагрузки, удерживающие систему, с коэффициентами перегрузки, меньшими единицы. Если для обеспечения устойчивости против опрокидывания в продольном направлении конец пролетного строения заанкеривают за капитальную опору, конструкцию анкера рассчитывают на усилие, при котором эксцентриситет равнодействующих всех сил, включая усилие в анкере, не выходит за допустимые пределы.

Далее определяют усилия в элементах пролетного строения от нагрузок основного и дополнительного сочетаний и проверяют сечения элементов и их крепления. В необходимых случаях предусматривают усиление элементов.

Расчет промежуточной опоры складывается из проверки ее устойчивости против опрокидывания в поперечном направлении и проверки несущей способности элементов и основания опоры. Нагрузки на опору:

вертикальная

$$P = \left[\sum P_i (l + a_i) + q \frac{(a + l)^2}{2} + \sum W_{i \text{ нр}} h_{i \text{ нр}} \right] / l;$$

горизонтальная

$$W = \left[w \frac{(l + a)^2}{2} + W_2 (l + a_{W_2}) \right] / l + W_3,$$

где w — равномерно распределенное давление поперечного ветра на пролетное строение;

W_2 — полная нагрузка от ветра на кран;

W_3 — то же, на вспомогательную опсру.

При расчете балочных ростверков и решетчатой надстройки в точках опирания пролетного строения учитывают, что помимо вызванных вертикальными нагрузками сил $0,5 P$, действуют также силы P_M (см. рис. 29.5), вызванные моментами от нагрузки от поперечного ветра и от веса элемента, поднимаемого краном:

$$P_M = \left[w \frac{(l + a)^2}{2} + W_2 h_2 (l + a_{W_2}) + (P_{эл} + P_0) b (l + a_k) \right] / (lB),$$

где P_0 — вес грузового полиспада и половина веса стрелы крана.

Проверка по этой формуле отражает замену работы пространственной системы пролетного строения работой отдельных плоских ферм.

В расчете на дополнительное сочетание нагрузок рассматривают два случая, соответствующих положению крана без груза при ветре наибольшей расчетной интенсивности и положению крана с грузом при ветре интенсивностью $w = 180$ Па.

Во всех расчетах, кроме расчета на устойчивость против опрокидывания, равномерно распределенную нагрузку по всей ее длине учитывают с одним и тем же коэффициентом перегрузки.

Расчетом по второму предельному состоянию определяют общие деформации пролетного строения и опоры и на этой основе устанавливают строительный подъем опоры, обеспечивающий проектный (или близкий к нему) уровень конца монтируемой консоли на капитальной опоре по окончании монтажа пролетного строения.

В случае навесной сборки (рис. 29.6) расчет сводится к проверке несущей способности элементов пролетных строений и их креплений, а также к определению общих деформаций (прогибов) консоли. Нагрузки на пролетное строение остаются теми же, что и при полунавесной сборке. Устойчивость пролетного строения против опрокидывания в продольном направлении проверяют с учетом веса анкерного (соседнего) пролетного строения, в необходимых случаях с учетом заанкеривания конца соседнего пролетного строения за капитальную опору.

Если пролетные строения монтируют уравновешенной навесной сборкой и двухконсольная конструкция имеет три опорные точки (рис. 29.7, а), устойчивость системы против опрокидыва-

ния в продольном направлении проверяют с учетом длины условной опорной площадки, равной расстоянию между крайними опорными точками (опорами B и B); в данном случае при проверке устойчивости ребро опрокидывания совмещают с точкой B или B .

Проверяя устойчивость системы, нужно рассмотреть ряд положений собираемых пролетных строений с учетом возможной (и предусмотренной проектом) несинхронности сборки консолей и других факторов, вызывающих отклонение равнодействующей вертикальных сил от оси капитальной опоры. Например, если перегрузка правой консоли вызвана неодновременной передвижкой монтажных деррик-кранов на очередную стоянку (см. рис. 29.7, а), то при проверке устойчивости, собственный вес пролетного строения за точкой опрокидывания (правее точки B), а также все нагрузки, вызывающие опрокидывание системы, принимают с коэффициентами перегрузки, большими единицы, а собственный вес до точки опрокидывания и нагрузки, удерживающие систему, с коэффициентами перегрузки, меньшими единицы.

Ввиду повышенных и неопределенных по значению деформаций вспомогательных опорных устройств вычисление опорных усилий системы как двухпролетной неразрезной балки (см. рис. 29.7) дает результат, сильно отличающийся от действительного. Поэтому при расчете опорных устройств прибегают к упрощенной (в запас прочности) схеме опирания на две опоры — капитальную и вспомогательную со стороны перегруженной консоли. Равнодействующую вертикальных сил R считают распределенной между опорными точками по закону рычага. В расчете несущей способности вспомогательных сооружений и монтируемой конструкции коэффициенты перегрузки для нагрузок на правой и левой консолях принимают одинаковыми.

В ряде случаев полунавесной и навесной сборки пролетных строений оказывается необходимым проверить расчетом на дейст-

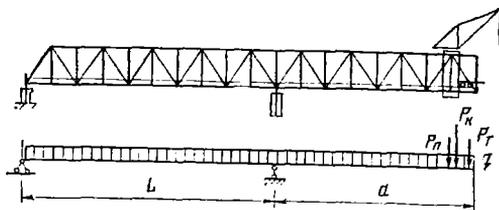


Рис. 29.6. Расчетная схема пролетного строения при навесной сборке

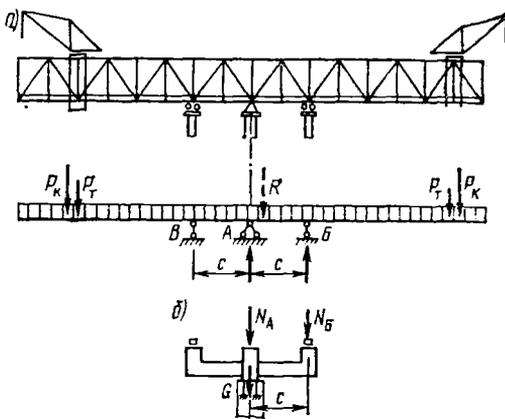


Рис. 29.7. Расчетная схема стального пролетного строения и опорных устройств при уравновешенной навесной сборке

вне монтажных нагрузок не только пролетные строения, но и капитальные опоры. Так, например, если опорные устройства образованы посредством уширения капитальной опоры (рис. 29.7, б), капитальную опору надо рассчитывать на действие изгибающего момента $M = N_B c$ и центрально приложенной нагрузки $N = N_A + N_B + G$, где G — собственный вес опорного устройства. Кроме того, надо учесть нагрузки от давления продольного ветра на пролетное строение и монтажные краны.

29.3. Расчет при продольной и поперечной передвигке

Вспомогательные устройства для продольной и поперечной передвигки (перекатки) стальных пролетных строений рассчитывают на действие собственного веса и веса передвигаемых конструкций, а также на действие тягового усилия и давление ветра. При расчете пирсов для поперечной передвигки рассматривают, помимо этого, воздействие распора, возникающего вследствие перекоса катков или непараллельности накаточных путей.

Тяговые усилия (нормативные) для ходовых частей:

1) при которых перемещение происходит посредством скольжения

$$T = f_1 P \pm Pi;$$

2) при которых (катках) перемещение происходит посредством качения

$$T = \kappa f_2 P / r_k \pm Pi;$$

3) в виде роликовых кареток или перемещающихся по рельсам тележек с подшипниками скольжения

$$T = \frac{P}{r_p} (f_2 + f_1 r_0) \pm Pi.$$

Здесь f_1 — коэффициент трения скольжения, принимаемый при трении стали по стали и смазанных поверхностях равным 0,15, а при трении шлифованного и хромированного стального листа по фторопласту равным 0,06—0,08;

P — нормативный вес передвигаемого груза;

i — продольный уклон накаточного пути;

κ — коэффициент, учитывающий влияние факторов (неровностей пути, перекоса катков и т. п.), которые вызывают увеличение сопротивления движению, и принимаемый равным 2,0;

f_2 — коэффициент трения качения стального катка (или колеса) по рельсу, равный 0,04 см;

r_k — радиус катка;

r_p — радиус ролика (колеса);

r_0 — радиус оси колеса.

При определении расчетных тяговых усилий их нормативные значения умножают на коэффициенты перегрузки n (см. п. 3.4).

Распор от перекоса катков или непараллельности накаточных путей — это нагрузка, направленная перпендикулярно к на-

правлению передвижения. При перемещении по пирсам на катках нормативная нагрузка

$$H = 0,03N,$$

где N — вертикальная нагрузка на накаточный путь пирса от веса пролетного строения.

При перемещении по пирсам на тележках распор H больше, чем в случае перемещения на катках, и выражается зависимостью $H = 0,15N$. Если же конец пролетного строения имеет подвижное опирание на тележку, то $H = 0,015N$.

Схема опирания пролетного строения при продольной перекалке зависит от типа ходовых частей и отличается сосредоточенной или же распределенной передачей нагрузки от веса пролетного строения. Сосредоточенная нагрузка соответствует ходовым частям с роликами или прокладками фторопласта, а распределенная — ходовым частям с катками.

Если в процессе перекалки пролетные строения опираются только на одни капитальные опоры, опорные усилия определяют, рассматривая систему как неразрезную балку на жестких опорах. Если же предусматриваются, кроме того, и вспомогательные перекалочные опоры, то опорные усилия рассчитывают по одной из следующих двух схем:

первая схема соответствует перекалке пролетных строений со сплошными главными балками и ездой поверху. Ввиду повышенной гибкости таких пролетных строений осадки вспомогательных опор не оказывают существенного влияния на распределение опорного усилия и оно может быть определено как для неразрезных балок на жестких опорах;

вторая схема соответствует перекалке пролетных строений со сквозными главными фермами при езде понизу. Такие пролетные строения условно рассматривают как абсолютно жесткие и расчет ведут по методу внецентренного сжатия.

Вычисляя опорное усилие по методу внецентренного сжатия при расположении пролетного строения в пределах сплошного накаточного пути на насыпи (рис. 29.8, а), участок опирания рассматривают как упругий стержень с размерами поперечного сечения $c \times 1$, нагруженный весом пролетного строения P , приложенным с эксцентриситетом e .

Интенсивность давления на нижний накаточный путь определяют так же, как и напряжения во внецентренно сжатом стержне:

при $c < 3a$ имеем

$$p_{1,2} = \frac{P}{c} \left(1 \pm \frac{6e}{c} \right);$$

при $c \geq 3a$, если работа материала условного стержня на растяжение не учитывается, то

$$p_1 = 0; \quad p_2 = 2P/(3a).$$

Если же пролетное строение опирается на нескольких участках (на насыпи, устое и вспомогательных перекалочных опорах), сече-

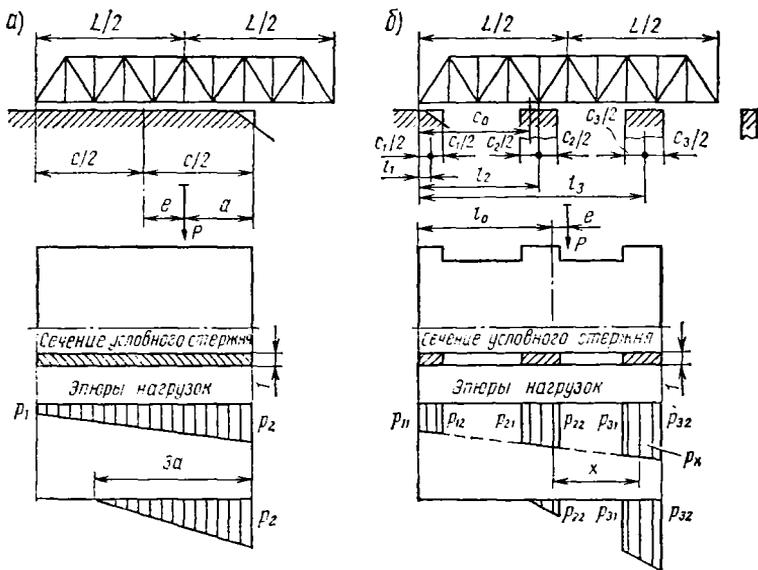


Рис. 29.8. Схемы опирания и эпюры нагрузок от пролетных строений на накаточные пути

ние условного стержня назначают с учетом длин площадок опирания (рис. 29.8, б). При этом для определения опорных давлений находят центр тяжести c_0 площадок

$$l_0 = \frac{\sum c_i l_i}{\sum c_i}$$

и их момент инерции

$$J = \sum [c_i (l_i - l_0)^2 + c_i^3 / 12].$$

Интенсивность давления на нижний накаточный путь на расстоянии x от центра тяжести площадок

$$p_x = P / \sum c_i \pm Pex / J.$$

Из этого выражения определяют интенсивность давления $p_{i(1,2)}$ по границам площадок опирания.

Если наименьшее давление p_{\min} оказывается отрицательным, эпюру давлений строят последовательными попытками, исходя из условия:

$$p_{\min} = \frac{P}{\sum c_i'} - \frac{Pex_{\max}}{J} = 0; \quad \text{отсюда} \quad \frac{I}{\sum c_i'} = \frac{ex_{\max}}{J},$$

где x_{\max} — расстояние от центра тяжести площадок до точки, где $p_{\min} = 0$.

Методом попыток определяют такие длины площадок c_i и соответствующие им моменты инерции J , при которых соблюдается условие $p_{\min} = 0$.

При сосредоточенных усилиях расчет ведут аналогично, но длины площадок опирания c_i принимают равными единице.

По полученным давлениям рассчитывают ходовые части. Для катков число их на единицу длины накаточного пути

$$n = \kappa_n P / (mR),$$

где κ_n — коэффициент неравномерности распределения давлений, равный 1,25;
 m — число рельсов верхнего накаточного пути или же нижнего, если там рельсов меньше, чем в верхнем;

R — расчетное сопротивление (усилие) каждого пересечения катка с рельсом (или балкой), зависящее от диаметра катка:

Диаметр катка, мм	80	100	120	140
Расчетное сопротивление пересечения катка, кН:				
с рельсом	30	50	60	80
с двутавровой балкой № 55	75	100	110	130

Вертикальная нагрузка на опору представляет собой часть нагрузки от веса перекатываемого пролетного строения, равную равнодействующей R_p эпюры опорного давления, а также собственный вес опоры $P_{оп}$ (рис. 29.9). Продольные горизонтальные нагрузки создаются тяговым усилием T и давлением продольно направленного ветра $W_{пр1}$ на пролетное строение и $W_{пр2}$ на перекаточную опору.

Точное решение задачи распределения продольных нагрузок — тягового усилия и давления ветра на пролетное строение — между площадками (или точками) опирания пролетного строения представляет известные трудности. Поэтому прибегают к приближенному, но дающему приемлемые результаты приему, состоящему в том, что продольные горизонтальные нагрузки считают распределенными в том же соотношении, что и нагрузки вертикальные. Так, если для данной опоры (см. рис. 29.9) коэффициент пропорциональности

$$\alpha = \frac{p_{i1} + p_{i2}}{2P} c_i, \quad \text{то } T_i = \alpha T \text{ и}$$

$$W_{пр1i} = \alpha W_{пр1}.$$

Горизонтальные поперечные нагрузки создаются действием поперечного ветра на пролетное строение $W_{1i} = \alpha W_1$ и на

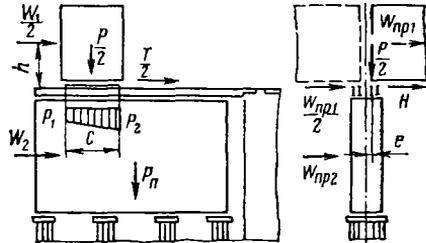
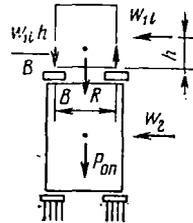
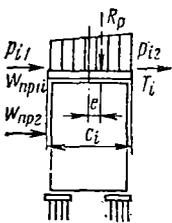


Рис. 29.9. Схема вертикальных и горизонтальных нагрузок на перекаточную опору

Рис. 29.10. Схема действия нагрузок на пирс при поперечной перекатке пролетных строений

перекаточную опору W_2 . При этом расчетная интенсивность давления ветра $w=1,8$ МПа. Помимо этого, рассматривают и действие поперечного ветра повышенной интенсивности, но при отсутствии тягового усилия, что соответствует случаю остановки пролетного строения на накаточных путях. В расчете перекаточных опор проверяют устойчивость опор против опрокидывания как в продольном, так и в поперечном направлениях, а также несущую способность элементов опор и оснований.

Перекатываемые пролетные строения проверяют на устойчивость против опрокидывания в продольном направлении, проверяют несущую способность элементов и креплений при действии монтажных нагрузок на разных стадиях передвижки.

В расчете по второму предельному состоянию определяют прогибы пролетных строений (концов их консолей) и осадки перекаточных опор. На основе данных расчета назначают строительный подъем перекаточных опор и уточняют технологию приема конца консоли на очередной капитальной опоре.

При поперечной перекатке пролетных строений (рис. 29.10) вертикальная нагрузка на пирс, распределенная по длине c верхних накаточных путей, вызвана весом пролетного строения P и моментом $W_1 h$ от усилия ветра W_1 на пролетное строение. Ординаты эпюры нагрузки $p_{1,2}$ определяют по методу внецентренного сжатия:

$$p_{1,2} = P/(2c) \pm 3W_1 h/c^2.$$

Горизонтальные нагрузки, направленные вдоль перекатки, складываются из половины давления ветра W_1 на пролетное строение и половины тягового усилия T , а также из нагрузки от ветра W_2 на торцовую плоскость пирса. Поперек перекатки действуют: нагрузка от продольного ветра $W_{пр1}$ на пролетное строение, $W_{пр2}$ на лицевую плоскость пирса и распор H от непараллельности накаточных путей и перекоса катков. Распор рассматривают как нагрузку дополнительного сочетания. Точки приложения горизонтальных нагрузок от тягового усилия, распора и от продольного ветра на пролетное строение совмещают с верхом нижних накаточных путей.

Пирсы проверяют (см. рис. 29.10) на устойчивость против опрокидывания в продольном и поперечном направлениях. Элементы пирсов и их основания рассчитывают по несущей способности.

Важное значение для обеспечения плавного входа пролетного строения на капитальную опору имеет расчет пирсов по второму предельному состоянию и их строительный подъем.

Цель расчета тяговых устройств для передвижки — определение грузоподъемности лебедок и полиспастов. В тяговом полиспасте усилие

$$T_n = (T + W_{пр1}) / (n_n \cos \alpha_{max}).$$

где T — тяговое усилие при передвижке;

$W_{пр1}$ — давление продольного ветра на пролетное строение при интенсивности давления $w=1,8$ МПа;

n_n — число тяговых полиспастов;

α_{max} — наибольший за время передвижки угол между осью полиспаста и направлением движения пролетного строения.

Тормозные полиспасты рассчитывают на те же усилия, что и тяговые, чем обеспечивается возможность обратного перемещения пролетного строения для корректировки его положения.

Грузоподъемность полиспастов определяют в зависимости от числа их рабочих нитей и с учетом потерь усилий от трения в осях роликов и от жесткости каната при огибании ролика. Если усилие, развиваемое лебедкой, равно $S_{л}$, то усилие в канате S_1 после первого ролика будет:

$$S_1 = S_{л} \kappa_p, \text{ а после } m\text{-го ролика } S_m = S_{л} \kappa_p^m,$$

где κ_p — коэффициент полезного действия ролика, равный 0,96 при подшипниках скольжения с бронзовыми втулками и 0,98 — при подшипниках качения.

Грузоподъемность полиспаста Q равна сумме усилий в его рабочих нитях. При отсутствии отводных роликов (рис. 29.11)

$$Q = \sum_1^n S_i = \sum_1^n S_{л} \kappa_p^{i-1} = S_{л} \sum_1^n \kappa_p^{i-1}.$$

Применение отводных роликов приводит к увеличению потерь; при этом грузоподъемность полиспаста

$$Q = S_{л} \kappa_p^{n_0} \sum_1^n \kappa_p^{i-1}.$$

Здесь n — число рабочих нитей;
 n_p — число рабочих роликов, равное $n-1$;
 n_0 — число отводных роликов.

Грузоподъемность полиспаста определяют из условия $Q \geq T_{п}$.

Между точками закрепления (рис. 29.12) в произвольный момент времени длина полиспаста

$$L = L_{\max} - v_0 t,$$

где v_0 — скорость наматывания каната на барабан;
 t — продолжительность передвижки.

Проекция этой длины на направление передвижки

$$s = \sqrt{(L_{\max} - v_0 t)^2 - a^2}.$$

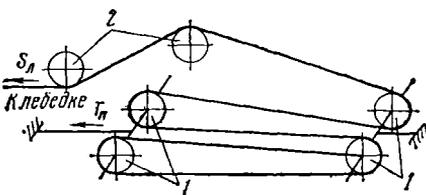


Рис. 29.11. Схема тягового полиспаста с роликами:
 1 — рабочими; 2 — отводными

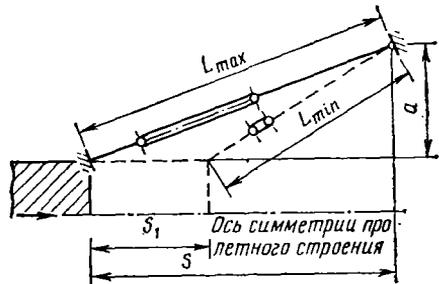


Рис. 29.12. Расположение полиспаста в плане при перемещении пролетного строения

Скорость изменения длины проекции s представляет скорость передвижки

$$\frac{ds}{dt} = v = \frac{(L_{\max} - v_0 t) v_0}{\sqrt{(L_{\max} - v_0 t)^2 - a^2}} \quad \text{или} \quad v = \frac{v_0}{\sqrt{1 - (a / (L_{\max} - v_0 t))^2}}.$$

Наибольшая скорость передвижки, соответствующая наименьшей длине L_{\min} полиспаста (подвижный и неподвижный блоки сближены на минимально возможное расстояние),

$$v_{\max} = \frac{v_0}{\sqrt{1 - (a / L_{\min})^2}}.$$

Скорость v_{\max} не должна превышать наибольшую допустимую, определяемую технологическими условиями и равную 0,5 м/мин при передвижке на катках и 2 м/мин при передвижке на тележках или роликовых каретках.

