

Е.Е. ГИБШМАН • И.С. АКСЕЛЬРОД • М.Е. ГИБШМАН

МОСТЫ И СООРУЖЕНИЯ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

МОСТЫ И СООРУЖЕНИЯ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

*Под общей редакцией заслуженного деятеля науки и техники
РСФСР*

доктора технических наук профессора Е. Е. Гибшмана

Допущено Управлением учебных заведений
Министерства строительства и эксплуатации
автомобильных дорог РСФСР в качестве учебника
для автомобильно-дорожных техникумов

ИЗДАНИЕ ВТОРОЕ, ПЕРЕРАБОТАННОЕ И ДОПОЛНЕННОЕ



Москва «Транспорт» 1973

Мосты и сооружения на автомобильных дорогах. Гибшман Е. Е., Аксельрод И. С., Гибшман М. Е. Изд-во «Транспорт», 1973, стр. 1—416.

В учебнике приведены сведения об основных искусственных сооружениях, встречающихся на дорогах: мостах, трубах, тоннелях, специальных сооружениях на горных дорогах. Рассмотрены основные системы этих сооружений, конструкция, данные о расчете, организация и производство работ по их строительству. Освещены вопросы устройства оснований и фундаментов мостовых сооружений.

Особое внимание уделено железобетонным искусственным сооружениям, широко применяемым на автомобильных дорогах; описаны металлические и деревянные мосты; краткие сведения даны о каменных и бетонных мостах.

Книга составлена на основе опыта отечественной и зарубежной науки и техники, в ней нашли отражение новейшие достижения в проектировании и строительстве мостов и других дорожных искусственных сооружений.

Учебник предназначен для учащихся автомобильно-дорожных техникумов и может быть использован техниками-дорожниками.

Рис. 208, табл. 20.

ПРЕДИСЛОВИЕ

Техника строительства мостов и других дорожных искусственных сооружений в СССР быстро движется вперед. Мощная индустрия, металлургическая промышленность и промышленность строительных материалов обеспечивают все условия для технического прогресса их строительства, индустриализации и механизации возведения. Успешному развитию техники строительства мостов во многом способствует широкая постановка научно-исследовательских работ и большие успехи, достигнутые советскими специалистами и учеными.

Мосты и другие дорожные искусственные сооружения представляют собой сложные инженерные конструкции, проектирование, строительство и эксплуатация которых требуют специальных знаний в этой области техники.

Предлагаемый учебник предназначен для учащихся дорожно-строительной специальности автомобильно-дорожных техникумов и является переизданием книги¹, вышедшей в 1965 г. Общее его построение сохранено таким же, как и в первом издании и соответствует утвержденной новой программе курса.

В связи с тем что за истекшие годы в проектировании и строительстве мостов и других сооружений на автомобильных дорогах как в СССР, так и за рубежом появилось много нового, содержание книги значительно переработано и дополнено. Большие изменения внесены в вводную часть, содержащую общие сведения о мостах и искусственных сооружениях на дорогах. Переработан и дополнен раздел об основаниях и фундаментах. Сокращен объем сведений по деревянным мостам. Главы, посвященные железобетонным мостам, переработаны; изложение вопросов теории железобетона и расчета железобетонных элементов совмещено с основами расчета железобетонных мостов. Дополнительно вве-

¹ Е. Е. Гибшман, И. С. Аксельрод, М. Е. Гибшман. Мосты. Под ред. проф. Е. Е. Гибсмана. М., «Транспорт», 1965, 440 с.

дена глава о сооружениях на горных дорогах и туннелях. Ряд новых данных введен в раздел о металлических мостах. Значительно дополнены и обновлены главы, посвященные организации и производству работ по строительству искусственных сооружений.

Системы и конструкции мостов и других искусственных сооружений, сведения о расчете основных из них, а также данные об организации и производстве работ по их возведению отражают современное состояние мостостроительной техники. В необходимой мере приведены сведения о зарубежном опыте проектирования и строительства мостов. Освещены также перспективы дальнейшего развития мостовой техники.

Вопросы проектирования, строительства и эксплуатации дорожных искусственных сооружений изложены с учетом технических условий, норм и правил, действовавших к моменту издания книги.

Так как за время издания книги подготавливался проект новых СНиП по проектированию мостов, то возможно, что некоторые данные, приведенные в книге, могут иметь расхождения с новыми нормативными положениями.

Учебник составлен коллективом авторов. Разделы «Общие сведения», «Основания и фундаменты», «Деревянные мосты» и «Металлические мосты», главы «Каменные и бетонные мосты», «Трубы под насыпями», «Сооружения на горных дорогах и туннели», а также параграф «Арочные железобетонные мосты» написаны проф. Е. Е. Гибшманом. Главы «Общие сведения о железобетонных мостах», «Балочные железобетонные мосты», «Основы расчета балочных мостов» и параграф «Рамные мосты» написаны проф. М. Е. Гибшманом. Раздел «Организация и производство работ по строительству искусственных сооружений» написан инж. И. С. Аксельродом.

Авторы выражают благодарность инж. Дедуху И. Е. (Ростовский автодорожный техникум) за полезные замечания, сделанные при подготовке рукописи к опубликованию.

Все замечания по учебнику просьба направлять по адресу: Москва Б-174, Басманный туп., 6, а, изд.-во «Транспорт».

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

ГЛАВА I

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЯХ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

§ 1. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ

Трасса дороги, проходя по местности, пересекает различные препятствия: ручьи, овраги, реки, суходолы, горные хребты, лощины. Чтобы провести дорогу через такие препятствия устраивают трубы, мосты, тоннели и другие искусственные сооружения.

Трубы представляют собой простейшие сооружения, способные пропускать небольшие объемы воды, поэтому их устраивают при пересечении дорогой мелких ручьев или небольших временных водотоков, как, например, оврагов и лощин, по которым стекает вода в период дождей и таяния снега. Труба проходит через тело насыпи так, что дорога над ней не прерывается (рис. 1, а) и проезжающие автомобили не испытывают никаких изменений в условиях движения.

Мосты служат для пересечения как крупных многоводных, так и более мелких рек. Перекрывая пересекаемое препятствие, мост прерывает земляное полотно дороги так, что автомобили проезжают по конструкции моста (рис. 1, б).

Тоннели применяют для проведения дороги сквозь толщу горного массива или же в городских условиях для пропуска под землей улиц (рис. 1, в) и пешеходных переходов. Бывают случаи устройства подводных тоннелей под реками, морскими заливами и проливами.

В равнинной местности дороги пересекают преимущественно мелкие водотоки, поэтому преобладающее число искусственных сооружений на таких дорогах составляют трубы и малые мосты. Многоводные реки, требующие устройства больших мостов, встречаются сравнительно редко.

Большое число сложных и дорогих искусственных сооружений обычно требуется на горных дорогах. Кроме тоннелей, здесь нередко необходимо устройство галерей (рис. 2, а), предохраняющих дорогу от каменных и снежных лавин, а также балконов (рис. 2, б) и подпорных стенок, поддерживающих доро-

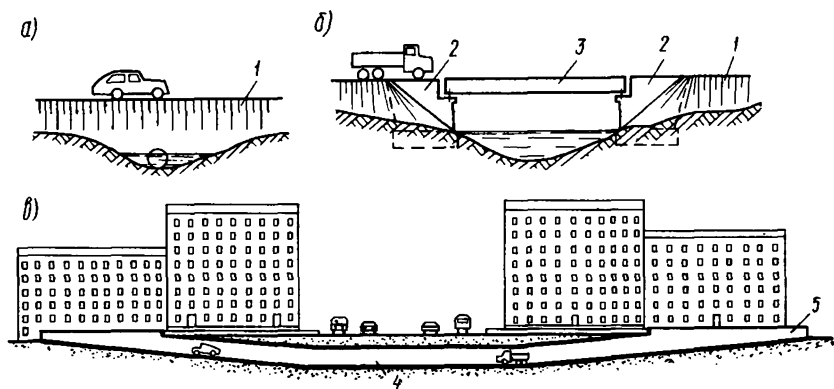


Рис. 1. Основные виды искусственных сооружений:

1 — насыпь дороги (подхода к мосту); 2 — устой моста; 3 — пролетное строение моста; 4 — тоннель; 5 — парапет

гу на крутых горных склонах. При пересечении глубоких лощин часто устраивают высокие мосты, называемые виадуками (рис. 2, в).

В зависимости от вида дороги и пропускаемых нагрузок различают искусственные сооружения:

автодорожные — для пропуска всех видов транспортных средств, обращающихся по автомобильным дорогам;

железнодорожные — для пропуска поездов;

городские — для автомобильного, трамвайно-троллейбусного и пешеходного городского движения;

пешеходные — только для пешеходов;

совмещенные — для одновременного пропуска автомобильного транспорта и железнодорожных поездов;

специального назначения — для пропуска трубопроводов, кабелей и др.

Комплекс сооружений, устраиваемых для пересечения реки дорогой, называют мостовым переходом. В его состав входят: мост, подходы к мосту, регулиционные сооружения, направляющие водный поток, а также берегоукрепительные, ограждающие и другие устройства.

Каждый мост состоит из пролетных строений и опор (рис. 3, а). Пролетные строения имеют главные несущие элементы (балки, фермы, арки или др.), перекрывающие расстояние между опорами и поддерживающие проезжую часть моста с тротуарами и всеми вспомогательными конструкциями. Крайние опоры, расположенные в сопряжениях моста с насыпями подходов, называют устоями. Остальные опоры называют промежуточными, а массивные промежуточные опоры — быками.

В зависимости от числа перекрываемых пролетов различают однопролетные и многопролетные мосты.

Если проезжая часть расположена по верху пролетных строений, то мост будет с ездой поверху (см. рис. 1, б); если же проезжая часть идет вдоль низа пролетных строений,— мост с ездой понизу (см. средний пролет на рис. 3, а). Мосты с пониженной ездой или ездой посередине имеют проезжую часть, расположенную в пределах высоты пролетных строений (см. средний пролет на рис. 3, б).

По материалу, из которого сделаны пролетные строения, различают деревянные, каменные, бетонные, железобетонные и металлические мосты. Нередки случаи, когда в одном мосту имеются и железобетонные и металлические пролетные строения.

По статической схеме главных несущих элементов пролетных строений мосты могут иметь следующие основные системы: балочную, арочную, рамную, висячую. Бывают также мосты, имеющие комбинированную систему, в виде сочетания двух простых систем, например балочной и арочной. В деревянных мостах встречается подкосная система в виде балки, подпертой подкосами.

В зависимости от условий работы мосты могут быть следующих видов:

- обычного типа (высокого уровня);
- разводные;
- наплавные.

Кроме того, к мостовым сооружениям относятся также путепроводы и эстакады.

Мосты обычного типа или высокого уровня (высоководные) — это мосты, возведенные на такой высоте над рекой, чтобы свободно пропускать высокие паводки и не препятствовать проходу судов или сплаву (см. рис. 3, а, б). Низ пролетных строений таких мостов в судоходных пролетах должен возвышаться над расчетным судоходным горизонтом (РСГ) не менее, чем на высоту судоходного габарита для данной реки, а при отсутствии судоходства или сплава — не менее чем на 0,5—1,0 м

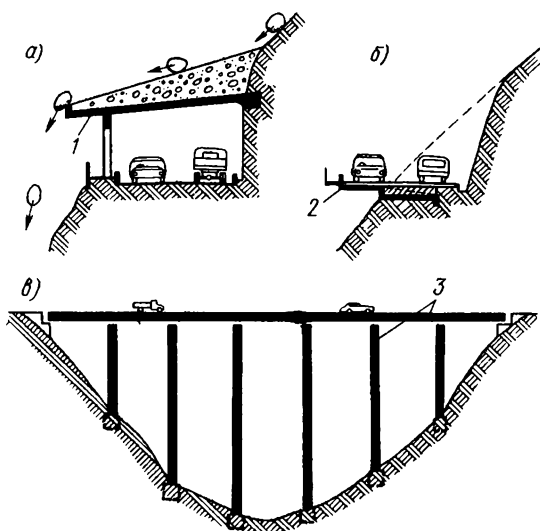


Рис. 2. Искусственные сооружения на горных дорогах:

1 — противообвальная галерея; 2 — балкон; 3 — виадук

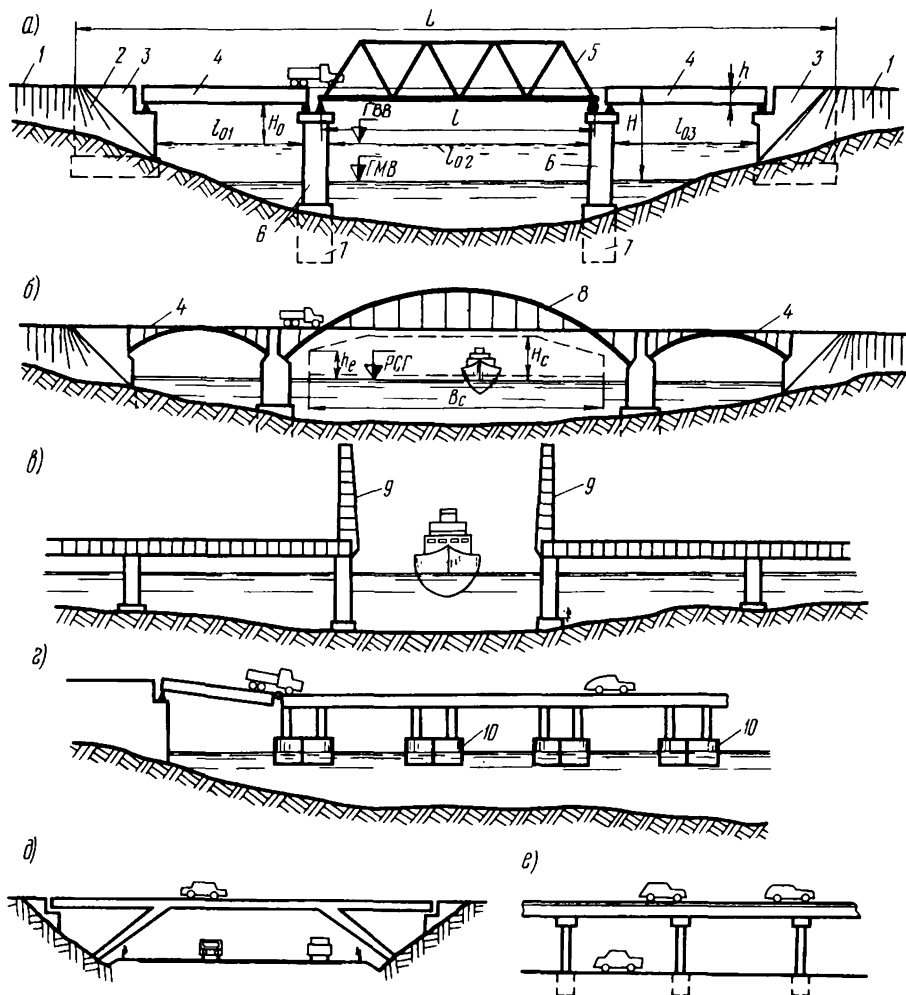


Рис. 3. Основные разновидности мостов:

1 — насыпь подхода; 2 — конус насыпи; 3 — устой; 4 — пролетное строение с ездой поверху; 5 — пролетное строение с ездой понизу; 6 — промежуточная опора (бык); 7 — фундамент опоры; 8 — пролетное строение с ездой посередине; 9 — разводной пролет; 10 — плавучая опора

над расчетным горизонтом высоких вод (ГВВ). Горизонтом высоких вод называют наивысший уровень воды в месте мостового перехода, определяемый по данным гидрологических наблюдений, из условия, чтобы вероятность более высокого горизонта не превышала установленных нормами процентов. Средний уровень воды в летнее и зимнее время называют горизонтом меженных вод (ГМВ), или горизонтом меженни. Конструкцию моста выше уровня меженни называют надводной, а ниже меженни — подводной (фундаменты опор).

Основными размерами моста и его элементов являются:

полная длина моста L между местами, где насыпи подходов сопрягаются с конструкцией моста;

отверстие моста, равное свободной ширине зеркала воды под мостом по уровню высоких вод $L_0 = \sum l_{0i}$, где l_{0i} — расстояния в свету между опорами отдельных пролетов на уровне расчетного горизонта высоких вод;

высота моста H от поверхности проезжей части до горизонта меженных вод;

свободная высота под мостом H_0 между низом пролетных строений и горизонтом высоких вод или расчетным судоводным горизонтом;

строительная высота h от поверхности проезжей части до самых нижних частей пролетного строения;

расчетные пролеты l — расстояния между центрами опорных точек отдельных пролетных строений.

Основные размеры моста устанавливают в процессе его проектирования, учитывая назначение моста и весь комплекс местных условий.

В некоторых случаях устраивают мосты, имеющие лишь небольшое возвышение над горизонтом меженных вод. Такие мосты, называемые низководными, не способны пропускать высокие воды и при проходе паводков затопляются (затопляемые мосты), или же их приходится разбирать (разборные мосты). Низководные мосты применяют для кратковременной связи между берегами на время строительства постоянного моста или в других условиях.

Разводные мосты располагают на уровне, определяемом условиями проектирования проходящей по мосту дороги, недостаточном для прохода под ним судов. Для пропуска судов тогда устраивают специальный разводной пролет с открывающимся (рис. 3, в) подъемным или поворотным пролетным строением. Недостаток разводных мостов — неизбежность перерывов движения по мосту при разведенном пролете и невозможность пропуска судов при закрытом разводном пролете.

Наплавные мосты имеют плавучие опоры из понтонов или барж, поддерживающих опирающиеся на них пролетные строения (рис. 3, г). Наплавные мосты применяют на широких и глубоких реках, когда постоянные опоры оказываются очень дорогими и устройство их не оправдывается ожидаемой интенсивностью движения по мосту. Наплавные мосты делают также для временной связи между берегами, например, на период постройки капитального моста. Для пропуска судов устраивают выводные секции. На время ледохода, а иногда на весь период ледостава, наплавные мосты разбирают.

На дорогах со слабым движением при пересечении крупных водотоков может быть применена паромная переправа. Такая переправа имеет пристани на обоих берегах реки и плавучий паром, циркулирующий между пристанями и служащий для перевозки автомобилей и пешеходов.

Путепроводы служат для пропуска одной дороги над другой (пересечение в разных уровнях). Путепроводы устраивают при взаимном пересечении двух автомобильных дорог (рис. 3, д) с интенсивным движением, пересечении автомагистрали с городскими улицами или автомобильной дороги с железной дорогой. Конструкция путепровода во всех случаях не должна стеснять условий движения на пересекаемой дороге.

Эстакады представляют собой мостовую конструкцию, служащую для пропуска дороги на некоторой высоте над поверхностью земли так, чтобы нижележащее пространство могло быть использовано для проезда или других целей (рис. 3, е). Эстакады часто устраивают в городах для пропуска скоростного автомобильного движения, метрополитена, железной дороги над улицами, над площадями и даже над городской застройкой.

Искусственные сооружения — это ответственные и дорогостоящие элементы дороги. На автомобильных дорогах, сооружаемых в равнинных местностях, расходы на возведение искусственных сооружений составляют около 10% от стоимости постройки дороги. В пересеченных и горных местностях, а также, когда трасса дороги встречает большое число рек, расходы на возведение искусственных сооружений значительно возрастают. На современных скоростных автомагистралях, имеющих путепроводы во всех пересечениях с другими дорогами, а иногда и целые эстакадные участки, стоимость искусственных сооружений достигает 30% и более от общей стоимости дороги. Крупные мосты через многоводные реки стоят миллионы рублей.

§ 2. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К ИСКУССТВЕННЫМ СООРУЖЕНИЯМ

Искусственные сооружения на дорогах должны удовлетворять требованиям: производственным, эксплуатационным, расчетно-конструктивным, экономическим и архитектурным.

Производственные и эксплуатационные требования заключаются в том, что движение по мосту или другому искусственному сооружению должно быть удобным и безопасным без снижения скорости.

Ширина проезжей части и тротуаров сооружения должна соответствовать расчетной пропускной способности с учетом перспективы роста движения. Полотно проезжей части должно быть сделано из прочного износостойкого материала. Необходим хороший отвод воды с поверхности полотна. Схема моста, величины пролетов и возвышение конструкции над горизонтом воды в реке должны обеспечивать безопасный пропуск паводков и ледохода, а также удовлетворять требованиям судоходства.

Все сооружения должны иметь конструкцию, обеспечивающую длительный срок службы и возможность удобного осмотра в процессе эксплуатации. Предпочтение следует отдавать таким видам

сооружений, материалам и конструкциям, которые в дальнейшем требуют минимальных эксплуатационных затрат на содержание и ремонт. Применяемые конструкции искусственных сооружений должны отвечать требованиям индустриального изготовления (на заводах, базах) и механизированного возведения, обеспечивая быстрые темпы строительства при высоком качестве выполнения работ.

На автомобильных дорогах и особенно в городах мосты желательно устраивать с ездой поверху. Они имеют конструктивные преимущества и, кроме того, для проезжающих по мосту окружающий пейзаж остается открытым, а в городских условиях такой мост не нарушает общего вида прилегающей застройки.

Расчетно-конструктивные требования заключаются в том, что сооружение в целом и отдельные его элементы должны быть прочными, устойчивыми и жесткими.

Прочность сооружения достигается, если усилия (или напряжения) во всех его элементах и соединениях не превосходят допускаемых. Устойчивость обеспечивается, если пролетные строения и опоры сооружения устойчивы против опрокидывания и сдвига, а сжатые элементы — против выпучивания от продольного изгиба.

Требования к жесткости сооружения заключаются в том, что деформации его под действием нагрузок не должны превосходить допускаемых величин. Значительные деформации (недостаточная жесткость) вредны, а иногда и опасны для сооружения. Так, например, если мост недостаточно жесток и под нагрузкой дает большие прогибы, то это может затруднять движение по нему автомобилей с большими скоростями. Возникновение значительных вибраций моста неприятно для пешеходов и может быть опасным для его конструкции.

Экономические требования заключаются в необходимости выбора при проектировании такого решения, при котором затраты средств и материалов для постройки сооружения, а также трудоемкие работы будут наименьшими. Практически ввиду трудности учета всей совокупности экономических требований часто пользуются строительной стоимостью как экономической характеристикой сооружения. Однако оценка экономичности по одной только строительной стоимости недостаточна. Необходимо также учитывать срок службы, эксплуатационные условия, расходы на содержание, ремонт и возможную реконструкцию сооружения. Кроме того, надо оценивать имеющиеся местные ресурсы и возможности, а также общие народнохозяйственные условия, влияющие на выбор экономически обоснованного варианта.

Архитектурные требования заключаются в том, что мост должен иметь возможно лучший внешний вид и гармонизировать с окружающей местностью. При этом архитектурные требования должны быть органически увязаны со строительно-техническими. Особо серьезные архитектурные требования предъявляются к городским мостам.

§ 3. СОВРЕМЕННЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ В РАЗВИТИИ СТРОИТЕЛЬСТВА МОСТОВ И ДРУГИХ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

Наша страна ведет широкое строительство автомобильных дорог. Масштабы этого строительства растут с каждым годом, так как бурно развивающееся народное хозяйство СССР требует развитой дорожной сети. В связи с этим ежегодно требуется возведение нескольких сотен больших и средних автодорожных мостов, а также многих тысяч малых искусственных сооружений. Для осуществления столь больших объемов работ и выполнения их в требуемые сроки надо, чтобы как применяемые конструкции, так и методы строительства, отвечали поставленным задачам.

В строительстве мостов и других дорожных искусственных сооружений широко проводится индустриализация и механизация всех строительных процессов. Для этого применяемые конструкции должны быть максимально унифицированы и стандартизированы. Возможно больший объем строительных работ желательно выполнять в заводских условиях с тем, чтобы на месте строительства вести преимущественно монтажные работы из изготовленных на заводе деталей. Для быстрых темпов монтажных работ и уменьшения их трудоемкости надо, чтобы доставляемые с завода готовые детали были удобными для сборки, а строительство располагало необходимыми монтажными кранами и оборудованием. Для мостов могут быть использованы различные строительные материалы: дерево, камень, бетон, железобетон, сталь и др.

В прошлом на дорогах России в большом числе строили деревянные мосты. Много деревянных мостов существует и сейчас

Недостаток деревянных мостов — опасность загнивания, сокращающая срок их службы. Кроме того, они могут быть применены для перекрытия сравнительно небольших пролетов (до 40—50 м). Поэтому в настоящее время деревянные мосты целесообразны

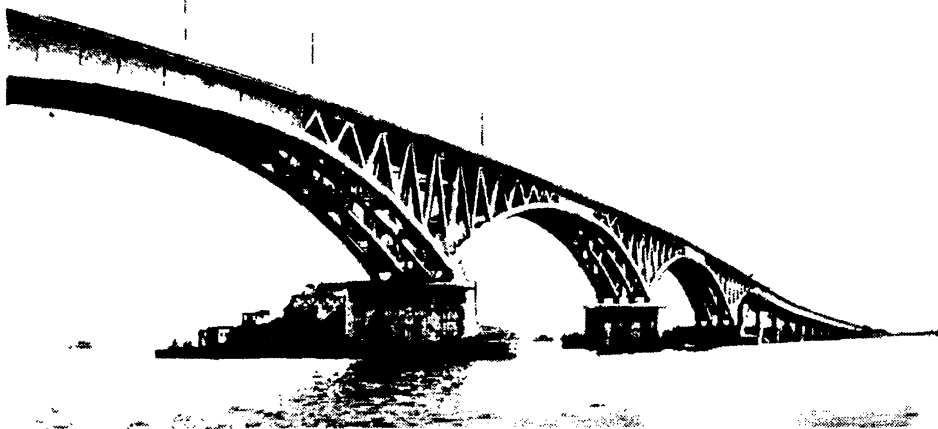


Рис. 4. Железобетонный мост через р. Волгу у Саратова

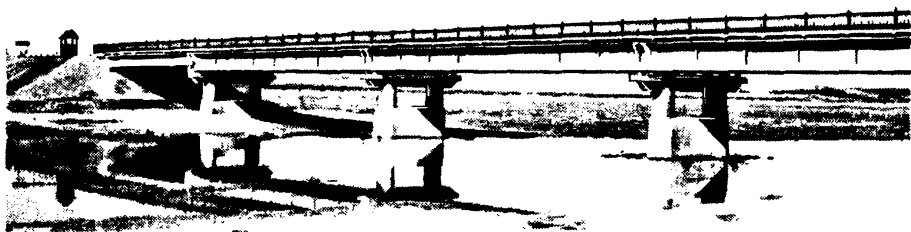


Рис. 5. Сборный железобетонный мост на автомобильной дороге

лишь на дорогах низких категорий в лесных районах при условии обработки древесины антисептиками, защищающими ее от загнивания.

Мосты и трубы из естественного камня целесообразны только в горных районах, где каменный материал имеется непосредственно на месте. В современных условиях каменные мосты строят очень редко из-за трудоемкости их возведения.

Наиболее широкое распространение на автомобильных дорогах в настоящее время имеют железобетонные искусственные сооружения. Железобетон применяют для устройства труб, малых и средних мостов, а часто и для мостов больших пролетов (рис. 4).

Особое значение приобрели сборные конструкции искусственных сооружений, элементы которых изготовляют на заводе, доставляют в виде готовых деталей к месту строительства и собирают с помощью кранов. По сравнению с монолитными конструкциями, бетонируемыми на месте (на подмостях), сборные дают возможность сократить сроки строительства и облегчают работы в зимнее время.

В настоящее время большинство железобетонных мостов и других искусственных сооружений на автомобильных дорогах делают сборными. При этом широкое распространение получили предварительно напряженные конструкции с арматурой из высокопрочной стали. Сборную конструкцию имеют как крупнейшие мосты через многоводные реки нашей Родины (Волгу, Енисей, Неву и др.), так и небольшие мосты (рис. 5), путепроводы, эстакады и трубы.

По успехам, достигнутым в строительстве железобетонных мостов, Советский Союз стоит на одном из первых мест в мире.

Однако не во всех случаях мосты на автомобильных дорогах целесообразно делать железобетонными. Для переходов через многоводные реки, где требуется перекрытие больших пролетов, а также при местных условиях, связанных с трудностями выполнения монтажных работ, более экономичным оказывается устройство металлического моста. Поэтому мосты больших пролетов часто делают металлическими, а иногда бывает целесообразным применять металл для мостов и других искусственных сооружений средних пролетов. В СССР построено большое число крупных металлических мостов, отличающихся рациональной конструкцией (рис. 6).

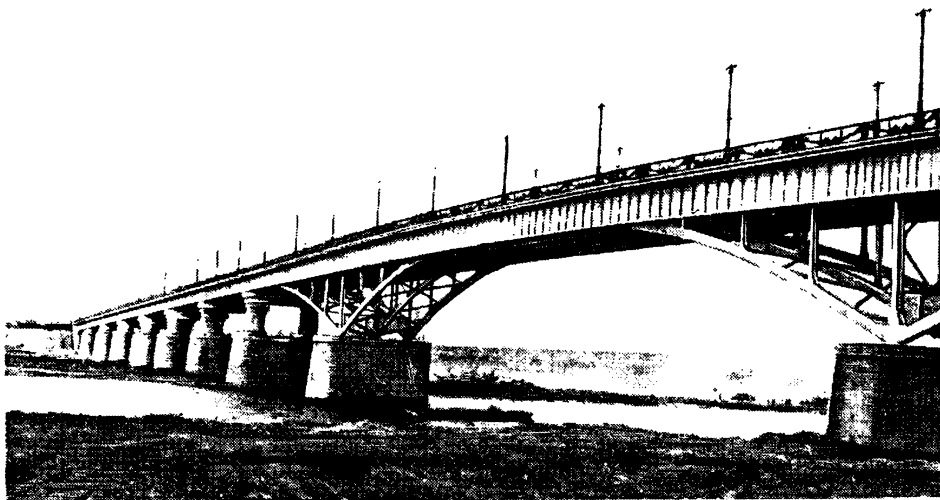


Рис. 6. Металлический мост через р. Оку

Наибольшие по величине перекрываемых пролетов мосты имеют висячую систему. В настоящее время самый большой по пролету висячий мост (1298,5 м) построен через гавань в Нью-Йорке.

Много интересных задач стоит перед мировой мостостроительной техникой. Начато строительство моста через Босфор у Стамбула; проектируется мост между Италией и Сицилией с пролетом 1500 м; рассматривается вопрос о пересечении мостом Гибралтарского пролива.

Грандиозные объемы дорожного строительства в СССР требуют дальнейшего прогресса в применяемых инженерно-конструктивных решениях.

Основываясь на быстро развивающейся советской науке, необходимо совершенствовать конструкции мостов и других искусственных сооружений, применяя новые системы, наиболее рациональные по своим схемам и отвечающие требованиям индустриального возведения. Теория их расчета должна быть развита и углублена. При проектировании надо шире применять современные электронные счетные машины, позволяющие быстро и точно выполнять сложные и трудоемкие расчеты.

Дальнейший прогресс немислим без решительного улучшения свойств применяемых строительных материалов. Бетонные и железобетонные изделия высокой прочности, высокопрочные стали, легкие сплавы, полимеры должны открыть новые возможности в строительстве искусственных сооружений.

Индустриализация строительства, совершенствование систем и конструкций мостовых сооружений, применение новых конструкций и материалов, а также новых методов возведения, дадут возможность выполнить грандиозные задачи, поставленные планом развития народного хозяйства СССР.

ОСНОВНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МОСТОВ И ДРУГИХ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 4. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДАХ. СОСТАВЛЕНИЕ ПРОЕКТА ИСКУССТВЕННОГО СООРУЖЕНИЯ

Общие сведения о мостовых переходах. Встречаемые дорогой водные потоки образуются от атмосферных осадков: дождей, таяния снега и ледников. С поверхности земли вода стекает по пониженным местам (логам, тальвегам), образуя временные водотоки или постоянные ручьи. Сливаясь, ручьи образуют реки, протекающие по речным долинам.

Территорию, с которой происходит сток воды к рассматриваемому месту постоянного или временного водотока, называют бассейном водотока.

Стекая по земной поверхности, вода размывает рыхлые породы, выносит их вниз по течению и откладывает на участках, где скорости течения уменьшаются, образуя слой наносов аллювия.

Речные долины обычно имеют пониженную часть, по которой проходит русло реки при меженном горизонте, и боковые участки поймы, которые затапливаются только при паводках, вызванных таянием снега или ливнями (рис. 7, а). В плане речная долина и русло всегда извилисты, причем по длине реки обычно чередуются более глубокие участки с меньшей скоростью течения, называемые плёсами, и мелководные участки с большими скоростями течения, называемыми перекатами.

Большинство рек СССР зимой покрывается льдом; этот период называют периодом ледостава. Весной при таянии снега приток воды увеличивается, горизонт воды в реке повышается, ледяной покров взламывается и начинается ледоход. Особенно тяжелый ледоход возникает на реках, текущих на север, так как лед, плывущий с южных участков реки, встречает на своем пути ледяной покров северных ее участков. Мосты и другие водопропускные искусственные сооружения должны безопасно пропускать наибольший приток воды водотока, а на реках также и ледоход.

Площадь сечения водного потока, перпендикулярную его течению, называют живым сечением, а количество воды, протекающее через это сечение — расходом водотока.

Расход воды Q (в $\text{м}^3/\text{сек}$) может быть выражен формулой

$$Q = v\Omega,$$

где v — средняя скорость течения водотока, $\text{м}/\text{сек}$;

Ω — площадь живого сечения, м^2 .

Наибольшие возможные расходы, на пропуск которых надо рассчитывать искусственные сооружения, определяют по данным натурных наблюдений, обрабатывая их методами статистики и теории вероятностей. При этом принимают определенную норму

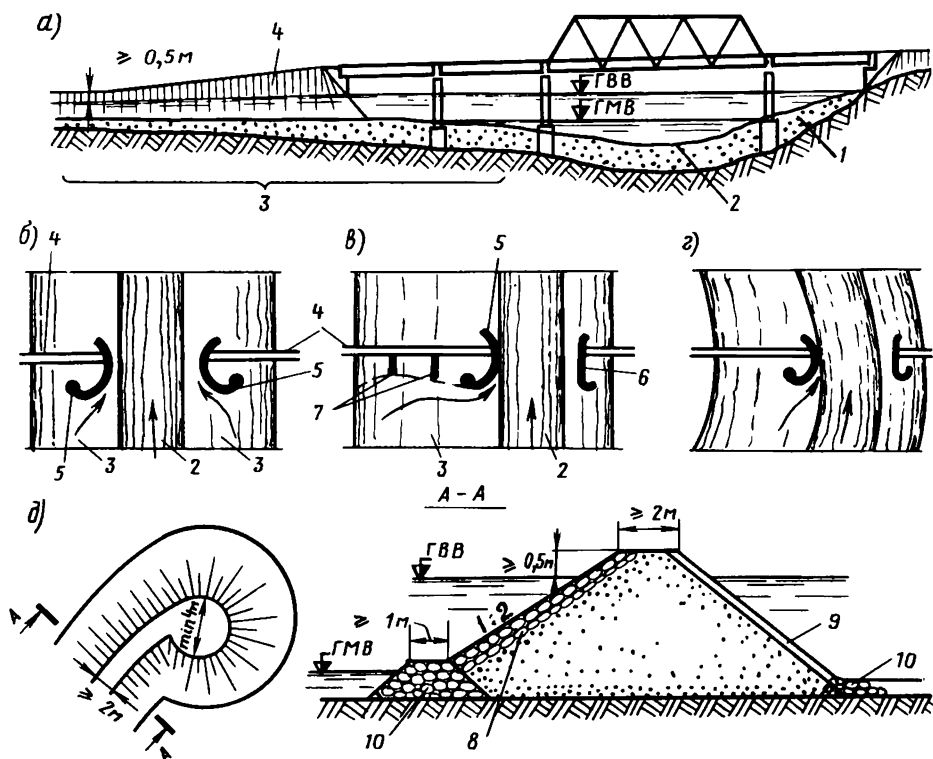


Рис. 7. Схемы мостового перехода и регуляционных сооружений:

1 — аллювий; 2 — русло реки при меженном горизонте; 3 — пойма; 4 — насыпь подхода; 5 — криволинейная струенаправляющая дамба; 6 — прямолинейная струенаправляющая дамба; 7 — траверсы; 8 — каменная мостовая; 9 — одерновка; 10 — каменная отсыпка

вероятности превышения расчетного расхода и соответствующего горизонта высоких вод. Так, для мостов на автомобильных дорогах I—III категорий и для труб на дорогах I категории принимают вероятность 1%, т. е. возможность появления расчетного расхода 1 раз в 100 лет. Для мостов на дорогах IV—V категорий, а также для труб на дорогах II и III категорий принимают вероятность 2%, т. е. 1 раз в 50 лет.

При устройстве мостового перехода насыпи подходов обычно довольно сильно стесняют естественное живое сечение реки под мостом. Это вызывает изменение условий протекания водного потока и увеличивает скорости течения под мостом. Вода, текущая по поймам, встречая на своем пути насыпи (дамбы) подходов, образует поперечные течения вдоль этих насыпей и затем направляется в отверстие моста, вызывая у его краев отклонения течения и водовороты. При этом перед мостом уровень воды несколько поднимается, образуя подпор.

Увеличение скоростей течения, отклонения струй и водовороты могут вызывать размывы как общие, распространяющиеся по всей

ширине стесненного живого сечения, так и местные, обычно образующиеся у мостовых опор.

Отметка верха насыпи подходов к мосту должна быть не менее чем на 0,5 м выше наибольшего расчетного уровня воды с учетом подпора, а также возможного набега волн на откос насыпи (см. рис. 7, а).

Для улучшения условий протекания воды под мостом, направления пойменных потоков в отверстие и предохранения элементов мостового перехода от размыва прибегают к устройству регуляционных и укрепительных сооружений.

Регуляционные сооружения устраивают в виде струенаправляющих дамб и траверс.

Струенаправляющие дамбы устраивают у береговых опор, придавая им в плане очертание, способствующее плавному протеканию в отверстие моста водного потока с пойм и русла.

Для направления потока с поймы в отверстие моста применяют криволинейные дамбы (рис. 7, б). Чем большее количество воды идет с поймы, тем длиннее должна быть верховая часть дамбы. Чтобы отжать поток в сторону противоположного берега, устраивают прямолинейную дамбу (рис. 7, в, правый берег). Применяют также криволинейные дамбы с прямолинейной вставкой, имеющие промежуточные свойства. Схемы устройства струенаправляющих дамб в различных условиях протекания потока под мостом приведены на рис. 7, б, в, г.

При небольшом стеснении пойм струенаправляющие дамбы заменяют грушевидными присыпками у конусов.

Кроме струенаправляющих дамб, с верховой стороны мостового перехода иногда устраивают траверсы в виде коротких дамб, выступающих в реку перпендикулярно или под углом к берегу или насыпи подхода. Траверсы препятствуют течению воды вдоль берега или насыпи (см. рис. 7, в, левобережный подход), предохраняя их от размыва и способствуя направлению водного потока в отверстие моста.

Траверсы делают незатопляемыми, т. е. выше горизонта высоких вод, или затопляемыми, замедляющими донное течение и способствующими отложению наносов.

Струенаправляющие дамбы и траверсы устраивают в виде земляных насыпей с хорошо укрепленными пологими откосами.

Ширину дамб поверху принимают не менее 2 м. Головную часть дамб уширяют в сторону пойм не менее чем до 4 м (рис. 7, д). Откосам дамб придают уклон не круче 1 : 2, а в головной части 1 : 3. В зависимости от скорости течения откосы дамб укрепляют одиночным или двойным мощением, бетонными или железобетонными плитами, а у подошвы каменной наброской или фашинными (каменно-хворостяными) тюфяками. Внутренние откосы дамб можно укреплять одерновкой.

На горных реках с быстрым течением применяют укрепление берегов и откосов дамб тюфяками из бетонных и железобетонных

плит, габионами (сетки из оцинкованной стальной проволоки, заполненные камнем) или же другими способами.

Назначение величины отверстия моста, а также требуемых струенаправляющих и укрепительных сооружений, является задачей, допускающей различные решения. Так, при уменьшении величины отверстия сокращается длина моста и, следовательно, стоимость его пролетных строений. Однако увеличение возможных размывов требует углубления заложения фундаментов, вызывающего удорожание опор. Вместе с тем усложняются и удорожаются также и струенаправляющие сооружения. Техничко-экономическое сравнение вариантов мостового перехода дает возможность выбрать наиболее рациональное решение.

Составление проекта искусственного сооружения. Проектирование моста или другого искусственного сооружения представляет собой ответственную работу, в процессе которой определяется будущий его вид. При проектировании решают все основные вопросы технико-экономического, производственно-эксплуатационного и архитектурно-эстетического характера, определяющие выбор типа, системы, конструкции и всех характерных особенностей сооружения. Проект разрабатывают по данным изысканий.

Изыскания должны выявить все местные условия, необходимые для выбора местоположения сооружения, его системы, основных размеров и особенностей конструкции.

При изысканиях выясняют топографические и геологические условия в месте устройства сооружения, а для мостов и труб также данные о возможном притоке воды. Для труб и малых мостов определяют размеры и характер бассейна стока; для мостовых переходов — характерные уровни воды в реке, скорости и направления течения, условия прохода ледохода и др. Изыскания мостовых переходов и других искусственных сооружений обычно производят одновременно с изысканиями самой дороги в тесной взаимной связи.

Проекты мостов и крупных искусственных сооружений разрабатывают последовательными стадиями.

Первой стадией проектных работ является составление проектного задания.

В проектном задании должна быть установлена технико-экономическая целесообразность строительства проектируемого сооружения, правильно выбрано место его расположения, а также установлена наиболее рациональная схема.

Проектное задание должно также содержать данные по организации строительства сооружения и исчисление общей стоимости его возведения.

При разработке проектного задания моста определяют необходимую величину его отверстия исходя из условия безопасного пропуска под мостом высоких вод. Одновременно подсчитывают возможные глубины размыва дна, требующиеся срезки в живом сечении русла, выявляют надобность в укреплении дна и берега, а также необходимые струенаправляющие устройства.

Наряду с величиной отверстия моста важнейшим вопросом, решаемым при составлении проектного задания, является выбор наиболее рациональной схемы моста.

От правильного выбора схемы моста сильно зависит его стоимость, а также работа в процессе эксплуатации. Так, например, нерационально выбранная система моста может вызвать излишние затраты материалов и денежных средств на его возведение. Неудачно выбранное расположение опор моста может затруднить пропуск высоких вод и ледохода или привести к подмывам, что потребует дополнительных эксплуатационных расходов.

При разработке проектного задания обычно составляют несколько вариантов сооружения и путем их технико-экономического сравнения выбирают наиболее рациональное решение.

При назначении схемы моста величины отдельных пролетов могут определяться как судоходными требованиями или условиями безопасного пропуска ледохода, так и экономическими соображениями. Если проектируемое сооружение предназначено для пропуска автомобильной дороги над железной дорогой, каналом, автомагистралью, улицей, то величины его пролетов определяются соответствующими подмостовыми габаритами. Пролеты виадуков назначают по экономическим соображениям.

Учитывая общее направление в строительстве, предусматривающее всемерную его индустриализацию, а также унификацию и стандартизацию применяемых конструкций, при составлении схемы моста необходимо максимально использовать типовые конструкции, оправдавшие себя как технически, так и экономически.

Вторая стадия проектирования — составление рабочих чертежей сооружения.

Рабочие чертежи разрабатывают на основе утвержденного проектного задания. При составлении рабочих чертежей нельзя отступать от принципиальных решений, принятых в проектном задании.

В рабочих чертежах подробно разрабатывают конструкцию всех элементов сооружения со всеми деталями, необходимыми для его изготовления и возведения. Рабочие чертежи должны также содержать подробный проект организации производства работ, проекты всех вспомогательных устройств, спецификации и другие данные, необходимые для выполнения всех работ по строительству.

При составлении проектов мостов или других искусственных сооружений, имеющих особо сложную или новую конструкцию, требующих специальных разработок, опытных или исследовательских работ, допускается составление технического проекта, выполняемого перед разработкой рабочих чертежей. В этом случае вместо двухстадийного проектирования будет трехстадийным, при котором рабочие чертежи разрабатывают на основе утвержденного технического проекта.

В отдельных случаях для несложных объектов, выполняемых по типовым проектам, допускается разработка проекта в одну стадию.

§ 5. РАЗБИВКА ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ НА ПРОЛЕТЫ, СУДОХОДНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ И ПОДМОСТОВЫЕ ГАБАРИТЫ

При выборе схемы искусственного сооружения и величины отдельных его пролетов необходимо исходить из технических и экономических соображений, а в мостах учитывать также требования судоходства.

Можно теоретически доказать, что экономически наивыгоднейшая разбивка на пролеты балочного моста или другого многопролетного искусственного сооружения получается в том случае, если стоимость одного пролетного строения без учета проезжей части равна стоимости одной промежуточной опоры. Однако вывод этого правила основан на ряде условных допущений. Поэтому им можно пользоваться лишь как ориентировочным приближением и только для балочных систем. Для арочных и других распорных сооружений наивыгоднейший пролет получается несколько большим, чем для балочных.

В мостах через многоводные реки обычно различают две характерные части: речную, расположенную над основным руслом, и пойменную, перекрывающую участки, затапливаемые высокими водами. Пролеты, предназначенные для пропуска судов (или сплава), располагают в основном русле над судовым ходом (фарватером) реки так, чтобы опоры моста не стесняли движения судов. Количество, величина и возвышение судоходных пролетов определяются требованиями судоходства в виде специально разработанных подмостовых габаритов¹.

Подмостовым габаритом называют предельное очертание пространства под мостом, которое должно оставаться свободным для беспрепятственного пропуска судоходства и сплава (см. рис. 3, б). Внутри этого габарита не должны вдаваться никакие элементы моста и расположенные на нем устройства. В зависимости от условий судоходства или сплава и от многоводности самой реки все водотоки разделены на ряд классов и для каждого из них установлены определенные подмостовые габариты (табл. 1).

Величина судоходного отверстия B_c должна соблюдаться в свету между гранями опор при меженном судоходном горизонте. Высоты подмостового габарита H_c и h_c отсчитывают от расчетного судоходного горизонта воды. Расчетный судоходный горизонт (РСГ) — это наивысший уровень реки в судоходный период, который обычно несколько ниже отметки горизонта высоких вод. На сплавных реках за расчетный уровень принимают наивысший сплавной горизонт.

В многопролетных мостах должно быть устроено не менее двух судоходных пролетов, расположенных над судовыми ходами; устройство одного судоходного пролета допускается только в случае

¹ Нормы проектирования подмостовых габаритов на судоходных и сплавных реках и основные требования к расположению мостов (НСП 103-52). М., Гос. изд-во литературы по строительству и архитектуре. 1952, 35 с.

Таблица 1

Класс внутренних водных путей	Глубины судового хода в реке, м		Подмостовые габариты на судоходных и сплавных реках						
			Ширина габарита B_c				Протяжение повышенной части габарита— a	Высота габарита	
	гарантируемые	используемые флотом в среднем за навигацию	Постоянные мосты		Временные мосты	в средней части H_c		у опор — h_c	
			для пролетов низового направления	для пролетов взводного направления				Постоянные мосты	Временные мосты
I (водные сверхмагистральные пути)	Более 2,0	Более 3,0	Не менее 140	Не менее 120	—	Для водных путей I, II, III классов $a = \frac{2}{3} B_c$, если колебания навигационных уровней воды не превышают 4 м; при больших колебаниях навигационных уровней и для водных путей IV—VII классов $a = 0,5 B_c$	13,5	Не менее 5,0	—
II (водные магистральные пути)	1,6—2,6	2,4—3,0	140	100	—		12,5	4,0	—
III (водные магистральные пути)	1,1—2,0	1,65—2,4	120	80	—		10,0	3,5	—
IV (водные пути местного значения)	0,8—1,4	1,35—1,65	80	60	50		10,0	2,5	1,5
V (водные пути местного значения)	0,6—1,1	1,0—1,35	60	40	30		7,0	2,0	1,5
VI (водные пути местного значения — малые реки)	0,45—0,8	0,75—1,0	40	20	20		3,5	1,5	1,0
VII (водные пути местного значения — малые реки)	Менее 0,6	Менее 0,75	20	10	—		3,5	1,0	—

недостаточной ширины реки, а также в разводных, наплавных или временных мостах. Если на реке имеется как судоходство, так и лесосплав, то судоходный пролет низового направления принимают несколько большим, чем взводного. При отсутствии лесосплава или ограниченных его размерах величину обоих судоходных пролетов принимают как для взводного направления.

Если в мосту устраивают только один судоходный пролет, то размеры габарита при наличии лесосплава должны быть приняты как для пролета низового направления. В мостах через несудоходные реки, а также в несудоходных пролетах судоходных рек, возвышение низа пролетных строений над расчетным горизонтом с учетом подпора должно быть не менее 0,5 м, а над горизонтом наивысшего ледохода — не менее 0,75 м. При наличии на реке карчехода или селевых потоков возвышение низа пролетных строений принимают не менее 1 м.

В деревянных мостах нижние элементы конструкции пролетного строения должны возвышаться над расчетным уровнем воды не менее чем на 0,25 м, а над горизонтом ледохода не менее чем на 0,75 м.

При устройстве путепроводов и эстакад через автомобильные дороги или городские улицы требуется соблюдать габариты пропускаемой под путепроводом дороги. Для путепроводов через железнодорожные пути необходимо, чтобы под путепроводом вписывался железнодорожный габарит приближения строений. Для пропуска под автомобильной дорогой местных полевых дорог наименьшее отверстие должно составлять 6 м в ширину и 4,5 м в высоту, а для скотопрогонов — соответственно 4 и 2,5 м.

§ 6. НАЗНАЧЕНИЕ ШИРИНЫ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

Ширину проезжей части и тротуаров искусственных сооружений назначают, руководствуясь стандартными габаритами. Габаритом моста, называемым также габаритом приближения конструкций, называют контур, необходимый для беспрепятственного пропуска по сооружению подвижных транспортных средств и пешеходов, внутрь которого не должны вдаваться никакие части конструкции.

Габариты мостов на автомобильных дорогах и в городах обозначают буквой Г и числом, соответствующим ширине в метрах проезжей части между бордюрами. При наличии разделительной полосы к обозначению габарита добавляется ее ширина, обозначаемая буквой С. Схемы габаритов мостов и других искусственных сооружений на автомобильных дорогах и в городах приведены на рис. 8, а их основные размеры — в табл. 2.

Габариты принимают в зависимости от категории дороги (табл. 3) или улицы, с учетом перспективного развития движения, а также длины моста и расположения его в профиле. Высоту габарита H на дорогах I—III категорий принимают 5 м, на дорогах IV и V классов — 4,5 м.

На автомобильных дорогах к первой группе мостов относят все малые и средние мосты, расположенные на участках дорог с продольным уклоном 30‰ и более или в пониженных местах продольного профиля с алгебраической разницей уклонов 40‰ и более. К третьей группе относят особо сложные мосты через большие водные преграды и глубокие горные ущелья. Все остальные мосты относят ко второй группе.

Так как на мостах устройство разделительной полосы связано с дополнительными затратами, то в отдельных случаях допускается уменьшать ее ширину до 1,2 м.

Габарит Г-6 допускается применять только для деревянных мостов, а габарит Г-4,5 в исключительных случаях на горных дорогах.

Ширину тротуаров T (см. рис. 8) назначают кратной 0,75 м в зависимости от интенсивности пешеходного движения. Пропускную способность одной полосы шириной 0,75 м принимают 1000 пешеходов в час. Однополосные тротуары, непосредственно примыкающие к проезду, делают шириной 1,0 м. При полном отсутствии пешеходного движения тротуаров можно не делать, ограничиваясь устройством охранных полос шириной не менее 0,25 м.

Большое значение для безопасности автомобильного движения по мосту имеет высота e бордюров, ограждающих полотно проезжей части. По действующим нормам эта высота равна 0,25 м. Для мостов, расположенных на продольном уклоне более 20‰ , высоту бордюров увеличивают до 0,4 м. Однако бордюры высотой 0,25 м плохо предохраняют проезжающие по мосту автомобили от наезда на тротуары и падения с моста.

Поэтому бордюры современных автомобильно-дорожных мостов рекомендуется делать не ниже 0,3—0,35 м, а в ответственных случаях высотой до 0,4—0,45 м. Устраняют также ограждения специальной конструкции.

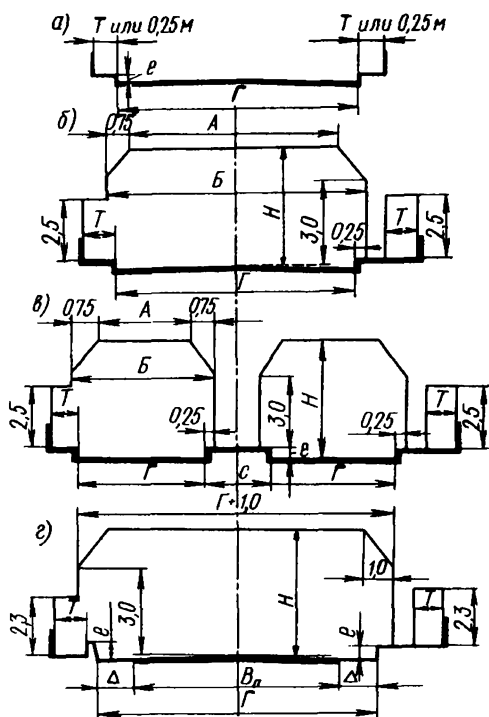


Рис. 8. Габариты мостов на автомобильных дорогах:

а — для сооружений с ездой поверху; б — для сооружений с ездой понизу и габаритов под путепроводами и эстакадами при отсутствии разделительной полосы; в — то же, при наличии разделительной полосы; г — по новому проекту

Таблица 2

Обозначение габарита	Расстояние в свету (см. рис. 8), м		
	Г — между бордюрами	между элементами конструкций на высоте	
		3 м от верха проезжей части — Б	Н от верха проезжей части — А
Г-9 + С + 9	2×9,0	9,5	8,0
Г-8 + С + 8	2×8,0	8,5	7,0
Г-21	21,0	21,5	20,0
Г-14	14,0	14,5	13,0
Г-10,5	10,5	11,0	9,5
Г-9	9,0	9,5	8,0
Г-8	8,0	8,5	7,0
Г-7	7,0	7,5	6,0
Г-6	6,0	6,5	5,0
Г-4,5	4,5	5,0	3,5

Таблица 3

Группа мостов	Категория дорог				
	I	II	III	IV	V
	Габарит мостов				
Первая	Г-9+С+9	Г-10,5	Г-9	Г-8	Г-7
Вторая	Г-9+С+9	Г-9	Г-8	Г-7	Г-7
Третья	Г-8+С+8	Г-8	Г-8	—	—

В настоящее время разработан проект новых габаритов мостов на автомобильных дорогах, имеющий целью улучшить условия движения автомобилей по мостам. По этому проекту ширина габарита, измеряемая между внутренними линиями ограждений, состоит из проезжей части, предохранительных полос и разделительной полосы (рис. 8, з). Проезжая часть, отведенная для проезда автомобилей, имеет ширину $B_{п}$, зависящую от числа полос движения. Предохранительные полосы Δ предназначены для безопасности движения и облегчения маневрирования при встречном движении или обгоне. В целом ширину габаритов намечено увеличить. На дорогах всех категорий высота H габарита будет принята 5 м, высота e ограждений — 0,5 м при сплошных и 0,6 м при несплошных их конструкциях.

§ 7. НАГРУЗКИ, ПРИНИМАЕМЫЕ ПРИ РАСЧЕТЕ МОСТОВ

Мосты и аналогичные им искусственные сооружения подвергаются действию различных нагрузок, которые могут быть разделены на следующие основные виды:

вертикальные нагрузки: подвижная или временная; постоянная;

горизонтальные нагрузки: ветровая; центробежная; тормозная; поперечные толчки и удары подвижной нагрузки.

Кроме этих видов нагрузки, на искусственные сооружения может также оказывать действие давление грунта, изменение температуры, удары и давление льда, а также нагрузки от навала судов на опоры мостов, просадки опор, сейсмические воздействия, нагрузки, возникающие в процессе строительства сооружения и др.

Подвижной или временной называют нагрузку от проходящих по сооружению автомобилей, тракторов и других видов транспортных средств, а также пешеходов.

Постоянной называют нагрузку от собственного веса моста и давления грунта.

В расчетах нагрузки учитывают в различных возможных их сочетаниях, принимая при этом во внимание вероятность одновременного их действия. Основными сочетаниями считают одновременное действие: постоянной нагрузки, временной (подвижной) вертикальной нагрузки, давления грунта, вызванного временной нагрузкой, и центробежной силы. Дополнительными называют сочетания, при которых одновременно с одной или несколькими нагрузками основных сочетаний действуют также одна или несколько остальных видов нагрузок, кроме сейсмических и строительных. Особыми называют сочетания, включающие сейсмические или строительные нагрузки совместно с другими нагрузками.

Подвижная вертикальная нагрузка. Автодорожные мосты и другие дорожные искусственные сооружения рассчитывают на подвижную нагрузку в виде колонн грузовых автомобилей. Так как по дорожным искусственным сооружениям иногда приходится пропускать особо тяжелые грузы (груженые трейлеры, строительные и другие машины), то, кроме расчета на колонны автомобилей, делают также проверку на пропуск одиночных тяжелых колесных или гусеничных нагрузок.

Нагрузку тротуаров и пешеходных мостов принимают в виде толпы людей.

Для расчета сооружений из всех материалов, кроме дерева, нормативную нагрузку принимают в виде колонны автомобилей весом по 30 T ; эта нагрузка носит название Н-30 (рис. 9). Деревянные мосты рассчитывают на колонну автомобилей весом по 10 T , среди которых имеется один утяжеленный автомобиль весом 13 T . Эту нагрузку называют Н-10.

Данные о современных нормативных нагрузках приведены в табл. 4 и 5. Длина расчетной колонны автомобилей не ограничивается. Сближение автомобилей по сравнению с расчетной схемой не допускается. Увеличение же расстояний и расположение колонн с разрывами разрешается, если это оказывается более опасным для расчетных усилий в конструкции. Одиночную тяжелую нагрузку для проверки всех дорожных искусственных сооружений принимают в виде колесной нагрузки весом 80 T , называемой НК-80; деревянные мосты проверяют на гусеничную нагрузку весом 60 T , называемую НГ-60 (см. рис. 9).

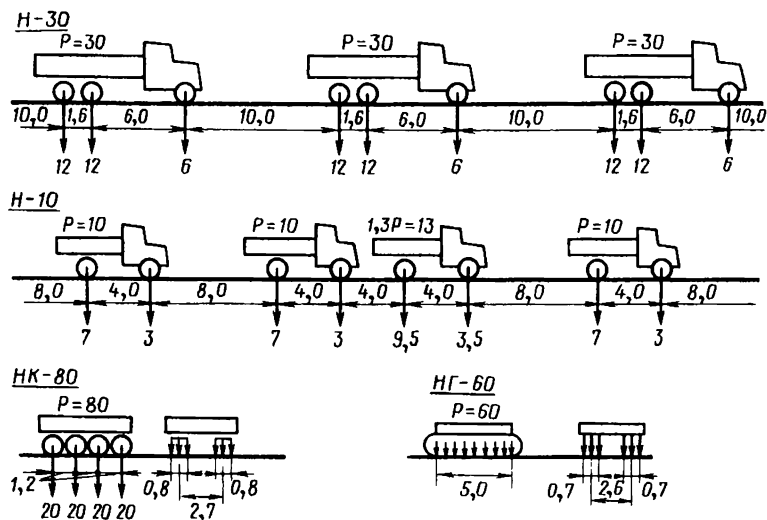


Рис. 9. Схемы нормативных нагрузок для расчета искусственных сооружений на автомобильных дорогах. Расстояния показаны в м, вес — в Т

Колонны автомобилей располагают в несколько рядов, размещающихся на ширине проезжей части так, чтобы получить наибольшие усилия в рассчитываемых элементах конструкции. При этом для всех колонн автомобилей можно принимать движение в одном направлении. Расстояние между кузовами автомобилей в соседних колоннах должно быть не менее 0,1 м и габарит автомобилей не должен выступать за пределы проезжей части.

Таблица 4

Показатель	Основные характеристики нормативных автомобильных нагрузок		
	Н-30	Н-10	
		Утяжеленный автомобиль	Нормальный автомобиль
Вес нагруженного автомобиля, Т	30	13	10
Давление на заднюю ось, Т	2×12	9,5	7
Давление на переднюю ось, Т	6	3,5	3
Ширина обода (ската) заднего колеса, м	0,6	0,4	0,3
Ширина обода переднего колеса, м	0,3	0,2	0,15
Длина соприкосновения обода колеса с покрытием проезжей части (вдоль движения), м	0,2	0,2	0,2
Ширина кузова, м	2,9	2,7	2,7
База автомобиля, м	6,0+1,6	4,0	4,0
Ширина колеи между осями ска- тов, м	1,9	1,7	1,7

Таблица 5

Показатель	Основные характеристики нормативной нагрузки	
	Колесная НК-80	Гусеничная НГ-60
Вес машины, T	80	60
Давление на ось, T	20	—
Давление на 1 пог. м гусеницы, T	—	6
Длина опирания гусеницы, м	—	5
Длина соприкосновения колеса (ската)	0,2	—
с покрытием проезжей части вдоль движения, м		
Ширина гусеницы или ската, м	0,8	0,7
Расстояние между осями колес вдоль движения, м	1,2	—
Расстояние между осями гусениц или колес (скатов) поперек движения, м	2,7	2,6

При расчете элементов, воспринимающих нагрузку от нескольких колонн автомобилей, при длине загрузки более 25 м нагрузки принимают с коэффициентом, учитывающим малую вероятность одновременного совпадения невыгоднейшего расположения автомобилей во всех колоннах. Величину этого коэффициента принимают:

При двух колоннах	0,9
При трех колоннах	0,8
При четырех и более колоннах	0,7

Колесную и гусеничную нагрузку устанавливают на сооружении так, чтобы расстояние от края обода колеса или края гусеницы до бордюра было не менее 0,25 м. При проверке на пропуск тяжелой колесной или гусеничной нагрузки считают, что на сооружении отсутствуют другие виды временной нагрузки (автомобили, толпа на тротуарах).

Для облегчения расчетов взамен колонн автомобилей, колесной или гусеничной нагрузки можно пользоваться заменяющими их эквивалентными нагрузками, величины которых приведены в технических условиях проектирования мостов.

Нормативную нагрузку тротуаров и пешеходных мостов принимают 400 кг/м^2 . Настил тротуаров, кроме того, должен быть проверен на сосредоточенное давление в 180 кг . Перила рассчитывают на действие горизонтального и вертикального сосредоточенного давления, равного 130 кг .

Движущаяся автомобильная нагрузка может вызывать и дополнительное воздействие на сооружения в виде толчков, ударов, перегрузок и др. Совокупность этих динамических воздействий принято учитывать упрощенно, умножением нагрузок или усилий от статического ее действия на динамический коэффициент,

больший единицы, определяемый по установленным нормам. Динамический коэффициент вводят только при расчете железобетонных и металлических искусственных сооружений. Для деревянных же и каменных мостов, а также для труб под насыпями динамический коэффициент не учитывают.

На пропуск тяжелой гусеничной или колесной нагрузки сооружения из любых материалов проверяют без введения динамического коэффициента. Нагрузку тротуаров и пешеходных мостов тоже принимают без динамического коэффициента.

Центробежная сила. При расположении сооружения на горизонтальной кривой радиусом 600 м и менее необходимо учитывать горизонтальную поперечную нагрузку, возникающую от центробежных сил, вызванных движением временной нагрузки по кривой. Величина центробежной силы зависит от радиуса горизонтальной кривой, скорости движения временной нагрузки и количества грузов, размещающихся на расчетном участке сооружения. Центробежную силу принимают в виде равномерно распределенной горизонтальной нагрузки, приложенной в уровне верха полотна проезжей части (см. технические условия).

Тормозная сила. Горизонтальную нагрузку, возникающую при торможении подвижной нагрузки на сооружении и действующую вдоль его оси, принимают в зависимости от расчетной длины загрузки в виде продольной силы T_c , приложенной в уровне верха полотна проезжей части и равной:

$T_c = 0,3P$ при расчетной длине загрузки до 25 м;

$T_c = 0,6P$ при расчетной длине загрузки более 25 м и до 50 м;

$T_c = 0,9P$ при расчетной длине загрузки более 50 м.

Здесь P — вес одного автомобиля расчетной колонны, а для схемы Н-10 — вес утяжеленного автомобиля.

За расчетную длину принимают участок, с которого передается сумма тормозных сил автомобилей. При многополосном движении тормозную силу суммируют для полос с одним направлением движения.

Горизонтальные поперечные воздействия подвижной нагрузки. Горизонтальные поперечные воздействия временной нагрузки возникают главным образом при отклонениях в движении нагрузки от прямолинейного направления в плане. Нормативную горизонтальную нагрузку от ударов, вызываемых колоннами автомобилей по схеме Н-30, принимают в виде поперечной равномерно распределенной нагрузки интенсивностью 0,4 T на 1 пог. м сооружения, а от колонн автомобилей по схеме Н-10 — 0,2 T на 1 пог. м сооружения независимо от числа полос движения.

Кроме того, требуется расчет на горизонтальный поперечный удар в виде сосредоточенной горизонтальной силы 5 T от колесной нагрузки НК-80 и 4 T от гусеничной нагрузки НГ-60. Горизонтальные поперечные нагрузки от ударов подвижных нагрузок считают

Таблица 6

Класс внутренних водных путей	Нормативная нагрузка от навала судов, Т			
	вдоль опоры (поперек оси моста) со стороны		вдоль оси моста со стороны	
	верхней	низовой	судоходного пролета	несудоходного пролета
I	125	100	100	50
II	90	70	70	40
III	80	65	65	35
IV	70	55	55	30
V	30	25	25	15
VI	20	15	15	10
VII	15	10	10	5

Величины нормативных нагрузок от навала судов принимают в зависимости от класса перекрываемого водного пути по табл. 6. При этом давление, как правило, считают приложенным в уровне расчетного судоходного горизонта, посередине длины или ширины опоры.

При пересечении мостов водного пространства без течения нагрузки вдоль опоры как с верхней, так и с нижней стороны, принимают одинаковыми по нормативам для нижней стороны.

§ 8. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О МЕТОДАХ РАСЧЕТА МОСТОВ И ДРУГИХ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

Мосты и другие искусственные сооружения рассчитывают, пользуясь методом предельных состояний. При расчете по этому методу элементы конструкции или конструкции в целом рассматривают в условиях, когда под действием нагрузки они достигают состояния, при котором дальнейшее увеличение нагрузки приводит к их непригодности для эксплуатации. Такое состояние конструкции (сооружения) называют предельным состоянием.

Предельное состояние конструкции может быть вызвано:

- 1) потерей сооружением несущей способности по прочности, устойчивости или выносливости (первое предельное состояние);
- 2) возникновением в сооружении чрезмерно больших деформаций (прогибов, осадки, колебаний), затрудняющих нормальную его эксплуатацию (второе предельное состояние);
- 3) появлением в конструкции трещин, вредных для ее эксплуатации и снижающих срок службы сооружения (третье предельное состояние).

Расчеты по первому предельному состоянию обязательны для всех видов искусственных сооружений.

При расчете по первому предельному состоянию принимают во внимание, что действительная постоянная, а тем более временная

нагрузка может оказаться большей, чем принятая в расчете нормативная нагрузка. Это превышение учитывается специальными коэффициентами перегрузки.

Коэффициент перегрузки $n_{\text{пост}}$ для постоянной нагрузки, учитывающий возможное превышение действительным весом сооружения расчетного веса, принимают $n_{\text{пост}} = 1,1$. Для деревянных мостов, в которых вес древесины может возрастать при увеличении влажности воздуха, принимают $n_{\text{пост}} = 1,2$. Для элементов покрытия проезжей части принимают повышенным $n_{\text{пост}} = 1,5$, учитывая возможное скопление снега, утолщение покрытия в процессе эксплуатации и другие случайные обстоятельства. В тех случаях, когда для выполняемой расчетной проверки опаснее положение, при котором собственный вес может оказаться наименьшим (например, при проверке устойчивости сооружения на опрокидывание или сдвиг), принимают $n_{\text{пост}} = 0,9$, т. е. меньшим единицы.

Коэффициент перегрузки для временной автомобильной нагрузки установлен $n_{\text{вр}} = 1,4$. Для колесной и гусеничной нагрузок $n_{\text{вр}} = 1,1$. Эти коэффициенты распространяются на все виды воздействий, оказываемых движущейся нагрузкой: на центробежную силу, торможение, поперечную нагрузку от ударов временной нагрузки

Коэффициенты перегрузки вводят и при расчете на другие виды нагрузок. Значения коэффициентов перегрузки для этих нагрузок принимают в зависимости от расчетного сочетания нагрузок (табл. 7).

Произведение нормативной нагрузки на коэффициент перегрузки называют расчетной нагрузкой.

Предельное усилие, которое способен выдержать элемент конструкции, определяется условием, что в его материале напряже-

Таблица 7

Вид нормативной нагрузки	Коэффициент перегрузки для сочетаний нагрузок		
	основных	дополнительных	особых
Ветровые нагрузки	1,5	1,2	1,0
Нагрузки ледовые, от навала судов, воздействия колебаний температуры при учете, кроме данной нагрузки:			
а) только нагрузок, входящих в основные сочетания	—	1,1	0,8
б) любых прочих нагрузок	—	1,0	0,8
Сейсмические нагрузки	—	—	1,0
Строительные нагрузки:			
а) усилия от домкратов при подъеме и передвижке	—	—	1,3
б) прочие	—	—	1,0

ния достигнут расчетного предела прочности (расчетного сопротивления). При этом учитывают, что материал не всегда имеет нормативные механические качества и реальное его сопротивление может быть ниже нормативного. Для этого вводят коэффициент k , называемый коэффициентом однородности материала.

Произведение нормативного сопротивления $R^н$ на коэффициент однородности материала k называют расчетным сопротивлением R материала, т. е. $R = kR^н$.

Необходимо принимать во внимание отклонения действительной работы конструкций от принимаемых в проекте расчетных предположений. Это учитывают введением коэффициента условий работы m , который можно рассматривать, как произведение двух величин $m = m_1 m_2$. Коэффициент m_1 выражает влияние допустимых отступлений действительной конструкции от запроектированной, а также различных неблагоприятных условий в реальных условиях ее работы. Коэффициент m_2 учитывает неточности и условности расчетов. Для большинства конструкций расчеты достаточно точны; в таких случаях $m_2 = 1$.

Тогда при расчете элемента конструкции, например балки, работающей на изгиб, по предельному состоянию исходя из условия его прочности получаем следующее расчетное условие:

$$M_n n_n + M_{\text{пост}} n_{\text{пост}} + M_{\text{вр}} n_{\text{вр}} \leq m k R^н W \quad (1.4)$$

или

$$\frac{M}{W} \leq m R; \quad (1.5)$$

$$M = M_n n_n + M_{\text{пост}} n_{\text{пост}} + M_{\text{вр}} n_{\text{вр}}.$$

Здесь M — расчетный изгибающий момент в балке от полной нагрузки (веса настила, остальной части постоянной нагрузки, временной нагрузки) с учетом динамического коэффициента с соответствующими коэффициентами перегрузки.

При расчетах по второму предельному состоянию на предельные деформации (прогибы) принимают нормативные нагрузки без коэффициентов перегрузки и динамического коэффициента. Полученные результаты сравнивают с прогибами, допускаемыми действующими нормами.

Расчеты по третьему предельному состоянию на трещиностойкость требуются только в железобетонных элементах. Трещиностойкость проверяют на нормативные нагрузки без учета коэффициентов перегрузки и динамического коэффициента.

Нагрузки и воздействия принимают в наиболее невыгодных, возможных при эксплуатации и строительстве положениях и сочетаниях для каждого рассчитываемого элемента, части конструкции или всего сооружения в целом.

РАЗДЕЛ ВТОРОЙ

ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

ГЛАВА III

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ ОБ ОСНОВАНИЯХ И ФУНДАМЕНТАХ СООРУЖЕНИЙ

§ 9. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ

Всякое инженерное сооружение опирается на землю и передает ей давление от собственного своего веса и действующих на него нагрузок. Для передачи и распределения этого давления на грунт устраивают фундамент, служащий опорным элементом сооружения.

Так как поверхностные слои грунтов обычно имеют небольшую несущую способность и периодически подвергаются промерзанию, оттаиванию и размыву протекающими водами, то фундамент, как правило, заглубляют в грунт так, чтобы достигнуть более прочных его слоев. Толщу грунта, воспринимающую давление, передаваемое фундаментом сооружения, называют **основанием**. Несущая способность грунтов основания зависит от их структуры и физических свойств. Большое влияние на качество грунтов как основания инженерных сооружений оказывают гидрогеологические условия в месте строительства, а также методы производства работ по устройству фундаментов сооружения.

Грунты, которые могут служить основанием инженерных сооружений, разделяются на скальные, крупнообломочные, песчаные и глинистые.

Скальные грунты (граниты, песчаники, известняки и др.) в большинстве случаев имеют большую прочность и при достаточной мощности пластов обычно служат надежным основанием для сооружений. Некоторые скальные породы, как гипс и слабый известняк, могут растворяться проникающей к ним водой. В результате этого образуются пустоты, называемые карстами, которые опасны для строящихся сооружений.

Крупнообломочные грунты состоят из несвязанных между собой обломков горных пород угловатых неокатанных (щебень, дресва) или окатанных (галька, гравий). Щебнем и галькой называют грунт, большую половину (по весу) которого составляют частицы размером более 10 мм; дресвой и гравием — в котором таких частиц менее половины. Крупнообломочные породы имеют

большую несущую способность, водопроницаемы, малосжимаемы и обычно служат хорошим основанием сооружений.

Песчаные грунты состоят из зерен размером менее 2 мм. В зависимости от содержания зерен разной крупности различают: гравелистые, крупные, средние и мелкие пески. Несущая способность песчаного грунта тем больше, чем крупнее и шероховатее его зерна и чем он плотнее. Увлажнение уменьшает несущую способность песков. Насыщенные водой мелкие пески превращаются в плавуны. Песчаные грунты имеют хорошую несущую способность. Под нагрузкой они уплотняются за счет уменьшения объема пор и отжатия из них воды. Получающиеся осадки довольно быстро прекращаются.

Глинистые грунты содержат мельчайшие частицы (менее 0,005 мм), придающие глинам пластичность. В зависимости от процентного содержания таких частиц различают супеси (3—10%), суглинки (10—30%) и глины (более 30%). Глинистые грунты обладают не только трением между их частицами, но и сцеплением. В глинистых грунтах, кроме свободной воды, содержится также связанная вода в виде пленок, покрывающих частицы. Сухие плотные глинистые грунты имеют высокую несущую способность. С увеличением влажности глинистой грунт набухает, переходя из твердой консистенции в пластическую. При этом несущая его способность уменьшается. Под нагрузкой глинистые грунты дают длительные осадки, тем большие, чем больше влажность грунта.

В мостах фундаменты опор и их основание — это очень ответственные элементы сооружения, от качества и надежности которых в большой степени зависит долговечность моста и безопасность его эксплуатации.

Современная техника строительства располагает различными приемами и средствами, дающими возможность устраивать фундаменты в различных гидрогеологических условиях, в частности при большой глубине заложения. В тех случаях, когда естественный грунт не может служить основанием сооружения, прибегают к улучшению его специальными способами, устраивая искусственное основание.

Применяемые фундаменты мостовых опор различают по глубине их заложения и по особенностям конструкции.

По глубине заложения фундаменты могут быть мелкого или глубокого заложения.

Фундаментами мелкого заложения называют фундаменты с заглублением не более 6 м, возведение которых возможно в открытых котлованах. Расчетная несущая способность таких фундаментов заключается в том, что учитывается передача давления грунту только его подошной (рис. 10, а).

Фундаменты глубокого заложения передают давление на слои грунта, находящиеся на большой глубине. Их возведение требует применения специальных методов работ. При расчете фундамента глубокого заложения учитывают передачу давлений грунту как его подошвой, так и боковыми поверхностями (рис. 10, б).

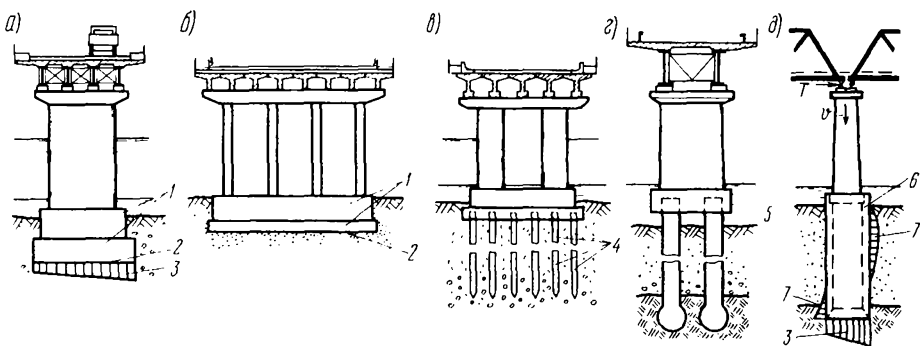


Рис. 10. Основные виды фундаментов мостовых опор:

1 — фундамент; 2 — подошва фундамента; 3 — эпюра давления на грунт под подошвой фундамента; 4 — сваи; 5 — свая-оболочка; 6 — опускной колодец; 7 — эпюра давления на грунт боковой поверхностью фундамента

По своей конструкции фундаменты бывают массивными, ленточными, свайными, из оболочек, из опускных колодцев или кессонов.

Массивные фундаменты в виде сплошного массива кладки, опирающегося нижней поверхностью (подошвой) на грунт основания, обычно применяют при мелком заложении. Для увеличения площади опирания на грунт массивные фундаменты часто уширяют книзу последовательными уступами (см. рис. 10, а).

Ленточные фундаменты отличаются значительным развитием в одном из направлений в плане. Ленточные фундаменты обычно применяют при мелком заложении под длинные сооружения как, например, стены; или же их устраивают для распределения сосредоточенных давлений от столбчатых опор (рис. 10, б).

Фундаменты из свай или оболочек состоят из свай (рис. 10, в) или отдельных столбов-оболочек (рис. 10, г), поддерживающих опору и передающих ее давление на глубоко залегающие слои грунта. При этом давления могут передаваться не только нижними концами свай или оболочек, но и трением их боковой поверхности об окружающий грунт.

Фундаменты в виде опускных колодцев (рис. 10, д) или кессонов представляют собой массивные фундаменты глубокого заложения, сооружаемые специальными методами.

Массивные фундаменты обычно делают бетонными и в большинстве случаев их бетонируют на месте. Ленточные фундаменты, как правило, устраивают железобетонными. Железобетонные сваи изготавливают на заводах или базах. Оболочки составляют из отдельных железобетонных звеньев, доставляемых готовыми с завода.

В тех случаях, когда фундамент может подвергаться действию агрессивной воды, содержащей вредные для бетона вещества (сернокислые соли — сульфаты, свободную углекислоту, сильные ще-

лочи и др.), применяют сульфатостойкий портландцемент, сульфатостойкий пуццолановый портландцемент или глиноземистый цемент. Устраивают также покрытие фундаментов водонепроницаемыми защитными обмазками на битумной или полимерной основе.