Для определения необходимого числа прикреплений полиспаста и числа его растяжек от длины L_{\min} до L_{\max} определяют путь передвижки s_1 при уменьшении длины полиспаста от L_{\max} до L_{\min} :

$$s_1 = \sqrt{L_{\max}^2 - a^2} (1 - \sqrt{(L_{\max}^2 - a^2) / L_{\min}^2 - a^2}).$$

Наибольшее сокращение длины полиспаста $L_{\max} - L_{\min}$ определяют по канатоемкости K лебедки: $L_{\max} - L_{\min} = K/n$.

Канатоемкость лебедки в свою очередь зависит от размеров ее барабана и диаметра каната:

$$K = \frac{\pi n c l_6}{d_n} (D_6 + d_n n_c) - 2\pi (D_6 + d_n),$$

где n_c — число слоев навивки каната;

l_6 — длина барабана;

D_6, d_n — диаметры соответственно барабана и каната.

Вторым членом формулы учитывают длину двух витков каната, остающихся на барабане по условиям безопасности.

В канате, огибающем ролики полиспаста, развивается в ветви, идущей на лебедку, наибольшее усилие:

$$S_{\max} = (T_{\text{н}} / \kappa_{\text{р}}^n) \Sigma \kappa^n \rho_j,$$

По усилию S_{\max} подбирают диаметр каната исходя из условия

$$R / S_{\max} \geq k_0,$$

где R — разрывное усилие каната;

k_0 — коэффициент запаса прочности, равный 4 для канатов тяговых полиспастов.

29.4. Расчет плавучих систем

Рассчитывая плавучие системы для строительства мостов, рассматривают нагрузки от собственного веса перевозимых пролетных строений и плавучих опор, от давления ветра на пролетные строения и плавучие опоры, а также от давления воды на подводную часть плашкоутов.

Нормативная интенсивность давления ветра на плавучие системы, находящиеся в процессе перемещения, составляют $\omega = 0,9$ МПа, а при системах, неподвижно раскрепленных на якорях, интенсивность давления принимают равной наибольшему расчетному значению. Нагрузку от давления воды T_1 на подводную часть плашкоутов определяют как сумму лобового усилия T_d воды и силы трения T_T воды по поверхности плашкоутов, т. е.

$$T_1 = T_d + T_T$$

$$\text{при } T_d = i\gamma F_1 v_1^2 / (2g) \approx 50i F_1 v_1^2 \text{ и } T_T = F_2 v^2 f,$$

где i — коэффициент, которым учитывается степень обтекаемости, подводной части плавающих тел (при заостренных или закругленных в плане очертаниях он равен 0,75, для прямоугольных очертаний — 1,0);

F_1 — площадь проекции подводной части плашкоута на плоскость, перпендикулярную вектору относительной скорости v_1 (рис. 29.13);

v_1 — относительная скорость течения воды v_d и перемещения плавучей системы v_c ;

g — ускорение силы земного тяготения;

F_2 — площадь поверхности трения воды, принимаемая равной $2hB$;

f — коэффициент трения, равный при металлических поверхностях 0,17, деревянных 0,25.

При определении сопротивления T_2 воды перемещению плавучей системы пользуются теми же формулами, что и при определении T_1 , но вместо относительной скорости v_1 берут значение ее проекции на направление перемещения системы $v_1' = v_1 \cos \alpha$, площадь подводной части F_1 заменяют на F_1' , а площадь F_2 на $F_2' = 2hB'$ (см. рис. 29.13). К нагрузкам от давления воды при определении их расчетных значений вводят коэффициенты перегрузки $n = 1, 2$ или $n = 0,75$.

Плавучие системы рассчитывают в целом, а также по отдельным элементам — плавучим опорам, пролетным строениям и системам якорей.

Расчет остойчивости плавучих систем, подобный по своему смыслу расчету устойчивости систем на стационарных опорах, ведут на действие расчетных нагрузок. Под остойчивостью плавучей системы понимают ее способность возвращаться в начальное положение после наклонов, вызванных действием внешних сил. При определении остойчивости рассматривают равновесие плавучей системы при действии на нее наклоняющих и восстанавливающих нагрузок.

В начальном (до отклонения) положении (рис. 29.14, а) на систему действует вес G и равная ему сила выталкивающего действия воды D . Сила G приложена в центре тяжести системы (в точке g), определяемом ординатой z_g , сила D — в центре тяжести вытесненного объема воды (в точке c), называемом иначе центром величины и определяемом ординатой z_c . Для плашкоутов из ПОН-

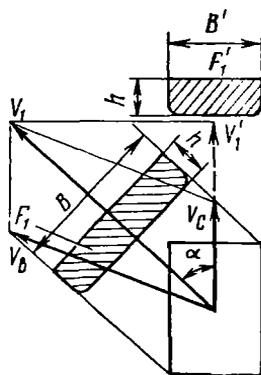


Рис. 29.13. Схема давления воды на плашкоут:

h — глубина погружения

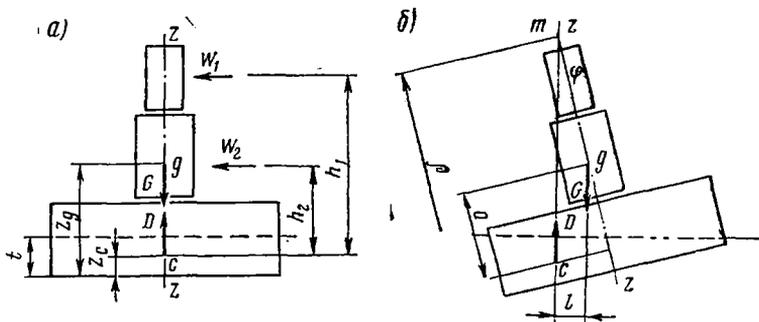


Рис. 29.14. Схемы действия нагрузок на плавучую систему

тонов КС принимают $z_c = 0,5 t$. Силы D и G направлены вдоль оси симметрии $z-z$ плашкоута и взаимно уравнивают друг друга.

Отклонение системы от положения равновесия (рис. 29.14, б) приводит к смещению точки c , вследствие чего силы G и D не уравниваются, а образуют пару сил $Gl = Dl$, стремящуюся вернуть систему в начальное положение. Для определения плеча пары проведем вертикаль через точку c . Точку пересечения этой вертикали с осью $z-z$, т. е. точку m , называют метacentром, а проекцию расстояния между точками m и c на ось $z-z$ — метacentрическим радиусом ρ . Плечо (см. рис. 29.14)

$$l = (\rho - a) \sin \phi \text{ при } a = z_g - z_c,$$

где a — расстояние от центра тяжести до центра величины;

ϕ — угол наклона, называемый при отклонении относительно продольной оси (при крене) углом крена, а при отклонении относительно поперечной оси (дифференте) — углом дифферента.

Момент, возвращающий систему в начальное положение,

$$M_0 = G(\rho - a) \sin \phi.$$

Положительное значение этого момента сохраняется до тех пор, пока соблюдается условие $\rho - a > 0$. Если $\rho = a$, система находится в состоянии безразличного равновесия, а при $\rho - a < 0$ момент M_0 меняет знак на отрицательный, что вызывает опрокидывание системы. Поэтому условие остойчивости может быть записано в виде $\rho - a > 0$. Входящий сюда метанцентрический радиус $\rho = I/G$.

Для плашкоутов из понтонов КС

$$J = \alpha_1 B L^3 / 12,$$

где J — момент инерции площади ватерлинии плавающего тела относительно оси его наклона;

α_1 — коэффициент полноты площади ватерлинии, равный 0,97;

B — ширина плашкоута (размер в плоскости наклона);

L — длина плашкоута.

Данный расчет остойчивости относится к случаю, когда центр тяжести системы совпадает с осью симметрии $z-z$ плашкоута. Это обеспечивается, если плашкоуты не загружены балластом или

имеют твердый балласт, положение которого при наклоне системы не изменяется. При балластировке плашкоутов водным балластом перетекание его в наклонном положении системы приводит к уменьшению остойчивости. Происходит это вследствие смещения центра тяжести системы (рис. 29.15) из точки g в точку g' с соответствующим уменьшением плеча сил D и G и восстанавливающего момента M_0 . Смещение центра тяжести в точку g' эквивалентно (по значению момента M_0) его смещению в находящуюся на оси $z-z$ точку g'' , а это, в свою очередь, эквивалентно увеличению расстояния до центра тяжести a и уменьшению определяющей остойчивость разности $\rho - a$ (см. рис. 29.14). Остойчивость системы с водным балластом проверяют, определяя положение центра тяжести системы g' с учетом перетекания балласта при наклонении системы, а также с учетом конструкции плашкоутов и способа их балластировки (см. рис. 29.15).

Так, при отсутствии внутренних переборок, препятствующих свободному перетеканию воды, смещение центра тяжести может оказаться весьма значительным (рис. 29.15, а). Наличие внутренних переборок (или комплектование плашкоутов из отдельных понтонов) стесняет перетекание балласта. Смещение центра тяжести здесь резко уменьшается. Это, например (рис. 29.15, б), соответствует случаю, когда плашкоуты балластируют, заливая воду через люки в палубе при закрытых донных отверстиях. В случае балластировки с помощью сжатого воздуха (рис. 29.15, в) смещение центра тяжести определяют, рассматривая распределение балласта между понтонами. В небалластируемых понтонах 2 и 3, донные отверстия которых закрыты, имеется только остаточный балласт, мало влияющий на положение центра тяжести. Балластируемые понтоны с открытыми донными отверстиями соединяются секционными трубопроводами (1 и б, 2 и 4); балласт в понтонах, объединенных одним трубопроводом, распределяется так же, как в системе сообщающихся сосудов. Уровень балласта в понтонах определяется давлением воздуха в них. При давлении, равном атмосферному (например, для ненагруженной плавучей опоры), уровень воды в балластируемых понтонах равен уровню воды в реке.

Смещение центра тяжести определяют при углах наклона, ограниченных по технологическим условиям или по предельно до-

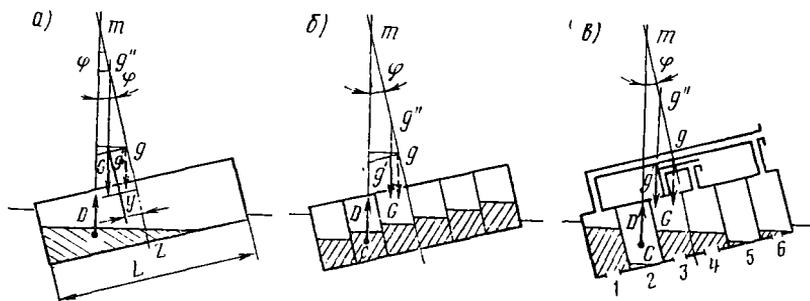


Рис. 29.15. Схемы перетекания водного балласта

пустимым размерам надводного борта плашкоутов. Обычно эти углы не превышают 3—5° и в крайнем случае — 10°

Восстанавливающий момент при смещении балласта

$$M_0 = G[(\rho - a) \sin \varphi - \Delta_g \cos \varphi],$$

где Δ_g — смещение центра тяжести, равное длине отрезка gg' .

Из этой формулы видно, что восстанавливающий момент обращается в нуль, если $\rho - a = \Delta_g \operatorname{ctg} \varphi$, что и представляет собой условие устойчивости при смещении центра тяжести системы с оси симметрии плашкоута.

Осадки t плавучих опор представляют сумму осадок t_i , вызванных центрально приложенными равнодействующими вертикальных нагрузок и t_2 моментами от горизонтальных нагрузок, а также от эксцентричного приложения вертикальных нагрузок. Помимо этого, учитывают дополнительные осадки Δt , вызванные деформациями плашкоута. Таким образом, $t = t_1 + t_2 + \Delta t$.

Соответствующая равномерному погружению плашкоута осадка

$$t_1 = G/(\alpha_2 F_B),$$

где α_2 — коэффициент полноты водонзещения;
 F_B — площадь плашкоута по ватерлинии.

Для плашкоутов из понтонов КС $\alpha_2 = 0,97$ и $F_B = BL$.

Осадка t_1 должна удовлетворять условию плавучести:

$$t_1 k_n \leq H,$$

где $k_n = 1,25$ — коэффициент надежности;
 H — высота понтона.

В расчетный вес системы G входит вес находящейся в понтонах балластной воды. При определении осадки t_2 используют формулу: $t_2 = 0,5L \sin \varphi$. Ввиду малого значения угла φ , принимая $\sin \varphi \approx \operatorname{tg} \varphi$, $\cos \varphi \approx 1$, а также условие равновесия

$$M_0 = M = G\Delta_g \cos \varphi + k_W \Sigma W_i h_i \approx G\Delta_g + k_W \Sigma W_i h_i,$$

получим

$$t_2 = \frac{L}{2} \cdot \frac{G\Delta_g + k_W \Sigma W_i h_i}{G(\rho - a)}.$$

Дополнительная осадка Δt возникает от общих деформаций (прогибов) плашкоута и относится к его середине. Приближенно принимают

$$\Delta t = 0,5f_c.$$

Здесь k_W — коэффициент, учитывающий колебания плавучей опоры при порывах ветра и равный 2;

f_c — прогиб середины плашкоута относительно его концов, определяемый с учетом остаточных смещений в стыках понтонов, вызываемых смещениями углов перелома в стыках (см. п. 4.4).

При расчете осадки ненагруженной плавучей опоры учитывают плавучесть только одних небалластируемых понтонов, так как избыточное давление сжатого воздуха в балластируемых понтонах отсутствует. Действием моментов ввиду их малого значения обычно пренебрегают, тогда осадка

$$t_1 = G_1 / (\alpha_2 n_1 l_{\text{п}} b_{\text{п}}),$$

где G_1 — вес плавучей опоры;
 n_1 — число небалластируемых понтонов;
 $l_{\text{п}}, b_{\text{п}}$ — длина и ширина понтона.

В результате расчета осадок определяют высоту надводного борта. Для плашкоутов из понтонов КС, имеющих закрытую палубу, эта высота не должна быть менее нуля.

Цель расчета балластировки плавучих опор — определение веса водного балласта в понтонах на различных этапах перевозки пролетных строений. Наибольший объем балласта имеется в плашкоутах перед снятием пролетного строения с пирсов. Полный объем балласта в этом случае: $V = V_{\text{раб}} + V_{\text{рег}} + V_{\text{ост}}$. Здесь $V_{\text{раб}}$ — это рабочий балласт, сброс которого обеспечивает снятие пролетного строения с пирса и погрузку его на плавучую опору; объем его определяют из выражения

$$\gamma_{\text{в}} V_{\text{раб}} = P + \alpha_2 F_{\text{в}} \Delta = P + \alpha_2 F_{\text{в}} \Sigma \Delta_i; \quad \Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4,$$

где $\gamma_{\text{в}}$ — удельный вес воды;
 P — вес пролетного строения;
 Δ — общее вертикальное перемещение (всплытие) плавучей опоры, происходящее при сбросе балласта весом, равным $\alpha_2 l_{\text{п}} b_{\text{п}} \Delta$, и необходимое для компенсации деформации пролетного строения Δ_1 , пирсов Δ_2 , плавучих опор Δ_3 , а также создания зазора между пролетным строением и пирсами ($\Delta_4 = 5 \div 10$ см).

Деформацию Δ определяют, рассматривая начальные (до погрузки) и конечные (после погрузки) положения пролетного строения, пирсов и плавучих опор. Каждый компонент деформации Δ_i можно определять независимо, считая, что все остальные элементы системы, кроме рассматриваемого, абсолютно жесткие и что все остальные компоненты деформации равны нулю (рис. 29.16)

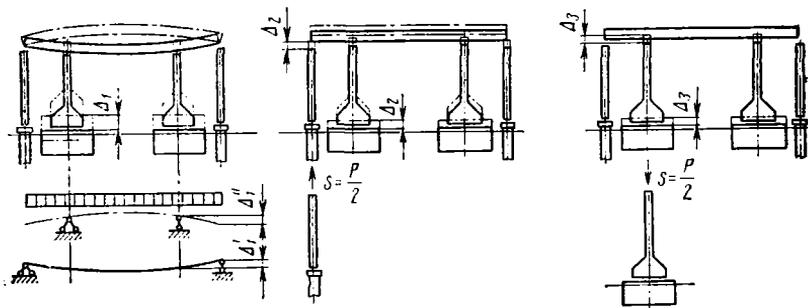


Рис. 29.16. Схемы к определению деформаций, учитываемых при расчете веса рабочего балласта

Деформацию Δ_1 определяют как сумму прогибов концов пролетного строения относительно точек его опирания на плавучие опоры:

$$\Delta_1 = \Delta_1' + \Delta_1'',$$

Δ_1' — прогиб при опирании на пирсы;
 где Δ_1'' — прогиб при опирании на плавучие опоры.

Деформация Δ_2 — это упругое перемещение пирса при действии на него растягивающей силы, равной половине веса пролетного строения. Деформация Δ_3 — уменьшение высоты плавучей опоры вследствие упругих и остаточных деформаций плашкоута и надстройки, происходящих под действием силы, равной половине веса пролетного строения.

Вес рабочего балласта, набираемого в процессе установки пролетного строения на капитальные опоры, несколько меньше веса балласта, сбрасываемого при снятии пролетного строения с пирсов, поскольку деформации капитальных опор в сравнении с деформациями пирсов пренебрежимо малы.

Для ориентировочных расчетов можно принять $\Delta = 15 \div 20$ см.

Регулировочный балласт необходим для сохранения положения перевозимого пролетного строения в заданном уровне в случае колебаний уровня воды в реке в процессе перевозки (при повышении уровня балласт сбрасывают, при понижении набирают). Его объем можно определить по выражению

$$V_{\text{рег}} = \alpha_2 F_B h_{\text{рег}},$$

где $h_{\text{рег}}$ — размер регулирования осадки плавучих опор, принимаемый в зависимости от прогноза уровней в районе перевозки и обычно равный 10—20 см.

Объем $V_{\text{ост}}$ остаточного балласта определяют по глубине его слоя $h_{\text{ост}}$, который не может быть удален при сбросе балласта из-за конструктивных особенностей понтонов (наличия ребер жесткости и т. п.) $V_{\text{ост}} = \alpha_0 F_B h_{\text{ост}}$. Для понтонов КС $h_{\text{ост}} = 10$ см.

Определив полный объем V водного балласта, проверяют возможность его размещения в понтонах. Глубина балластной воды в балластируемых понтонах числом n_2

$$h_6 = (V_{\text{раб}} + V_{\text{рег}}) / (n_2 l_{\text{п}} b_{\text{п}}) + h_{\text{ост}}.$$

При балластировании с помощью насосов глубина h_6 не может быть больше высоты понтона; при балластировании с помощью сжатого воздуха уровень воды в понтонах не может быть выше уровня воды в реке.

Рассчитывая несущую способность элементов плавучих опор, проверяют конструкции плашкоутов и надстройки.

Плашкоут рассчитывают как балку, опертую на надстройку и нагруженную в уровне днища распределенной нагрузкой p_x от гидростатического давления воды (рис. 29.17). Эта нагрузка

$$p_x = p_{1x} + p_{2x} = B\gamma (l_1 \pm_2 2l_2x/L),$$

где γ — удельный вес воды, равный единице;
 l_1, l_2 — осадки плашкоута от вертикальных нагрузок и моментов.

По расчетным изгибающим моментам и поперечным силам в плашкоуте проверяют несущую способность понтонов и их стыков, используя графики (см. п. 4.4). Расчет плашкоута по второму предельному состоянию состоит в определении его прогибов.

Надстройку рассчитывают подобно расчету конструкций вспомогательных опор (см. п. 29.1).

Нагрузка на якорные системы вызывается давлением ветра на перевозимые пролетные строения и плавучие опоры, а также давлением воды на подводные части плашкоутов. Приходящиеся на якоря усилия определяют, рассматривая возможные невыгодные положения плавучей системы относительно якорей. Так, при схеме закоривания, показанной на рис. 29.18, усилие на якорь

$$S_1 = \frac{T_1 W_{\max}}{4 \cos \beta} \quad \text{или} \quad S_2 = \frac{T_2 + W_{0.9}}{4 \cos \beta},$$

где T_1 — равнодействующая давления воды на подводную часть неподвижных плашкоутов;

T_2 — сила сопротивления перемещению плавучих систем.

При определении усилия S_1 учитывают давление ветра наибольшей для данных условий интенсивности и получают полное усилие от ветра W_{\max} на плавучую систему. Определяют усилие S_2 , давление ветра принимают равным 0,9 МПа, что соответствует условиям перемещения плавучих систем, и получают равнодействующую давления ветра — W_{90} . На усилие S_1 рассчитывают якоря и якорные канаты, а на усилие S_2 — лебедки. Лебедки подбирают из условия $S_2 \leq R$, где R — тяговое усилие лебедки, определяемое по ее паспорту или по справочным данным.

Рассчитывая якорные канаты (рис. 29.19), принимают во внимание, что наибольшая несущая способность якоря обеспечивается в том случае, когда канат подходит к якорям горизонтально; при наклонном положении каната вертикальная составляющая усилия вызывает выворачивание якоря и понижение его несущей способности.

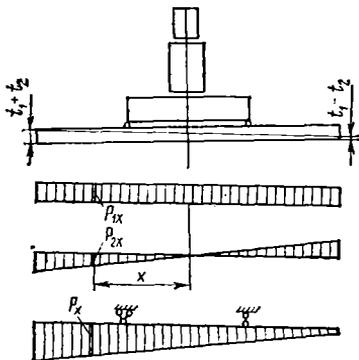


Рис. 29.17. Схема к определению усилий в плашкоуте

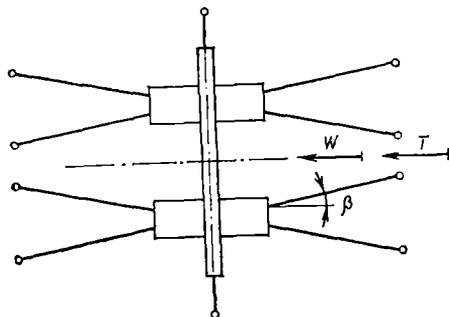


Рис. 29.18. Схема к определению усилий, действующих на якорь

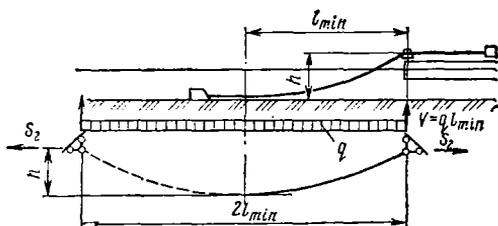


Рис. 29.19. Расчетная схема якорного каната

якорного каната. Поскольку распор арки $H = S_1 = q(2l_{\min})^2 / (8h)$, то минимально необходимая длина каната $l_{\min} = 8hS_1 / (4q)$, а полное усилие в канате $S_k = \sqrt{H^2 + V^2} = S_1 \sqrt{1 + 2qh / S_1}$. По усилию S_k подбирают якорный канат аналогично тому, как это делается при расчете тяговых полиспастов (см. п. 29.3).