§ 10. ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К ФУНДАМЕНТАМ

Фундамент должен служить надежной опорой сооружения. Для этого необходимо, чтобы от передаваемых фундаментом давлений, основание не давало опасных по величине деформаций. Деформации проявляются в виде осадок основания, которые обычно увеличиваются с течением времени. Если осадки равномерны по всей площади подошвы фундамента, то сооружение получает вертикальное перемещение (посадку). При неравномерных по подошве осадках фундамент получает также и наклон. При действии горизонтальных сил возможны поперечные смещения (сдвиги) фундамента, обычно сопровождающиеся и его наклоном. Совсем избежать деформаций основания невозможно. Всякое основание под сооружением дает осадку, но для скальных грунтов она очень мала, а для глинистых, суглинистых и других может быть значительной.

Чтобы осадки мостовых опор не были больше допустимых для них пределов, давления на грунт основания не должны превышать определенной установленной нормами величины, называемой расчетным сопротивлением грунта.

Для мостов больших пролетов, а также мостов, устраиваемых в неблагоприятных геологических условиях, необходимо рассчитывать теоретическими методами ожидаемую осадку опор.

Расчетное сопротивление (в кг/см^2) для скальных грунтов определяют по формуле $R = 0,51 R_{\text{сж}}$, где $R_{\text{сж}}$ — предел прочности образцов скального грунта на сжатие.

Расчетное сопротивление нескальных грунтов зависит от их вида и физико-механических качеств, глубины заложения фундамента и его размеров в плане. Оно может быть определено по условной формуле, рекомендуемой техническими условиями:

$$R = 1,2 \{ R' [1 + \kappa_1 (b - 2)] + \kappa_2 \gamma (h - 3) \}, \quad (2.1)$$

где R' — условное сопротивление грунта, кг/см^2 ;

b — меньшая сторона подошвы фундамента (но не более 6 м), м;

h — глубина заложения фундамента, считая от поверхности грунта после размыва, м;

γ — средний объемный вес грунта, лежащего выше отметки подошвы фундамента, т/м^3 ;

κ_1 и κ_2 — коэффициенты, зависящие от вида грунта.

Условные расчетные сопротивления R' и величины коэффициентов κ_1 и κ_2 принимают по данным технических условий. Для песчаных грунтов расчетное сопротивление составляет 1—4 кг/см^2 , увеличиваясь с крупностью и плотностью песка. Для крупнообломочных (гравийных, галечных) грунтов 3—10 кг/см^2 . Расчетные

сопротивления глинистых грунтов при пластической их консистенции составляют для супеси 1—3,5 кГ/см², для суглинков 1—4 кГ/см², для глин 1—6 кГ/см²; при твердой консистенции — для супесей 4—10 кГ/см²; суглинков 6—20 кГ/см², глин 8—30 кГ/см².

При проектировании ответственных инженерных сооружений и, в частности, мостов через средние и большие реки расчетные сопротивления грунтов следует назначать на основе полевых и лабораторных испытаний.

Фундаменты мостовых опор должны быть заложены на такой глубине, чтобы их подошва была не менее чем на 2,5 м ниже отметки наибольшего расчетного размыва дна реки у данной опоры. На сухом месте фундаменты должны быть заложены не менее чем на 0,25 м ниже глубины зимнего промерзания грунта. При отсутствии размыва массивные фундаменты мостовых опор заглубляют не менее чем на 1 м ниже поверхности грунта или дна водотока. Все указанные требования не относятся к скальным грунтам на которые фундаменты можно закладывать, сняв лишь верхний разрушенный слой (если он имеется).

Расположение сооружения всегда надо выбирать так, чтобы избежать мест с неблагоприятными геологическими условиями. Если же сооружение все-таки приходится устраивать на слабых грунтах или участках с оползнями или карстами, то требуются специальные меры для придания надежности основаниям опор.

В районах вечной мерзлоты фундаменты мостовых опор закладывают на мерзлый грунт ниже слоя оттаивающего летом (деятельный слой), либо на прочную породу, залегающего ниже вечной мерзлоты.

§ 11. РАСЧЕТ ОСАДОК ФУНДАМЕНТОВ

Определить расчетным путем осадку сооружения можно только приближенно, так как теоретически очень трудно учесть все особенности физико-механических свойств грунтов и условий их залегания в основании. Для случая, когда основание состоит из ряда слоев разнородных грунтов, осадка фундамента определяется суммой осадок отдельных слоев под действием давления, передающегося каждому из этих слоев.

Давление, передаваемое подошвой фундамента, распределяется в грунте основания во все стороны, поэтому по мере углубления удельное давление (на 1 см²), передающееся в последовательных слоях основания, уменьшается (рис. 11, а).

Для практических расчетов наибольшую величину давления σ_z на различных глубинах z под прямоугольным фундаментом, передающим своей подошвой равномерное давление $\sigma_0 = \frac{N}{ab}$, можно

определить по формуле $\sigma_z = \alpha \sigma_0$,

где $\alpha = \frac{\sigma_z}{\sigma_0}$ — коэффициент распределения, зависящий от отношения $a : b$ сторон подошвы фундамента и отношения $z : b$ глубины заложения к меньшей из этих сторон.

Значения коэффициента α приведены в табл. 8.

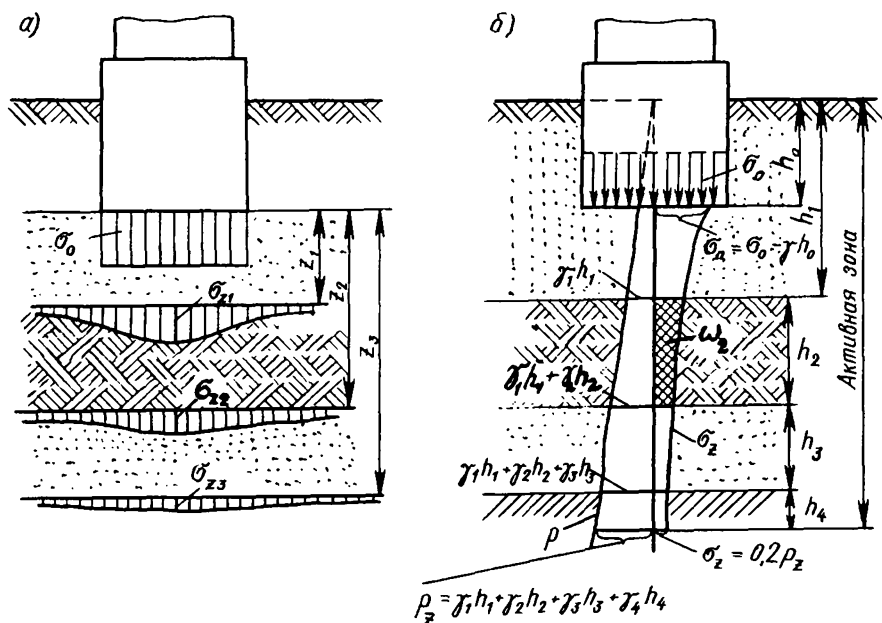


Рис. 11. Схемы к определению осадки фундамента

Определяя величину осадки, надо иметь в виду, что обжатие грунта происходит под действием добавочного давления, равного разнице между давлением подошвы фундамента и действовавшим до его устройства давлением грунта в этом же уровне.

Осадку определяют в такой последовательности.

Таблица 8

Относительная глубина	Отношение размеров подошвы фундамента $a:b$			
	1	2	4	10 и более
Значения коэффициента распределения α				
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	0,960	0,976	0,977	0,977
0,4	0,800	0,870	0,880	0,881
0,6	0,606	0,727	0,753	0,755
0,8	0,449	0,593	0,636	0,642
1,0	0,334	0,482	0,540	0,550
1,2	0,257	0,392	0,462	0,477
1,4	0,201	0,321	0,400	0,420
1,6	0,160	0,267	0,348	0,374
2,0	0,108	0,189	0,270	0,304
3,0	0,051	0,095	0,155	0,208
4,0	0,029	0,056	0,095	0,158
5,0	0,019	0,037	0,067	0,126

Сперва определяют вес отдельных слоев грунта в их естественном состоянии и строят эпюру давлений p , действовавших до устройства фундамента в грунте по его глубине (рис. 11, б).

Давление σ_0 , передаваемое подошвой фундамента опоры, вызывает добавочное (сверх естественного) давление σ_d на основание

$$\sigma_d = \sigma_0 - \gamma_1 h_0,$$

где γ_1 — объемный вес верхнего слоя грунта;
 h_0 — глубина заложения фундамента.

Это добавочное давление на поверхности основания передается нижележащему грунту и постепенно распределяется в нем. Принимая закон распределения по данным табл. 8, строим эпюру добавочных давлений $\sigma_z = \alpha \sigma_d$ в последовательных слоях грунта основания (см. рис. 11, б).

Так как естественные давления p в толще грунта основания довольно быстро растут с глубиной, а в то же время добавочные давления σ_z от возведенного сооружения быстро уменьшаются, то для расчета осадки фундамента достаточно учитывать ограниченную толщу основания.

Эту толщу, называемую активной зоной, принимают от подошвы фундамента до уровня, где влиянием добавочной нагрузки от сооружения можно пренебречь.

Обычно считают, что добавочное давление, меньшее 0,2 естественного, может считаться несущественным.

Тогда нижняя граница активной зоны определится таким уровнем: $\sigma_z = 0,2 p_z$.

Дальше определяют величину осадки, подсчитывая ее для каждого отдельного слоя по среднему давлению σ_{zi} в слое, его толщине и характеристике физико-механических свойств грунта. Осадку слоя Δ_i можно приближенно выразить следующей формулой:

$$\Delta_i = \frac{\sigma_{zi} h_i}{E_i}, \text{ или точнее } \Delta_i = \frac{\omega_i}{E_i},$$

где h_i — толщина рассматриваемого слоя;

ω_i — площадь участка эпюры добавочных давлений для рассматриваемого слоя;

E_i — модуль деформации грунта данного слоя.

Полная осадка Δ_ϕ фундамента получается как сумма осадки отдельных слоев грунта в пределах активной зоны

$$\Delta_\phi = 0,8 \Sigma \frac{\omega_i}{E_i},$$

где 0,8 — практический коэффициент.

Величины модуля деформации грунтов, залегающих в основании, следует определять лабораторными или полевыми испытаниями. Лабораторные испытания проводят с образцами, которые берут из грунта так, чтобы не нарушать его структуру. При полевых ис-

пытаниях исследуемого грунта (в шурфе или скважине) ставят жесткий штамп и, постепенно нагружая его, измеряют возникающие осадки.

Полевые испытания дают более правильные характеристики реальных свойств грунта.

При отсутствии опытных данных можно воспользоваться следующими ориентировочными значениями модуля деформации E_t :

Крупный песок	330—480	кг/см ²
Средний песок	300—420	»
Мелкий песок	200—350	»
Пылеватый песок	100—200	»
Супесь	100—180	»
Суглинок и глина	80—450	»

Здесь большие величины относятся к более плотному состоянию грунтов.

Полученная расчетом величина осадки Δ_{ϕ} (в см) мостовой опоры не должна превышать $1,5 \sqrt{l}$, где l — длина (в м) меньшего пролета, примыкающего к рассматриваемой опоре, но не менее 25 м.

ГЛАВА IV

ФУНДАМЕНТЫ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

§ 12. ОБЩИЕ ДАННЫЕ

Когда грунты, залегающие в основании, по своим физико-механическим качествам и расчетным характеристикам, позволяют заложить фундамент сооружения на небольшой глубине, устраивают фундамент мелкого заложения. Основная особенность фундаментов мелкого заложения — их можно устраивать в открытых котлованах.

Так как фундамент служит для распределения давления от сооружения на грунт, то подошва его должна иметь достаточную площадь, определяемую расчетом.

Требуемое расширение фундамента книзу делают уступами (рис. 12, а) или в виде усеченной пирамиды (рис. 12, б). При уступчатом фундаменте линия, характеризующая его расширение, должна составлять с вертикалью угол не более 30° (см. рис. 12, а).

Верх фундамента, на который опирается вышележащая часть сооружения (опора моста), называют **обрезом фундамента**. Обрез фундамента на реках делают примерно на 0,5 м ниже горизонта меженных вод, чтобы фундамент не обнажался при пониженных уровнях воды. На сухом месте обрез располагают на 0,1—0,2 м ниже поверхности грунта. В уровне обреза фундамент делают шире

установленной на него опоры для того, чтобы в случае неточностей реального положения возведенных фундаментов установка на них опор не вызывала трудностей. Величину уступов принимают порядка 0,5—1,0 м.

Фундаменты делают бетонными или реже железобетонными.

Обычно фундаменты бетонируют на месте, т. е. сооружают их монолитными. Применяют также сборные конструкции фундаментов из бетонных или железобетонных блоков, изготовленных на заводе или полигоне и устанавливаемых на место краном.

Размеры фундамента определяют расчетом, проверяя напряжения, передаваемые его подошвой грунту, а при наличии горизонтальных сил проверяют также устойчивость против опрокидывания и скольжения.

В общем случае, когда фундамент передает вертикальное давление N , действующее с эксцентриситетом e , напряжения под подошвой фундамента будут (см. рис. 12, а):

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{Ne}{W} \leq R;$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{F} - \frac{Ne}{W} \geq 0,$$

где $F = ab$ — площадь подошвы фундамента;

$W = \frac{a^2b}{6}$ — момент сопротивления этой площади;

a и b — размеры подошвы фундамента в плане.

Наибольшее давление на грунт $\sigma_{\max}$ при центральном сжатии не должно превышать расчетного сопротивления для данного грунта R на глубине h_0 . При внецентренном действии нагрузки на скальное основание, а также при учете не только основных, но и дополнительных нагрузок, наибольшее давление на грунт может быть доведено до $1,2 R$. Желательно, чтобы распределение напряжений по подошве фундамента было возможно более равномерным, в особенности от постоянно действующих нагрузок. Неравномерность давлений от постоянных нагрузок может вызвать крен

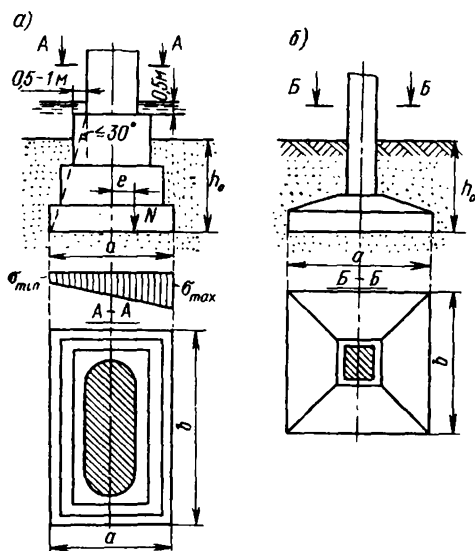


Рис. 12. Фундаменты малого заложения

сооружения при осадках основания. Чтобы не возникло опасных кренов, в опорах мостов ограничивают величину эксцентриситета e следующими пределами:

1. При нескальных грунтах для промежуточных опор:
при учете только постоянных нормативных нагрузок $e \leq 0,1\rho$
при дополнительных сочетаниях нормативных нагрузок $e \leq 1,0\rho$
2. При скальных грунтах для устоев:
при учете только постоянных нормативных нагрузок $e \leq 0,8\rho$
при дополнительных сочетаниях нормативных нагрузок $e \leq 1,0\rho$
то же, для мостов длиной до 25 м $e \leq 1,2\rho$
3. При скальных грунтах и дополнительных сочетаниях нормативных нагрузок для промежуточных опор и устоев $e \leq 1,2\rho$

Здесь ρ — радиус ядра сечения площади подошвы фундамента. Для прямоугольного очертания подошвы $\rho = \frac{a}{6}$

В тех случаях когда грунт основания имеет недостаточную несущую способность или дает большие осадки, может быть применено искусственное его упрочнение. Наиболее эффективно уплотнение грунтов путем заполнения пор цементацией или силикатизацией

Цементация заключается в нагнетании под давлением в грунт цементного раствора, который после отвердения связывает частицы грунта. Цементацию применяют для укрепления крупнопористых пород (крупный песок, гравий) или трещиноватых скальных пород.

Силикатизация представляет собой химический способ закрепления, при котором в грунт поочередно нагнетают растворы силиката натрия (жидкого стекла) и хлористого кальция. Образующееся вещество обволакивает частицы грунта и прочно связывает их после отвердения. Силикатизированный грунт имеет хорошую водонепроницаемость. Силикатизацией можно укреплять мелкозернистые пески, лёссовидные грунты и суглинки.

В некоторых случаях применяют укрепление грунта нагнетанием в него нагретого битума или битумной эмульсии.

§ 13. ВИДЫ КОТЛОВАНОВ И СПОСОБЫ ИХ ОГРАЖДЕНИЯ

Вид котлована и способ его ограждения (при фундаментах мелкого заложения) зависит от характера грунтов, наличия грунтовых и поверхностных вод, а также от размеров и глубины заложения фундаментов.

На местности, не покрытой водой, при сухих или малоувлажненных грунтах и глубине заложения до 3—5 м котлованы могут быть устроены с естественными откосами без крепления (рис. 13, а). Наклон откосов зависит от вида грунта и глубины котлована, чем слабее грунт и глубже котлован, тем положе должны быть его стенки.

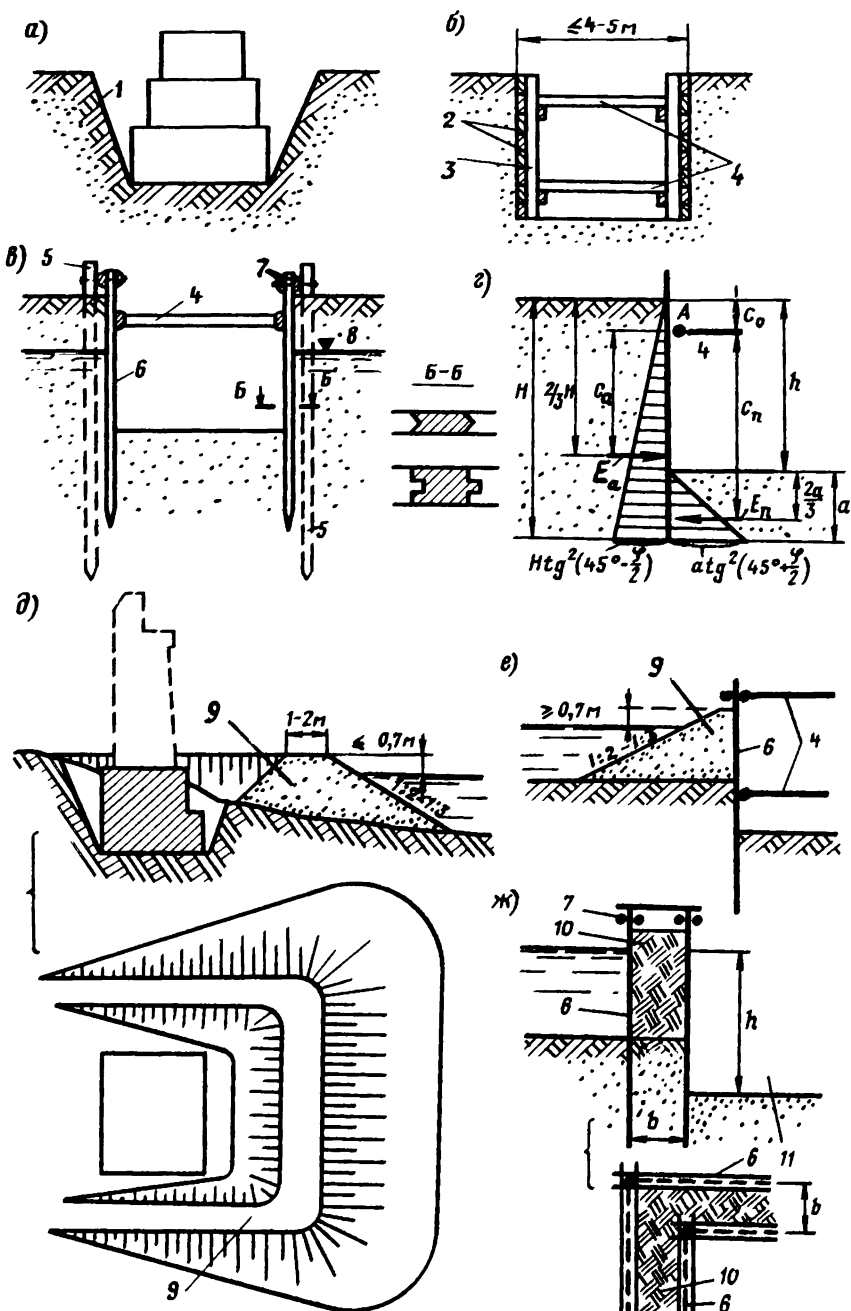


Рис. 13. Виды котлованов и способы их ограждения:

1 — стена котлована в виде естественного откоса грунта; 2 — закладные доски; 3 — стойка; 4 — распорки; 5 — маячная свая; 6 — шпунтовая стенка; 7 — направляющие схватки; 8 — горизонт грунтовых вод; 9 — земляная перемычка; 10 — заполнение грунтом; 11 — котлован

Для уменьшения объема земляных работ, а также предохранения стенок котлована от оползания при сильных дождях или притоке грунтовых вод применяют крепление.

Простейшее крепление состоит из досок, закладываемых между грунтом и вертикальными стойками, раскрепленными горизонтальными распорками (рис. 13, б). Такие закладные крепления устанавливают по мере углубления котлована при отсутствии в нем грунтовых вод. Если фундаменты сооружения возводят в водоносном грунте или на местности, покрытой водой, как это бывает у речных опор мостов, то котлованы приходится ограждать водонепроницаемыми шпунтовыми стенками или применять другие меры для предохранения котлованов от затопления.

При водоносных грунтах, при небольшой глубине воды над землей применяют ограждение из односторонних шпунтовых стенок (рис. 13, в). Шпунтовую стенку устраивают из досок или брусьев, забиваемых в грунт по периметру котлована в виде сплошной стенки. Кромки отдельных шпунтин обрабатывают гребнями и пазами так, чтобы при забивке последовательных шпунтин получилось плотнее их сопряжение, препятствующее прониканию воды (см. деталь на рис. 13, в). Правильное положение шпунтин обеспечивается направляющими парными схватками, прикрепленными к маячным сваям, забитым на расстояниях 2,5—4 м друг от друга (см. рис. 13, в).

Шпунтовое ограждение рассчитывают на горизонтальное давление грунта и воды. Расчетная схема давлений, действующих на шпунтовую стенку с верхней распоркой, приведена на рис. 13, г. Условие устойчивости шпунтового ограждения выражается равновесием эпюр давлений относительно точки А:

$$E_a c_a \leq m E_n c_n,$$

где E_a и E_n — равнодействующие активного и пассивного давлений грунта;
 c_a и c_n — расстояния этих равнодействующих от уровня распорки (от точки А);
 m — коэффициент условий работы, меньший единицы.

Зная необходимую глубину h котлована и положение распорки относительно поверхности грунта из приведенного выражения, можно определить требуемую глубину H забивки шпунта или же, задавшись глубиной H , проверить, достаточна ли принятая величина.

Шпунтовую стенку проверяют на изгиб. Практически шпунтовые ограждения обычно рассчитывают, пользуясь специальными графиками.

При большой глубине воды котлованы ограждают земляными или шпунтовыми перемычками.

Земляные перемычки применяют при сравнительно небольшой глубине воды (до 2—3 м) и малой водопроницаемости грунта основания. Такие перемычки делают в виде дамбы, окружающей участок, где должен быть устроен котлован (рис. 13, д).

Ширину перемиčky поверху принимают 1—2 м; внешним откосом придают уклон 1 : 2—1 : 3.

При скорости течения более 0,5 м/сек внешние откосы следует укреплять против размыва. Недостаток земляных перемичек — большая их ширина и значительное стеснение русла реки.

Шпунтовые перемиčky и применяют двух видов: с одним рядом шпунта и грунтовой обсыпкой с внешней стороны (рис. 13, е) или же с двумя рядами шпунта и заполнением грунтом пространства между ними (рис. 13, ж). Ширину b двухрядной перемиčky принимают около половины глубины h котлована, считая ее от горизонта воды. Пространство между рядами шпунта заполняют маловодопроницаемым грунтом. Двухрядные перемиčky дают надежное ограждение при глубине воды примерно до 5 м.

При глубине воды более 5 м, а также при галечно-валунных и других грунтах, затрудняющих забивку деревянного шпунта, применяют ограждение из металлического шпунта.

Металлические шпунтины имеют специальную форму сечения с замками по продольным кромкам. Этими замками соседние шпунтины связываются между собой, обеспечивая вместе с тем и водонепроницаемость ограждения. Металлические шпунтины могут иметь длину до 15—25 м; они хорошо проходят даже через плотные породы и могут быть многократно использованы. Имеются три вида металлического шпунта: с плоским, корытным и зетовым профилем (рис. 14). Шпунт корытного профиля жестче и применяется при глубоких котлованах и больших изгибающихся моментах от давлений воды и грунта. Благодаря хорошей водонепроницаемости металлический шпунт часто применяют в виде одиночной стенки.

При скальном дне, покрытом небольшим слоем наносов, забивка шпунта невозможна. Тогда устраивают ограждения в виде бездонных ящиков или из ряжей. Бездонные ящики делают из каркаса, обшитого двумя слоями досок, промазанных битумом или другим водонепроницаемым материалом. Установив ящик на дно реки, его обсыпают кругом грунтом. Ограждения из ряжей, представляющих деревянные рубленые ящики из брусьев или бревен, установленные на дно и заполненные камнем, — громоздки и в настоящее время применяются редко.

В районах, где в зимний период длительно держится холодная погода, можно применить вымораживание котлованов при помощи естественного холода.

Для возведения мостовых опор на поймах рек при маловодопроницаемых грунтах иногда пользуются способом временного по-

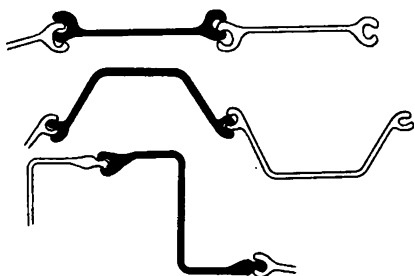


Рис. 14. Виды сечений металлического шпунта

нижения грунтовых вод. Для этого вокруг периметра устраиваемого котлована в грунт заглубляют трубки с перфорацией (отверстиями) в нижних концах. Откачивая насосами воду через эти трубки, понижают уровень грунтовых вод и получают возможность разрабатывать котлован в сухом грунте.

ГЛАВА V

ФУНДАМЕНТЫ ИЗ СВАЙ И ОБОЛОЧЕК

§ 14. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Фундаменты из свай и оболочек широко применяют в инженерных сооружениях и, в частности, опорах мостов, в тех случаях, когда давление надо передать на довольно глубоко залегающие слои грунта.

Сваи называют полностью или частично погруженный в грунт стержень, служащий для передачи давлений от сооружения на нижележащие слои грунта. Если сваи проходят через слабые грунты и опираются своими нижними концами на плотную породу, то их называют сваями-стойками (рис. 15, а). Сваи, передающие давления главным образом за счет трения своих боковых поверхностей о грунт, называют в и с я ч и м и (рис. 15, б).

По материалу сваи бывают главным образом деревянные, бетонные, железобетонные и металлические; по способу погружения в грунт — забивные, буровые, винтовые. Наибольшее применение в строительстве имеют железобетонные, а также деревянные забивные сваи.

Оболочки отличаются от свай кольцевым поперечным сечением. Оболочки небольшого диаметра аналогичны сваям; при большом диаметре оболочек фундамент становится столбчатым. Оболочки делают железобетонными и при больших диаметрах погружают вибропогружателями.

Конструкцию, объединяющую головы свай или оболочек и распределяющую на них давление от вышележащей части сооружения, называют р о с т в е р к о м. В опорах современных мостов ростверк делают в виде бетонной или железобетонной плиты, в которой надежно заделывают головы свай.

В зависимости от уровня расположения ростверка по отношению к поверхности грунта различают низкие и высокие свайные ростверки. Низким называют свайный ростверк, расположенный на таком уровне, чтобы головы свай всегда были ниже поверхности грунта, даже в случае расчетного его размыва (см. рис. 15, а, б). В низком ростверке горизонтальные силы передаются частично на сваю, но в большей степени на грунт лобовой поверхности фундамента. Высоким называют ростверк, в котором верхние части свай располагают выше поверхности грунта (рис. 15, в). В таком

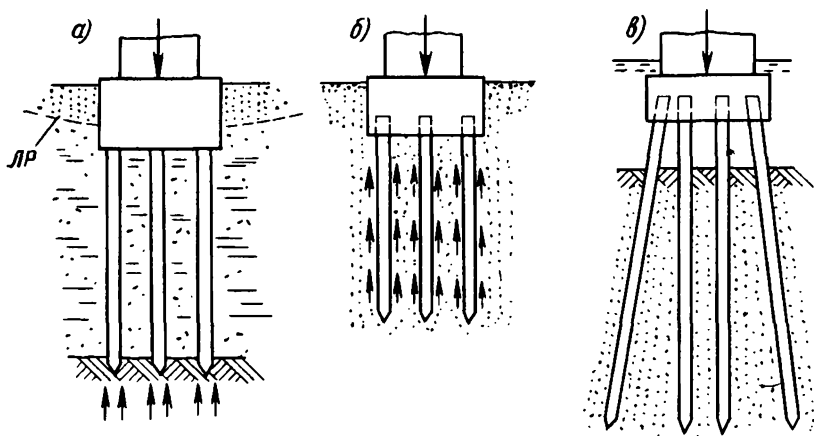


Рис. 15. Виды свайных фундаментов: лр — линия размыва

ростверке горизонтальные силы полностью передаются сваям, вызывая в них большие избегающие моменты.

В плане сваи располагают рядами или в шахматном порядке. Расстояния между центрами нижних концов свай принимают не менее трех ее диаметров (толщин), так как при забивке свая хорошо уплотняет примерно такую зону.

Сваи значительно хуже сопротивляются действию горизонтальных сил, чем вертикальных нагрузок, поэтому при передаче фундаменту больших горизонтальных усилий часть свай следует забивать наклонно, с тем чтобы они были направлены возможно ближе к направлению равнодействующей усилий, передаваемых фундаменту.

Если горизонтальные усилия, действующие на фундамент, могут менять свое направление, целесообразно устраивать сваи, имеющие встречный наклон (см. рис. 15, в).

Несущая способность свай складывается из усилия, которое она может передать грунту своим острием, и усилия, которое она может передать боковой поверхностью окружающему грунту через трение. Свай-стойки передают преобладающую часть давления через острие, поэтому их несущая способность зависит от прочности грунта под острием свай, а также от несущей способности самой свай как сжатой стойки.

В висячих сваях давление передается как острием, так и боковой их поверхностью, поэтому несущая способность висячих свай зависит от их диаметра и глубины забивки, степени уплотнения грунта, а иногда и от способа погружения.

Наиболее надежный способ определения несущей способности свай — это испытание их пробной нагрузкой. В тех случаях, когда нет возможности провести такие испытания, несущую способность свай определяют по теоретическим формулам. Расчетная несущая

способность P_0 свай или оболочки на сжатие может быть определена по формуле

$$P_0 = 0,7m_2(u\sum \alpha_i f_i^n e_i + FR^n), \quad (2.2)$$

где 0,7 — коэффициент однородности;

R^n — расчетное сопротивление грунта в уровне острия свай (оболочек);

F — площадь поперечного сечения свай или площадь опирания оболочки;

u — наружный периметр сечения свай (оболочки);

e_i — толщины слоев грунта, пройденных сваями (оболочкой);

f_i^n — сопротивление сил трения отдельных слоев грунта;

α_i — коэффициент, зависящий от способа погружения;

m_2 — коэффициент условий работы, зависящий от типа ростверка и количества свай (оболочек) в фундаменте.

Первый член формулы (2.2) выражает несущую способность свай (оболочки), определяемую трением о грунт по боковой ее поверхности. Второй член — несущую способность грунта под острием свай. Значения величин f_i^n , α_i , m_2 и R^n приведены в технических условиях проектирования мостов.

Предельное допустимое давление на сваю может быть теоретически определено также динамическим методом, разработанным проф. Н. М. Герсевановым, по величине отката, получаемого при забивке свай, с учетом условий ее забивки.

Формула проф. Герсеванова, выражающая предельную несущую способность $P_{пр}$ свай, забитой молотом одиночного действия, имеет следующий вид:

$$P_{пр} = \frac{nF}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{4}{nFe} QH \frac{Q + 0,2q}{Q + q}} - 1 \right), \quad (2.3)$$

где F — площадь поперечного сечения свай;

Q — вес ударной части молота;

H — высота ее падения;

q — вес свай (с наголовником и подбабкой, если они применяются);

e — величина отката свай, полученная при забивке (отказ — это погружение свай от одного удара молота последней группы ударов — залога);

n — коэффициент, зависящий от материала и способа забивки свай.

Расчетная несущая способность свай

$$P_0 = 0,7m_2P_{пр}.$$

В настоящее время формулой Герсеванова чаще пользуются для определения требуемого отката при забивке свай (см. ниже § 92).

Давления, передаваемые на отдельные сваи при низком ростверке, от действия вертикального давления N и момента M определяются формулой (рис. 16)

$$P_k = \frac{N}{n} \pm \frac{Mx_k}{\sum x_i^2} \leq P_0, \quad (2.4)$$

где N и M — усилия в уровне подошвы ростверка, отнесенные к оси, проходящей через центр свайного поля;

P_k — давление на рассматриваемую k -ю сваю;

n — количество свай в фундаменте;
 x_i — расстояния от оси $Y_0 - Y_0$, проходящей через центр свайного поля, до оси отдельных свай;
 x_k — соответствующее расстояние для рассматриваемой k -й сваи;
 P_0 — расчетная несущая способность сваи.
 Центр свайного поля находим из условия

$$x_0 = \frac{\sum x_{1i}}{n},$$

где x_{1i} — расстояния от осей отдельных свай до произвольно выбранной оси $Y - Y$.

Если на фундамент могут действовать моменты в двух перпендикулярных направлениях, то при одновременном их учете на сваи можно допускать давление до $1,2 P_0$.

Горизонтальное усилие H , действующее на фундамент распределяют между вертикальными сваями поровну, при этом

$$\frac{H}{n} \leq m P_r,$$

где P_r — расчетное сопротивление сваи горизонтальной нагрузке, принимаемое по техническим условиям;

m — коэффициент условий работы, принимаемый в зависимости от числа свай в фундаменте ($m = 0,85 \div 1,0$).

Сваи фундаментов с высоким ростверком рассчитывают на продольные силы и изгибающие моменты, определяемые специальными методами.

В тех случаях, когда фундамент сооружения состоит из большого числа свай, не доходящих до прочных пород, необходимо проверять давление, передаваемое свайным фундаментам на нижележащий грунт, а также осадку от его обжатия. При этих проверках свайный фундамент рассматривают совместно с грунтом как единый массив, условно ограниченный контуром $acde$ (рис. 17). Тогда наибольшее давление на нижележащий грунт определяется формулой

$$\frac{N_r}{F} + \frac{M_r}{W} \leq R, \quad (2.5)$$

где N_r — вертикальное давление, передаваемое в уровне нижних концов свай с учетом веса грунтового массива с заключенными в нем сваями;

M_r — момент, действующий в рассматриваемой плоскости ae и обычно принимаемый равным моменту M , действующему в уровне подошвы ростверка, без учета возможных его изменений на высоте грунтово-свайного массива;

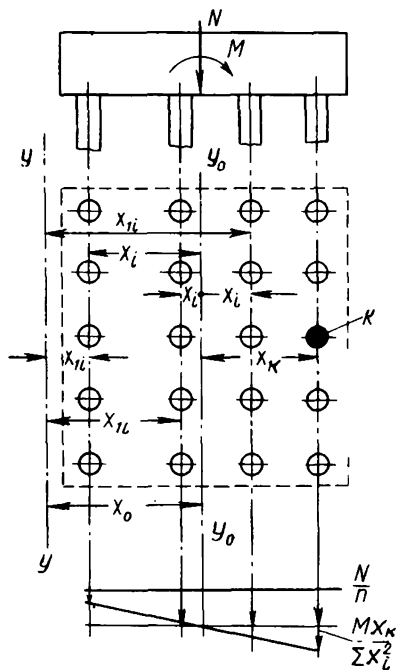


Рис. 16. Схема к определению вертикальных давлений на сваи

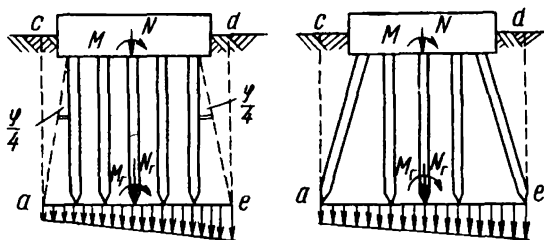


Рис. 17. Схемы к проверке давления на грунт в уровне острия свай

F и W — площадь и момент сопротивления подошвы грунтово-свайного массива;
 R — расчетное сопротивление грунта в уровне нижних концов свай.

Угол φ принимают равным среднему углу внутреннего трения грунтов, пройденных сваями.

Осадку свайного фундамента определяют

аналогично тому, как и осадку простых фундаментов (см. § 11), причем подошву его при расчете считают находящейся на уровне нижних концов свай.

При проектировании свайных фундаментов необходимо установить требуемую глубину забивки свай. Для свай-стоек она определяется залеганием плотных пород грунта. Для висячих свай необходимую глубину их забивки можно получить из формулы (2.2), зная требуемую расчетную несущую способность свай. Более надежно длину свай определяют пробной их забивкой в реальных условиях на месте строительства. Забивая пробные сваи до получения требуемой по расчету величины отказа, можно получить необходимую их длину.

§ 15. ДЕРЕВЯННЫЕ СВАИ

Деревянные сваи делают из бревен хвойных пород диаметром 24—30 см. Бревна должны быть прямыми и ровными. Влажность древесины не ограничивается. При заготовке свай, как правило, сохраняют естественную коничность бревен с тем, чтобы забивать их тонким концом вниз.

Нижний конец сваи заостряют в виде трех- или четырехгранной пирамиды (рис. 18, а); чаще применяют четырехгранное заострение длиной 1,25—1,5 диаметра сваи. Для предохранения от повреждений острие немного притупляют. Заострение должно совпадать с осью сваи, чтобы при погружении она не отклонялась от правильного направления. При забивке сваи в гравелистый грунт или грунт, содержащий твердые включения, острие усиливают стальным башмаком. Башмак состоит из массивного стального острия с приваренными к нему полосами; башмак плотно надевают на конец сваи и прикрепляют гвоздями (рис. 18, в).

Верхний конец (голову) сваи укрепляют кольцом из полосовой стали, называемым бугелем (рис. 18, б). Бугель предохраняет торец сваи от раскалывания и размачивания ударами молота. Верхний торец должен быть срезан строго перпендикулярно к оси сваи

При большой глубине забивки деревянные сваи приходится наращивать. Наращивание делают впритык со стальным штырем между торцами и боковыми стальными накладками (рис. 18, д), или же вполдерева со стальными хомутами, укрепленными толстыми гвоздями или костылями против смещения при погружении свай в грунт (рис. 18, з).

Длинные сваи, несущие большие давления, иногда делают из нескольких сплоченных между собой бревен. Такие сваи, называемые п а к е т н ы м и, составляют из трех или четырех бревен, стянутых болтами (рис. 18, е).

Стыки бревен пакета располагают вразбежку и обычно перекрывают стальными накладками. На острие пакетной сваи устраивают общий башмак.

Последнее время начинают применять сваи из досок, склеенных водостойким клеем. Клееные сваи (рис. 18, ж) могут иметь мощное сечение и большую длину. Кромки досок в сечении свай располагают вразбежку.

Стыки досок по длине тоже делают вразбежку, скашивая их

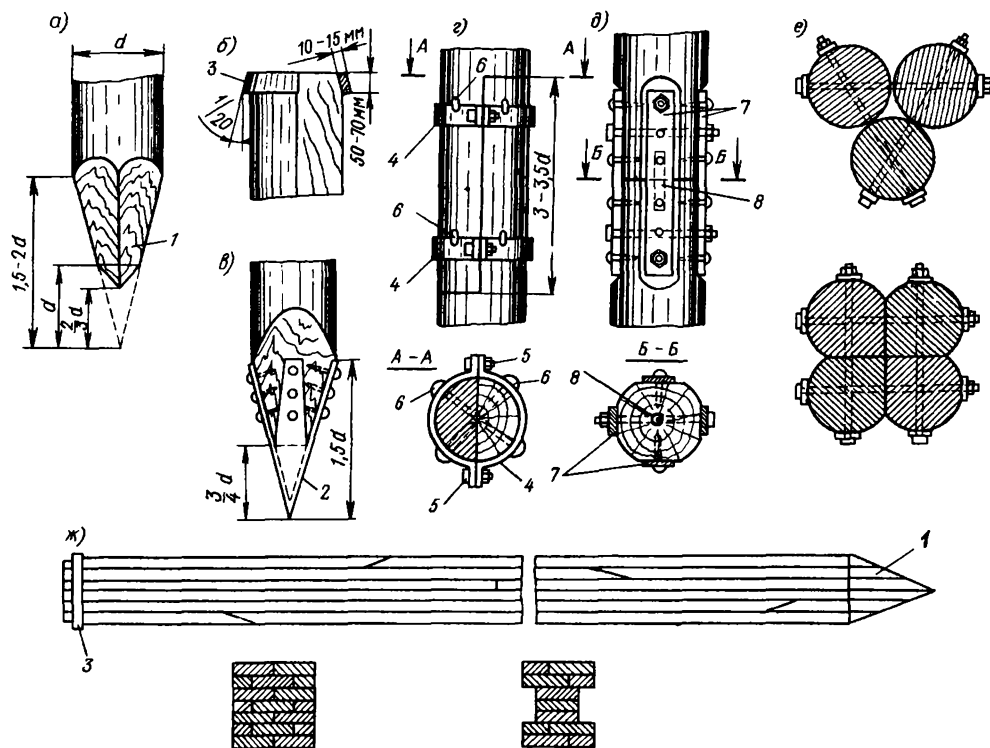


Рис. 18. Деревянные сваи:

1 — заострение; 2 — стальной башмак; 3 — стальной бугель; 4 — стальной хомут; 5 — болт; 6 — толстый гвоздь или костыль; 7 — стальная накладка; 8 — стальной штырь

торцы для лучшего склеивания. Поперечное сечение клееных свай может быть прямоугольным, двутавровым или другим.

Деревянные сваи хорошо сохраняются в пресной воде. При попеременном увлажнении и высыхании они быстро загнивают. Поэтому необходимо, чтобы деревянные сваи полностью располагались ниже самого низкого уровня грунтовых вод.

В морской воде деревянные сваи разрушаются червем — шашнем и требуют защиты антисептиками.

§ 16. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СВАИ

Железобетонные сваи широко применяют в строительстве благодаря их большой грузоподъемности, надежности и долговечности.

Их можно применять и в случаях залегания подошвы фундамента выше уровня грунтовых вод, когда деревянные сваи неприемлемы.

Железобетонные сваи делают квадратного или прямоугольного сечения (рис. 19, а). Сваи квадратного сечения применяют в тех случаях, когда они работают в основном на сжатие. Если же на сваи, кроме сжатия, передается значительный изгибающий момент, сечение их целесообразно развивать в направлении действия момента, делая его прямоугольным. Применяют также железобетонные сваи трубчатого сечения (рис. 19, б), изготовленные способом центрифугирования.

Арматуру свай делают ненапрягаемой или же напрягаемой (предварительно напряженной).

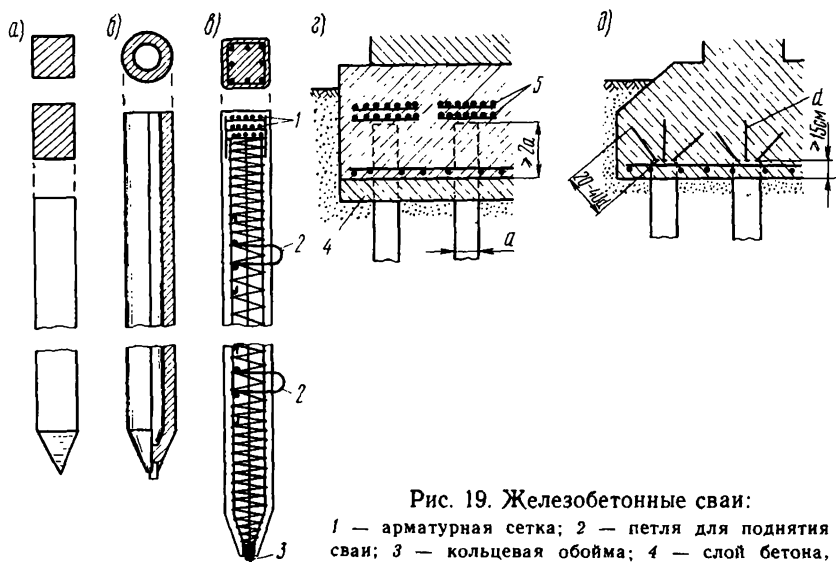


Рис. 19. Железобетонные сваи:

1 — арматурная сетка; 2 — петля для поднятия свай; 3 — кольцевая обойма; 4 — слой бетона, уложенного подводным способом; 5 — распределительная арматурная сетка

Размеры сечения железобетонных свай, применяемых в строительстве мостов, составляют от 25×25 до 45×45 см квадратных и от 25×30 до 45×50 см прямоугольных; диаметр трубчатых свай до 60 см. Железобетонные сваи обычно имеют длину от 6 до 16 м; при необходимости длина их может быть доведена до 20—30 м. Марка бетона свай должна быть не ниже 300, а предварительно напряженных не менее 400.

Сваи квадратного и прямоугольного сечения армируют продольными стержнями и хомутами (рис. 19, в). Продольные стержни из гладкой или периодического профиля стали служат основной арматурой, воспринимающей усилия при транспортировании свай, ее забивке и последующей работе в основании сооружения.

Нижний конец свай имеет заострение, в котором сводят продольные стержни арматуры, сваривают их с коротким стальным осевым стержнем и заводят в кольцевую обойму из листовой стали или отрезка трубы. Головную часть свай, воспринимающую ударные или вибрационные воздействия сваебойного снаряда, усиливают несколькими рядами арматурных сеток.

Хомуты делают в виде отдельных стержней или из непрерывной, обвивающей продольные стержни, спиральной арматуры из стали диаметром 6—8 мм, с шагом порядка 5 см на концах свай и 10—20 см в пределах средней ее части. Хомуты должны отстоять от поверхности бетона не менее чем на 2 см (защитный слой).

Для поднятия при транспортировании и установке в свае ставят две арматурные петли (см. рис. 19, в). Обычно строповочные петли располагают на расстояниях $0,2l$ от концов свай (где l — длина свай); тогда изгибающие моменты в свае при подъеме ее на обе петли оказываются минимальными.

Трубчатые сваи армируют продольными стержнями и хомутами в виде спиральной арматуры.

В предварительно напряженных сваях применяют арматуру из высокопрочной стали в виде проволок, проволочных прядей или стержней периодического профиля. Предварительно напряженное армирование улучшает трещиностойкость свай и благодаря применению высокопрочной стали дает снижение расхода металла.

Железобетонные сваи изготавливают на заводах или полигонах, имеющих необходимое механическое оборудование.

Расстояние между осями соседних свай в уровне подошвы ростверка не должно быть менее 1,5 толщин (диаметров) свай; расстояние в свету от свай до края ростверка не должно быть менее 0,25 м. Головы свай должны быть заделаны в бетон плиты ростверка не менее, чем на двойную толщину свай (рис. 19, г). При этом не учитывается заделка в слое бетона, уложенного подводным способом. Допускается также заделка голов свай в плите ростверка с помощью выпусков арматуры свай.

В этом случае головы свай должны входить в бетон плиты ростверка не менее чем на 15 см.

Остальную часть бетона свай разбивают, а арматуру отгибают так, чтобы заделка ее в бетон была не менее 20 диаметров стерж-

ня при арматуре периодического профиля и 40 диаметров стержня при гладкой арматуре (рис. 19, д).

Бетон плиты ростверка армируют у подошвы между рядами свай в обоих направлениях. При больших давлениях, передаваемых сваями, над их головами полезно ставить распределительные арматурные сетки.

§ 17. СПЕЦИАЛЬНЫЕ ВИДЫ СВАЙ

В строительстве мостов применяют также специальные виды свай, в частности мощные сваи глубокого заложения. В большинстве они работают как сваи-стойки, передающие давление своим нижним концом на прочную породу или имеющие внизу уширение, распределяющее давление на большую площадь. Особенность мощных свай заключается в том, что они дают возможность передавать большие давления на глубоко залегающие слои грунта, имеющие необходимую несущую способность.

Из различных специальных видов свай, применяемых в строительстве мостов, наибольший интерес представляют буровые, винтовые сваи и железобетонные цилиндрические оболочки.

Буровые сваи. Буровыми называют сваи, для устройства которых сначала пробуривают в грунте скважину, которую затем заполняют бетоном. Скважины в зависимости от вида проходимых грунтов бурят с применением обсадных труб или без них. При бурении без обсадных труб в несвязных грунтах разрабатываемую скважину заполняют глинистым раствором, связывающим стенки скважины и удерживающим их от обрушения. Для приготовления такого раствора наиболее пригодны так называемые бентонитовые глины, почти целиком состоящие из коллоидного материала без песка. Эти глины обладают высокой tiksotropией, выражающейся в том, что их раствор густеет в состоянии покоя и становится подвижным при механическом воздействии. Глинизация стенок и избыточное давление раствора, имеющего больший объемный вес, чем вода, обеспечивают устойчивость стенок скважины.

Пробуренную скважину заполняют бетоном. При наличии обсадной трубы ее извлекают по мере бетонирования. Бетонную смесь укладывают слоями 1—1,5 м с трамбованием; при этом смесь раздается в сторону, образуя утолщения тем большие, чем слабее окружающий грунт (рис. 20, а). При необходимости армирования свай арматурный каркас опускают в скважину до ее бетонирования; расположение стержней арматуры в каркасе не должно препятствовать укладке и уплотнению бетонной смеси.

В скважины, заполненные глинистым раствором, бетонную смесь подают вниз по трубе, постепенно вытесняя раствор (рис. 20, б).

Для устройства буровых свай пользуются различными станками ударного или вращательного действия. Например, французский станок «Беното» поступательно-вращательного действия служит для бурения скважин, разработки и удаления грунта,

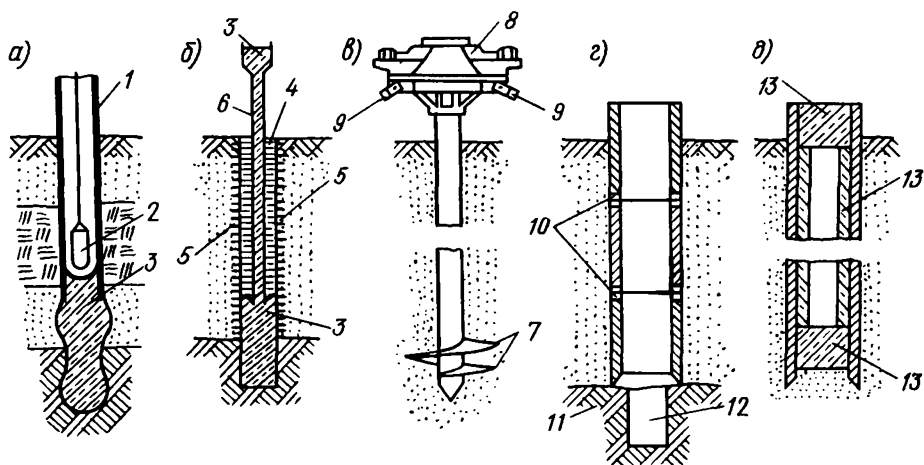


Рис. 20. Специальные виды свай:

1 — обсадная труба; 2 — трамбовка; 3 — уложенный в скважину бетон; 4 — глинистый раствор; 5 — глинизированная стенка скважины; 6 — труба для подачи бетонной смеси в скважину; 7 — винтовая лопасть; 8 — кабестан; 9 — оттяжка; 10 — стык звеньев; 11 — скальный грунт; 12 — буровая скважина; 13 — частичное заполнение бетоном

а также погружения и извлечения обсадных труб. Этот станок может разрабатывать скважины диаметром до 1 м и длиной до 100 м и более, обеспечивая большую производительность работ.

Имеются и другие виды буровых свай, отличающиеся способом их изготовления. В некоторых видах свай металлическую оболочку (обсадную трубу) не извлекают, а оставляют в грунте для совместной работы с заполняющим ее бетоном. В других видах трубу забивают с наконечником или пробкой из сухой бетонной смеси, остающимися в грунте. Оболочку же извлекают по мере заполнения скважины бетонной смесью.

Винтовые сваи. Винтовые сваи состоят из стального или железобетонного ствола, снабженного на конце башмаком с винтовой лопастью (рис. 20, в). Винтовая лопасть служит для погружения сваи и последующей передачи давления на глубинные слои грунта. Современные сваи делают с широкой лопастью, причем башмак и лопасть, как правило, делают стальными из литья или сварной конструкции.

Ствол винтовых свай трубчатого или сплошного сечения делают из стали или железобетона.

Винтовые сваи погружают с помощью заворачивающего механизма — кабестана, который надевают на головку сваи (см. рис. 20, в) и расчаливают оттяжками из тросов. Винтовые сваи применимы в песчаных, суглинистых и глинистых грунтах. Завинчивание в плотные грунты может быть облегчено подмывом, т. е. нагнетанием под давлением воды к лопасти сваи.

Железобетонные цилиндрические оболочки. Оболочки состоят из отдельных цилиндрических звеньев (рис. 20, г) длиной 6—12 м,

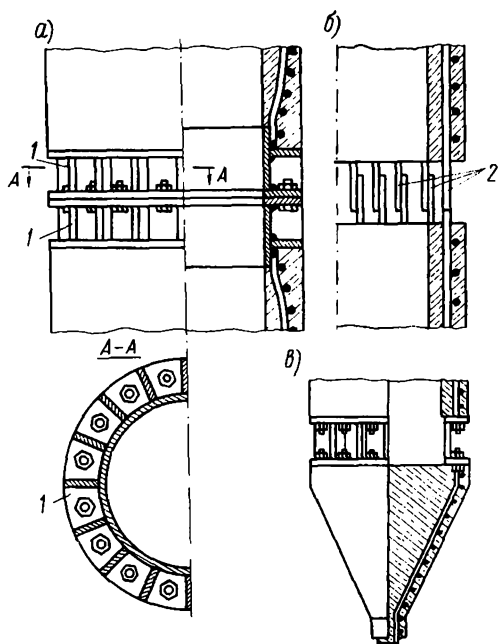


Рис. 21. Конструкция сборных цилиндрических оболочек:

1 — стальной фланец; 2 — арматурные выпуски

изготовленных методом центрифугирования или бетонированием с виброуплотнением. Звенья изготовляют на заводе или полигоне и для получения оболочки необходимой длины укрупняют до или в процессе погружения.

Оболочки диаметром 0,4—0,6 м обычно называют сваями-оболочками. Их делают целыми на всю длину или укрупненными с закрытым концом в виде заостренного наконечника (рис. 21, в). Оболочки большого диаметра (1,0—4,0 м) погружают с открытым нижним концом. Оболочки значительного диаметра обычно наращивают по мере погружения. Звенья оболочек соединяют между собой болтами или сварными стыками.

При болтовых стыках каждое звено окаймляют по

торцам стальными фланцами, к которым приваривают концы продольной арматуры звена. Фланцы стыкуемых элементов соединяют болтами (рис. 21, а). Сварные стыки делают с применением окаймляющих стальных элементов и привариваемых к ним накладок или же со сваркой внахлестку арматурных выпусков (рис. 21, б) и последующим бетонированием промежутка между торцами звеньев. Нижнее звено оболочки снабжают стальным кольцевым ножом сварной конструкции.

Оболочки погружают вибропогружателями, как правило, извлекая грунт из внутреннего их пространства. Для облегчения погружения оболочек может быть применен подмыв. Внутреннее пространство оболочек после их погружения заполняют бетоном полностью, а при больших их диаметрах иногда частично (рис. 20, д).

Если оболочка должна передавать давление на твердый глубокий слой, то ее погружают вибрированием до поверхности этого слоя. После извлечения всего грунта из оболочки через нее пробуривают твердый грунт на глубину, достаточную для надежной передачи давления от оболочки (рис. 20, г).

В настоящее время фундаменты из сборных железобетонных оболочек применяют довольно широко при глубине погружения до 30—50 м.

Увеличение несущей способности свай и оболочек устройством уширений. Несущую способность трубчатых свай и цилиндрических оболочек можно значительно повысить устройством в нижней их части уширений, увеличивающих площадь, передающую давление на грунт. Один из способов устройства уширения это камуфлетирование, т. е. образование уширения с помощью взрыва. Камуфлетные уширения могут быть применены в оболочках и трубчатых сваях, погружаемых как с закрытыми, так и открытыми концами. При этом способе в погруженную сваю опускают заряд взрывчатого вещества с электродетонатором, провод от которого выводят вверх (рис. 22, а). В оболочках заряд укладывают в разработанное на 0,5—0,6 м углубление в грунте, а при больших их диаметрах — по периметру ножа оболочки (рис. 22, в). После этого в сваю (оболочку) укладывают некоторое количество пластичной бетонной смеси. Затем заряд взрывают. От взрыва нижний конец сваи (оболочки) разрушается, и образующиеся газы, уплотняя окружающий грунт, образуют полное пространство. В это пространство сползает пластичная бетонная смесь из ствола сваи (оболочки). Количество смеси должно быть достаточным, чтобы заполнить все получившееся уширение, а также нижнюю часть ствола на высоту, обеспечивающую надежную связь его с уширением (рис. 22, б, в).

Уширение может быть образовано втрамбовыванием в грунт основания щебня, гравия или тощего бетона. Втрамбовывание осуществляют виброударным механизмом, передающим свое действие через стальную штангу с трамбующей площадкой на конце.

Для устройства уширений применяют также специальные агрегаты, имеющие ствол (штангу) и механизм в виде раскрывающихся ножей. Механизм в сложенном виде опускают на штанге

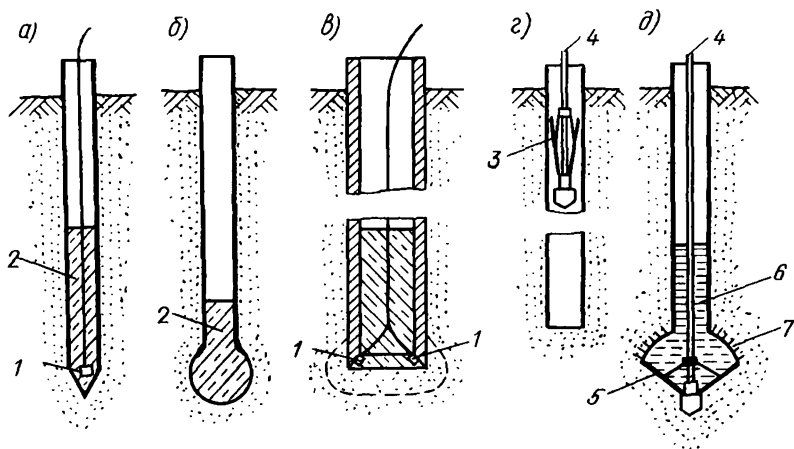


Рис. 22. Схемы устройства уширений нижних концов свай и оболочек:

1 — заряд взрывчатого вещества; 2 — пластичная бетонная смесь; 3 — ножи в сложенном состоянии; 4 — штанга механизма; 5 — ножи в раскрытом состоянии; 6 — глинистый раствор; 7 — глинизированная стенка уширения

в скважину или оболочку (рис. 22, з). Затем ножи постепенно открываются и, вращаясь, образуют в грунте уширение. В несвязных грунтах для укрепления стенок разбуриваемого уширения применяют глинистый раствор (рис. 22, д). После окончания разработки уширения ножи складывают, извлекают агрегат и заполняют уширение и ствол сваи (оболочки) бетонной смесью.

ГЛАВА VI

ФУНДАМЕНТЫ ИЗ СТЕНОК, ОПУСКНЫХ КОЛОДЦЕВ И КЕССОНОВ

§ 18. ФУНДАМЕНТЫ ИЗ СТЕНОК, СООРУЖАЕМЫХ С ПОМОЩЬЮ ГЛИНИСТОГО РАСТВОРА

За рубежом, преимущественно во Франции, получают все более широкое применение фундаменты, образованные из массивных стенок, сооружаемых с применением глинистого раствора.

Принцип устройства таких фундаментов заключается в том, что в грунте механически выкапывают прямоугольные прорезы, заполняемые по мере их разработки глинистым раствором (рис. 23, а). Эти прорезы-котлованы заполняют бетоном (рис. 23, б), армируемым в случае необходимости арматурными каркасами. Стенки могут непосредственно служить фундаментами, передающими давление на нижележащие более прочные грунты (рис. 23, в). Иногда стенки используют как ограждение для последующей разработки окружающей ими части грунта и устройства под их защитой тела фундамента (рис. 23, г).

По зарубежным данным, этот вид фундаментов во многих случаях весьма экономичен и легко технически осуществим.

§ 19. ФУНДАМЕНТЫ НА ОПУСКНЫХ КОЛОДЦАХ

Опускной колодец представляет собой полую бетонную или железобетонную бездонную и открытую сверху конструкцию с ограждающими стенками, имеющими заостренные нижние кромки. Установленный на грунт колодец заставляют погружаться под действием собственного веса, выбирая грунт под его стенками и на дне колодца.

Колодец делают сразу полной высоты или постепенно наращивают сверху по мере погружения (рис. 24, а). Когда колодец достигнет проектной глубины и достигнет надежного грунта, погружение прекращают и заполняют внутреннее его пространство бетонной кладкой, которая вместе с самим колодцем образует массивный фундамент (рис. 24, б). Внутреннее пространство колодца не всегда полностью заполняют кладкой. Можно ограни-

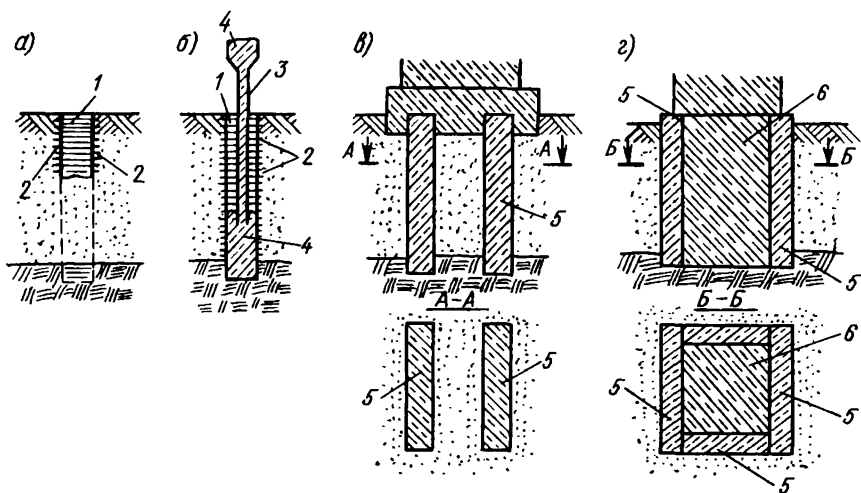


Рис. 23. Фундаменты из стенок, сооружаемых с помощью глинистого раствора:
 1 — глинистый раствор в прорези; 2 — глинизированная стенка прорези; 3 — трубы для подачи бетонной смеси в прорезь; 4 — бетон, образующий стенку; 5 — массивная стенка; 6 — тело фундамента, бетонируемое под защитой ограждения из стенок

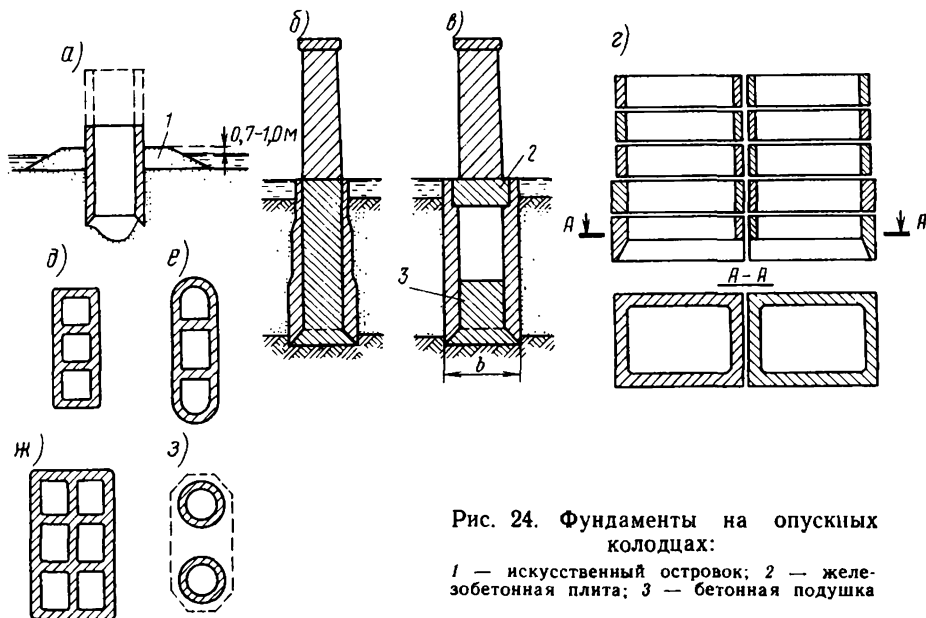


Рис. 24. Фундаменты на опускающих колодцах:

1 — искусственный островок; 2 — железобетонная плита; 3 — бетонная подушка

читься устройством в нем нижней бетонной подушки, распределяющей давление фундамента на грунт, и железобетонной плиты по верху колодца для поддержания вышележащей части опоры (рис. 24, в).

Опускные колодцы применяют в случаях, когда глубина заложения фундамента превышает 6—8 м и устройство открытого котлована затруднено.

Неблагоприятны для опускных колодцев сильно насыщенные водой плавучие грунты, заполняющие колодец при опускании и создающие трудности извлечения грунта. Существенным препятствием для опускных колодцев служат валуны, стволы деревьев, прослойки твердых пород, встречающиеся при погружении. Устранение этих препятствий требует откачки воды из колодца, что при водонасыщенных грунтах очень трудно.

В плане форму колодца желательно делать симметричной для облегчения его опускания. Опускные колодцы фундаментов мостовых опор чаще всего делают прямоугольными в плане с закругленными углами (рис. 24, д, е, ж). Так как стенкам колодца передаются большие горизонтальные давления воды и грунта, то между ними устраивают вертикальные поперечные перегородки, разделяющие колодец на ячейки. В некоторых случаях применяют круглые в плане колодцы; такие колодцы могут быть опущены по два под каждую опору (рис. 24, з).

Боковые стенки колодцев при глубине погружения до 8—10 м делают вертикальными, постоянной толщины (см. рис. 24, в). При большой глубине погружения наружные поверхности стенок делают с уступами (см. рис. 24, б), уменьшающими трение об окружающий грунт и предотвращающими заклинивание колодца при опускании.

Силы трения между опускаемым колодцем и грунтом можно сильно уменьшить, подводя к ножу и наружным поверхностям стенок колодца воду или глинистый раствор (тиссотропная рубашка).

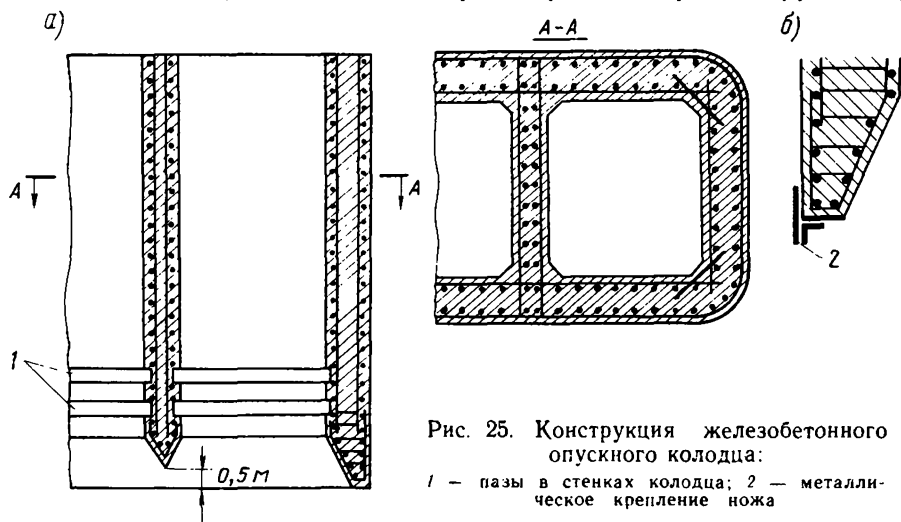


Рис. 25. Конструкция железобетонного опускного колодца:

1 — пазы в стенках колодца; 2 — металлическое крепление ножа

Нижнюю ножевую часть стенок скашивают для облегчения погружения колодца в грунт (рис. 25, а). Если в грунте могут встретиться твердые включения, то ножевую часть колодца усиливают металлической окаймляющей конструкцией (рис. 25, б). Внутренние поперечные перегородки не доводят до низа колодца примерно на 0,5 м и тоже заостряют внизу для облегчения погружения в грунт (см. рис. 25, а). На внутренних поверхностях колодца, в нижней его части, делают горизонтальные пазы, служащие для лучшей связи с бетоном заполнения. Эти пазы иногда используют для переустройства колодца в кессон, если при погружении колодца встречаются непредвиденные труднопроходимые препятствия.

Колодцы небольшого размера могут быть сборными из блоков, устанавливаемых по мере опускания колодца (рис. 24, г).

На сухом месте колодцы опускают с естественного грунта, а при наличии воды — с отсыпанного искусственного островка (см. рис. 24, а).

§ 20. КЕССОННЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

Когда в ложе реки на большую глубину залегают слабые грунты, содержащие включения в виде крупных валунов, затонувших карчей (стволов деревьев), каменных прослоек, то забивка или забуривание свай, погружение оболочек и колодцев оказывается очень трудным, а иногда и невозможным.

В таких случаях может возникнуть необходимость в устройстве кессонных фундаментов.

Кессон представляет собой конструкцию в виде опрокинутого железобетонного ящика, образующего камеру, наполненную сжатым воздухом, вытесняющим из кессона воду (рис. 26). Давление воздуха в кессоне определяется глубиной его погружения и должно уравнивать соответствующее давление воды. На каждые 10 м погружения кессона ниже уровня воды давление воздуха в кессоне должно составлять одну добавочную атмосферу сверх нормального атмосферного давления.

В камере кессона разрабатывают грунт, обеспечивая постепенное погружение кессона. Песчаные грунты с успехом разрабатывают, применяя гидромеханизацию. При твердых грунтах бывает необходимо пользоваться взрывными работами.

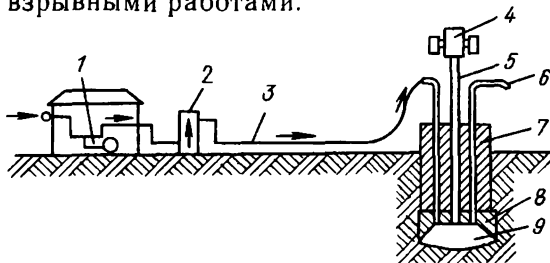


Рис. 26. Схема оборудования для опускания кессона: 1 — компрессор; 2 — воздухо-сборник; 3 — воздухопровод; 4 — шлюзовой аппарат; 5 — шахтная труба; 6 — сифонная труба; 7 — надкессонная кладка; 8 — кессон; 9 — камера кессона

Для доступа в кессон людей, подъема разрабатываемого грунта и подачи в кессон строительных материалов над его камерой имеется шахтная труба со шлюзовым аппаратом наверху. Шлюзовой аппарат служит для перехода из кессона с повышенным давлением воздуха наружу и обратно. Для этого шлюзовой аппарат имеет камеры, в которых давление может постепенно изменяться. Одну из камер используют для шлюзования людей; в ней давление изменяют достаточно медленно, чтобы не принести вред их здоровью. Шлюзование грунта и материалов без присутствия людей ведут быстро.

Воздух в кессон подает компрессорная установка по воздухопроводу. Для удаления из кессона испорченного воздуха служит сифонная труба (см. рис. 26).

По мере того как в камере разрабатывают грунт, над потолком кессона ведут кладку фундамента (надкессонная кладка), под действием веса которой кессон постепенно опускается.

Работа в сжатом воздухе вредна для людей; при давлении более 3,5—4 добавочных атмосфер работать становится вообще невозможно. Поэтому наибольшая допустимая глубина опускания кессонов ниже уровня воды составляет 35—40 м.

Когда кессон достигает проектной отметки, проверяют качество грунта в основании, после чего камеру заполняют кладкой, которая входит в состав массива фундамента и служит его подошвой.

Недостаток кессонных работ — необходимость специального оборудования для их выполнения, а также вредные для людей условия работы в сжатом воздухе. Поэтому кессоны применяют только в случаях, когда нет возможности устроить какой-либо другой вид фундамента.

РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ

ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ

ГЛАВА VII

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ДЕРЕВЯННЫХ МОСТАХ

§ 21. ОСНОВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ

Дерево представляет собой хороший строительный материал, отличающийся малым объемным весом, легкостью обработки и относительно высокой прочностью. Основной недостаток дерева как строительного материала это опасность его загнивания, особенно в условиях попеременного увлажнения и высыхания. Деревом издавна пользуются для строительства мостов.

Ствол дерева, перекинутый с берега на берег, а также сплетенный из ветвей деревьев висячий переход были первыми простейшими мостами. Однако и более совершенные по своему устройству мосты применяли в очень отдаленные времена в древней Греции, Риме и других странах.

В древней Руси, богатой лесами, искусство строительства деревянных мостов было развито высоко. Через большие реки строили преимущественно наплавные мосты на плотках или лодках. Такие мосты называли «живыми» из-за их подвижности. Имются данные, что при Владимире Мономахе был построен наплавной мост через р. Диспр в Киеве (1114 г.); при Дмитрии Донском, во время осады Твери,— мост через р. Волгу. В 1380 г. во время войны с татарами был сооружен мост через р. Дон, а в 1477 г.— плавучий мост через р. Волхов у Новгорода.

Другой вид мостов того времени имел опоры в виде деревянных срубов — городней, похожих на современные ряжи (рис. 27, а). Пролеты между городнями перекрывали балками из бревен. Стены городней часто делали с зазорами между венцами; такие срубы могли пропускать сквозь себя воду и работали аналогично современным фильтрующим насыпям. В 1776 г. известный русский механик И. П. Кулибин составил проект деревянного арочного моста для перекрытия одним пролетом (около 300 м) р. Невы в Петербурге (рис. 27, б). Модель этого моста в $\frac{1}{10}$ натуральной величины была построена и испытана. Результаты испытания оказались хорошими, но мост не был осуществлен из-за сложности его возведения.

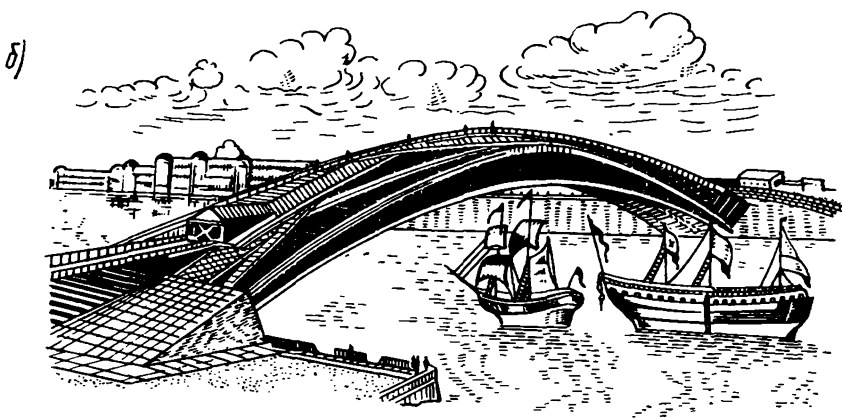
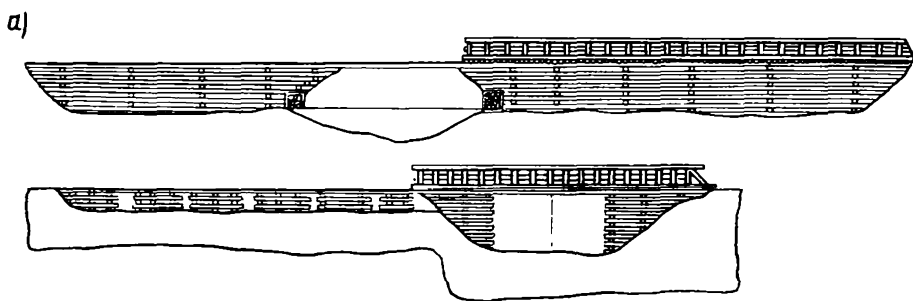


Рис. 27. Старинные русские мосты

Из мостов, построенных за границей, должны быть отмечены деревянные мосты известного итальянского строителя Палладио (1518—1580 гг.).

Для небольших пролетов Палладио применял шпренгельные, а также ригельно-подкосную системы. Для перекрытия больших пролетов им были предложены решетчатые фермы.

В начале XIX в. появились первые железные дороги. Так как они пересекали ряд крупных рек, где требовалось устройство мостов на высоких опорах с большими пролетами, возникла необходимость в новых системах балочных пролетных строений. Одна из таких систем была предложена в США архитектором Тауном в 1820 г. Пролетные строения Тауна имели многорешетчатые фермы из досок с соединениями на деревянных нагелях. Другая система была предложена в 40-х годах XIX в. инженером Гау. Фермы этой системы имели элементы из брусьев, и только стойки были из металлических тяжей. Фермы Гау были изучены выдающимся русским инженером Д. И. Журавским (1821—1891 гг.), который внес в их конструкцию ряд улучшений, разработал метод их расчета и применил для строительства крупных деревянных мостов.

Большой подъем в строительстве деревянных мостов в России возник после Октябрьской революции. Особенно широкое применение деревянные мосты получили на автомобильных дорогах и в городах.

Исключительное значение имели деревянные мосты во время Великой Отечественной войны. В настоящее время на автомобильных дорогах все большее распространение получают железобетонные мосты. Однако в богатых лесом районах СССР, а также на местных и сельских дорогах применение деревянных мостов остается целесообразным. При этом, используя дерево для строительства современных мостов, необходимо придавать им конструкцию, позволяющую индустриализировать их изготовление и механизировать сборку. Кроме того, надо принимать меры для увеличения срока службы деревянных мостов, надежно предохраняя их от загнивания.

§ 22. МАТЕРИАЛ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ

Для деревянных мостов применяют хвойный и лиственный лес. Как строительный материал — лучше хвойный лес, имеющий прямые и ровные стволы, менее сучковатый, с более мягкой, смолистой и упругой древесиной. Из хвойных пород чаще всего употребляется сосна, ель, лиственница, кедр и пихта; из лиственных пород — дуб, бук, граб, ясень. В природных условиях ствол дерева работает на сжатие с продольным изгибом, а также на поперечный изгиб. Поэтому лесоматериал наиболее приспособлен к этим видам силовых воздействий и лучше всего несет их при работе в конструкциях. Дерево имеет неоднородное строение. По толщине ствола наименьшую прочность имеет сердцевинная часть; ближе к заболони прочность древесины возрастает.