Якоря рассчитывают на усилие S_1 исходя из условия $S_1 \leq R_{\text{я}}$, где $R_{\text{я}}$ — расчетное сопротивление якоря действию сдвигающих усилий. Для железобетонных якорей-присосов величину $R_{\text{я}}$ принимают с учетом собственного веса якоря, считая $R_{\text{я}} = (2 \div 5) P_{\text{я}}$. Поскольку якоря-присосы полагаются испытывать под действием горизонтальной испытательной нагрузки, вводится дополнительное условие: $R_{\text{я}} = 0,7 P_{\text{и}}$, где $P_{\text{и}}$ — испытательная нагрузка, вызывающая сдвиг якоря. Значения $R_{\text{я}}$ для аварийных якорей адмиралтейского типа принимают равными $(5 \div 6) P_{\text{я}}$ при песчаных грунтах и $(8 \div 12) P_{\text{я}}$ — при глинистых.

Буксиры для перемещения плавучих систем подбирают по их требуемой мощности:

$$N_{\text{б}} = (T_2 + W_{\text{г0}} + S_{\text{и}}) / \rho; \quad S_{\text{и}} = Gv / (ge),$$

где $S_{\text{и}}$ — усилие, необходимое для преодоления инерции плавучей системы;
 ρ — удельная сила тяги буксира, принимаемая равной 0,16—0,20 Н/Вт;
 G — расчетный вес плавучей системы;
 v — начальная скорость перемещения плавучей системы, равная 3,5—5 км/ч;
 t — период набора начальной скорости, равной 3—5 мин.

Равнодействующие давления воды T_2 и ветра $W_{\text{в0}}$, на плавучую систему определяют так же, как и при расчете лебедок.

29.5. Проверка конструкций пролетных строений на действие монтажных нагрузок. Особенности расчета элементов усиления и соединения стальных конструкций

Усилия в элементах пролетных строений от действия монтажных нагрузок (осевые усилия в элементах сквозных ферм, изгибающие моменты и поперечные силы в балках со сплошной стенкой) определяют по общим правилам строительной механики как при расче-

те пролетных строений на эксплуатационные нагрузки. Особенность расчета пролетных строений на стадии монтажа состоит в том, что для определения наибольших усилий в тех или иных элементах необходимо установить не только наиболее невыгодное загружение конструкции монтажными нагрузками, но и наиболее невыгодное положение конструкции, соответствующее определенной стадии монтажа стальных пролетных строений. Так, например, рассчитывая пролетное строение, собираемое полунавесным способом, нужно устанавливать, при какой длине консоли и при какой схеме опирания пролетного строения на вспомогательные промежуточные опоры усилие в рассматриваемом элементе будет наибольшим. Такая же задача возникает и при расчете продольно надвигаемых пролетных строений, а также в других случаях. При недостаточной несущей способности элементы усиливают.

Усиливая элементы посредством увеличения сечения их с помощью накладных элементов, несущую способность проверяют, принимая геометрические характеристики сечений $F_{нт}$, $J_{нт}$, $W_{нт}$ с учетом этих накладных элементов. Несущую способность прикреплений усиляемых элементов проверяют дважды. При первой проверке учитывают полное число болтов в соединении и действие наибольшего усилия от монтажных нагрузок. Второй проверкой рассматривают случай, когда накладные элементы сняты, а скрепления на участке прикрепления накладных элементов еще не поставлены; несущая способность оставшихся болтов должна быть достаточна для передачи усилия, возникающего на данной стадии монтажа пролетного строения.

Сжатые элементы, усиленные за счет сокращения свободной длины, рассчитывают по соответствующим значениям коэффициентов уменьшения несущей способности при сжатии. Установка элементов усиления в плоскости фермы обеспечивает уменьшение свободной длины только в плоскости фермы; свободная длина из плоскости фермы при этом не изменяется.

Если концы элементов усиления прикреплены к узлам ферм, то свободная длина l_0 усиливаемого элемента в плоскости фермы уменьшится в 2 раза, т. е. $l_0 = 0,5 l_1$, где l_1 — свободная длина этого элемента до усиления. Если же концы элементов закреплены к растянутым раскосам, то $l_0 = 0,7 l_1$.

Усиливая пролетное строение шпренгелем с регулированием усилия, воздействие шпренгеля на усиливаемую конструкцию рассматривают как систему внешних сил, приложенных в местах закрепления стойки и оттяжек. Значения этих сил определяются заданным усилием регулирования. В случае нерегулируемого шпренгеля усилия в системе определяют обычными методами, считая, что включение шпренгеля увеличивает степень статической неопределимости на единицу.

Особенность расчета элементов соединения пролетных строений со сквозными главными фермами — напряжения от моментов, вызванных жесткостью узлов, значительны ввиду малой длины нижних соединительных элементов и соответственно повы-

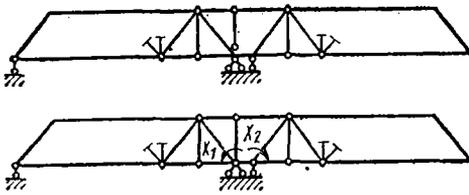


Рис. 29.20. Расчетная схема соединительных элементов

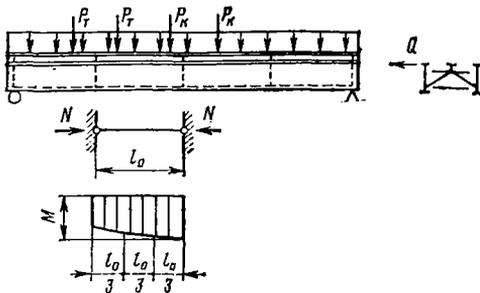


Рис. 29.21. Схемы к проверке устойчивости балок и прочности поперечных связей.

Пунктиром показаны плоскости связей между балками

шенных отношений $h/l = 1/2 \div 1/4$, где h — высота, а l — длина элемента.

Для определения узловых моментов главные фермы рассчитывают как систему с шарнирными узлами, кроме опорных узлов, которые рассматривают как жесткие. Система на стадии монтажа при этом дважды статически неопределима. За лишние неизвестные принимают моменты в опорных узлах (рис. 29.20).

Особенности расчета на действие монтажных нагрузок сталежелезобетонных пролетных строений связаны с проверкой устойчивости стальных балок и с проверкой прочности сборных железобетонных плит.

По окончании монтажа железобетонных плит и до

их омоноличивания стальные балки пролетных строений соединены системой поперечных и нижних продольных связей. Неомоноличенную плиту учитывать в качестве связи между балками нельзя; на этой стадии плиту рассматривают только как внешнюю нагрузку. Кроме того, нагрузкой на балки является их собственный вес, вес монтажного крана P_K , вес транспортного средства P_T , вес людей и мелкого инструмента (рис. 29.21).

Устойчивость плоской формы изгиба балок может быть проверена двумя различными способами.

По первому из них рассматривают устойчивость одного только сжатого пояса балки как центрально сжатого стержня с шарнирными закреплениями по концам. Свободную длину стержня принимают равной расстоянию между узлами поперечных связей. Поскольку сжатая часть стенки оказывает неблагоприятное влияние на устойчивость относительно слабых сжатых поясов сталежелезобетонных пролетных строений, в состав сечения пояса включают также и прилегающую часть стенки высотой x . При этом

$$x = 0,16h - 0,05F_{ст}/\delta,$$

где h — высота балки;
 $F_{ст}$ — площадь сечения сжатого пояса;
 δ — толщина стенки.

Усилие в стержне

$$N = F_{ст} \sigma_{ст},$$

где $F_{ст}$ — площадь сечения стержня, включающая площадь пояса и прилегающей части стенки;

σ — напряжение в стержне по центру его тяжести.

Надежное закрепление пояса в узлах поперечных связей обеспечивается при достаточной несущей способности этих связей. Поперечные связи рассчитывают на усилие Q , равное поперечной силе в сжатом поясе при его продольном изгибе и определяемое по формуле $Q = 0,02 N$.

Расчетом по второму способу устойчивость плоской формы изгиба балок проверяют непосредственно, используя выражение

$$M / (\varphi_6 W_6) \leq R,$$

где M — наибольший расчетный изгибающий момент в пределах средней трети расчетной свободной длины проверяемой балки, равной расстоянию между поперечными связями;

W_6 — момент сопротивления сечения балки для крайней фибры сжатого пояса;

R — расчетное сопротивление стали.

Коэффициент понижения φ_6 несущей способности при проверке устойчивости балок определяют по нормам проектирования мостов (СНиП II—43). В случае применения временных рамных связей из блоков сборной железобетонной плиты (см. п. 27.3) устойчивость пролетного строения проверяют, рассматривая систему из двух сжатых (высотой h и площадью сечения F) поясов балок и соединяющих пояса плит как составной стержень с планками, нагруженный продольной силой $N = 2\sigma F$, а также поперечной горизонтальной нагрузкой от давления ветра на пролетное строение и кран. Условие устойчивости

$$N / (2\varphi F) \leq R,$$

где φ — коэффициент понижения несущей способности для сжато-изогнутых стержней, определяемый в зависимости от приведенной гибкости $\lambda_{пр}$ и относительного эксцентриситета i ;

причем $\lambda_{пр} = \lambda_0 \mu$;

λ_0 — гибкость рамного стержня, рассматриваемого как стержень сплошного сечения;

μ — коэффициент приведения, определяемый в зависимости от геометрических характеристик конструкции и формы эпюры изгибающих моментов в балках.

Эксцентриситет i определяют по горизонтальным перемещениям рамного стержня.

Необходимость проверки прочности элементов сборной железобетонной плиты возникает в связи с разницей в нагрузках и расчетных схемах плиты в стадиях эксплуатации и монтажа.

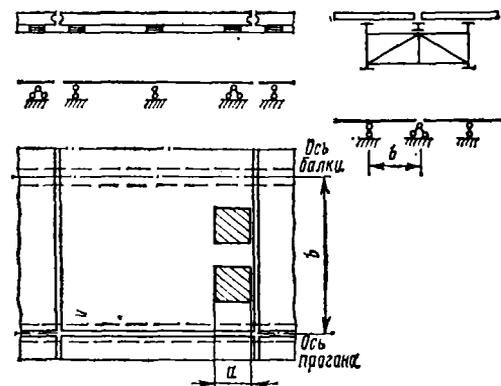


Рис. 29.22. Схемы к проверке прочности железобетонных плит проезжей части

Монтажные нагрузки на плиты — это нагрузки от монтажных кранов и транспортных средств. Особенности расчета плит на стадии монтажа связаны со значениями и расположением монтажных нагрузок, а также с отсутствием на этой стадии покрытия дорожной одежды и ее распределяющего действия.

В период эксплуатации плиты опираются на балки через слой раствора по всей длине своих опорных площадок. В стадии монтажа нагрузка от плит передается через отдельные подкладки, что вызывает необходимость расчета плит как неразрезных и их армирования двойной продольной арматурой на действие отрицательных моментов над подкладками и положительных — между подкладками (рис. 29.22).

В типовых пролетных строениях со средним прогоном плита в стадии эксплуатации является неразрезной, а в стадии монтажа до устройства стыка над прогоном — разрезной. Несущую способность плит, работающих по разрезной схеме, проверяют на действие монтажных нагрузок.

Разница в расчетных схемах плит в стадиях монтажа и эксплуатации связана также с особенностями работы поперечных стыков, которые, будучи не омоноличенными на стадии монтажа, не способны распределять усилия (изгибающие моменты и поперечные силы) от монтажных нагрузок с одного сборного элемента на другой. Это приводит к уменьшению расчетной ширины a плиты при установке грузов вблизи стыков, когда a принимают равной удвоенному расстоянию от центра грузовой площадки до оси стыка, а при расположении нагрузки вплотную к стыку — равной длине (поперек пролета плиты) грузовой площадки (см. рис. 29.22). Работа плиты в этих условиях может потребовать усиления ее армирования у стыка или применения временных распределяющих конструкций (щитов) для перекрытия стыков до их омоноличивания.

Раздел девятый. **СТРОИТЕЛЬСТВО ВОДОПРОПУСКНЫХ
ТРУБ И ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ**

Глава 30. ПОСТРОЙКА ВОДОПРОПУСКНЫХ ТРУБ

**30.1. Перевозка элементов
и устройство железобетонных труб**

Водопропускные трубы, устраиваемые в теле насыпи дорог, — наиболее массовые сооружения, составляющие по объему работ до 40%, а по числу до 85—90% от всех искусственных сооружений на строящейся дороге.

Круглые железобетонные трубы монтируют обычно из звеньев длиной 1 м с внутренним диаметром 0,5—2,0 м. При плотных грунтах в основании звеньев средней части трубы укладывают на слой песчано-гравелистой смеси или щебня толщиной не менее 10 см, а при слабых — на сборные бетонные фундаментные подушки высотой 35—55 см. Входной и выходной оголовки труб устанавливают на сборных бетонных фундаментах глубиной до 1,5—1,8 м. Звенья прямоугольных труб изготовляют отверстием 1—4 м и длиной 1 м. Их укладывают на фундаменты из сборных железобетонных плит. Между секциями трубы из трех-четырех звеньев устраивают сквозные поперечные швы.

Звенья труб изготавливают на заводах или полигонах, обслуживающих строительство дороги. От полигона (завода) или ближайшей железнодорожной станции их доставляют к месту постройки трубы автомобилями или тракторами на прицепах.

При перевозке в кузовах автомобилей или прицепов звенья укладывают горизонтально (на бок) или устанавливают вертикально (стоя). Перевозка звеньев круглых труб в вертикальном положении в пересеченной местности, по целине и по грунтовым дорогам безопаснее, чем в горизонтальном. При перевозке в горизонтальном положении звенья необходимо надежно закреплять на транспортных средствах, подкладывая под них деревянные подкладки, которые для надежности надо прибить гвоздями к полу кузова. При перевозке звеньев в горизонтальном положении упрощаются и ускоряются погрузочно-разгрузочные работы, тогда как перевозка в вертикальном положении требует дополнительной операции переворачивания звеньев при выгрузке.

Звенья и элементы оголовков и фундаментов разгружают обычно тем же краном, который используется для последующего мон-

тажа. Нельзя допускать сбрасывания сборных элементов труб (особенно звеньев) с автомобилей.

Монтажные элементы укладывают у сооружаемой трубы на рабочем складе с учетом удобства установки их на место во время сборки. Можно подкатывать звенья круглых труб, но совершенно недопустимо скатывать их по откосам насыпей и логов. Расстояние от места разгрузки до продольной оси котлована нужно принимать таким, чтобы монтажный кран мог подавать элементы на сборку с наименьшим числом перемещений. Для стреловых кранов это расстояние можно считать равным удвоенному вылету стрелы крана при необходимой его грузоподъемности.

Котлованы для фундаментов обычно разрабатывают экскаватором, тракторным агрегатом Т-106, оборудованным бульдозером или драглайном. При котлованах шириной до 3 м применяют экскаваторы или драглайны с ковшем емкостью 0,15—0,35 м³, а при котлованах шириной более 3,0 м — бульдозеры.

Разрабатывая котлован драглайном (рис. 30.1, а), агрегат Т-106 устанавливают на оси трубы. Грунт удаляют слоями толщиной 10—15 см, отваливая его на одну из сторон котлована на расстоянии от бровки не менее 1 м. Работа агрегата Т-106 с бульдозером (рис. 30.1, б) возможна только при отсутствии грунтовых вод.

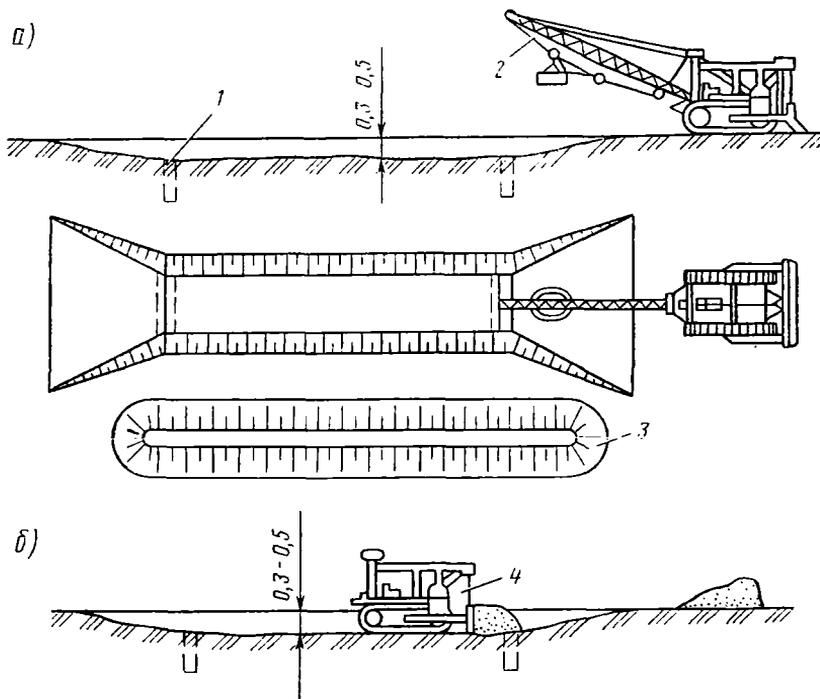


Рис. 30.1. Схемы разработки котлована для фундамента трубы:

1 — котлованы фундаментов оголовков; 2 — агрегат Т-106 с драглайном; 3 — отвал грунта; 4 — агрегат Т-106 с бульдозером

В этом случае грунт разрабатывают продольными проходками с глубиной резания ножа бульдозера 10—15 см и отвалом грунта за входной оголовком. Основание под трубу из гравийно-песчаной подготовки устраивают с подачей материала в котлован автомобилями-самосвалами или ковшом, подвешенным на крюке крана. Материал разравнивают послойно с тщательным уплотнением механическими трамбовками и поливкой цементным раствором.

Сборку труб начинают со стороны выходного оголовка, последовательно укладывая все элементы в направлении входного. В том случае, когда элементы (блоки) сборного оголовка имеют перевязку с блоками фундамента, оголовок нужно монтировать одновременно с фундаментом. После установки всех элементов оголовка можно начинать монтаж тела трубы по раскладочной схеме, входящей в состав рабочих чертежей трубы на конкретный объект. Между торцами звеньев соблюдают зазор, установленный проектом с допуском +5 мм. Типовая технологическая схема монтажа круглой трубы на фундаменте из блоков предусматривает работу двумя кранами: один К-61 грузоподъемностью 6 т укладывает блоки фундамента и звеньев тела трубы (рис. 30.2), а второй К-104 грузоподъемностью 10 т монтирует оголовки (рис. 30.3).

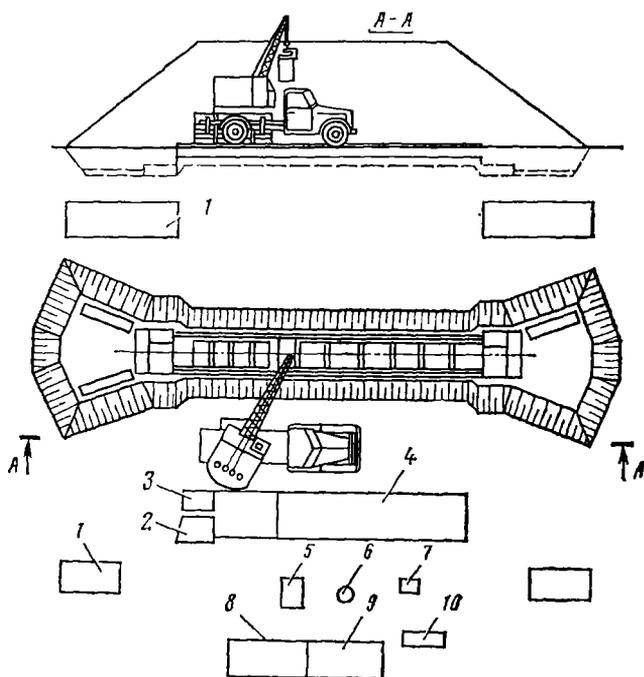


Рис. 30.2. Схема монтажа фундамента и тела трубы краном К-61:

1 — место складирования блоков оголовков; 2 — звено раструбное; 3 — круглое звено; 4 — место складирования звеньев; 5 — контейнер с цементом; 6 — бетономешалка; 7 — бак для воды; 8 — щебень; 9 — песок; 10 — электростанция

После укладки блоков фундамента одного ряда вертикальные швы заливают густопластичным раствором через специальную воронку с уплотнением его плоской металлической трамбовкой.

При установке круглых звеньев на фундамент без применения сборных лекальных блоков зазор между нижней образующей звена и плоской поверхностью фундамента обеспечивают деревянными прокладками. Звенья укладывают на предварительно уложенный слой пластичной бетонной смеси, обеспечивая этим плотное опирание звеньев. Если звенья труб укладывают на фундаменты из лекальных блоков, имеющих криволинейную верхнюю поверхность, как и у звеньев, то зазор не менее 2 см между нижней поверхностью трубы и блоком фундамента обеспечивают деревянными клиньями. Зазор тщательно заполняют цементным раствором. Заливают его с одной стороны звена, добиваясь, чтобы он проник на противоположную сторону. В случае необходимости раствор дополняют с другой стороны звена.

Технологическая схема и последовательность монтажа прямоугольных труб на фундаменте из блоков мало отличаются от рассмотренных для круглых труб. Прямоугольные звенья устанавливают на фундамент на цементном растворе. Для выравнивания положения звеньев по высоте применяют деревянные клинья, располагаемые под станками звеньев.

Швы между круглыми или прямоугольными звеньями должны соответствовать проектным размерам и после окончания сборки всей трубы должны быть снаружи и изнутри плотно заполнены жгутами из пакли, пропитанной битумом, или литыми резиновыми жгутами. Жгуты, поставленные с внутренней стороны, должны быть утоплены в шов на 2—3 см.

При монтаже труб, расположенных на косогорах, в процессе подготовительных работ устраивают подьезды с площадками для стоянки крана. Для монтажа труб на косогорах более пригодны гусеничные краны грузоподъемностью 5 и 10 т. Они в косогорных условиях устойчивее и надежнее в работе. На уклонах косогора более 20 % и при длине труб более 50 м применение самоходных кранов весьма затруднительно. В таких случаях для круглых и прямоугольных труб целесообразнее применять монтажно-транспортную подвесную установку (рис. 30.4). Она состоит из металлической опоры, стального несущего троса диаметром до 40 мм, грузовой тележки, тягового троса диаметром 10 мм, электрического тельфера грузоподъемностью 3 т, электрической лебедки грузоподъемностью 5 т и электростанции мощностью 40 кВт. Концы несущего троса надежно закрепляют анкерами в откосах косогора. С помощью подвесной конструкции подают и устанавливают на проектные места блоки трубы, которые подвозят по автомобильной дороге, располагаемой у выходного оголовка.

После сборки всей трубы наружные ее поверхности, соприкасающиеся с грунтом насыпи, покрывают гидроизоляцией. Двухслойную обмазочную битумную гидроизоляцию наносят кистями. Стыки сборных элементов оклеивают полосами оклеенной гидроизо-

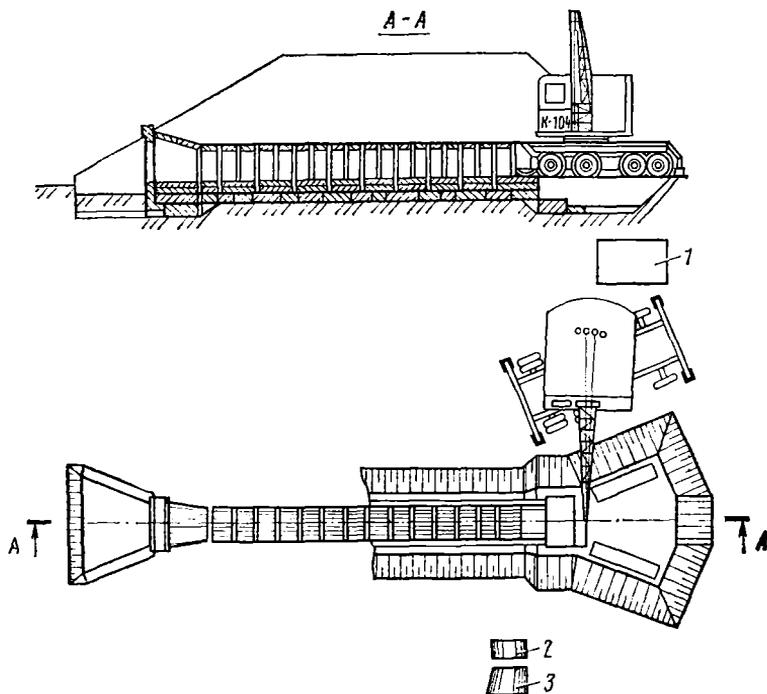


Рис. 30.3. Схема монтажа оголовков краном К-104:

1 — место заливки блоков оголовков; 2 — круглое звено; 3 — коническое звено

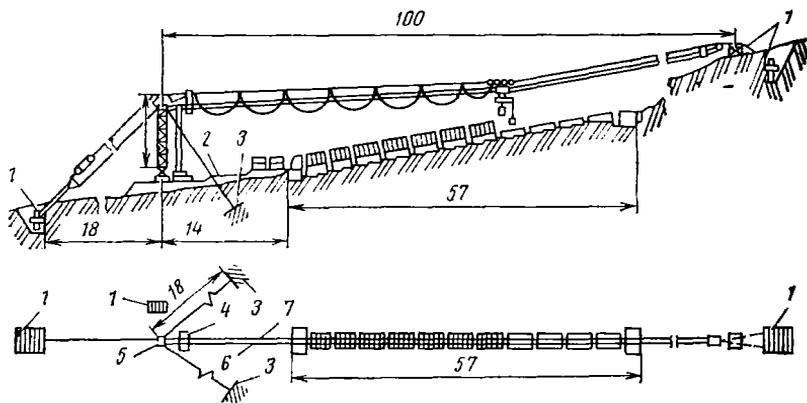


Рис. 30.4. Монтажно-транспортная установка для сборки железобетонных труб на косогоре:

1 — анкер троса; 2 — автомобильная дорога; 3 — анкер ваги; 4 — лебедка; 5 — мачта крана; 6 — рабочий трос; 7 — несущий трос

ляции из пергаминна или гидрозола, а швы между элементами зачеканивают цементным раствором или полимерными герметиками.

После сборки трубу частично засыпают грунтом, оберегая ее от повреждений при проходе землеройных машин и автомобилей в процессе окончательной отсыпки земляного полотна над трубой. Трубы засыпают слоем не менее 1 м над верхом звеньев, используя бульдозер или отвал тракторного агрегата Т-106.

Во избежание взаимного смещения и поломки звеньев во время механизированной засыпки необходимо пазухи круглых труб предварительно заполнять грунтом с тщательным трамбованием. Засыпают трубы с обеих сторон равными слоями толщиной 0,20—0,40 м. Необходимо следить, чтобы в засыпку не попадали крупные камни и валуны.

30.2. Изготовление конструкций и постройка металлических труб

Водопрпускные трубы из гофрированного и оцинкованного металла — прогрессивная конструкция, обеспечивающая устройство трубы экономно, в короткие сроки и с высокой производительностью труда. Широко используемые за рубежом, такие конструкции с 1972 г. по разработкам ВНИИ транспортного строительства и Ленгипротрансмоста вновь применяют в СССР на железных и автомобильных дорогах. В дореволюционной России их часто строили при диаметрах отверстия до 2 м.

Водопрпускные трубы, собираемые из гофрированного оцинкованного металла (рис. 30.5), обеспечивают достаточную эксплуатационную надежность сооружений при наименьших затратах на их постройку и содержание. Применение таких конструкций позволяет сборные элементы труб изготавливать при максимальной их заводской готовности. Они имеют практически одинаковый рас-

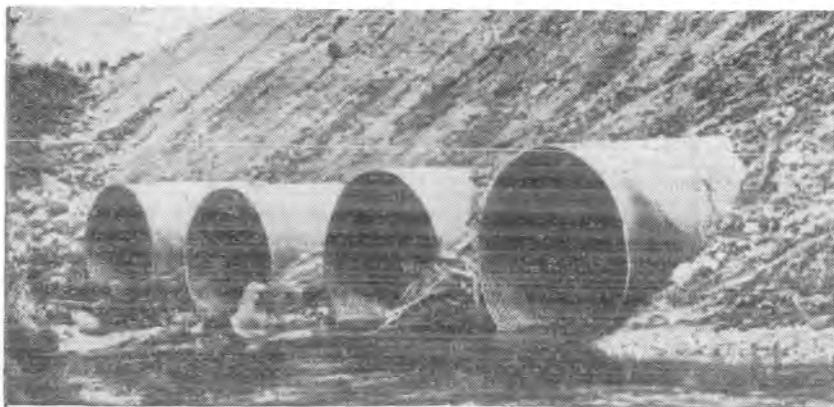
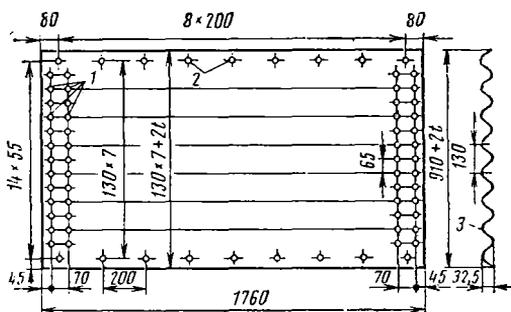


Рис. 30.5. Водопрпускная четырехочковая труба из гофрированного металла

Рис. 30.6. Развертка стандартного элемента круглых труб отверстием 1,0—3,0 м из гофрированного листа:

1 — отверстия на гребне для продольных стыков; 2 — то же, для поперечных; 3 — внутренняя поверхность. Размеры даны в миллиметрах



ход металла по сравнению с потребностью в арматуре для железобетонных труб одинакового отверстия. Простое и экономичное транспортирование труб любым видом транспорта, включая и воздушный, допускают сборку в короткие сроки при наименьших затратах труда и возможность строить трубы в любое время года.

Металлические трубы можно устраивать отверстием 1,0—7,5 м. Обычно трубы отверстием 1—3 м имеют преимущественно круглое очертание, собираемое из листов с профилем гофрирования $130 \times 32,5$ мм и толщиной металла 1,5—2,5 мм. Трубы больших отверстий имеют как круглые, так и арочные или эллиптические очертания с более сильным профилем металла (с высотой волн до 50 мм и толщиной металла до 4—5 мм). Для изготовления труб в нашей стране применяют медистую сталь 15сп, а болты, шайбы и гайки — из стали 20.

Металлургические заводы страны прокатывают плоские гофрированные листы, которые затем на специальном предприятии изгибают по радиусу трубы и устраивают в них дыры для болтовых стыков. Поперечное сечение труб образуют из нескольких стандартных элементов, соединяемых между собой болтами (рис. 30.6). Полезная длина элемента в 1600 мм позволяет конструировать трубы с интервалом их отверстия через 0,5 м. Число стандартных элементов, расположенных по периметру трубы, равно удвоенному диаметру отверстия трубы в метрах. Таким образом, для трубы диаметром в 1 м необходимо два изогнутых элемента, для трубы в 1,5 м — три, а для трубы в 3 м — шесть.

Поперечные стыки между элементами назначают с однорядным расположением болтов и стандартным расстоянием между ними. Продольные стыки выполняют с однорядным и двухрядным расположением болтов. Болты для продольных и поперечных стыков принимают диаметром 16 мм.

Стыкуют изогнутые элементы внахлестку, при этом болты ставят с шайбами специальной формы — квадратные, плоско-вогнутые с цилиндрическими опорными поверхностями соответствующего радиуса кривизны, обеспечивающего плотное прилегание шайб к поверхностям впадин и гребней волн стыкуемых гофрированных листов. Все элементы труб после их изготовления защищают от коррозии цинковым покрытием толщиной в 80 мкм.

Характерная особенность металлических труб, определившая их высокую эффективность, — возможность их укладки без устройства специального фундамента. Для нормальной работы тонкостенных гофрированных конструкций весьма важна равномерная засыпка труб с обеих сторон с тщательной утрамбовкой песчаными или супесчаными грунтами без валунов и камней. Металлические трубы собирают с устройством по их продольному профилю строительного подъема лотков, который при песчаных грунтах основания составляют $1/80$, а при глинистых — $1/50$ высоты насыпи. Такие трубы, как правило, сооружают без устройства специальных входных и выходных оголовков. Откос насыпи и лоток возле трубы с обеих ее сторон укрепляют бетонными плитами, каменной мостовой или другим способом.

Началу изготовления на специальном промышленном предприятии элементов труб предшествует разгрузка и складирование гофрированных плоских листов, поступивших с металлургического завода в виде пакета листов, общей массой до 8—10 т. Пакеты разгружают с подвижного состава краном с помощью специальной траверсы. Пакеты гофрированных листов металла для хранения укладывают на подкладки штабелями высотой до 1 м.

Изготовление элементов металлических труб состоит из следующих технологических операций: 1) резки гофрированных плоских листов на заготовки необходимой длины; 2) гибки листов по заданному радиусу с одновременным профилированием волнистого сечения; 3) сверловки отверстий для стыковых соединений; 4) горячей оцинковки элементов.

В нашей стране гофрированные листы режут пресс-ножницами, оборудованными специальными ножами волнистого профиля. Листы металла под нож подают на поддонах также волнистого профиля. Гибка листов обеспечивается на четырехвалковой листогибочной машине. Машина имеет гибочные валки волнистого профиля. Заготовка плоского листа зажимается между верхним и нижним валками и рядом операций лист формируется по необходимому радиусу кривизны. Отверстия для стыкования устраивают сверлением или пробивкой на сверлильных или дыропробивных станках с помощью направляющих кондукторов.

Обработанный элемент трубы из черного металла поступает в цех горячей оцинковки, где после очистки листов в ваннах с кислотой и последующей промывки водой попадает в цинковальные ванны. Стыковые крепления (болты и шайбы) оцинковывают отдельно. Подготовленные элемент пакетируют, скрепляя пакки гофрированных и изогнутых листов в четырех местах (по углам) проволокой, пропущенной через отверстия всех листов пакета, и дополнительно объединяют металлической лентой в двух сечениях поперек гофр. Изготовленные элементы перед пакетированием маркируют краской с внутренней стороны изогнутого элемента. Болты и шайбы доставляют в ящиках, на которых указывают основные размеры креплений. Изготовленные элементы труб перевозят с завода на стройки, принимая меры против повреждения

цинкового покрытия и деформаций элементов. Доставлять к месту сборки можно железнодорожным, автомобильным и воздушным транспортом.

Гофрированные трубы укладывают на подушку толщиной не менее 40 см из песчаного, песчано-гравийного или щебеночного материала, обеспечивающего равномерное опирание конструкции по всей ее длине. Укладывать подушку на естественный грунт основания нужно после удаления почвенно-растительного слоя. При минимально допустимой толщине подушки в 0,6—0,8 м ее ширина должна быть не менее двух диаметров отверстия.

Трубу укладывают в ложе, спланированное специальным шаблоном (рис. 30.7, а), или подбивают грунт подушки под нижнюю четверть трубы (рис. 30.7, б). По готовой подушке собирают трубу согласно монтажной схеме (рис. 30.8). Круглая труба может быть смонтирована параллельно подушке, а затем смещена перекаткой на подготовленное ложе. Для монтажа труб используют комплект ручного инструмента: ломики круглого сечения и длиной 50—90 см, гайковерты, стандартные гаечные (торцовые и накладные) ключи, молотки. Во время монтажа трубы надо следить, чтобы между соприкасающимися поверхностями головок болтов, гаек, шайб и листами конструкций не попадали частицы грунта и т. п.

Наружную поверхность смонтированной трубы, расположенной в условиях агрессивной среды, например, на болоте, до ее засыпки грунтом покрывают дополнительно защитным слоем путем нанесения битумных мастик. Перед нанесением грунтовок поверхность трубы очищают от грязи, пыли, льда и масляных пятен. В качестве

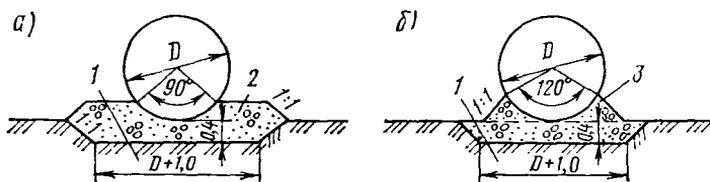


Рис. 30.7. Основания под трубы:
1 — грунт основания; 2 — подушка; 3 — подбивка

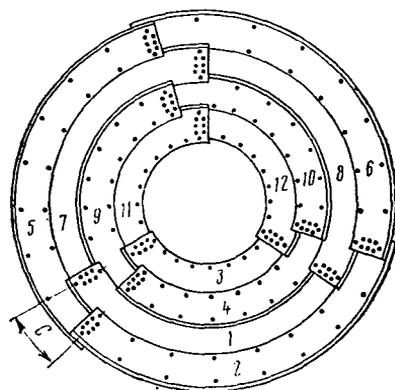


Рис. 30.8. Монтажная схема трубы
отверстием 1,5 м.

Цифрами показан порядок установки элементов при сборке трубы; С — размер взаимного смещения продольных стыков

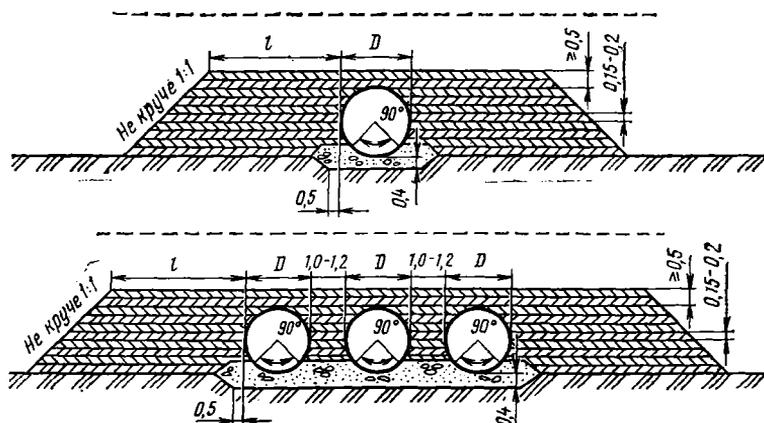


Рис. 30.9. Послойная засыпка одноочковой и многоочковой труб, уложенных на песчано-гравийной подушке

грунтовок применяют эмульсию из битумов дорожных марок БНД-90/1300 и БНД-60/90. Поверх грунтовки наносят битумно-резиновую мастику (МБР) и др. Важная часть защиты труб, удлиняющей срок эксплуатации металлических конструкций, — устройство внутри трубы асфальтобетонного или чисто бетонного лотка в пределах 120° нижней части периметра. Асфальтобетонное или цементобетонное покрытие наносят непосредственно сверх мастики, покрывающей внутреннюю часть трубы. Слой лотка должен возвышаться над верхом гребня металла не менее чем на 2 см.

Засыпают трубу песчаными, песчано-галечными и супесчаными грунтами с послойной укладкой и тщательной равномерной трамбовкой с обеих сторон. Толщина слоев — 15—20 см по всей ширине насыпи и с обеих сторон от трубы (рис. 30.9). Степень уплотнения грунта должна быть не менее 95% его максимальной стандартной плотности.

Для отсыпки боковых призм применяют бульдозеры и самосвалы, а для отсыпки пазух многоочковых труб — драглайны. Грунт в призмах около труб уплотняют обкаткой уложенного слоя колесами транспортных средств или грунтоуплотняющими машинами. Нельзя допускать приближения уплотняющих машин ближе чем на 30—40 см к вертикальной касательной плоскости стенки трубы.

Пазухи в многоочковых трубах заполняют грунтом также послойно и одновременно с засыпкой боковых призм на одинаковую высоту. Уплотнять грунт в непосредственной близости от трубы, а также в пазухах многоочковых труб нужно механизированным инструментом: электро-, пневмо- или мототрамбовками. Проезд автомобилей-самосвалов и бульдозеров над трубой и организацию продольной возки грунта можно допускать при высоте засыпки над верхом трубы не менее 0,5 м.

Засыпка трубы в зимнее время возможна только дренирующим талым грунтом, без мерзлых комьев, прослоек снега и льда,

31.1. Основные положения. Материал

Деревянные мосты применяют как временные сооружения (с пролетами до 12—15 м), рассчитанные на ограниченный срок службы, а как постоянные — на дорогах низших категорий, расположенных в лесных районах, с повышенными требованиями к качеству используемых материалов и их обработке, с применением индустриальных методов возведения, сокращением трудовых и материальных затрат. При сооружении деревянных мостов необходимо решать задачи: 1) увеличения срока службы мостов; 2) упрощения и механизации изготовления сборных элементов и способов монтажа; 3) широкого использования синтетических материалов для склеивания конструкции.

Наряду с постройкой мостов полностью из дерева получают применение комбинированные решения, например, пролетные строения из антисептированной древесины, с плитой проезжей части из железобетона и опор в виде железобетонных свайных бисоких ростверков.

Увеличение срока службы деревянных мостов достигается пропиткой просушенной древесины антисептиками.

Упрощение конструкций, механизация их изготовления и сборки обеспечивается применением пиленых лесоматериалов, позволяющих упростить конструктивные детали, а также изготовлением элементов и укрупненных блоков конструкций на специализированных базах, полигонах и заводах. Размеры и масса сборных элементов могут быть сравнительно большими, учитывая мощные современные подъемно-транспортные средства. Использование укрупненных элементов и блоков позволяет существенно упростить монтаж, сократить сроки строительства и трудовые затраты. Способы монтажа таких мостов аналогичны способам, применяемым при сооружении железобетонных и стальных мостов.

На совершенно новой технической основе развивается строительство деревянных мостов из клееных и клефанерных конструкций. Большое разнообразие и высокие показатели синтетических клеев, индустриальность изготовления сборных деревянных конструкций позволяют готовить на специализированных предприятиях крупные транспортабельные элементы, склеенные из пиломатериалов любой необходимой формы и сечения (рис. 31.1). Высокие прочностные свойства клееных деревянных конструкций открывают возможности широкого применения их в мостостроении, прежде всего в лесных районах нашей страны. Особо перспективны клефанерные конструкции в пролетных строениях. Развивающееся в стране производство бакелизированной фанеры позволяет создавать весьма легкие конструкции пролетных строений длиной до 20—25 м.

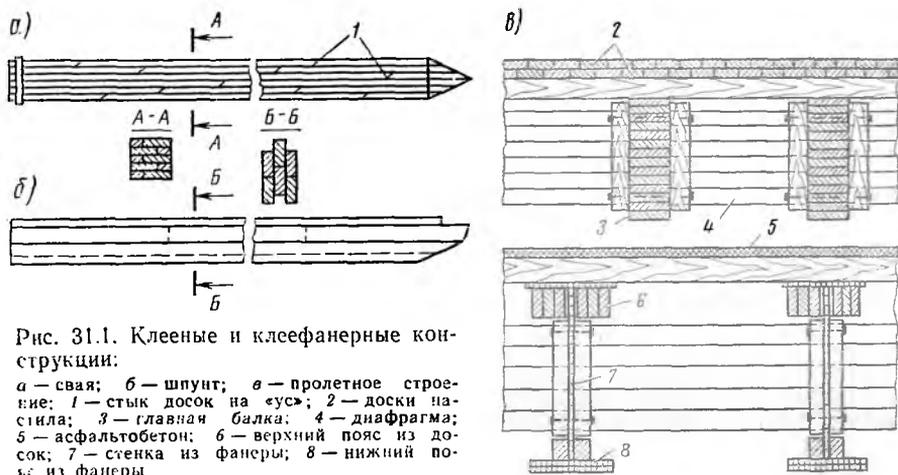


Рис. 31.1. Клееные и клефанерные конструкции:

а — свая; б — шпунт; в — пролетное строение; 1 — стык досок на «ус»; 2 — доски настила; 3 — главная балка; 4 — диафрагма; 5 — асфальтобетон; 6 — верхний пояс из досок; 7 — стенка из фанеры; 8 — нижний пояс из фанеры

Для деревянных мостов применяют лесоматериалы хвойных и твердых лиственных пород. Лучшие из них — это лиственница, в большом количестве растущая в Восточной Сибири и на Дальнем Востоке, а также сосна и дуб. Качество лесоматериала, его сортамент и сорта регламентируются соответствующими ГОСТами. Влажность поставляемых готовых пиломатериалов на предприятия для изготовления конструкций должна быть не выше 25%.