По длине ствол дерева имеет коническую форму с естественным утонением (сбегом) от толстого конца (комля) к тонкому (отруб). Сбег в среднем составляет около 1%. При использовании для элементов конструкции бревен с естественной коничностью в них сохраняется наиболее прочная и устойчивая против загнивания наружная часть древесины.

Если бревно обработать, придав ему цилиндрическую форму (цилиндровать), то значительная часть наиболее прочной и стойкой заболонной древесины удаляется и, кроме того, перерезается большая часть волокон дерева, направленных по коническим образующим (рис. 28, а). В еще большей степени ослабляется древесина при распиловке бревен на брусья или доски (рис. 28, б). Поэтому в мостах желательно применять круглый лес с сохранением его естественной коничности.

Цилиндрованный лес требует трудоемкой ручной обработки, поэтому применять его нежелательно.

Используя в мостах пиленный лес, лишенный наиболее прочных и стойких заболонных слоев древесины, надо обращать особое внимание на защиту конструкции от загнивания.

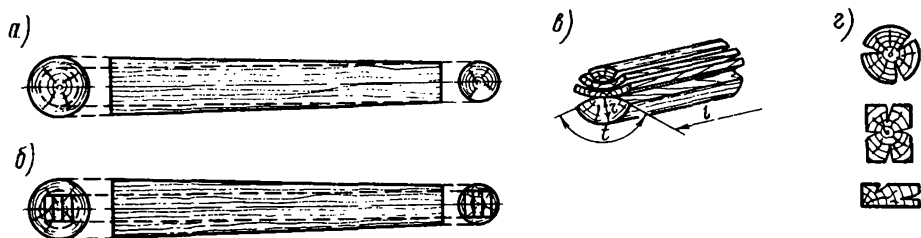


Рис. 28. Схемы изготовления цилиндрованного и пиленого лесоматериала

Механические качества дерева проверяют испытанием деревянных призм на сжатие и брусочков — на поперечный изгиб. Пределы прочности древесины сосны при испытаниях малых стандартных образцов с влажностью 15% должны быть не ниже:

При сжатии вдоль волокон	300 кг/см ²
При изгибе	500 »

Объемный вес дерева при расчетах искусственных сооружений принимают:

Сосна, ель, кедр, пихта непропитанные	600 кг/м ³
Сосна, ель, кедр, пихта, пропитанные антисептиком	700 »
Дуб, бук, ясень, граб, лиственница непропитанные	800 »
Дуб, бук, ясень, граб, пропитанные антисептиком	900 »

Влажность W древесины, в процентах, определяется формулой

$$W = 100 \frac{Q_1 - Q}{Q},$$

где Q_1 — вес исследуемого образца древесины;

Q — вес образца после высушивания его при температуре 100°С до постоянного веса.

В свежесрубленном дереве влажность обычно составляет 50—70%.

С увеличением влажности понижается прочность древесины.

При высыхании древесина уменьшается в размерах. Усушка дерева вдоль волокон незначительна; наибольшая усушка происходит по годичным кольцам. Из-за разной усушки в радиальном направлении и по годичным кольцам, а также из-за неравномерности высыхания возникает коробление и растрескивание дерева. Особенно сильно коробится тонкий лесоматериал, причем доски коробятся в сторону выпуклости годичных слоев (рис. 28, в). Трещины от усушки возникают радиально к годичным кольцам (рис. 28, г).

Для мостов требуется применять древесину с влажностью не более 25%, называемую полусухой. Влажность пиломатериалов не должна превышать 20%. Для дощатых ферм и мелких деталей

конструкции следует использовать лес с влажностью не более 15% (воздушносухая древесина).

Существенные недостатки дерева — опасность загнивания и возгорания. Мосты из хорошего лесоматериала, обработанного антисептиком, при хорошем надзоре исправно служат до 25—30 лет. Срок службы неантисептированных деревянных мостов в среднем составляет только 12—15 лет. Опасность возгорания деревянных мостов практически несущественна, так как пожары мостов бывают очень редко.

Ответственные металлические элементы деревянных мостов делают из углеродистой мартеновской горячекатаной стали. Так как в большинстве случаев эти элементы имеют сварные соединения, то сталь должна допускать применение сварки. Нерабочие конструктивные металлические элементы и крепления могут быть из стали более низких марок.

При проектировании деревянных мостов расчетные сопротивления для сосновой древесины принимают по табл. 9.

Т а б л и ц а 9

Вид напряженного состояния	Обозначение	Расчетное сопротивление, кг/см ²
Изгиб брусьев, бревен	$R_{\text{и}}$	160
Изгиб досок	$R_{\text{и}}$	140
Растяжение вдоль волокон	$R_{\text{р}}$	100
Сжатие и смятие вдоль волокон	$R_{\text{с}}; R_{\text{см}}$	130
Сжатие и смятие всей поверхности поперек волокон	$R_{\text{с}90^{\circ}}; R_{\text{см}90^{\circ}}$	18
Смятие поперек волокон:		
в лобовых врубках, шпонках и узловых подушках	—	32
в опорных плоскостях конструкций	—	23
под шайбами при углах смятия от 90° до 60°	—	40
Скалывание (наибольшее) вдоль волокон при изгибе	$R_{\text{ск}}$	24
Скалывание (среднее по площадке) в соединениях на врубках и шпонках, учитываемое в пределах длины не более 10 глубин врезки и двух толщин элемента:		
вдоль волокон	$R_{\text{ск}}$	16
поперек волокон	$R_{\text{ск}90^{\circ}}$	8

Для элементов, находящихся под водой или в пределах переменного меженного горизонта, расчетные сопротивления умножают на коэффициент 0,9. Для конструкций, изготовленных на заводе из древесины с влажностью не более 15%, расчетные сопротивления могут быть увеличены на 10%. В элементах простых балочных систем и простых конструкций проезжей части, выполняемых из

бревен с сохранением естественной коничности, расчетные сопротивления разрешается повышать на 20%. Для элементов, изготовленных из других пород дерева, расчетные сопротивления умножают на специальные переходные коэффициенты.

Расчетные сопротивления стальных элементов принимают:

При действии осевых сил	1900 кг/см ²
При изгибе	2030 »

Модуль упругости древесины принимают 85 000 кг/см², а при определении деформаций только от временной нагрузки, действующей сравнительно кратковременно — 100 000 кг/см².

§ 23. ОСНОВНЫЕ СИСТЕМЫ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ

Выбор системы и конструкции деревянного моста зависит от требующейся величины пролетов, имеющейся по условиям вертикальной планировки строительной высоты, расчетной временной нагрузки, а также от местных условий.

При пересечении небольших рек и оврагов, а также при устройстве путепроводов применяют простую балочную систему (рис. 29, а). Простейшей балочной системой могут быть перекрыты пролеты 8—10 м, а при применении составных или клееных балок — до 16—24 м. Пролеты однопролетных балочных мостов обычно составляют 4—6 м; при меньших пролетах целесообразнее устройство железобетонной трубы. Мосты простейшей балочной системы имеют сравнительно небольшую строительную высоту.

Подкосные системы мостов широко применяли в прошлом для пролетов от 8—10 м (рис. 29, б) до 20 м.

До сих пор на автомобильных дорогах еще встречаются подкосные мосты. Однако в новом строительстве их применяют редко, так как возведение подкосных конструкций требует трудоемких

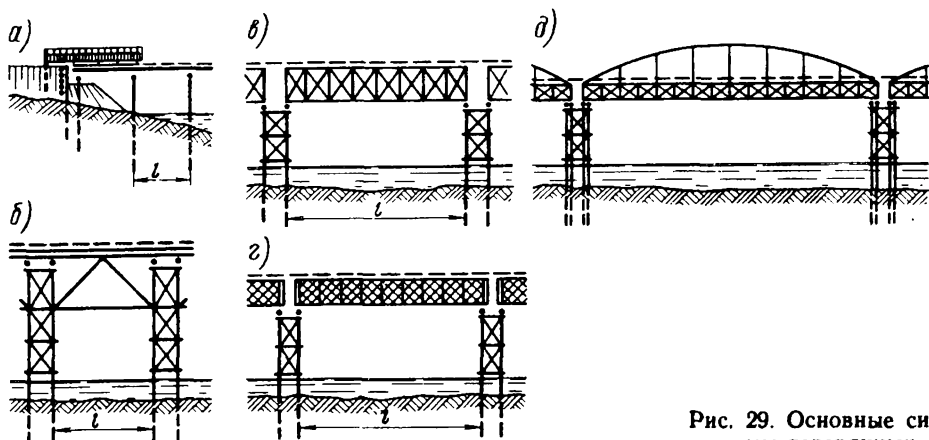


Рис. 29. Основные системы деревянных мостов

плотничных работ и не поддается индустриальным методам изготовления и монтажа.

Для перекрытия пролетов более 16—20 м применяют пролетные строения с решетчатыми фермами различных видов.

Наиболее часто для перекрытия больших пролетов в настоящее время применяют пролетные строения с фермами системы Гау — Журавского (рис. 29, в) из круглого леса или реже из брусьев со стойками в виде металлических тяжей. Для большей надежности и увеличения срока службы нижний пояс или также и верхний могут быть сделаны металлическими. Фермы Гау — Журавского делают и сборными из блоков заводского изготовления.

Применяют также мосты с дощатыми фермами (рис. 29, г) на гвоздевых соединениях. Дощатые фермы удобны для изготовления, но менее долговечны. Поэтому они целесообразны главным образом для мостов, рассчитанных на ограниченный срок службы. Дощатые фермы тоже могут быть сборными из блоков, изготовленных на заводе.

Пролетные строения с решетчатыми фермами дают возможность перекрывать пролеты до 40—50 м. Большие пролеты порядка 50—60 м, могут быть перекрыты лишь комбинированной системой, состоящей из решетчатых ферм, усиленных арочным поясом (рис. 29, д). Однако их конструкция довольно сложна и громоздка, поэтому применяют их лишь в исключительных случаях.

Изредка на автомобильных дорогах можно встретить деревянные арочные мосты. Они могут перекрывать пролеты до 40—50 м; применение их часто вызывается архитектурными соображениями.

ГЛАВА VIII

ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ МАЛЫХ ПРОЛЕТОВ

§ 24. ПРОСТЕЙШИЕ БАЛОЧНЫЕ МОСТЫ

Главными несущими элементами пролетных строений простейших балочных мостов служат балки — прогоны, перекрывающие пролет моста (рис. 30, а). Прогонь поддерживает проезжую часть моста с тротуарами и перилами. Опоры балочных мостов в большинстве случаев состоят из забитых в грунт свай, поверх которых укреплен поперечный элемент, называемый насадкой. На насадки своими концами опираются прогоны пролетных строений.

Различают два основных вида прогонов: сближенные (разбросные) и сосредоточенные. Сближенные (разбросные) прогоны (рис. 30, а, б) располагают на небольших расстояниях друг от друга (0,5—0,6 м). Частое размещение прогонов

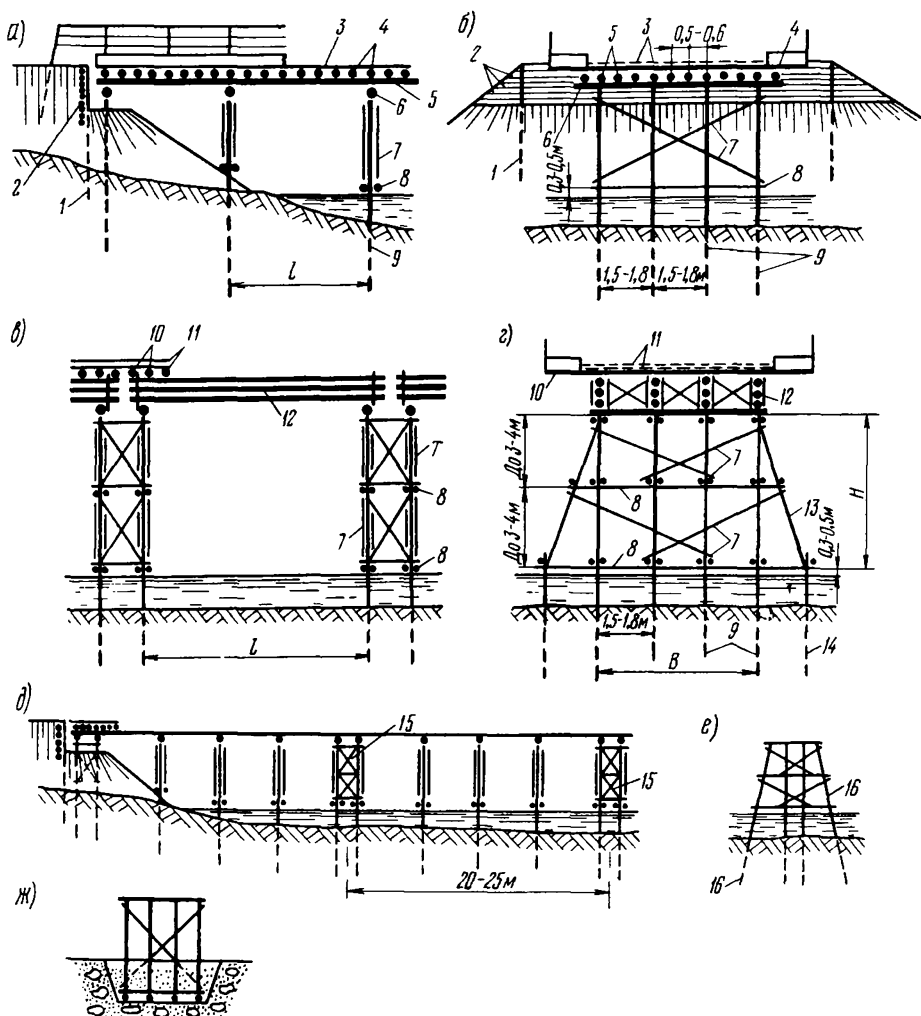


Рис. 30. Схемы простейших балочных мостов:

1 — свая заборной стенки; 2 — заборная стенка; 3 — верхний настил; 4 — нижний поперечный настил; 5 — разбросные прогоны; 6 — насадка опоры; 7 — диагональная поперечная схватка; 8 — поперечная горизонтальная схватка; 9 — коренные сваи; 10 — поперечина; 11 — двойной дощатый настил; 12 — сосредоточенный прогон; 13 — укосина; 14 — откосная свая; 15 — широкая (пространственная) опора; 16 — наклонная свая

позволяет применить простую конструкцию проезжей части. Сближенные прогоны при пролетах до 6 м могут быть одноярусными. Пролеты, превышающие 6 м, приходится делать двухъярусными. Сосредоточенные прогоны (рис. 30, в, г) располагают на расстояниях 1,5—1,8 м друг от друга, укладывая их непосредственно над сваями опор.

Сосредоточенный прогон представляет собой балку, образованную из нескольких бревен или брусьев, уложенных друг на друга и связанных между собой.

Если ярусы связаны только болтами, то прогон называют сложным или пакетным (см. рис. 31, *г*). Момент инерции сложного прогона равен сумме моментов инерции составляющих его бревен (брусьев); поэтому им можно перекрывать такие же пролеты, как разбросными прогонами. Соединение ярусов деревянными колодками или пластинчатыми нагелями, препятствующими сдвигам между ярусами, превращает прогон в составной (см. рис. 31, *в*). Прогон составного сечения имеет значительно больший момент инерции, чем сумма моментов инерции образующих его бревен. Поэтому составными прогонами могут быть перекрыты пролеты до 14—16 м.

Частным случаем составного сечения являются прогоны из склеенного пакета досок, позволяющие перекрывать пролеты до 20—24 м.

Сваи опор простейших деревянных мостов забивают в грунт на глубину не менее 3,5—4 м.

При небольшой высоте опоры многопролетных балочных мостов устраивают из одного поперечного ряда свай. При высоте же опор более 4 м и при глубине воды более 1,5 м для увеличения продольной жесткости моста и восприятия тормозных усилий устраивают отдельные двухрядные широкие (решетчатые, пространственные) опоры, располагая их через каждые три—пять пролетов, но не реже чем через 20—25 м (рис. 30, *д*).

Свайные опоры высотой до 2—2,5 м могут не иметь никаких поперечных креплений. При высоте 3—4 м и более сваи соединяют между собой горизонтальными и диагональными поперечными схватками (см. рис. 30, *б*). В опорах высотой более 5 м для увеличения их поперечной жесткости ставят специальные подкосы, называемые укосинами, нижние концы которых упирают в дополнительные откосные сваи.

В опорах высотой более 5—6 м поперечные связи разделяют горизонтальными схватками на ярусы высотой до 3—4 м (см. рис. 30, *г*).

Первые (нижние) горизонтальные схватки ставят на 0,3—0,5 м выше уровня меженных вод.

В мостах, имеющих большую ширину (более 7 м между бордюрами), укосины необходимы только в случаях, когда высота опоры H превышает ее ширину B между крайними коренными сваями (см. рис. 30, *г*). Вместо укосин и откосных свай могут быть применены наклонные сваи (рис. 30, *е*), забивка которых не представляет трудностей. Применение наклонных свай уменьшает общее количество свай в опорах и обеспечивает большую поперечную жесткость.

В сопряжениях моста с насыпями устраивают однорядные или двухрядные концевые опоры. Для того чтобы конец пролетного строения и насадка крайней опоры не были засыпаны грунтом насыпи и не подвергались быстрому загниванию, конус насыпи не доводят до верха и поддерживают верхнюю часть насыпи деревянной заборной стенкой (см. рис. 30, *а*).

При скальном или каменистом грунте, не допускающем забивки свай, а также при плотных песчаных и гравелистых грунтах опоры могут быть устроены лежневыми. Лежневые опоры опирают непосредственно на выровненный скальный грунт или закладывают в котлованах на естественном грунте (рис. 30, ж). Опоры этого вида часто делают из заранее изготовленных целых блоков — рам. Готовые рамы могут быть установлены и на основание из заранее забитых свай. Такие свайно-рамные опоры целесообразны в тех случаях, когда рамы можно изготовить заранее на площадке или базе и затем установить на место в готовом виде, сократив этим сроки возведения опор.

§ 25. КОНСТРУКЦИЯ ПРОСТЕЙШИХ БАЛОЧНЫХ МОСТОВ

Проезжая часть. Полотно проезжей части деревянных мостов обычно делают деревянным.

При слабом движении на сельских дорогах мосты могут иметь простейший настил (рис. 31, а) из ряда накатин или пластин, непосредственно уложенных на прогоны. Накатины или пластины закрепляют прижимными бревнами, служащими одновременно и колесоотбойными (бордюрными) элементами. Для ровности пути и распределения давлений колес автомобилей, накатины (пластины) иногда покрывают сверху слоем засыпки в 10—12 см из щебня или гравия. Однако чаще устраивают верхний настил из досок, работающих на износ и распределяющих сосредоточенные давления подвижной нагрузки. Такую проезжую часть обычно устраивают на мостах со сближенными (разбросными) прогонами (рис. 31, б).

В мостах с сосредоточенными прогонами поперечины располагают реже и делают их из более толстых бревен. Поверх поперечин укладывают двойной дощатый настил (рис. 31, в). Доски нижнего настила укладывают с зазорами в 2—3 см для лучшего проветривания. Верхний настил может быть поперечным и продольным. В большинстве случаев применяют продольный верхний настил, более удобный при укладке и позволяющий использовать доски различной длины.

Сосредоточенные прогоны имеют большую высоту и требуют надежных креплений для устойчивости в поперечном направлении. Обычно многоярусные прогоны обжимают брусчатыми сжимами и связывают между собой поперечными схватками — анкерами из тонких бревен диаметром 16—18 см, врубленных в бревна прогонов (рис. 31, г). Более жесткое поперечное соединение достигается постановкой крестовых поперечных связей (см. рис. 31, в).

Поскольку балочные мосты с сосредоточенными прогонами имеют большую строительную высоту, требуют специального закрепления прогонов и более сложной конструкции проезжей части, то при пролетах до 8 м целесообразнее применять мосты со сближенными (разбросными) прогонами. Сосредоточенные прогоны

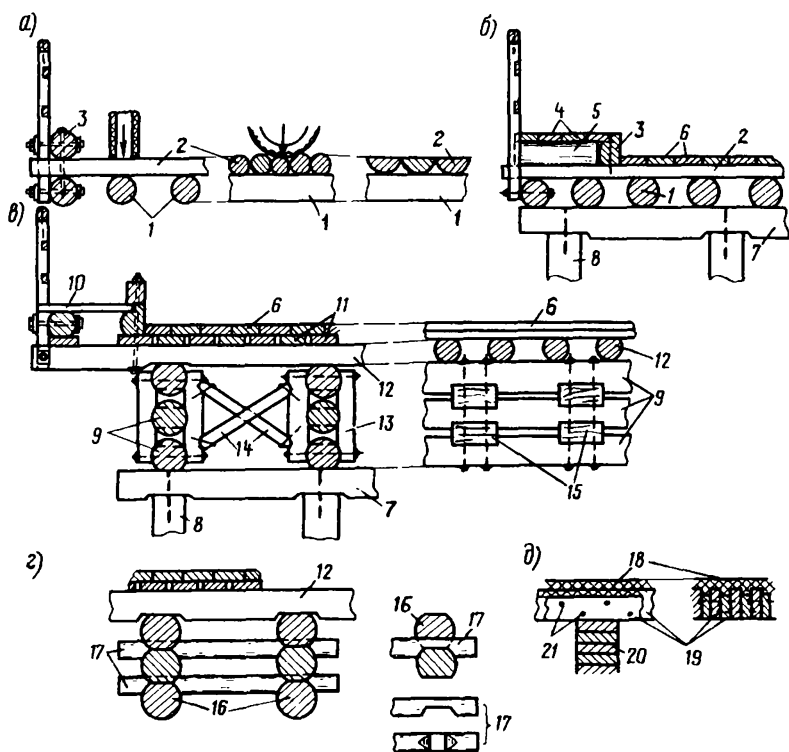


Рис. 31. Конструкция простейших балочных мостов:

1 — разбросные прогоны; 2 — верхний настил из накатин или пластин; 3 — колесоотбойный (бордюрный) элемент; 4 — продольный тротуарный настил; 5 — коротыш, поддерживающий настил тротуара; 6 — дощатый верхний настил; 7 — насадка; 8 — свая; 9 — сосредоточенный прогон составного сечения; 10 — поперечный тротуарный настил; 11 — нижний дощатый настил; 12 — поперечина; 13 — брусчатый сжим; 14 — крестовые поперечные связи; 15 — колодка; 16 — сложный трехъярусный прогон; 17 — анкер; 18 — слой асфальтобетона; 19 — доски деревоплиты; 20 — клееный прогон; 21 — горизонтальные гвозди

устанавливают только при пролетах более 8—10 м, а при меньших пролетах — лишь в городских мостах при прокладке по ним трамвайных путей.

На дорогах с асфальтобетонным покрытием может быть устроен на мостах настил из так называемой деревоплиты, покрытой слоем асфальтобетона. Деревоплиту делают из досок, уложенных на ребро (рис. 31, д) и сшитых между собой горизонтальными гвоздями. Доски применяют разной ширины, так что после укладки поверхность деревоплиты получается гребенчатой и обеспечивается связь с асфальтобетонным слоем.

Тротуары деревянных мостов обычно делают повышенными. Настил тротуаров лучше делать с продольным расположением досок (см. рис. 31, б), более удобным для пешеходов. Толщину досок тротуарного настила обычно принимают 5 см. Доски про-

дольного настила укладывают на короткие поперечные подкладки (коротыши) из отесанных бревен или брусьев, лежащие на концах поперечин. Иногда применяют и тротуары с поперечным настилом, укладывая его доски одним концом на бордюрный элемент, а другим на продольную тротуарную балку (см. рис. 31, в), обычно служащую и для крепления перильных стоек.

В связи с ростом скоростей и интенсивности движения автомобилей на дорогах необходимо принимать более надежные меры ограждения проезжей части от опасности выезда автомобилей на тротуар и падения их с моста. Для этого на деревянных мостах следует делать повышенные бордюры или специальные ограждения. Повышенный бордюр может быть устроен путем укладки дополнительного бордюрного бруса (см. рис. 31, в), прикрепленного к поперечинам болтами. Более высокое ограждение можно осуществить в виде простейшей конструкции из стоек и горизонтального охранного бруса.

Ограждающие тротуар перила состоят из перильных стоек, укрепленного на них поручня и расположенных ниже поручня элементов перильного заполнения. Для защиты перил от случайных ударов автомобилями по концам моста их оканчивают вертикальными или наклонными столбами — надолбами (см. рис. 30, а).

В тех случаях, когда нет надобности в устройстве на мосту тротуаров, проезжую часть окаймляют колесоотбойными (бордюрными) брусьями или бревнами, с которыми связывают перильные стойки (см. рис. 31, а).

Поверхности настила для стока воды придают продольный уклон не более 2—3% и двускатный поперечный уклон в 1,5—2%. Воду спускают под мост с помощью водоотводных труб или лотков.

Прогоны. Прогоны балочных мостов следует делать из бревен с естественной коничностью.

Бревна сближенных (разбросных) прогонов подтесывают по всей их длине, чтобы образовать площадку для опирания поперечин. Снизу бревна подтесывают только на концах. В комлевых частях подтески делают больше, а в отрубках меньше, с тем чтобы строительная высота на обоих концах прогонов была одинаковой (рис. 32, а). Прогоны надо укладывать поочередно комлями в разные стороны, чтобы суммарное сечение всех прогонов по обе стороны от середины пролета было одинаковым (рис. 32, б). Над опорами прогоны соседних пролетов укладывают вразбежку (рис. 32, в) или впритык с косой срезкой торцов (рис. 32, г). В первом случае расположение прогонов соседних пролетов получается несколько различным; во втором прогоны в смежных пролетах могут иметь одинаковое расположение.

Элементы поперечного настила из накатин, отесанных на два канта или подтесанных снизу пластин, укладывают по прогонам комлями к оси моста. Тогда за счет коничности этих элементов образуется часть поперечного уклона проезжей части. Остальную

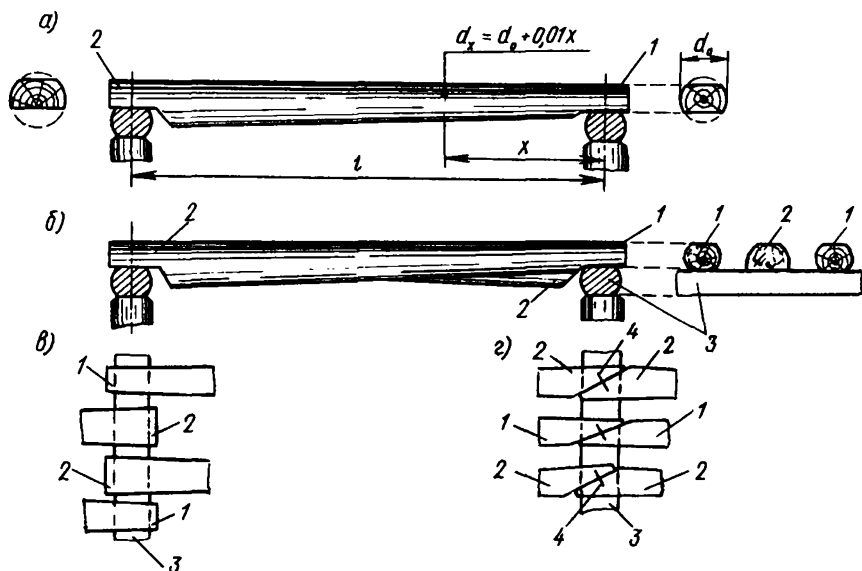


Рис. 32. Конструкция сближенных (разбросных) прогонов:
1 — отруб; 2 — комель; 3 — насадка; 4 — металлическая скоба

часть поперечного уклона получают за счет наклонной подтески поперечин или же за счет устройства у насадок наклонных верхних поверхностей.

Сложные (пакетные) прогоны в зависимости от величины перекрываемого пролета делают из двух или трех (см. рис. 31, г) бревен, уложенных друг на друга и связанных болтами. Бревнам следует сохранить естественную коничность, укладывая их в последовательных ярусах комлями в разные стороны.

В составных прогонах на колодках бревна соединяют между собой призматическими вкладышами — колодками из того же леса, что и бревна прогонов. Колодки располагают волокнами вдоль прогона; тогда усушка их одинакова с бревнами прогонов, а смятие происходит вдоль волокон. Благодаря этому расстройство колодочных соединений от усушки и обматия древесины незначительны.

Прогоны стягивают болтами, которые следует пропускать через колодки (см. рис. 31, в).

Составные прогоны на пластинчатых нагелях (рис. 33, в) делают с металлическими пластинами из стали толщиной 8—12 мм. Пластинчатые нагели устанавливают в про- рези, выбранные в соединяемых элементах конструкции электро- долбежником.

Высоту пластинок принимают равной 7—10-кратной их толщине. Глубина врезки пластинок в каждый из соединяемых элементов не должна превышать 1/5 высоты каждого из них. Пластинчатые на-

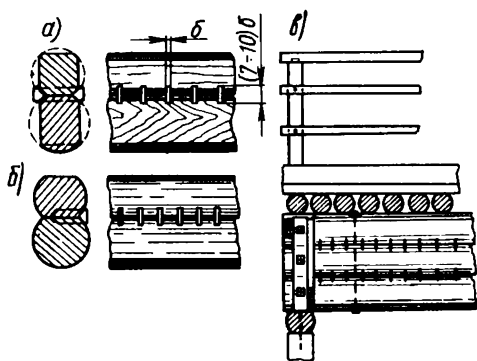


Рис. 33. Конструкция прогонов составного сечения на пластинчатых нагелях

гели могут быть сквозными, поставленными в пазы, прорезанные на всю ширину соединяемых бревен (рис. 33, а) или же несквозными, забитыми в пазы, выбранные на глубину, немного большую половины ширины сопрягаемых элементов (рис. 33, б). Прогонь стягивают небольшим количеством болтов, необходимых и при изготовлении прогонов во время выборки гнезд для нагелей.

Пластинчатые нагели дают надежное соединение

ярусов прогона, хорошо работающее под нагрузкой. Однако их незаслуженно редко применяют в строительстве деревянных мостов.

Опоры. В свайных опорах сопряжение насадки со сваей делают с деревянным шипом (рис. 34, а) или металлическим штырем. Гнезда для деревянных шипов делают несколько глубже высоты шипа, чтобы давление не могло передаваться через шип в случае усушки древесины насадки. Так как нарезка на головах свай шипов и соответствующих им гнезд в насадке довольно трудоемкая работа, то в современных конструкциях предпочитают ставить металлические штыри (рис. 34, б). Штыри забивают в сваю через насадку или ставят в просверленное отверстие.

Насадку подтесывают в местах опирания на сваи (см. рис. 34, а) или же на всей ее длине (см. рис. 34, б).

В мостах небольшой высоты сваи в опорах могут быть из одного бревна без стыков. При большой же высоте опор приходится применять наращивание свай. Стык располагают не менее 0,3—0,5 м над горизонтом меженных вод в месте установки горизонтальных схваток. Стык делают вполдерева (рис. 34, г) и укрепляют металлическими хомутами.

При большой глубине забивки свай может потребоваться их наращивание в процессе забивки. В этом случае стык должен иметь конструкцию, которая была бы надежна и при погружении сваи в землю. Для этого следует увеличивать число хомутов до трех и укреплять их костылями или гвоздями (рис. 34, д) против смещения по свае при забивке ее в грунт.

Горизонтальные и наклонные схватки соединяют со сваями простой цилиндрической врубкой (рис. 34, е) или же взаимной врезкой с выборкой в свае сегментных четвертей (рис. 34, ж). Укосины обычно врубают концами в сваи одиночным зубом (рис. 34, в) и стягивают врубку болтом.

Сопряжение моста с дорогой. В местах сопряжения моста с подходами обычно образуются просадки полотна дороги, вызывающие

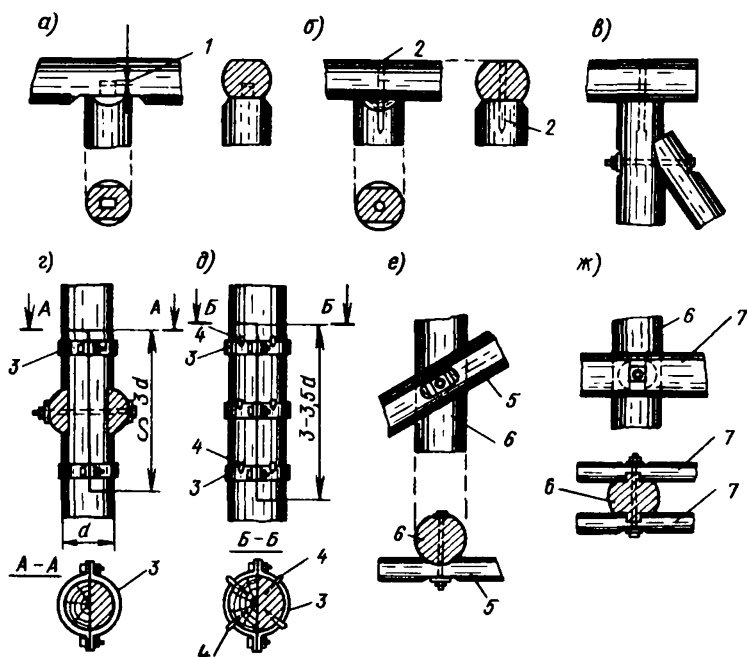


Рис. 34. Детали конструкции свайных опор:

1 — зазор; 2 — металлический штырь; 3 — металлический хомут; 4 — костыль;
5 — наклонная схватка; 6 — свая; 7 — горизонтальная схватка

толчки проезжающих автомобилей. Одной из мер, смягчающих эти толчки, может служить устройство деревянного щита, уложенного в песчаный слой на небольшой глубине под поверхностью дороги (рис. 35, а). Распределяя сосредоточенные давления колес проходящих автомобилей, такой щит обеспечивает более плавный их переход с дороги на мост при просадках земляного полотна,

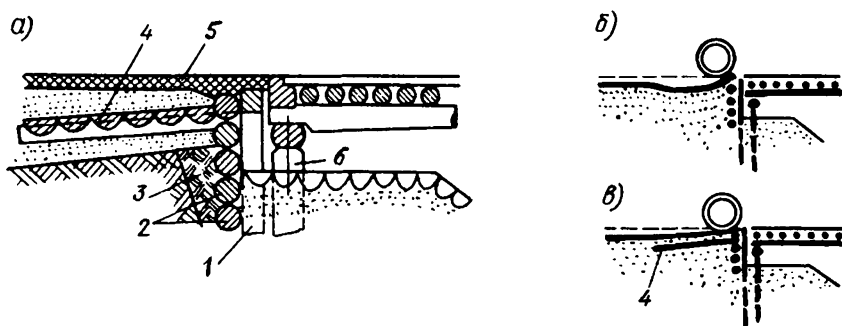


Рис. 35. Сопряжение деревянного моста с насыпью:

1 — свая заборной стенки; 2 — заборная стенка; 3 — глиняная подушка; 4 — деревянный щит; 5 — асфальтобетонное покрытие; 6 — свая крайней опоры

вызванных постепенным его уплотнением. Конец щита, обращенный к мосту, полезно опереть на заборную стенку.

Наличие щита в сопряжении насыпи с мостом не устраняет просадки, а только несколько сглаживает ее. Действительно, без щита уплотнение грунта насыпи вызвало бы появление довольно резкой просадки (рис. 35, б). При наличии щита, опертого одним концом на деревянную конструкцию моста, профиль неровности сглаживается (рис. 35, в).

В настоящее время от устройства щита чаще отказываются, тщательно уплотняя грунт конуса и насыпи у места сопряжения с мостом, а также предохраняя от излишнего увлажнения участок земляного полотна на длине около 5 м устройством водонепроницаемого дорожного покрытия из асфальтового бетона или черного щебня.

Пример конструкции многопролетного моста простейшей балочной системы под нагрузку Н-10 и НГ-60 с пролетами по 4,5 м приведен на рис. 36.

Прогоны соседних пролетов здесь уложены вразбежку, кроме сближенных средних и крайних прогонов, имеющих стыки со ско- сом торцов (см. план на рис. 36). Прогоны моста опираются на насадку, работающую на изгиб под действием опорных давлений прогонов. Насадки опираются на головы свай, расположенных на расстояниях 2,1 м друг от друга.

Проезжая часть имеет нижний настил из накатин, уложенных комлями к оси моста, где их стыки расположены вразбежку. Так как стыки поперечин ухудшают условия упругого распределения давлений от временной нагрузки на прогоны, то по оси моста прогоны сближены.

Сближенные прогоны уложены также по краям пролетного строения, чтобы избежать перегрузки крайних прогонов при односторонних загрузках моста подвижной нагрузкой. Поперечный уклон проезжей части образован за счет естественной коничности поперечниц (1 %) и наклонной их подвески (0,5 %).

Однорядные свайные опоры моста имеют горизонтальные и наклонные поперечные схватки из пластин.

§ 26. РАСЧЕТ ПРОСТЕЙШИХ БАЛОЧНЫХ МОСТОВ

Расчет элементов проезжей части. Элементы проезжей части деревянных мостов (настил, поперечины) обычно рассчитывают на давление колес тяжелого грузовика, так как действие гусеничной нагрузки для этих элементов оказывается менее опасным.

При простейшем настиле из пластин или накатин (рис. 37, а), давление колеса автомобиля может полностью передаваться на один элемент настила. В запас прочности элементы настила рассчитывают без учета их неразрезности, как простые балки с расчетным пролетом l , равным расстоянию между осями прогонов.

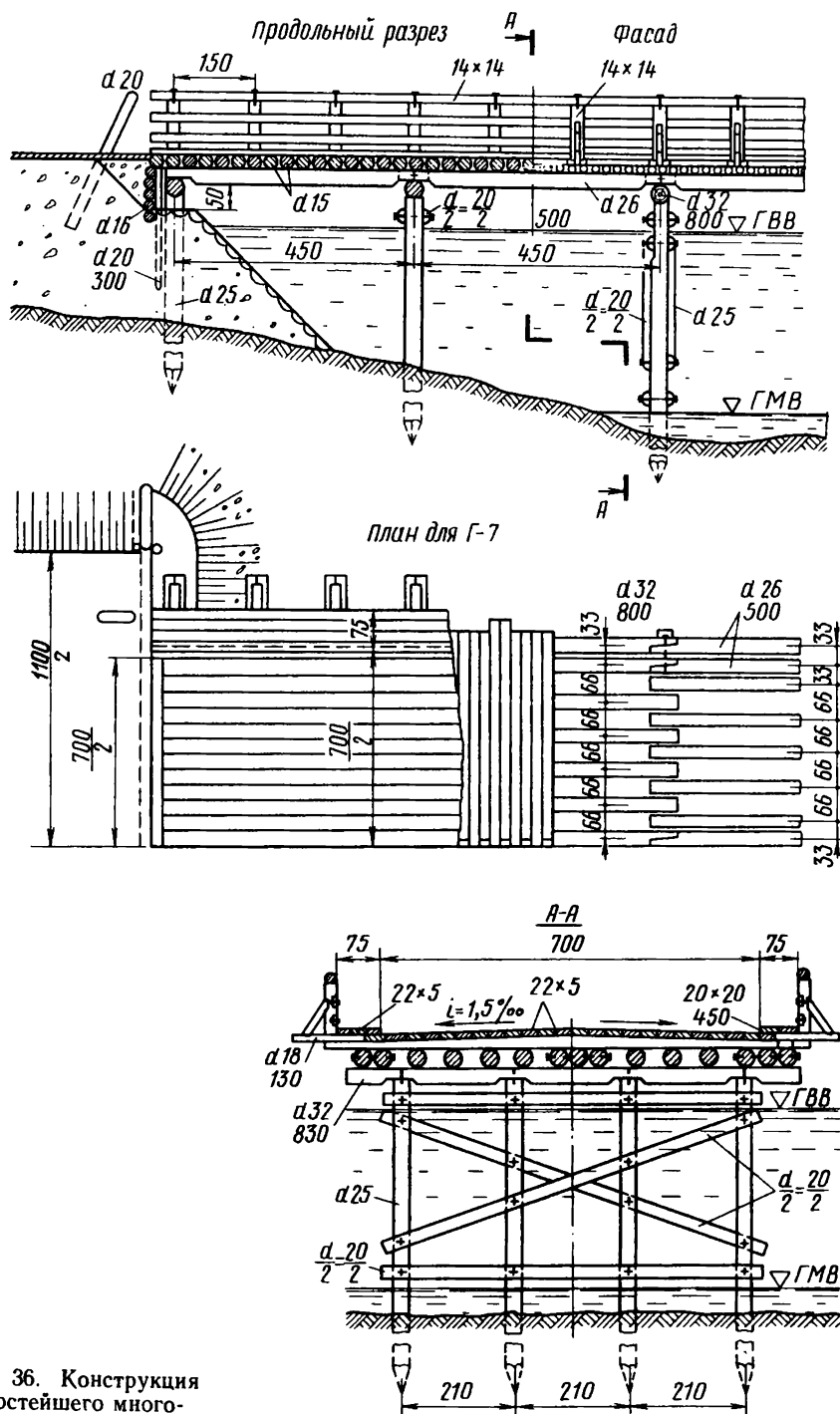


Рис. 36. Конструкция простейшего многопролетного балочного моста

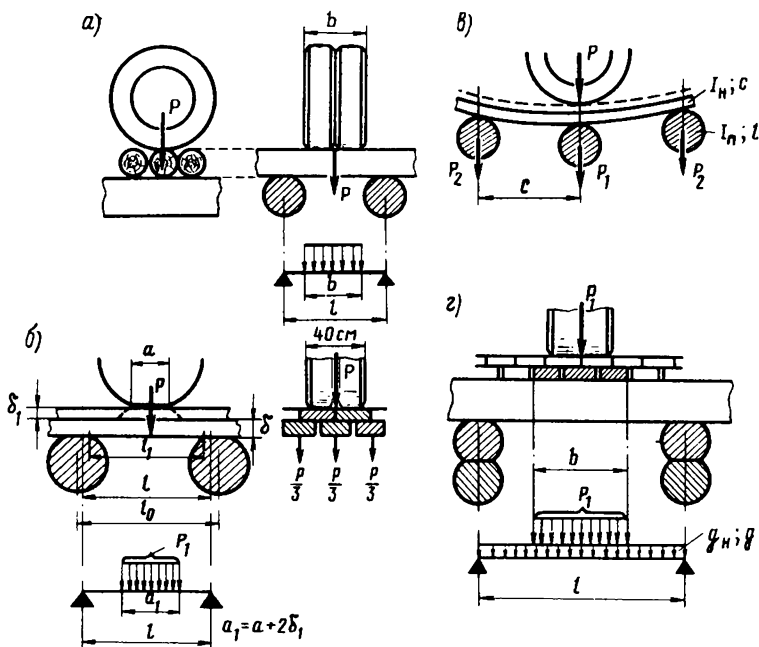


Рис. 37. Схемы к расчету элементов проезжей части деревянных мостов

Тогда расчетный изгибающий момент в элементе настила, пренебрегая незначительным собственным его весом, будет

$$M = \frac{n_{вр} P}{4} \left(l - \frac{b}{2} \right),$$

где P — давление колеса грузовика;

b — ширина ската (обода колеса);

$n_{вр}$ — коэффициент перегрузки для временной нагрузки.

По этому изгибающему моменту должно быть подобрано сечение пластины или накатины исходя из условия прочности

$$\frac{M}{W} \leq R_n,$$

где W — момент сопротивления пластины или накатины;

R_n — расчетное сопротивление древесины на изгиб.

Момент сопротивления элементов настила надо определять с учетом подтесок, а также ослабления, возникающего от износа настила в процессе эксплуатации моста. Ослабление от износа принимают в 2—3 см.

При двойном настиле верхний настил назначают конструктивно толщиной 5—6 см. Нижний, несущий, настил рассчитывают на изгиб как простую балку с расчетным пролетом l , равным расстоя-

нию в свету l_1 между краями площадок опирания на поперечины, увеличенному на толщину δ досок, т. е. $l = l_1 + \delta$ (рис. 37, б), но не более расстояния l_0 между осями поперечин.

Сосредоточенное давление P колеса автомобиля распределяется верхним настилом на несколько досок нижнего настила. Если оба настила продольные, то количество досок, воспринимающих давление, можно определять по схеме, приведенной на рис. 37, б. Обычно считают, что давление от колеса при ширинах ската 40 и 30 см передается соответственно на 3 и 2,5 доски нижнего настила. Если настилы имеют взаимно перпендикулярное направление, то приближенно расчетное давление на элемент нижнего настила можно принимать при поперечном нижнем настиле равным половине давления колеса, а при продольном нижнем настиле и ширинах ската 40 или 30 см — соответственно 1/3 или 1/2,5 от давления P колеса.

Расчетный изгибающий момент в элементе (доске, накатине, пластине) нижнего настила от давления колеса автомобиля, пренебрегая незначительным собственным весом настила, будет

$$M = \frac{n_{\text{вп}} P_1}{4} (l - 0,5a_1),$$

где P_1 — расчетное давление, передающееся на один элемент нижнего настила;
 a_1 — длина распределения (под углом 45°) нагрузки на элемент нижнего настила (см. рис. 37, б).

Поперечины рассчитывают как разрезные балки с пролетом, равным расстоянию между осями прогонов. Если стыки досок настила расположены вразбежку, то при расчете поперечин можно учитывать упругое распределение нижним настилом сосредоточенных давлений от колес автомобилей. В зависимости от соотношения жесткостей настила и поперечин давление колеса распределяется настилом на три или более поперечины.

Обозначим:

I_n — момент инерции досок нижнего настила, воспринимающих давление колеса;

I_n — момент инерции поперечины;

l — расстояние между осями прогонов, т. е. пролет поперечин;

c — расстояние между осями поперечин.

Распределение сосредоточенного давления зависит от коэффициента

$$k = \frac{8c^3 I_n}{l^3 I_n}. \quad (3.1)$$

Если величина коэффициента $k \geq 1/3$, то сосредоточенное давление P распределяется на три поперечины (рис. 37, в). Давления, передающиеся поперечинам, тогда будут:

$$P_1 = \frac{1+2k}{3+2k} P; \quad P_2 = \frac{1}{3+2k} P. \quad (3.2)$$

Если коэффициент $0,55 \leq k < 1/3$, то давление P распределяется на пять поперечин. Давления на отдельные поперечины в этом случае:

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{1 + 18k + 7k^2}{5 + 34k + 7k^2} P; \\ P_2 &= \frac{1 + 11k}{5 + 34k + 7k^2} P; \\ P_3 &= \frac{1 - 3k}{5 + 34k + 7k^2} P. \end{aligned} \right\} \quad (3.3)$$

При $k < 0,055$ давление передается на семь поперечин.

Если g_n — погонное давление на поперечину от веса настила, а g — от веса самой поперечины, то расчетный изгибающий момент в поперечине выразится формулой

$$M = (n_n g_n + n_{\text{пост}} g) \frac{l^2}{8} + n_{\text{вр}} \frac{P_1}{4} (l - 0,5b),$$

где b — ширина, на которую распределяется давление, передающееся поперечине (рис. 37, з).

По полученному изгибающему моменту подбирают сечение поперечины.

Расчет прогонов. Чтобы определить наибольшие усилия в прогонах, надо расположить временную нагрузку в наименее выгодное положение как вдоль, так и поперек моста.

Сначала колонны автомобилей надо разместить так, чтобы определить наибольшее давление, передающееся на сильнее всего работающий прогон. Для этого устанавливают временную нагрузку в самое невыгодное положение в поперечном направлении и определяют так называемый коэффициент поперечной установки для наиболее нагруженного прогона. Наиболее сильно работающим обычно оказывается один из средних прогонов при расположении над ним продольного ряда колес одной из колонн автомобилей и установке второй колонны возможно ближе к первой.

При сосредоточенных прогонах приходящееся на них давление можно определять без учета неразрезности поперечин.

Схема наименее выгоднейшей поперечной установки автомобильной нагрузки для прогона A показана на рис. 38, а. Давление A от одного ряда автомобильных осей на рассматриваемый прогон без учета упругого распределения нагрузок тогда будет

$$A = P \left(1 + \frac{a_1}{l_1} + \frac{a_2}{l_2} \right) = K_A Q,$$

где K_A — коэффициент поперечной установки автомобильной нагрузки;
 $Q = 2P$ — давление одной оси автомобиля.

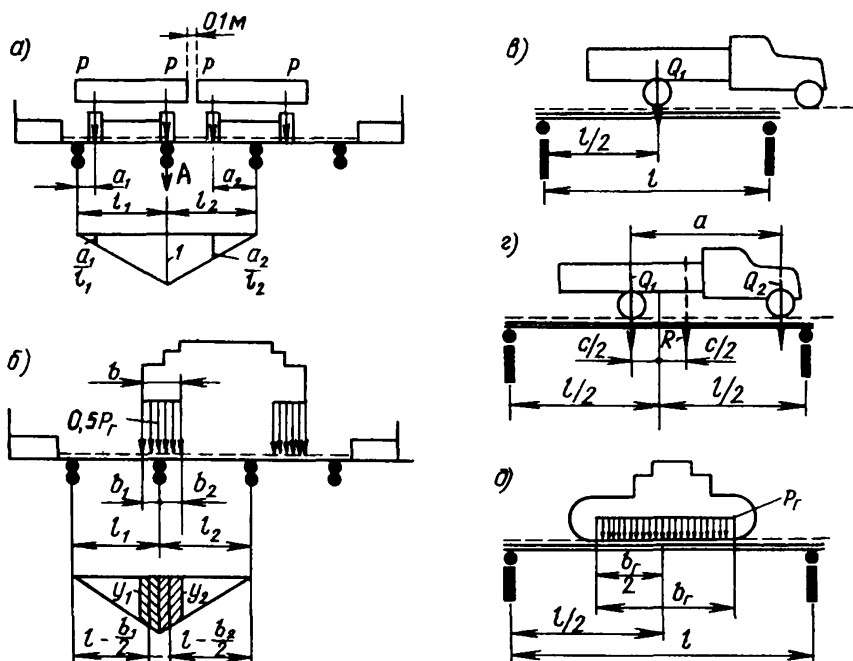


Рис. 38. Схемы к расчету сосредоточенных прогонов балочных мостов

Коэффициент поперечной установки зависит только от расстояний в поперечном направлении между колесами автомобилей и остается одинаковым как для передних, так и для задних их осей. Поэтому он может быть отнесен и к действию расчетных колонн автомобилей.

В случае загрузки моста тяжелым одиночным гусеничным грузом наибольшие давления на прогон возникнут при расположении одной из гусениц над рассматриваемым прогоном таким образом, чтобы соблюдалось условие (рис. 38, б):

$$y_1 = y_2 \text{ или } \frac{b_1}{l_1} = \frac{b_2}{l_2}.$$

При ширине гусеницы b и погонном давлении ее $0,5p_r$ нагрузка, передающаяся на 1 пог. м расчетного прогона A , будет

$$p = 0,5p_r \frac{(1+y_1)}{2} = 0,25p_r \left(1 + 1 - \frac{b}{l_1 + l_2}\right) = 0,5p_r \left(1 - \frac{0,5b}{l_1 + l_2}\right) = K_r p_r,$$

где $K_r = 0,5 \left(1 - \frac{0,5b}{l_1 + l_2}\right)$ — коэффициент поперечной установки для гусеничной нагрузки.

Для получения наибольшего изгибающего момента в наиболее загруженном прогоне необходимо расположить нагрузку в продольном направлении в наименее выгодное положение.

Для балочных мостов небольших пролетов наиболее опасно расположение тяжелой оси автомобиля над серединой пролета прогона (рис. 38, в). При пролете прогонов, большем 7,5 м, опаснее установка на мосту двух или большего количества осей расчетных автомобилей. Здесь наиболее невыгодное нагружение получается при таком размещении подвижной нагрузки, когда середина пролета прогона располагается на равных расстояниях от равнодействующей R всех находящихся на пролете грузов и ближайшего к ней груза.

Для случая, когда на пролете размещаются две оси Q_1 и Q_2 автомобиля (рис. 38, г), наибольший изгибающий момент в прогоне возникает под задней осью Q_1 и составляет

$$M_{\text{вр}} = \frac{n_{\text{вр}} K_A R \left(\frac{l}{2} - \frac{c}{2} \right)^2}{l},$$

где

$$R = Q_1 + Q_2 \text{ и } c = \frac{Q_2 a}{Q_1 + Q_2}.$$

Изгибающий момент от постоянной нагрузки для того же сечения

$$M_{\text{пост}} = (n_n g_n + n_{\text{пост}} g) \frac{l^2 - c^2}{8},$$

где g_n — нагрузка прогона от веса настила,

g — оставшая часть постоянной нагрузки прогона;

n_n и $n_{\text{пост}}$ — коэффициенты перегрузки для веса настила и остальной части постоянной нагрузки;

c — расстояние от груза, расположенного над сечением с наибольшим моментом до равнодействующей R .

Требующийся момент сопротивления прогона

$$W = \frac{M_{\text{пост}} + M_{\text{вр}}}{R_n}.$$

При проверке прогонов на пропуск тяжелой гусеничной нагрузки для пролетов, меньших длины опорной части гусеницы, изгибающий момент будет

$$M_r = \frac{n'_{\text{вр}} K_r p_r l^2}{8}.$$

Для пролетов, превышающих опорную длину гусеницы (рис. 38, д),

$$M_r = \frac{n'_{\text{вр}} K_r p_r (l - 0,5b_r) b_r}{4},$$

где p_r — давление на 1 пог. м гусеничной нагрузки;

b_r — длина опорной площадки гусеницы;

K_r — коэффициент поперечной установки гусеничной нагрузки;

$n'_{\text{вр}}$ — коэффициент перегрузки гусеничной нагрузки.

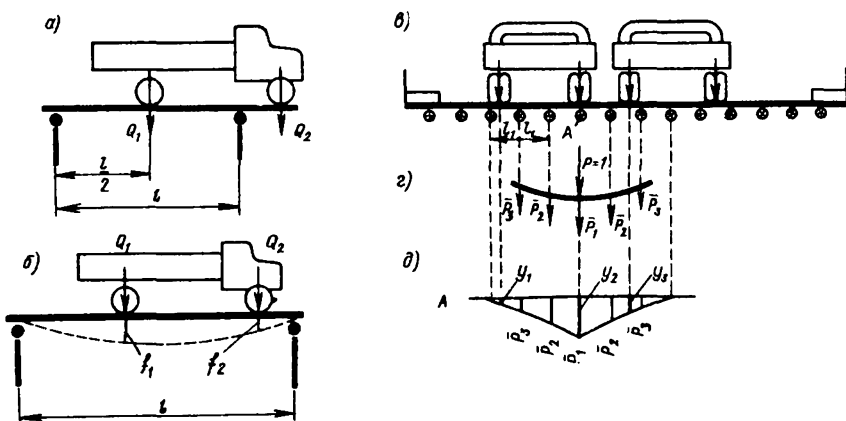


Рис. 39. Схемы к расчету разбросных прогонов

Кроме расчета на прочность, надо проверять и вертикальную жесткость прогона. По Техническим условиям прогибы прогонов не должны превышать $1/180 l$, а при проверке на пропуск гусеничной нагрузки — $1/150 l$. Если на мосту устраивается асфальтобетонное покрытие, то предельные прогибы следует ограничивать соответственно величинами $1/250$ и $1/200 l$.

В мостах с разбросными прогонами существенное значение имеет упругое распределение проезжей частью сосредоточенных давлений временной нагрузки. Упругое распределение давлений может быть учтено методом, аналогичным приведенному выше для расчета поперечин.

Расчет начинают с установки временной нагрузки вдоль моста в положение, вызывающее максимум изгибающего момента в прогонах (рис. 39, а, б).

В середине пролета, где прогибы прогонов наибольшие, сосредоточенные давления распределяются в поперечном направлении на наибольшее количество прогонов. Ближе к опорам, где податливость прогонов меньше, распределение происходит на меньшее число прогонов. Поэтому для каждого поперечного ряда колес временной нагрузки распределение давлений на прогон будет различным.

Формула (3.1) для определения коэффициента k , характеризующего упругое распределение сосредоточенного давления, в общем случае, когда на пролетном строении установлено несколько рядов осей автомобилей (см. рис. 39), может быть написана в следующем виде:

$$k = \frac{l_1^3}{6EI_1\alpha}; \quad \alpha = \frac{f_l}{P_l}, \quad (3.4)$$

где l_1 — расстояние между осями прогонов;
 E, I_1 — модуль упругости и момент инерции поперечин или нижнего настила, распределяющих давление поперечного ряда колес;
 f_t — прогиб прогона в точке, для которой определяют коэффициент распределения нагрузки, от давления всех колес, расположенных над рассматриваемым прогоном;
 P_t — величина давления колеса, действующего в рассматриваемой точке.

Пользуясь подсчитанными по формуле (3.4) коэффициентами, можно установить, на сколько прогонов передаются сосредоточенные силы от колес автомобилей и, воспользовавшись формулами (3.2) или (3.3), подсчитать распределение их между прогонами. Удобно воспользоваться для этого линиями влияния поперечной передачи нагрузок, которые можно получить, откладывая значения $\bar{P}_1, \bar{P}_2, \dots$, получаемые по формулам (3.2) или (3.3) при $P = 1$. Загружая такие линии влияния давлениями каждого поперечного ряда колес (рис. 39, в), получим усилия, передающиеся на рассматриваемый прогон, и далее возникающие в нем изгибающие моменты.

На рис. 39, д показана линия влияния давления, передающегося на прогон А для случая, когда сосредоточенный груз распределяется поперечинами на пять прогонов (рис. 39, г).

Изложенный метод расчета не вполне правильно отражает действительные условия работы прогонов и, в частности, не дает возможности определять давления, приходящиеся на крайние прогоны. Для практических расчетов поперечного распределения давлений на разбросные прогоны от сосредоточенных грузов и гусеничной нагрузки обычно пользуются специальными таблицами¹.

В составных прогонах на колодках и пластинчатых нагелях (в составных балках) момент инерции и момент сопротивления определяют как для целого сечения, вводя коэффициент условий работы m_2 , называемый также коэффициентом составности и учитывающий сдвиги, возникающие в соединениях ярусов балки. Этот коэффициент по Техническим условиям принимают:

Для двухъярусных балок пролетом до 6 м . . .	0,85
Для двухъярусных балок пролетом 9 м и более . . .	0,90
Для трехъярусных балок пролетом до 6 м . . .	0,80
Для трехъярусных балок пролетом 9 м и более . . .	0,85

При проверке жесткости составных балок независимо от количества ярусов и величины пролета теоретические прогибы, рассчитанные без учета податливости соединений, увеличивают на 30%.

Условие прочности составной балки на изгиб

$$\sigma = \frac{M}{m_2 W} \leq R_n,$$

где M — расчетный изгибающий момент в балке;

W — момент сопротивления сечения балки, рассматриваемого как целое.

¹ Российский В. А. Расчет деревянных автодорожных мостов. Харьков, Изд. Харьковского госуниверситета, 1964, 214 с.

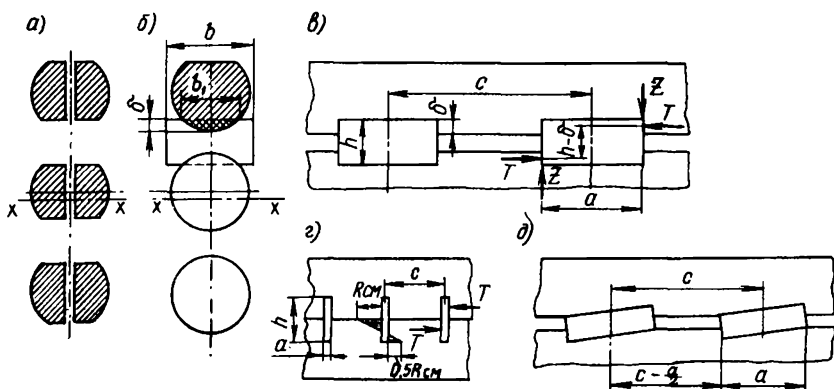


Рис. 40. Схемы к расчету составных прогонов

Проверку прочности надо делать для ослабленного сечения балки (рис. 40, а), которое в общем случае может быть несимметричным относительно горизонтальной оси.

Сдвигающая сила, действующая на единицу длины балки, в плоскости соединительных элементов (колодок, пластинчатых нагелей)

$$T_1 = \frac{QS}{I},$$

где Q — расчетная поперечная сила;

I — момент инерции всего сечения балки относительно его нейтральной оси $x-x$;

S — статический момент относительно нейтральной оси балки той части сечения, которая лежит выше рассчитываемого ряда колодок (рис. 40, б).

Величины I и S можно принимать без учета ослабления и без учета коэффициента составности.

Сдвигающее усилие, приходящееся на одну колодку или пластинчатый нагель,

$$T = T_1 c,$$

где c — расстояние между осями колодок или пластинок (рис. 40, в, г).

По Техническим условиям разрешается не определять сдвигающие усилия, действующие на отдельные соединительные элементы, а рассчитывать их на среднее усилие на длине полупролета балки. При этом вводится коэффициент 1,5, учитывающий неравномерность работы соединительных элементов. Расчетное сдвигающее усилие на одну колодку или пластинчатый нагель тогда выражается формулой

$$T = \frac{1,5MS}{nI},$$

где M — расчетный изгибающий момент в середине пролета балки;

n — количество соединительных элементов на длине полупролета балки.

Под действием усилий T колодки и соединяемые ими элементы проверяют на смятие и скалывание.

Условие прочности на смятие в месте врезки колодки в соединяемые элементы

$$\sigma = \frac{T}{F_{\text{см}}} \leq R_{\text{см}},$$

где $F_{\text{см}} \approx \frac{2}{3} b_1 \delta$ — площадь смятия (кругового сегмента);

δ — глубина врезки колодки;

b_1 — ширина соединяемых элементов на глубине врезки колодок;

$R_{\text{см}}$ — расчетное сопротивление на смятие вдоль волокон.

Условия прочности колодки на скалывание

$$\tau = \frac{T}{ab} \leq R'_{\text{ск}},$$

где a — длина колодки;

b — ширина колодки;

$R'_{\text{ск}}$ — расчетное сопротивление на скалывание колодок вдоль волокон, принимаемое с учетом коэффициента условий работы 0,8.

Расчетное допустимое усилие на пластинчатый нагель определяют проверками на смятие и на изгиб.

Если принять, что нагель защемлен в гнездах и передает им давления по прямолинейным эпюрам (см. рис. 40, з), то усилие $T_{\text{см}}$, выдерживаемое нагелем по смятию, будет

$$T_{\text{см}} = \frac{1}{2} \left(R_{\text{см}} - \frac{R_{\text{см}}}{2} \right) \frac{h}{2} b = \frac{hb}{8} R_{\text{см}},$$

где $R_{\text{см}}$ — расчетное сопротивление на смятие вдоль волокон древесины в гнездах металлических нагелей;

h, b — высота и ширина нагелей.

Наибольший изгибающий момент в нагеле возникает в сечении на расстоянии $1/3$ глубины его врезки, так как в этом сечении поперечная сила в нагеле равна нулю. Величина этого момента

$$M = \frac{R_{\text{см}} b}{4} \cdot \frac{h}{6} \cdot \frac{2h}{9} = \frac{bh^2 R_{\text{см}}}{108} = \frac{2hT}{27}.$$

Напряжение в пластинчатом нагеле на изгиб

$$\sigma_{\text{н}} = \frac{6M}{ba^2} = \frac{4hT}{9ba^2}.$$

Тогда расчетное допускаемое усилие на пластинчатый нагель из условия прочности его на изгиб будет

$$T = \frac{9ba^2}{4h} R_{\text{ис}},$$

где $R_{\text{ис}}$ — расчетное сопротивление на изгиб нагеля (стали).

Условие прочности по скалыванию древесины связываемых элементов на участках между колодками или пластинчатыми нагелями

$$\tau = \frac{T}{b_1(c-a)} \leq R_{ск},$$

где $c - a$ — длина скалывания;

$R_{ск}$ — расчетное сопротивление на скалывание соединяемых элементов вдоль волокон, принимаемое с учетом коэффициента условий работы 0,7.

Если в балке на колодках условия прочности на скалывание колодки и древесины связываемых элементов одновременно не удовлетворяются, то соединение невыполнимо. Тогда следует применить наклонные колодки (рис. 40, δ), при которых расчетное расстояние скалывания увеличивается и может быть принято равным $c - \frac{a}{2}$.

Колодки и пластинчатые нагели располагают по длине балки равномерно или же на различных расстояниях, сближая их к опорам, где поперечные силы больше.

Усилия, действующие на колодку, образуют момент, стремящийся ее вывернуть. Величина этого момента (см. рис. 40, θ)

$$M = T(h - \delta),$$

где h — высота колодки.

Под действием этого момента колодка стремится раздвинуть соединяемые элементы усилиями

$$Z = \frac{M}{a} = \frac{T(h - \delta)}{a}.$$

Это усилие должно быть воспринято болтами (одним или двумя), стягивающими колодку.

Расчет опор. Для расчета элементов опор (насадки, свай) необходимо определить давления, передаваемые опоре прогонами. Для этого загружают линию влияния давления на опору S (рис. 41, a). Расчетное давление на сваю опоры:

$$S = (n_n g_n + n_{пост} g) l + n_{вр} K \Sigma Q y_i,$$

где $K = \frac{1}{2} \Sigma z$ — коэффициент поперечной передачи для рассматриваемой свая (рис. 41, b);

$n_n, n_{пост}, n_{вр}$ — коэффициенты перегрузки;

g_n, g — погонная нагрузка прогона от веса настила и остальной части постоянной нагрузки;

y_i — ординаты линии влияния давления S под грузами.

При сосредоточенных прогонах насадка работает только на смятие, причем в месте опирания ее на сваи расчетная площадь

ствующее на сваю от постоянной и временной нагрузок, проверяют ее на сжатие с учетом продольного изгиба по формуле

$$\frac{S}{\varphi F_{\text{бр}}} \leq R_c,$$

где $F_{\text{бр}}$ — полная площадь (брутто) сечения свай;

R_c — расчетное сопротивление на сжатие древесины свай;

φ — коэффициент продольного изгиба, зависящий от гибкости сжатого элемента $\lambda = \frac{l_0}{\rho}$;

ρ — радиус инерции сечения элемента; $\rho = \sqrt{\frac{I_{\min}}{F}}$, составляющий для круглого сечения $\rho = \frac{d}{4}$;

l_0 — свободная длина свай, принимаемая равной $3/4$ полной высоты опоры от насадки до грунта при отсутствии стыка наращивания и полной длине от насадки до стыка при наличии его.

При гибкости $\lambda \leq 75$ коэффициент продольного изгиба определяют по формуле

$$\varphi = 1 - 0,8 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2,$$

при гибкости $\lambda > 75$ — по формуле $\varphi = \frac{3100}{\lambda^2}$.

Если сжатый элемент имеет большое ослабление сечения, равное или превышающее 25%, то при проверке элемента вместо площади сечения $F_{\text{бр}}$ вводят условную площадь $F = \frac{4}{3} F_{\text{нт}}$, где $F_{\text{нт}}$ — площадь ослабленного сечения.

Расчет опор на давление ветра заключается в проверке их устойчивости против опрокидывания и в расчете элементов, обеспечивающих жесткость конструкции в поперечном направлении. Кроме ветрового давления, на мост может передаваться поперечное горизонтальное воздействие от временной нагрузки, движущейся по мосту. Расчет моста ведут на большую из этих двух горизонтальных нагрузок. На сплошные части конструкции моста давление ветра определяют, умножая его расчетную интенсивность на подверженную действию ветра поверхность конструкции. Давление ветра на сквозные конструкции определяют, пользуясь коэффициентами сплошности, получаемыми опытным путем (продуванием моделей мостов в аэродинамической трубе).

Введем следующие обозначения (рис. 42, а):

h_1 — высота полосы проезжей части и прогонов;

h_2 — высота перил;

h_3 — высота надводной части опор;

l — пролет моста;

b — ширина опоры;

$\kappa_1, \kappa_2, \kappa_3$ — коэффициенты сплошности прогонов с проезжей частью, перил и опоры.

Коэффициенты сплошности прогонов с проезжей частью, а также опор, состоящих из сближенных рядов свай, принимают, прене-

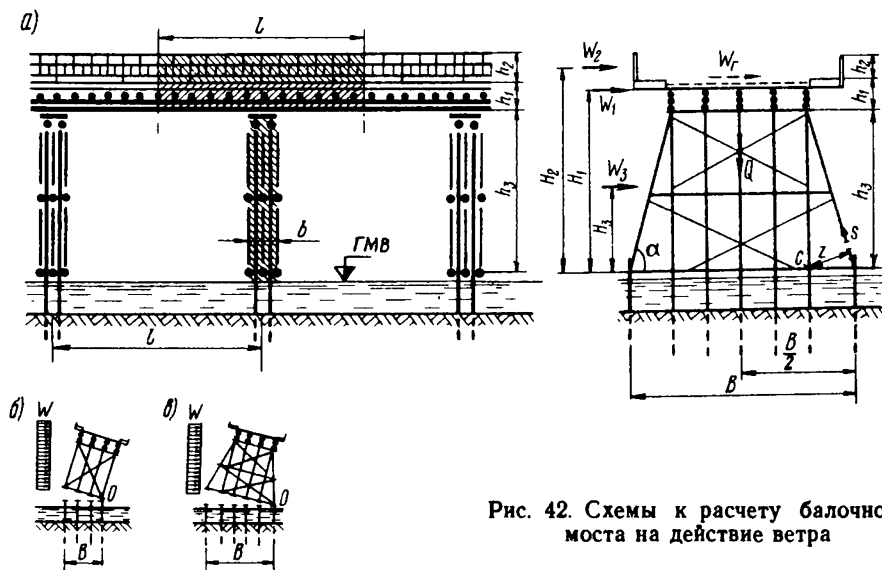


Рис. 42. Схемы к расчету балочного моста на действие ветра

брегая просветами в их конструкции $\kappa_1 = \kappa_3 = 1$. При решетчатых опорах коэффициент сплошности принимают $\kappa_3 = 0,5$. Для перил коэффициент сплошности в зависимости от их конструкции составляет от 0,3 до 0,8.

Ветровые давления, действующие на отдельные части моста с длины одного пролета:

на прогоны и проезжую часть $W_1 = n\omega h_1 l$;

на перила $W_2 = n\omega \kappa_2 h_2 l$;

на опоры $W_3 = n\omega \kappa_3 b h_3$,

где ω — нормативная ветровая нагрузка;

$n = 1,5$ — коэффициент перегрузки ветрового давления.

Под действием ветровых давлений опора стремится опрокинуться относительно крайней сваи (рис. 42, б), а при наличии укосин — относительно нижнего конца укосины (рис. 42, в).

Опрокидывающий момент

$$M_{\text{опр}} = W_1 H_1 + W_2 H_2 + W_3 H_3.$$

От опрокидывания опоры удерживает собственный вес моста; сопротивление свай в месте их наращивания незначительно и не учитывается. Обозначая через Q вес одного пролета моста с проезжей частью и опорой, получим предельный момент, превышение которого уже может вызвать опрокидывание опоры:

$$M_{\text{пр}} = n'_{\text{пост}} Q \frac{B}{2},$$

где $n'_{\text{пост}}$ — коэффициент перегрузки для постоянной нагрузки, принимаемый равным 0,9, на случай, если реальный собственный вес конструкции окажется меньше расчетного.

Для устойчивости моста необходимо, чтобы

$$M_{\text{опр}} \leq m M_{\text{пр}},$$

где m — коэффициент условий работы на опрокидывание, принимаемый равным 0,85.

Если устойчивость опоры оказывается достаточной без укосин (проверка по схеме рис. 42, б), то постановка их не требуется.

Усилие, действующее в укосине опоры, определяют, считая, что на нее полностью передается горизонтальная поперечная нагрузка с одного пролета моста. Расчетное усилие S в укосине (см. рис. 42, а) можно определить из условия равенства моментов относительно точки c :

$$W_1 H_1 + W_2 H_2 + W_3 H_3 = Sz,$$

где z — плечо усилия S относительно точки c .

Отсюда усилие в укосине $S = \frac{\Sigma W H}{z}$.

Горизонтальная слагающая усилия в укосине передается нижним поперечным схваткам и составляет

$$S_r = S \cos \alpha.$$

Укосину рассчитывают на сжатие с продольным изгибом и проверяют на смятие врубки в местах примыкания концов укосин к сваям.

§ 27. КЛЕЕННЫЕ И КЛЕЕФАНЕРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ БАЛОЧНЫХ МОСТОВ

Особенности клееных конструкций и применяемые материалы. Для деревянных клееных конструкций мостов применяют синтетические клеи, стойкие против атмосферных влияний. В СССР обычно пользуются клеем из фенолформальдегидной смолы и специального отвердителя. Могут быть также применены и другие клеи, основанные на резорциновой, эпоксидной, полиамидных и других смолах. При твердении клеевые соединения конструкции подвергают обжатию. Твердение клея происходит тем быстрее, чем выше температура.

Для клееных конструкций применяют пиленый лес с влажностью не более 15% и толщиной не более 4—5 см.

Поверхности, подлежащие склеиванию, должны быть тщательно остроганы.

Составленные из ряда склеенных между собой элементов многослойные клееные стержни и балки получаются более прочными, чем целый брус тех же размеров. Это объясняется тем, что при склеивании досок всегда имеющиеся в них пороки (сучки, косо-слой) рассредоточиваются или вообще могут быть удалены. Кроме того, в более напряженных частях клееного элемента всегда можно поставить древесину отборного качества.

В клееных конструкциях применяют также фанеру, изготовленную из тонких слоев березовой древесины (шпона), соединенных водостойким клеем. Такую фанеру называют бакелизированной; она отличается большой прочностью.

При склеивании пакетов досок надо располагать их так, чтобы годовичные слои древесины были направлены выпуклостью в одну сторону (рис. 43, а).

Чередующееся расположение годовичных слоев способствует появлению разрывающих усилий в клеевых швах (рис. 43, б) и поэтому не рекомендуется.

Склеивание деревянных элементов, волокна которых направлены под углом друг к другу, не рекомендуется, так как большое различие усушки древесины в продольном и поперечном направлениях может приводить к растрескиванию дерева или расстройству клеевого шва. Например, нельзя допускать склеивание между собой клееной балки с ребром жесткости (рис. 43, в). В этом случае усушка балки по высоте будет значительно большей, чем усушка вдоль волокон ребра жесткости. В результате соединение будет деформировано (рис. 43, г).

Доски и бруски в клееных конструкциях стыкуют соединением их «на ус» или «зубчатым стыком». Наиболее надежен «зуб-

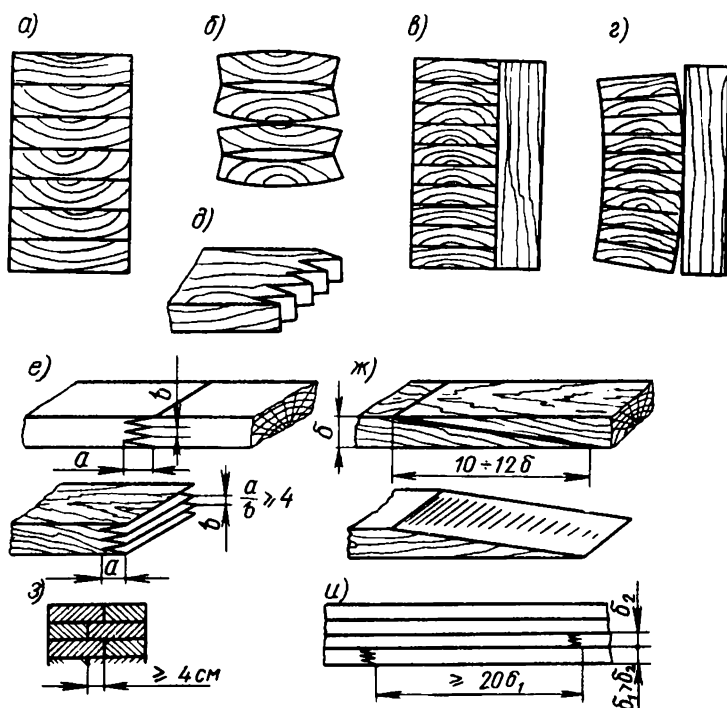


Рис. 43. Соединения клееных элементов

чатый стык», в котором торцы элементов обрабатывают в виде пологих зубцов (рис. 43, е) с углом схода не круче $1/8$. Длину зубцов следует делать не менее 32 мм. Для облегчения обработки зубцы можно устраивать и поперек пластин доски (рис. 43, д). Стык «на ус» проще по конструкции; при этом концы соединяемых элементов обрабатывают с наклоном $1/10$ — $1/12$ (рис. 43, ж). В слабо сжатых частях клееных элементов можно применять стык досок «впристык» с плотной пригонкой и проклейкой торцов соединяемых элементов. В одном сечении балки нельзя стыковать более 25% общего числа досок, образующих клееный элемент, а в наиболее напряженных его зонах — не более одной доски. Расстояние по длине элемента между стыками смежных досок должно быть не менее 20 толщин более толстой из всех стыкуемых досок (рис. 43, и).

В широких элементах стыки кромок досок в поперечном направлении проклеивают и располагают так, чтобы в смежных слоях они заходили друг за друга не менее чем на 4 см (рис. 43, з).

Бакелизованную фанеру стыкуют тоже «на ус» или «зубчатым стыком». Зубцы или ус делают по толщине фанеры.

Клееные и клефанерные балки. В конструкциях автодорожных мостов могут быть применены клееные балки прямоугольного и двутаврового сечений. Балки прямоугольного сечения надежнее в работе, проще в изготовлении, удобнее для транспортирования и хранения до монтажа. Поэтому предпочтительнее применение в мостах клееных балок прямоугольного сечения. Такими балками можно перекрывать пролеты до 12—16 м. Балки склеивают из укладываемых друг на друга досок (рис. 44, а). Высоту h клееных балок принимают $1/10$ — $1/15$ пролета. Ширина b прямоугольных балок не должна быть менее $\frac{h}{b}$.

Для увеличения несущей способности клееных балок желательно, чтобы крайние доски на высоту $0,15h$, но не менее двух досок сверху и снизу балки, имели древесину отборного качества.

Для перекрытия пролетов от 10 до 20—30 м могут быть применены клефанерные балки. В таких балках вертикальную стенку делают из бакелизированной фанеры толщиной не менее 10 мм. При небольших пролетах стенка может быть одиночной (рис. 44, б),

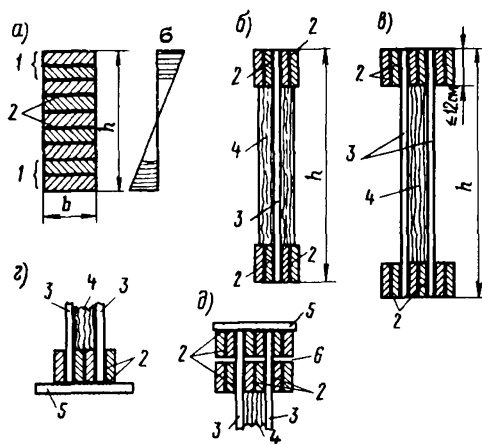


Рис. 44. Основные виды сечений клееных и клефанерных балок:

1 — доски из древесины отборного качества; 2 — клееный шов; 3 — стенка из бакелизированной фанеры; 4 — брус жесткости; 5 — поясной элемент из бакелизированной фанеры; 6 — зазор

при больших же пролетах ее следует делать двойной (рис. 44, в). При двойной стенке уменьшаются касательные напряжения в ней и увеличивается площадь клееных швов, прикрепляющих ветви поясов к листам вертикальной стенки. Устойчивость фанерной стенки обеспечивается постановкой брусчатых ребер жесткости по бокам одиночной стенки или в зазор между листами при двойной стенке.

Сжатый пояс клефанерных балок можно делать из досок, склеенных по вертикальным швам; растянутый пояс может быть выполнен из досок (см. рис. 44, б, в) или же из бакелизированной фанеры, связанной со стенкой при помощи прикрепляющих брусков (рис. 44, г).

Мощные пояса следует делать из нескольких ярусов досок без склеивания их в горизонтальных швах (рис. 44, д). Для защиты от атмосферной влаги на верхний пояс полезно наклеивать лист фанеры (см. рис. 44, д).

Стыки поясных досок и фанерных элементов делают «на ус» или «зубчатым стыком». Стыки вертикальной стенки могут быть также перекрыты фанерными накладками, поставленными на клею.

Клееные мостовые конструкции. Небольшие пролеты, порядка 5—6 м, могут быть перекрыты клееной плитно-ребристой конструкцией из досок, уложенных на ребро. Пролетные строения такого типа целесообразно делать из готовых блоков заводского изготовления.

В пролетных строениях с клееными балками проезжая часть может иметь простейшую конструкцию из уложенных на балки поперечин, поддерживающих двойной дощатый настил моста (рис. 45, а).

Возможно также применение проезжей части в виде клееной деревоплиты (рис. 45, б), покрытой сверху слоем асфальтобетона или пластобетона. Клееную деревоплиту нужно собирать из блоков, изготовленных на заводе.

В американской практике широко применяют пролетные строения с клееными балками, покрытыми сверху железобетонной проезжей частью (рис. 45, в). Железобетонную плиту бетонируют на месте и связывают с клееными балками с помощью металлических выпусков, прикрепленных к балкам и входящих в бетон плиты пролетного строения.

Балки соединяют между собой поперечными связями, прикрепленными с помощью металлических уголкового коротышей.

Возможно также применение свай, составленных из склеенных между собой досок (рис. 45, г). Клееные сваи хорошо выдерживают ударные воздействия при их забивке и достаточно долговечны. Клееным сваям можно придавать сечение, наиболее отвечающее условиям их работы в сооружении.

Особенности расчета клееных и клефанерных балок. Так как в клееных элементах благодаря рассредоточению дефектов и упорочняющему влиянию клееных швов древесина работает в более благоприятных условиях, чем в обычных деревянных конструкци-

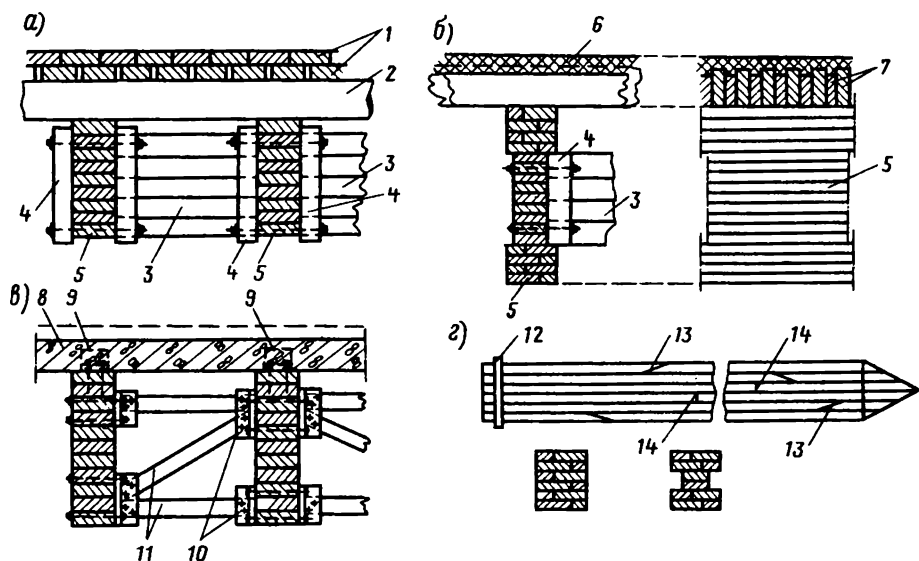


Рис. 45. Клееные мостовые конструкции:

1 — двойной дощатый настил; 2 — поперечина; 3 — поперечная диафрагма; 4 — брус жесткости; 5 — клееный прогон; 6 — асфальтобетон; 7 — клееная деревоплита; 8 — железобетонная плита; 9 — соединительный элемент; 10 — металлический уголкоый коротыш; 11 — поперечные связи; 12 — металлический хомут; 13 — стык досок «на ус»; 14 — стык досок впритык

ях, то и расчетные сопротивления для клееных конструкций принимают несколько повышенными.

При расчете клееных балок, работающих на изгиб, напряжения определяют по обычной формуле

$$\frac{M}{m_n W_{нт}} \leq R_n,$$

где m_n — коэффициент условий работы изгибаемого элемента, величину которого для клееных балок прямоугольного сечения можно принимать в зависимости от высоты h и ширины b балки по данным табл. 10.

Для клееных балок двутаврового сечения коэффициент условий работы m_n рекомендуется умножать на дополнительный коэффи-

Таблица 10

Ширина балки, см	Коэффициент m_n для высоты балки, см					
	14—50	60	70	80	90	100 и более
Меньше 14	1,0	0,95	0,9	0,85	0,8	0,75
Больше 14	1,15	1,05	0,95	0,9	0,85	0,8

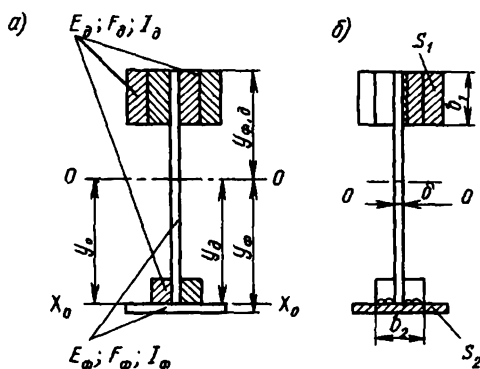


Рис. 46. Схемы к расчету клефанерных балок

Нейтральную ось сечения (рис. 46, а) определяют из условия:

$$y_0 = \frac{S_{\Phi}^{\text{нр}}}{F_{\Phi}^{\text{нр}}} = \frac{S_{\text{д}}^{\text{нр}}}{F_{\text{д}}^{\text{нр}}};$$

$$F_{\Phi}^{\text{нр}} = F_{\Phi} + F_{\text{д}} \frac{E_{\text{д}}}{E_{\Phi}} = F_{\text{д}}^{\text{нр}} \frac{E_{\text{д}}}{E_{\Phi}};$$

$$S_{\Phi}^{\text{нр}} = S_{\Phi} + S_{\text{д}} \frac{E_{\text{д}}}{E_{\Phi}} = S_{\text{д}}^{\text{нр}} \frac{E_{\text{д}}}{E_{\Phi}},$$

- где F_{Φ} — площадь фанерных элементов сечения;
 $F_{\text{д}}$ — площадь деревянных элементов сечения;
 E_{Φ} , $E_{\text{д}}$ — модули упругости фанеры и древесины;
 $F_{\Phi}^{\text{нр}}$, $F_{\text{д}}^{\text{нр}}$ — площади сечения приведенного к фанере или к дереву;
 S_{Φ} — статический момент площади фанерных элементов сечения относительно выбранной оси X_0 ;
 $S_{\text{д}}$ — статический момент площади деревянных элементов сечения относительно оси X_0 ;
 $S_{\Phi}^{\text{нр}}$, $S_{\text{д}}^{\text{нр}}$ — статические моменты относительно оси X_0 сечения, приведенного к фанере или к дереву.

Момент инерции сечения клефанерной балки относительно нейтральной оси $O—O$

$$I_{\Phi}^{\text{нр}} = I_{\Phi} + I_{\text{д}} \frac{E_{\text{д}}}{E_{\Phi}} = I_{\text{д}} \frac{E_{\text{д}}}{E_{\Phi}}.$$

Здесь I_{Φ} и $I_{\text{д}}$ — моменты инерции фанерных и деревянных элементов сечения относительно нейтральной оси $O—O$ всего сечения.

коэффициент α , зависящий от отношения толщины стенки b_c к ширине поясов b ; при $\frac{b_c}{b}$, равном $\frac{1}{2}$, $\frac{1}{3}$, $\frac{1}{4}$, соответственно коэффициент α равен 0,9, 0,8 и 0,75.

При расчете клефанерных балок, состоящих из материалов с разными модулями упругости, пользуются условным «приведенным» сечением, в котором геометрические характеристики приведены к одному из материалов, составляющих балку.

Тогда напряжения в балке определяются формулами:
для фанерных элементов сечения

$$\sigma_{\phi} = \frac{My_{\phi}}{m_{\phi} I_{\phi}^{\text{пр}}} \leq R_{\phi}^{\phi};$$

для деревянных элементов сечения

$$\sigma_d = \frac{My_d}{m_d I_d^{\text{пр}}} \leq R_d^d,$$

где y_{ϕ} и y_d — расстояния до наиболее удаленных от нейтральной оси точек фанерных и деревянных частей сечения;

R_{ϕ}^{ϕ} и R_d^d — расчетные сопротивления бакелизированной фанеры и древесины при работе на изгиб;

m_{ϕ} — коэффициент условий работы, который для клефанерных балок можно принимать равным 1,0, кроме растянутых поясов, содержащих элементы из бакелизированной фанеры, для которых этот коэффициент следует принимать равным 0,9.

На скалывание клееные и клефанерные балки проверяют по обычной формуле

$$\tau = \frac{QS}{Ib} \leq R_{\text{ск}},$$

где Q — расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении;

I — момент инерции балки, приведенный в клефанерных балках к фанере или дереву;

S — статический момент отсекаемой части сечения (рис. 46, б), приведенный в клефанерных балках к фанере или дереву;

b — ширина сечения или клевого шва в проверяемом месте;

$R_{\text{ск}}$ — расчетное сопротивление на скалывание проверяемого материала.

Скалывающие напряжения необходимо проверять в клеевых швах, а также в фанерной стенке на уровне нейтральной оси.

При проверке касательных напряжений в вертикальной стенке из бакелизированной фанеры расчетное сопротивление следует принимать с учетом дополнительного запаса против выпучивания стенки.

Проверять можно по условному среднему касательному напряжению в стенке:

$$\tau = \frac{Q}{h_0 \delta} \leq \varphi R_{\text{ск}},$$

где h_0 — расстояние между осями поясов балки;

δ — толщина фанеры стенки;

a — расстояние в свету между ребрами жесткости стенки;

$\varphi = \left(\frac{65\delta}{a} \right)^2$ — коэффициент, учитывающий запас на устойчивость стенки ($\varphi \leq 1$).

ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ С БОЛЬШИМИ ПРОЛЕТАМИ

§ 28. ОСНОВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ С БОЛЬШИМИ ПРОЛЕТАМИ

При устройстве деревянных мостов через многоводные реки в них приходится устраивать большие пролеты. Необходимость больших пролетов может быть вызвана условиями судоходства, безопасности пропуска под мостом ледохода или экономическими требованиями. Так, например, большие пролеты оказываются экономически выгодными при дорогих опорах, при большой их высоте, твердом дне, не допускающем забивки свай и требующем устройства дорогостоящих ряжевых или массивных (бетонных, каменных) опор.

В городах и крупных промышленных центрах на регулируемых реках, ширина которых при меженном горизонте и высоких водах мало меняется, часто приходится перекрывать большими пролетами все отверстие моста.

При пересечениях многоводных рек автомобильными дорогами устройство больших пролетов обычно необходимо лишь в пределах наиболее глубокой части основного русла реки. При этом условия судоходства требуют двух или одного судоходного пролета. Стальная часть реки может быть перекрыта меньшими пролетами, стоимость которых ниже. Такая разбивка моста на пролеты особенно характерна, когда река имеет широкие поймы. В этом случае устройство больших пролетов над главным руслом оправдывается и экономически, так как стоимость опор в глубокой части реки значительна. В пределах же пойм, где высота, а следовательно, и стоимость опор меньше, экономически целесообразны меньшие по величине пролеты.

В зависимости от горизонта высоких вод, подмостового судоходного габарита и условий проектирования продольного профиля перехода пролетные строения, перекрывающие большие пролеты, могут быть устроены с ездой поверху или понизу.

Пролетные строения с ездой поверху проще по конструкции, требуют, как правило, меньшей затраты лесного материала и поэтому дешевле пролетных строений с ездой понизу. Кроме того, полная ширина пролетного строения при езде поверху имеет меньшую величину. Благодаря этому и ширина опор тоже получается меньшей, что уменьшает их стоимость по сравнению с опорами мостов с ездой понизу. Однако пролетные строения с ездой поверху имеют большую строительную высоту и могут потребовать увеличения высоты насыпей подходов. Поэтому мосты с ездой поверху следует устраивать во всех случаях, когда продольный профиль мостового перехода позволяет применить пролетные строения с ездой поверху без чрезмерного увеличения высоты насыпи на подходах.

Если же повышение уровня проезжей части на мосту неблагоприятно для продольного профиля дороги и нет возможности вписать в имеющуюся строительную высоту пролетные строения с ездой поверху, то на всем протяжении моста или только в судоходных пролетах устраивают пролетные строения с ездой понизу.

Пролетные строения с ездой понизу всегда имеют две главные фермы. В пролетных строениях с ездой поверху количество главных ферм определяют по технико-экономическим соображениям. Уменьшение количества ферм, связанное с размещением их на больших расстояниях друг от друга, приводит к утяжелению каждой из них в отдельности, но общая затрата материала на все фермы пролетного строения при этом, как правило, получается меньшей. Вместе с тем увеличение расстояния между фермами утяжеляет поперечные балки проезжей части. Поэтому выбирать количество главных ферм в пролетном строении надо, рассматривая суммарную затрату материала на главные фермы, проезжую часть и связи, а также учитывая условия строительства моста.

В настоящее время применяют различные системы деревянных пролетных строений с решетчатыми фермами. Наиболее часто встречаются пролетные строения с фермами Гау — Журавского и с дощато-гвоздевыми фермами.

В целях индустриализации возведения мостовых конструкций желательно изготавливать их на заводах или базах при наименьшем объеме кустарных работ по обработке дерева. Это достигается применением деревянных пролетных строений, собираемых из готовых блоков заводского изготовления.

Другие виды деревянных пролетных строений с фермами ригельно-раскосной, комбинированной и других систем в современном строительстве почти не встречаются.

§ 29. ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ С ФЕРМАМИ ГАУ — ЖУРАВСКОГО

Основные схемы главных ферм и связей. В настоящее время для перекрытия пролетов от 20 до 40—50 м широко применяют пролетные строения с фермами Гау — Журавского. Они имеют крестовую решетку (рис. 47, а). Пояса и раскосы делают деревянными, стойки же из стальных тяжей. В некоторых случаях при отсутствии хорошего лесоматериала, для увеличения надежности ферм, в сборных конструкциях нижний (растянутый) пояс, а иногда и оба пояса делают стальными.

Раскосы ферм Гау — Журавского сопрягаются с поясами при помощи узловых подушек, упираясь в них торцами. Такое сопряжение способно передавать только сжимающие усилия. Поэтому в зависимости от знака поперечной силы в каждой панели работает только тот раскос, в котором возникает сжимающее усилие. Под действием постоянной нагрузки и при полном загрузении всей длины ферм временной на сжатие работают восходящие раскосы, называемые основными. Встречные раскосы, в которых при этих загрузениях не возникает усилий, называют обратными.

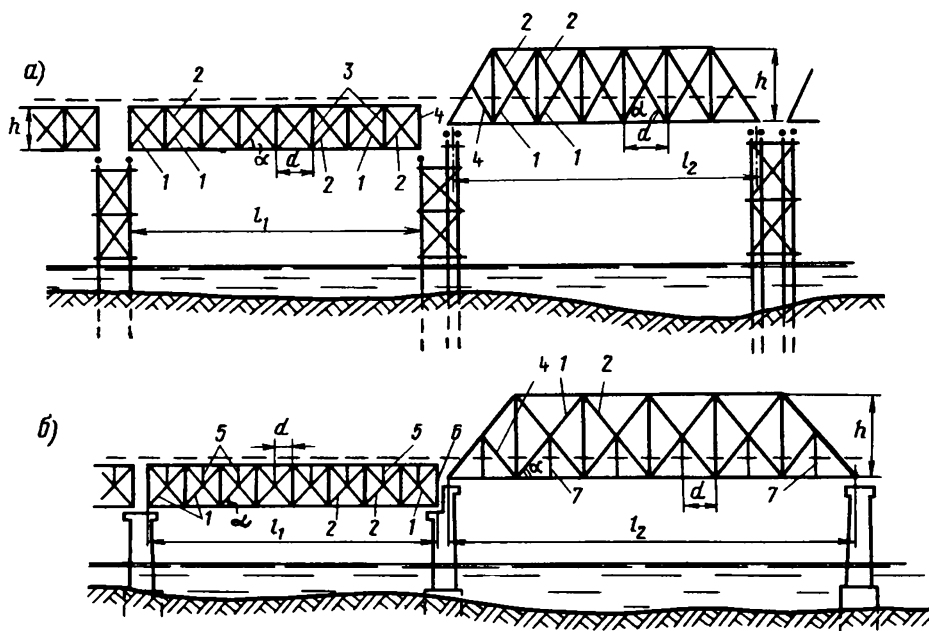


Рис. 47. Схемы мостов с пролетными строениями системы Гау — Журавского:
 1 — основной раскос; 2 — обратный раскос; 3 — стальной тяж; 4 — дополнительный полу-
 раскос; 5 — дополнительная стойка; 6 — опорная стойка; 7 — дополнительный тяж

Обратные раскосы включаются в работу на сжатие при таких положениях на мосту временной нагрузки, которые вызывают перемену знака поперечной силы в соответствующей панели. Так как раскосы ферм Гау — Журавского всегда работают только на сжатие, то в стойках всегда возникают только растягивающие усилия, что позволяет делать их из стальных тяжей. В опорных панелях, где поперечная сила однозначна, обратные раскосы ставят для уменьшения свободной длины основных раскосов. При езде понизу главные фермы всегда делают без крайних стоек и первых панелей верхнего пояса. Для уменьшения свободной длины опорных раскосов ставят дополнительные полураскосы (см. рис. 47, а).

Для плотного прилегания торцов раскосов к узловым подушкам тяжи ферм натягивают гайками, имеющимися на обоих концах каждого тяжа. В процессе эксплуатации их периодически подтягивают. Подтягиванием тяжей можно также устранить провесы ферм, образующиеся с течением времени под действием вертикальной нагрузки и от усушки дерева.

Высоту ферм с ездой поверху принимают от $\frac{1}{7}$ до $\frac{1}{9}$ пролета, а с ездой понизу $\frac{1}{5}$ — $\frac{1}{6}$ пролета. Если фермы имеют один (нижний) или оба металлических пояса, то высота их может быть несколько меньшей.

Угол наклона раскосов ферм назначают от 45° до 60° .

статочно связывать их попарно (рис. 48, в). Промежуточные поперечные связи, необходимые для поперечной жесткости пролетного строения и улучшения распределения временной нагрузки на главные фермы, надо всегда ставить по всей ширине поперечного сечения пролетного строения (рис. 48, б).

В пролетных строениях с ездой понизу для передачи ветровых опорных реакций верхних продольных связей на опоры моста устраивают поперечные ветровые рамы, расположенные в плоскостях опорных раскосов. Подкосы, создающие жесткость верхних узлов ветровых рам, придают им вид порталов, поэтому опорные ветровые рамы называют *портальными* (рис. 48, г).

Конструкция главных ферм и проезжей части. Деревянные пояса ферм составляют из двух-трех бревен или брусьев, располагаемых, как правило, в одном уровне. Между ветвями поясов делают зазоры для пропуска металлических стоек-тяжей. Для упрощения конструкции сечение деревянных поясов принято делать одинаковым на всей длине ферм. В продольном направлении каждая ветвь состоит из нескольких стыкованных между собой частей. Так как стыковые соединения растянутых поясов трудно сделать абсолютно надежными, рекомендуется располагать стыки так, чтобы в каждой панели одна из ветвей непременно проходила непрерывно (рис. 49, а). Стыки перекрывают накладками из полосовой стали толщиной 8—12 мм. Наиболее распространена конструкция с вертикальными накладками, имеющими шпонки из приваренных к ним стальных брусочков (рис. 49, б). Сварные швы, прикрепляющие шпонки, накладывают по продольным кромкам полосовой накладки (рис. 49, б, г).

Шпонки должны плотно входить в пазы, вырезанные в соединяемых элементах. Для этого пазы надо делать тщательно, в точном соответствии с размерами и расположением шпонок в накладках. Стыковые накладки плотно притягивают болтами. Из-за трудности пригонки накладок с большим количеством шпонок в каждой полунакладке рекомендуется делать не более трех шпонок. Главный недостаток стыков со шпоночными (гребенчатыми) накладками — это опасность скалывания древесины между шпонками от неточной их пригонки и трещин, вызванных усушкой.

Более надежно перекрытие стыков с помощью металлических нагелей. Стыки, перекрытые двусторонними деревянными накладками на стальных нагелях, недолговечны из-за быстрого рстрескивания накладок. При металлических накладках делать их двусторонними не удастся, так как невозможно достигнуть совпадения дыр для постановки сквозных нагелей. Поэтому стальные накладки делают односторонними (рис. 49, в), просверливая через них отверстия для односрезных (глухих) нагелей и стяжных болтов.

В фермах с металлическими поясами сечение их делают из уголкового или швеллерной прокатной стали (рис. 49, д). Стыки металлических поясов перекрывают металлическими же накладками из полосовой или уголкового стали.

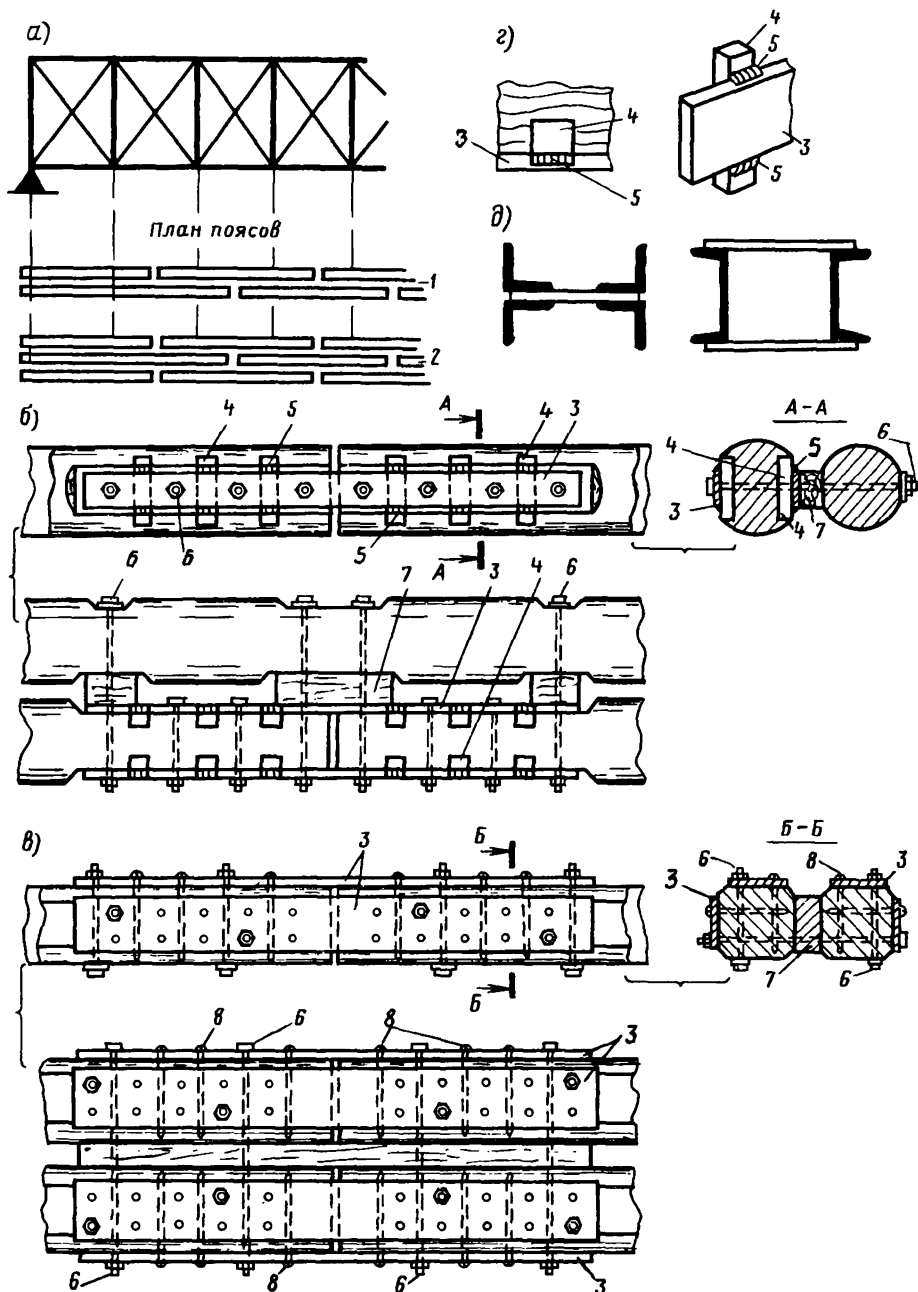


Рис. 49. Конструкция поясов ферм Гау — Журавского:

1 — план пояса из двух ветвей; 2 — план пояса из трех ветвей; 3 — стыковая накладка; 4 — стальная шпонка; 5 — сварной шов; 6 — стяжной болт; 7 — деревянная прокладка; 8 — односрезной (глухой) нагель

Раскосы ферм Гау — Журавского делают из бревен или, реже, из брусьев. Основные раскосы состоят из двух ветвей, обратные из одной. В месте взаимного пересечения раскосы стягивают между собой болтами. Своими концами раскосы упираются в узловые подушки. Узловые подушки обычно делают из брусьев, расположенных волокнами перпендикулярно плоскости ферм (рис. 50, а, д). В этом случае давление раскосов действует на подушки поперек волокон, что неблагоприятно для древесины. Поэтому их делают из более прочного леса: дуба, отборной сосны. При небольших усилиях, передаваемых раскосам, подушки делают с гладкой поверхностью, примыкающей к поясам, а при больших усилиях — с зубцами (см. рис. 50, а, д) для лучшей передачи поясу горизонтальной составляющей усилия основного раскоса.

Торцы раскосов закрепляют против смещения металлическими штырями.

Если трудно получить дуб, то узловые подушки можно сделать металлическими, сваренными из листовой стали (рис. 50, б). В фермах с металлическими поясами узловые подушки тоже делают металлическими, приваривая их непосредственно к поясу (рис. 50, в).

Тяжи делают из круглой стали диаметром от 20 до 100 мм. Для удобства установки и последующего натяжения оба конца тяжей нарезают для закрепления гайками. Чтобы нарезка не ослабляла расчетное сечение тяжа, на его концы приваривают куски более толстой стали. Приварку делают (рис. 50, г) впритык или с применением накладок. Концы тяжей закрепляют гайками и контргайками.

При большой длине тяжи приходится составлять из нескольких кусков, соединенных между собой электросваркой.

Для распределения усилий от тяжей на ветви пояса ставят подгаечные брусья. Чтобы гайки не вдавливались в древесину, под них подкладывают металлические шайбы (см. рис. 50, а, б, д).

Для того чтобы элементы сквозных ферм работали на продольные усилия и в них не возникало изгибающих моментов, необходимо, чтобы проезжая часть передавала давления в узлах ферм. Наиболее употребительно устройство проезжей части с поперечными балками, укладываемыми в узлах главных ферм. Балки делают из двух ветвей, располагаемых по возможности в пределах ширины узловой подушки. Для равномерной передачи давления от поперечной балки на ветви пояса применяют центрирующие опорные подушки (см. рис. 50, а).

В пролетных строениях с ездой понизу из-за большого расстояния между главными фермами поперечные балки приходится делать мощного сечения. В большинстве случаев их делают многоярусными составного сечения на колодках (рис. 50, д) или пластинчатых нагелях. При большой ширине моста поперечные балки устраивают в виде решетчатых ферм. Так как верхняя поверхность узловых подушек главных ферм узка для размещения на ней поперечных балок, то на подушки укладывают деревянные подкладки (см. рис. 50, д).

Тротуары обычно опирают на выпущенные концы верхнего яруса поперечных балок или на бревенчатые коротыши, прикрепленные к концам поперечных балок.

Пример конструкции пролетного строения с фермами Гау — Журавского и ездой поверху, рассчитанного под нагрузку Н-10 и НГ-60, приведен на рис. 51. Ширина проезжей части на мосту 7 м. Пролетное строение имеет в поперечном сечении три главные фермы расчетным пролетом 31,5 м и высотой 4 м.

Пояса образованы из двух бревен диаметром 28 м. Стыки ветвей нижних поясов расположены в смежных панелях вразбежку и перекрыты металлическими шпоночными накладками. Стыки верхних поясов тоже расположены вразбежку и перекрыты деревянными накладками на металлических нагелях. Раскосы из бревен диаметром 18—20 см сопряжены с поясами при помощи дубовых двухбрусчатых подушек. В средних узлах подушки имеют гладкую поверхность, прилегающую к поясам; ближе к опорам, где усилия в раскосах увеличиваются, подушки сделаны зубчатыми. Тяжи имеют диаметры от 28 до 56 мм.

Проезжая часть моста состоит из двойного настила (верхний дощатый, нижний из пластин), опирающегося на ряд прогонов. У оси пролетного строения прогоны сближены, так как пластины нижнего настила имеют здесь стыки. Прогоны лежат на поперечных балках из двух бревен, опирающихся через центрирующие подушки на верхние пояса главных ферм. Бревна поперечных балок уложены комлями к оси пролетного строения и стыкованы вполдерева над средней фермой. Поперечный уклон проезжей части создан естественной коничностью этих бревен и подтеской их в местах опирания на центрирующие подушки.

Продольные связи состоят из парных поперечных схваток, прикрепленных по бокам от узлов к поясам, и раскосов, уложенных на эти схватки. Поперечные схватки верхних связей прикреплены к поясам снизу, а нижних связей — поверх нижних поясов. В опорных сечениях и через каждые две панели по длине пролетного строения установлены вертикальные поперечные связи в виде диагональных бревен, упертых торцами в продольные подушки, врезанные в поперечные схватки верхних и нижних продольных связей.

В месте опирания концов главных ферм нижние их пояса усилены подбалками.

Сборные конструкции ферм. Блоки сборных конструкций должны иметь размеры, позволяющие удобно доставлять их к месту строительства моста. Фермы из блоков могут иметь стыки в узлах или же в серединах панелей. В первом случае (рис. 52, б) каждый из блоков представляет собой законченную часть фермы, после соединения которых образуется целая ферма. Во втором случае (рис. 52, а) раскосы в стыкуемых панелях надо доставлять отдельно и устанавливать на место при сборке ферм из блоков. В сборных фермах рационально делать металлические пояса, упрощающие устройство стыков блоков.

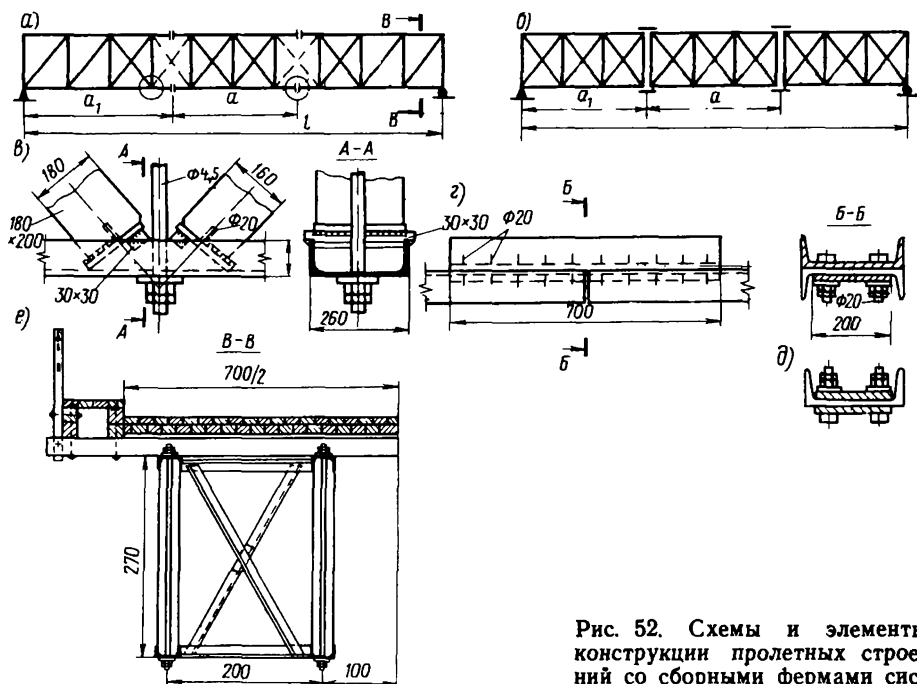


Рис. 52. Схемы и элементы конструкции пролетных строений со сборными фермами системы Гау — Журавского

Конструкция сборных пролетных строений расчетным пролетом 21,5 м под нагрузку Н-13 и НГ-60 приведена на рис. 52, в — е. Главные фермы имеют металлические пояса из прокатных швеллеров № 26, деревянные брусчатые раскосы и стойки из тяжей. Каждая ферма образуется из трех блоков (по схеме рис. 52, а) со стыками поясов в серединах панелей. Проезжая часть имеет деревянные неразрезные поперечины, опирающиеся в узлах главных ферм. Раскосы упираются своими торцами в приваренные к поясам поперечные стальные листы (см. рис. 52, в). В стыках блоков нижние пояса перекрыты двусторонними горизонтальными листовыми накладками (см. рис. 52, д); стыки верхних поясов — листовой и швеллерной накладками (см. рис. 52, г). Накладки прикрепляют к поясам точеными болтами диаметром 20 мм. Поперечные связи устроены на опорах и в середине пролета.

Продольные связи — деревянные и расположены они в уровне нижних поясов ферм.

В нашей стране построен ряд мостов со сборными пролетными строениями. Однако такие конструкции распространены пока еще мало, хотя заслуживают более широкого применения.

§ 30. РАСЧЕТ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ С ФЕРМАМИ ГАУ — ЖУРАВСКОГО

Определение усилий в элементах ферм. При расчете ферм Гау — Журавского предполагают, что сопряжения в их узлах шарнирные. Кроме того, не учитывают влияния начального натяжения тяжей,

принимая в расчетной схеме ферм только одни основные раскосы. Так как деревянные пояса ферм Гау — Журавского по конструктивным условиям делают одинакового сечения по всей длине пролета, то достаточно определить в них усилия только для средних панелей. Раскосы и стойки (тяги) имеют в каждой панели свое сечение, а поэтому должны быть все рассчитаны.

Для примера на рис. 53 приведены линии влияния усилий в поясах U_4 , Q_4 , стойках N_0 , N_1 и раскосах D_1 , D_3 . Аналогично строят линии влияния и для ферм с ездой понизу.

Для получения наибольших усилий в элементах от временной нагрузки сначала надо определить коэффициент поперечной установки. В пролетных строениях с ездой поверху, если главные фермы хорошо связаны между собой поперечными связями, поперечное распределение нагрузки можно определять, считая пролетное строение абсолютно жестким в поперечном направлении. Тогда при действии на пролетное строение любой нагрузки деформации его в поперечном направлении будут происходить по закону плоскости (рис. 54, а) и давления на отдельные фермы можно считать пропорциональными их прогибам — δ_1 , δ_2 .

Действие на пролетное строение сосредоточенного усилия $P=1$ с эксцентриситетом e относительно оси моста можно заменить силой $P=1$ и моментом $M=Pe=e$, приложенным на оси пролетного строения. Центральное действующее усилие $P=1$ распределится на все главные фермы поровну и на каждую из них передается давление $V_{1p} = \dots V_{kp} = \frac{1}{n}$, где n — количество главных ферм (рис. 54, б). Давления на главные фермы от действия момен-

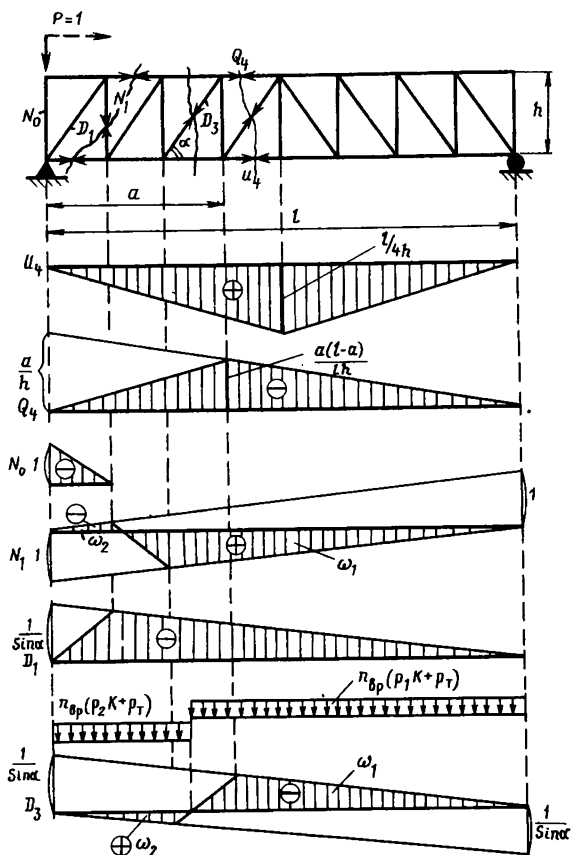


Рис. 53. Линии влияния усилий в элементах фермы Гау — Журавского с ездой поверху

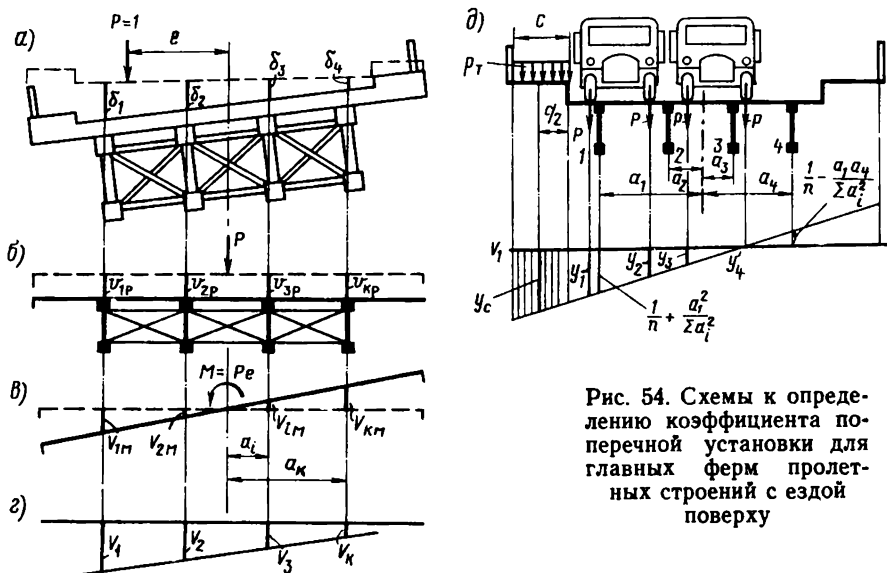


Рис. 54. Схемы к определению коэффициента поперечной установки для главных ферм пролетных строений с ездой поверху

та будут пропорциональны их расстояниям a от оси пролетного строения, т. е. $\frac{V_{iM}}{V_{kM}} = \frac{a_i}{a_k}$, где i и k — номера главных ферм в поперечном сечении пролетного строения (рис. 54, в).

Из условия равновесия

$$M = e = \Sigma V_{iM} a_i = \frac{V_{kM}}{a_k} \Sigma a_i^2.$$

Отсюда давление на k -ю главную ферму от действия момента

$$V_{kM} = \frac{e}{\Sigma a_i^2} a_k,$$

где в суммирование должны войти расстояния a_i до всех главных ферм пролетного строения.

Полное давление, приходящееся на k -ю ферму от действия эксцентричного единичного груза, будет (рис. 54, г):

$$V_k = \frac{1}{n} \pm V_{kM} = \frac{1}{n} \pm \frac{ea_k}{\Sigma a_i^2}.$$

Чтобы определить коэффициент поперечной установки, надо построить линии влияния давлений, передающихся на отдельные фермы. Линия влияния давления V_1 на крайнюю ферму при движении груза, равного единице, поперек пролетного строения построена на рис. 54, д. Эту линию легко получить по двум точкам. Например, при расположении груза над рассматриваемой фермой давление на нее будет

$$V_1 = \frac{1}{n} + \frac{a_1^2}{\Sigma a_i^2}.$$

При расположении груза над противоположной крайней фермой (правая ферма на рис. 54, д) давление на первую ферму

$$V_1 = \frac{1}{n} - \frac{a_4 a_1}{\sum a_i^2}.$$

При симметричном расположении главных ферм относительно оси моста $a_4 = a_1$.

Чтобы получить коэффициент поперечной установки для рассматриваемой фермы, надо загрузить построенную линию влияния временной нагрузкой (рис. 54, д).

Давление, передающееся ферме от двух рядов автомобильных осей,

$$V_1 = \Sigma P y,$$

где y — ординаты линии влияния под отдельными грузами;
 P — давления отдельных колес автомобилей.

Коэффициент поперечной установки автомобильной нагрузки

$$K = \frac{V_1}{2P} = \frac{1}{2} \Sigma y.$$

От загрузки тротуара толпой погонное давление на рассматриваемую ферму

$$p_T = p c y_c,$$

где p — нагрузка от толпы на 1 м^2 тротуара;
 c — ширина тротуара;
 y_c — ордината линии влияния, соответствующая середине загружаемой ширины тротуара.

Постоянную нагрузку в пролетных строениях с жесткими поперечными связями считают передающейся на все главные фермы поворну.

Наибольшие расчетные усилия в поясах возникают при загрузке временной нагрузкой всего пролета

$$Q \text{ или } U = [n_{\text{пост}} g + n_{\text{н}} g_{\text{н}} + (p_{\text{а}} K + p_{\text{т}}) n_{\text{вр}}] \omega,$$

где g — постоянная нагрузка на 1 пог. м фермы без учета веса дощатого настила;

$n_{\text{пост}}$ — коэффициент перегрузки постоянной нагрузки, принимаемый для деревянных мостов равным 1,2;

$g_{\text{н}}$ — нагрузка, приходящаяся на 1 пог. м фермы от веса дощатого настила проезжей части и тротуаров;

$n_{\text{н}}$ — коэффициент перегрузки постоянной нагрузки от веса дощатого настила, принимаемый равным 1,5;

$p_{\text{а}}$ — эквивалентная временная (автомобильная) нагрузка, соответствующая длине и очертанию загружаемой линии влияния;

K — коэффициент поперечной установки временной нагрузки;

$p_{\text{т}}$ — погонная нагрузка фермы от толпы на тротуаре;

$n_{\text{вр}}$ — коэффициент перегрузки для временной нагрузки (автомобили и толпа);

ω — площадь линии влияния усилия в рассматриваемом элементе пояса.

Так как пояса главных ферм служат одновременно и поясами продольных ветровых связей, то, кроме усилий от постоянной и временной вертикальных нагрузок (основное сочетание нагрузок), надо также определить усилия в поясах от совместного действия вертикальных и ветровых нагрузок (дополнительное сочетание нагрузок). При дополнительном сочетании постоянную нагрузку вводят с обычными коэффициентами перегрузки, временную нагрузку — с коэффициентами 0,8 n , а ветровое давление — с коэффициентом перегрузки 1,2.

За расчетное принимают большее из усилий, полученных при основном или дополнительном сочетании нагрузок.

Расчетное усилие в основном раскосе (см. рис. 53)

$$D = (\omega_1 - \omega_2)(n_{\text{пост}}g + n_n g_n) + n_{\text{вр}}(p_1 K + p_{\tau})\omega_1,$$

где p_1 — эквивалентная временная нагрузка, соответствующая длине и очертанию отрицательного участка линии влияния;

ω_1 , ω_2 — площади отрицательного (сжатие) и положительного (растяжение) участков линии влияния.

Обратный раскос включается в работу, когда усилие от временной нагрузки при загрузении положительного участка линии влияния окажется больше сжимающего усилия от постоянной нагрузки.

При этом нужно принимать случай минимальной постоянной нагрузки с пониженным коэффициентом перегрузки $n'_{\text{пост}} = 0,9$. Тогда наибольшее усилие в обратном раскосе будет

$$D' = n_{\text{вр}}(p_2 K + p_{\tau})\omega_2 - (\omega_1 - \omega_2)(g + g_n)n'_{\text{пост}},$$

где p_2 — эквивалентная временная нагрузка, соответствующая положительному участку линии влияния.

Наибольшие усилия в тяжах определяют, загружая временной нагрузкой положительный (растяжение) участок линии влияния (см. рис. 53):

$$N = (\omega_1 - \omega_2)(n_{\text{пост}}g + n_n g_n) + n_{\text{вр}}(p_1 K + p_{\tau})\omega_1,$$

где ω_1 , ω_2 — площади участков линии влияния усилия в тяже;

p_1 — эквивалентная временная нагрузка, соответствующая участку линии влияния с площадью ω_1 .

Подбор сечений элементов ферм. Расчет растянутого пояса заключается в проверке прочности его сечения в месте, наиболее ослабленном врубками и болтами. При этом необходимо учитывать возможность ступенчатого разрыва элемента, совмеща в расчетном сечении ослабления, расположенные на участке длиной до 20 см (рис. 55, а).

В сжатом поясе проверку прочности делают по ослабленному сечению, а проверку устойчивости на продольный изгиб по площади брутто. За свободную длину при расчете сжатого пояса на продольный изгиб принимают: при проверке устойчивости в плоскости

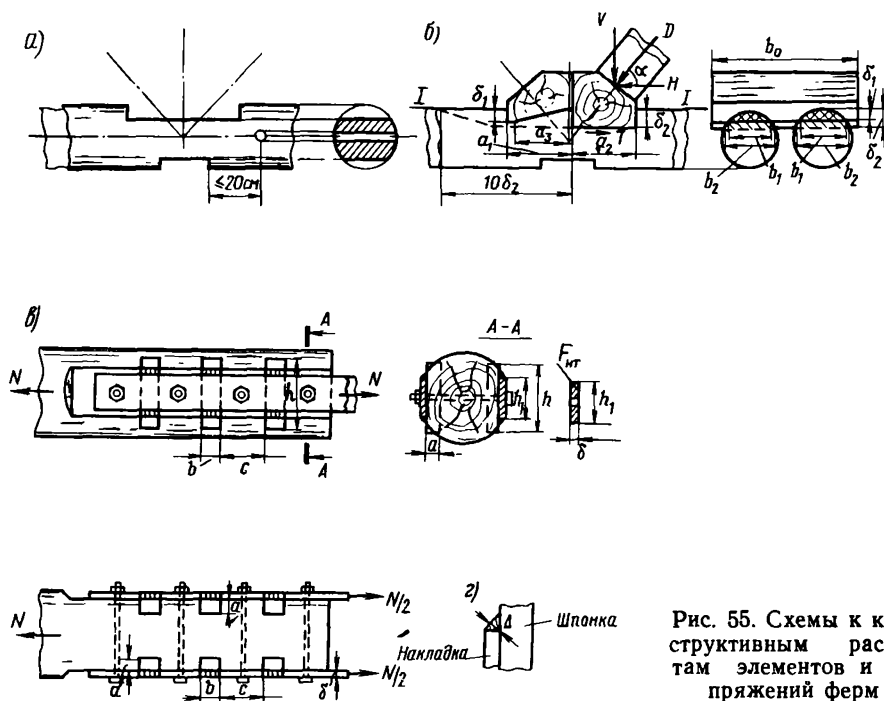


Рис. 55. Схемы к конструктивным расчетам элементов и сопряжений ферм Гау — Журавского

фермы — расстояние между центрами узлов; из плоскости фермы — расстояние между узлами продольных связей. Раскосы рассчитывают на сжатие с учетом продольного изгиба. Свободную их длину в плоскости фермы принимают равной расстоянию от центра узла до точки пересечения раскосов. Из плоскости фермы свободную длину принимают равной полной длине раскоса, умноженной на коэффициент η , учитывающий удерживающее действие обратного раскоса

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{I_1}{I_0}}}, \text{ но не менее } 0,5,$$

где I_0 — момент инерции сечения рассчитываемого сжатого раскоса при изгибе из плоскости фермы;

I_1 — момент инерции сечения встречного неработающего раскоса.

Расчет тяжёлых заключается в проверке их прочности по минимальному поперечному сечению.

Расчет узлов и сопряжений. При расчете стыка пояса, перекрытого вертикальными металлическими накладками, влияние болтов, стягивающих накладку, в учет не принимается. Расчет стыка заключается в проверке прочности накладок и сопряжения их с поясом.

Условие прочности дерева на смятие шпонками при действии усилия N , приходящегося на ветвь пояса (рис. 55, в):

$$\sigma = \frac{N}{2nah} \leq mR_{см}, \quad (3.5)$$

где n — количество шпонок в полунакладке;

a — глубина врезки шпонок в пояс;

h — высота шпонок;

$R_{см}$ — расчетное сопротивление дерева на смятие вдоль волокон;

m — коэффициент условий работы, учитывающий возможность неравномерного распределения усилий между шпонками и принимаемый 1,0; 0,9 или 0,8 соответственно при двух, трех или четырех шпонках в каждой полунакладке.

Зная высоту шпонок h и задавшись их количеством n , из формулы (3.5) получаем необходимую глубину врезки шпонок.

Дерево между шпонками работает на скалывание на участках длиной c (см. рис. 55, в). Условие прочности на скалывание

$$\tau = \frac{N}{2nch} \leq m_{ск}R_{ск}, \quad (3.6)$$

где $R_{ск}$ — расчетное сопротивление дерева на скалывание вдоль волокон;

$m_{ск}$ — коэффициент условий работы шпоночного соединения на скалывание, принимаемый равным 0,7.

Формула (3.6) определяет наименьшее расстояние c между шпонками.

Прочность накладки проверяют по ее сечению, ослабленному болтом (см. сечение накладки на рис. 55, в); напряжение в ней

$$\sigma = \frac{N}{2F_{нт}} \leq R_{ст}, \quad (3.7)$$

где $F_{нт}$ — площадь ослабленного сечения накладки;

$R_{ст}$ — расчетное сопротивление стальных накладок.

По формуле (3.7), задавшись высотой накладок h_1 , определяем необходимую их толщину δ .

Условие прочности на срезывание сварного шва, прикрепляющего шпонку к накладке

$$\tau = \frac{N}{4nb\Delta} \leq mR_{св}, \quad (3.8)$$

где Δ — наименьшее измерение шва в поперечном направлении (рис. 55, г);

$R_{св}$ — расчетное сопротивление сварного шва на срезывание;

m — коэффициент условий работы шпоночного соединения.

Стыки сжатых поясов, в которых торцы сопрягающихся элементов пригнаны друг к другу, рассчитывают в предположении, что половина сжимающего усилия передается с торца на торец, другая же половина — через шпоночные накладки.

При расчете узловых подушек необходимо, во-первых, проверить смятие подушек торцами раскосов. Торцовую площадь раскосов надо принимать с учетом имеющихся в ней ослаблений

штырями и подрубкой, иногда устраиваемой в фермах с ездой понизу. Далее надо проверить сопряжение подушки с поясом на смятие и скалывание горизонтальной слагающей $H = D \cos \alpha$ усилия D в основном раскосе (рис. 55, б). При этом разрешается учитывать разгружающее влияние силы трения $T = fV = fD \sin \alpha$, вызванной вертикальной слагающей V . Величину коэффициента трения принимают $f = 0,2$.

Условие прочности на смятие в местах передачи горизонтального усилия:

$$\frac{H-T}{\omega_1 + \omega_2} \leq R_{см},$$

где ω_1, ω_2 — площади смятия в местах передачи горизонтальных усилий поясу.

Для поясов из бревен можно принимать

$$\omega_1 = \frac{2}{3} \delta_1 \Sigma b_1; \quad \omega_2 = \frac{2}{3} \delta_2 \Sigma b_2,$$

где $\Sigma b_1, \Sigma b_2$ — суммарные ширины элементов пояса, соответствующие глубинам врубок δ_1 и δ_2 .

Условие прочности на скалывание зубцов подушки по плоскости $I-I$ можно выразить так:

$$\frac{(H-T)\omega_1}{(\omega_1 + \omega_2)a_1b_0} \leq m_{ск}R_{скп},$$

$$\left[\frac{(H-T)\omega_2}{\omega_1 + \omega_2} + T \right] \frac{1}{a_2b_0} = \frac{H\omega_2 + T\omega_1}{(\omega_1 + \omega_2)a_2b_0} \leq m_{ск}R_{скп},$$

где b_0 — длина подушки в направлении, перпендикулярном плоскости фермы;
 $R_{скп}$ — расчетное сопротивление подушки на скалывание;
 $m_{ск} = 0,8$ — коэффициент условий работы, учитывающий возможность неточной пригонки зубьев подушки.

Для улучшения работы пояса на скалывание на участке a_1 глубины врезки δ_2 делают больше величины δ_1 не менее чем на 2 см.

Прочность зуба пояса на скалывание проверяют по формуле

$$\frac{(H-T)\omega_1}{(\omega_1 + \omega_2)a_3\Sigma b_1} \leq m_{ск}R_{ск},$$

где $R_{ск}$ — расчетное сопротивление пояса на скалывание вдоль волокон.

Кроме того, надо проверить пояс на скалывание полным усилием $H-T$ на длине, равной 10-кратной глубине врезки подушки δ_2 , поскольку в лесоматериале для мостов допускается косослой до 1/10.

Расчет пролетных строений на ветровую нагрузку. Ветровое давление на 1 пог. м (погонное давление) пролетного строения можно выразить так (рис. 56):

на главные фермы $W_0 = n\omega kh$;

на проезжую часть $W_1 = n\omega h_1$;

на перила $W_2 = n\omega k_2 h_2$,

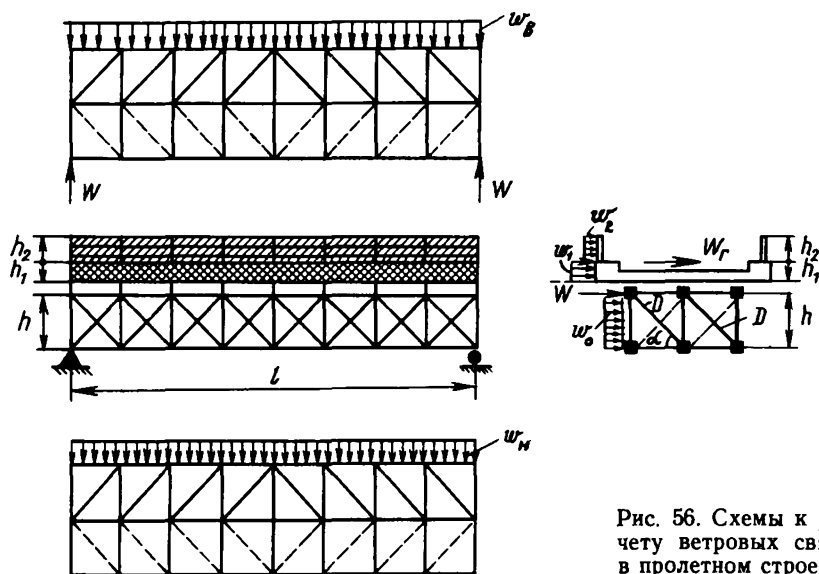


Рис. 56. Схемы к расчету ветровых связей в пролетном строении с ездой поверху

где w — нормативная интенсивность ветрового давления, кг/м^2 ;

$n = 1,5$ — коэффициент перегрузки для ветрового давления;

h — высота главных ферм, м;

h_1 — полная высота элементов проезжей части, м;

h_2 — высота перил, м;

κ — коэффициент сплошности главных ферм, принимаемый равным 0,4 при двух главных фермах и 0,5 — при трех и более главных фермах в поперечном сечении моста;

κ_2 — коэффициент сплошности перил, принимаемый в зависимости от их конструкции от 0,3 до 0,8.

Расчетное горизонтальное давление в уровне проезжей части от автомобильных колонн:

$$W_r = n_{вр} w_{гн},$$

где $n_{вр} = 1,4$ — коэффициент перегрузки;

$w_{гн}$ — нормативная нагрузка от горизонтальных ударов автомобилей.

Так как условия работы пролетного строения под действием горизонтальных нагрузок довольно сложны, то Техническими условиями рекомендуется принимать следующее условное распределение ветровых давлений между верхними и нижними продольными связями. Обе системы продольных связей рекомендуется рассчитывать на 60% ветрового давления, действующего на главные фермы. Связи, расположенные вдоль пояса, в уровне которого устройство проезжая часть, рекомендуется рассчитывать на 80% горизонтальных нагрузок, действующих на проезжую часть. На связи, расположенные в уровне другого пояса, рекомендуется считать передающимися 40% горизонтального давления, действующего на проезжую часть.

При таких предположениях погонные ветровые нагрузки верхних и нижних связей:

$$W_{\text{в}} = (0,6\kappa h + 0,8h_1 + 0,8\kappa_2 h_2)nw;$$

$$W_{\text{н}} = (0,6\kappa h + 0,4h_1 + 0,4\kappa_2 h_2)nw.$$

А от действия горизонтальных ударов автомобилей:

$$W_{\text{в}} = 0,8n_{\text{вр}}w_{\text{г}};$$

$$W_{\text{н}} = 0,4n_{\text{вр}}w_{\text{г}}.$$

Если пролетное строение имеет только одну систему продольных связей, то на них передается полное ветровое давление, действующее на главные фермы, проезжую часть и перила.

Верхние и нижние связи рассчитывают как фермы, свободно опирающиеся своими концами и имеющие пролет, равный пролету моста. Усилия в элементах определяют как в решетчатых фермах. По наибольшим усилиям в раскосах и стойках (распорках) связей подбирают их сечения, ветровые же усилия в поясах учитывают при расчете их на вертикальную нагрузку (см. выше).

Верхние горизонтальные связи передают свои опорные давления при помощи опорных поперечных связей, диагонали которых передают горизонтальное усилие

$$W = \frac{W_{\text{в}}'}{2}.$$

Если опорные связи имеют диагонали, работающие только на сжатие, то усилие в каждой из них

$$D = \frac{W}{n \cos \alpha},$$

где α — угол наклона диагоналей к горизонту;

n — количество диагоналей, работающих на сжатие (на рис. 56, $n = 2$).

§ 31. ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ С ДОЩАТЫМИ ФЕРМАМИ

Пролетные строения с дощатыми фермами обычно делают с соединениями их элементов на гвоздях и применяют для перекрытия пролетов от 12—16 до 40—50 м. Дощатые фермы на гвоздевых соединениях (дощато-гвоздевые фермы) имеют простую конструкцию и могут быть быстро изготовлены и установлены в пролеты целиком или крупными блоками. Однако они загнивают быстрее других видов деревянных ферм и поэтому их наиболее целесообразно применять при строительстве временных мостов. Для мостов более длительного срока службы дощатые фермы надо изготовлять из хорошо просушенного и антисептированного лесоматериала.

Дощатые фермы имеют многорешетчатую систему, раскосы которой образуют сплошную или решетчатую стенку. В большинстве случаев дощатые пролетные строения имеют простую разрезную

систему (рис. 57, а). Однако в СССР имели место случаи строительства мостов и с консольно-балочными дощатыми фермами.

Высоту балочно-разрезных дощатых ферм принимают от $\frac{1}{8}$ до $\frac{1}{12}$ пролета.

Пояса ферм делают из пакетов досок; значительно реже применяют брусчатые сечения поясов. Пояса охватывают с двух сторон вертикальную стенку (решетку) ферм, состоящую из двух слоев перекрещивающихся дощатых раскосов (рис. 57, б). Угол наклона раскосов принимают близким к 45° . Так как в многорешетчатых фермах очень трудно опереть проезжую часть на нижние пояса, то пролетные строения с дощатыми фермами всегда делают с ездой поверху.

Для соединения элементов дощато-гвоздевых ферм применяют круглые строительные проволоочные гвозди диаметром 4—6 мм и длиной до 200 мм. Возможно также применение гвоздей квадратного сечения, хорошо передающих напряжения смятия древесине. При соединении элементов из хвойных лесных пород гвозди забивают прямо в древесину. В конструкциях из лиственницы гвозди забивают в насверленные отверстия диаметром 0,9 d . Толщина соединяемых деревянных элементов во избежание их раскалывания должна быть не менее четырехкратного диаметра гвоздей. Расстояние между гвоздями, забитыми вдоль одного волокна, а также расстояние крайних гвоздей от торца элемента принимают от 15 d до 25 d в зависимости от отношения толщины пробиваемого элемента к диаметру гвоздей. Расстояния между продольными рядами гвоздей и от продольной кромки элемента должны быть не менее 4 d .

Из-за ограниченной длины гвоздей толщина пробиваемого ими пакета досок не может быть большой. Поэтому каждая ветвь поясов дощато-гвоздевых ферм обычно имеет не более двух слоев досок. Гвозди забивают в пояса с двух сторон (рис. 57, в) или с одной стороны. Забивка гвоздей с двух сторон придает большую плотность пакету и поэтому предпочтительнее.

Доски пояса располагают в один или два яруса. В фермах больших пролетов увеличение сечения поясов достигается добавлением третьего яруса или постановкой дополнительных горизонтальных досок, прикрепленных гвоздями к кромкам досок крайнего яруса пояса (см. рис. 57, в). По длине ферм количество досок в сечении поясов изменяют в соответствии с величиной расчетных усилий.

Гвозди в поясах устанавливают рядами, увязывая шаг гвоздей вдоль пояса с панелью решетки вертикальной стенки. Кроме гвоздей, устанавливают также некоторое количество стяжных болтов.

Стыки поясных досок располагают вразбежку и перекрывают их дощатыми накладками на гвоздях или нагелях или же добавляют в каждом ярусе по две дополнительные доски, выполняющие роль накладок.

Против выпучивания доски стенки укрепляют стойками жесткости из брусьев, стянутых болтами (см. рис. 57, б). Стой-

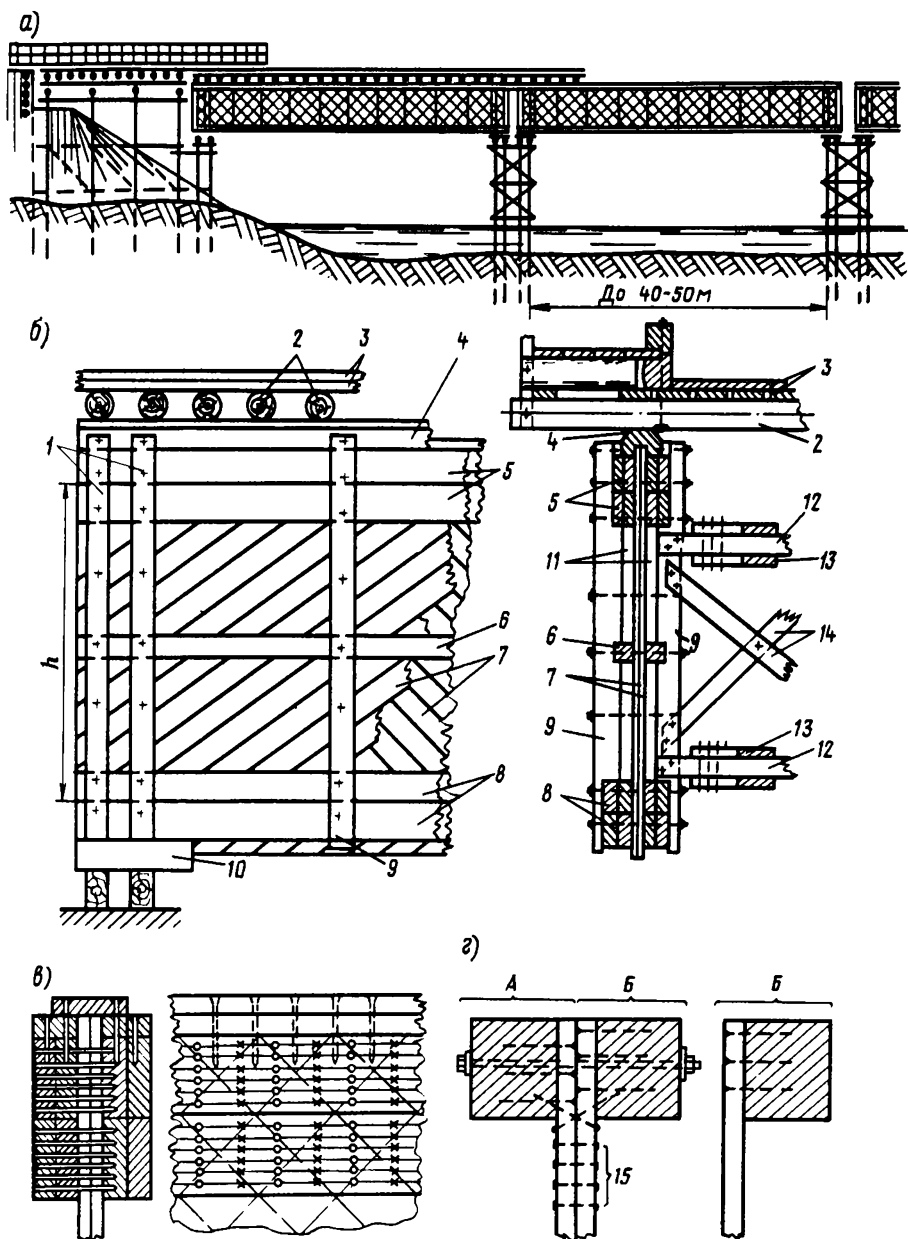


Рис. 57. Пролетные строения с дощатыми фермами:

1 — опорная стойка жесткости; 2 — поперечины; 3 — двойной дощатый настил; 4 — шпальный брус; 5 — верхний пояс; 6 — горизонтальный брус жесткости; 7 — вертикальная стенка фермы; 8 — нижний пояс; 9 — стойка жесткости; 10 — подбалка; 11 — дощатые прокладки; 12 — поперечные распорки; 13 — распоры продольных связей; 14 — распоры поперечных связей; 15 — гвозди, скрепляющие стенку

ки жесткости наводят на пояса ферм и располагают на расстояниях, не превышающих высоту ферм и во всяком случае не реже чем через 2,5—3 м. Для уменьшения сечения стоек применяют подкладку под них (на стенку ферм) прокладных досок. Опорные стойки служат не только для придания жесткости вертикальной стенке, но и для передачи опорной реакции на раскосы стенки; поэтому их делают двойными или тройными. При большой высоте ферм (более 2,5 м) стенку обжимают также горизонтальными брусьями жесткости.

При устройстве брусчатых поясов фермы образуют из двух частей (см. А и Б на рис. 57, г), каждая из которых состоит из бруса с прибитыми к нему досками одного слоя стенки. Изготовленные части складывают, стягивают болтами и соединяют гвоздями, забитыми в стенку вдоль обоих поясов. Недостатки брусчатых поясов — трудность изменения их сечения по длине ферм и усложнение их стыков.

Пример конструкции пролетного строения с дощато-гвоздевыми фермами расчетным пролетом 21,2 м под нагрузку Н-10 и НГ-60 при габарите Г-7 приведен на рис. 58. Пролетное строение имеет в поперечном сечении шесть главных ферм.

Расчетная высота главных ферм 1,76 м или $\frac{1}{12}$ пролета. Пояса ферм — двухъярусные из четырех досок сечением 22×6 см каждый. Стенка — из двух слоев досок 20×4 см. Стыки поясных досок перекрыты дощатыми накладками на металлических нагелях диаметром 12 мм.

Стыки верхних поясов плотно пригнаны для передачи сжимающих усилий; кроме того, эти стыки рассчитаны на производственный случай продольной надвижки, когда фермы работают как консоли и верхние пояса растянуты.

В пролетном строении предусмотрены только верхние продольные связи, уложенные на верхние пояса ферм и связанные с ними гвоздями, забитыми в кромки поясных досок. Поверх элементов продольных связей над каждым поясом уложена доска для опирания на нее поперечного настила (накатин) проезжей части. Поперечные связи соединяют главные фермы попарно и установлены через каждые две панели стоек жесткости. Для лучшего распределения временной нагрузки на главные фермы было бы полезным устроить поперечные связи между всеми фермами.

Пролетные строения с дощатыми фермами могут быть сделаны сборными из заранее изготовленных блоков. Сборные пролетные строения (рис. 59, а) образуют из плоских (рис. 59, б) или пространственных (рис. 59, в) блоков заводского изготовления длиной 4—8 м. Пояса ферм в стыке блоков перекрывают дощатыми накладками на металлических нагелях и болтах. В стыке сжатого пояса, где половина усилия может быть передана через пригнанные торцы досок, стыковые накладки тогда делают короче, чем у нижних поясов (рис. 59, г). Стенку каждого блока окаймляют стойками жесткости, надежно связанными с ней нагелями и болтами. Стойки сопрягающихся блоков соединяют между собой с по-

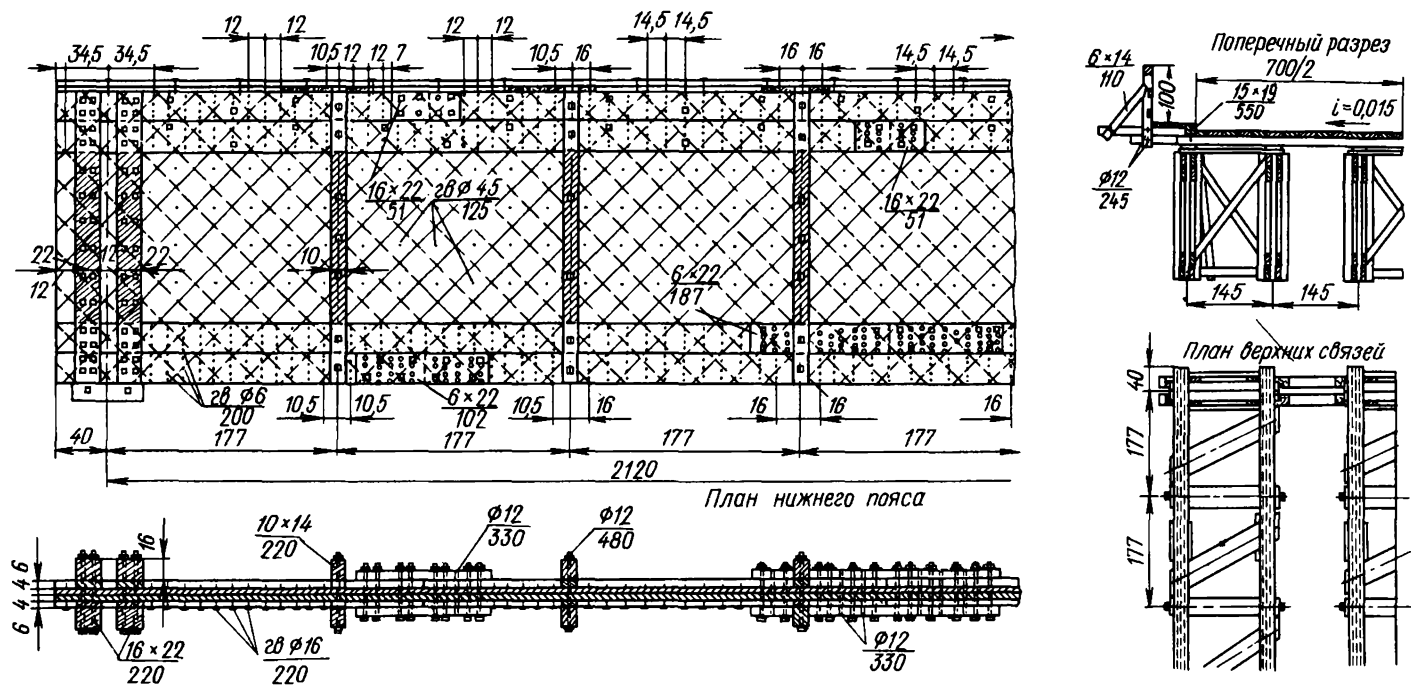


Рис. 58. Конструкция пролетного строения с дощато-гвоздевыми фермами

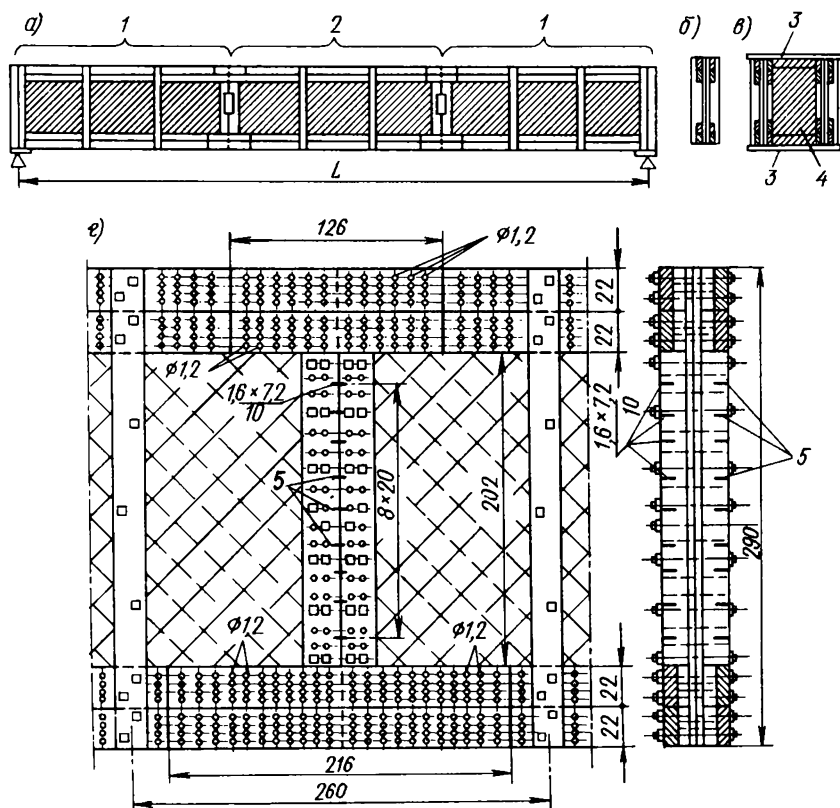


Рис. 59. Сборные конструкции пролетных строений с дощатыми фермами:

1 — крайний блок; 2 — средний блок; 3 — продольные связи; 4 — поперечная диафрагма; 5 — пластинчатые шпонки

мощью дубовых вкладышей (см. рис. 59, а) или пластинчатыми шпонками, врезанными в кромки стоек (см. рис. 59, в).

Усилия в элементах дощатых ферм можно определять, предполагая, что изгибающие моменты воспринимаются поясами, поперечные же силы — раскосами решетки. При этом можно считать, что усилия в раскосах, пересекаемых одним вертикальным сечением, равны между собой.

При подборе сечения растянутого нижнего пояса в рабочую площадь вводят сечение всех досок, за исключением служащих стыковыми накладками. При этом учитывают ослабление сечения гвоздями, нагелями и болтами. Площадь досок, прилегающих к стенке, вводят в расчет с коэффициентом 1,0, второй слой досок с коэффициентом 0,8 и третий слой с коэффициентом 0,6.

Сжатый пояс рассчитывают на прочность и устойчивость. При расчете на прочность в сжатом поясе учитывают ослабление болтами и нагелями. Ослабление гвоздями, поставленными без предварительного рассверливания отверстий, разрешается не учиты-

вать. При расчете на устойчивость принимают полную площадь сечения сжатого пояса без учета ослабления и коэффициентов снижения площадей вторых и третьих слоев досок. При этом надо учитывать как гибкость пояса в целом, так и отдельных составляющих его досок.

Размеры элементов решетки определяют расчетом сжатых дощатых раскосов на устойчивость из плоскости ферм.

В фермах со сплошной перекрестной дощатой стенкой гвозди, прикрепляющие раскосы к поясам, рассчитывают на срезывание горизонтальными сдвигающими усилиями.

ГЛАВА X

ОПОРЫ И ЛЕДЕРЕЗЫ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ БОЛЬШИХ ПРОЛЕТОВ

§ 32. СВАЙНЫЕ ОПОРЫ

Свайные опоры — наиболее распространенный вид опор деревянных мостов, которые применяют в тех случаях, когда грунт допускает забивку свай. В местах опирания главных ферм опоры имеют кусты коренных свай, воспринимающих опорные давления пролетных строений. Ширину опор по фасаду делают тем большей, чем больше их высота и глубина воды в реке. Обычно ширину опор, считая ее между осями свай или свайных кустов, назначают не менее 0,2—0,25 их высоты.

Для пространственной жесткости сваи связывают между собой в поперечном и продольном направлениях горизонтальными и наклонными (диагональными) схватками. Высоту ярусов между горизонтальными схватками принимают не более 3—4 м. При небольшой высоте опор, а также в мостах с широким габаритом проезжей части поперечная жесткость и устойчивость опор вполне обеспечиваются этими схватками. В тех случаях, когда высота опор превышает их ширину между крайними коренными сваями, необходима постановка укосин и дополнительных откосных свай (рис. 60, а).

Опоры под пролетными строениями с ездой понизу имеют сильно раздвинутые по ширине кусты коренных свай. Из-за этого горизонтальные и диагональные поперечные схватки получаются длинными и требуют для их поддержания дополнительных свай (разрез А — А на рис. 60, б).

Пролетные строения с решетчатыми фермами сопрягают с берегом с помощью одного или нескольких балочных пролетных строений. При большой высоте насыпи опоры береговых балочных пролетов связывают между собой горизонтальными и наклонными схватками в единую жесткую конструкцию, часто называемую свайным устоем (рис. 60, в).