Под склад лесоматериалов выбирают сухое возвышенное место с хорошим стоком дождевой воды. Лес укладывают на стеллажи с просветом внизу до 40 см штабелями с прокладками из досок или пластин между рядами бревен или пиломатериалов. Сложенный штабель пиломатериалов покрывают односкатной крышей из плотно расположенных досок. Между штабелями оставляют проходы и проезды не менее 2—3 м. Такие условия способствуют воздушной естественной сушке лесоматериала.

Сроки естественной сушки зависят от времени года и толщины материала. Для тонкого пиломатериала (до 50 мм) ее продолжительность в теплое время года составляет 20—30 дней, а для толстого и бревен — 1,5—2 мес. Достоинство воздушной сушки — постепенное и равномерное уменьшение влажности древесины, что особенно важно для бревен и брусьев, которые в этом случае меньше растрескиваются. Значительно быстрее протекает искусственная сушка в специальных камерах горячим воздухом, паром, газом, токами высокой частоты, нагревом в петролатуме и т. д. (для досок достаточно 5—8 дней такой сушки). Искусственная сушка возможна в любое время года и с регулированием влажности материала.

Эффективным способом искусственной сушки древесины нужно считать нагрев в петролатуме — маслянистом материале, получаемом при очистке нефтяных смазочных материалов. Лесоматериал

огружают в ванны с петролатумом и нагревают до 120—140° С. В нагретой масляной среде из древесины быстро испаряется влага без особых ее повреждений. Благодаря равномерному нагреву и некоторой пластификации древесины она хорошо стерилизуется и приобретает лучшую сопротивляемость загниванию. Для изготовления клееных конструкций сушку производят до получения 12—15-процентной влажности.

Для предохранения от гниения древесину антисептируют, обрабатывая химическими веществами, введение которых создает среду, ядовитую для дереворазрушающих грибков. При сравнительно небольших дополнительных расходах антисептирование древесины значительно удлиняет срок службы лесоматериала. Антисептики различают маслянистые, нерастворимые в воде и водорастворимые, или солевые. Маслянистые — это креозотовое, каменноугольное и антраценовое масло (карболинеум). К водорастворимым или олевым антисептикам относят фтористый натрий, кремнефтористый натрий, динитрофенолят натрия и комбинированные составы.

Древесину, используемую для пролетных строений, антисептируют глубокой пропиткой, а для опор и крупных свай — поверхностной обмазкой по способу последующего действия. При глубокой пропитке антисептик вводят в древесину на возможно большую глубину под давлением по способу горяче-холодных ванн или длительным вымачиванием. Для глубокой пропитки под давлением древесину помещают в пропиточную камеру или автоклав, в которых она подвергается сначала вакуумированию для удаления воздуха из клеток, а затем собственно пропитке под давлением горячими антисептиками. Способ этот дорогой и применяется лишь на крупных специализированных заводах.

При способе горяче-холодных ванн древесину сначала погружают в ванну, заполненную антисептиком, нагретым до 80—90° С, и выдерживают в течение 3—5 ч; затем быстро переносят в ванну с холодным антисептиком и выдерживают в нем 1—3 ч. Пропитка происходит в результате частичного удаления воздуха из клеток дерева в период нагревания и образующегося вакуума при охлаждении. Пропитывать можно и способом длительного вымачивания древесины в холодном антисептике. Продолжительность вымачивания составляет 2—3 дня.

Антисептирование по способу последующего действия менее эффективно, чем глубокая пропитка, но значительно проще. Применяют его в случае, если нет возможности организовать глубокую пропитку древесины, а также в комбинации с последней для обмазки древесины в местах дополнительной обработки уже пропитанных элементов. По этому способу поверхность дерева покрывают обмазками (называемыми суперобмазками), содержащими сильно водорастворимый антисептик и клеящее вещество для закрепления обмазки к дереву. Суперобмазку наносят на деревянные элементы кистями, в летнее время слегка теплым составом, а в зимнее — подогретым до 40—50° С. В элементах, расположенных вблизи земли или у уровня воды, нанесенную суперобмазку защищают бандажом

из толя, рубероида или мешковины, которые снаружи дополнительно покрывают слоем битума.

Для изготовления клееных и клефанерных конструкций пролетных строений применяют пиломатериал хвойных пород, преимущественно из сосны.

В мостостроении используют бакелизированную фанеру марок ФБС и ФБСВ. Такая фанера является водостойким и биостойким материалом, склеенным из березового лущеного шпона с помощью фенол- или крезолформальдегидных смол. Этот материал выпускает лесная промышленность в виде листов размерами 5600×1200 , 5000×1200 , 440×1200 мм и толщиной 5, 7, 10, 12, 14, 16 и 18 мм. Для мостовых конструкций нужна фанера толщиной до 12—14 мм как наиболее прочная.

Для склеивания элементов конструкций из пиломатериалов и фанеры применяют фенолформальдегидный клей КБ-3. Можно применять и клей на основе эпоксидных смол. Клей КБ-3 готовят тщательным перемешиванием в строго определенной пропорции двух основных компонентов — фенолформальдегидной смолы Б и отвердителя керосинового контакта Петрова 1-го сорта (кислотное число 76—85). Состав клея подбирают исходя из жизнеспособности его не менее 2 ч при температуре $+20^\circ \text{C}$.

Клееные конструкции пропитывают маслянистыми антисептиками, обычно каменноугольным маслом.

31.2. Изготовление элементов деревянных конструкций

Лесоматериал, предназначенный для изготовления обычных деревянных конструкций, предварительно обрабатывают — сушат, сортируют, размечают, обрезают по проектным размерам, отесывают или строгают и т. д. Обрабатывают древесину с использованием всевозможных станков и электрифицированного инструмента — электропил (рис. 31.2, а), электрорубанков (рис. 31.2, б), электрошверл (рис. 31.2, в) и др. Для подгонки готовых элементов в процес-

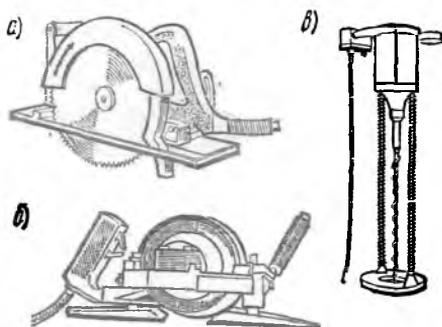


Рис. 31.2. Электрифицированный инструмент

се сборки и монтажа конструкций применяют ручную обработку с помощью топоров, рубанков, пил, ножек и т. п. Для механизированной обработки лесоматериалов широко используют различные виды станков: 1) лесопильные рамы — круглопильные, маятниковые и ленточные (на рамах распиливают бревна на доски, делают продольные, поперечные и косые разрезы); 2) строгальные станки — фуговальные для острожки одной по-

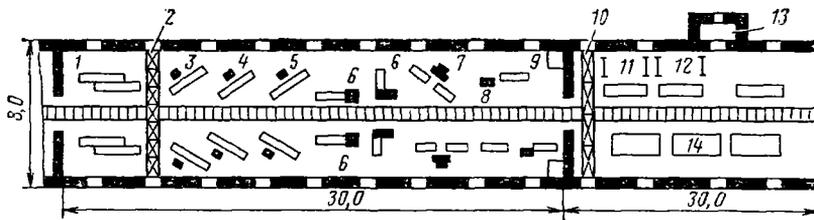


Рис. 31.3. План цеха обработки и сборки конструкций:

1 — маятниковая пила; 2 — кран-балка; 3 — циркулярная пила; 4 — строгальные и фуговальные станки; 5 — шипорезный станок; 6 — сверлильно-долбежные станки; 7 — цепно-долбежный станок; 8 — фрезерный станок; 9 — точильный станок; 10 — мостовой 5-тонный кран; 11 — металлические ваймы и прессы; 12 — помещение подготовки клея; 13 — станки и прессы для склейки дощатых конструкций; 14 — станки для изготовления балок в вом-
зов из брусев

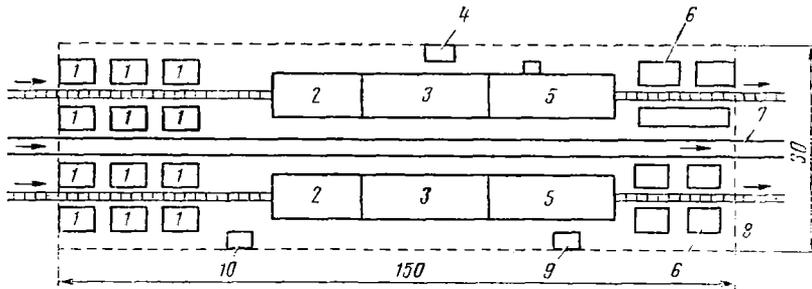


Рис. 31.4. План строительного полигона для поточного изготовления деревянных конструкций

верхности, рейсмусные для острожки с одной и двух противоположных сторон до заданной толщины, четырехсторонние для острожки одновременно со всех сторон до заданных размеров по ширине и толщине; 3) фрезерные станки для изготовления шпунтов или шипов; 4) сверлильные станки различного типа для устройства гнезд и круглых отверстий.

При изготовлении сборных деревянных конструкций на специализированных предприятиях предъявляются повышенные требования к качеству работ по созданию плотных сопряжений, аккуратной обработке элементов и соблюдению проектных размеров.

Малые допускаемые отклонения на изготовление и сборку деревянной конструкции, особенно при устройстве клеевых соединений, могут быть обеспечены только на заводах или на полигонах, в оборудованных цехах (рис. 31.3) и деревообделочных мастерских. Строительный полигон, например, с двумя параллельно действующими потоками для поточного изготовления деревянных конструкций (рис. 31.4) имеет в начале потока штабеля 1 сортированного лесоматериала, далее расположены в закрытом помещении цех 2 предварительной подготовки, затем цеха обработки 3 и сборки 5 и, наконец, открытый склад 6 готовых изделий. В закрытых отдельных помещениях полигона есть электроподстанция 9, склад 4 инстру-

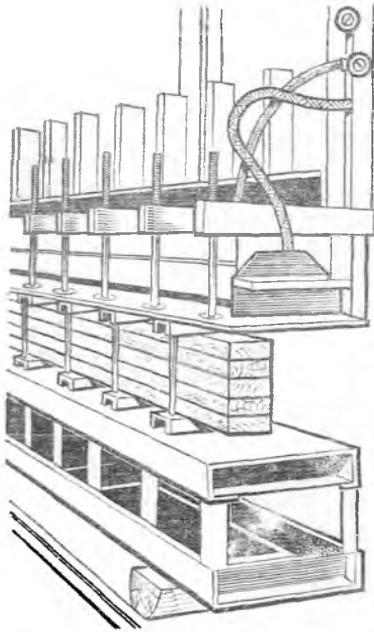


Рис. 31.5. Пневматический шланговый пресс для склеивания элементов

мента и материалов, контора 10 на полигоне, автомобильная дорога 7 с твердым покрытием и узкоколейные пути 8.

В процессе изготовления клееных конструкций последовательно выполняются следующие операции: 1) сушка материала до влажности 15%; 2) предварительная острожка; 3) отторцовка, сортировка и вырезка недопустимых пороков древесины с последующим склеиванием получаемых отрезков по длине в доски-заготовки; 4) окончательная острожка; 5) нанесение клея; 6) запрессовка элементов; 7) антисептирование готовых элементов. Пиломатериал по ширине и по длине склеивают отдельно самостоятельными операциями. По длине доски склеивают на зубчатый шип. Клей готовят в ограниченных количествах, перед склейкой досок, учитывая, что его склеивающая (адгезионная) способность не превышает 3 ч. Приготавливать и наносить клей нужно при его темпе-

ратуре не ниже 16° С; такой же температуры должны быть и пиломатериалы. Клеевые растворы готовят в клеемешалках с механическим приводом. Клей наносят на обе соединяемые поверхности доски или бруса. Наносить его удобно клеевыми вальцами. Для небольших поверхностей можно применять кисти или губки. Соединяемые высушенные доски и брусья нужно предварительно прострогать по стыкуемым плоскостям. После нанесения клея соединяемые элементы древесины должны быть прижаты друг к другу.

Качество склеивания сильно зависит от плотности прилегания друг к другу соединяемых элементов, — чем толще клеевой шов, тем прочнее соединение. Время от начала сборки и до окончания запрессовки не должно превышать 30 мин. Давление при запрессовке клеевых балок, элементов ферм, арок и других несущих конструкций должно быть не менее 0,3—0,5 МПа.

Склеенные конструкции запрессовывают на ручных винтовых или пневматических прессах (рис. 31.5), а при малых площадях клеевых швов — гвоздевыми прижимами. Винтовые прессы применяют при изготовлении крупногабаритных конструкций, как, например, многослойных балок, прямых и криволинейных элементов ферм и арок и т. п. Для быстрого заворачивания гаек прижимных болтов винтового прессы на заданное давление применяют электрические и пневматические ключи.

Гнутые элементы длиной до 10—12 м со стрелой выгиба до 0,8—1,0 м, а также балки любой длины лучше всего склеивать на вертикальных прессах, а для более длинных и крутоизогнутых элементов целесообразнее применять горизонтальные прессы. Для запрессовки гвоздевым прижимом каждую доску после нанесения клея прибивают гвоздями к нижней. Многослойные конструкции собирают и склеивают на монтажных стеллажах и кружалах. Склеиваемые элементы остаются в прессах, на монтажных столах и кружалах до тех пор, пока клеевые швы достаточно окрепнут. Выдержка зависит от формы элементов (прямые или кривые), а также от температуры помещения и колеблется от 4 до 24 ч. При нагревании изделия в сушилках с температурой 50—90° С срок твердения клея сокращается до 1—3 ч; при токах высокой частоты срок полимеризации клея уменьшается до нескольких минут.

Стальные детали приклеивают тоже в прессах под давлением 0,5—1,5 МПа при температуре 130—140° С или с помощью шурупов. Общая продолжительность склеивания 1,5—2 ч.

Изготовление клеёфанерных конструкций состоит из следующих основных операций; 1) поперечный и продольный раскрой листов фанеры на заготовки; 2) склеивание заготовок по длине с соединением в элементы «на ус»; 3) зачистка поверхностей фанерных элементов; 4) нанесение клея; 5) сборка и запрессовка конструкций из фанерных и дощатых элементов; 6) антисептирование конструкций.

Изготавливают клееные конструкции при стабильном температурно-влажностном режиме в помещении цеха.

На работах с синтетическими клеями нужно соблюдать правила техники безопасности, обязательно пользоваться спецодеждой и резиновыми перчатками, а помещение надо хорошо проветривать.

31.3. Постройка свайных и рамных опор

Для свайных и рамных опор требуется заготавливать сваи, насадки, направляющие каркасы, рамы и другие элементы. Деревянные сваи для мостов постоянного типа до забивки в грунт антисептируют устойчивыми антисептиками. Элементы каркасов готовят в мастерской строительства. Собирают каркасы на плазу возле воды или на причалах, в местах, удобных для последующего спуска готового каркаса по стапелю на воду или подъема его плавучим краном. Монтируя каркас, очень важно обеспечить совпадение его ячеек в разных плоскостях с направлением забивки свай. С этой целью после сборки нижней плоскости собирают на ней следующую плоскость, укладывая между ними прокладки. При этом способе для сборки каркаса достаточно приподнять верхние плоскости на проектное расстояние между ними; в таком положении закрепить стойки и поставить диагонали для обеспечения жесткости собранной конструкции. В нижней части каркаса часто предусматривают устройство ящиков (карманов) для камня, необходимого для погружения каркаса на дно реки.

Сваи погружают в грунт сваебойными снарядами с помощью копров или стреловых самоходных кранов. Наиболее удобны для погружения свай дизельные молоты с массой ударной части 400—600 кг. Для пакетных свай большой длины приходится применять дизельные молоты большого веса.

Площадку на берегу для размещения копра предварительно планируют, а при большом уклоне берега или забивке свай на мелкой воде устраивают рабочие подмости. В мостах с небольшими пролетами подмости обычно располагают по продольной оси моста с тем, чтобы перемещающийся по ним копер или самоходный кран смог забивать все сваи последовательно в каждой из опор. Эти же подмости можно использовать для сборки опор и пролетных строений. Ширину подмостей для забивки свай с помощью копров принимают несколько больше расстояния между крайними сваями опор, но не менее 6 м. При наличии стреловых кранов с их помощью собирать подмости удобнее.

Забивку свай начинают после подготовки рабочей площадки и разбивки положения осей рядов и отдельных свай.

Зимой сваи в реке часто забивают со льда. Толщина льда должна быть достаточной для пропуска копра или крана и составлять не менее 30 см. Под копер или кран необходимо укладывать деревянный настил из пластин и толстых досок для распределения нагрузок на большую площадь льда. В теплое время при глубине воды свыше 1,5—2 м сваи забивают с помощью копров или кранов, установленных на плавучие средства. При глубине воды более 3 м для правильного погружения свай целесообразно применять деревянные направляющие каркасы. Каркасы, изготовленные на берегу, спускают по наклонной плоскости в воду и буксируют на плаву к месту установки. Затем в карманы-ящики каркаса, временно прикрепленного к якорям, загружают балласт (обычно камень), пока каркас не опустится на дно в проектное положение. При неровном и наклонном дне реки каркас подвешивают к четырем вспомогательным сваям, забитым через ячейки каркаса. После забивки основных свай каркас крепят к лям, а затем вокруг на дно отсыпают камень.

После забивки и выправления сваи срезают в проектном уровне. При высоком уровне срезки вокруг опоры устраивают рабочие подмости из досок, прибывших к сваям. Уровень срезки свай для всего ряда намечают шнуром или тонкой проволокой, которые натягивают между крайними сваями ряда по отметкам, заданным нивелиром.

Рамы опор заготавливают в горизонтальном положении на плаву или стеллажах. Рекомендуется готовить их из брусьев или окантованных бревен, что позволяет избежать устройства врубок в узлах соединения диагональных схваток.

К обрезанным точно по проектным размерам стойкам закрепляют на металлических штырях и хомутах нижние и верхние насадки и накладывают диагональные схватки. Готовые рамы складывают в горизонтальном или вертикальном положении и по мере надобно-

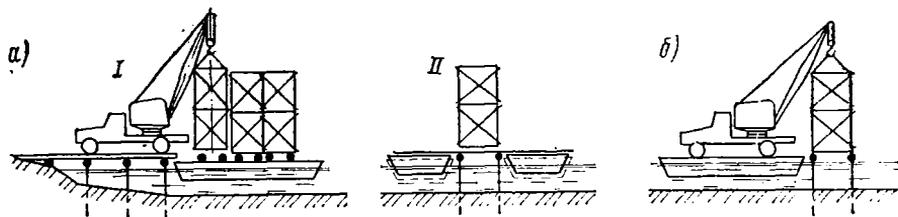


Рис. 31.6. Схема монтажа деревянных опор из пространственных блоков:
 а — погрузка I на плавсредства и установка II блоков в проектное положение с плавсредств; б — установка блоков краном

сти подают к месту сборки опор. Также можно заранее готовить пространственные блоки опор на настиле, уложенном на хорошо выровненной горизонтальной площадке. В этом случае отдельные рамы соединяют между собой болтами с жесткими прокладками из обрезков брусьев или окантованных бревен, а также горизонтальными диагональными схватками из пластин или брусьев. Собранный блок во время подъема краном должен сохранять неизменяемость формы и размеров.

Установку в проектное положение блоков (рис. 31.6) обеспечивают, перевозя их на плавучих опорах или же с помощью самоходных стреловых кранов, расположенных на плавучих средствах.

31.4. Постройка пролетных строений

Деревянные пролетные строения различного вида и размера можно изготавливать на базах, полигонах и непосредственно на стройках. Находят применение клееные пакетные и дощатые конструкции, а также клефанерные с пролетами до 18—21 м. Наряду с такими конструкциями на построечных стройдворах для мостов с малыми пролетами (до 9—12 м) изготавливают составные пакетные прогоны на колодках или пластинчатых нагелях. Для составных прогонов подбирают и обрабатывают бревна или брусья и сплачивают их между собой, образуя прогоны. Окантовывают бревна и распиливают брусья на лесораме. Сверление отверстий, обрезку (поперек) и пригонку при небольших объемах работ выполняют с помощью электрифицированного инструмента, а при массовом производстве — на станках, располагаемых на технологической поточной линии.

Для изготовления и перемещения тяжелых пакетных и составных прогонов в пределах открытого полигона применяют автомобильные стреловые или козловые краны грузоподъемностью 3—5 т, а при работе в зданиях — кран-балки и мостовые краны.

Составные балки и прогоны на колодках изготавливают в вертикальном положении на стеллажах (рис. 31.7). Прогонам придают строительный подъем $1/150$ — $1/200$ пролета. Для этого нижний брус прогона закрепляют по концам хомутами и выгибают клиньями, расположенными в четвертях или в середине про-

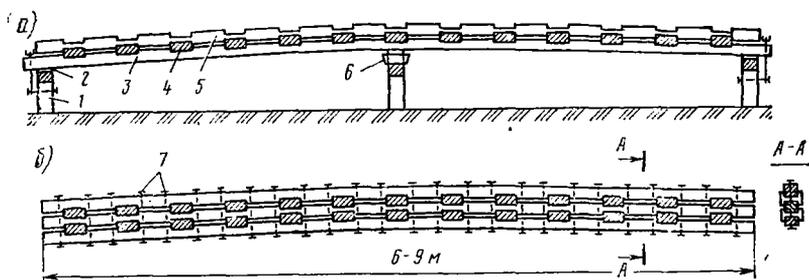


Рис. 31.7 Расположение составного прогона на стеллажах:
 а — изготовление на станке; б — готовый прогон; 1 — стеллаж; 2 — прокладки; 3 — нижний брус; 4 — колодка; 5 — средний брус; 6 — клин; 7 — стяжные болты

лета. Затем укладывают второй брус и закрепляют его струбцинами или болтами к тележкам. Размечают (от середины к концам балки) положение колодок, выбирают для них гнезда и врезают колодки в двух- и трехъярусных прогонах между брусьями. После установки всех колодок просверливают отверстия и ставят болты.