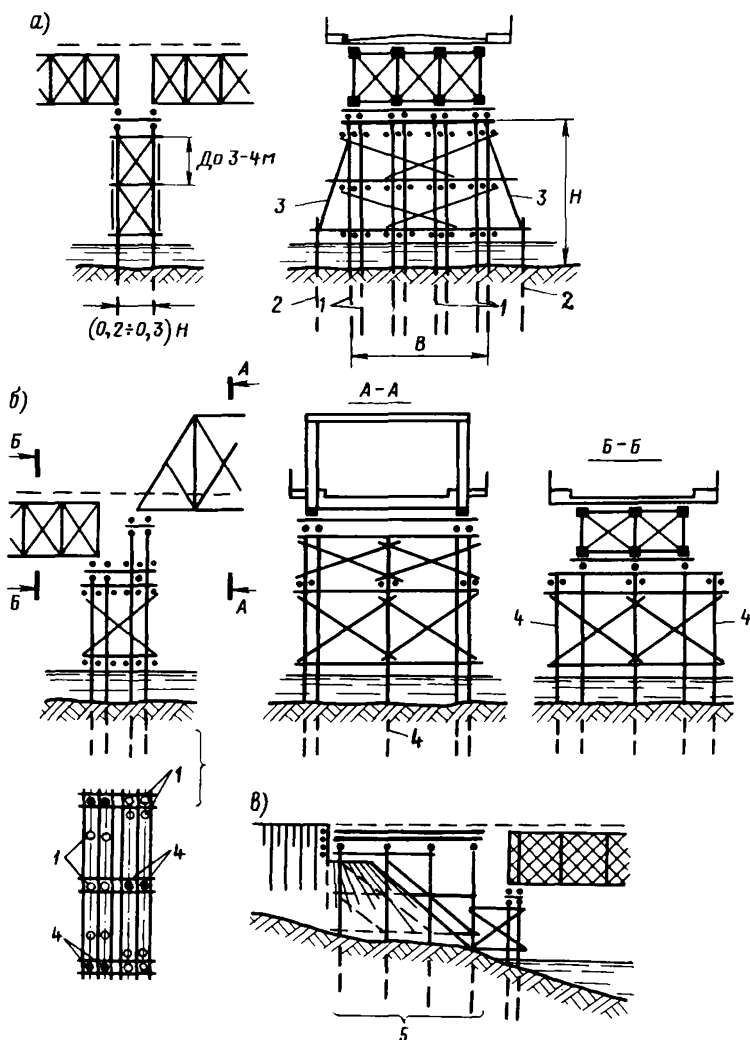


Рис. 60. Схемы свайных опор мостов больших пролетов:

1 — коренные сваи; 2 — откосная свая; 3 — укосина; 4 — дополнительная свая; 5 — свайный устой

В мостах, имеющих на части длины езду понизу, а на остальной части езду поверху, опоры в местах сопряжения пролетных строений с разным уровнем расположения езды имеют некоторые особенности. В этих опорах расположение свай в одних рядах должны соответствовать размещению ферм пролетного строения с ездой поверху, в других рядах положению ферм в пролетном строении с ездой понизу (рис. 60, б). Чтобы иметь возможность поставить в опоре продольные схватки, приходится забивать добавочные сваи.

Конструкция свайных опор мостов с большими пролетами аналогична конструкции свайных опор простейших балочных мостов. Расположение в них горизонтальных и наклонных схваток, связывающих сваи в продольном и поперечном направлениях, должно быть взаимно увязано (рис. 61, а).

На реках с сильным ледоходом свайные опоры для защиты от повреждений обшивают пластинами. При большой глубине воды необходимо укрепление подводной части свайных опор. Простейший способ укрепления — каменная наброска. При глубине воды более 2—3 м необходимо более надежное укрепление подводными связями. Деревянные подводные связи в виде горизонтальных и наклонных схваток приходится ставить с помощью водолазов. Укрепление подводной части свай деревянными подкосами или металлическими тяжами возможно специальными приемами без погружения людей в воду. Подводный подкос опускают вдоль сваи с надетым на них металлическим хомутом. Когда подкос дойдет до коротыша, прикрепленного к свае еще до ее забивки, его поворачивают и врубают в соседнюю сваю. При этом хомут натягивается и надежно закрепляет подкос (рис. 61, б). Подводный тяж заранее закрепляют нижним концом к забиваемой свае или надевают кольцо тяжа на уже забитую сваю, на которой оно удерживается стальным костылем и зарубкой (рис. 61, в).

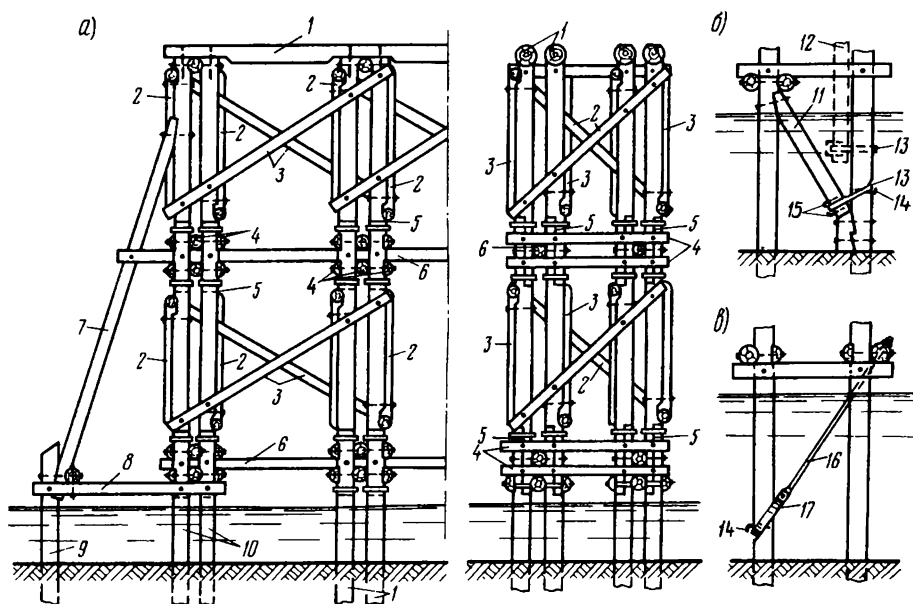


Рис. 61. Конструкция свайной опоры пролетных строений с ездой поверху:

1 — насадка; 2 — наклонная продольная схватка; 3 — наклонная поперечная схватка; 4 — горизонтальная продольная схватка; 5 — стык свай (стойки); 6 — горизонтальная поперечная схватка; 7 — укосина; 8 — дополнительная горизонтальная поперечная схватка; 9 — откосная свая; 10 — коренная свая; 11 — подводный подкос; 12 — подводный подкос во время опускания; 13 — стальной хомут; 14 — стальной костыль; 15 — гвозди; 16 — тяж; 17 — стальное кольцо тяжа

§ 33. РАМНЫЕ ОПОРЫ

В рамных опорах надводную часть, а иногда и всю опору в целом образуют из звеньев, изготовленных заранее на берегу и устанавливаемых на место в виде готовых блоков. Плоскостные блоки принято называть рамами, что и определило термин «рамные опоры». Устройство таких опор дает возможность индустриализировать работы по изготовлению рам и механизировать их установку. В результате достигается существенное ускорение темпов возведения опор.

В зависимости от своего расположения в опоре рамы могут быть поперечными (рис. 62, а) или продольными (рис. 62, б).

Поперечные рамы представляют собой плоскостные блоки во всю ширину опоры. Установленные на место, они требуют лишь соединения между собой в продольном направлении горизонтальными и наклонными схватками (рис. 62, в). Для удобства установки рам и использования леса стандартных длин высоту их обычно делают не более 5—6 м. Невысокие поперечные рамы делают из вертикальных стоек, связанных наклонными схватками (см. рис. 62, в). При большой высоте опор рамы расширяют книзу устройством наклонных крайних стоек (рис. 62, д) или укосин (рис. 62, е). Рамы высотой 6—8 м делают с двумя ярусами схва-

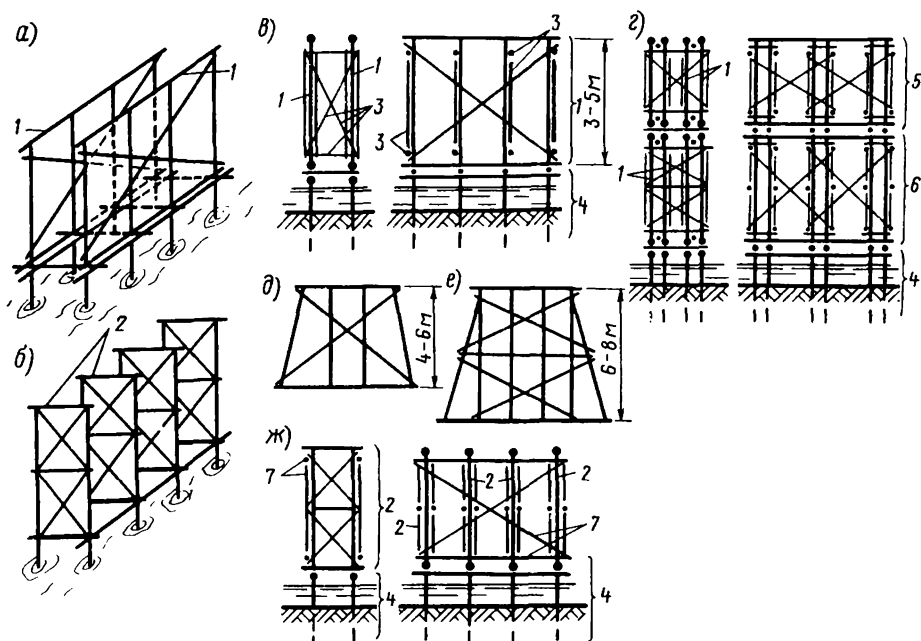


Рис. 62. Схемы рамных опор:

1 — поперечная рама; 2 — продольная рама; 3 — схватки, соединяющие поперечные рамы; 4 — свайное основание; 5 — поперечные рамы верхнего яруса; 6 — поперечные рамы нижнего яруса; 7 — схватки, соединяющие продольные рамы

ток (см. рис. 62, е). При большой высоте опоры делают многоярусными, устанавливая рамы друг на друга (рис. 62, з).

Продольные рамы представляют собой плоскостные блоки, устанавливаемые параллельно продольной оси моста (см. рис. 62, б, ж). Такие рамы могут быть применены только для широких по фасаду опор. Каждую опору составляют из нескольких продольных рам, устанавливаемых под местами опирания пролетных строений, и связывают эти рамы между собой на месте наклонными поперечными схватками (см. рис. 62, ж). Вес и размеры продольных рам меньше, чем поперечных. Это облегчает их установку.

Однако при наличии подъемно-транспортного оборудования достаточной мощности в автодорожных мостах предпочитают крупноблочные опоры с поперечными рамами.

В мостах через лощины и небольшие речки с каменистым или скальным дном рамы опор устанавливают непосредственно на выровненную поверхность грунта. При пересечении оврагов, суходолов и мелких водотоков с нескальными грунтами рамы могут быть заложены в котлованах на глубине ниже промерзания грунта.

В мостах через реки, дно которых допускает забивку свай, применяют свайно-рамные опоры, состоящие из свай, обрезанных несколько выше горизонта меженных вод, на которые устанавливают сборную рамную конструкцию (см. рис. 62, в, г, ж). Основанием рамной части опор могут служить и фундаменты из бетонной или каменной кладки. Это бывает целесообразным в путепроводах.

Все элементы рамы должны быть прочно связаны между собой врубками и металлическими креплениями для того, чтобы изготовленную на берегу раму можно было без опасности ее повреждения доставить к опоре и установить на место.

§ 34. РЯЖЕВЫЕ И МАССИВНЫЕ ОПОРЫ

Ряжем называют деревянный сруб из бревен, имеющий стенки, днище и перегородки. Ряж устанавливают на предварительно выровненное дно реки и заполняют камнем. Каменное заполнение необходимо для устойчивости ряжа и предохранения его стенок от поломки при ударах льдин или других предметов, плывущих во время ледохода и паводков.

Ряжи в плане могут быть прямоугольного или заостренного (рис. 63, а) сечения для лучшего обтекания водой. В высоких ряжах ширину их увеличивают книзу ступенчато (рис. 63, б). Пролетные строения опирают непосредственно на верх ряжа или на рамную надстройку (см. рис. 63, б).

Стены ряжа укрепляют вертикальными сжимами и поперечными перегородками. Днище ряжа устраивают в нижней его части. Ряды бревен (венцы ряжа), находящиеся ниже днища, образуют как бы нож ряжа, который врезается в грунт или подготовку из каменной наброски.

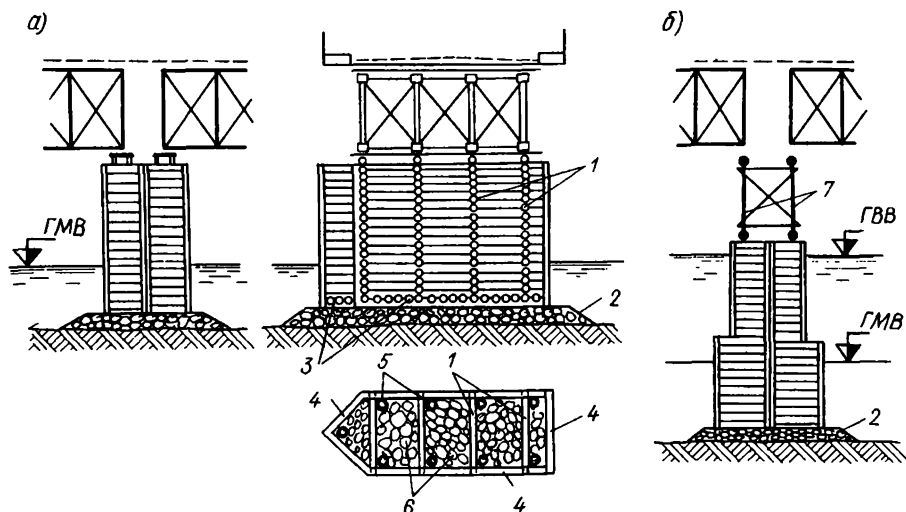


Рис. 63. Схемы ряжевых опор деревянных мостов:

1 — перегородка ряжа; 2 — подготовка из каменной наброски; 3 — дноще ряжа; 4 — стенка ряжа; 5 — сжим; 6 — каменное заполнение ряжа; 7 — рамная надстройка

Ряжевые опоры требуют большого объема лесного материала и камня. Изготовление их трудоемко. Из-за большой ширины они сильно стесняют русло реки. В пределах колебаний уровня меженных вод ряжи быстро загнивают, поэтому их применяют редко.

В современных условиях вместо ряжей всегда целесообразней устройство массивных опор. Массивные опоры из бетонной или реже из каменной кладки применяют в деревянных мостах на реках с сильным ледоходом, на горных реках с быстрым течением, а также при скальном дне, когда устройство свайных опор невозможно или нецелесообразно. Массивные опоры применяют также в случаях, когда деревянные пролетные строения в дальнейшем предполагается заменить железобетонными или металлическими.

§ 35. ЛЕДОРЕЗЫ

На реках, замерзающих зимой, деревянные опоры нуждаются в защите от повреждения ледоходом. Для этого перед ними устраивают ледорезы, предназначенные для дробления ледяных полей, предохранения опор от ударов льдин и направления плывущих льдин в пролеты моста (рис. 64). Так как лед обычно интенсивнее всего идет в наиболее глубокой части русла, где скорости течения больше, то главное внимание надо уделять защите от ледохода речных опор моста. Опоры на поймах в большинстве случаев могут иметь более легкие ледорезы.

Как правило, ледорезы не связывают с опорами моста, чтобы не передавать им и пролетным строениям сотрясений от ударов льдин. При медленном течении ледорезы располагают на расстоянии $a = 1,5 \div 2$ м от опор, а при быстром течении до $a = 4 \div 4,5$ м.

Ширину ледорезов B делают равной или несколько большей ширины b опор.

Ледорезы, установленные непосредственно перед опорами моста, называют предмостными. На реках с особо сильным ледоходом выше по течению на расстоянии $A = 30 \div 50$ м ставят еще ряд аванпостных ледорезов, воспринимающих на себя первые, наиболее сильные удары больших ледяных полей (см. рис. 64).

Конструкция и основные размеры ледорезов зависят от силы ледохода, ширины защищаемых опор и их горизонтов ледохода.

На малых реках со слабым ледоходом могут быть применены простейшие ледорезы в виде кустов из нескольких свай, забитых в грунт на глубину не менее 3—4 м. Сваи скрепляют между собой хомутами и болтами. Верх свай должен возвышаться над горизонтом самого высокого ледохода (ГСВЛ) не менее чем на 0,8—1,0 м.

Для ограждения более широких опор применяют кустовые ледорезы с крыльями. Такой ледорез имеет режущее ребро из куста свай, позади которого забивают еще две сваи, раздвинутые на ширину, соответствующую ширине защищаемой опоры (рис. 65, а). Эти сваи связывают с передним кустом подкосами и обшивкой из досок или пластин, образующих крылья. Благодаря клиновидной (в плане) форме ледорезы с крыльями неплохо предохраняют опоры при относительно слабом ледоходе.

При более интенсивном ледоходе приходится применять ледорезы с наклонным режущим ребром. Встречая на своем пути наклонный нож ледореза, льдины под влиянием инерции скользят по нему и, поднявшись из воды, разламываются от действия собственного веса (рис. 65, б). Наклон режущего ребра при ледоходе средней интенсивности принимают от 1 : 1,5 до 1 : 2,0; при сильном ледоходе от 1 : 2 до 1 : 2,5. Верх режущего ребра должен возвышаться над горизонтом самого высокого ледохода на 1—1,5 м, чтобы льдины не могли перескочить через ледорез. Нижний конец режущего ребра располагают ниже горизонта самого низкого ледохода на 0,5—0,8 м, чтобы плывущие льдины, погруженные более чем наполовину своей толщины в воду, всегда попадали своей нижней поверхностью на наклонный нож ледореза.

Нож ледореза образуют из одного или нескольких бревен, укрепленных на головах наклонно срезанных свай шипами, хомутами и скобами. Сваи забивают на расстояниях 2—2,5 м друг от друга.

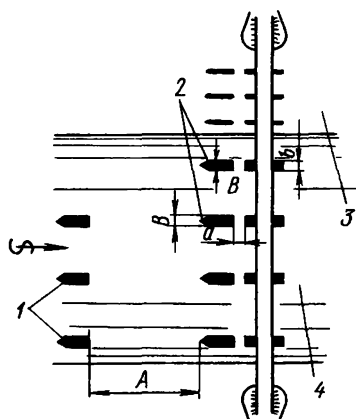


Рис. 64. Схема расположения ледорезов:

1 — аванпостные ледорезы; 2 — предмостные ледорезы; 3 — пойма; 4 — основное русло

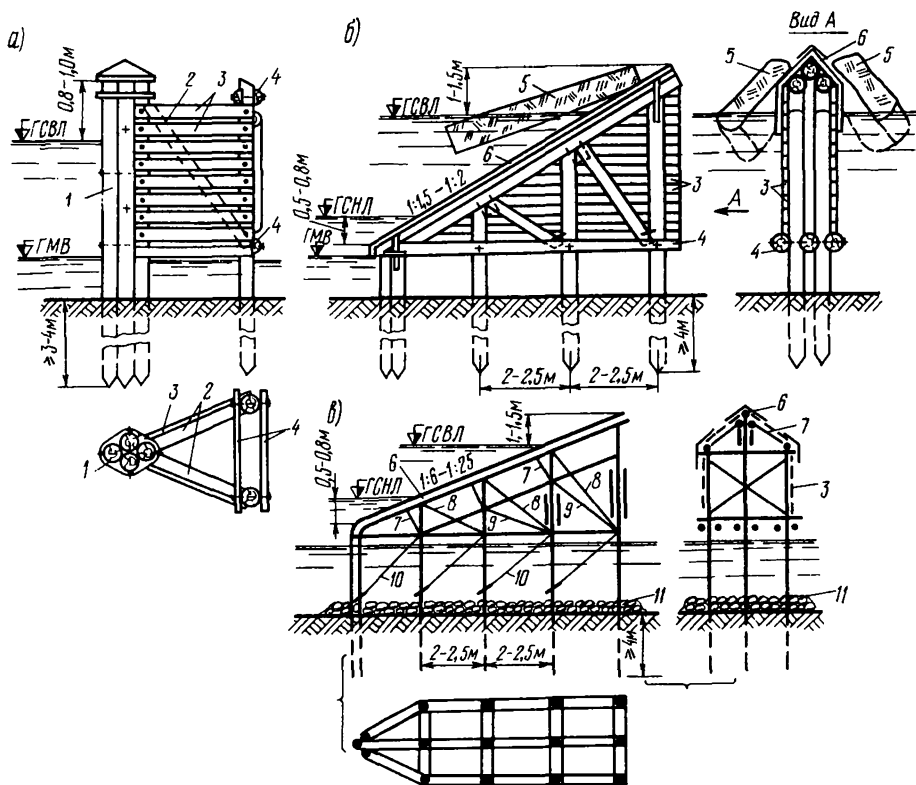


Рис. 65. Схемы конструкции свайных ледорезов:

1 — свайный куст; 2 — подкос; 3 — обшивка; 4 — горизонтальная схватка; 5 — льдина; 6 — наклонное режущее ребро (нож ледореза); 7 — подкос шатровой части; 8 — подкос в плоскости среднего ряда свай; 9 — подкос бокового ряда свай; 10 — подводный металлический тяж; 11 — каменная наброска

Прочность ледореза и распределение ударов льдин на сваи обеспечивают постановкой подкосов и схваток. Боковые поверхности ледореза обшивают досками или пластинами. Нож усиливают сверху металлическим элементом (стальной полосой, уголком, сварным рельсом).

Если ледорез образован из одного или двух (см. рис. 65, б) рядов свай, то его называют плоским. Плоские ледорезы могут служить для защиты лишь узких опор.

На многоводных реках с интенсивным ледоходом ледорезы должны обладать не только продольной, но и поперечной жесткостью. Поэтому на многоводных реках применяют широкие ледорезы так называемой шатровой конструкции (рис. 65, в). На наклонно срезанных головах свай среднего ряда ледореза укрепляют нож из трех сплоченных бревен. Сваи боковых рядов срезают наклонно, несколько ниже, чем сваи среднего ряда. По верху этих

свай укрепляют наклонные насадки или схватки. Непосредственно в эти насадки или в положенные на них поперечные схватки упираются короткие подкосы, верхними своими концами подпирающие с боков бревна ножа ледореза. Эту часть ледореза называют шатром.

Всю конструкцию шатрового ледореза выше уровня меженных вод связывают подкосами и схватками, придающими ледорезу необходимую жесткость как в продольном, так и в поперечном направлениях. Шатровую часть и боковые поверхности ледореза покрывают обшивкой из досок или пластин. Режущее ребро и боковые грани шатровой части полезно обшить листовой сталью толщиной порядка 4 мм.

При глубине воды больше 2 м сваи связывают подводными подкосами или тяжами (см. рис. 65, в). Против размыва дно вокруг ледореза следует укреплять каменной отсыпкой.

РАЗДЕЛ ЧЕТВЕРТЫЙ

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ, БЕТОННЫЕ
И КАМЕННЫЕ МОСТЫ И ТРУБЫ**

ГЛАВА XI

КАМЕННЫЕ И БЕТОННЫЕ МОСТЫ

§ 36. ОСНОВНЫЕ СИСТЕМЫ КАМЕННЫХ И БЕТОННЫХ МОСТОВ

Каменными называют мосты, построенные из естественного или искусственного камня, а бетонными, построенные из монолитного бетона. Так как каменная и бетонная кладка хорошо работает на сжатие и значительно хуже на изгиб и растяжение, то каменные и бетонные мосты всегда делают арочной системы.

Главным несущим элементом этих мостов служит свод (рис. 66), опирающийся своими пятами на опоры. Над сводом устраивают надсводное строение, поддерживающее полотно проезжей части с тротуарами. Чтобы в каменную или бетонную кладку моста не могла проникнуть влага, просачивающаяся через дорожное покрытие, внутренние поверхности кладки покрывают водонепроницаемым слоем гидроизоляции. Гидроизоляция имеет большое значение, так как влага, проникающая в каменную или бетонную кладку, вызывает выщелачивание раствора, а при наступлении мороза может привести к разрушению кладки.

Ось каменного или бетонного свода должна иметь очертание, близкое к кривой давления в своде от расчетных нагрузок.

Большое влияние на работу свода оказывает величина стрелы его подъема f . Чем больше отношение f/l , т. е. стрелы подъема к пролету свода, называемое подъемом свода, тем меньше распор свода. Поэтому всегда желательно делать подъем сводов возможно большим, насколько это позволяет вертикальная планировка мостового перехода. Практически сводам каменных и бетонных мостов придают подъем $\frac{f}{l} = \frac{1}{4} \div \frac{1}{7}$. Своды, имеющие $\frac{f}{l} > \frac{1}{4}$, называют подъемистыми; своды с $\frac{f}{l} < \frac{1}{4}$ — пологими.

Своды своими пятами передают опорные давления устоям, а в многопролетных мостах и промежуточным опорам (быкам). Через тело устоя или быка давления передаются их фундаментам и основанию.

Каменные мосты, построенные из долговечного материала, при хорошей гидроизоляции могут служить очень долгое время, не требуя почти никакого ремонта.

Они имеют хороший внешний вид и легко поддаются архитектурному оформлению.

При наличии вблизи строящегося перехода хорошего местного каменного материала использование его для строительства моста обычно бывает экономически целесообразным.

Главный недостаток каменных мостов — трудоемкость их возведения. Для их постройки приходится применять подмости, способные поддерживать тяжелый каменный свод во время его кладки. Большой собственный вес каменных мостов требует более мощных опор, чем в арочных мостах из других материалов.

Бетонные мосты выгодно отличаются от каменных возможностью механизировать укладку бетонной смеси. Однако в бетонных мостах от усадки бетона и колебаний температуры возникают большие дополнительные напряжения.

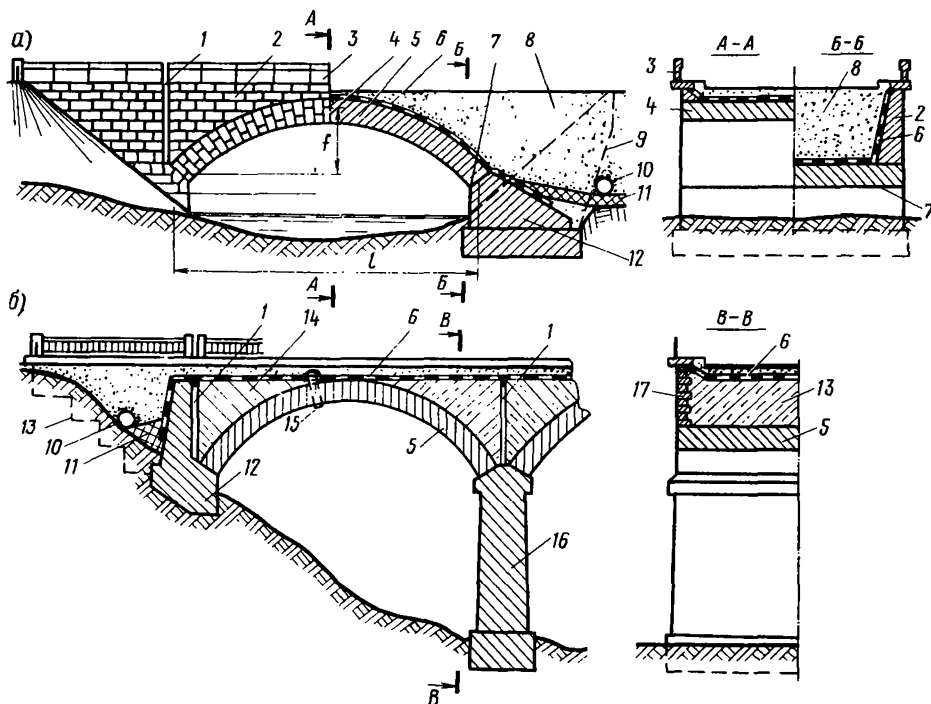


Рис. 66. Каменные мосты со сплошным надсводным строением:

- 1 — деформационный шов; 2 — щечная стенка; 3 — парапет; 4 — замок свода; 5 — свод; 6 — гидроизоляция; 7 — пята свода; 8 — засыпка; 9 — обратная стенка устоя; 10 — дренаж; 11 — мягкая глина; 12 — тело устоя; 13 — фундамент обратной стенки устоя; 14 — забутовка; 15 — водоотводная трубка; 16 — промежуточная опора (бык); 17 — облицовка

Как каменные, так и бетонные мосты могут быть построены только на прочных грунтах, не дающих существенных осадков под нагрузкой.

Искусство строительства каменных мостов было известно в глубокой древности. Многие каменные мосты и акведуки, построенные в начале нашей эры римлянами, сохранились до сих пор. Большое число каменных мостов было возведено в средние века во многих странах Европы. На территории нашей страны строительство каменных мостов было высоко развито в древней Грузии, Армении и Средней Азии. На Руси каменные мосты уже строили в XV—XVI вв. В конце XVII в. в Москве был построен большой каменный мост длиной 140 м и шириной 22 м, просуществовавший 160 лет. Много каменных мостов было построено в XVIII и XIX вв. в городах и на шоссейных дорогах России. В настоящее время каменные мосты строят редко. На преобладающей части территории СССР местные условия неблагоприятны для их возведения. Каменные мосты находят применение только в районах, богатых естественным камнем и имеющих прочные скальные грунты (Кавказ, Средняя Азия).

Бетонные мосты тоже не имеют большого распространения по причинам, указанным выше.

Каменные и бетонные мосты по своей конструкции могут быть разделены на три основные разновидности: мосты с засыпкой; мосты с забуткой; мосты с облегченным надсводным строением.

Мосты с засыпкой. Однопролетные мосты небольшого пролета чаще всего устраивают с надсводным строением в виде засыпки, заключенной между продольными щечовыми стенками, опирающимися на края свода (рис. 66, а). Свод своими пятнами опирается на устои и через их кладку (тело устоя) передает опорные давления на фундамент и далее на грунт. Устои имеют боковые стенки, называемые обратными, представляющие продолжение щечовых стенок пролетного строения и ограждающие заключенную между ними часть насыпи, примыкающую к мосту.

Засыпку на мосту и между обратными стенками устоев делают из крупного песка, гравия или щебня. Чтобы атмосферная влага, попадая в засыпку, не проникла в каменную кладку, верхнюю поверхность свода и внутренние поверхности щечовых стенок покрывают гидроизоляцией. Гидроизоляционный слой продолжают и на устои, покрывая тело устоя и внутренние поверхности обратных стенок.

Вода, проникающая в засыпку, стекает по гидроизоляционному слою к задней части устоя и попадает на слой мятой глины, по которому подводится к дренажу. Дренаж отводит воду наружу на низовой откос насыпи.

В каменных мостах пролетом более 15 м, а в бетонных мостах — при пролетах более 10 м в щечовых стенках над пятнами свода необходимо устраивать деформационные швы. Эти швы нужны потому, что при загрузке пролетного строения временной

нагрузкой и особенно при одновременном понижении температуры свод прогибается, а вместе с ним и надсводное строение. При этом щековые стенки над пятами свода стремятся повернуться в сторону пролета и отделиться от кладки над устоями и быками. Устройство швов предотвращает образование трещин в этих местах.

Мосты с забуткой. Вместо засыпки в каменных мостах часто устраивают забутку (рис. 66, б) из бетона, бутобетона или бутовой кладки. Внешние (щековые) поверхности надсводного строения обычно облицовывают кладкой из прочного и долговечного камня. Устройство надсводного строения из забутки выгоднее, чем из засыпки, в мостах, имеющих подъемистые своды, когда щековые стенки у пят получают высокими и требуют большой толщины. Применение забутки целесообразно также в многопролетных каменных мостах для заполнения пазух над промежуточными опорами.

Гидроизоляционный слой укладывают поверх забутки, придавая ему уклон 1,5—2,0% для отвода воды. В пониженных местах, куда по гидроизоляции стекает вода, ставят водоотводные трубки (см. рис. 66, б). Над пятами сводов в забутке устраивают сквозные деформационные швы. Над этими швами гидроизоляция должна проходить непрерывно, чтобы в них не попадала влага.

Устои мостов с забуткой, кроме боковых (обратных) стенок, обычно устраивают и с передней стенкой (см. рис. 66, б), принимающей на себя горизонтальное давление насыпи.

Мосты с облегченным надсводным строением. В каменных мостах больших пролетов, особенно если стрела подъема свода значительна, целесообразно облегчать надсводное строение, устраивая в нем продольные или поперечные проемы.

Чаще всего это достигается устройством в надсводной части поперечных проемов, перекрытых сводиками (рис. 67, а). В этом случае надсводное строение получается сквозным, что придает мосту красивый внешний вид. Сводики, перекрывающие поперечные проемы, опираются на поперечные стенки, возведенные на основном своде. Для того чтобы при деформациях свода от временной нагрузки и изменений температуры в надсводном строении не возникали трещины, над пятами свода устраивают деформационные швы. Если над пятой располагается сводик надсводного строения, то его надо делать трехшарнирным со швами (см. рис. 67, а) над шарнирами в забутке щековых стенках и парапетах.

Другой прием облегчения каменных мостов — это применение узких сводов. В этом случае свод делают меньшей ширины, чем проезжая часть моста, поддерживая ее консольной железобетонной плитой (рис. 67, б). Мост может иметь и два узких параллельных свода (своды - близнецы), расстояние между которыми перекрывают продольным сводиком (рис. 67, в) или железобетонной конструкцией.

При пересечении глубоких горных долин и ущелий нередко устраивают каменные виадуки, обычно имеющие меньшую стоимость, чем высокая насыпь. Виадуки могут перекрывать пересекаемое

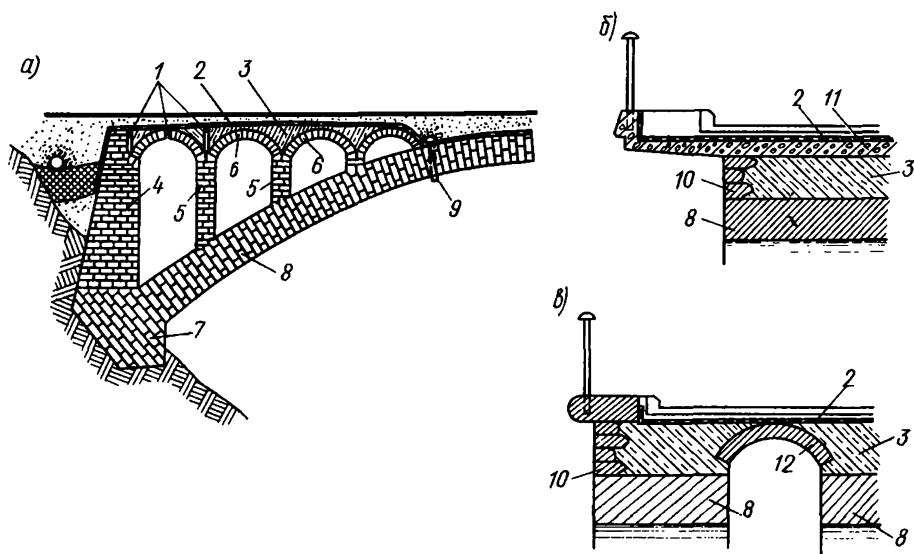


Рис. 67. Каменные мосты с облегченным надсводным строением:

1 — деформационные швы; 2 — гидроизоляция; 3 — забутка; 4 — передняя стенка устоя; 5 — поперечная надсводная стенка; 6 — сводик над поперечным проемом; 7 — тело устоя; 8 — свод; 9 — водоотводная трубка; 10 — облицовка; 11 — железобетонная плита; 12 — продольный сводик между сводами-близнецами

препятствие одним большим пролетом или целым рядом небольших пролетов на тонких высоких опорах. Очертание сводов многопролетных виадуков обычно делают близким к полуциркульному для уменьшения распора, передающегося высоким опорам.

Бетонные мосты по своей конструкции аналогичны мостам из каменной кладки, differing лишь методом возведения.

§ 37. ДЕТАЛИ КОНСТРУКЦИИ КАМЕННЫХ И БЕТОННЫХ МОСТОВ

Кладку сводов и опор выполняют из естественных камней постелистой формы или грубо околотых, уложенных на цементном растворе. Такую кладку называют бутовой. В мостах больших пролетов кладку сводов лучше делать из штучных камней полустой тески, обработанных для придания им правильной формы.

Естественный камень, применяемый для кладки, должен иметь достаточную прочность, не выветриваться и обладать морозостойкостью. Наилучшие строительные качества имеют изверженные горные породы: граниты, сиениты, диориты, гнейсы, базальты и др. Могут быть также применены прочные осадочные породы: песчаники, известняки, доломиты.

Естественный камень, применяемый для мостов, должен иметь прочность не ниже $400\text{--}600 \text{ кг/см}^2$. Раствор для каменной кладки должен быть на портландцементе и иметь марку не ниже 100. Кладку из искусственного камня делают из клинкерного кирпича или цементнобетонных камней, а мосты малых пролетов иногда и

из обычного кирпича. Бетонные своды делают из бетона марки не менее 200, а их опоры — не менее 150.

Наружную поверхность каменных мостов в большинстве случаев покрывают облицовкой, защищающей кладку от атмосферных воздействий и придающей мосту лучший внешний вид. Облицовку укладывают одновременно с основной кладкой, тогда она монолитно связывается с кладкой и держится очень надежно (рис. 68, в).

Применяют и другой способ, когда для ускорения работ основную кладку ведут без установки облицовки. Тогда в процессе возведения основной кладки в нее заделывают арматурные выпуски или анкеры (рис. 68, г). К этим выпускам прикрепляют сетку из вертикальных и горизонтальных арматурных стержней. Затем последовательно устанавливают ряды камней облицовки, закрепляя их крючками к горизонтальным стержням сетки, и делают заливку раствором. Такую облицовку называют навесной. Она менее надежна, чем монолитная, и может быть применена для поверхностей, не подверженных сильным воздействиям льда.

Каменный свод образуют из радиальных слоев кладки. Разница толщин слоев по верхней и нижней образующим свода обеспечивается переменной толщиной швов или клиновидной формой камней. Швы кладки в последующих слоях располагают с перевязкой (рис. 68, а). В опорах кладку ведут горизонтальными рядами (см. рис. 66, а и 68, а); устои, заложенные на скальном грунте, часто кладут наклонными рядами (см. рис. 67, а).

В местах сопряжения кладки с наклонными и горизонтальными рядами, например в сопряжении свода с опорами или надсводных стенок со сводом, применяют особого вида фасонные пятиугольные камни (рис. 68, а, б).

Гидроизоляционный слой (гидроизоляцию) делают из водонепроницаемого, эластичного и долговечного материала. В современных мостах гидроизоляцию делают из нескольких слоев битумной мастики, перемежающихся со слоями ткани, металлической сетки или специального рулонного материала (асфобитумный картон-гидроизол, ткань из стекловолокна, пластик или др.). Гидроизоляцию укладывают по слою цементной смазки, выравнивающей поверхность каменной кладки. Полотнища гидроизоляции надо

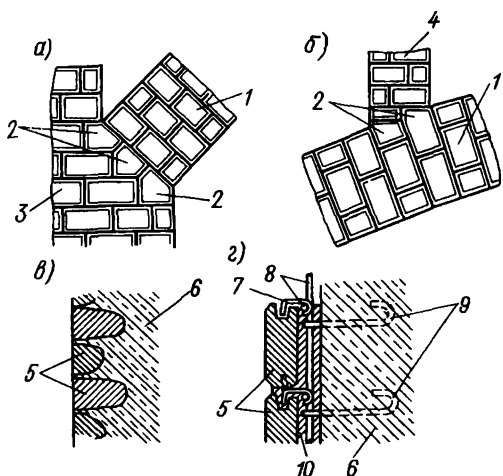


Рис. 68. Детали кладки каменных мостов:
1 — свод; 2 — пятиугольные фасонные камни;
3 — опора моста; 4 — надсводная стенка; 5 —
камни облицовки; 6 — основная кладка; 7 —
крючок; 8 — стержни арматурной сетки; 9 —
арматурные выпуски; 10 — заливка раствором

укладывать так, чтобы их края были перекрыты внахлестку. При этом укладку изоляции надо начинать с пониженных мест, чтобы нахлестка краев получалась по направлению стекания воды.

Водоотводные трубы устанавливают в пониженных местах гидроизоляционного слоя и снабжают их сетчатым колпачком для защиты от засорения. Для облегчения прочистки трубок колпачки делают съёмными.

ГЛАВА XII

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТАХ

§ 38. МАТЕРИАЛЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ

Железобетон представляет собой материал, состоящий из бетона и стали, работающих совместно. Бетон хорошо работает на сжатие и плохо на растяжение, поэтому сталь (арматуру) размещают в бетоне так, чтобы она воспринимала растягивающие усилия. Благодаря хорошему сцеплению между бетоном и стальной арматурой, а также почти одинаковым коэффициентам их температурного расширения, железобетонные элементы в виде плит, балок, стоек, арок хорошо работают в строительных конструкциях. Стальная арматура, находясь в бетоне, не подвергается ржавлению.

В современных железобетонных мостах применяют два вида армирования. Стержни арматуры могут быть установлены в бетон без придания им каких-либо начальных усилий. Такую арматуру называют ненапрягаемой, а железобетон с этой арматурой — железобетоном с ненапрягаемой арматурой (или обычным железобетоном).

Арматура может быть подвергнута начальному натяжению и в таком виде введена в железобетонную конструкцию. Тогда бетон будет обжат реактивными усилиями натянутой арматуры. Такую арматуру называют напрягаемой, а железобетон с этой арматурой предварительно напряженным.

Бетон. В железобетонных мостах применяют бетон на портландцементе, сульфатостойком портландцементе, глиноземистом цементе и др. Портландцемент наиболее употребителен для ответственных сооружений. Сульфатостойкий портландцемент и глиноземистый цемент применяют в конструкциях, которые могут подвергаться действию морской, минерализованной и болотной воды или другим агрессивным химическим воздействиям, вредно влияющим на портландцемент.

Качество цемента определяется его маркой или так называемой активностью. Активность (марка) цемента — это предел прочности на сжатие кубика из цементного раствора в возрасте 28 дней. В мостах применяют цементы с активностью от 300 до 600 кг/см².

Бетон конструкций мостов подбирают в зависимости от требуемых условий прочности, морозостойкости, а в некоторых случаях водостойкости и водонепроницаемости конструкции. При этом должны учитываться размеры, долговечность и значимость сооружения, а также условия его работы.

Проектные марки бетона по прочности на сжатие характеризуются прочностью на сжатие кубов размером $20 \times 20 \times 20$ см в возрасте 28 дней при хранении их в условиях, аналогичных условиям твердения изготавливаемых конструкций. В мостах применяют бетоны марок 150; 200; 250; 300; 400; 500 и 600.

Для пролетных строений больших мостов, сквозных пролетных строений, тонкостенных железобетонных оболочек опор и предварительно напряженных свай длиной более 12 м не допускается марка бетона менее 400. Для предварительно напряженных конструкций мостов в обычных железобетонных сваях длиной более 7 м и предварительно напряженных сваях длиной менее 12 м, в сборных и сборно-монолитных опорах не допускается применение бетона марки менее 300.

В фундаментах и железобетонных сваях длиной до 7 м марка бетона должна быть не менее 200.

Проектная марка бетона по морозостойкости назначается в зависимости от среднемесячной температуры воздуха наиболее холодного месяца в районе сооружения в пределах Мрз 200—Мрз 300.

Конструкции мостов возводят из тяжелого бетона с объемным весом $2,4 \text{ Т/м}^3$, изготовленного с заполнителями (песок, гравий, щебень) из прочных естественных пород. Допускается применение легкого бетона с заполнителем из керамзита. Объемный вес такого бетона составляет около $1,8 \text{ Т/м}^3$.

Марка (кубиковая прочность) бетона на сжатие служит условной характеристикой прочности бетона. Действительная прочность бетона в конструкции может быть ближе оценена прочностью на сжатие бетонных образцов в виде призм, высота которых превышает поперечный размер в 3,5 раза или более. Предел прочности таких образцов называется призмной прочностью бетона. Для тяжелого бетона она составляет 70—80% его кубиковой прочности. При работе на изгиб предел прочности бетона сжатой части (зоны) оказывается выше призмной прочности, но ниже кубиковой. Его называют пределом прочности на изгиб. Прочность бетона на растяжение невелика и обычно в 10—15 раз меньше его кубиковой прочности. На скалывание (срез) бетон работает лучше, чем на растяжение.

Предел прочности на скалывание примерно в 2,5 раза больше предела прочности на растяжение.

Необходимая прочность, плотность, морозостойкость и долговечность бетона достигаются соответствующим подбором его состава. Наибольшее влияние на прочность и плотность бетона оказывает количество цемента на 1 м^3 бетона, активность цемента

и отношение веса воды к весу цемента, называемое водоцементным отношением (В/Ц).

Активность применяемого цемента, обычно, должна быть в 1,3—1,8 раза более проектной марки бетона на сжатие. Расход цемента на 1 м³ бетона должен быть не менее 250 кг, а в конструкциях, соприкасающихся с водой, не менее 270 кг. Излишнее количество цемента может вредно влиять на бетон, вызывая большие деформации ползучести и усадки, и быть причиной образования в нем трещин. Поэтому в конструкциях мостов не допускают расхода цемента более 450 кг на 1 м³ бетона.

Увеличение водоцементного отношения уменьшает прочность бетона, поэтому следует уменьшать количество воды для его затворения. Однако при малом количестве воды бетонная смесь получается очень жесткой и ее укладка и уплотнение затрудняются. Для мостов применяют обычно бетонные смеси с водоцементным отношением не более 0,6—0,65. При уплотнении бетонной смеси длительным вибрированием могут применяться жесткие смеси с В/Ц = 0,3.

Увеличение пластичности (подвижности) бетонной смеси при укладке достигается добавлением в нее специальных веществ, называемых пластификаторами.

Арматура. В железобетонных мостах применяют следующие основные виды арматуры:

горячекатаную круглую сталь;

горячекатаную сталь повышенного качества с периодическим профилем;

холоднотянутую высокопрочную проволоку и пряди из нее.

Горячекатаные круглые стержни прокатывают из углеродистой мартеновской и кислородно-конверторной стали; они имеют гладкую поверхность. Рабочая арматура должна быть из стали класса А-I, марок ВМСт.Зсп (диаметром от 6—8 до 40 мм) или ВКСт.Зсп (диаметром от 6—8 до 28 мм). Для монтажной арматуры допускают стали более низких марок ВМСт.2сп и ВКСт.2сп, если они удовлетворяют испытаниям на холодный загиб.

Длина стержней диаметром более 12 мм обычно составляет 6—12 м (до 18 м). Более тонкая арматура поступает в мотках большой длины.

Круглые стержни применяют в конструкциях мостов только в качестве ненапрягаемой арматуры.

Горячекатаные стержни периодического профиля имеют поверхность со специальными выступами, увеличивающими ее сцепление с бетоном. Лучшая связь с бетоном дает возможность допускать в арматуре большие растягивающие напряжения без опасности растрескивания окружающего бетона. Поэтому арматуру периодического профиля прокатывают из более прочной углеродистой стали класса А-II марок Ст.5сп мартеновской (диаметром до 40 мм) и Ст.5сп конверторной (диаметром не более 28 мм), а также класса А-III из низколегированной мартеновской стали марок 25 Г2С и 35 ГС (диаметром до 40 мм) и 18 Г2С (диаметром

6—8 мм). Для предварительно напряженного железобетона применяют горячекатаную арматуру периодического профиля класса А-IV марки 20ХГ2Ц диаметром 12—18 мм.

Чаще всего в предварительно напряженных мостах применяют арматуру из холоднотянутой высокопрочной стальной проволоки. Такая проволока класса В-II имеет гладкую поверхность, диаметр 3—8 мм и применяется в виде пучков. Проволока класса В_p-II имеет периодический профиль, диаметр 3—7 мм и используется как в виде пучков, так и отдельными стержнями.

Холоднотянутая проволока имеет высокий предел прочности (до 16 000—19 000 кг/см²), при этом чем меньше диаметр проволоки, тем больше его прочность. Высокопрочную холоднотянутую проволоку часто применяют в виде прядей (обычно из семи проволок). Допускается также напрягаемая арматура из стальных витых канатов. Объемный вес стальной арматуры составляет 7,85 Т/м³.

Объемный вес железобетона зависит от количества арматуры. При насыщении арматурой до 3% объема бетона вес железобетона принимают равным 2,5 Т/м³. При большем проценте армирования вес железобетона определяют по реальным объемам бетона и стали.

Упругие и пластические свойства арматуры и бетона. Арматура железобетонных конструкций в эксплуатационных условиях работает как упругий материал. Модуль упругости горячекатаной арматуры составляет $E_a = 2\,100\,000$ кг/см², а арматура из легированной стали $E_a = 2\,000\,000$ кг/см². Модуль упругости холоднотянутой проволоки и прядей из нее $E_n = 1\,800\,000$ кг/см². Напрягаемая арматура, находящаяся в условиях интенсивной работы, дает некоторые пластические деформации и теряет часть начального напряжения. Это явление называют релаксацией напряженной стали.

Бетон представляет собой материал, не подчиняющийся простейшим законам упругости. Так, модуль упругости бетона изменяется (уменьшается) с увеличением напряжений. Модули упругости на сжатие и растяжение различны. Величина модуля упругости зависит от марки бетона, возрастая с повышением марки. Так как прочность бетона увеличивается с течением времени, модуль упругости зависит и от возраста бетона.

При проектировании железобетонных конструкций невозможно точно учесть реальные упругие свойства бетона и для расчета принимают средние, условные значения модуля упругости E_b на сжатие:

Марка бетона . . .	150	200	250	300	400	500	600
E_b , кг/см ² . . .	230 000	265 000	290 000	315 000	350 000	380 000	400 000

Коэффициент линейного расширения бетона и арматуры считается одинаковым и равным 0,00001 1/град.

Бетон имеет и некоторые специфические свойства.

При твердении бетона изменяется его объем. На воздухе объем бетона уменьшается — происходит усадка бетона. В воде бетон увеличивается в объеме — набухает. Усадка бетона тем больше, чем больше содержание в нем цемента. Применение быстротвердеющих и высокосортных цементов увеличивает усадку. Увлажнение твердеющего бетона уменьшает усадку благодаря замедлению высыхания его поверхности. Усадка происходит наиболее сильно в течение первого года с момента твердения бетона. В дальнейшем ее нарастание постепенно приостанавливается.

При свободном развитии усадки конечная величина относительного укорочения бетона может достигать 0,0003—0,0004. Арматура задерживает развитие усадки, причем в арматуре возникают сжимающие напряжения, а в бетоне — растягивающие. Эти напряжения могут вызвать в бетоне трещины, которые называются усадочными.

Кроме усадки, бетон имеет свойство давать неупругие деформации под влиянием длительно действующих на него нагрузок. Это свойство называют ползучестью бетона. Деформации ползучести тем больше, чем дольше действует нагрузка и чем выше напряжения в бетоне.

Ползучесть проявляется сильнее в молодом бетоне, чем в старом. Деформации ползучести нарастают наиболее интенсивно в течение одного-двух лет с момента загрузки бетона длительно действующей нагрузкой. В дальнейшем ползучесть постепенно приостанавливается. Полная относительная деформация ползучести бетона через три-четыре года может достигать величины порядка $15 \cdot 10^{-6} \sigma$, где σ — длительно действующее напряжение в бетоне (в кг/см^2). С увеличением прочности бетона, уменьшением содержания в нем цемента и величины водоцементного отношения ползучесть бетона уменьшается.

Арматура железобетонных конструкций препятствует свободному развитию ползучести. В результате этого происходит перераспределение усилий между бетоном и арматурой, приводящее к дополнительному сжатию (потере предварительного натяжения) арматуры и растяжению бетона.

Деформации ползучести могут заметно увеличить прогибы конструкций.

§ 39. ОСНОВНЫЕ СИСТЕМЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ

Мосты из железобетона обладают рядом достоинств. Они дешевы в эксплуатации и долговечны, на них расходуется значительно меньше металла по сравнению с металлическими мостами, они могут иметь любую требуемую форму, позволяя монолитно соединять друг с другом отдельные части конструкции. Все это обусловило широкое распространение железобетонных мостов в современном строительстве как для малых и средних, так и для больших пролетов.

Первые железобетонные мосты появились во второй половине XIX в., однако широкое применение они получили лишь в нашем столетии.

В СССР построено много автодорожных и городских железобетонных мостов, выдающихся по своим пролетам и конструкции. К их числу относятся: мосты под автомобильную и железную дорогу через Старый и Новый Днепр с наибольшим пролетом 228 м, мост им. Володарского через р. Неву в Ленинграде с наибольшим пролетом 148 м, мосты через р. Волгу в Ярославле (пролет 148 м) и Саратове (пролетом 166 м), через р. Иртыш и много других.

За рубежом также имеется много больших и оригинальных железобетонных мостов, в том числе через р. Параматту в Сиднее пролетом 305 м, через о. Мараканбо с пролетами 235 м, через р. Парану пролетом 290 м, через р. Рейн у Бендорфа (пролет 208 м) и др.

Современные железобетонные мосты сооружают как монолитными, так и сборными.

Монолитные конструкции бетонируют на месте. Для этого строят специальные подмости с опалубкой и выполняют на месте трудоемкие арматурные и бетонные работы. В некоторых случаях устраивают передвижную опалубку и бетонируют конструкции без подмостей на весу.

Сборные конструкции состоят из элементов, изготовленных на заводе или базе. На месте монтируют доставляемые готовые элементы, объединяя их в единую конструкцию. Применение сборных конструкций позволяет индустриализировать их изготовление, ускорить темпы строительства, освободиться от устройства подмостей и опалубки и уменьшить трудоемкость строительных работ. Применение сборных конструкций облегчает также строительство в зимнее время.

В настоящее время в СССР строят преимущественно сборные железобетонные мосты.

Конструкция железобетонных мостов в значительной степени зависит от выбранной системы (статической схемы) сооружения. Наибольшее распространение получили балочные разрезные, неразрезные и консольные системы мостов. Применяют также мосты других систем.

Простейшие балочные мосты с плитными пролетными строениями обычно имеют пролеты 3—18 м.

Балочные разрезные системы (рис. 69, а) используют для перекрытия пролетов от 6—8 до 30—40 м. Концы балок опираются на шарнирно-подвижную и шарнирно-неподвижную опорные части, в результате чего при вертикальных нагрузках балка передает на опоры вертикальные реакции. Балочные разрезные мосты характерны однозначной эпюрой изгибающих моментов M .

Неразрезные балочные мосты применяют при пролетах от 30—40 до 100—150 м при достаточно прочных грунтах в основании опор (рис. 69, б). Опоры неразрезных балок воспринимают в основном вертикальные усилия, а эпюра моментов M в балке дву-

значная с отрицательными участками над промежуточными опорами. Осадка опор в неразрезных балках может вызвать появление дополнительных усилий.

В консольных системах (рис. 69, *г*) благодаря статической определимости осадки опор не вызывают дополнительных усилий. Подвесные пролеты (l_1) в консольно-балочных пролетных строениях опираются на консоли (l_2) основных пролетных строений l . По распределению усилий консольные системы близки к неразрезным, однако имеют меньшую жесткость и под нагрузкой дают переломы линии прогиба в местах сопряжения подвесных пролетов с консолями.

Рамные системы (рис. 69, *в*) целесообразны при пролетах $l = 30 \div 60$ м. Они характерны тем, что в стойках рам возникают изгибающие моменты, а на опоры передаются как вертикальные, так и горизонтальные усилия (распор). Работая на изгиб, стойки рамы разгружают ее ригель, позволяют уменьшить его высоту. В последнее время получили распространение рамные мосты с наклонными стойками (рис. 69, *д*).

Рамно-балочные системы (рис. 70, *а*) представляют собой сочетание Т-образных рам и подвесных пролетов, шарнирно опертых на консоли рам. Пролеты l таких систем могут быть в пределах от 40—60 до 80—150 м. Опоры рам под действием вертикальной нагрузки передают на основание вертикальную силу и изгибающий момент; горизонтальная опорная реакция, как правило, мала.

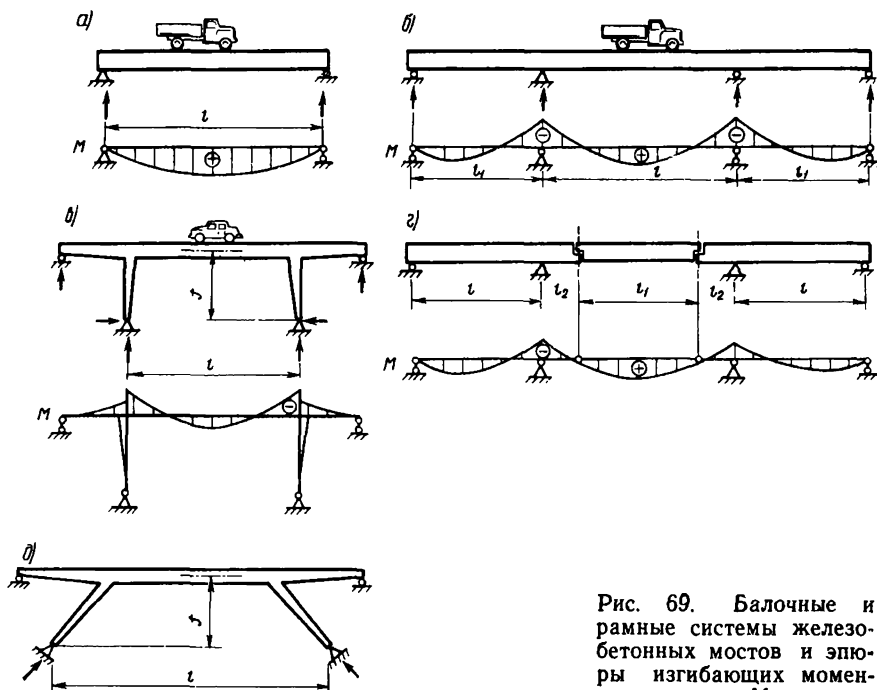


Рис. 69. Балочные и рамные системы железобетонных мостов и эпюры изгибающих моментов M

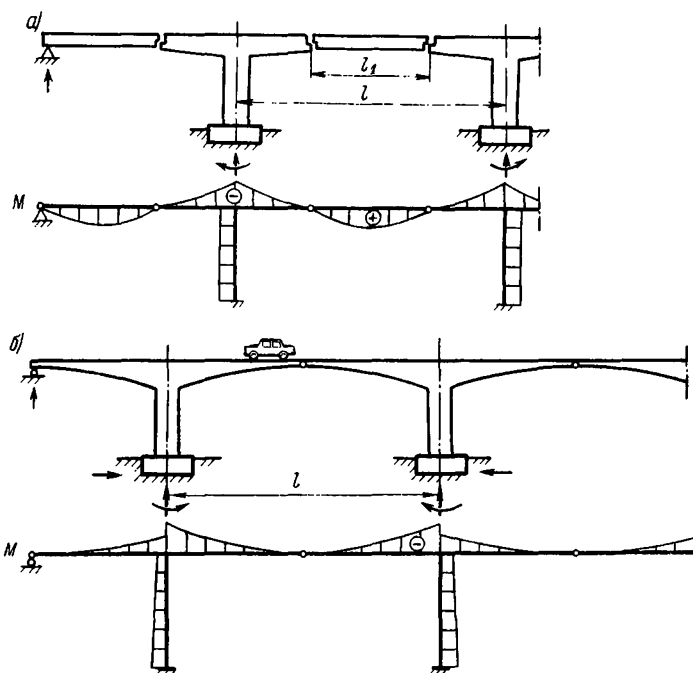


Рис. 70. Рамно-балочная и рамно-консольная системы железобетонных мостов и эпюры изгибающих моментов M

В ригелях рам возникают только отрицательные изгибающие моменты, а в подвесных разрезных пролетах — только положительные.

Разновидностью рамной системы является конструкция из Т-образных рам, шарнирно соединенных между собой (рис. 70, б). Такие рамы применяют для пролетов от 60 до 120—160 м. В отличие от предыдущей системы опоры передают на основание еще и горизонтальную силу.

Весьма часто при прочных грунтах в основании опор целесообразны арочные системы (рис. 71, а). Арки железобетонных мостов могут перекрывать пролеты от 50—60 до 200—300 м, но требуют развитых фундаментов, воспринимающих наклонные опорные давления арок и передающих их на грунт. Арки работают в основном на сжатие. Надарочное строение состоит из балок проезжей части и сжатых стоек.

В ряде мостов, построенных в СССР, применена консольно-арочная система (рис. 71, б), каждый пролет l которой состоит из двух полуарок, связанных верхней затяжкой, расположенной в уровне балок проезжей части. В результате этого на опору передаются большей частью вертикальные усилия, а горизонтальные составляющие опорных реакций уменьшаются. Пролеты таких систем — 90—120 м.

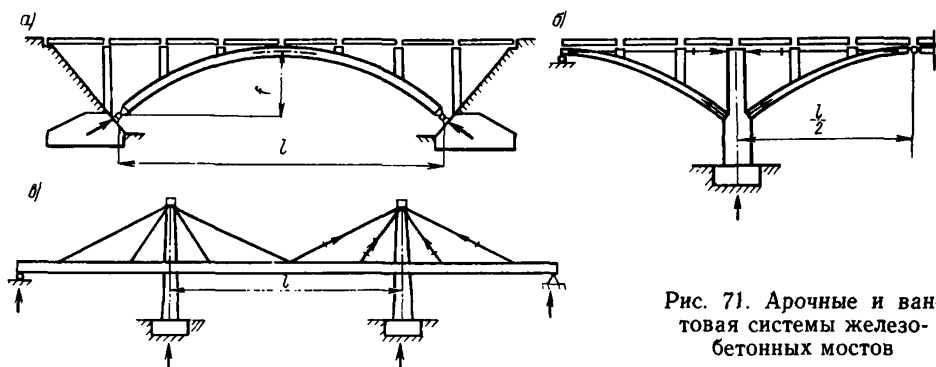


Рис. 71. Арочные и вантовая системы железобетонных мостов

Вантовые системы (рис. 71, в) представляют собой неразрезные балки, поддерживаемые наклонными вантами, закрепленными на вершинах вертикальных пилонов опор. Ванты создают дополнительные опоры для балки, что облегчает ее работу; они воспринимают только растягивающие усилия. Пилоны работают в основном на центральное сжатие. Пролеты мостов такой системы могут быть от 50—80 до 150—200 м.

В отдельных случаях находят применение и другие системы железобетонных мостов.

ГЛАВА XIII

БАЛОЧНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ МОСТЫ

§ 40. ПЛИТНЫЕ МОСТЫ

Простейшим видом балочных мостов, применяемых для перекрытия небольших пролетов, являются мосты с плитными пролетными строениями. По своей статической схеме они могут быть разрезными, неразрезными и консольными. Чаще всего применяют разрезные плитные пролетные строения с ненапрягаемой или с напрягаемой арматурой.

Высоту плитных пролетных строений с ненапрягаемой арматурой назначают $\frac{1}{12} - \frac{1}{15}$ пролета; предварительно напряженных — $\frac{1}{18} - \frac{1}{25}$ пролета.

Пролетные строения могут быть монолитными (рис. 72, а) или сборными из блоков (рис. 72, б, в).

Монолитные плиты (рис. 73, а) армируют гладкой арматурой, стержнями периодического профиля или сварными сетками. Одну часть продольной рабочей арматуры пропускают на всю длину пролета, другую отгибают у опор для восприятия главных растя-

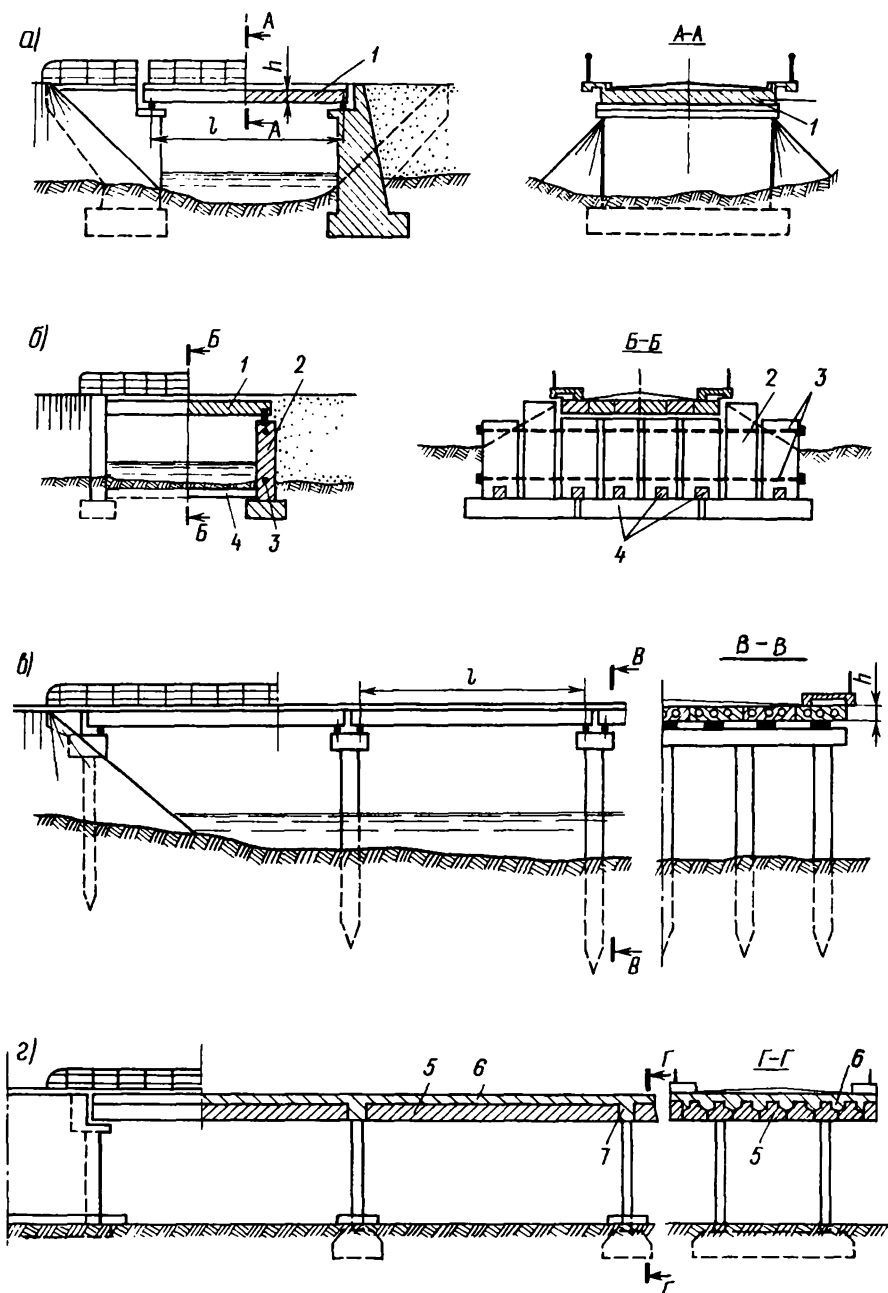


Рис. 72. Основные виды плитных мостов:

1 — монолитная плита; 2 — сборная стенка устоя; 3 — поперечная напрягаемая арматура; 4 — распорка; 5 — сборный блок (армоэлемент) пролетного строения; 6 — бетон омоноличивания; 7 — монолитный ригель опоры, объединяющий сборные блоки в неразрезную балку

Опоры и устои монолитных плитных мостов делают также из монолитного бетона (см. рис. 72, а).

Сборные пролетные строения состоят из ряда блоков, уложенных параллельно друг другу и объединенных затем в поперечном направлении для обеспечения совместной работы. В небольших однопролетных сборных мостах выгодно применять конструкцию, в которой пролетное строение служит распоркой, воспринимающей горизонтальное давление грунта, действующее на устои (см. рис. 72, б). В нижней части устоев часто тоже устраивают распорки. Тогда работа устоев сильно облегчается, и они могут быть выполнены в виде тонких стенок.

Блоки пролетных строений сборных мостов назначают шириной 0,5—1,5 м. В поперечном сечении их делают сплошными или полыми. Наиболее употребительны полые блоки с прямолинейной предварительно напряженной арматурой из отдельных высокопрочных проволок, проволочных прядей или высокопрочных стержней периодического профиля. На арматуре, обычно, не устраивают никаких анкерных закреплений и все усилия натяжения передают на бетон за счет сил сцепления (см. § 43). При пролетах 6—9 м блоки пролетных строений делают с цилиндрическими пустотами (рис. 73, б), а при пролетах 12—18 м — с овальными (рис. 73, г). Разработаны проекты унифицированных сборных элементов для плитных мостов пролетами 6, 9, 12, 15 и 18 м с напрягаемой арматурой из семипроволочных прядей или спаренных проволок диаметром 5 мм периодического профиля (см. рис. 73, г). Ширина элементов — 1 м.

К плитным мостам можно отнести также конструкции, составленные из двутавровых предварительно напряженных элементов (рис. 73, д), когда их верхние и нижние полки примыкают друг к другу, образуя сплошные плиты.

Сборные блоки объединяют в сплошное пролетное строение либо омоноличиванием продольных швов между блоками, имеющими специальные пазухи (см. рис. 73, б, г), либо натяжением поперечной арматуры в диафрагмах (см. рис. 73, д).

В некоторых случаях применяют сборно-монолитные конструкции плитных пролетных строений (рис. 73, в), в которых по сборным предварительно напряженным элементам (армоэлементам, струнодоскам) укладывают на месте слой бетонной смеси, объединяющий конструкцию в одно целое. Типовые конструкции струнодосок разработаны для пролетов от 2 до 10 м.

В некоторых случаях применяют балочные разрезные сборные блоки (армоэлементы), а бетоном, уложенным на месте, объединяют их не только в поперечном направлении, но и создают единую неразрезную конструкцию (рис. 72, г). Такие сооружения, целесообразные для путепроводов, могут опираться на тонкие сточечные опоры.

В качестве опор плитных мостов часто применяют железобетонные сваи со сборными или монолитными насадками (см. рис. 72, в).

Для перекрытия пролетов более 6—8 м конструкциями с ненапрягаемой арматурой и для пролетов более 15—18 м с напрягаемой арматурой применяют ребристые пролетные строения. Ребристые пролетные строения состоят из главных балок (ребер), перекрывающих пролет, и поддерживаемой ими плиты проезжей части. Плита проезжей части одновременно служит и сжатой зоной главных балок, участвуя в их работе на изгиб. По своей статической схеме ребристые балочные пролетные строения могут быть разрезные, неразрезные и консольные.

В монолитных разрезных ребристых пролетных строениях (рис. 74, а) расстояние b между главными балками обычно составляет 2—3 м (рис. 74, б). Главные балки связывают между собой в поперечном направлении поперечными балками (диафрагмами), обычно располагаемыми на расстояниях $a = 4 \div 6$ м друг от друга (см. рис. 74, а). Иногда между главными балками делают второстепенные продольные балки, уменьшающие пролет плиты (рис. 74, в). В этом случае расстояние между главными балками может быть увеличено до 4—6 м.

Конструкция сборных пролетных строений определяется образующими их блоками, назначаемыми с учетом условий изготовления, транспортирования и монтажа. В автодорожных мостах применяют различные способы членения пролетных строений на блоки и различные сечения этих блоков.

Довольно распространены пролетные строения, составленные из блоков (балок) таврового сечения (рис. 74, в) с полудиафрагмами. Блоки объединяют стыкованием полудиафрагм путем сварки арматурных выпусков или металлических закладных частей. Плиту соседних блоков обычно не стыкуют, так что она работает в поперечном направлении как консоль.

Пролетные строения могут быть образованы из балок П-образного сечения (рис. 74, г). Швы между балками заполняют бетоном или раствором. Лучшее объединение блоков достигается сваркой выпусков поперечной арматуры или стальных закладных частей, сделанных в блоках, или же высокопрочными болтами. Находят применение сборно-монолитные конструкции пролетных строений (рис. 74, д), в которых сборные балки объединяют между собой бетонируемой на месте плитой проезжей части и диафрагмами.

Довольно широкое применение получили бездиафрагменные пролетные строения из тавровых (рис. 74, ж) или двутавровых балок, стыкуемых между собой по плите проезжей части. Здесь диафрагмы или отсутствуют совсем, или их устраивают сборными и только на концах пролетного строения. В отдельных случаях встречаются пролетные строения из V-образных балок, на которые укладывают сборные плиты проезжей части (рис. 74, з).

Современные транспортные и подъемные средства позволяют применять цельнопролетные балочные блоки длиной до 16—20 м. При больших пролетах вес каждой балки значительно увеличи-

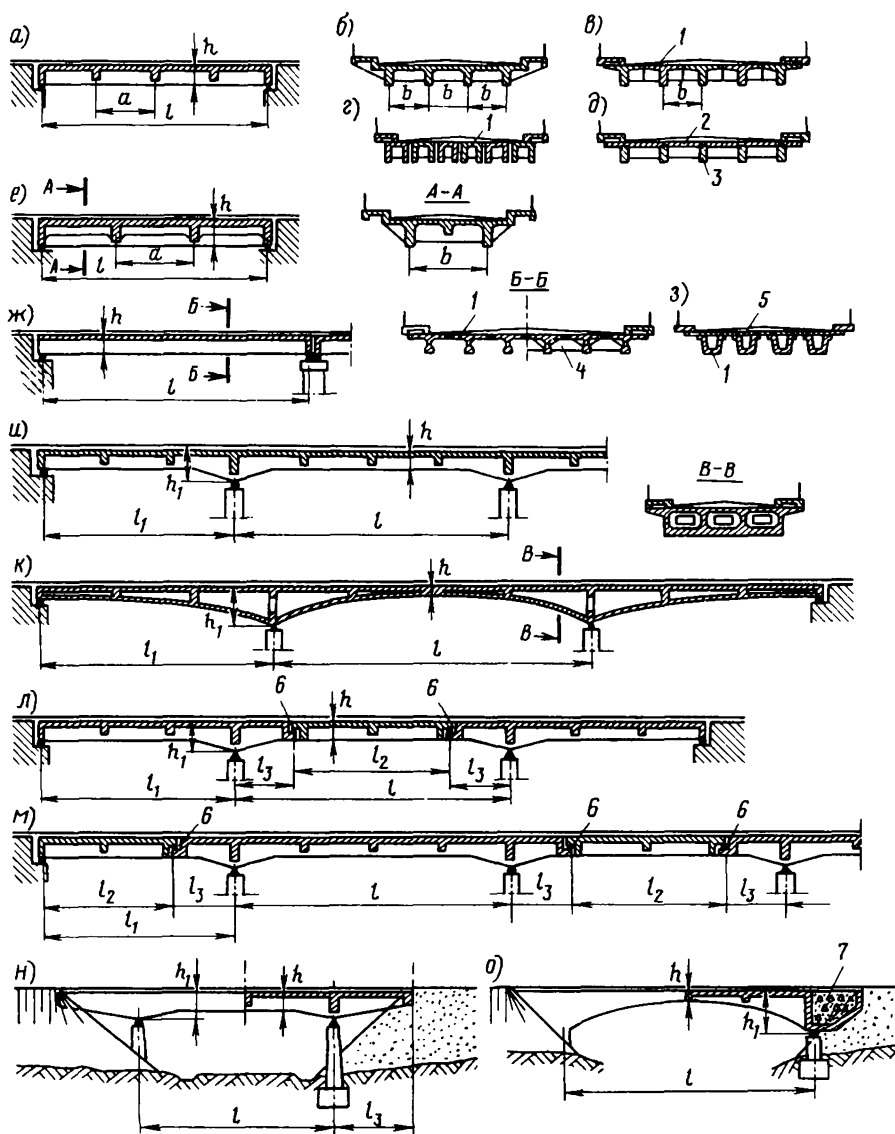


Рис. 74. Основные виды балочных мостов:

1 — сборные балки; 2 — монолитная плита проезжей части; 3 — сборные балки, объединяемые в совместную работу монолитной плитой; 4 — сборная диафрагма; 5 — сборная плита проезжей части; 6 — шарнирные опоры подвесных пролетов на консоли; 7 — противовесы

вается и доставка их затрудняется. В этом случае балки изготавливают на приобъектных полигонах или же применяют конструкции с члененными по длине балками. Такие члененные балки собирают на месте строительства из отдельных блоков, транспортирование которых не представляет трудностей.

Главные балки монолитных разрезных мостов имеют высоту $h = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12} \right) l$. Балки сборных разрезных пролетных строений могут иметь высоту $\frac{1}{12} - \frac{1}{20}$ пролета и меньше.

С увеличением пролета размеры главных балок растут и при пролетах 30—40 м становятся значительными. Поэтому при пролетах более 30 м целесообразны пролетные строения неразрезной или консольной системы. Однако в отдельных случаях балочные разрезные мосты могут иметь пролеты до 60—70 м.

Неразрезные балочные пролетные строения (рис. 74, и) благодаря разгружающему влиянию отрицательных моментов над промежуточными опорами имеют в серединах пролетов меньшую высоту главных балок по сравнению с разрезными, что уменьшает общий объем железобетона в конструкции. Неразрезные системы дают экономию и в объеме опор, так как на каждом быке необходима только одна опорная часть, вместо двух при разрезных системах. Кроме того, размещая опорную часть по оси быка, обеспечивают центральную передачу опорного давления.

Высота балок неразрезных мостов составляет в середине пролета $h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{25} \right) l$, над опорами $h_1 = (1,5 \div 1,8)h$. При пролетах до 50—60 м неразрезные главные балки делают постоянной высоты или с прямолинейным увеличением высоты (в виде вутов) над промежуточными опорами. При пролетах от 60 до 100—150 м применяют, как правило, неразрезные пролетные строения криволинейного очертания и коробчатого поперечного сечения (рис. 74, к). В середине пролета таких балок их высота может составлять:

$$h = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{70} \right) l, \text{ а у опор } h_1 = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{17} \right) l.$$

Неразрезные пролетные строения чаще всего делают двух-, трех-, четырех- и пятипролетными. Большое количество неразрезных пролетов применяют редко, так как при большой непрерывной длине балки возникают значительные перемещения на опорах от изменений температуры и усадки бетона. В двухпролетных неразрезных балках оба пролета обычно делают одинаковыми. При большем числе пролетов крайние пролеты целесообразно делать несколько меньшими: $l_1 = (0,6 \div 0,8)l$. Это выравнивает изгибающие моменты в средних и крайних пролетах.

Развитие техники строительства сборных мостов и новые современные приемы их возведения дают возможность широко применять неразрезные сборные железобетонные мосты, имеющие существенные экономические и эксплуатационные достоинства.

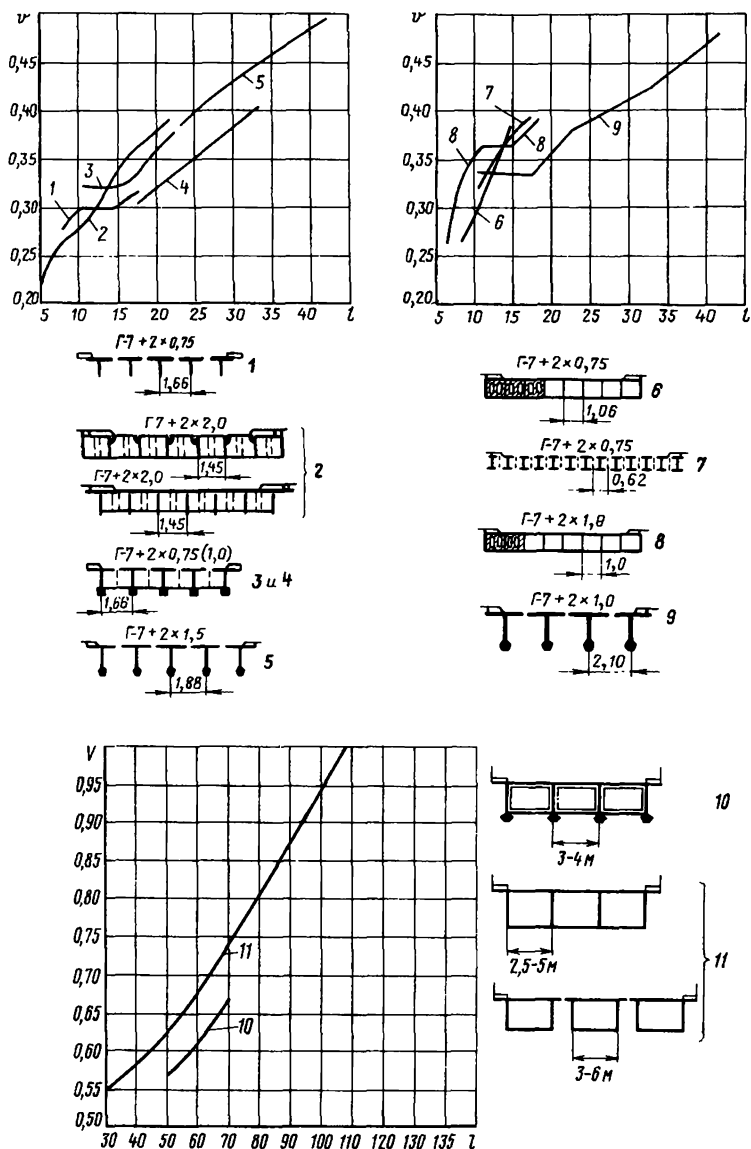


Рис. 75. Расход бетона V на пролетные строения мостов балочных систем типов:

1 — с каркасной арматурой по выпуску 56 проектов Союздорпроекта (СДП); 2 — с каркасной арматурой по выпуску Т-817 проектов Гипрокомундортранс (ГКДТ); 3 — с напрягаемой арматурой стенового изготовления по выпуску 122 СДП; 4 — то же, из блоков с поперечными швами по выпуску 123 СДП; 5 — то же, по выпуску Т-1043 ГКДТ; 6 — струнобетонные из пустотелых блоков по выпуску 137 СДП; 7 — струнобетонные из двутавровых блоков по выпуску 142 СДП; 8 — унифицированные из пустотелых блоков; 9 — унифицированные из двутавровых балок; 10 — разрезные балки больших пролетов; 11 — консольные и неразрезные балки. Расход бетона V дан в м³ на 1 м² плана моста в свету между перилами, пролет в свету l — в м

В балочно-консольных пролетных строениях главные балки разгружаются консолями, вызывающими отрицательные моменты над опорами (рис. 74, л, м). Высота консольных балок примерно такая же, как и у неразрезных балок того же пролета. Пролеты консольных мостов обычно принимают от 20—30 до 60—80 м, вылет консоли $l_3 = (0,2 \div 0,3)l$, а длина подвесного пролета $l_2 = (0,3 \div 0,6)l$.

В небольших мостах и путепроводах применяют однопролетные двухконсольные пролетные строения (рис. 74, н). Их консоли позволяют осуществить простое сопряжение моста с насыпью, не требующее устройства устоев. При необходимости уменьшить высоту балки на концах консолей устраивают противовесы, разгружающие балку в середине пролета. Большие противовесы, обычно загруженные тощим бетоном, позволяют уменьшить высоту балок в середине пролета (рис. 74, о) до $h = \left(\frac{1}{20} \div \frac{1}{30} \right)l$, но на опоре их высота возрастает до $h_1 = (2 \div 3)h$.

Расход бетона на пролетные строения мостов балочных и плитных систем можно ориентировочно определить по графикам (рис. 75), основанным на данных типовых проектов автодорожных мостов. Расход арматуры на 1 м³ бетона составляет для пролетных строений типов (см. поперечные сечения на рис. 75): 1 и 2 — 250 ÷ 300 кг; 3, 4 и 5 — 160 ÷ 175 кг; 6 и 7 — 90 ÷ 120 кг; 8 — 120 ÷ 130 кг; 9 — 150 ÷ 160 кг; 10 и 11 — 200—230 кг.

На автодорожных мостах покрытие проезжей части делают асфальтобетонным или реже цементнобетонным. Асфальтобетонное покрытие толщиной 6—8 см укладывают по слою мелкозернистого бетона толщиной 3—4 см марки 200, который одновременно служит защитным слоем для гидроизоляции. Иногда защитный слой усиливают сетками из арматуры диаметром 3—4 мм. При устройстве цементнобетонного покрытия его укладывают непосредственно по слою гидроизоляции. В некоторых случаях гидроизоляции вообще не делают, заменяя ее слоем бетона повышенной прочности и со специальными добавками.

Гидроизоляционный слой должен надежно защищать пролетное строение от проникания в него влаги с поверхности моста. Гидроизоляцию делают из тех же материалов, что и в каменных мостах (см. § 37) и укладывают по выравнивающему слою раствора или бетона. Особое внимание надо обращать на то, чтобы по краям проезжей части и у деформационных швов влага не могла проникать под гидроизоляцию. Для этого гидроизоляцию загибают и заводят за бордюрный камень у тротуара (рис. 76, а). Когда тротуар выполнен из сборных блоков без бордюрного камня (рис. 76, б), гидроизоляцию загибают вверх у начала тротуара. Воду можно спускать и через отверстия, устроенные в ребрах тротуарных блоков, осуществляя сброс воды по крайним балкам (рис. 76, в). В этом случае гидроизоляцию доводят до краев пролетного строения. Обычно же у тротуара располагают водоотводные воронки (см. рис. 76, а, б), принимающие воду с поверхности

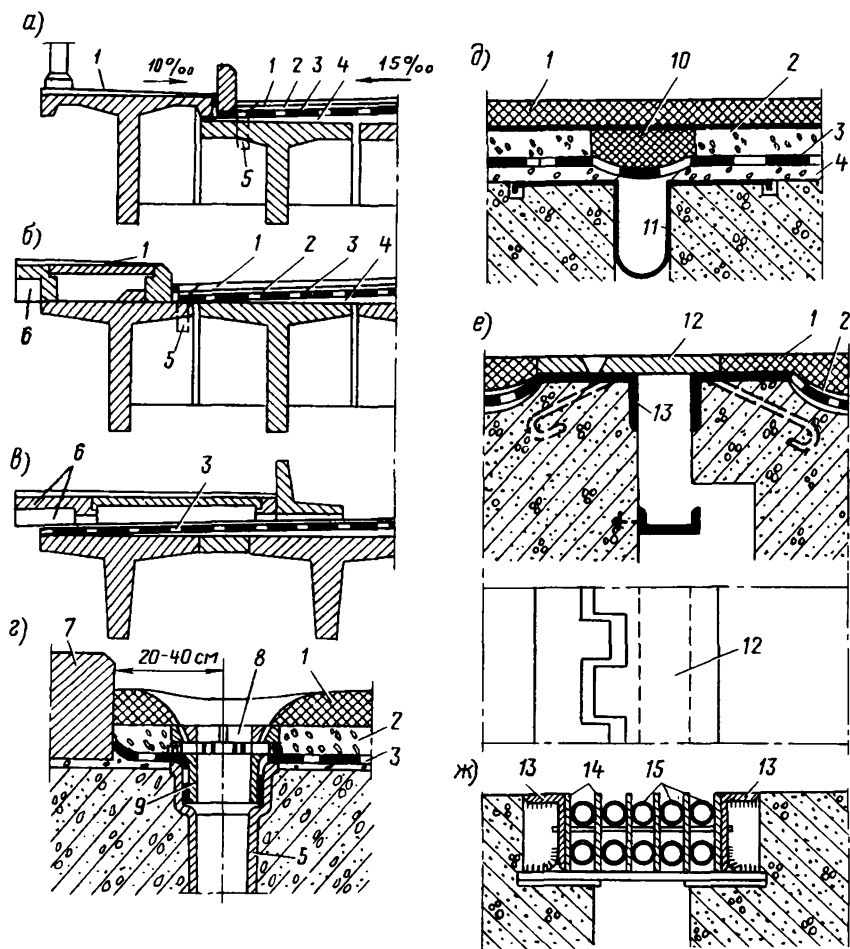


Рис. 76. Детали конструкции проезжей части железобетонных мостов:

1 — асфальтобетон; 2 — защитный слой бетона; 3 — гидроизоляция; 4 — выравнивающий слой бетона или сточный треугольник; 5 — водоотводные воронки; 6 — тротуарный блок; 7 — бордюрный камень; 8 — решетка; 9 — стакан; 10 — битумная мастика; 11 — компенсатор из листа латуни или оцинкованной стали; 12 — металлическая гребенка; 13 — уголки, окаймляющие швы; 14 — металлические плиты; 15 — трубчатые резиновые компенсаторы

проезжей части моста и тротуаров. Гидроизоляцию заводят между самой воронкой (рис. 76, г) и вставленным в нее стаканом. Сверху стакан имеет решетку с водоприемными отверстиями.

Для обеспечения стока воды с поверхности проезжей части ей придают поперечный уклону порядка 15‰. Его можно создавать либо различным расположением по высоте главных балок моста с последующей укладкой тонкого выравнивающего слоя, либо слоем бетона переменной толщины, укладываемым по балкам и называемым сточным треугольником.

Тротуары монолитных и сборных мостов обычно делают из сборных блоков. В сборных мостах тротуары можно устраивать и за счет более высоких фасадных балок (см. рис. 76, а). Сборные блоки тротуаров устанавливают на главные балки, они могут выступать в виде консолей над балками моста (см. рис. 76, б, в). Тротуарные блоки ставят на бетонную подготовку, уложенную по балкам. Блоки имеют ребра для закрепления в них перильных стоек. Пространство между балкой и плитой тротуара можно использовать для размещения кабелей, трубопроводов и др. По тротуарным блокам укладывают покрытие из асфальтобетона толщиной 2—2,5 см с уклоном 10‰ в сторону проезжей части.

Деформационные швы между пролетными строениями и устоями, а также между смежными пролетными строениями в многопролетных мостах должны обеспечивать свободные перемещения конструкции и не пропускать воды. Если перемещения в шве составляют до 0,5—1 см, то дорожное покрытие над швом не прерывают (рис. 76, д). Шов в этом случае перекрывают листом латуни или оцинкованной стали, выгнутым в виде эластичной складки, своей гибкостью компенсирующей деформации в шве. Концы листа заводят в специальные борозды в выравнивающем слое бетона. Гидроизоляция имеет складку и проходит над швом без разрыва. Сверху ее покрывают слоем битумной мастики в месте прерванного защитного слоя бетона. По обе стороны шва над защитным слоем бетона закладывают слой толя на длину 1—1,5 м для предохранения асфальтобетона от трещин над деформационным швом.

Если перемещения в шве превышают 1,5—2 см, то в покрытии делают разрыв и перекрывают его металлическим листом или гребенкой, уложенными в уровне поверхности покрытия (рис. 76, е). Края плит соседних пролетных строений окаймляют уголками. Перекрывающие шов лист или гребенку одной стороной приваривают к уголку, окаймляющему одно из сопрягающихся пролетных строений. Другая сторона листа или гребенки скользит по уголку, окаймляющему смежное пролетное строение. Для сбора и отвода воды, проникающей через шов, устраивают водосборный желоб из швеллера или специально выгнутых листов.

В настоящее время начали применять деформационные швы с заполнением из синтетической резины (рис. 76, ж). Такие швы обеспечивают свободные деформации конструкции и достаточно водонепроницаемы.

§ 42. КОНСТРУКЦИЯ РАЗРЕЗНЫХ БАЛОЧНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ С НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРОЙ

Конструкция пролетных строений в большой степени зависит от вида арматуры и способа ее размещения. В качестве ненапрягаемой арматуры применяют отдельные стержни гладкие или периодического профиля, сварные сетки и арматурные каркасы. В отдельных случаях, когда мост строят в условиях, требующих бетонирования конструкции на месте без устройства подмостей, может

быть применена несущая арматура. Несущую арматуру делают либо в виде сварных каркасов из круглых стержней, либо в виде жесткой арматуры из прокатных балок или решетчатых ферм из профильной стали.

Арматуру в железобетонных мостах располагают, соблюдая определенные правила. Элементы арматуры должны быть установлены так, чтобы они имели хорошую связь с окружающим бетоном, были надежно предохранены от проникновения к ним влаги и воздуха и не мешали укладке бетонной смеси при изготовлении конструкции.

Все рабочие стержни круглой (гладкой) растянутой арматуры должны иметь на концах полукруглые крюки с внутренним диаметром не менее 2,5 диаметров стержня. Свободные концы гладких стержней в сжатой зоне, а также концы стержней периодического профиля в растянутой зоне заканчивают прямыми крюками (рис. 77, а).

Сварные сетки (рис. 77, б) изготавливают заранее на заводах или полигонах, связывая пересекающиеся стержни контактной сваркой и в готовом виде устанавливают в конструкцию. В местах стыкования соседние сетки укладывают внахлестку друг на друга с перекрытием на длину не менее 30 диаметров стержней сетки и не менее 25 см.

Отдельные стержни арматурной стали имеют длину, меньшую, чем длина всей конструкции (плиты, балки), поэтому их приходится сваривать. Стержни растянутой арматуры стыкуют контактной электросваркой встык методом оплавления. При этом в месте стыка получается небольшое утолщение (рис. 77, в). Стыки, выполняемые в монтажных условиях, сваривают ванным способом с применением выгнутой подкладки из полосовой стали (рис. 77, г). Эта подкладка образует «ванну», удерживающую наплавленный металл от стекания и способствующую более глубокому проплавлению концов свариваемых стержней. В отдельных случаях допускается стыкование арматуры при помощи дуговой сварки встык с накладками (рис. 77, д).

Обычно армируют отдельно плиту проезжей части, главные балки и диафрагмы (поперечные балки).

Основным несущим элементом проезжей части пролетных строений железобетонных мостов служит плита. В монолитных мостах она упруго закреплена в поддерживающих ее главных балках и поперечных диафрагмах (рис. 77, е). От временной нагрузки в середине ее пролета возникают положительные, а у поддерживающих плиту балок отрицательные изгибающие моменты. В соответствии с этим на опорах плиты арматуру располагают в верхней ее зоне, а в середине пролета — в нижней. При этом желательно применять арматуру в виде готовых сварных сеток.

Из производственных соображений толщину плиты проезжей части назначают не менее 10 см или $\frac{1}{25}$ расчетного пролета для балочных плит и $\frac{1}{30}$ — для плит, опертых по контуру. Стержни рабочей арматуры плиты располагают таким образом, чтобы за-

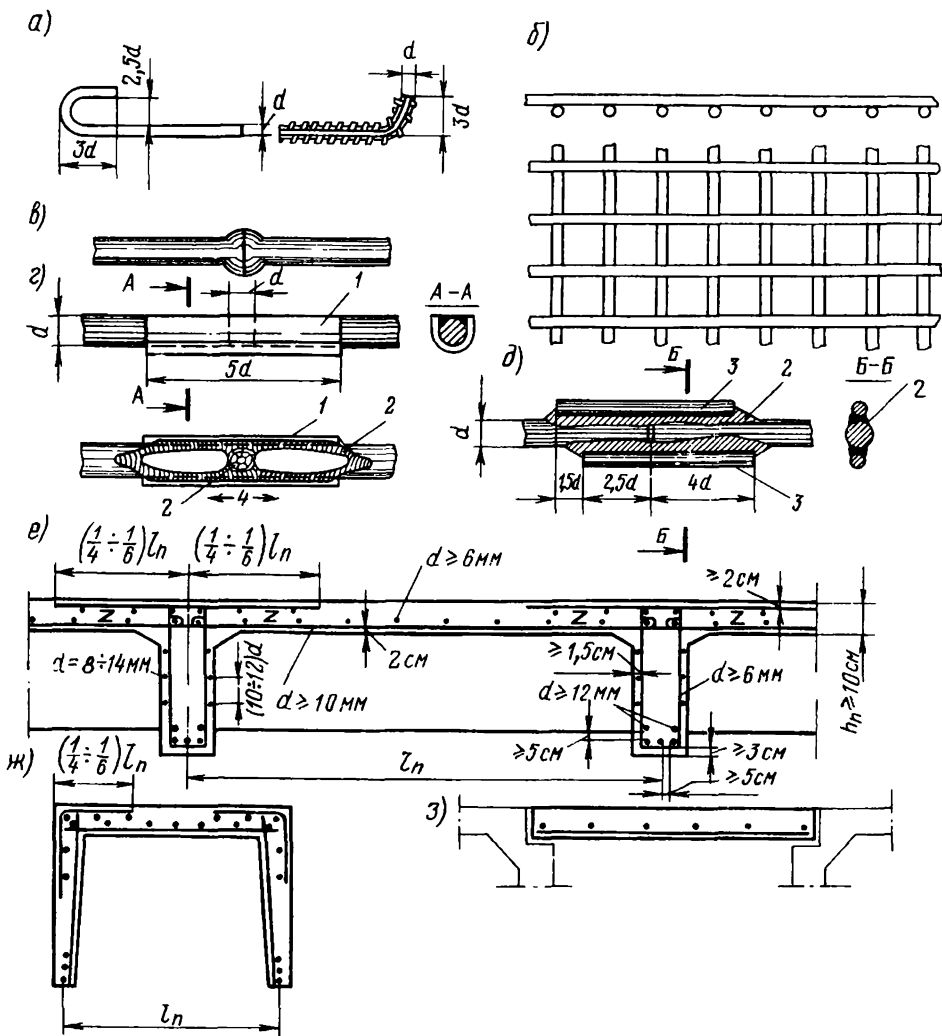


Рис. 77. Детали арматуры и армирования плиты проезжей части и главных балок:

1 — стальная подкладка («ванна»); 2 — сварные швы; 3 — накладки; 4 — направление сварки при наложении швов

щитный слой бетона (расстояние в свету между поверхностью бетона и краем стержня) было не менее 2 см. Их диаметр должен быть не менее 10 см, а расстояние между соседними параллельными стержнями может составлять от 20 до 5 см. Стержни распределительной арматуры, располагаемой конструктивно в направлении, перпендикулярном рабочей арматуре, должны иметь диаметр не менее 6 мм и устанавливаться в количестве не менее четырех штук на 1 м ширины плиты. Кроме того, распределительную арматуру надо ставить во всех местах перегиба рабочей арматуры.

На участках действия отрицательных изгибающих моментов рабочую арматуру вверх плиты устанавливают на длине $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{6}$ пролета плиты, а нижнюю рабочую арматуру обязательно доводят до опоры в количестве не менее трех стержней на 1 м ширины плиты или $\frac{1}{4}$ (по площади сечения) нижней арматуры в середине пролета.

Сходно с плитой проезжей части монолитных мостов работает плита сборных П-образных балок (рис. 77, ж). Она упруго защемлена в ребрах балки. Соответственно, вблизи ребер арматура должна располагаться в верхней зоне и заходить в ребра, а в середине пролета плиты — в нижней зоне. Встречаются конструкции, в которых плиту проезжей части составляют из сборных элементов, расположенных между балками и неомонолитенных с ними. Такая плита работает как разрезная на положительные изгибающие моменты, и ее армируют только в нижней зоне (рис. 77, з).

В сборных мостах плита проезжей части обычно составляет одно целое с балками и работает по-разному в зависимости от их конструкции.

В тавровых балках с диафрагмами (рис. 78, а) плиту обычно не стыкуют с плитой соседних балок; она работает как консоль, защемленная в ребре, и ее армируют только в растянутой верхней зоне. Толщина на конце такой консольной плиты должна быть не менее 8 см. Если же тавровые балки не имеют диафрагм (рис. 78, б), то плиту нужно стыковать. Тогда она работает не только как упруго защемленная в ребрах, но и принимает участие в общей работе пролетного строения в поперечном направлении под временной нагрузкой, так как другой связи между балками, кроме плиты, нет. Положительные и отрицательные изгибающие моменты могут возникать в такой плите как в пролете, так и на ее опорах у балок, поэтому рабочую арматуру плиты располагают непрерывно в верхней и нижней зонах. В стыке между плитами соседних балок рабочую арматуру заводят внахлестку на длину не менее 15 ее диаметров, и для лучшей связи ставят дополнительную конструктивную арматуру и хомуты (см. рис. 78, б, сечение Д—Д).

Рабочую арматуру плиты проезжей части располагают всегда поперек направления главных балок пролетного строения. Исключение составляют плиты, опертые по своему контуру, т. е. передающие свои давления как главным балкам, так и диафрагмам. Плиту считают опертой по контуру, когда расстояние между соседними диафрагмами меньше удвоенного расстояния между соседними главными балками. В этом случае рабочую арматуру плиты (в верхней и нижней зонах) устанавливают в двух перпендикулярных направлениях как поперек, так и вдоль направления главных балок.

Главные балки пролетных строений можно армировать отдельными стержнями или сварными каркасами. Диаметр рабочей арматуры балок принимают не менее 12 мм, защитный слой бетона для нее не менее 3 и не более 5 см как от нижней, так и от боковой поверхности балок (см. рис. 77, е). Если монолитные балки арми-

руют отдельными стержнями, то расстояния между ними (в свету) должны быть не менее 5 см как в вертикальном, так и в горизонтальном направлениях. Стержни рабочей арматуры можно отгибать в верхнюю зону. Кроме того, их охватывают хомутами диаметром не менее 6 мм. Защитный слой бетона между хомутами и боковой или нижней поверхностями балок должен быть не менее 1,5 см.

Каждый хомут должен охватывать в одном ряду не более пяти растянутых и не более трех сжатых стержней. Расстояние между соседними хомутами вдоль балки назначают не более $\frac{3}{4}$ высоты балки или не более 30 см у опор и 50 см в средней ее части. При толщине стенки менее 20 см или высоте балки менее 50 см расстояние между хомутами не должно быть более 20 см.

Наибольшее распространение в сборных балках получила арматура в виде многорядных сварных каркасов (см. рис. 78). Они индустриальны в изготовлении, удобны в монтаже; их применяют в балках длиной до 20 м. Применяют их и в монолитных мостах.

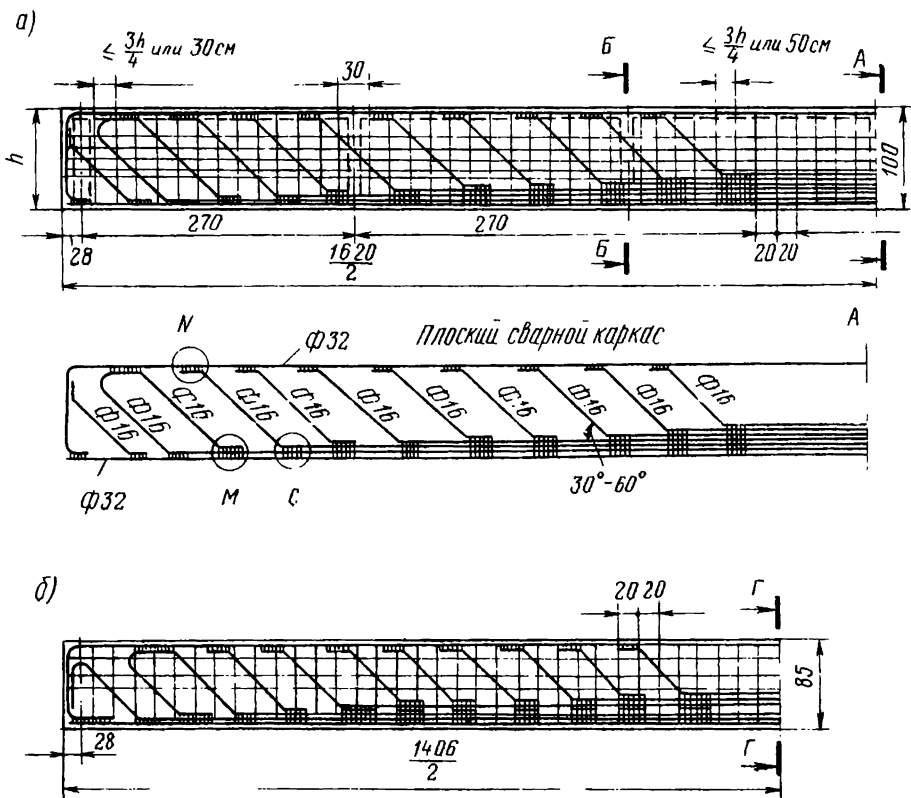
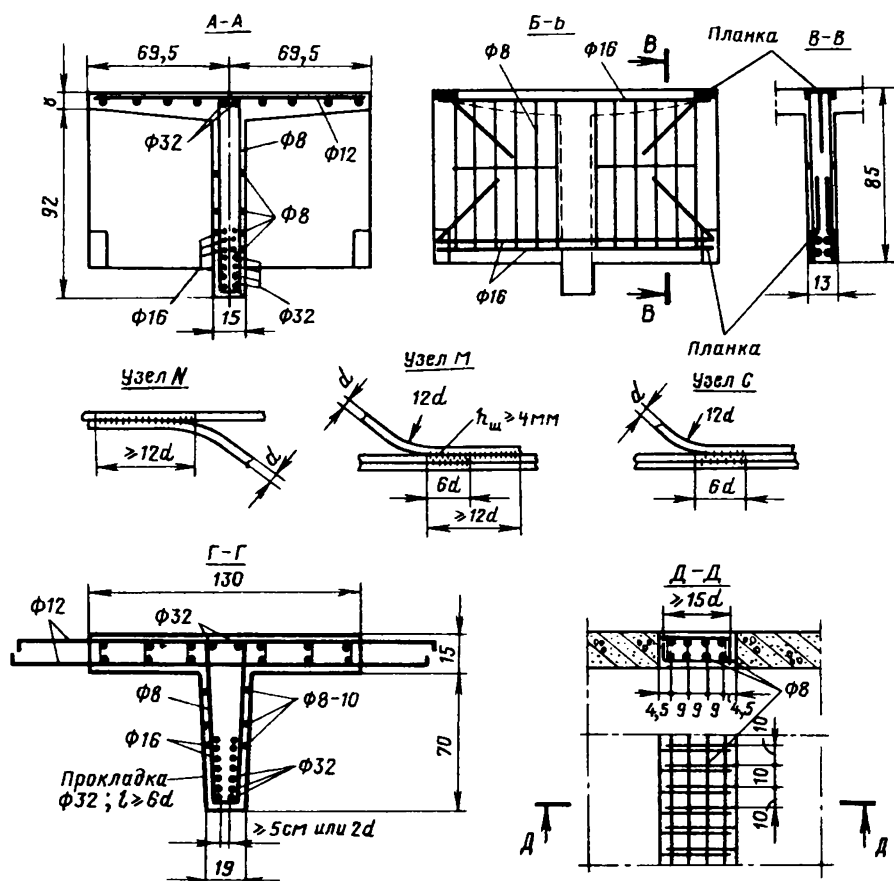


Рис. 78. Конструкция сборных балок пролетных строений с плоскими сварными каркасами

Сварной каркас состоит из ряда стержней продольной рабочей арматуры, уложенных друг на друга без промежутков и сваренных между собой продольными швами толщиной не менее 4 мм. Если в одном вертикальном ряду уложено более трех-четырех стержней, то над ними устанавливают прокладки того же диаметра и длиной не менее шести диаметров (см. рис. 78, б), а далее вновь ставят три-четыре стержня без разрыва. Просветы, образованные прокладками, обеспечивают лучшее сцепление с окружающим бетоном.

Расстояние между соседними вертикальными каркасами должно быть не менее 5 см или двух диаметров рабочей арматуры. Защитный слой бетона тот же, что и для отдельных стержней.

Рабочие стержни продольной арматуры каркаса можно отгибать под углом 30—60°, но не менее двух стержней от всех каркасов должны быть доведены до опоры. Радиус отгиба должен быть не менее 12 диаметров отгибаемого стержня периодического профиля или 10 диаметров — для гладкого стержня.



Допускается приварка дополнительных отогнутых стержней к стержням основной арматуры. В этом случае к каждому стержню рекомендуется приваривать не более двух дополнительных отгибов, с диаметром в 2 раза меньшим диаметра основного продольного стержня. Такие отгибы прикрепляют сварными швами длиной не менее 12 диаметров отгиба (при односторонней сварке). При сварке продольных стержней и отгибов в каркасе с двух сторон длина всех сварных швов уменьшается вдвое. Расположение отгибов определяют расчетом, но на участке с отгибами в каждое вертикальное поперечное сечение балки должен попадать хотя бы один отгиб. Вдоль боковых стенок балки устанавливают продольную арматуру периодического профиля диаметром 8—14 мм на расстояниях по высоте 10—12 диаметров. Эта арматура предохраняет бетон от появления усадочных трещин. Арматуру ставят снаружи хомутов.

Диафрагмы монолитных и сборных балок армируют верхней и нижней продольной рабочей арматурой и хомутами. Отгибы в диафрагмах для упрощения армирования стараются не делать.

В полудиафрагмах сборных балок (см. рис. 78, а) продольную арматуру приваривают по концам к металлическим закладным деталям — планкам. На эти планки при монтаже пролетного строения приваривают накладки, чем обеспечивают объединение балок и их совместную работу под нагрузками. Планки имеют дополнительные приваренные стержни, заведенные в бетон диафрагм под углом около 45° , для обеспечения более надежного заанкеривания их в бетоне.

Конструкции балок пролетного строения, приведенные на рис. 78, выполнены из бетона марки М-300 и стали класса А-II периодического профиля.

§ 43. КОНСТРУКЦИЯ РАЗРЕЗНЫХ БАЛОЧНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ С АРМАТУРОЙ, НАПРЯГАЕМОЙ ДО БЕТОНИРОВАНИЯ

Предварительно напряженные конструкции могут иметь два различных вида арматуры: напрягаемую до бетонирования (на упоры) и напрягаемую после бетонирования (на бетон).

Конструкции разрезных балочных мостов с арматурой, напрягаемой до бетонирования, изготавливают на специальных стационарных или подвижных стендах. Вокруг натянутой арматуры устанавливают опалубку и бетонируют элемент конструкции. По достижении бетоном заданной прочности натянутую арматуру освобождают от державших ее анкерных устройств и она, укорачиваясь, обжимает бетон.

На одном стенде можно одновременно изготавливать одну или несколько балок, расположенных одна за другой. Натягивать арматуру можно различными способами. Наиболее распространены стенды с напряжением арматуры гидравлическими домкратами (рис. 79, а). Стенд имеет упоры, сквозь которые пропущены элементы арматуры и закреплены в подвижных траверсах. Батареи

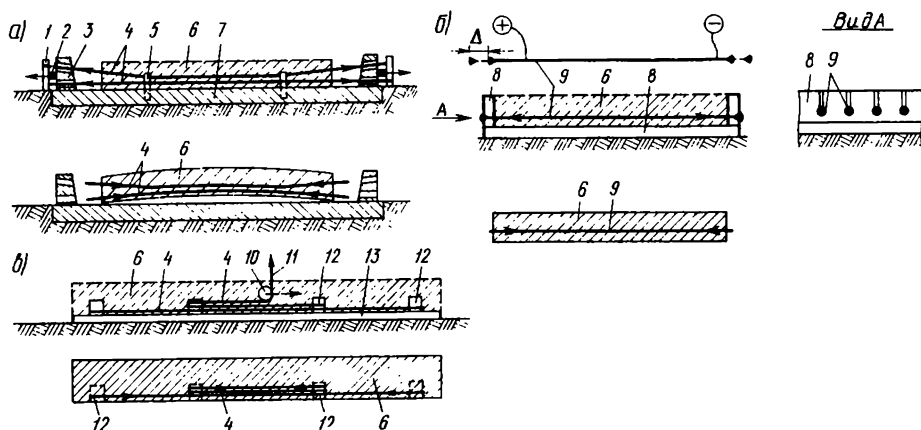


Рис. 79. Схемы устройства для натяжения арматуры до бетонирования:

1 — подвижная траверса с закрепленной в ней арматурой; 2 — батарея домкратов; 3 — упоры стенда; 4 — напрягаемая арматура; 5 — оттяжки; 6 — бетонируемая балка; 7 — стенд; 8 — кассета; 9 — арматура, подвергаемая электронагреву; 10 — подвижной ролик, навивающий арматуру; 11 — конец напрягаемой арматуры, отходящий к натяжному устройству; 12 — анкера для навивки арматуры; 13 — основание кассеты

домкратов, расположенные между упорами и траверсами, двигают последние, натягивая арматуру. После твердения бетона траверсы возвращают в начальное положение, а сокращающаяся арматура передает обжатие бетонной балке через сцепление с бетоном и специальные анкера.

В некоторых случаях возможно натяжение арматуры методом электронагрева (рис. 79, б). Стержни арматуры нагревают, пропуская через них электроток, пока они не удлинятся. Затем их устанавливают в кассеты и закрепляют концы. Остывнув, они сократятся в длине и натянутся. Элемент конструкции бетонируют в кассете. После отвердения бетонной смеси освобождают концы натянутых стержней, которые, укорачиваясь, обжимают бетон.

Применяют также метод непрерывной навивки арматуры (рис. 79, в). Подвижной ролик наматывает арматуру на анкера, расположенные на общем основании кассеты. Специальное устройство поддерживает в арматуре постоянное натяжение. После окончания бетонирования балки и приобретения бетоном достаточной прочности основание кассеты с анкерами убирают и освобожденная арматура обжимает балку.

Для придания напрягаемой арматуре криволинейного (полигонального) очертания стенды снабжают оттяжками, закрепляющими арматуру в местах перегиба (см. рис. 79, а).

В зависимости от пролета балки и типа стенда предварительно напрягаемая арматура и конструкция балок может быть различной. Наибольшее распространение получили балки с напрягаемой арматурой в виде пучков по 15—24 проволоки диаметром 5—7 мм (рис. 80, а). В таком пучке усилие предварительного напряжения обычно велико и не может быть передано бетону одним только сцеплением, поэтому пучковую арматуру снабжают анкерами. Ан-

кер образуют, разводя проволоки пучка на металлическую шайбу с желобками (см. узел *N* на рис. 80). Для усиления бетона в месте передачи сосредоточенного усилия перед анкерами устанавливают спираль из обычной арматуры.

Балки с такой арматурой применяют при пролетах от 12—15 до 40 м, а иногда и более. Напрягаемая арматура может иметь полигональное очертание с анкерами, расположенными вблизи торца балки (см. рис. 80, а). В других случаях применяют только прямолinéйные пучки арматуры (рис. 80, б) с анкерами, расположенными в различных местах по длине пролета балки. Арматуру за анкером желательно выключать из работы, для чего ее изолируют от сцепления с бетоном паклей, пропитанной битумом или обмоткой из бумаги на битумной обмазке. Такая изоляция предохраняет балку от нежелательного обжатия арматурой вблизи опор.

Пучки напрягаемой арматуры обычно располагают в несколько рядов, причем расстояние в свету между соседними пучками по вертикали должно быть не менее 5 см или диаметра пучка и по горизонтали не менее 6 см или диаметра пучка. Защитный слой бетона от пучка до нижней или боковой грани должен быть не менее 4 см, а от верхней грани не менее 3 см.

Кроме напрягаемой арматуры, балки имеют и ненапрягаемую в виде конструктивных продольных стержней, хомутов в стенке балки, стержней в плите проезжей части и диафрагмах. Шаг хомутов при толщине стенки менее 20 см принимают не более 20 см, а при толщине стенки более 20 см — не более полуторной толщины стенки или 50 см. Вблизи опор хомуты должны иметь диаметр не менее 10 мм и шаг не более 10 см. Если в балке имеются напрягаемые хомуты, то ненапрягаемые хомуты из обычной арматуры ставят с шагом не более 30 см. В нижнем поясе балок, где расположена напрягаемая арматура, следует ставить по контуру сечения балки замкнутые хомуты диаметром не менее 6 мм и шагом не более 20 см.

Иногда в качестве напрягаемой арматуры применяют высокопрочные стержни периодического профиля (рис. 80, г), которые располагают в несколько рядов с расстояниями в свету между стержнями не менее 3 см или полуторного их диаметра. Показанные на рис. 80, г балки имеют в верхней части выступы и выпуски хомутов, необходимые в случае, если плиту проезжей части бетонируют на месте строительства после установки сборных балок.

Вместо пучковой арматуры из параллельных проволок могут применяться витые пряди (рис. 80, в) из двух — семи проволок периодического профиля. Пучок может состоять из нескольких таких прядей.

Для балок небольшого пролета (8—15 м) применяют напрягаемую арматуру из отдельных проволок диаметром 2—8 мм или прядей, расположенную без отгибов в верхней и нижней полках балок, аналогично конструкциям балок плитных мостов (см. рис. 73). Расположение небольшой части напрягаемой арматуры в верхней зоне балки предохраняет ее от появления трещин в мо-

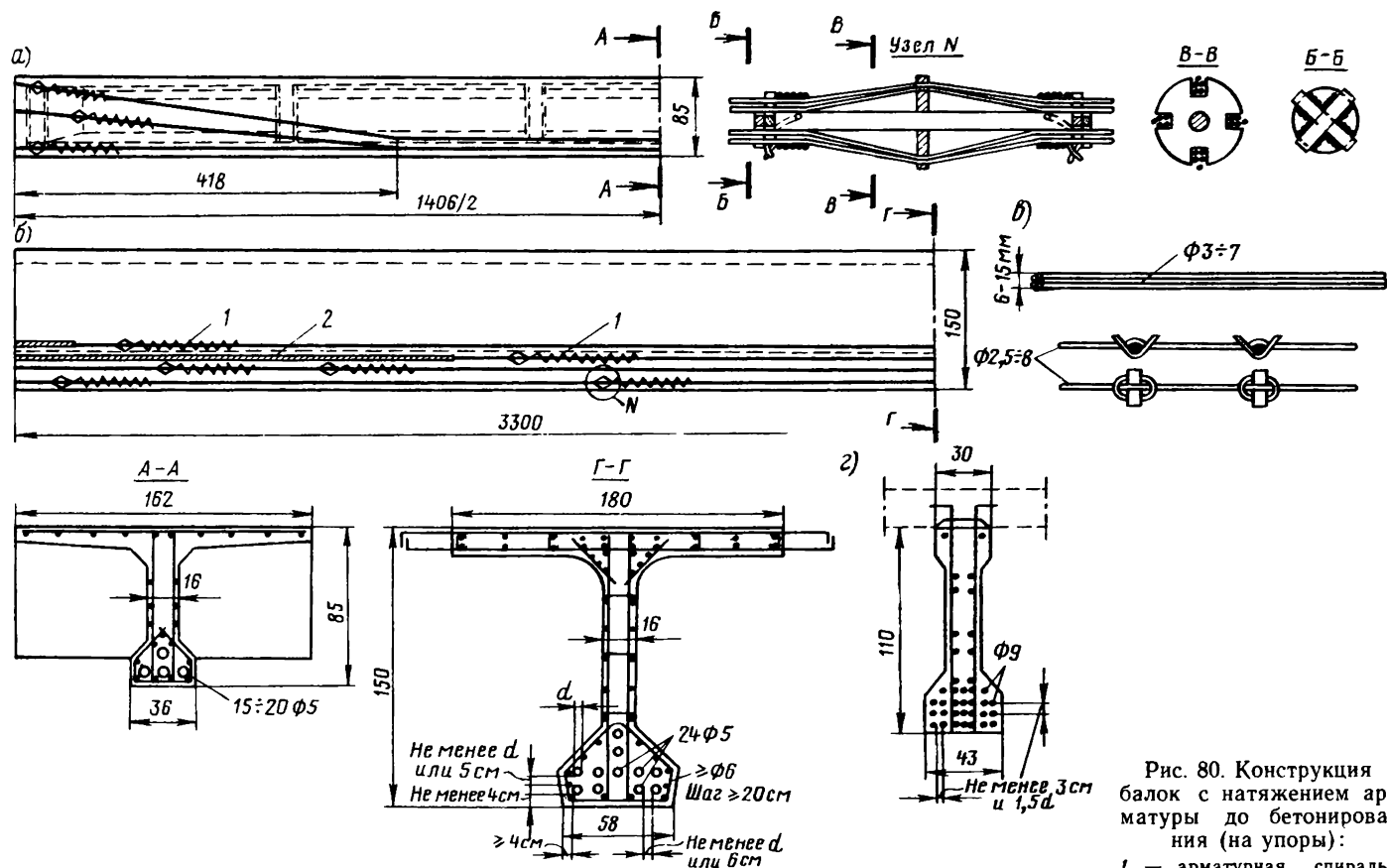


Рис. 80. Конструкция балок с натяжением арматуры до бетонирования (на упоры):
 1 — арматурная спираль;
 2 — изоляция от сцепления арматуры с бетоном

мент обжатия нижней напрягаемой арматурой, а также при транспортировании и монтаже. Если арматура — из гладких проволок, то на ней могут быть сделаны дополнительные анкеры (см. рис. 80, в) для увеличения сцепления с бетоном.

Расстояния в свету между соседними проволоками должны быть не менее 1 см, а между прядями не менее 3 см или полуторного диаметра пряди. Защитный слой бетона от нижней грани принимают не менее 3 см, а от боковых и верхней — не менее 2 см.

Сборные балки объединяют в пролетное строение стыкованием по диафрагмам, либо омоноличиванием верхних полков, как и в обычных балках (см. рис. 78). Иногда для объединения применяют предварительно напрягаемую арматуру, расположенную поперек пролета моста в плите проезжей части или в диафрагмах.

§ 44. КОНСТРУКЦИЯ РАЗРЕЗНЫХ БАЛОЧНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ С АРМАТУРОЙ, НАПРЯГАЕМОЙ ПОСЛЕ БЕТОНИРОВАНИЯ

В пролетных строениях с арматурой, напрягаемой после бетонирования, сначала бетонируют балку, а затем натягивают арматуру. Из различных конструкций и способов армирования наиболее широкое применение получили конструкции с арматурой в виде пучков из параллельных проволок, проволочных прядей или из крученых проволочных канатов. Применяют также арматуру из высокопрочных стальных стержней большого диаметра. Арматуру закрепляют на концах анкерами, которыми она передает свое натяжение бетону. Натяжение в арматуре создается домкратами после приобретения бетоном необходимой прочности, используя для их упора непосредственно напрягаемую деталь. Арматура может быть расположена открыто или же заключена в бетон конструкции.

Пучки из параллельных проволок аналогичны применяемым в балках с напряжением до бетонирования. Однако здесь пучки пропускают в канал, а концы их заводят в анкеры. Для натяжения концы проволок закрепляют в зажимах натяжного домкрата двойного действия (рис. 81, а). Анкер состоит из обоймы и конуса. При нагнетании масла в камеру домкрата тянущий цилиндр перемещается и натягивает проволоки пучка. Домкрат при этом упирается в анкер и через него передает давление на бетон элемента, обжимая его. После достижения расчетного натяжения проволок нагнетают масло в другую камеру домкрата, не сбрасывая давление в первой камере; тогда шток домкрата запрессовывает конус в обойму анкера (рис. 81, б). После этого можно сбросить давление и снять домкрат. Пучок остается натянутым и закрепленным в анкере.

В нашей стране применяют анкеры со стальной обоймой из двух плит (рис. 81, в) с коническими отверстиями. В эти отверстия запрессовывают конус из закаленной стали, имеющий рифленую поверхность. Силы трения удерживают натянутые проволоки пучка, защемленные между конусом и обоймой. За рубежом приме-

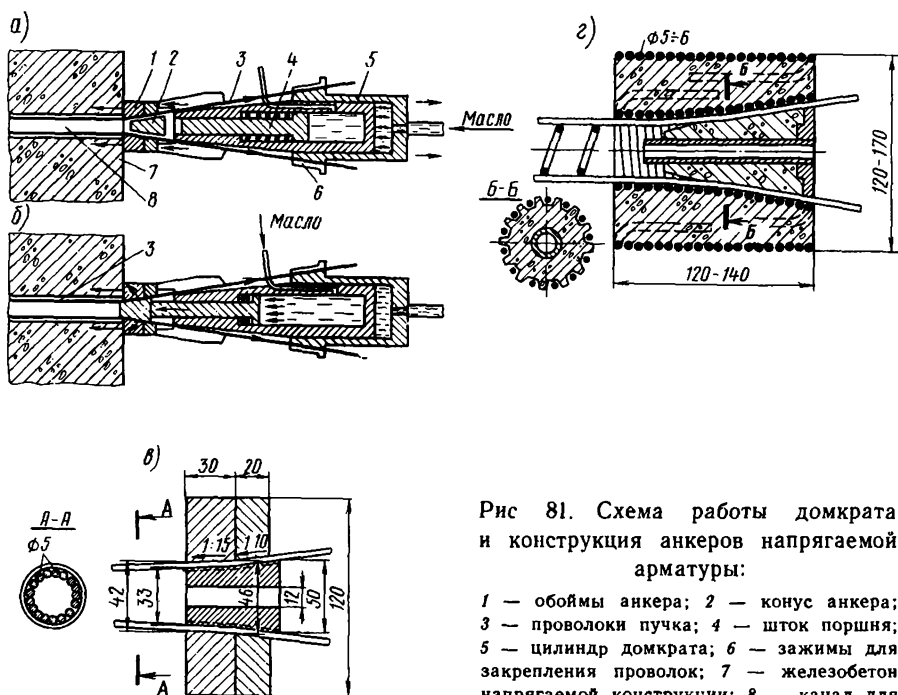


Рис 81. Схема работы домкрата и конструкция анкеров напрягаемой арматуры:

1 — ободы анкера; 2 — конус анкера; 3 — проволоки пучка; 4 — шток поршня; 5 — цилиндр домкрата; 6 — зажимы для закрепления проволоки; 7 — железобетон напрягаемой конструкции; 8 — канал для пучка

няют аналогичные анкерные закрепления из бетона (рис. 81, г).

Обойму из бетона марки 600 усиливают сплошными спиралями из проволоки диаметром 5—6 мм. Сталь наружной спирали обычная, внутренней — высокопрочная. Бетон конуса должен иметь марки 700—1000; в нем делают углубления для размещения проволочного пучка.

После натяжения арматуры через отверстие в конусах анкеров в каналы нагнетают цементный раствор, который целиком заполняет их и предохраняет арматуру от ржавления.

Построен ряд мостов с арматурой из многопроволочных пучков (до 40—60 проволок), в которых проволоки расположены параллельно концентрическими кругами. Концы проволок закреплены в анкерах из стальных стаканов, заполненных бетоном высокой марки. Для натяжения пучка анкеры оттягивают домкратами и в образовавшийся просвет между анкером и напрягаемым элементом закладывают упорные шайбы. Такую арматуру сейчас применяют редко.

Пучок проволок может состоять также из нескольких семи-проволочных прядей (шесть — восемь прядей) и иметь всего около 40—60 проволок. Каждую прядь крепят клиньями в общем металлическом анкере, за который натягивают пучок.

Поскольку арматуру натягивают после твердения бетона, балки большого пролета целесообразно составлять по длине из от-

дельных блоков, имеющих размеры и вес, удобные для транспортирования. Для установки такой балки в пролет ее собирают из отдельных блоков на площадке. Затем заполняют швы между блоками бетонной смесью или раствором. Возможна также обмазка торцов блоков специальными клеями на основе эпоксидных смол. Арматурные пучки устанавливают в каналы одновременно с установкой блоков или после сборки всей балки. Когда бетон, раствор или клей в швах приобретают требуемую прочность, натягивают арматурные пучки, после чего балка работает как целая.

В настоящее время разработаны типовые унифицированные предварительно напряженные пролетные строения автодорожных мостов для пролетов 12—42 м (рис. 82, а). Пролетные строения не имеют диафрагм; главные балки соединяют между собой по плите проезжей части. Стык осуществляют либо так же, как в ненапряженных бездиафрагменных балках (см. рис. 78, б), либо через закладные детали (см. рис. 82, узел N), расположенные вдоль края плиты каждой балки с шагом 1 м.

Возможно поперечное объединение бездиафрагменных балок натяжением пучков поперечной арматуры, проходящей в плите проезжей части (рис. 82, б). Напрягаемую арматуру располагают в специальных

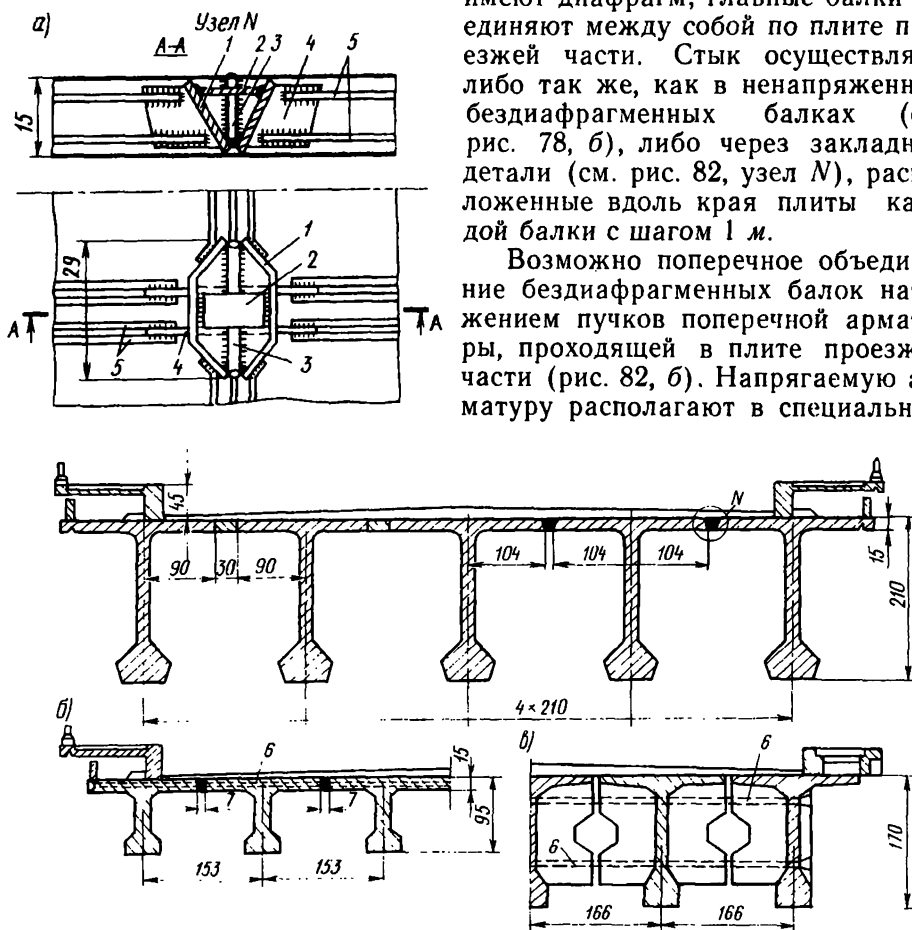


Рис. 82. Конструкция балочных мостов с натяжением арматуры после бетонирования:

1 — наклонные металлические листы; 2 — соединительная накладка; 3 — стержень; 4 — анкерные коротыши; 5 — стержни арматуры; 6 — каналы для пучков поперечной напрягаемой арматуры в плите

каналах, а продольные стыки плит соседних балок заполняют раствором или бетонной смесью.

Если балки пролетного строения имеют диафрагмы (рис. 82, *в*), то объединяют их в поперечном направлении либо поперечной напрягаемой арматурой в диафрагмах, либо стыкованием обычной арматуры диафрагм (см. рис. 78, *а*). Плиту проезжей части тогда не стыкуют и она работает как консольная. Унифицированные балки армируют пучками по 24 проволоки диаметром 5 мм, постепенно отгибаемыми из нижней зоны к верхней при приближении к опорам (рис. 83, *а*). Сама балка состоит из концевых (торцовых) блоков длиной по 3 м (или по 4,5 м) и промежуточных длиной по 6 м. Прочность проволок пучков — $17\,000\text{ кг/см}^2$, бетон блоков — марки 400. Каналы для пучков напрягаемой арматуры должны располагаться в теле бетона так, чтобы между ними в свету расстояние было не менее 7 см или одного диаметра канала. Пучок должен иметь диаметр на 15—20 мм меньше диаметра канала.

Требования к расположению ненапрягаемой арматуры и к защитным слоям бетона такие же, как для балок с натяжением арматуры до бетонирования. Пучки напрягаемой арматуры отгибают по плавной ломаной линии или по кривой. Радиус отгиба должен быть не менее 4 м. В торцовых блоках унифицированных балок или вблизи торцов в балках другой конструкции ставят усиленную арматуру в виде хомутов, поперечных стержней и спиралей (рис. 83, *б*). Эта арматура воспринимает большие местные напряжения вблизи анкеров натянутых пучков. Под анкерами укладывают металлические плиты. После натяжения арматуры анкера обычно замоноличивают в бетон.

Предварительно напряженная арматура из высокопрочных стержней диаметром более 10 мм имеет относительно меньшую прочность по сравнению с высокопрочной проволокой. Однако ржавление для нее не так опасно, как для тонкой проволоки, а анкерные закрепления и натяжные приспособления весьма несложны. Балки с такой арматурой находят применение как за рубежом, так и в нашей стране.

На рис. 83, *в* приведен поперечный профиль сборной балки пролетом 14 м, объединяемой с монолитной плитой проезжей части. Стержни напрягаемой арматуры имеют на концах резьбу, образованную методом накатки с переменной высотой нарезки. Такая резьба не ослабляет сечения стержня и позволяет плавно передать усилие напряжения на гайку, а с нее через опорную плиту на бетон конструкции. Натяжной домкрат навинчивают на конец стержня, который натягивают до заднего усилия, а анкеровку обеспечивают подвертыванием гайки до упора в опорную плиту.

Сборные балки, работающие совместно с монолитной плитой проезжей части, применяют и при пучковой или прядевой напрягаемой арматуре. Во многих случаях они целесообразны, так как будучи отделены от плиты проезжей части, имеют меньший вес, легче транспортируются и монтируются.

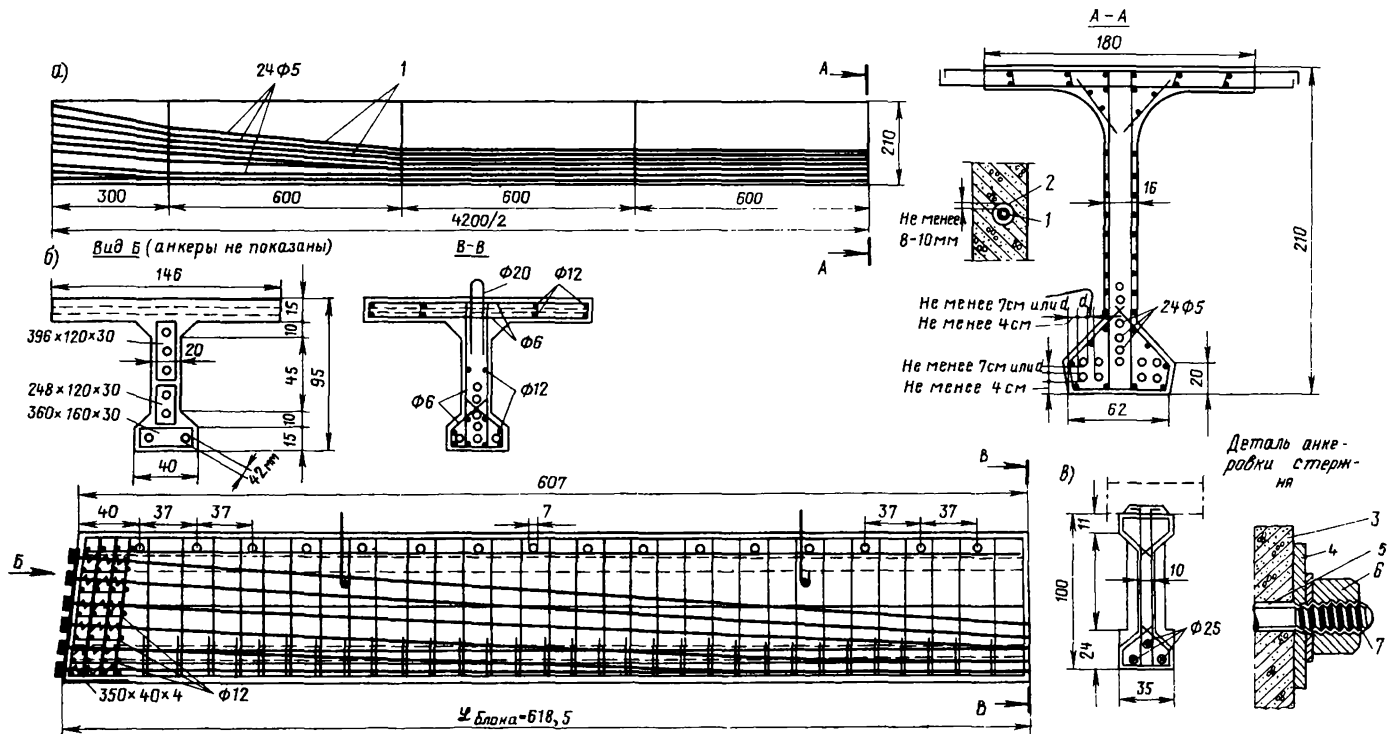


Рис. 83. Армирование балочных пролетных строений с арматурой, напрягаемой после бетонирования:

1 — пучки напрягаемой арматуры; 2 — каналы для пучков; 3 — бетон конструкции; 4 — опорная плита; 5 — канал для стержня арматуры; 6 — гайка; 7 — стержень с накатанной резьбой

§ 45. КОНСТРУКЦИЯ НЕРАЗРЕЗНЫХ И КОНСОЛЬНЫХ БАЛОЧНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Неразрезные и консольные балочные мосты больших пролетов возводят довольно часто, применяя в основном напрягаемую арматуру. Вид пролетного строения и схема его армирования напрягаемой арматурой обычно зависят от способа возведения моста.

В неразрезных конструкциях, возводимых из монолитного бетона (рис. 84, а), напряженную арматуру располагают по плавным кривым. В серединах пролетов она размещена в нижней зоне балки; над промежуточными опорами — в верхней для восприятия отрицательных изгибающих моментов. На участках, где положительные и отрицательные изгибающие моменты меньше, часть элементов арматуры отгибают и анкеруют на верхней или нижней гранях балки.

В мостах средних пролетов (20—40 м) возможно создание неразрезного пролетного строения из сборных разрезных балок (рис. 84, б). После установки разрезных балок на опоры их омоноличивают в надопорных сечениях и устанавливают верхнюю напряженную арматуру. В таких балках арматура может быть натянута как до, так и после бетонирования. Арматуру, устанавливаемую после омоноличивания балок, натягивают после бетонирования. Во всех других видах предварительно напряженных неразрезных и консольных пролетных строений применяют арматуру, натягиваемую только после бетонирования из пучков параллельных проволок или тросов.

Неразрезные балки постоянной высоты иногда возводят методом продольной надвигки, когда балку собирают из отдельных блоков (рис. 84, в) или бетонируют целиком на насыпи, а затем выдвигают в пролет на опоры иногда с устройством временных промежуточных опор (см. § 107). Напряженная арматура таких балок может состоять из отдельных пучков, расположенных в нижней и верхней зонах, или из одного мощного кабеля плавного очертания (рис. 84, г). Такой кабель из большого числа тросов заранее монтируют вдоль всей длины балки, затем натягают специальной батареей домкратов и омоноличивают бетоном. Натяжение кабеля осуществляется подвижкой специального железобетонного блока на конце балки, который кабель плавно огибает.

Для надвигки балки может потребоваться постановка временной дополнительной предварительно напряженной арматуры, которую снимают после окончания надвигки.

В последнее время для пролетов 60—100 м получили широкое распространение методы сооружения больших неразрезных и консольных мостов навесной сборкой (рис. 84, д) или навесным бетонированием (рис. 84, е). В первом случае балку монтируют из готовых блоков кранами от опоры симметрично в обе стороны до середины пролета (см. § 107). Во втором случае с помощью тележек с опалубкой от середины пролета к опорам бетонируют части балки (см. § 111).

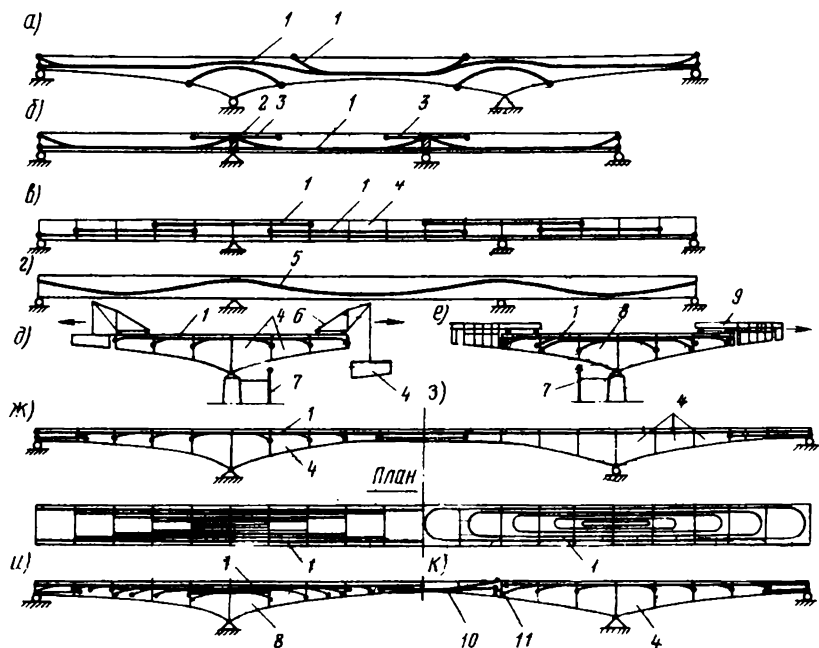


Рис. 84. Схемы армирования неразрезных и консольных балочных пролетных строений с напрягаемой арматурой:

1 — пучки напрягаемой арматуры; 2 — стыки сборных балок; 3 — арматура, устанавливаемая после бетонирования стыков; 4 — сборные блоки; 5 — мощный арматурный кабель; 6 — передвижные краны; 7 — временная опора; 8 — участок балки, бетонлируемый за один прием; 9 — передвижная опалубка; 10 — подвесной пролет; 11 — место шарнирного опирания подвесного пролетного строения

Напрягаемую арматуру таких балок располагают обычно в верхней зоне в открытых пазах или каналах, так как во время сборки (или бетонирования) балка работает на собственный вес как консоль. В эксплуатационный период на большей части балок также возникают лишь отрицательные изгибающие моменты.

Пучки арматуры могут оканчиваться в каждом из сборных блоков анкерами (рис. 84, ж). Тогда арматуру каждой симметричной пары блоков нужно натягивать домкратами, установленными по ее концам. Если же в каждом блоке делать петли напрягаемой арматуры (рис. 84, з), то все пучки можно натягивать из одной камеры над опорой. При навесном бетонировании пучки арматуры или арматуру из высокопрочных стержней располагают большей частью в ребрах балок, а не в верхнем поясе, так как каналы для нее можно легко делать в теле блока во время бетонирования (рис. 84, и). В серединах пролетов и у крайних опор неразрезных мостов, возводимых навесной сборкой или навесным бетонированием, устанавливают на небольшой длине арматурные пучки в нижней зоне для восприятия незначительных положительных изгибающих моментов от временной нагрузки.

Консольные мосты больших пролетов возводят аналогично неразрезным даже в том случае, когда в середине их пролета имеются балочные подвесные пролеты (рис. 84, к), шарнирно опирающиеся на консоли.

Конструкции больших неразрезных (рис. 85, а) или консольных (рис. 85, в) балочных мостов делают, как правило, коробчатого поперечного сечения. Напряженную арматуру устанавливают поверх балок в открытых прямоугольных или треугольных пазах. После окончания натяжения арматуру закрывают бетоном с мелким заполнителем, обеспечивая заполнение всех промежутков между арматурой и хорошую связь с бетоном основной конструкции.

В тех случаях, когда один блок балки излишне велик и тяжел (см. рис. 85, в), его можно собирать из отдельных плоских плит (стенок, верхней и нижней плиты) на строительной площадке, а затем устанавливать коробчатый блок в проектное положение.

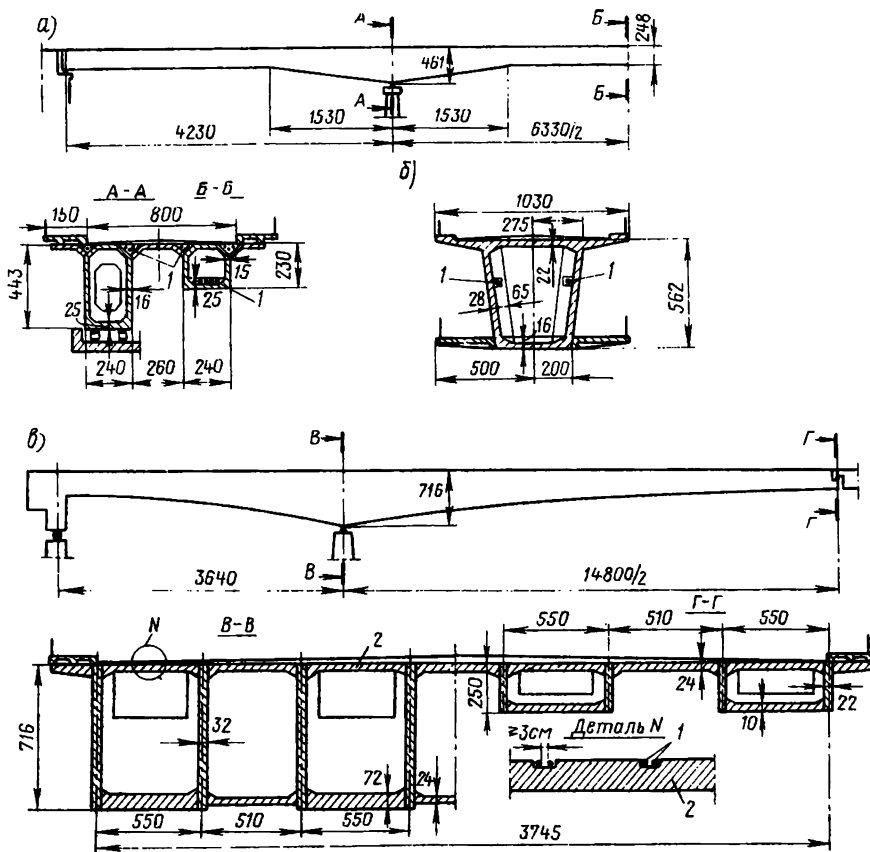


Рис. 85. Конструкция неразрезных и консольных балочных мостов больших пролетов:

1 — пучки напрягаемой арматуры; 2 — верхняя плита балки

Балки с мощными арматурными кабелями предпочитают делать однокоробчатыми. Сечение такого моста с пролетами по 96 м (рис. 85, б) имеет внутренние ребра жесткости, на которые опираются арматурные кабели.

В неразрезных и консольных балочных мостах небольших пролетов применяют балки таврового или двутаврового сечения с ненапрягаемой каркасной арматурой (рис. 86, а). В середине пролета балки рабочая арматура расположена понизу, а над опорами и в консолях — поверху. Для восприятия главных растягивающих напряжений устраивают отгибы.

В консольных мостах место опирания подвесного пролетного строения — очень ответственная часть конструкции. Для опирания его на консоль делают выступы (рис. 86, б, в).

Так как давление, передаваемое подвесным пролетным строением на консоль довольно велико, то в выступах возникают большие касательные и главные растягивающие напряжения. Поэтому консольные выступы должны быть надежно армированы. В балках с ненапрягаемой арматурой, кроме стержней, воспринимающих усилия от момента, должны быть поставлены в достаточном количестве косые стержни и хомуты. Опорные части подвесного пролетного строения следует приваривать к продольным стержням, заведенным в бетон балок.

В предварительно напряженных балках арматурные пучки у конца консоли располагают наклонно, чтобы предварительное обжатие бетона компенсировало главные растягивающие напряжения в выступе. Хомуты располагают часто, а для анкеров напря-

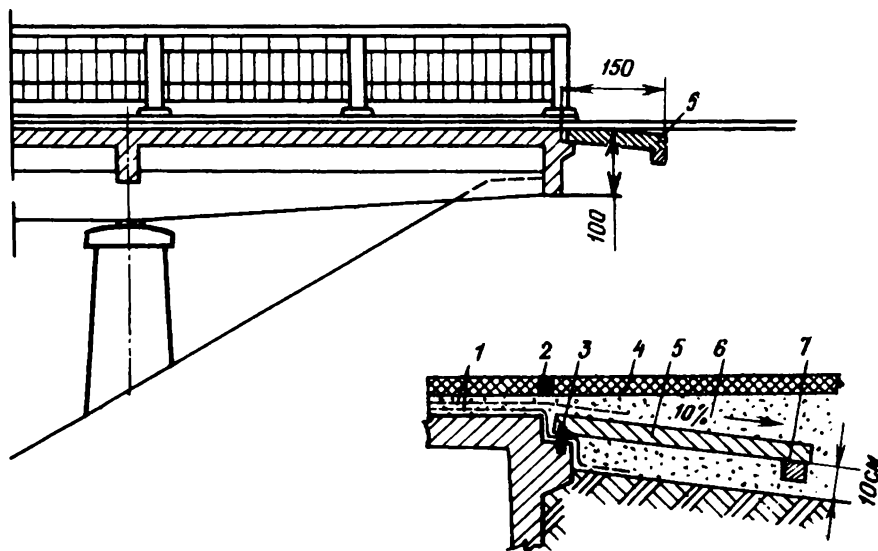


Рис. 87. Конструкция сопряжения консоли пролетного строения с насыпью:

1 — слой гидроизоляции; 2 — битумная мастика; 3 — металлический штырь; 4 — покрытие; 5 — железобетонная переходная плита; 6 — песчаная подушка; 7 — железобетонный лежень

гаемой арматуры предусматривают пазухи, заполняемые бетоном после натяжения арматуры.

Подвесное пролетное строение можно опереть на консоли также при помощи стальных подвесок (рис. 86, *г*)

Сопряжение моста с насыпью в консольно-балочных мостах может быть очень простым без устройства устоев. Консоль крайнего пролета заводят в насыпь (рис. 87) и укладывают переходную железобетонную плиту, одним концом опирая ее на выступ конца консоли, а другим на песчаную подушку в теле насыпи. В поперечном направлении переходная плита состоит из отдельных звеньев шириной 1—1,5 м, закрепленных на выступе консоли металлическими штырями. Чтобы звенья плиты не могли иметь различных просадок, под их концы обычно укладывают железобетонный лежень. Переходная плита уменьшает образование просадок и выбоин в месте сопряжения дороги с мостом и способствует плавному переходу временной нагрузки с насыпи на мост.

§ 46. ОПОРНЫЕ ЧАСТИ БАЛОЧНЫХ МОСТОВ

Балочные железобетонные пролетные строения опирают на быки и устои при помощи опорных частей.

Плитные и ребристые пролетные строения с пролетами до 10—12 м можно укладывать на опоры с прокладкой двух слоев рубероида или гидроизола. Вместо гидроизола для небольших пролетов можно устраивать опорные части из металлических листов (рис. 88, *а*). На неподвижной опоре укладывают один опорный лист толщиной 10—20 мм, а на подвижной — два листа, скользящие друг по другу. К листам приваривают арматурные стержни, закрепленные в бетоне балки и опоры.

При пролетах 9—18 м применяют тангенциальные опорные части из двух стальных подушек (рис. 88, *в*), верхняя из которых имеет плоскую поверхность, а нижняя — цилиндрическую, обеспечивающую свободный поворот конструкции. В неподвижной опорной части устраивают потайной штырь или закраины против сдвига верхней подушки по нижней. В подвижных опорных частях штыря не делают, и смещение происходит за счет скольжения верхней подушки по нижней. При пролетах более 18 м для уменьшения трения устраивают стальные катковые или железобетонные валковые (рис. 88, *б*) опорные части. Железобетонный валок имеет стальные подушки, аналогичные тангенциальным опорным частям и бетонное тело, армированное продольной и поперечной арматурой. Для обеспечения поворотов валка, соответствующих перемещениям конца балки, к стальным подушкам приваривают планки, входящие в прорези подушек. По конструкции стальные опорные части аналогичны опорным частям металлических мостов (см. § 72).

Неподвижные опорные части в балочных мостах иногда устраивают в виде свинцовой прокладки толщиной 15—25 мм.

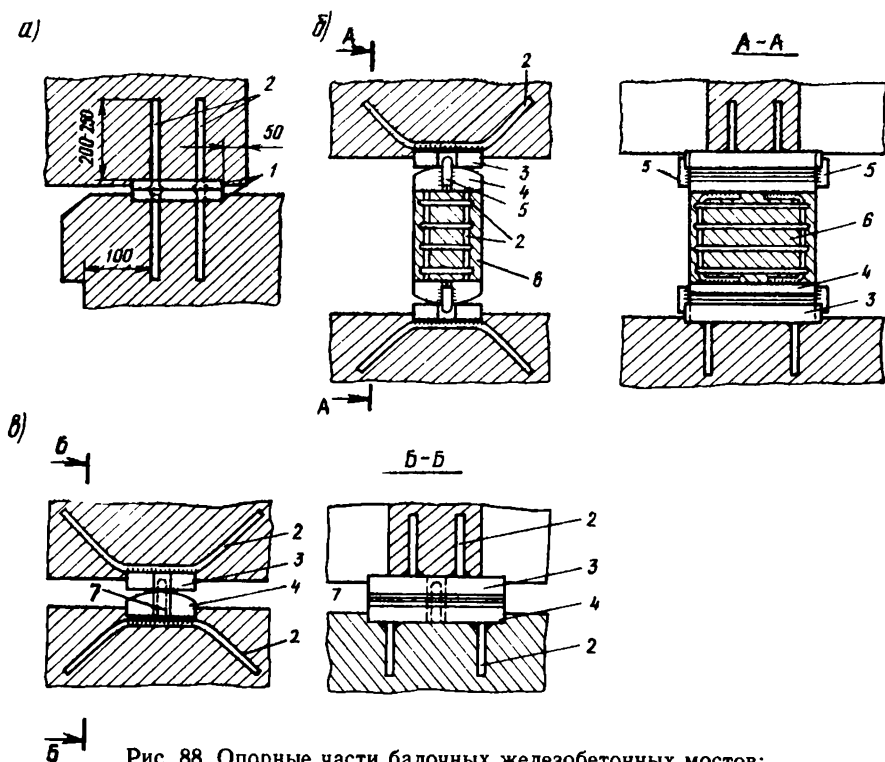


Рис. 88. Опорные части балочных железобетонных мостов:

1 — стальные листы; 2 — армирующие стержни; 3 — плоская стальная подушка; 4 — стальная подушка с цилиндрической поверхностью; 5 — закрепляющие планки; 6 — бетонное тело вала; 7 — потайной штырь

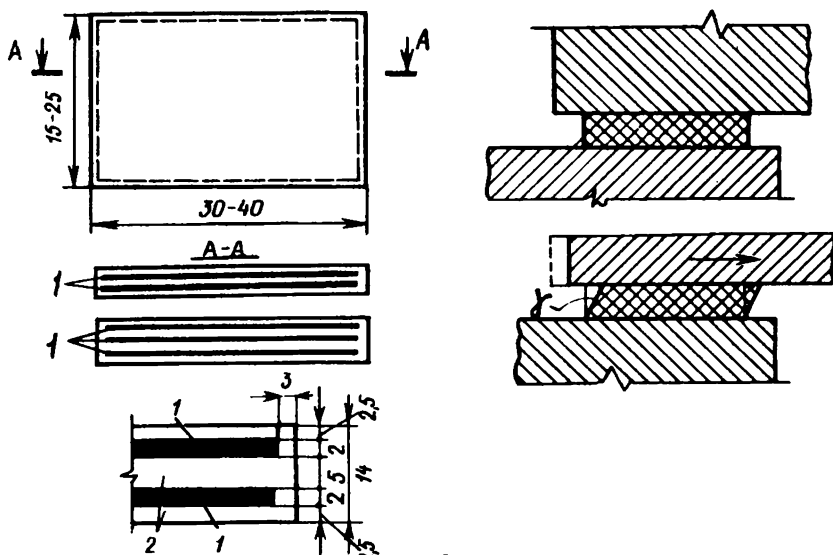


Рис. 89. Резиновая опорная часть:

1 — стальные листы; 2 — резина

За последнее время все чаще применяют резиновые опорные части. Наиболее распространенный вид резиновых опорных частей (рис. 89) состоит из перемежающихся слоев синтетического каучука (наирита или неопрена) и стальных листов, связанных между собой вулканизацией. Такие опорные части дешевы, требуют мало металла, легко устанавливаются и заменяются и обеспечивают необходимую подвижность пролетного строения. При горизонтальном перемещении балки резиновая опорная часть дает деформации сдвига (см. рис. 89), не оказывая этому особого сопротивления. Деформации сжатия от вертикального давления в таких опорных частях незначительны.

§ 47. ОПОРЫ БАЛОЧНЫХ МОСТОВ

Опоры железобетонных балочных мостов устраивают массивными из бетонной кладки или из железобетона. Железобетонные опоры по сравнению с бетонными имеют более легкую конструкцию, требующую меньшего объема кладки. Кроме того, железобетонным опорам легче придать рациональную форму, наиболее отвечающую условиям работы опоры под нагрузками.

По методам возведения опоры могут быть монолитные и сборные. Наибольшее распространение сейчас получают сборные железобетонные конструкции опор.

Железобетонные промежуточные опоры балочных мостов могут быть устроены из железобетонных свай, полых столбов, массивных или пустотелых сборных блоков.

Оборы из железобетонных свай устраивают, забивая сваи на глубину не менее 4 м и объединяя их поверху насадкой (рис. 90, а). Насадку бетонируют на месте или устанавливают в готовом виде на головы свай (рис. 90, г). В последнем случае головы свай входят в полости, устроенные в насадке и заполняемые затем бетоном на мелком щебне или цементным раствором. Высота опор при одном ряде свай может достигать 4—5 м. Более высокие опоры приходится делать двухрядными.

При большой глубине забивки свай в грунт и значительной высоте моста целесообразно применять опоры, в которых на уровне земли или горизонта меженных вод сваи наращиваются. В этом случае на уровне головы свай бетонируют или устанавливают (готовую) нижнюю насадку. Верхнюю часть опор образуют из стоек, бетонируемых на месте или изготовленных заранее, входящих своими концами в нижнюю насадку и связанных поверху верхней насадкой. На верхнюю насадку опирают пролетные строения моста.