Прогонь на пластинчатых нагелях удобно изготавливать на специальных станках. Гнезда для нагелей выбирают от середины в оба конца прогонов; последнее гнездо должно отстоять от конца балки не ближе чем на 100 мм. Готовые прогоны устанавливают на насадки опор автомобильными кранами по методу «сбоку» при расположении монтажного крана на грунте или на плашкоуте или же «вперед себя», начиная работы со стороны насыпи подхода и перемещая кран по собранной конструкции.

Деревянные пролетные строения с фермами Гау — Журавского, применяемые в отдельных случаях для строительства мостов в лесных районах, изготавливают на полигонах или стройдворах (при леспромхозах) в виде отдельных плоских ферм или пространственных блоков с последующей доставкой к месту постройки моста. При значительной длине и большой массе ферм, когда перевозка их в готовом виде вызывает затруднения, фермы готовят централизованно, а затем в разобранном виде (по элементам) отправляют на строительство для последующей сборки. В отдельных случаях все работы по изготовлению конструкций пролетных строений и их монтажу сосредоточивают на строительной площадке вблизи моста. Такой метод в наименьшей степени отвечает индустриализации строительства, но в районах, отдаленных от путей сообщения, и при наличии квалифицированной рабочей силы может оказаться экономически оправданным.

Фермы изготавливают из полесушеного леса с влажностью не более 23%, пропитанного антисептиками, после первичной его обработки и заготовки по размерам.

Элементы ферм — пояса и раскосы, а также подушки, подгаечники и другие детали заготавливают поточным методом в отдельном цехе полигона или завода. Необходимая точность изготовления элементов и деталей ферм достигается с помощью шаблонов из фа-

перы, сухих строганых досок толщиной до 25 мм или из тонкого металла. Металлические детали и поковки (тяжи, накладки, болты, скобы) заготавливают в механических мастерских предприятия или стройки.

Для удобства разметки и тщательности пригонки подготовленных элементов ферм в закрытом помещении или под навесом устраивают разметочно-сборочный гладкий и прочный плаз из досок толщиной 50—60 мм. На плазу размечают фермы в натуральную величину с учетом их строительного подъема. По разметке изготавливают шаблоны, а по ним все элементы и детали ферм.

Сборку ферм начинают с поясов, укладывая на плазу их элементы в нитку, тщательно приторцовывая и пригоняя в местах стыков. По собранному поясам делают разбивку накладок, шпонок, болтов, подушек, а также выборку гнезд и врубок. Далее прирезают опорные стойки и раскосы решетки. В первую очередь, ставят два восходящих раскоса посередине пролета, а затем опорные стойки и остальные раскосы. Они должны быть тщательно приторцованы по плоскостям их опирания на узловые подушки. При сборке фермы все врубки, вырезки и гнезда должны быть хорошо смазаны антисептиками.

Отверстия в древесине для установки болтов, тяжей и нагелей сверлят на 1 мм менее диаметра нагеля, тяжа или болта. Перед установкой болты и нагели должны быть смазаны олифой или антисептической пастой. Шайбы для болтов и подкладки для тяжей должны соответствовать по толщине и площади диаметру тяжа. Нельзя устанавливать на один болт более одной шайбы. Длина нарезки на болтах и тяжах должна быть достаточной для сборки конструкции и последующей их подтяжки.

Металлические стыковые накладки и тяжи устанавливают после приторцовки всех раскосов к узловым подушкам. Тяжи натягивают в несколько приемов в направлении от конца фермы к середине. Степень натяжения проверяют деформометрами или по тону звука.

Для монтажа ферм на подмостях применяют легкие порталные или стреловые краны. С учетом вида монтажного оборудования устраивают и подмости. Основанием подмостей могут быть лежни и сваи. Лежни применяют на сухом месте при прочных грунтах, а сваи — при слабых грунтах и для сборки пролетных строений в речной части. Для сборки решетчатых пролетных строений подмости устраивают обычно в два яруса (рис. 31.8). Нижний ярус, располагаемый под нижними поясами ферм, служит основной несущей конструкцией. На него передается вся нагрузка от собранного пролетного строения, верхнего яруса подмостей для поддержания элементов верхних поясов и раскосов в процессе сборки ферм. Ширину подмостей назначают в соответствии с шириной пролетного строения и габаритами кранового оборудования. При сборке конструкций порталным краном требуется дополнительное уширение подмостей для подкрановых путей.

Подмости верхнего яруса, воспринимающие значительно меньшую нагрузку, имеют простую стоечную конструкцию, а для невы-

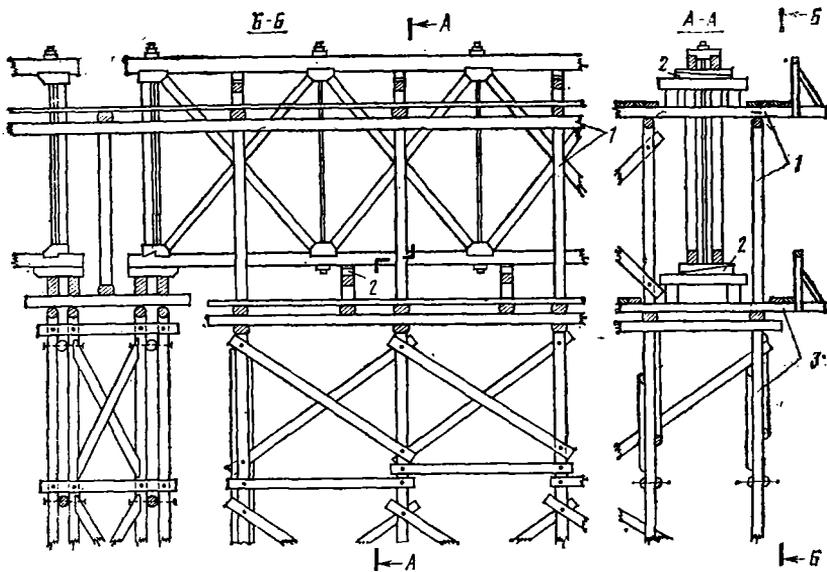


Рис. 31.8. Подмости для сборки ферм Гау — Журавского:
1 — верхние подмости; 2 — клинья; 3 — нижние подмости

соких ферм с ездой поверху могут представлять собой переносные козлы с настилом. Верхний ярус устраивают после сборки нижней части конструкции пролетного строения — нижних поясов, связей и проезжей части.

В уровне каждого яруса устраивают настилы для рабочих, а для размещения сборочных клеток настилы подмостей устраивают на 50—60 см ниже поясов ферм.

На подмостях пролетные строения с решетчатыми фермами собирают в вертикальном положении на клетках с клиньями, установленными под нижними поясами вблизи узлов. Высота клеток переменная и соответствует кривой строительного подъема. Сборка начинается с раскладки брусев нижнего пояса и их стыкования. Отдельные нитки каждого пояса раскладывают на сборочных клетках по проектным осям с соблюдением строительного подъема, а затем связывают между собой болтами. Строительный подъем фермам можно обеспечить за счет стыкования нижних поясных брусев под углом или путем выгибания нижнего пояса.

В тех случаях, когда элементы решетчатых пролетных строений изготавливают централизованно, они поступают с полигона или завода в виде цельного пролетного строения или крупных блоков. Наиболее прост монтаж плоскими фермами, для которого требуются сравнительно распространенные транспортные и грузоподъемные средства. Однако при транспортировании и установке плоских деревянных ферм нужно иметь в виду, что жесткость ферм в направлении поперек их плоскости мала. Вследствие этого плоские фермы

нужно перевозить и устанавливать только в вертикальном положении, раскрепляя их против опрокидывания.

Пространственные блоки из двух или трех ферм, объединенных поперечными и продольными связями в жесткую конструкцию, лишены указанных недостатков, но для них требуются более мощные монтажные средства.

Выбор способа установки ферм и блоков зависит от местных условий, конструктивных особенностей пролетных строений, технических возможностей строительной организации, заданных сроков строительства и т. д. В каждом отдельном случае способ установки выбирают в результате сравнения вариантов.

Способы монтажа, применяемые для железобетонных и стальных пролетных строений различными кранами, а также способы перевозки по воде пригодны и для постройки деревянных мостов.

**Глава 32. СОСТАВ И ЭЛЕМЕНТЫ
СТРОИТЕЛЬНЫХ ПЛОЩАДОК**

**32.1. Состав строительных
площадок. Транспорт**

Проект строительной площадки — важная составная часть проекта производства работ, от качества выполнения которой зависит эффективность строительства в неменьшей степени, чем от принятой технологии возведения опор и пролетных строений. В состав строительной площадки входят: 1) здания административно-управленческого назначения; 2) производственные здания и сооружения; 3) энергетические установки, обеспечивающие потребности строительства в электроэнергии и тепле; 4) устройства водоснабжения, компрессорные; 5) подъездные пути; 6) пути внутрипостроенного транспорта.

К числу производственных сооружений относятся: склады материалов и конструкций, бетоносмесительные установки и полигоны сборных железобетонных конструкций, механические и ремонтные мастерские, деревообрабатывающие цехи и др.

Для подачи на стройплощадку оборудования, материалов и конструкций устраивают железнодорожные, автомобильно-дорожные и водные подъездные пути. Как правило, отдельные виды материалов и конструкций и, в первую очередь, элементы заводского изготовления от предприятий-поставщиков отправляются по железной дороге. Наиболее удобна прямая подача материалов и конструкций железнодорожным транспортом, что возможно при наличии соответствующих подъездных путей. Используют и смешанный транспорт, доставляя грузы по железной дороге до ближайшей станции, а оттуда — автомобильным транспортом на стройплощадку; при этом возникает необходимость в перевалке грузов.

Известная сложность проектирования железнодорожных подъездных путей связана с относительно большими радиусами кривых участков пути. Эти радиусы во избежание затруднений в перемещении подвижного состава принимают не менее 100—150 м. Уклоны путей (в промилле) не должны превышать в условиях: нормальных $i_{\max} = 20 - 700/R$, стесненных $i_{\max} = 40 - 700/R$ (где R — радиус кривой, м).

Примыкание подъездных путей к железнодорожной сети МПС возможно в пределах станций или разъездов. Для сокращения дли-

ны путей нужно обследовать возможность примыкания к существующим подъездным путям близлежащих предприятий.

Значительная часть строительных грузов доставляется автомобильным транспортом, что определяет необходимость устройства подъездных автомобильных дорог. Ввиду значительных допускаемых продольных уклонов объемы земляных работ и общая стоимость подъездных автомобильных дорог оказываются, как правило, меньшими, чем железных дорог. Радиусы закруглений на автомобильных дорогах устанавливаются с учетом условий пропуска специальных транспортных средств для перевозки длинномерных элементов конструкций.

Водный транспорт используют главным образом для подачи местных строительных материалов — преимущественно заполнителей бетона. Размеры основных сооружений водного транспорта — причалов устанавливаются в соответствии с размерами судов (барж).

Наиболее распространены автомобильный и водный внутрипостроечный виды транспорта. Внутрипостроечный железнодорожный транспорт широкой колеи применяют при наличии железнодорожных подъездных путей. В качестве средств локального транспорта распространены ленточные транспортеры. Иногда применяют канатный транспорт — канатные дороги и бремсберги.

32.2. Энерго- и водоснабжение

Основные источники электроэнергии — высоковольтные линии общего пользования. Для получения необходимого для строительных нужд напряжения стройплощадки оснащают понизительными трансформаторами. При отсутствии внешней электроэнергии или ее недостатке применяют передвижные дизельные электростанции.

Электроэнергия расходуется на питание: 1) силовых электродвигателей — приводов кранов, лебедок, компрессоров, насосов, станочного оборудования, электроинструмента и т. п.; 2) технологического оборудования — сварочных трансформаторов, устройств для электропрогрева, электротермического натяжения арматуры и др.; 3) осветительных установок. Требуемая мощность электроэнергии

$$P = m \sum k_i P_i / \cos \varphi_i,$$

где m — коэффициент, учитывающий потери в силовых цепях и равный 1,1;
 k_i — соответствующий коэффициент (меньше 1,0) спроса, зависящий от степени загрузки источников энергии во времени;

P_i — номинальная (по паспорту) мощность данного потребителя электроэнергии;

$\cos \varphi_i$ — соответствующий коэффициент мощности.

Значения k_i и $\cos \varphi_i$ содержатся в справочниках и паспортах на оборудование.

При проектировании теплоснабжения строительных площадок учитывают расход тепла на технологические нужды (тепловую обработку изготавливаемых элементов сборных железобетонных конструкций, обогрев тепляков, подогрев заполнителей для бетона и др.), а также на отопление административных зданий и бытовых

помещений. Потребность в тепле определяют на основании расчетов в зависимости от разности температуры наружного воздуха и температуры нагрева (см. п. 18.3). Зная расход тепла, находят расход пара, по которому подбирают тип и число паровых котлов для оснащения котельной. В условиях строительства обычно используют котлы, работающие как на твердом топливе (каменном угле или, реже, торфе), так и на жидком (мазуте).

Мощность источников водоснабжения определяют по расчетным расходам воды для производственных и хозяйственно-бытовых нужд (работа котельных, охлаждение сжатого воздуха, поступающего в камеры кессонов, полив бетона, работа душевых и др.), а также для обеспечения противопожарных мероприятий. По расчетному расходу воды определяют мощность насосных установок, емкость резервуаров водонапорных башен, схему и диаметры трубопроводов. При повышенном расходе воды на производственные нужды (например, для промывки заполнителей бетона) организуют обратное водоснабжение. Порядок водозабора для хозяйственно-бытовых нужд определяется действующими правилами Госсанинспекции.

Требуемое для нужд строительства количества сжатого воздуха определяют исходя из условий обеспечения нормальной работы технологического оборудования (паровоздушных молотов, установок для торкретирования, горнов и др.) и пневматического инструмента (перфораторов, пневматических вибраторов, гайковертов, сверлильных машинок и др.). Необходимая производительность компрессорных станций

$$Q = \kappa_1 \Sigma \kappa_2 Q_i,$$

где κ_1 — коэффициент, учитывающий потери в воздухопроводной сети и износ инструмента и равный 1,3—1,5;

κ_2 — коэффициент одновременности работы потребителей, равный 0,5—0,9 (меньше значения соответствуют 20—40, а большие двум-трем потребителям);

Q_i — номинальный (по паспорту) расход воздуха каждым отдельным потребителем.

Так как приводы строительных механизмов и инструмента работают при давлении сжатого воздуха 0,4—0,6 МПа, то для оснащения компрессорных станций применяют стационарные или передвижные компрессоры, вырабатывающие сжатый воздух давлением до 0,7—0,6 МПа. Наибольшее распространение получили компрессоры производительностью (по всасываемому воздуху) от 10 до 20 м³/мин. От компрессоров воздух поступает в воздухосборники (ресиверы), предназначенные для создания его запаса и выравнивания колебаний давления.

32.3. Бетонные узлы

Бетонный узел — один из наиболее ответственных элементов строительной площадки. В состав бетонного узла входят: склады цемента, склады заполнителей бетона и бетоносмесительные установки. Основным условием, учитываемым при проектировании бетонных

узлов, является полная механизация работ по разгрузке цемента и заполнителей, их складированию и подаче в расходные бункера бетоносмесительной установки.

Цемент разных сортов, марок и партий хранят в отдельных емкостях склада. Наилучшие условия создаются на складах силосного типа (рис. 32.1, а), оборудованных устройствами для пневматического транспорта. Склады эти применяют при перевозке цемента в специальных транспортных средствах — автоцементовозах или железнодорожных цементовозах с пневматической разгрузкой. Для разгрузки шланг цементовоза соединяют с загрузочным трубопроводом склада. Из склада цемент по пневможелобу подается в пневматический насос-питатель, а оттуда — в приемный бункер бетоносмесительной установки.

При отсутствии специальных транспортных средств цемент внутри склада перемещают с помощью механических устройств (рис. 32.1, б). При подаче автомобильным транспортом цемент из автомобилей-самосвалов ссыпают в приемный бункер склада. Отсюда цемент поднимают ковшовым транспортером-норией и ссыпают в приемный бункер горизонтального шнека, предназначенного для подачи цемента в силосу. По мере расходования цемент из силосов с помощью нижнего шнека подается ко второму ковшовому транспортеру, которым поднимается в расходный бункер бетоносмесительной установки.

Для склада с механическим транспортированием и подачей цемента железнодорожным транспортом возникает необходимость механизации работ по выгрузке цемента из железнодорожных вагонов и подачи его в приемный бункер склада. Для этой цели применяют пневмомеханические разгрузчики цемента (рис. 32.1, в). От заборного устройства разгрузчика, оборудованного самоходным шасси, цемент по шлангу перемещается в осадительную камеру. Необходимое для перемещения цемента пониженное давление воздуха создается вакуумным насосом. Из осадительной камеры цемент по шнеку поступает в приемный бункер склада,

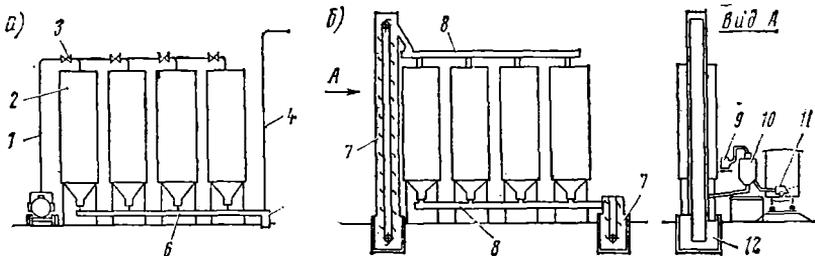


Рис. 32.1. Склады цемента:

1 — приемный цементопровод; 2 — силос; 3 — кран; 4 — цементопровод к бетоносмесительной установке; 5 — пневможелоб; 6 — пневматический насос-питатель; 7 — ковшевой транспортер; 8 — шнек (или ленточный транспортер) 9 — вакуумный насос пневмомеханического разгрузчика цемента; 10 — осадительная камера; 11 — заборное устройство; 12 — приемный бункер склада

Склады цемента могут быть комбинированной схемы, когда цемент разгружают с помощью пневмомеханических разгрузчиков или непосредственно из самосвалов в приемные бункера склада, а далее перемещают в силосы и бункера бетоносмесительной установки посредством пневмотранспорта.

Применявшиеся ранее склады амбарного и бункерного типов допускаются только при малых объемах работ.

Наиболее широкое применение на строительстве мостов получили склады заполнителей штабельного типа. Основные операции на складах — разгрузка и штабелирование заполнителей, а также их подача в приемные бункера транспортерных галерей — могут быть выполнены с помощью специализированного оборудования. Так, например, для разгрузки железнодорожного подвижного состава применяют разгрузчики скребкового или цепно-ковшевого типов, для штабелирования — ленточные транспортеры, для подачи из штабелей в бункера — ковшовые автопогрузчики.

Более широкое применение для обслуживания складов получило универсальное оборудование в виде кранов, оснащенных грейферами. Склады при этом могут быть кольцевой или линейной схемы.

Кольцевая схема склада (см. ниже на рис. 32.3) наиболее удобна при подаче заполнителей автомобильным или водным транспортом. Для обслуживания таких складов применяют стационарно установленные жесткоконовые деррик-краны со стрелами большой длины. Наиболее производительная работа крана на постоянном вылете, когда все операции (или их большая часть) выполняются

только одним поворотом стрелы (в плане). Поэтому штабеля заполнителей располагают на одной окружности с центром, совпадающим с осью мачты. На этой же окружности находятся расходные бункера бетоносмесительной установки, в которые заполнители можно подавать краном без устройства транспортерной галереи.

При подаче заполнителей автомобилями-самосвалами в зоне действия крана находится разгрузочная площадка, откуда заполнители перемещаются в штабель. В случае подачи водным транспортом в зоне действия крана должна находиться баржа с заполнителями.

Линейную схему (см. ниже на рис. 32.4) применяют при подаче заполнителей по желез-

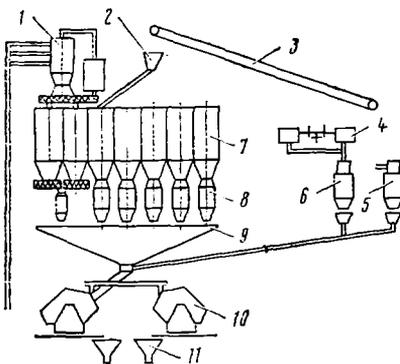


Рис. 32.2. Схема высотной бетоносмесительной установки:

1 — устройство пневматической подачи цемента; 2 — распределительный бункер с лотком для заполнителей; 3 — ленточный транспортер для подачи заполнителей со склада; 4 — бак для воды; 5 — дозатор для цемента и заполнителей; 6 — дозатор для жидких добавок; 7 — расходные бункера цемента и заполнителей; 8 — дозатор для цемента и заполнителей; 9 — загрузочный (смесительный) бункер; 10 — бетономешалка; 11 — раздаточный бункер для бетонной смеси

ной дороге, когда фронт разгрузки вытянут вдоль железнодорожных путей. Для обслуживания склада в данном случае наиболее удобны козловые или полноповоротные железнодорожные краны, с помощью которых материалы разгружают с подвижного состава, укладывают в штабель и подают в приемные бункера транспортерных галерей или непосредственно в расходные бункера бетоносмесительных установок. Емкость складов заполнителей и цемента определяют исходя из 30-суточного запаса, увеличенного на коэффициент 1,5, учитывающий неравномерность потребления.

Бетоносмесительные установки обычно проектируют по высотной схеме с одноступенчатым подъемом материалов. Наиболее удобны инвентарные установки (рис. 32.2), собираемые из блоков, размеры которых обеспечивают возможность их перевозки железнодорожным и автомобильным транспортом. Заполнители подаются в расходные бункера ленточным транспортером, а цемент — пневмотранспортом. Из расходных бункеров материалы попадают в весовые дозаторы, затем в загрузочный бункер, а отсюда в бетономешалку. Готовая бетонная смесь через раздаточный бункер поступает в транспортные средства — автомобили-самосвалы, опрокидывающиеся рельсовые вагонетки или контейнеры, устанавливаемые на автомобилях или вагонетках.