При действии на мост продольных горизонтальных сил от торможения автомобилей или изменений температуры опоры работают на изгиб. В многопролетных мостах распределение горизонтальных усилий между свайными опорами довольно неопределенно. Если разделить мост на отдельные секции (рис. 90, б, в), то в пределах каждой секции продольные горизонтальные усилия, пе-

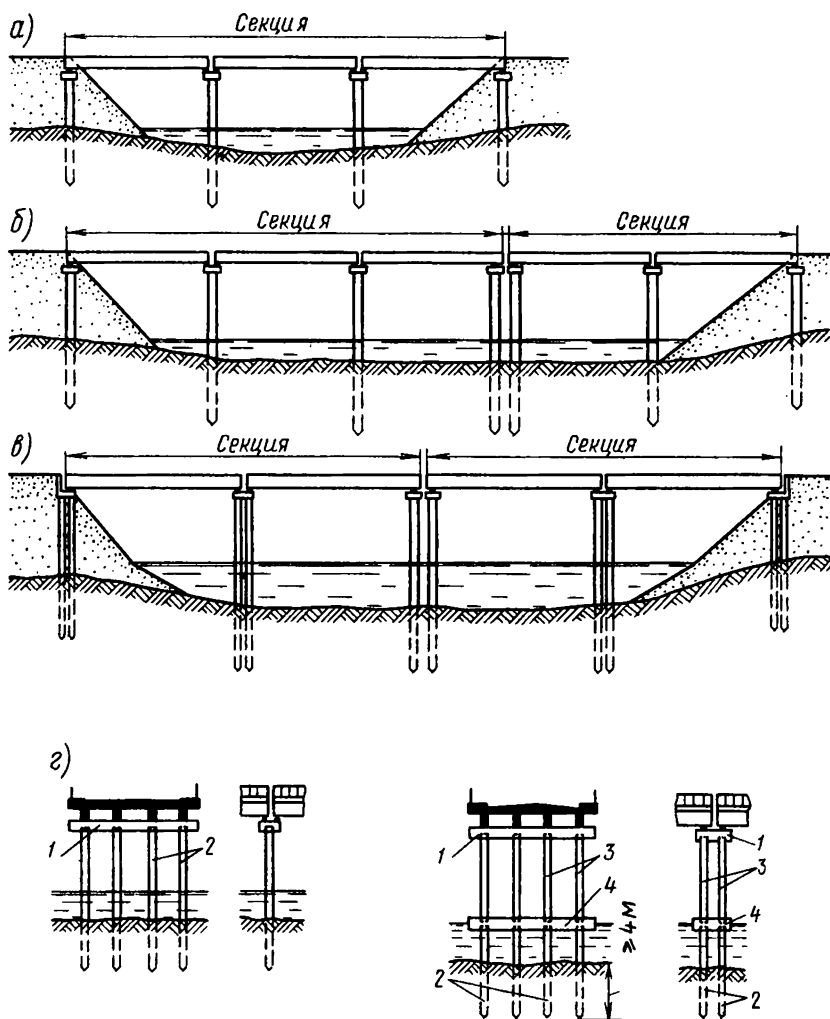


Рис. 90. Балочные мосты со свайными железобетонными опорами:
1 — насадка; 2 — сваи; 3 — стойки; 4 — нижняя насадка

редающиеся отдельным опорам, могут быть определены достаточно точно.

Без специальной защиты свайные опоры могут быть применены на реках без ледохода или со слабым ледоходом. При толщине льдин более 0,2—0,4 м необходимо защищать свайные опоры от повреждения льдом. При скорости течения до 1—1,2 м/сек и одnorядных опорах достаточно забить с верховой стороны ледорезную сваю, усиленную стальным уголком. Более мощная защита, позволяющая применять свайные опоры при толщине льдин до 1 м, может быть получена при помощи железобетонных плит, объединенных со сваями бетоном, укладываемым на месте (рис. 91, а).

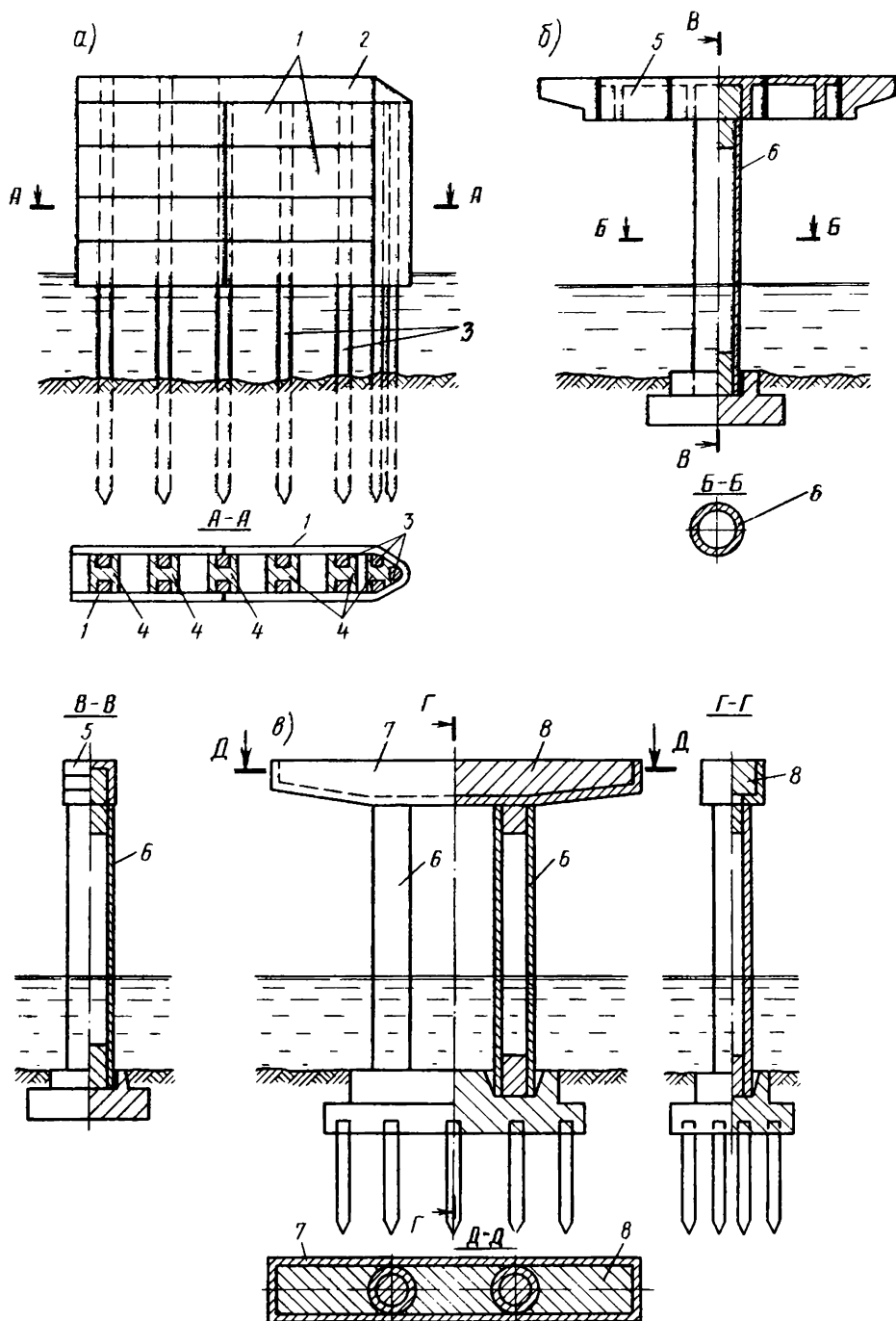


Рис. 91. Виды свайных и столбчатых промежуточных опор балочных мостов:

1 — железобетонные плиты; 2 — железобетонная насадка; 3 — железобетонные сваи; 4 — монолитный бетон объединения плит со сваями; 5 — блок сборного ригеля; 6 — трубчатая стойка; 7 — коробчатый ригель; 8 — бетон заполнения коробки ригеля

Если в период ледохода течение в месте перехода может быть косоструйным, или вероятны ледяные заторы, или толщина льдин больше 1 м, то свайные опоры ненадежны. Они не применимы также на горных реках с интенсивным перемещением по руслу галечно-валунных отложений или сильным карчеходом, а также при грунтовых условиях, неблагоприятных для забивки свай.

Опоры из железобетонных столбов применяют в мостах с пролетами до 30—40 м при высоте опор до 6 м (рис. 91, б, в). Такие опоры выдерживают слабый и средний ледоход при толщине льдин до 0,5—1,0 м. Опоры могут иметь один, два или более железобетонных полых столбов круглого сечения, изготавливаемых на заводе методом центрифугирования. Столбы опирают на общий или отдельные фундаменты и заделывают в них пробками из монолитного бетона. Верхние части столбов поддерживают сборный железобетонный ригель. Ригель может быть собран из отдельных блоков (см. рис. 91, б) или выполнен в виде легкой коробки открытой сверху и заполняемой на месте бетоном (см. рис. 91, в). Со столбами ригель также объединяют бетонными пробками, устраиваемыми после его установки. Среднюю часть столбов в пределах переменного уровня воды обычно оставляют полый, чтобы исключить опасность образования трещин от разных температурных деформаций бетонов оболочки и заполнения, замерзания воды в бетоне заполнения и других факторов.

Блочные опоры имеют массивную конструкцию и их применяют в мостах через глубокие реки с интенсивным ледоходом. Высота блочных опор может быть довольно большой. Опоры собирают из отдельных бетонных или железобетонных блоков, укладываемых на растворе с перевязкой швов (рис. 92, а). В сборных блоках делают отверстия, которые заполняют на месте строительства бетонной смесью для омоноличивания опоры. В зоне действия ледохода блокам следует придавать обтекаемую форму, а выше горизонта самого высокого ледохода прямоугольную. Сверху может быть установлен переходный блок для лучшего сопряжения сборной опоры с консольным ригелем опоры.

Для экономии материалов опору выше горизонта самого высокого ледохода можно делать облегченной из железобетонных столбов (рис. 92, б).

Блоки сборных опор могут быть выполнены и в виде полых коробов (рис. 92, в). Такие блоки имеют сравнительно небольшой вес и могут быть легко уложены на место. Однако для их омоноличивания требуется довольно большой объем укладываемой на месте бетонной смеси.

Ригели блочных опор делают целыми или из отдельных частей (см. рис. 92, в).

Береговые опоры — устои, служащие не только для опирания на них крайнего пролетного строения, но и для поддержания насыпи, являются ответственными элементами моста, требующими довольно большой затраты материалов, особенно при высоких насыпях. Железобетонные устои могут иметь различные системы и

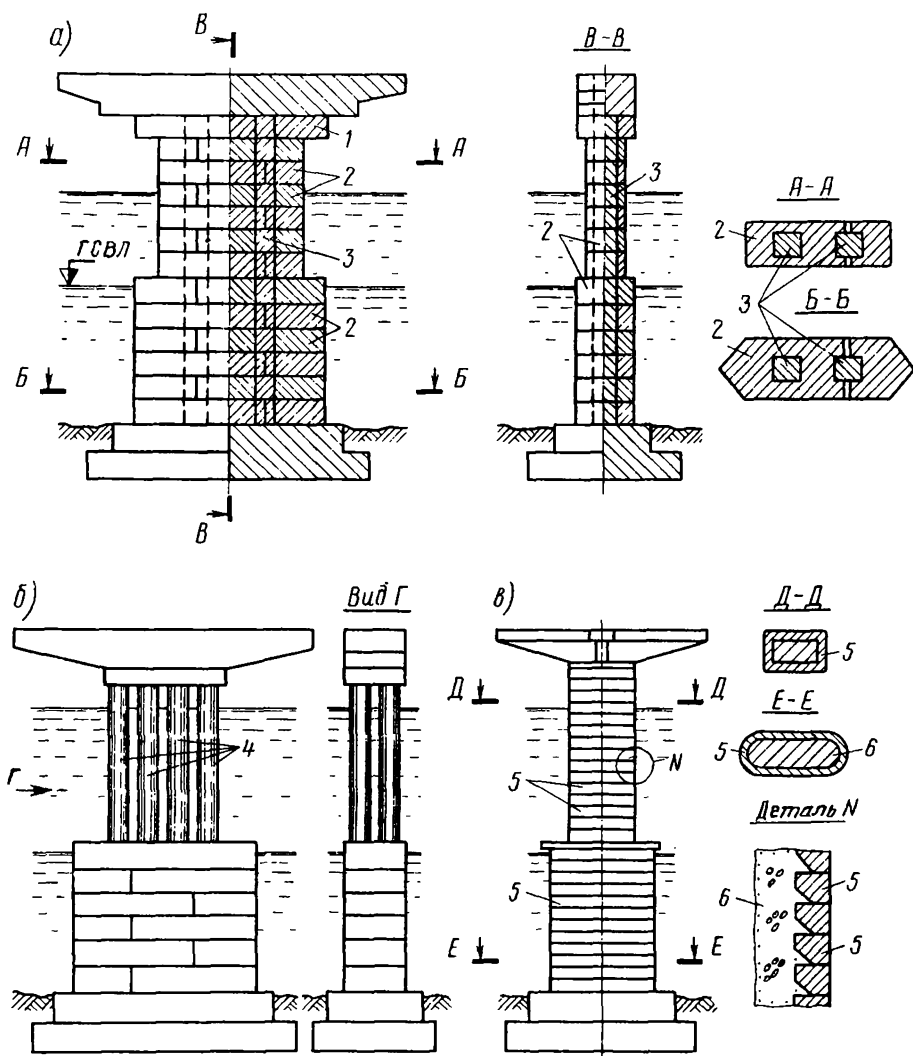


Рис. 92. Виды массивных, сборных промежуточных опор балочных мостов:
 1 — переходный блок; 2 — блок сборной опоры; 3 — отверстия для омоноличивания блоков; 4 — трубчатые стойки; 5 — коробчатый блок; 6 — бетон заполнения

конструкции, назначаемые так, чтобы получить возможно более экономичное решение.

Иногда стремятся вообще обойтись без устоев, делая крайние пролетные строения с консолями, непосредственно сопрягающимися с насыпями подходов (см. рис. 87). Однако такое сопряжение часто бывает неудовлетворительным из-за трудности хорошего уплотнения грунта под консолью и появления выбоин. Поэтому чаще применяют конструкции с устоями.

Устои простейшей конструкции устраивают на железобетонных сваях. В такой конструкции конец пролетного строения заводят в насыпь и опирают на насадку крайней опоры (см. рис. 90, а, б). Однако тогда находящаяся в грунте концевая часть пролетного строения подвергается действию сырости и недоступна для осмотра. Более распространены устои, в которых концы пролетных строений оставляют открытыми (рис. 93). Для этого устраивают насадку, имеющую шкафную стенку и крылья, поддерживающие

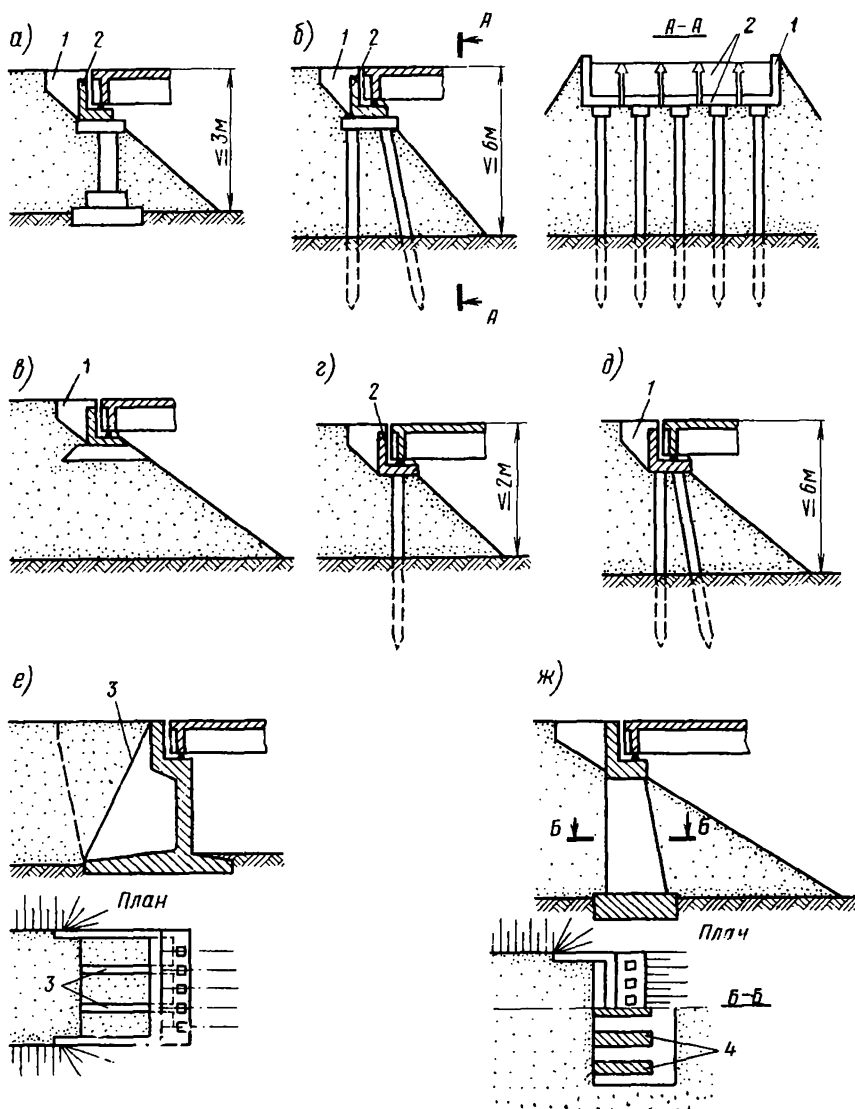


Рис. 93. Виды устоев балочных мостов:

1 — крыло; 2 — насадка со шкафной стенкой; 3 — контрфорсная стенка; 4 — отдельные стенки обсыпного устоя

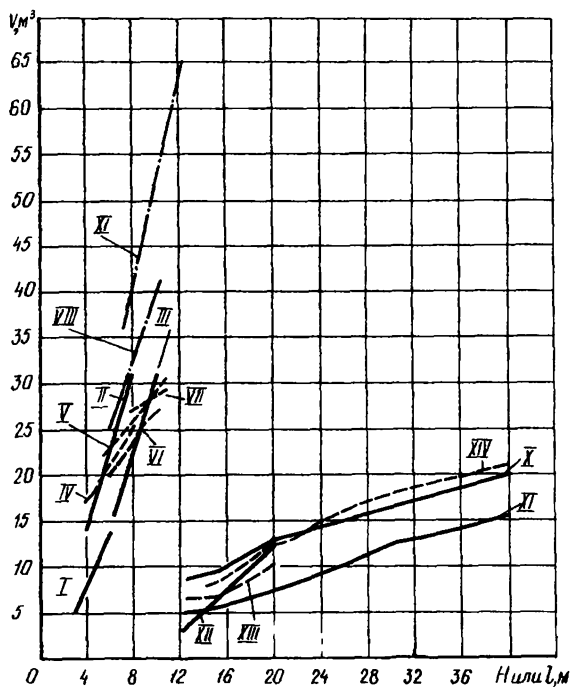


Рис. 94. Расход железобетона на промежуточные и береговые опоры балочных мостов

грунт насыпи. Она может быть сборной или монолитной. Собранная из отдельных блоков насадка может быть оперта на оголовки, поддерживаемый трубчатыми стойками (рис. 93, а), сваями-оболочками или обычными железобетонными сваями прямоугольного сечения (рис. 93, б). Высота таких устоев может быть до 3–6 м при пролетах балок до 40 м. При насыпи из хорошо уплотненных грунтов устой можно опереть на естественное основание (рис. 93, в).

Опоры с монолитными насадками при небольшой высоте насыпи (до 2 м) и пролетах балок не свыше 20 м могут иметь один ряд свай (рис. 93, г). При большой высоте и пролетах необходимы два ряда свай (рис. 93, д).

При небольшой высоте насыпи и небольших береговых пролетах устои могут быть устроены в виде уголкового контрфорсной стенки с уступом для опирания пролетного строения (рис. 93, е). Такую конструкцию применяют в тех случаях, когда нежелательно заводить конус насыпи в пространство под балками. Так, устои уголкового формы применяют в городских мостах через реки в набережных, а также в городских путепроводах.

При больших пролетах балок и высокой насыпи применяют более мощные обсыпные устои сплошной конструкции или из отдельных стенок (рис. 93, ж).

Расход железобетона на опоры мостов приведен на рис. 94. Общий расход сборного и монолитного железобетона V (в м^3) на промежуточную опору зависит от ее высоты H (в м), замеряемой от ее верха до обреза фундамента, а для свайных опор до места их входа в грунт. Общий расход железобетона V на устой зависит от длины l пролета, примыкающего к устою. Объемы опор на графике даны для габарита моста Г-7 + 2 × 0,75 м. При других габаритах расход материалов можно ориентировочно принимать пропорциональным ширине моста.

Кривая I на графике соответствует конструкции опоры по рис. 91, а, но с одним рядом свай при пролетах примыкающих к

ней балок 12,5 или 15 м; II — то же, при двух рядах свай; III — то же, при двух рядах свай и пролетах 20 м. Расход металла в этих опорах составляет 130—150 кг на 1 м³ железобетона.

Кривая IV соответствует опоре по рис. 91, б при пролетах 12,5 и 15 м; V — то же, при пролетах 20 м; VI — двухстолбчатой опоре по рис. 91, в при пролетах 20 м и VII — двухстолбчатой опоре при пролетах 30 и 40 м. Расход металла в этих опорах составляет 160—220 кг на 1 м³ железобетона.

Кривая VIII соответствует массивной опоре по рис. 92, а при пролетах 15 и 20 м; IX — то же, при пролетах 30 и 40 м. Расход сборного железобетона на 1 м³ этих опор при пролетах 20 м составляет 9,5 м³, а при пролетах 30 и 40 м — 11,0 м³. Остальной железобетон — монолитный. Расход металла составляет 50—80 кг на 1 м³ полного объема железобетона.

Расход железобетона для опор по рис. 92, б нетрудно определить по их геометрическим размерам, учитывая что верхняя надстройка выполнена, в основном, из сборного железобетона, а тело опоры — из монолитного. Расход металла для такой опоры будет 80—100 кг на 1 м³ железобетона.

Кривые X, XI, XII, XIII и XIV даны для устоев соответственно по рис. 93, а, б, в, г и д, причем сваи в общем объеме не учтены. Расход металла на устои составляет 80—110 кг на 1 м³ железобетона.

ГЛАВА XIV

ОСНОВЫ РАСЧЕТА БАЛОЧНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВ

§ 48. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ РАСЧЕТА И РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ

Расчет элементов железобетонных конструкций имеет специфические особенности, связанные с тем, что в железобетоне совместно работают два разных материала: бетон и сталь. Рассмотрим работу железобетонных элементов на примере железобетонной балки, изгибаемой внешними нагрузками и имеющей в нижней зоне ненапрягаемую арматуру.

При небольших нагрузках и малых усилиях в сечении балка работает как упругий брус. Бетон участвует в работе на растяжение совместно с арматурой, а эпюра напряжений в сечении имеет прямолинейное очертание (рис. 95, стадия I). При дальнейшем росте нагрузки напряжения в растянутой зоне достигают предела прочности бетона на растяжение и в нем начинают появляться трещины. Растянутая зона сначала частично, а затем полностью выключается из работы, и все растягивающее усилие в сечении передается на арматуру. Эпюра напряжений σ_b в сжатой зоне балки

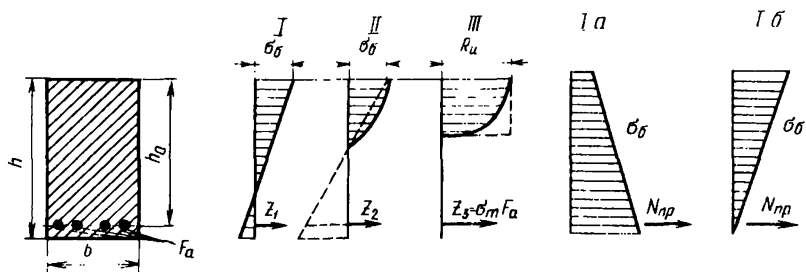


Рис. 95. Последовательные стадии работы при изгибе:
I—III — обычного железобетона; Ia и Ib — дополнительные стадии предварительно напряженного железобетона

при этом криволинейна, однако для упрощения расчета ее считают прямолинейной (см. рис. 95, стадия II).

Когда напряжения в арматуре достигнут предела текучести, начинается разрушение железобетонного элемента, а когда и в бетоне напряжения дойдут до предела его прочности R_u на сжатие, наступит полное разрушение элемента. Состояние элемента, когда напряжения в арматуре достигают предела текучести σ_m , а в бетоне предела прочности на сжатие, называют стадией разрушения (см. рис. 95, стадия III).

Сечения элементов железобетонных мостов рассчитывают на прочность (первое предельное состояние) по стадии разрушения, причем эпюру напряжений сжатия в бетоне условно принимают прямоугольной. Прогибы и трещиностойкость железобетонных конструкций (второе и третье предельные состояния) проверяют при работе сечений в стадии II.

В предварительно напряженных конструкциях начальным натяжением $N_{пр}$ арматуры бетону придают начальное сжатие в растянутой зоне. При последующей работе под нагрузкой бетон постепенно разгружается от начальных напряжений сжатия и при большой нагрузке начинает работать на растяжение. Придавая арматуре соответствующее начальное натяжение (рис. 95, стадия Ia), можно полностью предохранить бетон от возникновения в нем растягивающих напряжений в эксплуатационных условиях (рис. 95, стадия Ib), а следовательно, и от опасности появления трещин. Поэтому в предварительно напряженных конструкциях мостов проверка второго и третьего предельных состояний производится в предположении упругой работы всего бетона сечения на сжатие.

При увеличении внешней нагрузки до момента разрушения предварительно напряженная балка очень быстро проходит стадии I и II, нижняя зона бетона растрескивается, арматура достигает предела текучести, а бетон — предела прочности на сжатие и условия работы сечения оказываются такими же, как в железобетоне с ненапрягаемой арматурой (стадия III). Поэтому сечение предварительно напряженных железобетонных элементов рассчитывают на прочность (первое предельное состояние), как и при ненапрягаемой арматуре по стадии разрушения.

Таблица 11

Вид сопротивления	Обозначение	Условия приготовления бетона	Марка бетона						
			150	200	250	300	400	500	600
			Расчетное сопротивление бетона, кг/см ²						

Для обычного и предварительно напряженного железобетона

Сжатие осевое	R_{np}	А	—	78	100	125	165	205	245
		Б	—	72	95	115	150	190	225
Сжатие при изгибе	$R_{и}$	А	—	97	125	150	205	255	305
		Б	—	90	115	140	190	240	280

Для предварительно напряженного железобетона

Сжатие осевое (при расчетах на трещиностойкость по продольным трещинам)	R_{np}^T	А	—	—	—	135	190	245	295
		Б	—	—	—	125	175	225	275
Сжатие при изгибе (при расчетах на трещиностойкость по продольным трещинам)	$R_{и}^T$	А	—	—	—	165	235	310	365
		Б	—	—	—	155	215	285	335
Главные сжимающие напряжения	$R_{гсп}$	А	—	—	—	105	140	175	210
		Б	—	—	—	100	130	160	190
Главные растягивающие напряжения	$R_{грп}$	А, Б	—	—	—	20	24	27	28,5
Растяжение	$R_{рп}$	А, Б	—	—	—	13,5	16	18	19
Скалывание при изгибе	$R_{ск}$	А, Б	—	32	38	44	53	65	70

Для обычного железобетона

Условные главные растягивающие напряжения	$R_{гро}$	А, Б	—	24	28	32	37	42	46
Растяжение осевое	$R_{ро}$	А, Б	—	6,5	8,0	9,5	11	12,5	13,5

Примечание. Значения расчетных сопротивлений по группе А принимают для бетонов, приготовленных на бетонных заводах с предварительным проектированием состава бетона и экспериментальной проверкой полученных результатов, при автоматическом или полуавтоматическом дозировании составляющих и систематическом контроле; в остальных случаях принимают по группе Б.

Таблица 12

Вид арматуры	Расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры при сжатии R_a и сжатию R_{ac} , кг/см ²
Класс А-I, горячекатаная, гладкая из стали марки ВМСт. Зсп	1900
Класс А-II, горячекатаная периодического профиля из мартеновской стали марки МСт. Зсп (диаметром до 40 мм)	2400
Класс А-III, горячекатаная периодического профиля из стали марок 25Г2С и 35ГС (диаметром до 40 мм) и 18Г2С (диаметром 6—8 мм)	3000

Таким образом, для проверки предельных состояний сечений надо знать предельные прочностные характеристики бетона и арматуры, которые называют расчетными сопротивлениями.

Расчетные сопротивления, применяемые при проектировании мостов, установлены нормами (табл. 11—13).

Таблица 13

Вид арматуры	Диаметр, мм	Расчетные сопротивления напрягаемой арматуры растяжению, кг/см ²	
		при создании предельных напряжений, хранения, транспортировании и монтаже $R_{н1}$	в стадии эксплуатации $R_{н2}$
Проволока высокопрочная гладкая	3	12 400	11 000
	4	11 700	10 400
	5	11 000	9 800
	6	10 400	9 200
	7	9 800	8 600
	8	9 100	8 000
Проволока высокопрочная периодического профиля	3	11 700	10 400
	4	11 000	9 800
	5	10 400	9 200
	6	9 800	8 600
	7	9 100	8 000
Семипроволочные пряди	6	11 500	10 300
	7,5	11 300	10 200
	9	10 700	9 600
	12	10 100	9 100
	15	9 500	8 500
Сталь горячекатаная периодического профиля класса А-IV	12—18	5 100	4 600

Примечание. Для семипроволочных прядей показан общий диаметр пряди.

Расчетные сопротивления $R_{пр}^T$ и $R_{н}^T$ (см. табл. 11) используют только при расчете на стойкость против образования продольных трещин в бетоне в процессе создания предварительного напряжения, хранения, транспортирования и монтажа. Если значения главных сжимающих напряжений $\sigma_{гс} \leq 0,8R_{гсн}$, то величину $R_{гсн}$ принимают с коэффициентом 0,7, а если $\sigma_{гс} = R_{гсн}$, то с коэффициентом 0,5 для бетона марки 300—400 или 0,55 для бетона марки 500—600. При расчете автодорожных и городских мостов на колесную и гусеничную нагрузки величину $R_{гсн}$ разрешается повышать до $R_{пр}$. При расчете на прочность монолитных центрально сжатых элементов большей стороной или диаметром менее 30 см к расчетному сопротивлению бетона сжатию вводят коэффициент 0,85.

§ 49. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ПЛИТЕ И БАЛКАХ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ

Плиту проезжей части рассчитывают на сосредоточенные давления от колес автомобилей, проходящих по мосту. Если пролетное строение имеет плиту без швов, продольные балки и диафрагмы, то плиту проезжей части рассчитывают как балочную, опертую по двум сторонам. При этом расстояние между соседними диафрагмами (рис. 96, а) должно быть $l_2 \geq 2l_1$, а рабочим пролетом плиты будет меньший — l_1 . Если же $l_2 < 2l_1$, то плиту считают опертой по контуру и рассчитывают по специальным таблицам.

Давление колеса P (рис. 96, б), передаваясь поверхности полотна на площадке со сторонами b_0 и a_0 , распределяется далее под углом 45° . На уровне поверхности железобетонной плиты оно действует уже на площадку со сторонами:

$$b_1 = b_0 + 2H; \quad a_1 = a_0 + 2H. \quad (4.1)$$

Давление колеса, расположенного в середине пролета, вовлекает в работу участок плиты шириной

$$a = a_0 + 2H + \frac{l}{3}, \text{ но не менее } \frac{2l}{3}, \quad (4.2)$$

где H — полная толщина слоя покрытия;
 l — пролет плиты в свету между балками.

При расположении колеса у опор плиты давление распределяется в направлении, перпендикулярном пролету плиты, на ширину

$$a = a_0 + 2H + 2x, \text{ но не менее } \frac{l}{3}. \quad (4.3)$$

Здесь x — расстояние от опоры до сосредоточенного груза P , являющегося равнодействующей давления колеса (см. рис. 96, б).

Для расчета плиты выделяют полосу шириной 1 м. На эту полосу приходится нагрузка $\frac{P}{a}$. По длине пролета плиты эта

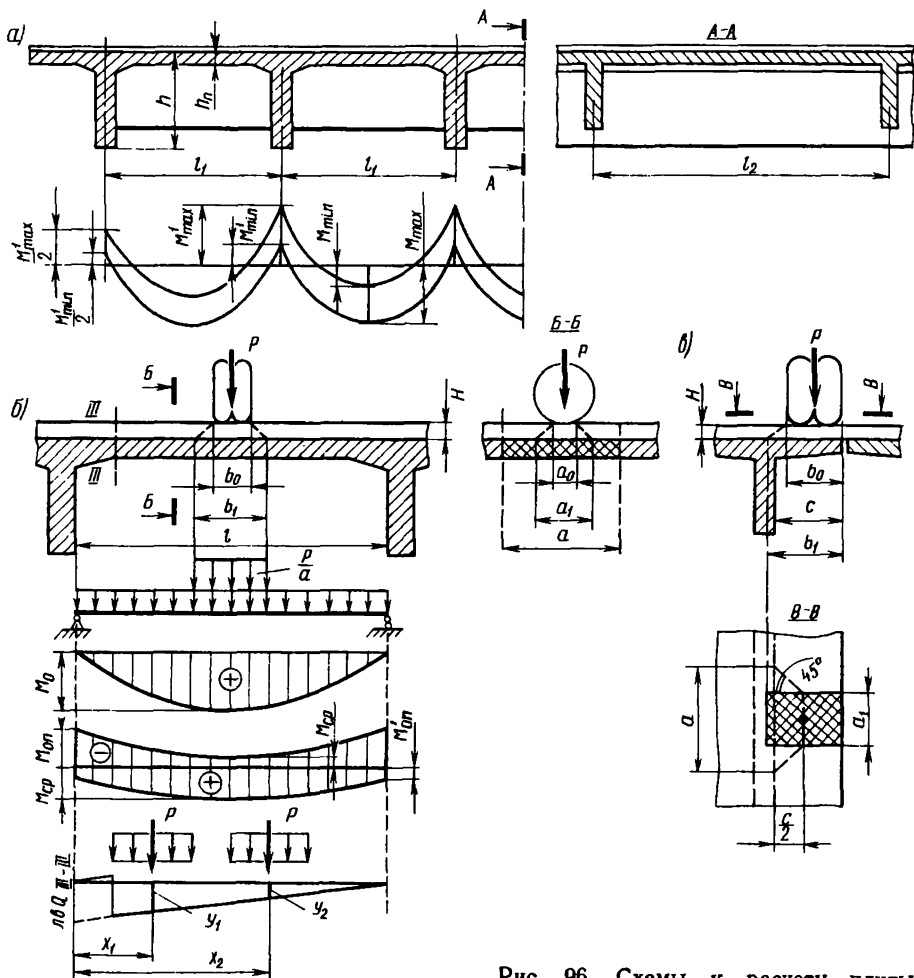


Рис. 96. Схемы к расчету плиты проезжей части и поперечных балок (диафрагм)

нагрузка занимает участок длиной b_1 . Наибольший расчетный изгибающий момент M_0 в плите, как в простой разрезной балке, определяется выражением

$$M = (n_{\text{н}} g_{\text{н}} + n_{\text{п}} g) \frac{l^2}{8} + \frac{n_{\text{вп}} P}{4a} (1 + \mu) \left(l - \frac{b_1}{2} \right), \quad (4.4)$$

где $g_{\text{н}}$ — постоянная нагрузка от веса слоев покрытия на 1 м^2 плиты;
 g — постоянная нагрузка от собственного веса плиты на 1 м^2 ;
 $1 + \mu$ — динамический коэффициент временной нагрузки;
 $n_{\text{н}}$, $n_{\text{п}}$, $n_{\text{вп}}$ — коэффициенты перегрузки для нагрузок от веса покрытия проезжей части, веса плиты и временной нагрузки.

В плитах, свободно опертых на поддерживающие их балки, расчетный изгибающий момент принимают равным M_0 .

В тех случаях, когда плита жестко связана с поддерживающими ее балками, необходимо учитывать влияние опорных защемлений. В пролетных строениях без диафрагм плита проезжей части работает также на поперечное распределение нагрузки, поэтому в ней могут возникать изгибающие моменты обоих знаков, что требует проверки сечений плиты в середине ее пролета и у опор как на положительный, так и на отрицательный моменты. В мостах с диафрагмами плиту в середине пролета рассчитывают только на положительный, а у опор на отрицательный изгибающие моменты. Расчетные значения изгибающих моментов для относительно тонких плит $\left(\frac{h_n}{h} < \frac{1}{4}\right)$ можно приблизительно принимать:

в середине пролета: $M_{ср} = 0,5M_0$
и $M_{ср} = -0,25M_0$ (при отсутствии диафрагм);
на опорах: $M_{оп} = -0,8M_0$
и $M_{оп} = 0,25M_0$ (при отсутствии диафрагм).

Поперечные силы в плите определяют как в простой разрезной балке (см. рис. 91, б) по формуле

$$Q = (n_n g_n + n_n g) \frac{l}{2} + n_{вр}(1 + \mu) P \Sigma \frac{y_i}{a_i}, \quad (4.5)$$

где y_i — ординаты линии влияния поперечной силы под грузами;

a_i — рабочая ширина плиты по формулам (4.2) и (4.3) при расстоянии от опоры до груза x_i .

Остальные обозначения прежние.

В консольных плитах (рис. 96, в) изгибающие моменты и поперечные силы определяют, учитывая, что сосредоточенная нагрузка от давления колеса P , приложенная на площадке со сторонами a_0 и b_0 , передается в корне консоли (с длиной свеса c) на ширину

$$a = a_0 + 2H + c. \quad (4.6)$$

Вдоль консоли распределение нагрузки происходит на длину

$$b_1 = b_0 + H.$$

Доля нагрузки, приходящаяся на консоль, составит

$$P_1 = \frac{Pc}{b_1},$$

а расчетный изгибающий момент в корне консоли

$$M = (n_n g_n + n_n g) \frac{c^2}{2} + n_{вр}(1 + \mu) \frac{Pc^2}{2ab_1}. \quad (4.7)$$

Наибольшая расчетная поперечная сила в корне консоли

$$Q = (n_n g_n + n_n g)c + n_{вр}(1 + \mu) \frac{Pc}{ab_1}. \quad (4.8)$$

По полученным расчетным усилиям подбирают сечения плиты проезжей части.

Усилия в балках проезжей части железобетонных мостов (второстепенных продольных балках или поперечных балках-диафрагмах) можно приближенно определять, как в многопролетных неразрезных балках. Тогда наибольший и наименьший расчетные изгибающие моменты в середине одного из средних пролетов многопролетной балки (см. рис. 96, а) могут быть приближенно определены по следующим формулам:

$$\left. \begin{aligned} M_{\max} &= 0,05(n_{\text{н}}g_{\text{п}} + n_{\text{п}}g)l_1^2 + 0,7n_{\text{вр}}(1 + \mu)M_0; \\ M_{\min} &= 0,05(g_{\text{п}} + g)n_{\text{п}}'l_1^2 - 0,3n_{\text{вр}}(1 + \mu)M_0, \end{aligned} \right\} \quad (4.9)$$

где M_0 — изгибающий момент в балке от временной нагрузки, полученный в предположении, что она работает как простая разрезная;

$g_{\text{п}}$ — постоянная нагрузка на 1 пог. м балки от веса слоев покрытия проезжей части;

g — постоянная нагрузка на 1 пог. м балки от ее собственного веса и веса плиты проезжей части;

$n_{\text{п}}' < 1$ — пониженный коэффициент перегрузки постоянной нагрузки.

Расчетные изгибающие моменты на промежуточных опорах балки составят:

$$\left. \begin{aligned} M'_{\max} &= -0,08(n_{\text{н}}g_{\text{п}} + n_{\text{п}}g)l_1^2 - 0,9n_{\text{вр}}(1 + \mu)M_0; \\ M'_{\min} &= -0,08(g_{\text{п}} + g)n_{\text{п}}'l_1^2 + 0,2n_{\text{вр}}(1 + \mu)M_0 \end{aligned} \right\} \quad (4.10)$$

На крайней опоре наибольшие и наименьшие изгибающие моменты можно принимать равными половине соответствующих моментов на промежуточных опорах (см. рис. 96, а).

Однопролетные поперечные балки рассчитывают как свободно опертые, проверяя их опорные сечения наполовину расчетного изгибающего момента в пролете с обратным знаком.

Поперечные силы в балках проезжей части можно определять, как в простых разрезных балках.

По полученным усилиям подбирают сечения балок проезжей части. В середине пролета, где изгибающие моменты положительные и плита проезжей части попадает в сжатую зону, расчетные сечения балки принимают обычно тавровыми. При расчете опорных сечений, работающих на отрицательный момент, плита попадает в растянутую зону и расчетное сечение балки принимают прямоугольным.

§ 50. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ГЛАВНЫХ БАЛКАХ РАЗРЕЗНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Главные балки разрезных пролетных строений рассчитывают по наибольшим изгибающим моментам и поперечным силам, возникающим в них от постоянной и временной нагрузок. Нагрузку, приходящуюся на главные балки от собственного веса конструкции, можно считать передающейся на них поровну.

Для получения расчетной временной нагрузки на одну главную балку необходимо определить ее коэффициент поперечной уста-

новки. Этот коэффициент показывает, какая часть от расчетных колонн временной нагрузки, находящихся на проезжей части, передается на данную балку. Во многих случаях коэффициент поперечной установки для железобетонных мостов можно определить исходя из предположения, что пролетное строение в поперечном направлении работает как жесткая конструкция. Тогда давления, передающиеся отдельным балкам пролетного строения от временной нагрузки, могут быть найдены известными методами (см. § 30).

Как правило, наиболее загруженными оказываются крайние балки, которые и рассчитывают, а все остальные балки принимают такой же конструкции.

Коэффициенты поперечной установки определяют для каждого вида временной нагрузки. Так, для крайней балки пролетного

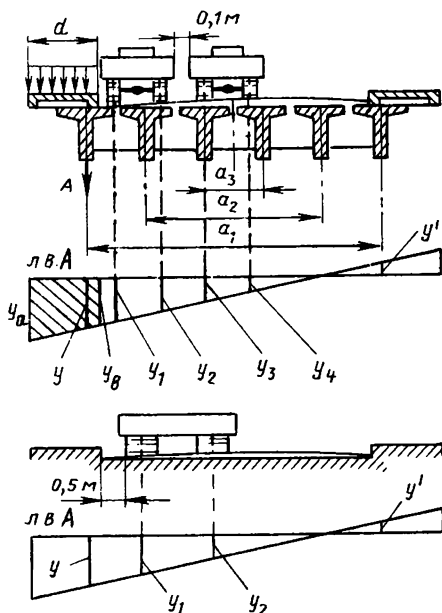


Рис. 97. Схемы к определению коэффициента поперечной установки главных балок моста

строения (рис. 97) получим:

$$\left. \begin{aligned} y &= \frac{1}{n} + \frac{a_1^2}{2\Sigma a_i^2} = \frac{1}{6} + \frac{a_1^2}{2(a_1^2 + a_2^2 + a_3^2)}; \\ y' &= \frac{1}{n} - \frac{a_1^2}{2\Sigma a_i^2} = \frac{1}{6} - \frac{a_1^2}{2(a_1^2 + a_2^2 + a_3^2)}; \\ K &= 0,5\Sigma y = 0,5(y_1 + y_2 + y_3 + y_4); \\ K_T &= 0,5(y_a + y_b)d; \\ K_K &= 0,5\Sigma y = 0,5(y_1 + y_2), \end{aligned} \right\} \quad (4.11)$$

где K , K_T , K_K — коэффициенты поперечной установки для автомобильной нагрузки и толпы и специальной колесной нагрузки.

Получив коэффициенты поперечной установки для наиболее нагруженной балки, переходят к определению расчетных усилий. Для этого строят линии влияния усилий в характерных сечениях балки (рис. 98) и определяют площади ω положительных и отрицательных участков линий влияния. Усилия в балке находят от каждого из сочетаний временной нагрузки: автомобильная нагрузка и толпа; колесная нагрузка. Так, для первого сочетания расчетные усилия в балке можно вычислить по формулам:

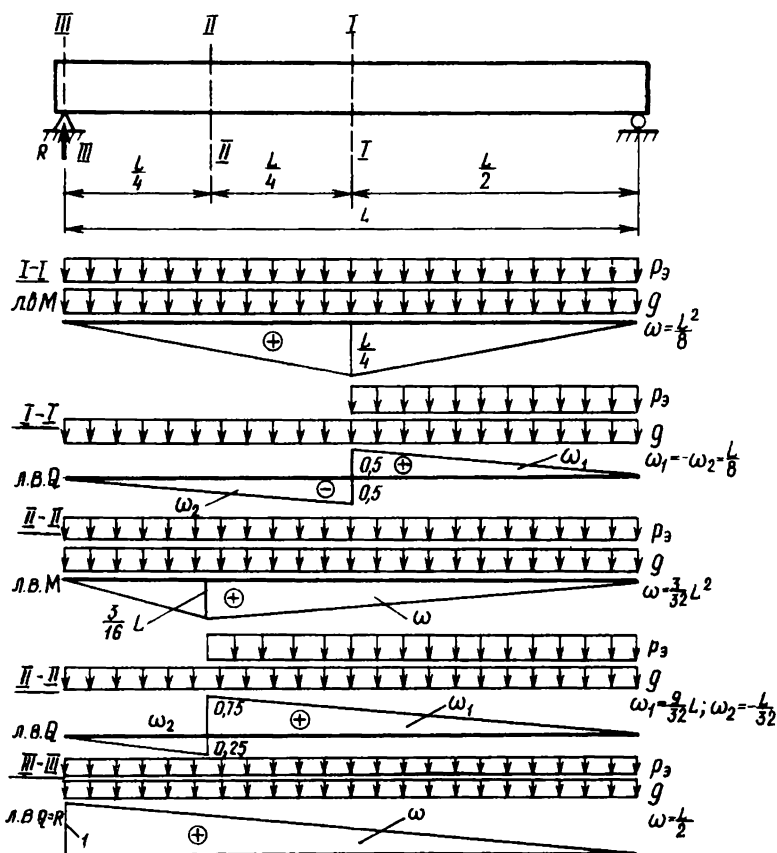


Рис. 98. Линии влияния усилий в трех сечениях главной разрезной балки моста

$$\left. \begin{aligned} M_{I-I} \text{ или } M_{II-II} &= (n_{\text{н}}g_{\text{н}} + n_{\text{п}}g)\omega + n_{\text{вр}}(1 + \mu)Kp_3\omega + n_{\text{вр}}K_{\text{т}}p_{\text{т}}\omega; \\ Q_{I-I} \text{ или } Q_{II-II} &= (n_{\text{н}}g_{\text{н}} + n_{\text{п}}g)(\omega_1 - \omega_2) + n_{\text{вр}}(1 + \mu)Kp_3\omega_1 + \\ &\quad + n_{\text{вр}}K_{\text{т}}p_{\text{т}}\omega_1; \\ Q_{III-III} &= R = (n_{\text{н}}g_{\text{н}} + n_{\text{п}}g)\omega + n_{\text{вр}}(1 + \mu)Kp_3\omega + n_{\text{вр}}K_{\text{т}}p_{\text{т}}\omega. \end{aligned} \right\} (4.12)$$

Здесь $g_{\text{н}}$, g — постоянная нагрузка на 1 пог. м главной балки от веса покрытия проезжей части и собственного веса железобетона конструкции;

p_3 — эквивалентная временная нагрузка;

$p_{\text{т}}$ — нагрузка от толпы на тротуаре.

Для каждого усилия в формулах (4.12) подставляют площади линии влияния (ω , ω_1 или ω_2) этого усилия. Равномерно распределенную эквивалентную нагрузку p_3 , заменяющую нормативную колонну автомобилей, принимают по таблицам из норм. Она будет разной для разных линий влияния и разной длины загрузки.

Расчетные усилия от специальной колесной нагрузки можно определять также по формулам (4.12). В этом случае будут другие p_3 и K , а $p_{\text{т}} = 0$; изменятся и коэффициенты $n_{\text{вр}}$ и $1 + \mu$.

По полученным расчетным изгибающим моментам и поперечным силам подбирают сечения главных балок, определяют необходимую продольную арматуру, рассчитывают хомуты и отогнутые стержни.

§ 51. РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, РАБОТАЮЩИХ НА ИЗГИБ

Прочность произвольного сечения с вертикальной осью симметрии, верхней F'_a и нижней F_a арматурой (рис. 99, а) под действием расчетного изгибающего момента M проверяют, пользуясь условием равновесия моментов всех сил относительно растянутой арматуры

$$M \leq R_c S_6 + R_a F'_a (h_0 - a'), \quad (4.13)$$

где S_6 — статический момент площади сжатой зоны бетона сечения относительно центра тяжести растянутой арматуры F_a ;

R_c — расчетное сопротивление бетона сжатию.

Площадь сжатой зоны бетона определяют из условия равенства нулю проекций всех сил в сечении на горизонтальную ось

$$R_c F_6 + R_a F'_a - R_a F_a = 0, \quad (4.14)$$

где F_6 — площадь сжатой зоны бетона в сечении.

Высота x сжатой зоны бетона должна удовлетворять условию:

$$\xi = \frac{x}{h_0} \leq 0,55. \quad (4.15)$$

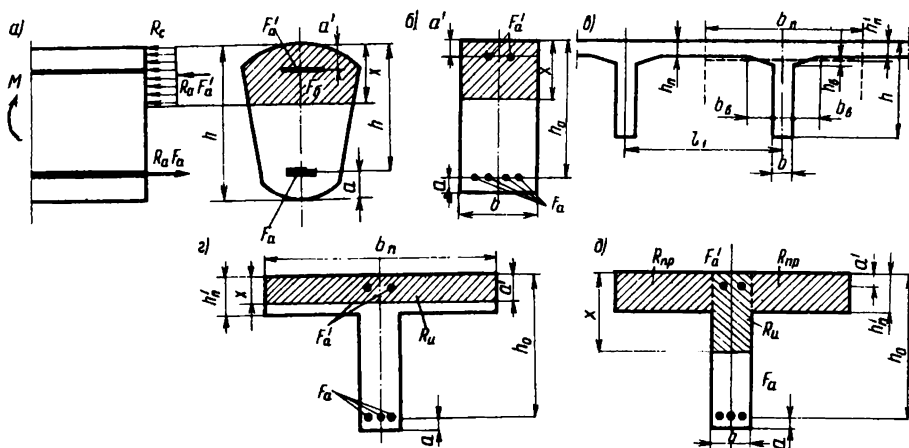


Рис. 99. Схемы к расчету на изгиб сечений железобетонных элементов

Если это условие не удовлетворено, то следует увеличить или высоту сечения, или марку бетона.

Сжатую арматуру сечения F_a' учитывают в расчете, если $x \geq 2a'$. Если $x < 2a'$, то сжатую арматуру не учитывают. Если без учета арматуры F_a' имеем $x > 2a'$, а с ее учетом $x < 2a'$ или величина x отрицательна или равна нулю, то прочность сечения проверяют по формуле

$$M \leq R_a F_a (h_0 - a'). \quad (4.16)$$

Величина расчетного сопротивления бетона сжатию R_c зависит от вида сечения и условий его работы. Для прямоугольного сечения $R_c = R_n$, а формулы (4.13) и (4.14) упрощаются и принимают вид (рис. 99, б):

$$\left. \begin{aligned} M &\leq R_n b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_a F_a' (h_0 - a'); \\ x &= \frac{R_a F_a - R_a F_a'}{R_n b}. \end{aligned} \right\} \quad (4.17)$$

Для железобетонных балок прямоугольного сечения с одиночной арматурой расчетные формулы могут быть представлены в следующем удобном для пользования виде:

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \frac{x}{h_0} = \frac{R_a F_a}{b h_0 R_n}; \\ M &= R_n b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = \xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) b h_0^2 R_n = A b h_0^2 R_n; \\ h_0 &= \sqrt{\frac{M}{\xi \left(1 - \frac{\xi}{2} \right) b R_n}} = r \sqrt{\frac{M}{b R_n}}; \\ F_a &= \frac{M}{\left(1 - \frac{\xi}{2} \right) h_0 R_a} = \frac{M}{\gamma h_0 R_a} = \xi b \frac{R_n}{R_a} h_0. \end{aligned} \right\} \quad (4.18)$$

Значения коэффициентов ξ , A , r и γ даны в табл. 14. Для подбора сечения сначала задаются коэффициентом армирования $\frac{F_a}{b h_0}$ и подсчитывают величину ξ . Затем по табл. 14 определяют коэффициенты r и γ и, пользуясь формулами (4.18), находят значения h_0 и F_a по величине действующего в сечении усилия M . Если полученный в результате расчета коэффициент армирования существенно отличается от принятого, делают повторный расчет. Можно также, зная усилие M и задавшись рабочей высотой сечения h_0 , определить необходимую площадь сечения арматуры и высоту сжатой зоны.

Таблица 14

ξ	r	γ	A	ξ	r	γ	A
0,01	10,00	0,995	0,01	0,28	2,04	0,86	0,241
0,02	7,12	0,99	0,02	0,29	2,01	0,855	0,248
0,03	5,82	0,985	0,03	0,30	1,98	0,85	0,255
0,04	5,05	0,98	0,039	0,31	1,95	0,845	0,262
0,05	4,53	0,975	0,048	0,32	1,93	0,84	0,269
0,06	4,15	0,97	0,058	0,33	1,90	0,835	0,275
0,07	3,85	0,965	0,067	0,34	1,88	0,83	0,282
0,08	3,61	0,96	0,077	0,35	1,86	0,825	0,289
0,09	3,41	0,955	0,085	0,36	1,84	0,82	0,295
0,10	3,24	0,95	0,095	0,37	1,82	0,815	0,301
0,11	3,11	0,945	0,104	0,38	1,80	0,81	0,309
0,12	2,98	0,94	0,113	0,39	1,78	0,805	0,314
0,13	2,88	0,935	0,121	0,40	1,77	0,80	0,320
0,14	2,77	0,93	0,130	0,41	1,75	0,795	0,326
0,15	2,65	0,925	0,139	0,42	1,74	0,79	0,332
0,16	2,61	0,92	0,147	0,43	1,72	0,785	0,337
0,17	2,53	0,915	0,155	0,44	1,71	0,78	0,343
0,18	2,47	0,91	0,164	0,45	1,69	0,775	0,349
0,19	2,41	0,905	0,172	0,46	1,68	0,77	0,354
0,20	2,36	0,90	0,180	0,47	1,67	0,765	0,359
0,21	2,31	0,895	0,188	0,48	1,66	0,76	0,365
0,22	2,26	0,89	0,196	0,49	1,64	0,755	0,370
0,23	2,22	0,885	0,203	0,50	1,63	0,75	0,375
0,24	2,18	0,88	0,211	0,51	1,62	0,745	0,380
0,25	2,14	0,875	0,219	0,52	1,61	0,74	0,385
0,26	2,10	0,87	0,226	0,53	1,60	0,735	0,390
0,27	2,07	0,865	0,234	0,54	1,59	0,73	0,394
				0,55	1,58	0,725	0,400

В балках таврового сечения (рис. 99, в) ширину b_n сжатой полки (плиты), вводимую в расчет, принимают:

$$\left. \begin{aligned} \text{при } h'_n \geq 0,1h \text{ не более } b_n &= 12h'_n + 2b_b + b; \\ \text{при } h'_n = 0,05h \text{ не более } b_n &= 6h'_n + 2b_b + b; \\ \text{при } h'_n < 0,05h \text{ не более } b_n &= 2b_b + b \end{aligned} \right\} \quad (4.19)$$

и не более расстояния между соседними балками l_1 .

Приведенная толщина сжатого пояса с учетом вутов, свесов и ребра в пределах высоты вутов

$$h'_n = \frac{(b_n - b)h_n + b_b h_b}{b_n - b}. \quad (4.20)$$

Прочность таврового сечения проверяют по формуле

$$M \leq R_n b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_a F'_a (h_0 - a') + R_{np} (b_n - b) \left(h_0 - \frac{h'_n}{2} \right) h'_n, \quad (4.21)$$

а высоту сжатой зоны определяют из выражения

$$x = \frac{R_a F_a - R_a F'_a - R_{np}(b_n - b)h'_n}{R_n b}. \quad (4.22)$$

Если высота сжатой зоны $x \leq h'_n$, в выражениях (4.21) и (4.22) заменяют b на b_n . Тогда формулы преобразуются в формулы расчета прямоугольного сечения (рис. 99, *з*) с шириной $b = b_n$ и расчетным сопротивлением в сжатой зоне $R_c = R_n$. Если $x > h'_n$, то сжатая зона захватывает ребро балки (рис. 99, *д*) и сечение работает как тавровое. Расчетное сопротивление бетона сжатию в ребре принимают $R_c = R_n$, а в свесах полки $R_c = R_{np}$.

При расчете тавровых сечений сохраняются требования к высоте сжатой зоны по условиям (4.15) и (4.16).

В расчетах на прочность двутавровые и коробчатые сечения легко приводятся к тавровым

§ 52. РАСЧЕТ БАЛОК НА ПРОЧНОСТЬ ПО КОСЫМ СЕЧЕНИЯМ. ПРОВЕРКА ТРЕЩИНОСТОЙКОСТИ СЕЧЕНИЙ

В балках железобетонных мостов, кроме прочности сечений нормальных к продольной оси балки, необходимо проверять также прочность по наклонным сечениям. Наклонное сечение намечают, учитывая характер армирования балки на рассматриваемом участке, в местах, где на балку действуют большие поперечные силы (обычно вблизи ее опор). Наклонные сечения проверяют на прочность под действием расчетных изгибающего момента и поперечной силы.

Для элементов с постоянной или плавно меняющейся высотой сечения при соблюдении требований по наименьшему шагу хомутов, анкеровке и заделке арматуры расчет наклонных сечений по изгибающему моменту разрешается не делать. Для балок с резко меняющейся высотой сечения этот расчет необходим. Условие прочности наклонного сечения под действием расчетного изгибающего момента имеет вид (рис. 100, *а*):

$$M \leq R_a (F_a z + \Sigma F_k z_k + \Sigma F_x z_x), \quad (4.23)$$

а направление наиболее опасного наклонного сечения определяют попытками до удовлетворения условия

$$Q = (\Sigma F_k \sin \alpha + \Sigma F_x) R_a, \quad (4.24)$$

где M — изгибающий момент от расчетных нагрузок относительно центра тяжести сжатой зоны бетона;

Q — расчетная поперечная сила у конца наклонного сечения в сжатой зоне элемента;

F_a, F_k, F_x — площади сечений продольной, косой арматуры и хомутов, пересекаемых наклонным сечением;

z, z_k, z_x — плечи усилий в продольной, косой арматуре и хомутах относительно центра тяжести сжатой зоны бетона;

α — угол наклона косых стержней.

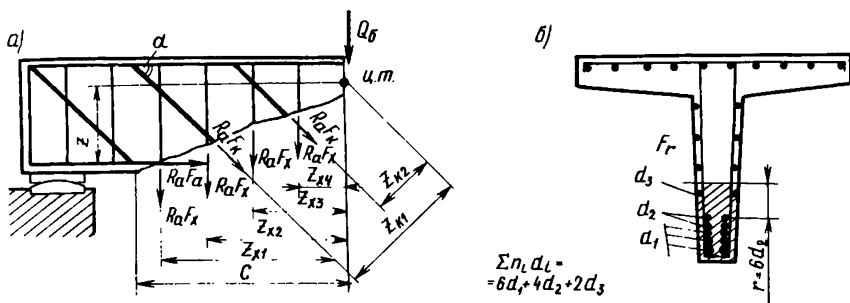


Рис. 100. Схемы к расчету наклонного сечения балки и к проверке трещиностойкости нормальных сечений: *у. т.* — центр тяжести сжатой зоны бетона

Расчет элементов на прочность по поперечной силе производят в наклонных сечениях, проходящих через места изменения шага хомутов, размеров поперечного сечения и через внутреннюю грань опорной части.

Условие прочности сечения под действием расчетной поперечной силы:

$$Q \leq m_k R_0 \Sigma F_k \sin \alpha + m_x R_0 \Sigma F_x + Q_6; \quad (4.25)$$

$$Q_6 = \frac{0,15 R_{\text{н}} b h_0^2}{c}, \quad (4.26)$$

где Q — расчетная поперечная сила в нормальном сечении, проведенном у верхнего конца наклонной трещины;

m_k, m_x — коэффициенты условий работы (для стержневой арматуры $m_k = m_x = 0,8$);

Q_6 — величина предельного усилия в бетоне сжатой зоны сечения;

b — ширина ребра балки;

c — горизонтальная проекция самого опасного наклонного сечения, которая может быть найдена последовательными попытками.

Кроме расчета на прочность наклонных сечений для проверки их трещиностойкости, необходимо определить величины скалывающих и главных растягивающих напряжений в бетоне балки, возникающих от действия нормативных нагрузок. Наибольшие скалывающие напряжения τ в сечении железобетонной балки, работающей на изгиб, на уровне нейтральной оси численно равны главным растягивающим напряжениям $\sigma_{\text{гр}}$ и составляют

$$\sigma_{\text{гр}} = \tau = \frac{Q}{b z} \leq R_{\text{гpo}}, \quad (4.27)$$

где b — ширина сечения на уровне нейтральной оси;

z — расстояние от центра тяжести сжатой зоны бетона сечения до растянутой арматуры, называемое плечом внутренней пары сил;

Q — поперечная сила в сечении от нормативных нагрузок.

Если условие (4.27) не удовлетворяется, то надо увеличить толщину или высоту сечений балки.

В сечениях железобетонных мостов, нормальных к оси балки, определяют ширину раскрытия трещин a_T и сравнивают ее с допустимой величиной раскрытия Δ :

$$\left. \begin{aligned} &\text{для гладкой арматуры } a_T = 0,5 \frac{\sigma_a}{E_a} \psi_1 R_r \leq \Delta; \\ &\text{для арматуры периодического профиля} \\ &\quad a_T = 3 \frac{\sigma_a}{E_a} \psi_2 \sqrt{R_r} \leq \Delta; \end{aligned} \right\} \quad (4.28)$$

$$\sigma_a = \frac{M}{F_a z};$$

$$R_r = \frac{F_r}{\beta \sum n_i d_i}, \quad (4.29)$$

где σ_a — напряжение в растянутой продольной арматуре;

M — изгибающий момент в сечении от нормативных нагрузок;

ψ_1, ψ_2 — коэффициенты, зависящие от марки бетона ($\psi_1 = 0,9 \div 0,7$ и $\psi_2 = 0,6 \div 0,5$ — большие значения коэффициентов для бетона марки 250 и менее, а меньшие — 300 и более);

R_r — радиус армирования сечения;

F_r — площадь зоны взаимодействия, ограниченная наружными контурами сечения и величиной радиуса взаимодействия r , отложенного от крайнего ряда стержней растянутой зоны вверх и равного шести диаметрам этих стержней (рис. 100, б);

n_i, d_i — число стержней одинакового диаметра в зоне взаимодействия и их диаметр;

β — коэффициент, учитывающий соединение стержней арматуры в пучки и равный 0,7 при многорядной арматуре с числом рядов более четырех или 1,0 при армировании одиночными стержнями.

Допустимая величина раскрытия трещин обычно составляет $\Delta = 0,02$ см. Если условия (4.28) не удовлетворяются, то надо изменить расположение стержней так, чтобы увеличить зону взаимодействия.

§ 53. ОСОБЕННОСТИ РАСЧЕТА ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ БАЛОК

В предварительно напряженных плитах и балках, работающих на изгиб, несущую способность в предельном состоянии по прочности определяют, рассматривая сечение в стадии разрушения. В этой стадии работа сечения с напрягаемой арматурой аналогична работе сечения с ненапрягаемой арматурой.

Если сечение имеет как напрягаемую, так и обычную арматуру, то в формулы (4.13) — (4.18) и (4.21) — (4.22) добавляется усилие в растянутой напрягаемой арматуре нижней зоны $F_n R_{n2}$ и в сжатой арматуре верхней зоны $\sigma'_c F'_n$. При проверке прочности на изгиб моментную точку принимают на уровне равнодействующей усилий $F_n R_{n2}$ и $F_a R_a$ в нижней напрягаемой и ненапрягаемой арматуре. Напряжение σ_c представляет собой оставшуюся в верхней арматуре часть начального предварительного растягивающего

напряжения при достижении окружающим бетоном предела прочности на сжатие. Его определяют по формуле

$$\sigma'_c = R_{nc} - \sigma'_n, \quad (4.30)$$

где σ'_n — расчетное предварительное напряжение в верхней арматуре;

R_{nc} — расчетное сопротивление напрягаемой арматуры сжатию, принимаемое равным 3600 кг/см^2 в стадии эксплуатации и 2700 кг/см^2 в стадии создания предварительного напряжения, транспортирования и монтажа.

В случаях когда напрягаемая арматура обрывается в пролете или когда сечение балки резко меняется, в этих местах проверяют прочность по наклонным сечениям по формулам, аналогичным приведенным ранее.

Как правило, прочность сечений предварительно напряженных балок проверяют на двух стадиях работы: 1) в стадии создания предварительного напряжения, хранения, транспортирования и монтажа; 2) в стадии эксплуатации под всеми расчетными нагрузками.

Первая стадия характерна тем, что балка работает только на расчетные нагрузки от собственного веса, монтажных нагрузок и обжатия силами предварительного напряжения арматуры, которые рассматривают как внешние силы. Балка внецентренно сжата и имеет растянутую зону сверху, а сжатую внизу. Прочность сечения на внецентренное сжатие в этой стадии проверяют по формулам, близким к формулам расчета на изгиб или внецентренное сжатие в стадии эксплуатации.

Предварительно напряженные балки проверяют также на прочность по главным сжимающим и касательным (скалывающим) напряжениям, возникающим от расчетных нагрузок. Касательные напряжения τ должны удовлетворять условию:

$$\tau = \frac{QS}{bI} \leq R_{ск}, \quad (4.31)$$

где Q — расчетная поперечная сила в сечении с учетом влияния сил обжатия в наклонных пучках;

S — статический момент отсеченной части сечения;

I — момент инерции всего сечения;

b — ширина сечения в рассматриваемой точке.

Главные напряжения $\sigma_{гп}$ в сечении находят по формулам:

$$\sigma_{гп} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_x^2 + 4\tau^2}; \quad (4.32)$$

$$\sigma_x = \sigma_{61} \mp \frac{M}{I} y, \quad (4.33)$$

где σ_{61} — напряжение в рассматриваемой точке сечения от расчетного предварительного обжатия балки;

M — изгибающий момент от расчетных нагрузок;

y — расстояние от центра тяжести сечения до рассматриваемой точки.

Если взять в формуле (4.32) знак плюс, то получим главные растягивающие напряжения $\sigma_{гр}$, а если минус, то получим главные сжимающие напряжения $\sigma_{сж}$, которые должны удовлетворять условию

$$\sigma_{сж} \leq R_{сжп}. \quad (4.34)$$

Так как предварительно напряженные мосты в большинстве случаев армируют тонкой проволокой, необходимо надежно предохранять ее от ржавления, для чего проверяют трещиностойкость балок в стадии предварительного напряжения и в стадии эксплуатации под действием нормативных нагрузок. Балки считают работающими в упругой стадии. Для обеспечения трещиностойкости конструкции рекомендуется не допускать растягивающих напряжений в бетоне.

В элементах, работающих на изгиб, это требование сводится к выполнению в стадии эксплуатации условия

$$-\frac{M}{I} y \leq \sigma_{б1}, \quad (4.35)$$

где M — изгибающий момент в сечении от нормативных внешних нагрузок;
 $\sigma_{б1}$ — предварительное напряжение бетона от нормативных сил обжатия.

Напряжения от обжатия балки силами натяжения арматуры определяют как для упругого тела по формуле

$$\sigma_{б1} = -\frac{N_{пр}}{F} \mp \frac{N_{пр} e y}{I}, \quad (4.36)$$

где $N_{пр}$ — сила предварительного напряжения в данном сечении;
 e — эксцентриситет $N_{пр}$ относительно центра тяжести сечения;
 F — площадь всего сечения.

В стадии предварительного напряжения трещиностойкость против образования продольных трещин в сжатой зоне балки обеспечивается, если у грани сечения:

$$\left. \begin{array}{ll} \text{наиболее сжатой} & \sigma_{б1} \leq R_{пр}^*, \\ \text{а менее сжатой} & \sigma_{б1} + \frac{M}{I} y \leq R_{пр}. \end{array} \right\} \quad (4.37)$$

Усилие предварительного обжатия определяют с учетом потерь напряжений в арматуре от ползучести и усадки бетона, обмятий в анкерах, трения при ее натяжении и др.

§ 54. ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ОПОРАХ БАЛОЧНЫХ МОСТОВ

Опоры мостов рассчитывают на общую устойчивость против опрокидывания и сдвига, на прочность тела опоры, его фундамента и основания.

На опору действуют вертикальные и горизонтальные усилия. Вертикальные усилия слагаются из собственного веса опоры и

пролетных строений и давлений от временной подвижной нагрузки. Горизонтальные усилия возникают от действия сил торможения, центробежных сил на кривых в плане мостах, поперечных воздействий движущейся нагрузки, ветровой нагрузки, навала судов и давления льда. На устои действует также горизонтальное давление грунта насыпи.

Различные сочетания этих нагрузок вызывают в теле опоры и в основании продольные сжимающие силы и изгибающие моменты, т. е. опора работает как внецентренно сжатый элемент. Изгиб опоры может происходить в направлениях как вдоль, так и поперек пролета моста.

Для ориентировочного расчета опоры можно рассмотреть дополнительное сочетание нагрузок, составленное из собственного веса, временных вертикальных нагрузок и горизонтальной тормозной силы, действующей вдоль пролета (рис. 101). Обычно достаточно проверить усилия в сечениях у обреза фундамента ($I—I$) и по подошве фундамента ($II—II$). Колонны автомобилей устанавливают на пролетном строении симметрично оси моста, а оба тротуара загружают толпой. Тормозную силу T считают приложенной в каждом пролете в уровне полотна проезда, а на опору она передается через опорные части пролетных строений. Через неподвижную опорную часть усилие T передается целиком, а через подвижную частично уменьшенное, т. е. aT , где $a = 0,5$ при тангенциальных опорных частях и $a = 0,25$ при катковых или валковых опорных частях. При расположении на опоре подвижной и неподвижной опорных частей суммарное тормозное усилие принимают равным усилию T .

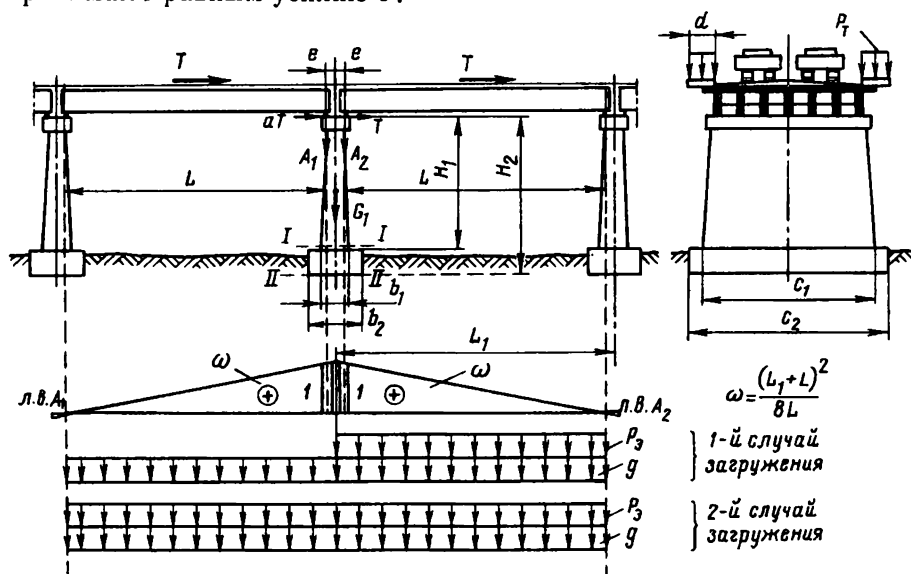


Рис. 101. Схемы к определению усилий в опорах балочных железобетонных мостов

Для расчета опоры обычно необходимо рассмотреть два возможных ее нагружения: на максимум изгибающего момента и на максимум вертикального давления. В первом случае загружают временной нагрузкой только один пролет и принимают тормозную силу в направлении, дающем тот же знак изгибающего момента, что и эксцентрично действующее давление от временной нагрузки. Во втором случае загружают оба пролета и учитывают также тормозную силу. Тогда нормальное сжимающее усилие и изгибающий момент в сечении $I—I$ будут:

для первого случая

$$\left. \begin{aligned} N_{I-I} &= (n_{\text{гг}} + n_{\text{пг}})L_1 + n_{\text{п}}G_1 + n_{\text{вр}}(1 + \mu)K\rho_{\text{э}}\omega + n_{\text{вр}}K_{\text{т}}\rho_{\text{т}}\omega; \\ M_{I-I} &= n_{\text{вр}}[(1 + \mu)K\rho_{\text{э}} + K_{\text{т}}\rho_{\text{т}}]\omega e + n_{\text{вр}}KTH_1; \end{aligned} \right\} \quad (4.38)$$

для второго случая

$$\left. \begin{aligned} N_{I-I} &= (n_{\text{гг}} + n_{\text{пг}})L_1 + n_{\text{п}}G_1 + n_{\text{вр}}(1 + \mu)K\rho_{\text{э}}2\omega + n_{\text{вр}}K_{\text{т}}\rho_{\text{т}}2\omega; \\ M_{I-I} &= n_{\text{вр}}KTH_1; \end{aligned} \right\}$$

$$n_{\text{г}} = 1,5; \quad n_{\text{п}} = 1,1; \quad n_{\text{вр}} = 1,4 \cdot 0,8 = 1,12;$$

$$\omega = \frac{(L_1 + L)^2}{8L},$$

где $g_{\text{г}}$, g — интенсивности нагрузки на 1 пог. м пролетного строения от веса дорожной одежды и собственного веса пролетного строения;

G_1 — вес части опоры, расположенной выше расчетного сечения;

K — коэффициент поперечной установки для автомобильной нагрузки, равный числу колонн этой нагрузки;

$K_{\text{т}} = 2d$ — коэффициент поперечной установки для толпы;

ω — площадь положительной части линии влияния давления на опору;

$\rho_{\text{э}}$, $\rho_{\text{т}}$ — эквивалентная нагрузка и нагрузка от толпы.

Аналогично определяют усилия в сечении $II—II$, только плечо силы T в этом случае будет H_2 и вес G_1 увеличится на вес фундамента.

Имея расчетные усилия N и M в сечении опоры, можно приступить к проверке прочности, определить давление на грунт или рассчитать искусственное основание (свайный ростверк, свайно-оболочки и т. п.).

§ 55. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И БЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ И ВНЕЦЕНТРЕННОЕ СЖАТИЕ

Центрально сжатые железобетонные элементы рассчитывают на прочность и устойчивость по формуле

$$N \leq \varphi(R_{\text{пр}}F + R_{\text{а}}F_{\text{а}}'), \quad (4.39)$$

где N — продольное, сжимающее усилие от расчетных нагрузок;

$F_{\text{а}}$ — площадь сечения арматуры;

F — площадь сечения элемента (если площадь сечения арматуры $F_{\text{а}}'$ составляет более 3% от F , то F заменяют на $F - F_{\text{а}}'$),

а величину коэффициента φ продольного изгиба по формуле

$$\varphi = \frac{\varphi_{кр}}{\frac{N_{дл}}{m_{дл}N} + \frac{N_{к}}{N}}, \quad (4.40)$$

где $N_{дл}$ — часть полного расчетного усилия N , вызываемая постоянными нагрузками;

$N_{к}$ — часть усилия от временных нагрузок, равная $N - N_{дл}$;

$\varphi_{кр}$ — коэффициент продольного изгиба при кратковременном действии нагрузки;

$m_{дл}$ — коэффициент условий работы.

Величины $\varphi_{кр}$ и $m_{дл}$ принимают по табл. 15. Они зависят от гибкости элемента λ , т. е. от отношения свободной длины элемента l_0 к наименьшему радиусу инерции r его сечения. Для элементов прямоугольного сечения эти величины можно определять по отношению свободной длины к наименьшему размеру b поперечного сечения. Свободную длину сжатого элемента l_0 принимают равной его реальной длине l , если оба конца закреплены шарнирно. Если один конец закреплен шарнирно, а другой жестко заделан, то $l_0 = 0,7 l$. При одном заделанном, а другом свободном конце сжатого элемента $l_0 = 2l$. В расчетах центрально сжатых бетонных сечений по формуле (4.39) принимают $F'_a = 0$.

Таблица 15

Коэффициент	l_0/b											
	< 10	12	16	20	24	28	32	36	40	48	56	
	l_0/r											
	≤ 34,6	41,6	55,4	69,3	83,1	97	111	125	139	167	195	
$\varphi_{кр}$ для бетона марок 300 и меньше	1	0,96	0,88	0,79	0,7	0,61	0,51	0,44	0,39	0,31	0,25	
То же, марок больше 300	1	0,95	0,85	0,74	0,64	0,54	0,45	0,37	0,32	0,27	0,23	
$m_{дл}$	1	0,96	0,89	0,81	0,74	0,67	0,59	0,52	0,45	0,3	0,14	

При одновременном действии сжимающей силы N и изгибающего момента M элемент работает на внецентренное сжатие. Обычно изгибающий момент в сечении определяют относительно его центра тяжести, а для расчетов внецентренно сжатых элементов на прочность моментная точка расположена в центре тяжести растянутой арматуры (рис. 102). Если расстояние от центра тяжести сечения до центра тяжести нижней растянутой арматуры y_n , то эксцентриситет e нормальной силы относительно растянутой арматуры

$$e = e_0 + y_n = \frac{M}{N} + y_n. \quad (4.41)$$

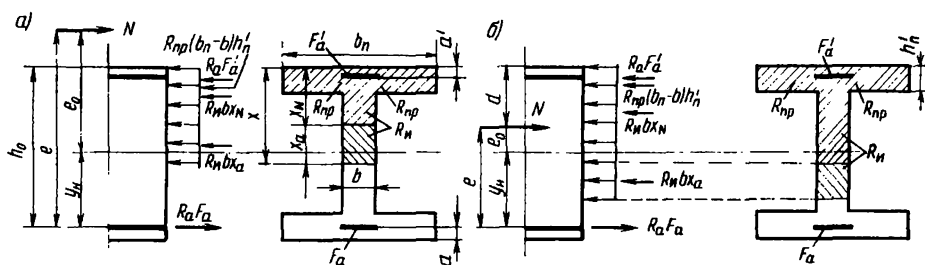


Рис. 102. Схемы к расчету внецентренно сжатых элементов

В зависимости от положения нормальной силы N и высоты сжатой зоны могут быть различные случаи расчета внецентренно сжатых элементов.

При $x > h'_n$ (рис. 102, а) прочность проверяют по условию

$$Ne \leq m'_2 R_n b x_N (h_0 - 0,5 x_N) + m_2 R_n b x_a (h_0 - x_N - 0,5 x_a) + R_{np} (b_n - b) (h_0 - 0,5 h'_n) h'_n + R_a F'_a (h_0 - a'), \quad (4.42)$$

а высоту сжатой зоны определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} x_a &= \frac{R_a F_a - R_a F'_a - R_{np} (b_n - b) h'_n}{R_n b}; \\ x_N &= \frac{N}{R_n b}; \quad x = x_a + x_N. \end{aligned} \right\} \quad (4.43)$$

Значения x_a в формуле (4.42) принимают следующим образом.

1. Для случая, когда $x \leq 0,55 h_0$ в условие (4.42) вводят полное значение x_a , вычисленное по формулам (4.43).

2. Для случая, когда $x > 0,55 h_0$, принимают:

а) при $x_N < 0,7 h_0$ и $x_a + x_N \leq 0,7 h_0$ в условие (4.42) вводят полное значение x_a , вычисленное по формуле (4.43);

б) при $x_N < 0,7 h_0$ и $x_a + x_N > 0,7 h_0$ в условие (4.42) принимают $x_a = 0,7 h_0 - x_N$;

в) при $x_a > 0,55 h_0$ в условие (4.43) принимают $x_a = 0,55 h_0$.