Глава 33. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ ПЛОЩАДОК

33.1. Основы разработки схем площадок

При проектировании схем строительных площадок учитывают большое число факторов, к основным из которых относятся: 1) местные условия перехода — гидрологические, геологические, метеорологические, рельеф местности, зоны затопления пойм паводковыми водами, наличие свободных территорий, интенсивность судоходства по реке и др.; 2) схема моста и материал пролетных строений — металл, железобетон; 3) способы возведения пролетных строений — методы монтажа сборных или бетонирования монолитных конструкций; 4) вид подъездных путей и их расположение относительно места мостового перехода; 5) наличие или отсутствие готовых подходов к мосту.

На нешироких реках со слабым судоходством строительную площадку располагают на одном из берегов, со стороны подачи строительных материалов и конструкций, т. е. со стороны подъездных путей. При интенсивном судоходстве, когда подача грузов с одного берега затруднена, строительную площадку располагают на обоих берегах, причем одна из площадок, обычно со стороны подъездных путей, служит главной. На главной площадке располагают полигон сборных железобетонных конструкций, основной бетонный

узел, основные склады материалов и конструкций, а также вспомогательные производства.

В мостоотрядах и мостопоездах, являющихся территориальными строительными организациями, распространено разделение стройплощадок на центральную (промышленную базу) и приобъектные. Цель создания базы — обеспечить строительные объекты сборными железобетонными конструкциями, не входящими в номенклатуру заводской поставки, снабжение товарным бетоном, централизованный ремонт мостостроительного оборудования, хранение оборудования и инвентарных конструкций. Соответственно, в состав базы входит полигон сборных железобетонных конструкций, бетонный узел, ремонтно-механические мастерские, склады и пр. Наличие постоянно действующих баз сокращает номенклатуру производственных сооружений и зданий, возводимых на приобъектных площадках, а это, в свою очередь, приводит к уменьшению трудоемкости и стоимости строительно-монтажных работ, а также к сокращению сроков строительства. При строительстве мостов в условиях плотной городской застройки наличие базы сокращает потребность в свободных территориях для устройства приобъектных площадок.

33.2. Компонировка строительных площадок

Компоновочные схемы строительных площадок отражают технологию работ по разгрузке, складированию и переработке материалов и конструкций, изготовлению сборных элементов и подаче конструкций и элементов к месту монтажа. На схемах показывают подъездные и внутриплощадочные пути, а также подъемно-транспортное оборудование, используемое для погрузочно-разгрузочных работ.

Влияние на выбор схемы строительной площадки основных факторов (см. п. 33.1) рассмотрим на конкретных примерах.

Пример 1. Стройплощадка предназначена для строительства моста с русловыми сквозными металлическими пролетными строениями, собираемыми навесным методом, и пойменными пролетными строениями из сборных железобетонных балок, устанавливаемых на опоры на правом берегу гусеничным краном снизу, а на левом — козловым. Материалы и конструкции подаются на стройплощадку автомобильным транспортом. Подходы отсутствуют.

Стройплощадка (рис. 32.3) имеет три основные производственные зоны — склад железобетонных балок, склад металла и бетонный узел.

Склад балок обслуживается козловым краном, с помощью которого балки разгружают, складывают и вновь грузят на транспортные средства для подачи к месту установки. На левый берег, в зону действия этого крана, балки подаются по русловым металлическим пролетным строениям после их сборки. Балки поочередно подаются на трейлере в такое положение, чтобы операции их установки на опоры или подъема в уровень проезжей части могли быть выполнены только одним поворотом крана, работающего на аутригерах.

Для обслуживания склада металла используется также пневмоколесный кран, грузоподъемность которого подобрана из условия его работы без аутригеров, что более целесообразно ввиду необходимости частых перемещений. Из-за стесненных условий принята технологическая схема склада с перемещением элементов от мест складирования на площадку очистки, а оттуда — на площадку укрупнительной сборки (см. п. 26.2). Вблизи склада металла расположена компрессорная станция, оснащенная двумя воздухоотборниками. Магистральные воздухопроводы от компрессорной станции направлены вдоль склада

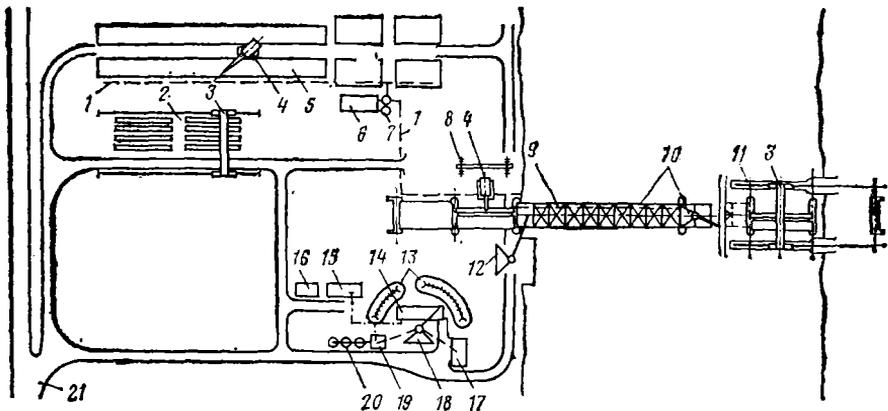


Рис. 32.3. План строительной площадки (к примеру 1):

1 — воздухопровод; 2 — склад железобетонных балок; 3 — козловой кран; 4 — пневмокопесный кран; 5 — склад металла; 6 — компрессорная; 7 — воздухохоборники; 8 — трейлер с балкой; 9 — паропровод; 10 — монтажный кран; 11 — подкрановая эстакада; 12 — кран-перегрузатель; 13 — штабеля заполнителей; 14 — камеры пропаривания; 15 — котельная; 16 — склад угля; 17 — площадка для разгрузки заполнителей; 18 — рейферный кран; 19 — бетоносмесительная установка; 20 — склад цемента; 21 — магистральная автомобильная дорога

металла и вдоль монтируемого пролетного строения. Для присоединения к магистрали пескоструйных аппаратов и пневматического инструмента предусмотрены резиноканевые шланги.

Элементы со склада металла подают на автомобилях с прицепами к жестконому деррик-крану, используемому в качестве крана-перегрузателя. После подъема в уровень проезжей части элементы-балки устанавливают на транспортные тележки и подают в зону действия монтажного крана.

Доставляемые автомобилями-самосвалами заполнители для бетона укладывают в штабеля на складе кольцевого типа. Склад обслуживается жестконым деррик-краном с рейферным оборудованием. Этим же краном заполнители подают в приемные бункера бетоносмесительной установки.

Изготовление плит сборной железобетонной конструкции проезжей части русловых пролетных строений предусмотрено на полигоне строительства. Поскольку объем сборного железобетона сравнительно невелик, для обслуживания полигона используется тот же деррик-кран, имеющий для этой цели, помимо рейферного, также и грузозахватное оборудование. Плиты бетонируют в камере пропаривания ямного типа со съёмным перекрытием.

Цемент, доставляемый автомобилями-цементовозами, хранится в силосных складах. Разгрузка цемента и подача его в приемные бункера бетоносмесительной установки обеспечивается пневмотранспортом. Пар для обработки бетона в камере пропаривания и для подогрева заполнителей в приемных бункерах поступает по магистральным трубопроводам от котельной. Изготовленные плиты проезжей части подают от камер пропаривания в зону действия крана-перегрузателя автотранспортом или с помощью деррик-крана, обслуживающего склады заполнителей. Затем краном-перегрузателем плиты поднимают в уровень проезжей части и отправляют к месту укладки.

Подобным же образом подают в контейнерах (бадьях) бетонную смесь для бетонирования опор. С помощью крана-перегрузателя контейнеры устанавливают на плавсредства для доставки к месту бетонирования. В зимнее время бетонную смесь перевозят автосамосвалами по льду.

Отдельные производственные зоны соединяются с ответвлениями от магистральной автодороги и между собой системой внутривозрадных автодорог.

Пример 2. Стройплощадка организована на строительстве моста с русловыми железобетонными пролетными строениями из сборных железобетонных

балок-блоков, устанавливаемыми на опоры с помощью шлюзового крана. Материалы и конструкции подают на стройплощадку по железной дороге. Подходы отсыпаны.

На строительной площадке (рис. 32.4) можно выделить три основные производственные зоны: 1) склад железобетонных балок; 2) полигон для изготовления блоков сборных железобетонных конструкций вместе со складом блоков; 3) бетонный узел.

Склад балок обслуживается козловым краном, с помощью которого балки разгружают с железнодорожного подвижного состава, складывают и по мере монтажа грузят на транспортные вагонетки для подачи к шлюзовому крану. Рельсовый путь для вагонеток уложен по насыпи подхода и собранным пролетным строениям. Во избежание устройства высоких насыпей или эстакад под пути козлового крана склад балок расположен в том месте, где высота насыпи подхода становится небольшой.

Полигон для изготовления блоков сборных конструкций включает технологическую линию изготовления и склад готовых блоков. На технологической линии расположена площадка для арматурных работ, камеры пропаривания ямного типа для бетонирования и тепловой обработки изделий небольших размеров и массы (блоков облицовки опор и т. п.), а также плаза для бетонирования блоков-балок русловых пролетных строений. Технологическая линия обслуживается двумя козловыми кранами. Один из них имеет небольшой пролет (около 11 м) и грузоподъемность 5 т, достаточную для подачи арматурных каркасов, монтажа опалубки и перемещения контейнеров с бетонной смесью. Двухкозольная конструкция ригеля этого крана создает удобства для разгрузки прибывающего по железной дороге арматурного металла и при приеме контейнеров с бетонной смесью, выгружаемой из бетоносмесительной установки. Второй кран, имеющий грузоподъемность около 50 т и пролет около 30 м, занимает по отношению к первому объемлющее положение. Этот кран используется для: 1) извлечения готовых блоков из камеры пропаривания; 2) снятия уже готовых блоков с плазы; 3) обслуживания склада конструкций; — перемещения блоков-балок русловых пролетных строений к месту их погрузки на плавучие средства, предназначенные для подачи к монтажному крану.

В соответствии с такой технологией по длине камеры пропаривания и плазы путь большого и малого порталных кранов совмещаются.

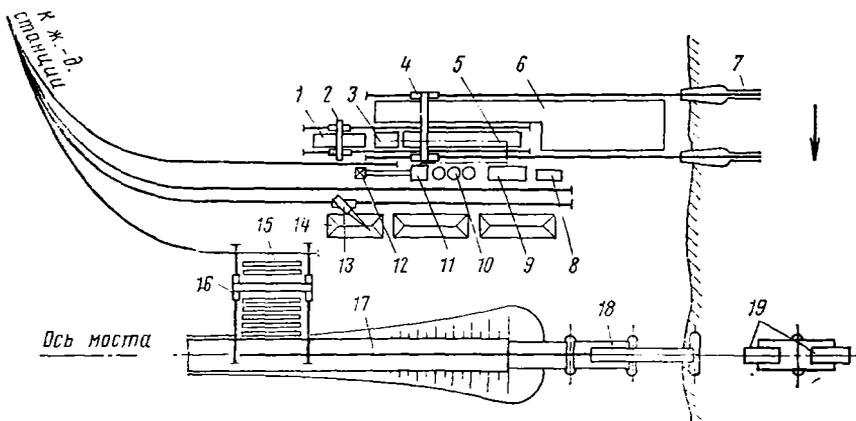


Рис. 32.4. План строительной площадки (к примеру 2):

1 — площадка для арматурных работ; 2 — легкий козловой кран; 3 — камера пропаривания; 4 — тяжелый козловой кран; 5 — стенд; 6 — склад железобетонных блоков; 7 — подкрановая эстакада; 8 — склад угля; 9 — котельная; 10 — склад цемента; 11 — бетоносмесительная установка; 12 — призмный бункер наклонного транспортера; 13 — железнодорожный кран с грейфером; 14 — штабелы заполнителей для бетона; 15 — склад железобетонных балок; 16 — тяжелый козловой кран; 17 — путь подачи балок на стройплощадку; 18 — шлюзовой кран; 19 — краны для навесного монтажа

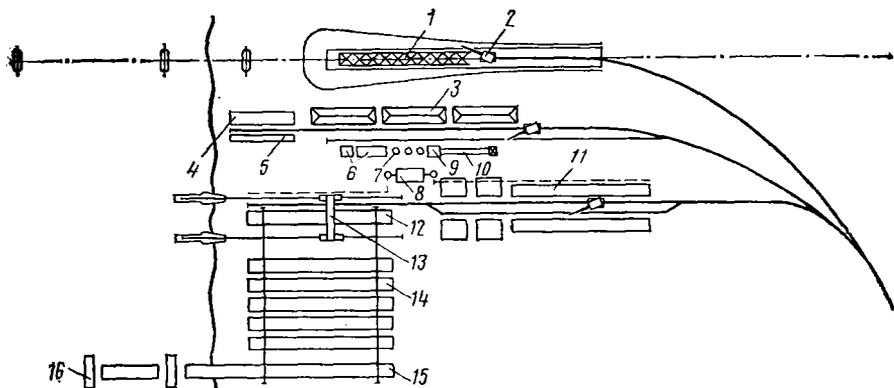


Рис. 32.5. План строительной площадки (к примеру 3):

1 — монтируемое сплошностенчатое пролетное строение; 2 — железнодорожный кран; 3 — штабеля песка и щебня; 4 — склад железобетонных элементов; 5 — ямная камера пропаривания; 6 — котельная и склад топлива; 7 — силосный склад цемента; 8 — компрессорная; 9 — бетоносмесительная установка; 10 — наклонный транспортер; 11 — склад металла; 12 — подмости для сборки решетчатых пролетных строений; 13 — козловой кран; 14 — склад пролетных строений; 15 — пирс для продольной перекатки; 16 — плавучие опоры

Склады заполнителей для бетона предусмотрены в виде штабелей, расположенных вдоль железнодорожных путей. Один из путей используется для перемещения подвижного состава с песком и щебнем; по этому же пути подается цемент к складу цемента и уголь к складу угля. На втором пути работает железнодорожный грейферный кран по разгрузке заполнителей, их укладке в штабеля и подаче из штабелей в приемный бункер транспортной галереи бетоносмесительной установки. Рядом с бетоносмесительной установкой расположен склад цемента силосного типа. Пар к бетоносмесительной установке, плазу и камерам пропаривания подается по магистральному паропроводу от котельной.

Пример 3. Стройплощадка находится на строительстве моста с русловыми сквозными металлическими пролетными строениями, собираемыми на берегу и устанавливаемыми в пролет на плавучих опорах, и пойменными металлическими сплошностенчатыми пролетными строениями, собираемыми на насыпи и устанавливаемыми в пролет продольной передвижкой. Материалы и конструкции подают на стройплощадку по железной дороге. Подходы отсыпаны. Стройплощадка (рис. 32.5) имеет четыре основные производственные зоны: 1) склад металла; 2) площадку сборки и склад собранных решетчатых пролетных строений; 3) площадки сборки пролетных строений со сплошной стенкой; 4) бетонный узел и полигон для изготовления сборных железобетонных конструкций.

Решетчатые пролетные строения собирают на подмостях козловым краном. Собранные пролетные строения поперечной перекаткой на тележках подаются на склад, а оттуда — на пирс для продольной перекатки к месту погрузки на плавучие опоры. Плавучие опоры заводят под пролетное строение, используя для этого имеющийся в пирсе проем.

Сплошностенчатые пролетные строения собирают стреловыми полноповоротными железнодорожными кранами на насыпях подходов. Монтируемые конструкции поддерживаются клетками сплошных подмостей и тележками для продольной перекатки. Элементы со склада металла подают к одному из подходов по внутриплощадочным железнодорожным путям, а к другому — на плавсредствах, причем для нагрузки на плавсредства используют козловый кран, предназначенный для сборки решетчатых пролетных строений.

Для обслуживания склада металла применен стреловой полиповоротный железнодорожный кран. Схема компоновки склада та же, что и в примере 1.

Компрессорная станция расположена между основными потребителями сжатого воздуха — складом металла и площадкой сборки решетчатых пролетных строений. Магистральные трубопроводы от компрессорной направляются к этим двум зонам, а также к площадке сборки сплошностенчатых пролетных строений. Такая же площадка на другом берегу обслуживается передвижным компрессором. Для разгрузки песка и щебня из железнодорожных вагонов, а также для укладки этих материалов в штабель и их подачи в приемный бункер транспортной галереи применен стреловой железнодорожный кран, оборудованный грейфером. Штабели заполнителей расположены вдоль железнодорожной установки. Склад цемента силосного типа находится рядом с бетономесительной установкой.

Ввиду относительно небольшого объема сборных железобетонных конструкций, они изготавливаются в камере пропаривания ямного типа, устроенной между железнодорожными путями; готовые конструкции размещаются на складах по обе стороны от путей.

Пример 4. Стройплощадка обслуживает строительство моста с русловыми железобетонными пролетными строениями, бетонируемыми на берегу и доставляемыми в пролет на плавучих опорах и пойменными железобетонными пролетными строениями из балок, устанавливаемых на опоры гусеничным краном.

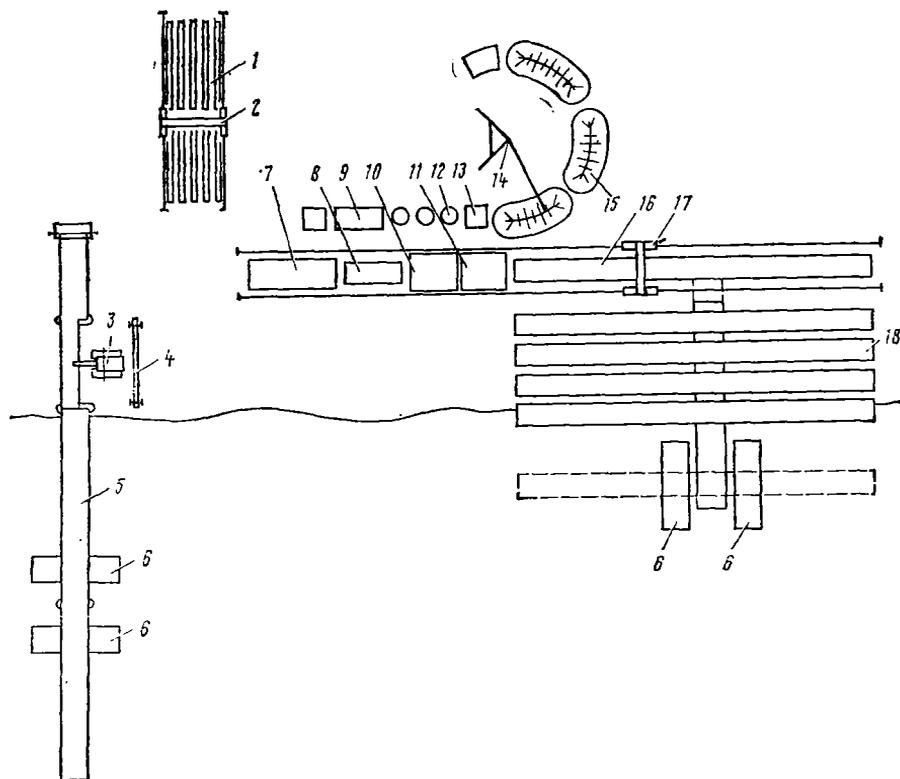


Рис. 32.6. План строительной площадки (к примеру 4):

1 — склад железобетонных балок; 2 — тяжелый козловой кран; 3 — гусеничный кран; 4 — трейлер с балкой; 5 — двухконсольный блок пролетного строения; 6 — плавучие опоры; 7 — склад мелких железобетонных элементов; 8 — камера пропаривания; 9 — котельная и склад топлива; 10 — площадка арматурных работ; 11 — склад опалубки; 12 — силосный склад цемента; 13 — бетономесительная установка; 14 — грейферный деррик-кран; 15 — кольцевой склад заполнителей для бетона; 16 — подмости для бетонирования двухконсольных блоков; 17 — легкий козловой кран; 18 — склад блоков

пом. Материалы и конструкции подают на строительство автомобильным транспортом. Подходы отсутствуют.

Строительная площадка (рис. 32.6) включает три производственные зоны: 1) полигон для изготовления сборных железобетонных элементов; 2) склад балок; 3) бетонный узел.

Полигон предназначен для изготовления крупногабаритных блоков (двух-консольных «птичек») русловых пролетных строений, перевозимых на плавучих опорах, и мелких элементов различного назначения, в частности, блоков сборно-монолитных опор. Для обслуживания полигона применен козловый кран. В зоне действия крана, между подкрановыми путями находится площадка для арматурных работ, склад опалубки, подмости для бетонирования крупногабаритных блоков, камера пропаривания ямного типа для изготовления мелких элементов и склад этих элементов. Забетонированные крупногабаритные блоки поперечной перекаткой по пирсу перемещают на склад, а затем, по мере перевозки на плавучих опорах, — на ось погрузки. Склад балок обслуживается козловым краном, с помощью которого балки разгружают с транспортных средств и укладывают в места хранения, а затем подают на трейлеры для перевозки к месту монтажа.

Бетонный узел включает штабели заполнителей для бетона, расположенные по кольцевой схеме, склад цемента силосного типа и бетономесительную установку. Для обслуживания склада применен жестконогий деррик-кран.

33.3. Вопросы охраны окружающей среды

В условиях современного строительства охране окружающей среды придается первостепенное значение, для чего разрабатываются и реализуются комплексы соответствующих мероприятий.

Мероприятия по предотвращению загрязнения воздушного бассейна включают применение газо- и пылеулавливающих установок, в особенности, при погрузо-разгрузочных операциях с цементом, а также при работе котельных, вырабатывающих технологический пар и тепло для производственных и бытовых нужд. Важен периодический контроль состояния двигателей внутреннего сгорания строительных машин и транспортных средств с обеспечением содержания токсичных примесей в выхлопных газах не выше установленных норм.

На стройплощадках создаются системы очистки сточных вод, а также системы оборотного водоснабжения, в особенности, для обеспечения производственных процессов с высоким уровнем водопотребления, например, установок для промывки заполнителей для бетона и др. Шумовое загрязнение среды, в особенности, в условиях городской застройки, предотвращается путем применения соответствующих методов строительства (например, замены забивных свай на буровые, шпунтовых ограждений на ограждения типа «стена в грунте»), а также мероприятий по снижению шумности строительного-монтажного инструмента.

Создание строительных площадок, в особенности, в условиях линейного строительства искусственных сооружений, нередко наносит вред природным ландшафтам, а при временном занятии сельскохозяйственных угодий — также и пахотным землям, пастбищам и др. Поэтому, весьма важны мероприятия по рекультивации территорий стройплощадок: засыпка траншей и котлованов, планировка территорий, обратный завоз растительного грунта, посадка зеленых насаждений.

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

В указателе даны страницы учебника, на которых можно найти справку по теме рубрики или подрубрики. Заголовки рубрик и подрубрик, т. е. слова, взятые непосредственно из текста или образованные на основе его содержания, расположены в алфавитном порядке. Не применены в качестве ведущих слов рубрик термины, подробно отраженные в оглавлении.

А

Аванбек 276—278, 279, 421
Автомат сварочный тракторный 345, 347—348, 378, 384
Агрегаты монтажные крановые 265—270, 293—295, 301 — *см. также* Краны мостостроительные
Анкеры арматурные 147, 151—155, 160—161
Антисептирование 473—474
Арматура железобетонных конструкций:
 гнутые 148
 горячекатаная стержневая 143—145
 контроль — *см.* Контроль качества арматуры
 натяжение 158—159 — *см. также* Электротермическое натяжение пролетных строений 193—194
 резка, правка 147
 сварка 149
 хранение 146

Б

Балка жесткости, монтаж 411—413
Балласт плавсредств, балластировка 427—428
— расчет
Бетонирование монолитных конструкций:
 подводные 85—86, 116—117 (рис. 9.3)
 пролетных строений 194—195
 — навесное 197—201
Бетонная смесь, транспортирование 134—135, 177
— укладка, уплотнение 134—137, 177—179
Бетонукладчик 135—136 (рис. 11.1)
Бетон, требования к нему 131—133
Болты высокопрочные, натяжение

382—385

Бордюр, бордюрный камень 272—273
Буксиры плавсредств 430
— — расчет 456
Бурение скважин 116—119
Бутобетонная кладка 176, 180
Бухты арматурные 145

В

Вантовый мост, монтаж 406—411
Ванты 407, 408
Вибраторы 135, 136 (рис. 11.2, 11.3), 137
Вибромолоты 79
Вибропогружатели 93, 98,—99, 105—106, 110, 112
Виброподдон 137
Висячий мост, монтаж 407—414, 415
Водоцементное отношение 133
Гспомогательные опоры — *см.* Опоры вспомогательные
Вышки геодезические 69

Г

Габариты ограничения 36—39
— подмостовые 38—39
Гайковерт 383
Гидропресс 155
Графики строительства 21, 32—34
Грейферы 82, 112, 113, 120, 122, 124

Д

Дефекты металлоконструкций — *см.* Сварка, дефекты
Деформация конструкций 42—43, 292, 356—358
Динамометрические ключи — *см.* Ключи динамометрические
Диспетчеризация 28
Дозаторы 142
Домкраты для натяжения арматуры 155—158

— — подъема пролетных строений 430—431, 433
Допускаемые отклонения в металлоконструкциях 354, 368—372, 425—428

З

Заводы мостовых конструкций (МЖБК, МСК) 361—363
Закладное крепление 75
Заклепки, клепка металлоконструкций 361—363
Заполнители бетонной смеси 133—134

И

Инвентарные конструкции мостовые 53—56
Индустриализация мостостроения 10—14, 18
Инъецирование каналов 284—287
— швов 403

К

Кабели и канаты, монтаж 407—410
Камеры пропарочные 139—140
Каналы для напрягаемой арматуры 232
Каркас арматурный 150
— направляющий для свай (оболочек) 62, 72, 92, 95 (рис. 7.5) — 96, 101, 107—108, 112, 119, 477, 478
Кассеты 222
Киповая планка 429
Кладка опор 185, 186—187
Клеевые соединения 475
Клееные и клефанерные конструкции 471, 476, 477
Клей для швов (стыков) 254—256
Клепка металлоконструкций — см. Заклепки, клепка металлоконструкций
Ключи динамометрические 382—383 (рис. 26.11)
Кондуктор для отверстий 365, 366—367
— сборочный 342—360
Контроль качества:
арматуры 145—146
бетона 140, 143
бетонной смеси 142, 225
каркаса арматурного для свай 105
клепки 363
конструкций 72—73, 251, 293
мостостроительных работ 21—22
опор 182, 258
сборки (монтажа) конструкций 367, 377, 382, 397, 401

сварки 352—353
опускного колодца 125
усилия в болтах 384

Копры 93

Коррозия металла — см. Сталь, коррозия

Коэффициент теплопроводности стали 244, 245 (табл. 18.2)

Краны мостостроительные:

забивка свай, оболочек 108
монтаж висячего моста 413—414
— опор 259—260, 479 (рис. 31.6), 481

— пролетных строений железобетонных 261—265, 273—274, 288, 289 (рис. 22.1), 291 (рис. 22.3), 293—296, 299, 300

— — — стальных 390, 393—396

— фундаментов 84, 85 (рис. 6.10)
перегрузатели 377

расчет 313—317

Крепления:

закладные — см. Закладные крепления

расчет 125—127

стенки скважин 119

Кружала пролетных строений 187—191

— расчет 204—212

Л

Лесоматериал 472—474

М

Марка монтажная, оправочная 374, 375 (рис. 26.1)

Материально-техническое снабжение 30—31

Матрицы 166, 174—175

Металл — см. Сталь

Металлическая инвентарная опалубка 172—174, 184—185

Методы строительства 19—20

Модуль конструкции 12

Модульные размеры 13

Молоты для забивки свай 92, 94—95

Монтаж конструкций:

ортотропных плит — см. Сборка блоков ортотропных плит

пилона — см. Пилон, монтаж

труб — см. Сборка труб

Муфта каната 409

Н

Нагрузки строительные 43—46

Надвижка, передвижка пролетных строений 303, 307, 415—424

— — расчет 442—448

Накаточный путь 417—423
Напряжения сварочные 355—356
Насосы 83—84
Натяжные арматуры — см. Арматура, натяжение

О

Оболочки железобетонные, конструкции 102
— —, погружение 109—112
Оборудование мостостроительное 15—16
Опалубка конструкций:
металлическая инвентарная — см. Металлическая инвентарная опалубка
расчет 202—204, 237—240
требования 165—166
щитовая 167—168 (рис. 13.1, 13.2), 170, 191—193

Операции технологические монтажа 248, 296, 307

Опоры:

вспомогательные 397—398, 416, 418
плавучие 423
— расчет 448—456

Оправочные марки 327—328

Опускные колодцы 120—125

Оси опор моста, разбивка 66—68, 70—71

Остойчивость плавучих систем 449—450

Островки огражденные 122

Отклонения допускаемые — см. Допускаемые отклонения в металлоконструкциях

П

Паровая рубашка 230

Перекатка пролетных строений — см. Надвижка, передвижка пролетных строений

Перемычки грунтовые, шпунтовые, ледяные 80—82

Пилоны, монтаж 406—407

Пирсы 416, 420, 425—426

Плавучие опоры — см. Опоры плавучие

Планы генеральные разбивочные 64
— перспективные пятилетние и годовые 29—30

Плашкоуты 91, 312

Подвижной упор 222, 223 (рис. 17.4)

Подмости:

из инвентарных конструкций 59 (рис. 4.10), 119, 199—200, 279, 388—390

опор 183, 478

передвижные, расчет 212—213
перемещающиеся 8—9 (рис. 1.3), 201—202, 280—281, 283
подвесные 199—200
расчет 212—213, 433—438

Подъездные пути 484

Подъем строительный — см. Строительный подъем

Полгоны постоянные 218, 220—222
— приобъектные, временные 16, 18—19

Понтонные инвентарные 56—60, 312—313

Правка металлоконструкций — см. Сталь, правка

Предельные состояния, метод расчета 39—42

Проекты строительные (ПОС, ППР) 34—36

Р

Раскруживание кружал 209—211

— пролетного строения 195—197

Растворы для инъекций 284—287

Расход пара 243—244

Регулирование напряжений 405

Резка металла 336—340

Реперы 70

Рештования (подмостки для рабочих) 398—400

Ростверк свайный 101—102

С

Сборка (монтаж):

блоков ортотропных плит 349—350

металлоконструкций 381 — см. также Схемы укрупнения металлоконструкций пролетных строений

навесная 391—392, 401

— — — расчет 438—442

труб водопропускных 462—466

Свай опор:

буровые 113—115 (рис. 9.1)

деревянные 87—88, 477—478

железобетонные 88—89

металлические 89

погружение, забивка 89—92, 96—100

Сварка:

арматуры 149—150

дефекты 352—353

металлоконструкций 343—354, 377—378

— контроль — см. Контроль качества сварки

Склад:

заполнителей 488—489

металлоконструкций 375—377

технологические операции 374
цемента 487—489
Способ термоса 186—187
Сталь:
 виды 326—328
 коррозия 381
 коэффициент теплопроводности —
 см. Коэффициент теплопроводности стали
 обработка 335—342, 379
 образование отверстий 340—342
 очистка 334—335, 379—381
 правка 330—334, 358—359
 резка — *см.* Резка металла
Стандарт кривой распределения 369—370
Станки ударно-канатные (УКС) 115
Стеллажи 364, 377, 479—480
 (рис. 31.7)
Стенды железобетонных конструкций 225—228, 229
 — расчет 241—242
Строительные площадки:
 назначение 489—490
 примеры 490—495
 рекультивация 495
Строительный подъем 208—209
Стройфинплан 30
Стропы — *см.* Траверсы, стропы
Стыки арматуры 198 (рис. 12.2)—150
Суперобмазка 473
Схемы укрупнения металлоконструкций 375
Т
Темпическое сопротивление 214
Термоса способ — *см.* Способ термоса
 сварные 344—351
Технология изготовления железобетонных конструкций 216—217
Томпонажный слой 102
Тоннельные камеры — *см.* Камеры пропарочные
Траверсы, стропы 249—250
 — — расчет 317—319
Транспортирование конструкций 235—237, 484—485
Трубы:
 водопрopusкные железобетонные 461—466
 — металлические 466—470
 подмывные 100
У
Унификация конструкций 13
Унифицированные конструкции 215
Упор подвижной — *см.* Подвижной упор
Усиление металлоконструкций, способы 387—388

Ф
Фанера бакелизированная 471, 474
Фасонки УИКМ 47—49
 — — узловые 386
Фермоподъемники 432
Фиксаторы 229, 297, 298 (рис. 22.10)
Фрезерование торцов 367 (рис. 25.21), 368
Фрикционные соединения 363, 378
Фторопласт 275, 277
Фундаменты лежневые 60
 — свайные 61—63

Х
Хотовые части 416, 417, 418, 419
 — — расчет 422

Ц
Цемент 133
Центрифуги 217—218, 232—235
Ч
Частота свободных колебаний 164
Частотомер 165
Чертежи КМ и КДМ 330

Ш

Швы:
 деформационные 272
 клеевые 475, 477
 облицовочные опор 182
 рабочие в бетоне 178, 179
 сборных конструкций (стыки) 228—229, 252—256, 296—297
Шпренгель 305, 388
 —, расчет 457
Шпунтовое ограждение 75—79, 85
 — —, расчет 126—127, 128—130

Э

Эжекторы 83, 112—113
Электропрогрев 141, 187
 —, расчет 245—247
Электротермическое натяжение арматуры 160, 162—163
Элементы соединительные металлоконструкций 385—386, 387
Эрлифты 83, 112—113, 120
Эстакада подкрановая, расчет 319—325
Этапы строительства 22—23

Я

Якоря 309 (рис. 22.20), 429—430
Ямные камеры — *см.* Камеры пропарочные

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ

Основные сведения о строительстве мостов

Глава 1. Общие вопросы	
1.1. Исторический обзор и основные направления строительства мостов и труб	5
1.2. Индустриальные методы строительства	10
1.3. Классификация искусственных сооружений и основные принципы их строительства	17
1.4. Основные направления повышения уровня мостостроения	23
Глава 2. Организация работ по строительству мостов	25
2.1. Структура мостостроительных организаций	25
2.2. Управление строительством	26
2.3. Планирование, финансирование и снабжение	29
2.4. Календарные и сетевые графики строительства	31
Глава 3. Основы проектирования производства мостостроительных работ	
3.1. Состав проектов организации и производства работ	34
3.2. Общие положения проектирования	36
3.3. Расчет вспомогательных сооружений и устройств	39
3.4. Строительные нагрузки	43
Глава 4. Инвентарные конструкции и фундаменты вспомогательных сооружений	46
4.1. Типы инвентарных конструкций	46
4.2. Универсальные инвентарные конструкции (УИКМ)	47
4.3. Мостовые инвентарные конструкции (МИК)	53
4.4. Инвентарные понтоны	56
4.5. Фундаменты вспомогательных сооружений	60
Глава 5. Геодезические, разбивочные и контрольно-измерительные работы	63
5.1. Организация геодезических работ	63
5.2. Разбивка осей опор	66
5.3. Разбивочные и контрольно-измерительные работы	70

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ

Сооружение фундаментов опор

Глава 6. Устройство фундаментов в открытых котлованах на естественном основании	74
6.1. Устройство котлованов	74
6.2. Ограждение котлованов перемычками	80
6.3. Разработка грунта и водоотлив	82
6.4. Устройство фундаментов в котлованах	84
Глава 7. Устройство свайных фундаментов	86
7.1. Сваи и способы их погружения	86
7.2. Оборудование для забивки свай	92
7.3. Технология погружения свай	96
7.4. Приемка свай. Устройство плиты ростверка	101

Глава 8. Устройство фундаментов на оболочках .	102
8.1. Фундаменты на железобетонных оболочках	102
8.2. Оборудование и устройства для погружения оболочек	105
8.3. Технология погружения оболочек	109
8.4. Разработка грунта и заполнение оболочек бетоном	112
Глава 9. Фундаменты на сваях и столбах с устройством уширений у их основания	113
9.1. Виды свай и столбов с уширениями	113
9.2. Оборудование для возведения фундаментов на сваях и столбах с уширением	114
9.3. Особенности бурения скважин	119
9.4. Устройство фундаментов на опускных колодцах	120
Глава 10. Расчет креплений и ограждений котлованов	125
10.1. Основы расчета и нагрузки	125
10.2. Проверка прочности и устойчивости конструкций	127

РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ

Бетонные и арматурные работы

Глава 11. Бетонные работы на строительстве сооружений и при изготовлении сборных конструкций	131
11.1. Основные требования к бетону	131
11.2. Транспортирование и укладка бетонной смеси	134
11.3. Уход за свежесделанным бетоном и его тепловлажностная обработка	137
11.4. Контроль качества бетонных работ	142
Глава 12. Арматурные работы	143
12.1. Виды арматуры и основные требования к ней	143
12.2. Приемка и хранение арматуры. Организация арматурных работ	145
12.3. Особенности подготовки высокопрочной арматуры	151
12.4. Способы натяжения высокопрочной арматуры и необходимое оборудование	155
12.5. Особенности электротермического способа натяжения арматуры	160
12.6. Контроль натяжения напрягаемой арматуры	163
Глава 13. Опалубки и формы для изготовления мостовых конструкций	165
13.1. Основные виды опалубок и требования к ним	165
13.2. Деревянные и дерево-металлические опалубки	167
13.3. Металлические опалубки и формы	172
13.4. Виброформы и матрицы	174

РАЗДЕЛ ЧЕТВЕРТЫЙ

Сооружение мостов из монолитного бетона

Глава 14. Сооружение монолитных опор	176
14.1. Подготовка опалубки и бетонирование	176
14.2. Облицовка опор	180
14.3. Бетонирование в скользящей опалубке	184
14.4. Постройка опор из каменной кладки	185
14.5. Особенности постройки опор в зимних условиях	186
Глава 15. Постройка пролетных строений из монолитного железобетона	187
15.1. Особенности постройки монолитных пролетных строений. Подмости и кружала	187
15.2. Устройство опалубки и установка арматуры	191
15.3. Бетонирование и раскружаливание пролетных строений	194

15.4. Навесное бетонирование пролетных строений .	197
15.5. Бетонирование на перемещающихся подмостях .	201
Глава 16. Расчет вспомогательных сооружений и устройств для возведения монолитных конструкций .	202
16.1. Расчет деревянной опалубки .	202
16.2. Расчет кружал .	204
16.3. Расчет передвижных подмостей для навесного бетонирования .	212
16.4. Теплотехнический расчет зимнего бетонирования .	214

РАЗДЕЛ ПЯТЫЙ

Изготовление сборных железобетонных мостовых конструкций

Глава 17. Основные способы изготовления конструкций .	215
17.1. Особенности изготовления конструкций .	215
17.2. Предприятия для изготовления сборных конструкций .	218
17.3. Изготовление конструкций по поточно-агрегатной технологии .	222
17.4. Изготовление конструкций по стендовой технологии .	225
17.5. Изготовление составных конструкций .	228
17.6. Изготовление конструкций центрифугированием .	232
17.7. Перевозка железобетонных элементов .	235
Глава 18 Расчет технологического оборудования для изготовления сборных конструкций .	237
18.1. Расчет стальных опалубочных форм .	237
18.2. Расчет стационарных стендов и передвижных упоров .	241
18.3. Теплотехнический расчет камер пропаривания .	243
18.4. Теплотехнический расчет электропрогрева бетона .	245

РАЗДЕЛ ШЕСТОЙ

Монтаж сборных железобетонных мостов

Глава 19. Общие вопросы. Монтаж сборных опор .	248
19.1. Основные положения монтажа конструкций .	248
19.2. Стыки сборных железобетонных конструкций .	251
19.3. Монтаж опор малых мостов .	257
19.4. Монтаж опор больших мостов .	258
Глава 20. Монтаж балочно-разрезных и температурно-неразрезных пролетных строений .	261
20.1. Установка балок и плит стреловыми кранами .	261
20.2. Установка балок козловыми кранами .	264
20.3. Установка балок монтажными агрегатами .	265
20.4. Омоноличивание сборных балочно-разрезных пролетных строений. Устройство проезжей части .	270
Глава 21. Монтаж балочно-неразрезных пролетных строений .	273
21.1. Особенности способов монтажа конструкций .	273
21.2. Сборка балочно-неразрезных пролетных строений на стационарных подмостях и временных опорах .	273
21.3. Монтаж пролетных строений продольной подвижкой .	275
21.4. Монтаж пролетных строений на перемещающихся подмостях .	278
21.5. Инъектирование каналов составных конструкций .	284
Глава 22. Монтаж железобетонных пролетных строений больших пролетов .	287
22.1. Особенности навесного монтажа конструкций больших пролетов .	287

22.2. Монтажные краны и агрегаты для навесной сборки	293
22.3. Технология навесной сборки пролетных строений	295
22.4. Сборка пролетных строений на подмостях	301
22.5. Продольная и поперечная перекатка пролетных строений	303
22.6. Перевозка конструкций пролетных строений на плавучих опорах	307
Глава 23. Расчет вспомогательных сооружений и устройств для монтажа железобетонных мостов	313
23.1. Выбор параметров стреловых полноповоротных кранов для установки балок	313
23.2. Расчет строповки железобетонных балок	317
23.3. Расчет подкрановых эстакад для козловых кранов	319

РАЗДЕЛ СЕДЬМОЙ

Изготовление конструкций стальных мостов

Глава 24. Общие вопросы технологического процесса изготовления	326
24.1. Сырье и продукция заводов стальных мостовых конструкций	326
24.2. Группы технологических операций и технологические схемы заводов	328
24.3. Подготовка металла	330
24.4. Обработка металла	335
Глава 25. Технология изготовления элементов конструкций	342
25.1. Сборка элементов сварных конструкций устройство заводских сварных соединений	342
25.2. Сварочные напряжения и деформации	355
25.3. Особенности сборки клепаных элементов и устройство заводских заклепочных и болтовых соединений	360
25.4. Образование отверстий для монтажных соединений элементов	364
25.5. Допускаемые отклонения размеров стальных конструкций	363

РАЗДЕЛ ВОСЬМОЙ

Монтаж стальных пролетных строений

Глава 26. Основы монтажных работ	373
26.1. Состав монтажных работ	373
26.2. Транспортирование и складирование конструкций	374
26.3. Технология устройства монтажных соединений	377
26.4. Соединение и усиление пролетных строений при монтаже	385
Глава 27. Сборка пролетных строений	388
27.1. Виды сборки. Сборка на сплошных подмостях	388
27.2. Полунавесная и навесная сборка	390
27.3. Особенности сборки сталежелезобетонных пролетных строений	402
27.4. Сборка вантсвых и висячих мостов	405
Глава 28. Установка пролетных строений в проектное положение	414
28.1. Область применения. Установка кранами	414
28.2. Продольная и поперечная передвижка пролетных строений	415
28.3. Установка на опоры с плавучих средств	424
28.4. Подъем и опускание пролетных строений. Установка на опорные части	430

Глава 29. Расчет вспомогательных сооружений и устройств для монтажа стальных пролетных строений	433
29.1. Расчет сплошных подмостей	433
29.2. Расчет при полувисесной и висясной обь	438
29.3. Расчет при продольной и поперечной передвижке	442
29.4. Расчет плавающих систем	443
29.5. Проверка конструкций пролетных строений на действие монтажных нагрузок. Особенности расчета элементов усиления соединения стальных конструкций	456

РАЗДЕЛ ДЕЯТЫИ

Строительство водопропускных труб и деревянных мостов

Глава 30. Постр водопропускных труб	461
30.1. Перевозка элементов и устройство железобетонных труб	461
30.2. Изготовление металлических труб	466
Глава 31. Строительство деревянных мостов	471
31.1. Основные положения. Теринал	471
31.2. Изготовление элементов деревянных конструкций	474
31.3. Постройка свайных и рамных опор	477
31.4. Постройка пролетных строений	479

РАЗДЕЛ ТЕСЯТЫИ

Строительные площадки

Глава 32. Состав элементы строительных площадок	484
32.1. Состав строительных площадок. Транспорт	484
32.2. Энерго- и водоснабжен	485
32.3. Бетонные узлы	486
Глава 33. Проектирование строительных площадок	489
33.1. Основы разработки площадок	489
33.2. Компоновка строительных площадок	490
33.3. Вопросы охраны окружающей	495

Пред