3. Для случая, когда $x_N > 0,7 h_0$, принимают $x_a = 0$ и прочность сечения проверяют по условию

$$Ne \leq 0,5 R_{np} b h_0^2 + R_{np} (b_n - b) h'_n (h_0 - 0,5 h'_n) + R_a F'_a (h_0 - a'). \quad (4.44)$$

При $x \leq h'_n$ в формулах (4.42) — (4.44) принимают $b = b_n$ и расчет ведут как для прямоугольных внецентренно сжатых сечений.

Коэффициенты условий работы m_2 и m'_2 определяют в зависимости от высоты сжатой зоны по формулам:

$$\left. \begin{aligned}
 m_2 &= 1,7 - 0,7(0,8\xi + A); \\
 m'_2 &= 1 - 0,2\xi_N, \\
 \text{принимая } 0,8 \leq m_2 \leq 1 \text{ и } 0,8 \leq m'_2 \leq 1; \\
 \xi &= \frac{x}{h_0}; \\
 \xi_N &= \frac{x_N}{h_0}; \\
 A &= 0,00015R_0 \leq 0,75.
 \end{aligned} \right\} \quad (4.45)$$

Нормативное сопротивление стали $R_0 = R_a^H$.

Если $R_a^H \leq 4000 \text{ кг/см}^2$, то принимают $m_2 = 1$.

В бетонных сечениях при $2d > h'_n$ прочность на внецентренное сжатие (рис. 102, б) проверяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned}
 Ne &\leq m'_2 R_n b x_N (h - 0,5x_N) + R_{np} (b_n - b) (h_0 - 0,5h'_n) h'_n; \\
 x_N &= d + \sqrt{d^2 + 0,8(b_n - b)(2d - h'_n) \frac{h'_n}{b}},
 \end{aligned} \right\} \quad (4.46)$$

где d — расстояние от точки приложения силы N до наиболее сжатой грани сечения;

e — расстояние от точки приложения силы N до наименее сжатой (или растянутой) грани сечения.

Если $2d \leq h'_n$, в формулах (4.46) $b = b_n$. Поскольку в бетонном сечении нет арматуры, воспринимающей растягивающие усилия, то сила N должна находиться в пределах высоты сечения.

При расчете гибких внецентренно сжатых элементов учитывают влияние продольного изгиба на их прочность. В опорах мостов это может иметь место при расчете свайных опор. Массивные опоры, как правило, не требуют учета устойчивости при проверках их прочности.

ГЛАВА XV

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О РАМНЫХ И АРОЧНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТАХ

§ 56. РАМНЫЕ МОСТЫ

Рамные мосты имеют жесткое соединение пролетных строений с опорами, что позволяет облегчить пролетные строения (ригели рам) и уменьшить их строительную высоту. Опоры рамных мостов, наоборот, работают более интенсивно, воспринимая как сжимающие усилия, так и значительные изгибающие моменты.

Интенсивное армирование стоек опор дает возможность делать их сравнительно небольшого сечения, поэтому рамные мосты часто применяют в таких сооружениях, как путепроводы и эстакады, в которых желательно меньше загромождать опорами подмостовое пространство.

Рамы мостов делают обычно двухшарнирными или бесшарнирными. Шарниры устраивают в местах сопряжения стоек с фундаментами. Бесшарнирные рамные мосты применяют при хороших грунтах в основании фундаментов, когда нет опасности осадки опор. Осадка опор вызывает в раме большие дополнительные напряжения, поэтому при слабых грунтах переходят на двухшарнирные рамы, меньше реагирующие на осадку опор. Однако шарниры усложняют конструкцию и производство работ, поэтому, если грунтовые условия позволяют, всегда стремятся сделать рамы бесшарнирными.

Рамные мосты делают как монолитными, так и сборными из заранее изготовленных элементов.

Монолитные мосты применяют для небольших пролетов $l = 8 \div 30$ м при высоте ригеля $h = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{30} \right) l$ и ширине стоек $h_c = \left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{10} \right) H$ (рис. 103, а). Поскольку такие пролеты могут быть легко перекрыты сборными разрезными балками, монолитные рамные мосты малых пролетов строят сейчас чрезвычайно редко.

Монолитные рамные мосты могут быть однопролетными и многопролетными. В однопролетных рамных мостах (см. рис. 103, а) часто применяют двухконсольные рамы. Консоли разгружают главные балки, уменьшают изгибающие моменты в стойках и позволяют осуществить простое сопряжение моста

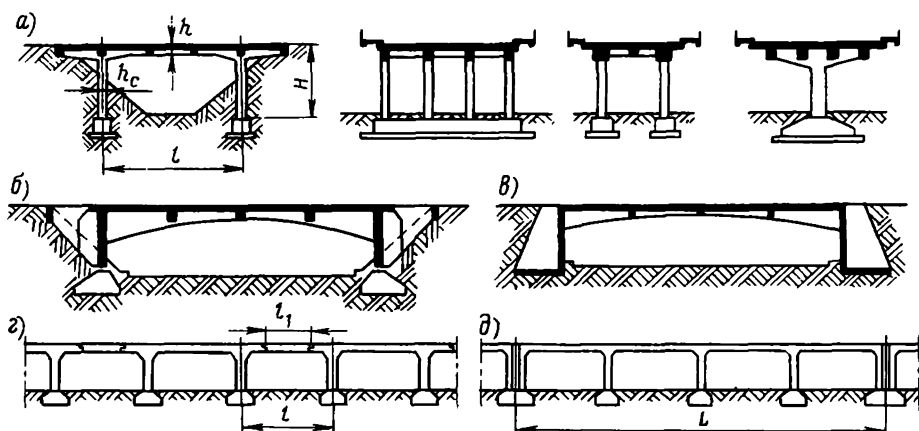


Рис. 103. Виды монолитных рамных мостов

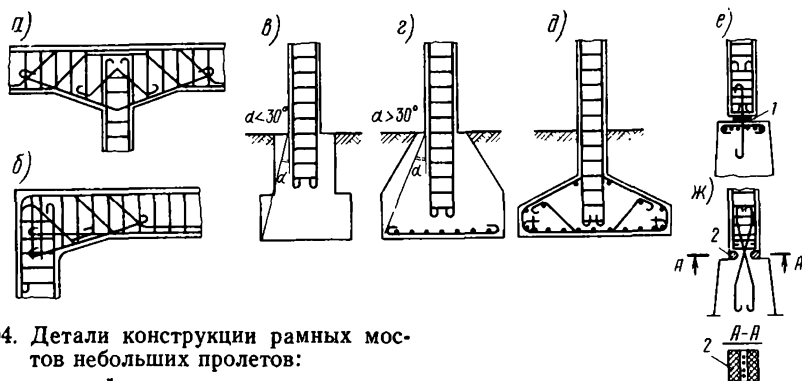


Рис. 104. Детали конструкции рамных мостов небольших пролетов:

1 — металлический лист или свинцовая прокладка; 2 — упругая водонепроницаемая прокладка

с насыпью. Если по местным условиям нельзя оставлять открытыми конусы насыпей, то рама может быть выполнена с ребристыми опорами, имеющими откосные крылья. В зависимости от качества грунтов такие рамы могут иметь шарнирное (рис. 103, б) или жесткое (рис. 103, в) закрепление. Жесткое (бесшарнирное) закрепление обеспечивается грунтом, заполняющим коробчатый устой.

Многопролетные рамные мосты, путепроводы и эстакады устраивают с учетом температурных деформаций сооружения. При длинных мостах в них возникают большие напряжения из-за деформаций при изменении окружающей температуры. Поэтому многопролетные рамы разбивают на части длиной не более 50—70 м, деформирующиеся независимо одна от другой. Такое разделение можно обеспечить устройством балочного подвесного пролетного строения между рамами (рис. 103, г) длиной $l_1 = (0,3 \div 0,6)l$ или же устройством швов между сближенными опорами соседних секций с общей длиной L (рис. 103, д).

В поперечном сечении монолитные рамные мосты часто устраивают с опорами, имеющими ряд стоек по количеству главных балок пролетного строения. При большой высоте стойки соединяют поперечными распорками. В рамных эстакадах желательно устраивать опоры с минимальным количеством стоек (одной или двумя), чтобы меньше занимать подэстакадное пространство. В этом случае в пролетном строении делают мощные поперечные балки, поддерживающие продольные балки, которые не связаны непосредственно со стойками (см. рис. 103, а).

Небольшие монолитные рамные мосты сооружают обычно с ненапрягаемой арматурой. По своей конструкции пролетные строения рамных мостов аналогичны балочным. Некоторые особенности характерны лишь для сопряжения главных балок (ригелей) рам со стойками. Сопряжение ригеля со стойкой должно обеспечивать передачу на нее изгибающих моментов. Для этого арматуру стоек промежуточных опор вводят в ригель выше его оси (рис. 104, а). В сопряжении ригеля с крайними стойками

арматуру ригеля заводят в стойку по ее внешней поверхности, арматуру же стойки доводят до верхней арматуры ригеля (рис. 104, б).

Арматура ригеля рамы, как и в балочных неразрезных или консольных мостах, имеет в середине пролета основную рабочую арматуру внизу, а у опор вверх. Вблизи опор устраивают также отгибы стержней арматуры и устанавливают более часто хомуты, для восприятия больших поперечных сил на этих участках ригеля. Арматуру стоек, жестко соединяемых с фундаментом, заводят в его массив (рис. 104, в, г, д). При шарнирном сопряжении с фундаментом арматуру стоек заканчивают у ее торца.

Простейшая конструкция шарнира может быть устроена с примесением металлической прокладки между торцом стойки и поверхностью фундамента (рис. 104, е). Прокладку обычно делают из листовой стали толщиной 10—15 мм, хотя желательнее делать ее свинцовой или резиновой. Для восприятия горизонтального распора через шарнир пропускают арматурный стержень, не препятствующий его поворотам.

В рамных мостах применяют также прутковые шарниры, представляющие собой местное сужение железобетонной стойки, армированное наклонными стержнями, проходящими через центр шарнира (рис. 104, ж). При поворотах стойки бетон в шейке шарнира может растрескаться. В этом случае все усилия, действующие в шарнире, должны восприниматься арматурой. Для предохранения этой арматуры от влаги, проникающей через трещины бетона шейки, вокруг нее устраивают прокладку из упругого водонепроницаемого материала. При больших опорных давлениях шарниры рамных мостов делают из стального литья.

Фундаменты опор рамных мостов могут быть общими под все стойки или отдельными (см. рис. 103, а).

Фундаменты на прочных грунтах с небольшой шириной подошвы ($\alpha < 30^\circ$) могут быть бетонными без арматуры (см. рис. 104, в). Если требуется уширение подошвы фундамента ($\alpha > 30^\circ$), то его армируют понизу сеткой (см. рис. 104, г), а при особо широких фундаментах устраивают и косые стержни для восприятия главных растягивающих напряжений (см. рис. 104, д).

Рамные мосты больших пролетов (60—150 м) возводят методами навесной сборки или навесного бетонирования подобно балочным неразрезным или консольным мостам (см. § 107). В результате получаются Т-образные рамы с жесткой заделкой опоры в основании. Концы консолей либо омоноличивают между собой (рис. 105, а), либо соединяют шарнирно в серединах пролетов (см. рис. 70, б). Если на концы консолей Т-образных рам положить балочные подвесные пролетные строения, то получим статически определимую рамно-балочную систему (см. рис. 70, а), получившую широкое применение в СССР. Высота балок в середине пролета мостов рамно-консольной системы составляет $\left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{60}\right) l$, на опоре $\left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20}\right) l$, где l — пролет между

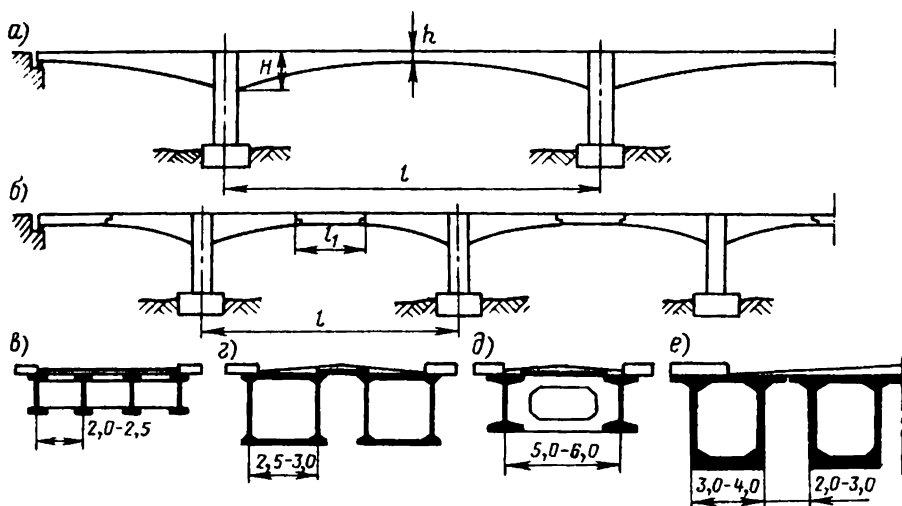


Рис. 105. Схемы мостов с Т-образными рамами

осями опор. Аналогичные соотношения сохраняются и для рамно-балочных систем (рис. 105, б). Высота подвесного пролета зависит от его длины l_1 , как в разрезных балках.

В поперечном сечении небольшие рамно-консольные и рамно-балочные мосты могут быть собраны из отдельных двутавровых блоков (рис. 105, в), соединенных в поперечном направлении диафрагмами, и со сборной плитой проезжей части, уложенной по балкам. Иногда устраивают лишь две главные балки (рис. 105, д) с мощными диафрагмами и сборной плитой.

Мосты больших пролетов собирают из блоков коробчатого сечения. Между ними укладывают сборные плиты проезжей части (рис. 105, г) или плита составляет верхней полкой и консолями самих блоков (рис. 105, е). Коробчатые консоли рам можно соединять поперечными диафрагмами.

Напрягаемую арматуру в консолях Т-образных рам располагают по верхнему поясу в пазах коробчатых (рис. 106, а) или двутавровых (рис. 106, б) блоков. Устанавливают и натягивают арматуру в процессе уравновешенного монтажа блоков (см. рис. 106, а, блоки 0—13). Для того чтобы монтажный вес блоков был примерно одинаков, припорные блоки с большей высотой делают меньшей длины. В небольших рамно-подвесных пролетных строениях возможно выполнить весь консольный блок из одного монтажного элемента (см. рис. 106, б).

Для удобства монтажа у сборных блоков иногда делают уступы, а во время сборки каждый блок вначале прижимают монтажными тяжами, которые снимают после натяжения арматуры, анкеруемой в данном блоке.

Если в середине пролета Т-образных рам расположен шарнир или подвесной пролет, то вся арматура консолей проходит по

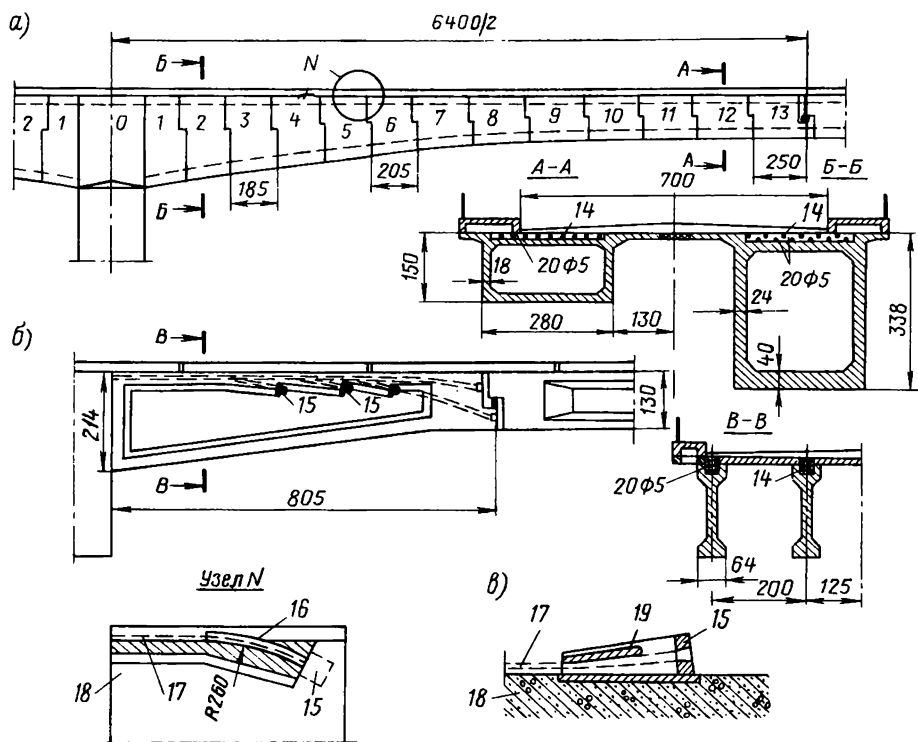


Рис. 106. Конструкция мостов с Т-образными рамами:

0—13 — номера последовательно установленных блоков; 14 — пазухи о пучках напрягаемой арматуры; 15 — анкера напрягаемой арматуры; 16 — трубка для пропуска пучка; 17 — пучок напрягаемой арматуры (показана пунктиром); 18 — тело блока пролетного строения; 19 — направляющая планка

верхнему поясу, так как они работают только на отрицательные моменты. При монолитном соединении в середине пролета и превращении системы в неразрезную необходима постановка небольшого числа пучков арматуры в нижней зоне примерно в средней трети или в четверти пролета.

Анкерные крепления напрягаемой арматуры устраивают в специальных приливах под верхней плитой блока (см. рис. 106, узел N). Пучок арматуры проходит открыто в пазухе, затем загибается и идет в трубке через тело блока. Пучок натягивают и анкеруют во внутренней полости блока. Такая конструкция усложняет опалубку блоков и вызывает определенные неудобства при натяжении арматуры. Поэтому в последнее время разработана конструкция металлического накладного анкера.

Накладной анкер (рис. 106, в) состоит из металлической пластины с ребрами и готовой металлической конусной анкерной колодкой на конце. Анкер приваривают к мощным выпускам арма-

туры и после бетонирования блока он остается расположенным открыто. Пучок арматуры пропускают за направляющей планкой и, отгибая его немного вверх, натягивают и анкеруют.

§ 57. АРОЧНЫЕ МОСТЫ

Основные системы арочных железобетонных мостов. В мостах арочной системы основными несущими элементами служат своды или арки. Свод представляет собой криволинейную плиту, ширина которой значительно больше ее толщины. Арка — это кривой брус, поперечный размер которого обычно меньше его высоты. Так как арки (своды) в основном работают на сжатие, в них наиболее эффективно может быть использован бетон высоких марок.

Пролетные строения арочных мостов всегда легче и экономичнее балочных. Однако передача распора опорам требует значительного увеличения их размеров в особенности крайних опор (устоев). Поэтому арочные мосты обычно целесообразны при хороших грунтах и сравнительно небольшой высоте опор. Железобетонными арками или сводами перекрывают пролеты от 20—30 м и более; современные арочные мосты имеют пролеты до 300 м.

По статической схеме арочные мосты можно разделить на распорные и безраспорные системы. В распорных арочных системах арки или своды опираются пятнами на опоры и передают им вертикальные давления и распор; в безраспорных — распор воспринимает затяжка, благодаря чему пролетное строение передает опорам лишь вертикальные давления.

Арочные мосты могут иметь езду поверху (рис. 107, а) или же пониженную езду (рис. 107, б). В отдельных случаях проез-

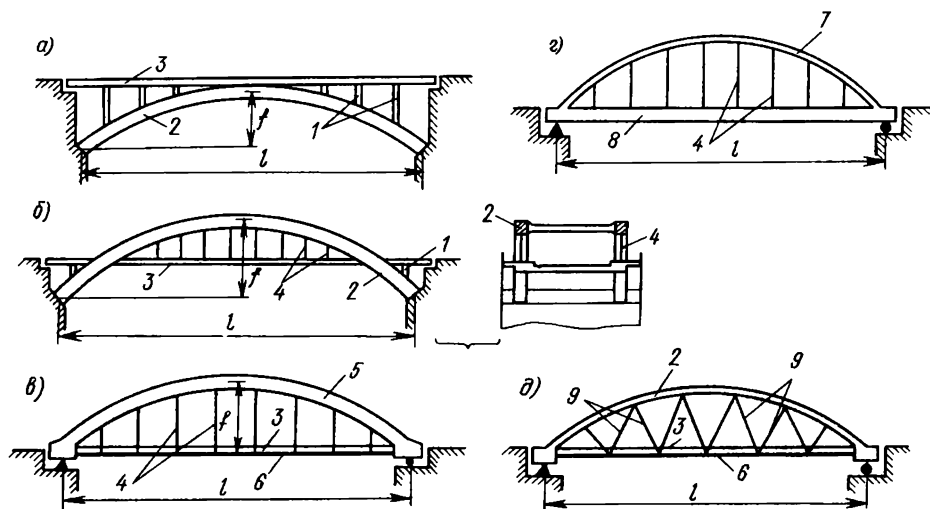


Рис. 107. Основные системы железобетонных арочных мостов:

1 — надарочная стойка; 2 — арка; 3 — конструкция проезжей части; 4 — подвески; 5 — жесткая арка; 6 — гибкая затяжка; 7 — гибкая арка; 8 — жесткая затяжка; 9 — наклонные подвески

жую часть устраивают в уровне пят арок. Выбор уровня расположения проезжей части определяется условиями проектирования продольного профиля мостового перехода. При езде поверху проезжая часть опирается на свод или арки с помощью надарочных стоек, а при езде понизу ее подвешивают к аркам с помощью подвесок.

Арки (своды) мостов могут быть бесшарнирными, двухшарнирными и трехшарнирными.

Бесшарнирные арки (своды) наиболее просты по конструкции. Однако при просадках и смещениях опор, изменениях температуры, усадке и ползучести бетона в них возникают дополнительные усилия и напряжения. Поэтому бесшарнирные арочные мосты нельзя применять при слабых грунтах, а также в районах с резкими колебаниями температуры. Двухшарнирные арки в меньшей степени подвержены дополнительным напряжениям, но конструкция их несколько усложняется наличием шарниров. Трехшарнирные арки не испытывают дополнительных усилий ни от деформаций опор, ни от изменений температуры, ни от усадки и ползучести бетона. Поэтому их применяют, когда возможны просадки или смещения опор, а также в районах с большими колебаниями температуры. Трехшарнирную систему удобно также применять в мостах, монтируемых из готовых полуарок.

Очертание оси железобетонных арок принимают возможно близким к кривой давления от расчетной нагрузки. Стрелу подъема арок назначают от $1/2 - 1/3$ до $1/10 - 1/15$ пролета в зависимости от местных условий.

В безраспорных мостах затяжка может быть сделана в виде элемента, способного воспринимать только растягивающее усилие; арки же работают на сжатие и изгиб. Такую систему называют жесткой аркой с гибкой затяжкой (рис. 107, а). В другой разновидности затяжку делают в виде жесткой балки, способной работать и на изгиб. В этом случае арка должна быть гибким элементом (криволинейным или полигональным), работающим на осевое сжатие; такую систему называют гибкой аркой с жесткой затяжкой (рис. 107, б). Интересна система с жесткой аркой, гибкой затяжкой и наклонными подвесками (рис. 107, в). Устройство наклонных подвесок уменьшает изгибающие моменты в арке и позволяет сделать ее более легкой.

Арочные мосты со сводами. В арочных мостах с ездой поверху часто применяют один или несколько параллельных сводов, поддерживающих надсводную конструкцию. Если пролетное строение имеет один свод, то ширину его делают равной или несколько меньшей полной ширины моста (рис. 108, а). Применяя два (рис. 108, б) или несколько параллельных сводов, можно получить более экономичное решение.

При пролетах до 60—80 м своды делают сплошного сечения, армируя их продольными стержнями, изогнутыми соответственно очертанию свода. Перпендикулярно основным стержням ставят распределительную арматуру. Верхнюю и нижнюю арматурные

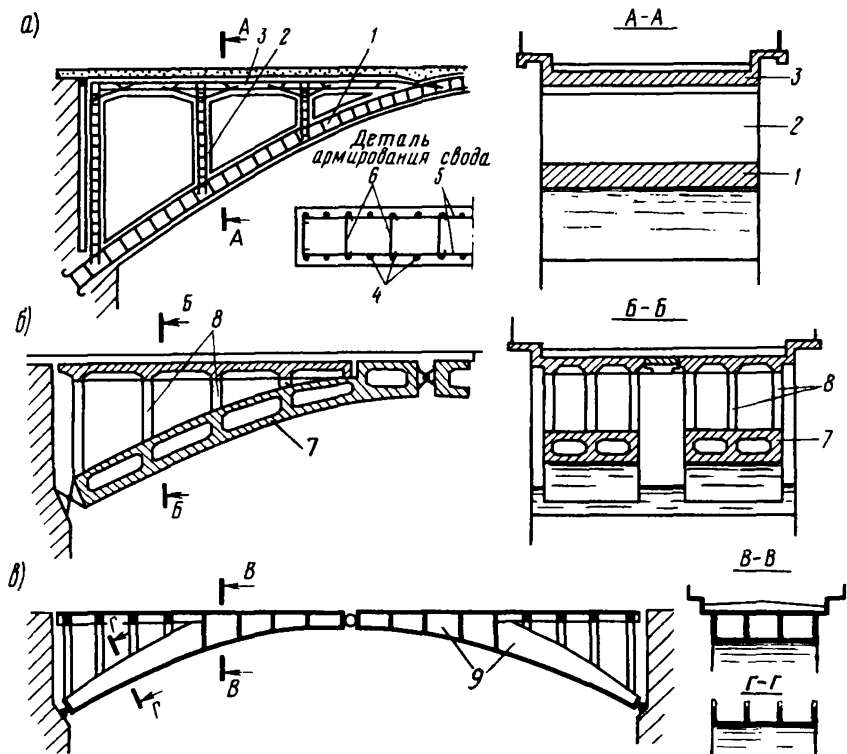


Рис. 108. Железобетонные арочные мосты со сводами:

1 — свод; 2 — надсводная стенка; 3 — плита проезжей части; 4 — рабочая арматура свода; 5 — распределительная арматура свода; 6 — хомуты; 7 — коробчатый свод; 8 — надсводные стойки; 9 — арочный диск

сетки свода связывают хомутами (см. рис. 108, а). Толщину сплошных сводов принимают $\frac{1}{50} — \frac{1}{80}$. При больших пролетах рационально устройство пустотных коробчатых сводов (см. рис. 108, б). Благодаря сосредоточению материала по краям сечения (верхней и нижней плитам) коробчатый свод работает на изгиб рациональнее сплошного. Высоту коробчатых сводов принимают $(\frac{1}{40} \div \frac{1}{60})l$.

Надсводное строение состоит из поперечных стенок (см. рис. 108, а) или отдельных надсводных стоек (см. рис. 108, б), поддерживающих проезжую часть. При устройстве надсводных стенок плиту проезжей части можно непосредственно опереть на них. При надсводных стойках они поддерживают плиту с помощью продольных и поперечных балок. Вблизи замка плита проезжей части примыкает к своду или сливается с ним; полностью проезжей части на замковом участке поддерживается непосредственно сводом.

Разновидность арочных мостов со сводами своеобразной облегченной конструкции представляют собой мосты из арочных дисков (рис. 108, в). В арочных дисках плиту проезжей части

объединяют для совместной работы с нижней криволинейной плитой и продольными стенками как единое коробчатое сечение. При небольших пролетах сводов нижней плиты может не быть, тогда арочный диск имеет простое ребристое сечение. Чаще всего арочный диск имеет коробчатое сечение в средней части пролета, а ближе к опорам проезжая часть отделяется и выключается из совместной работы, диск же имеет ребристое сечение с нижней криволинейной плитой (см. рис. 108, в). Мосты из арочных дисков делают трехшарнирными во избежание больших дополнительных напряжений от изменений температуры, деформаций опор, усадки и ползучести бетона.

Мосты с отдельными арками. В таких мостах основными несущими элементами служат арки, сечение которых делают прямоугольным, а при больших пролетах двутавровым или коробчатым. Высоту сечения арок принимают от $\frac{1}{40}$ до $\frac{1}{60}$ пролета. Арочные мосты с пониженной ездой и ездой понизу всегда имеют отдельные арки; применяют их и в мостах с ездой поверху. В мостах с ездой поверху число арок в поперечном сечении зависит от ширины моста. Обычно расстояние между арками составляет от 2—3 до 5—6 м. При езде понизу пролетное строение имеет две арки, расстояние между которыми определяется шириной габарита проезда по мосту.

Арки связывают между собой распорками, чтобы обеспечить жесткость и устойчивость пролетного строения в поперечном направлении (рис. 109, а, в).

Арки армируют продольными стержнями, идущими вдоль их верхней и нижней поверхностей (см. рис. 109, в). Продольную арматуру обхватывают хомутами.

Надарочную конструкцию делают аналогичной мостам со сводами.

Проезжую часть рекомендуется отделять от арок швами, чтобы предотвратить появление дополнительных напряжений в ней и надарочных стойках от совместной работы с арками. Значительные дополнительные напряжения могут возникнуть в коротких стойках, ближайших к замку. На концах этих стоек часто устраивают шарниры, превращая их в так называемые качающиеся стойки (см. рис. 109, а), не воспринимающие изгибающих моментов благодаря шарнирам.

При пересечении глубоких лощин или рек с быстрым течением, когда нельзя устроить подмости для бетонирования арок, иногда применяют жесткую арматуру в виде металлических арочных ферм. Эти фермы собирают навесу, подвешивают к ним опалубку и бетонируют. После отвердения бетона металлические фермы служат арматурой арок.

В двух- и трехшарнирных арках шарниры обычно делают стальными.

В арках небольших пролетов (до 30—50 м) могут быть применены простейшие шарниры из стальных листов или свинцовых прокладок (рис. 109, б), обеспечивающих взаимный поворот

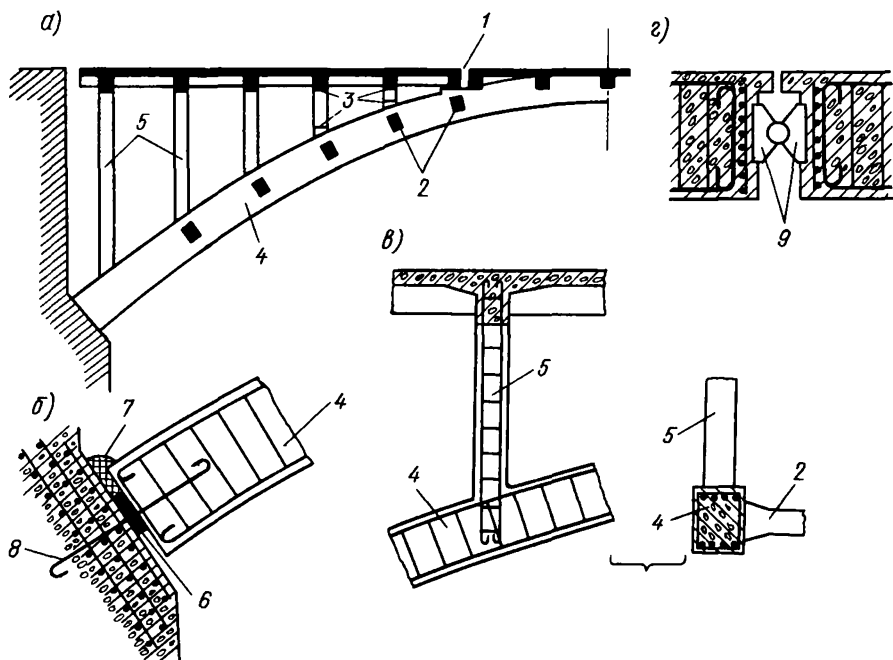


Рис. 109. Конструкция монолитных железобетонных арочных мостов с отдельными арками:

1 — шов в проезжей части; 2 — распорки между арками; 3 — шарниры в надарочных стойках; 4 — арка; 5 — надарочные стойки; 6 — свинцовый лист; 7 — водонепроницаемая мастика; 8 — осевой стержень шарнира; 9 — стальной балансирный шарнир

сопрягаемых частей. Ширину листов или прокладок принимают около $\frac{1}{4}$ — $\frac{1}{3}$ высоты сечения арки. Через шарнир пропускают продольные стержни, служащие для восприятия поперечных сил.

Наиболее совершенны шарниры из стального литья из двух подушек-балансиров, шарнирно сопрягающихся между собой (рис. 109, г) (см. § 72). В местах передачи давлений от шарниров бетон усиливают сетками.

Сборные конструкции арочных мостов. Сборные арочные мосты получают широкое применение. Пролетные строения таких мостов сооружают полностью сборными или устраивают сборное надарочное строение с монолитными арками. В полностью сборных арочных мостах арки монтируют из готовых блоков.

Удобно образовывать арки из двух готовых полуарок (рис. 110, а), которые доставляют в пролет и устанавливают на место. Условия доставки и подъемные механизмы ограничивают вес блоков полуарок и соответственно пролет арок (до 40—60 м). Доставка полуарок наплавку позволяет применить такую конструкцию при пролетах, достигающих 150 м. Если установка готовых полуарок невозможна, то арки монтируют из более мелких блоков (рис. 110, б), которые устанавливают на временных подмостях или

кружальных фермах и после омоноличивания всех швов включают в работу раскружаливанием. Возможна также сборка на берегу из отдельных блоков полуарок с последующей доставкой их наплаву в пролет.

Монолитные арки бетонируют на месте на подмостях. Конструкцию сборного надарочного строения делают из стоек, поперечных стенок или рам, поддерживающих элементы проезжей части.

По надарочным стойкам укладывают ригели, на которые опирают плитные или ребристые (рис. 110, в) элементы проезжей части. Стойки и ригели надарочной части могут быть объединены в рамные блоки (см. рис. 110, а). При надарочном строении с по-

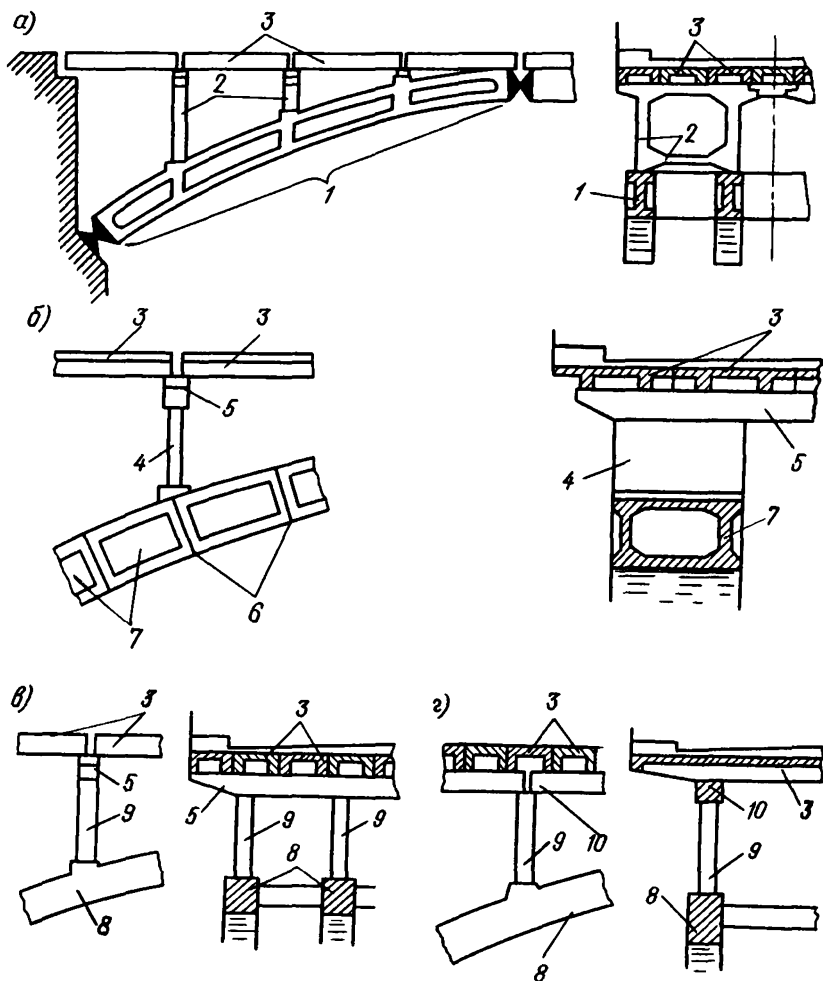


Рис. 110. Конструкция железобетонных сборных арочных мостов:

1 — готовый блок-полуарка; 2 — рамы надарочного строения; 3 — сборные элементы проезжей части; 4 — надсводная стенка; 5 — ригель; 6 — швы между блоками; 7 — готовые блоки арки; 8 — арка; 9 — надарочная стойка; 10 — продольный прогон

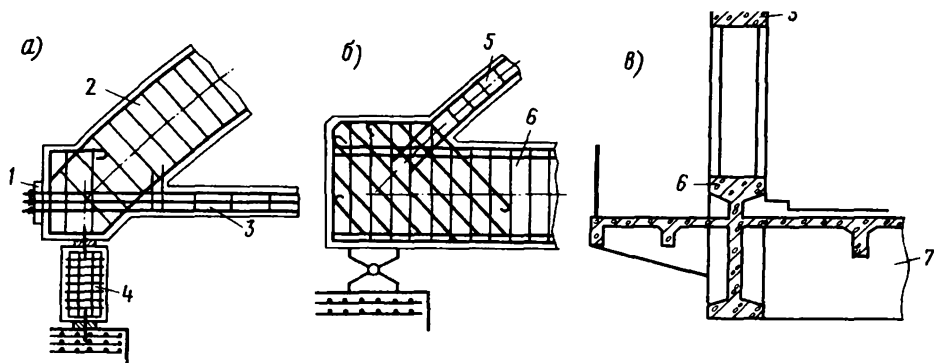


Рис. 111. Детали конструкции арочных пролетных строений с затяжкой:

1 — стальная плита-подушка; 2 — жесткая арка; 3 — гибкая железобетонная затяжка; 4 — железобетонная валковая опорная часть; 5 — гибкая арка; 6 — жесткая затяжка; 7 — поперечная балка

перечными стенками на них устанавливают ригель, поддерживающий опирающиеся на него блоки проезжей части (см. рис. 110, б). Применяют также другой вид надарочного строения, в котором по стойкам укладывают продольные балки (прогоны), а по ним блоки проезжей части (рис. 110, г). В конструкциях сборного надарочного строения всегда желательно использовать типовые элементы простых балочных пролетных строений.

Арочные мосты с затяжкой. Арочные пролетные строения с затяжкой применяют в мостах с ездой понизу в тех случаях, когда требуется перекрыть большие пролеты, не передавая распора на опоры. В таких мостах распор арок воспринимают затяжки, а пролетные строения в целом работают как балочные.

В арочных пролетных строениях с гибкой затяжкой ее делают железобетонной или металлической. Раньше железобетонные затяжки армировали круглыми стальными стержнями, надежно закрепленными на концах гайками, передающими давления торцам пролетного строения через стальные подушки (рис. 111, а). В современных конструкциях применяют более совершенное армирование затяжек высокопрочными стальными проволоочными пучками или кручеными канатами, подвергаемыми предварительному натяжению. Металлические затяжки устраивают из профильного металла, двутаврового, двухшвеллерного или коробчатого сечения. Подвески делают железобетонными или чаще из круглой стали. Концы стальных подвесок закрепляют в арках и поперечных балках проезжей части с помощью гаек и стальных подкладок.

В арочных пролетных строениях с жесткой затяжкой (рис. 111, б, в) аркам придают возможно меньшую высоту, чтобы их жесткость в вертикальной плоскости была минимальной и на арки не передавалось сколько-либо существенных изгибающих моментов от общей деформации пролетного строения. Затяжку в таких пролетных строениях делают в виде высокой балки (балки жесткости), рассчитанной на действие продольного усилия (распора) совместно с изгибающими моментами. Сечение балки

жесткости при малых пролетах делают прямоугольным, а при больших пролетах двутавровым (см. рис. 111, *в*) или коробчатым. Так как в балках жесткости возникают изгибающие моменты двух знаков, то арматуру располагают как поверху, так и понизу ее сечения. Для восприятия главных растягивающих напряжений ставят также хомуты и косые стержни (см. рис. 111, *б*).

ГЛАВА XVI

ТРУБЫ ПОД НАСЫПЯМИ

§ 58. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Трубы применяют для пропуска под насыпью дороги небольших постоянных или периодически действующих водотоков. Трубы сооружают так (рис. 112, *а*), чтобы над верхом трубы имелся слой засыпки не менее 0,5 м, распределяющий давления от проезжающих по дороге автомобилей и смягчающий их динамическое действие.

По условиям пропуска воды трубы могут быть безнапорными или напорными. Безнапорные трубы имеют отверстие, достаточное для беспрепятственного пропуска всей притекающей к ней воды при наибольшем расчетном ее расходе (см. рис. 112, *а*). Напорные трубы не успевают пропускать всю притекающую к ним воду и вызывают скопление ее с верховой стороны насыпи

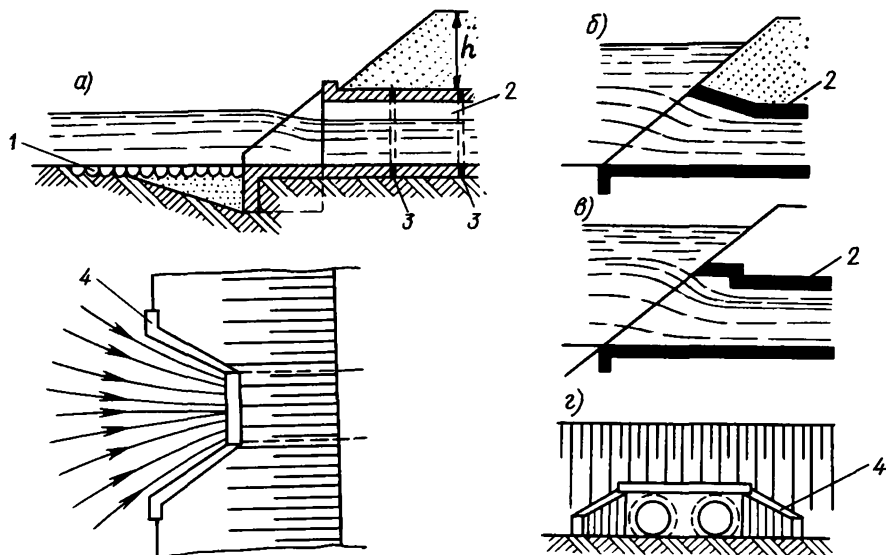


Рис. 112. Схемы труб под насыпями:

1 — укрепление мощением; 2 — труба; 3 — швы в трубе; 4 — раструбный оголовок

(рис. 112, б). Вследствие напора вода протекает через такие трубы с большой скоростью, что требует надежного предохранения их от размывов. Если труба, работающая с напором, не имеет обтекаемого входного отверстия, то по гидравлическому режиму такую трубу называют полунпорной (рис. 112, в).

В продольном направлении трубам придают уклон, принятый при гидравлическом их расчете, но не менее 2‰.

Трубы могут иметь одно, два (рис. 112, г) или несколько отверстий для пропуска воды. При нескольких отверстиях их называют многоочковыми. Для улучшения условий втекания воды в трубу и вытекания из нее входную и выходную ее части снабжают оголовками.

Портальные оголовки (рис. 113, а) представляют собой стенку, перпендикулярную оси трубы, с укрепленными мощением конусами. Такие оголовки наименее совершенны в отношении направления притекающей воды в отверстие трубы. Раструбные оголовки (рис. 113, б) имеют крылья, улучшающие условия входа воды в трубу. Раструбные оголовки с коническим входным отверстием (обтекаемые оголовки) лучше всего обеспечивают протекание воды и могут быть применены как для безнапорных, так и для напорных труб (рис. 113, в). Встречаются и другие виды оголовков.

Русло водотока перед входным и выходным отверстиями трубы надежно укрепляют против размыва. Наибольшему размыву могут подвергаться русло и откосы насыпи подходов у выходного оголовка. Укрепление делают мощением, монолитными или сборными бетонными или железобетонными плитами.

По длине трубу делают постоянной высоты или же входную часть устраивают выше для улучшения условий входа воды.

По материалу трубы на автомобильных дорогах бывают: 1) железобетонные; 2) каменные или бетонные. Применявшиеся ранее деревянные трубы из-за быстрого гниения древесины теперь на автодорогах не допускаются. Весьма редко встречаются и металлические трубы. Наибольшее распространение имеют железобетонные трубы.

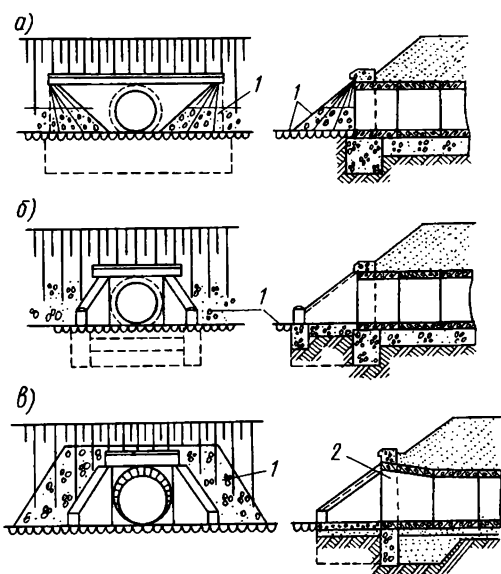


Рис. 113. Основные виды оголовков:

1 — укрепление мощением; 2 — коническое звено

Каменные и бетонные трубы устраивают в виде сводчатого покрытия, опертго на боковые стенки-устои. Отверстия таких труб могут достигать 4—5 м. Каменные своды делают бесшарнирными, а бетонные — бесшарнирными или трехшарнирными. Трехшарнирные бетонные своды (рис. 114, а) могут быть собраны из готовых блоков (полусводов). Боковые стенки каменных и бетонных труб делают с отдельными фундаментами (см. рис. 114, а) или для лучшего распределения давлений на грунт — с общим фундаментом (рис. 114, б). Для улучшения работы общего фундамента применяют устройство обратного свода, служащего также лотком для протекания воды.

По длине каменные и бетонные трубы разделяют поперечными швами на звенья длиной 3—6 м, разрезая швами как трубу, так и ее фундамент. Швы необходимы, потому, что от неравномерного по длине давления насыпи, а также от возможной неоднородности грунтов основания, труба обычно неравномерно оседает. Если бы трубы была сплошной, в ней появились бы трещины. Разделение трубы швами дает возможность каждому звену проседать самостоятельно. Швы между звеньями заполняют битумной мастикой, пропитанной битумом паклей или другим водонепроницаемым материалом.

Недостаток каменных и бетонных труб, состоящих из свода и устоев, заключается в значительном объеме кладки в устоях.

Более экономичное решение может быть получено, если устроить трубу в виде подъемистого свода, имеющего очертание по кривой давления. Такие трубы называют овоидальными (рис. 114, в). Овоидальные трубы, требующие довольно сложной опалубки, в настоящее время применяют редко.

Каменные и бетонные трубы снабжают оголовками обычно раструбного типа. Наружную поверхность труб, соприкасающуюся с грунтом насыпи, перед засыпкой труб покрывают гидроизоляцией.

Железобетонные трубы современных конструкций делают сборными круглого или прямоугольного сечения. Лишь

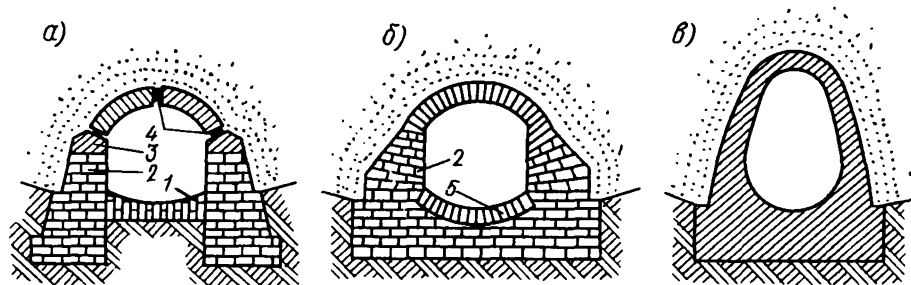


Рис. 114. Поперечные сечения каменных и бетонных труб:

1 — лоток; 2 — стенка; 3 — бетонная подушка; 4 — шарниры свода; 5 — обратный свод

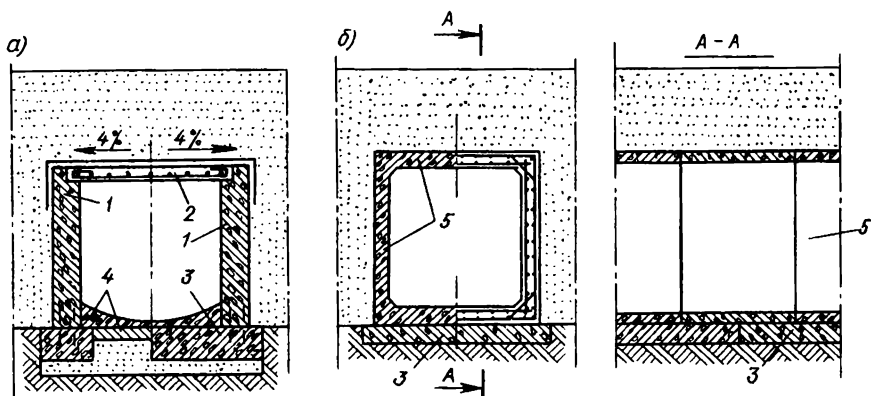


Рис. 115. Конструкция железобетонных труб прямоугольного сечения:

1 — боковая стенка; 2 — блок перекрытия; 3 — фундаментный блок; 4 — лоток; 5 — звено трубы

в очень редких случаях железобетонные трубы устраивают монолитными, бетонируемыми на месте. Встречаются также трубы со сборным железобетонным перекрытием на бетонных монолитных стенках (рис. 115, а). В зависимости от качества грунта в основании фундаменты таких труб делают раздельными (см. левую часть рис. 115, а) или общими под обеими стенками (см. правую часть рис. 115, а). Перекрытие трубы из готовых блоков служит распоркой для боковых стенок. Нижней распоркой служит лоток или общий фундамент. Стенки трубы по ее длине делают швами на секции длиной 3—6 м.

Полностью сборные трубы прямоугольного сечения монтируют из отдельных стеновых блоков и блоков перекрытия или же из целых четырехугольных звеньев (рис. 115, б). Фундамент трубы может быть выполнен из готовых блоков. При сухих или хорошо дренирующих грунтах фундамент укладывают непосредственно на грунт. При влажных грунтах, деформирующихся при замерзании, под фундаментом делают подушку из крупного песка, щебня или гравия.

Прямоугольные трубы могут иметь отверстия от 1,5 до 4 м. Оголовки их делают расширяющимися в плане, раструбного типа (см. рис. 112, а).

Наиболее широкое применение имеют круглые железобетонные трубы (рис. 116, 117), отличающиеся малым расходом материалов и производственными преимуществами. В настоящее время применяют круглые трубы диаметром от 0,5 до 2,0 м. Толщина стенок круглых труб в зависимости от их диаметра и высоты насыпи составляет от 8 до 24 см. Трубы делают сборными из отдельных звеньев длиной 1 м. Звенья имеют арматуру в виде двух спиралей, расположенных по внешней и внутренней их поверхностям (рис. 116, а). Каждый из рядов спиралей связан продольной распределительной арматурой. Перед установкой на

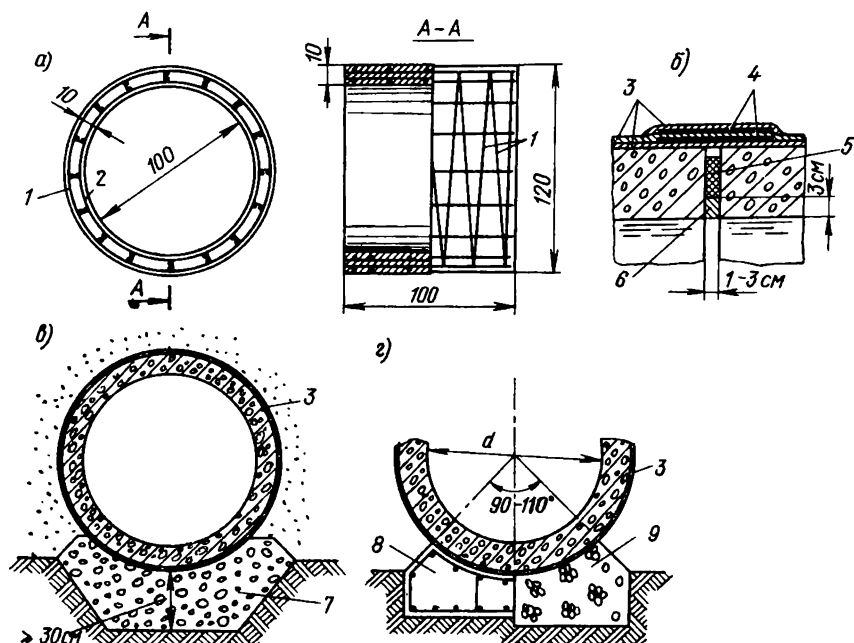


Рис. 116. Конструкция звеньев круглых железобетонных труб:

1 — наружная спираль; 2 — внутренняя спираль; 3 — слой битумной мастики; 4 — битуминизированная ткань; 5 — пакля, пропитанная битумом; 6 — цементный раствор; 7 — гравийная подушка; 8 — железобетонный блочный фундамент; 9 — монолитный бетонный фундамент

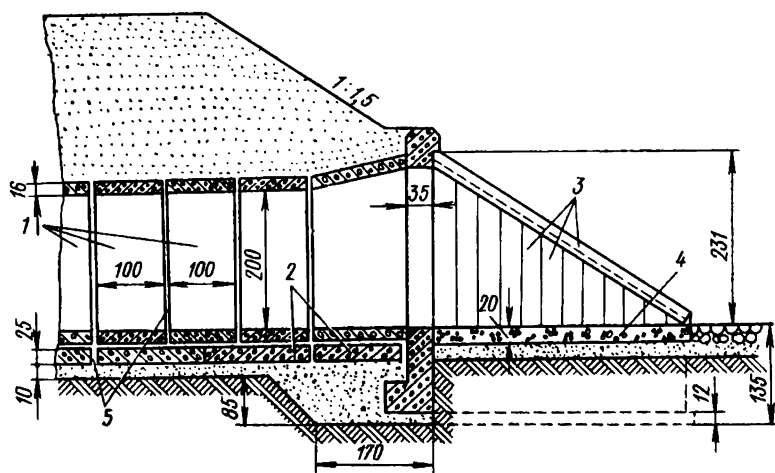


Рис. 117. Конструкция круглых железобетонных труб:

1 — звенья трубы; 2 — блоки фундаментов; 3 — блоки откылков оголовка; 4 — бетон, уложенный на месте; 5 — стык звеньев

место наружную поверхность звеньев обмазывают двумя слоями горячей битумной мастики. Стыки звеньев (рис. 116, б) заполняют пропитанной битумом паклей и обклеивают снаружи двумя слоями битумизированной ткани. Изнутри швы расширяют цементным раствором.

При хорошо дренирующих плотных крупнозернистых песчаных, щебеночных или гравийных грунтах звенья круглых труб небольшого диаметра можно укладывать непосредственно на грунт. При супесях, мелких песках и глинистых грунтах под звенья трубы устраивают подушку (рис. 116, в) толщиной не менее 30 см из щебня, гравия или крупного песка, а при высоте насыпи более 4 м — фундаменты (рис. 116, г) из железобетонных блоков или монолитные бетонные. Через каждые 2—4 м в фундаменте делают поперечные деформационные швы (см. рис. 117). В глинистых и суглинистых грунтах основание концевых частей круглых труб закладывают на 0,25—0,3 м ниже глубины промерзания (см. рис. 117).

§ 60. ОСНОВЫ РАСЧЕТА ТРУБ

На трубу действуют вертикальные и горизонтальные давления от грунта насыпи и находящейся на ней подвижной нагрузки.

Вследствие осадки грунта насыпи вертикальное давление на трубу оказывает не только столб земли, находящейся над трубой, но и силы трения T , возникающие по его боковым поверхностям (рис. 118, а)

Давление на единицу площади в уровне верха трубы от веса грунта

$$p = n_{\text{пост}} C \gamma H_0,$$

где $n_{\text{пост}} = 1,2$ — коэффициент перегрузки для грунта;

γ — объемный вес грунта (обычно $\gamma = 1,8 \text{ Т/м}^3$);

H_0 — высота засыпки, считая от верха трубы;

C — коэффициент (больший единицы), учитывающий увеличение давления на трубу, вызываемое указанными выше силами трения. Величина коэффициента C зависит от характеристик грунтов насыпи и ее основания, а также от высоты и ширины трубы.

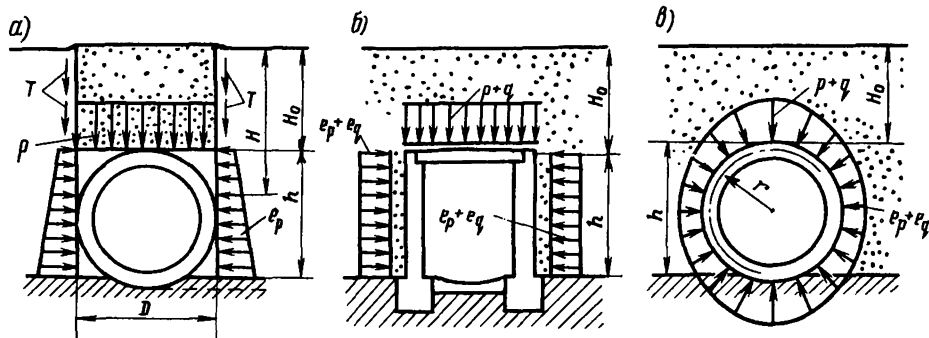


Рис. 118. Эпюры давления грунта на трубы

Горизонтальное давление от веса грунта на глубине H (см. рис. 118, а):

$$e_p = n_{\text{пост}} \mu \gamma H;$$

$$\mu = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right),$$

где φ — угол внутреннего трения грунта насыпи, обычно принимаемый равным 30° для звеньев трубы и 25° для оголовков.

Вертикальное давление от подвижной нагрузки (в T/m^2) при высоте засыпки над трубой 1 м и более принимают равномерно распределенным и составляющим (от нагрузки НК-80)

$$q = n_{\text{вр}} \frac{19}{H + 3},$$

где $n_{\text{вр}}$ — коэффициент перегрузки временной нагрузки (для НК-80 $n_{\text{вр}} = 1,1$).

При высоте засыпки менее 1 м принимают давления от колес или гусениц подвижной нагрузки с учетом их распределения в грунте под углом 30° к вертикали.

Расчетное горизонтальное давление от действия подвижной нагрузки

$$e_q = \mu q,$$

где q — интенсивность давления от временной нагрузки на рассматриваемом уровне.

Для прямоугольных труб горизонтальные давления e_p и e_q для упрощения расчетов конструкции можно считать постоянными по высоте и равными давлению на уровне середины высоты трубы (рис. 118, б).

При расчете круглых труб давление нормальное к их поверхности считают изменяющимся от величины $p + q$ до $e_p + e_q$ (рис. 118, в).

Величина наибольшего изгибающего момента в звеньях круглых труб приближенно может быть выражена формулой

$$M = \kappa(p + q)r^2(1 - \mu),$$

где κ — коэффициент, зависящий от способа опирания звеньев трубы; ориентировочно $\kappa = 0,22$;
 r — средний радиус круглого звена.

Сечения труб должны быть проверены на прочность по первому предельному состоянию и на трещиностойкость по третьему предельному состоянию.

При расчетах на прочность водопропускных труб нагрузки вводят с коэффициентами перегрузки. Расчеты на трещиностойкость ведут на нормативные нагрузки без учета коэффициентов перегрузки.

СООРУЖЕНИЯ НА ГОРНЫХ ДОРОГАХ И ТОННЕЛИ**§ 61. СПЕЦИАЛЬНЫЕ СООРУЖЕНИЯ НА ГОРНЫХ ДОРОГАХ**

На горных дорогах возникает необходимость в специальных искусственных сооружениях, связанных с особенностями прокладки дорог в горных местностях.

Когда дорога идет по косогору и требует устройства выемки, насыпи или полувыемки-полунасыпи, то для уменьшения объема земляных работ часто целесообразно устраивать подпорные стенки. Подпорные стенки служат для поддержания низового откоса насыпи (рис. 119, а), верхового откоса выемки (рис. 119, б) или обоих откосов. Стенки делают массивными из бетонной или каменной кладки или же железобетонными монолитными или сборными.

Очертание массивных подпорных стенок назначают так, чтобы равнодействующая давлений, действующих на стенку, проходила возможно ближе к ее оси. Для этого стенки делают ступенчатыми или наклонными (см. рис. 119, б). Чтобы избежать дополнительных напряжений от неравномерных осадок, а также температурных и усадочных деформаций, стенки разделяют деформационными швами, устраиваемыми друг от друга не далее 10—15 м при бетонных стенках и 20—30 м при каменных. Для отвода воды из-за стенок в них устраивают дренажные отверстия. Заднюю поверхность стенки следует покрывать гидроизоляцией.

Железобетонные подпорные стенки имеют значительно меньшие толщины, чем массивные. Обычно они состоят из вертикальной или наклонной стенки, заделанной внизу в фундаментную плиту (см. рис. 119, а). Такие стенки могут быть монолитными или сборными. В сборных конструкциях готовые блоки фундаментной плиты и стенки устанавливают на место и соединяют между собой сваркой арматуры и омоноличиванием. Оригинальная разновидность сборных подпорных стенок имеет вид ряжа, составленного из железобетонных брусьев и заполненного камнем (рис. 119, в).

Подпорные стенки рассчитывают, проверяя их прочность и устойчивость под действием передающихся им давлений.

При сооружении дороги на крутом косогоре взамен высокой насыпи или глубокой выемки часто экономически целесообразнее устройство полумоста или балкона.

Полумост представляет собой сооружение, поддерживающее полотно дороги или часть ее ширины на косогоре (рис. 119, д). Полумосты делают из железобетона, бетона или каменной кладки (при наличии местного камня), арочной, балочной или рамной конструкции.

Балкон представляет собой заделанную в горном склоне консольную конструкцию, на которой частично или полностью располагается проезжая часть дороги. Балконы приходится устраивать при крутых косогорах, когда возведение полумоста не-

возможно или экономически нецелесообразно. Применение балконов требует прочных и устойчивых скальных пород. В настоящее время балконы делают преимущественно сборной железобетонной конструкции (рис. 119, *г*). Для обеспечения устойчивости балкон может потребовать пригрузки, которую лучше всего делать из того же бетона.

В местах, где дороге угрожают снежные или каменные обвалы, приходится устраивать защитные галереи, перекрывающие дорогу и обеспечивающие пропуск над ней масс обвала. Галерею всегда желательно располагать на горном склоне так, чтобы по возможности избежать непосредственного падения на нее обвалных масс. Для уменьшения динамического воздействия камней и снега галерею покрывают наклонной засыпкой из каменного материала толщиной до 2—3 м.

В современных условиях наиболее употребительны железобетонные защитные галереи монолитной или сборной конструкции. Монолитные железобетонные галереи обычно имеют рамную конструкцию (рис. 120, *а*).

Наружная часть галереи может быть сплошной (см. рис. 120, *а*) с проемами для освещения и вентиляции или же открытой с опорами в виде отдельных стоек (рис. 120, *б*).

Сборные конструкции железобетонных галерей составляют из готовых блоков, монтируемых на месте краном. Сборная галерея имеет перекрытие из ребристых балочных элементов, опирающихся на продольный прогон, лежащий на стойках, тоже представляющих собой готовые элементы (см. рис. 120, *б*). Со стороны откоса может потребоваться опора для закрепления грунта горного склона. Эту опору делают в виде массивной подпорной стенки, способной воспринимать давление грунта (см. рис. 120, *б*).

При наличии на месте строительства естественных каменных материалов, пригодных для возведения искусственных сооруже-

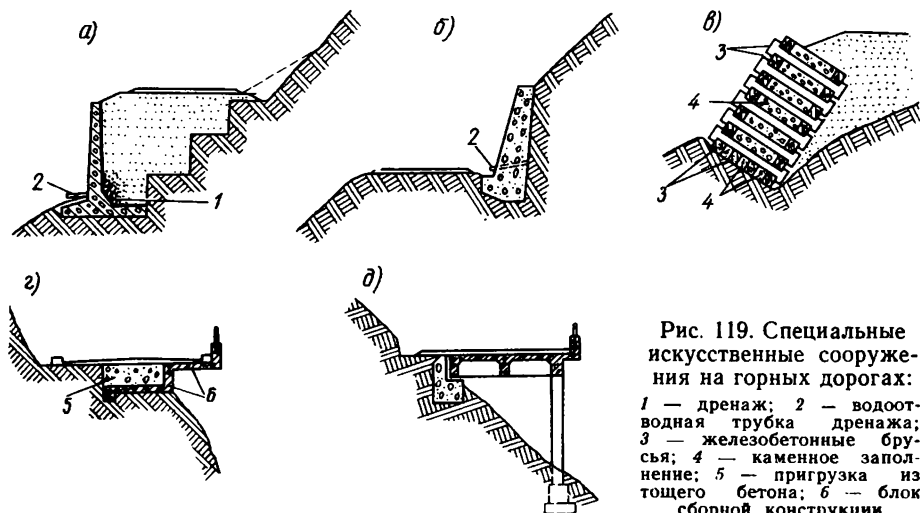


Рис. 119. Специальные искусственные сооружения на горных дорогах:

1 — дренаж; 2 — водоотводная трубка дренажа; 3 — железобетонные брусья; 4 — каменное заполнение; 5 — пригрузка из того же бетона; 6 — блок сборной конструкции

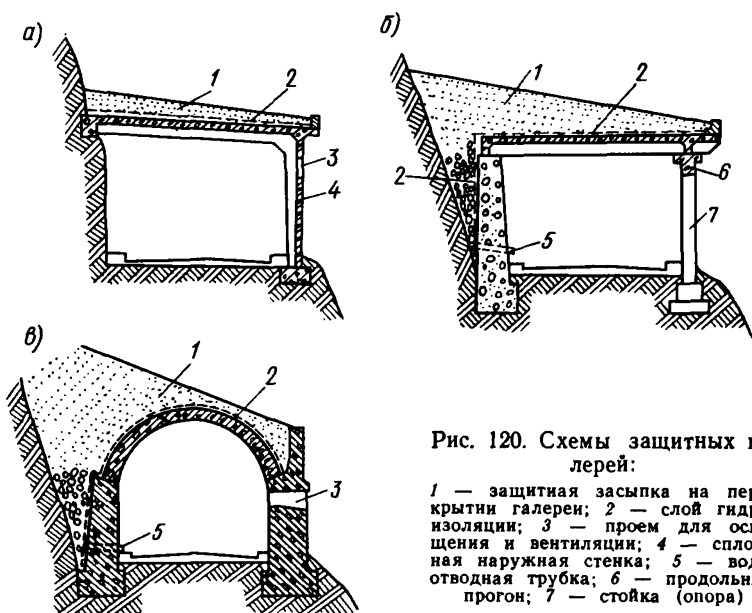


Рис. 120. Схемы защитных галерей:

1 — защитная засыпка на перекрытии галерей; 2 — слой гидроизоляции; 3 — проем для освещения и вентиляции; 4 — сплошная наружная стенка; 5 — водоотводная трубка; 6 — продольный прогон; 7 — стойка (опора)

ний, галереи могут быть сделаны каменными. Каменные галереи делают арочной конструкции со сводом, опирающимся на массивные внутреннюю и наружную стенки (рис. 120, в).

Для предохранения несущих конструкций галерей от проникания в них влаги верхнюю поверхность перекрытия и обращенную к горному склону поверхность внутренней стенки следует покрывать гидроизоляцией.

Защитные галереи рассчитывают на вес снега или горной породы, могущих задержаться на ней, на удар падающих масс, а также на усилие, передаваемое при сползании обрушившихся масс по защитной засыпке.

§ 62. ТОННЕЛИ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

Тоннели на автомобильных дорогах могут быть разделены на следующие основные виды:

горные тоннели, прокладываемые через горные хребты или возвышенности;

подводные тоннели, устраиваемые под реками, морскими проливами и заливами вместо мостового перехода;

городские тоннели, предназначенные для пропуска транспортных потоков или пешеходов в городах.

В зависимости от глубины заложения тоннеля от поверхности земли различают тоннели глубокого или мелкого заложения. Городские тоннели в пересечениях улиц и площадей, а также пешеходные тоннели, как правило делают мелкого заложения.

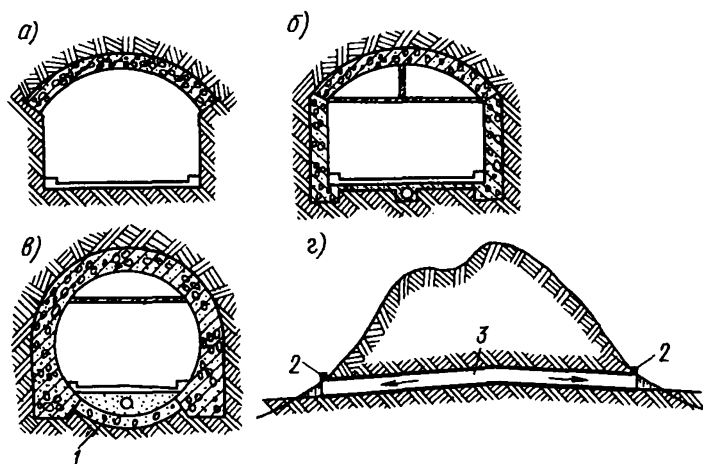


Рис. 121. Основные виды горных обделок и схема горного тоннеля:

1 — обратный свод; 2 — портал; 3 — горный тоннель

Тоннели глубокого заложения проходят на большой глубине в толще горных пород (горные тоннели) или ниже уровня воды (подводные тоннели). Возведение тоннелей глубокого заложения требует специальных методов производства работ.

Для нормальной эксплуатации автодорожных тоннелей необходимо предусматривать в них обустройства для отвода воды, вентиляции (при длинных тоннелях), освещения, а также обеспечения безопасности движения автомобилей.

Горные тоннели. В зависимости от характера грунтов, через которые проходит тоннель, конструкция его, называемая тоннельной обделкой, бывает различной. При проходе крепких скальных пород тоннель может быть оставлен без всякой обделки. Если есть опасность выветривания поверхностного слоя породы в тоннеле, то устраивают легкую его облицовку. При необходимости поддерживать горную породу применяют несущую тоннельную обделку, обычно имеющую сводчатое перекрытие. Очертание свода перекрытия должно быть по возможности близким к кривой давления от действующей на него нагрузки.

В настоящее время обделку горных тоннелей делают преимущественно бетонной или железобетонной. Раньше обделку всегда делали монолитной. В настоящее время получают распространение сборные конструкции обделки.

В крепких скальных породах, не оказывающих бокового давления, можно применить тоннельную обделку в виде свода, опирающегося пятнами на породу (рис. 121, а). В менее крепких породах обделка должна укреплять также и боковые стены тоннеля. Тогда ее делают в виде свода, поддерживаемого боковыми вертикальными стенками (рис. 121, б). При слабых породах, оказывающих большое вертикальное давление как сверху, так и

с боков, а иногда и снизу обделке придают криволинейное очертание, устраивая внизу так называемый обратный свод (рис. 121, в).

Для защиты от проникания грунтовых вод тоннельную обделку покрывают гидроизоляцией.

На концах тоннель имеет порталы (рис. 121, г), обеспечивающие устойчивость лобового откоса выемки подхода и служащие также для отвода воды и предохранения от падения камней с горного склона.

Тоннельную обделку рассчитывают на горное давление, действующее на свод и боковые стенки тоннеля, зависящее от характера окружающих тоннель пород.

Горные тоннели сооружают, постепенно разрабатывая породу и укрепляя ее в случае необходимости временными деревянными или металлическими (реже железобетонными) креплениями. Мягкие породы разрабатывают механизированным инструментом: отбойными молотками, пневматическими лопатами. Скальные породы — буро-взрывным методом.

Подводные тоннели. Устройство подводного тоннеля оказывается целесообразным при необходимости пересечения автомобильной дорогой крупной реки, морского залива или пролива, когда постройка моста нежелательна из-за стеснения судоходства или других соображений. Различают три вида подводных тоннелей: тоннель, проходящий в толще естественного грунта под руслом реки (рис. 122, а); тоннель, уложенный по выровненному дну или подводной дамбе (рис. 122, б); тоннель-мост, опирающийся на отдельные подводные опоры (рис. 122, в). Кроме того, возможно устройство плавучих подводных тоннелей, укрепленных оттяжками заанкеренными в дно.

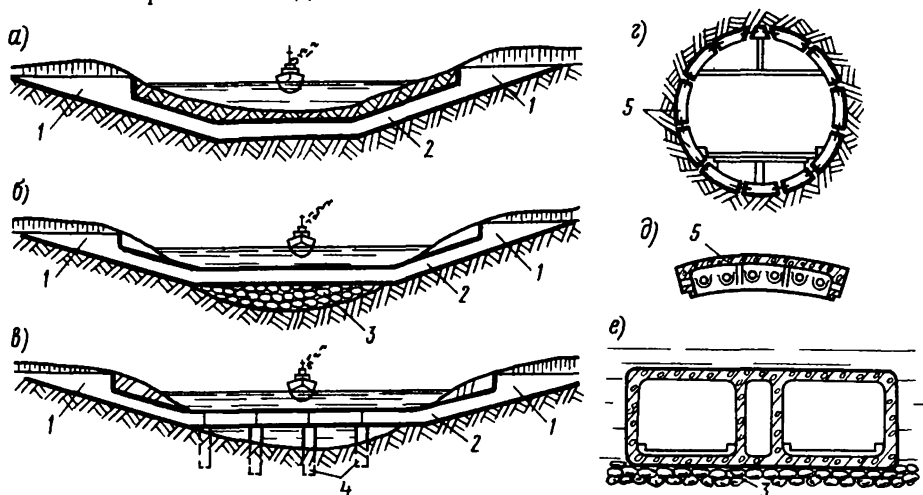


Рис. 122. Схемы подводных тоннелей:

1 — рамповый участок; 2 — подводный участок; 3 — подводная дамба; 4 — опоры подводного тоннеля; 5 — тубинг тоннельной обделки

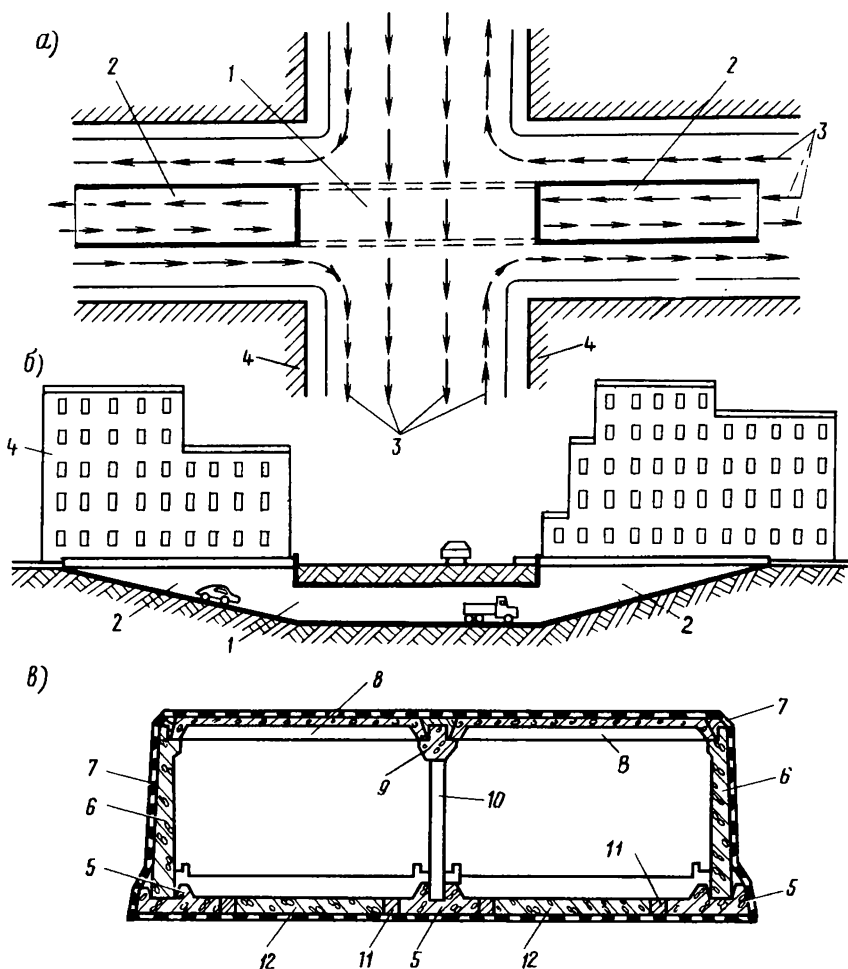


Рис. 123. Схемы городских транспортных тоннелей:

1 — тоннель; 2 — рампа; 3 — направление движения автомобилей; 4 — городская застройка; 5 — фундаментный блок; 6 — стеновой блок; 7 — гидроизоляция; 8 — блок перекрытия; 9 — прогон; 10 — средняя стойка; 11 — стык омоноличивания; 12 — лотковый блок

Подводные тоннели, проходящие в толще грунта, чаще всего делают кругового очертания из чугунных (рис. 122, а) или железобетонных тубингов. Тубингами называют блоки (рис. 122, д), из которых образуется обделка тоннеля. Тубинги соединяют между собой болтами, обеспечивая герметичность сопряжений.

Проходку тоннеля ведут с помощью щита, служащего для разработки грунта и поддержания его в зоне монтажа обделки.

Подводные тоннели, укладываемые по дну водного препятствия, в большинстве случаев делают железобетонными, часто прямоугольного сечения (рис. 122, е). Такие тоннели сооружают, опуская на дно подведенные наплаву готовые секции и объединяя

их между собой подводным способом. Аналогично возводят и мосты-тоннели.

Городские тоннели. В современных городах тоннели устраивают для пропуска транспортных потоков под улицами или площадями, а иногда и под путями железных дорог. Как правило, городские транспортные тоннели имеют мелкое заложение для уменьшения их длины и уклонов на въездах. Глубина заложения городских тоннелей зависит также от имеющихся в месте их устройства подземных коммуникаций (кабелей, трубопроводов). Въезды в тоннели, называемые рампами (рис. 123, а), обычно устраивают открытыми в выемках с ограждением подпорными стенками (рис. 123, а, б).

Пешеходные тоннели служат для прохода людей под улицами, площадями, а также загородными автомагистралями с интенсивным автомобильным движением. Такие тоннели всегда делают возможно более мелкого заложения, чтобы уменьшить высоту лестниц, преодолеваемых пешеходами. На площадях пешеходные тоннели часто делают разветвляющимися или комбинируют их с подземным залом. В больших городах подземные тоннели иногда используют для входа на станции метрополитена.

Транспортные и пешеходные тоннели, как правило, имеют прямоугольное поперечное сечение в виде однопролетной, а для широких тоннелей — двухпролетной конструкции (рис. 123, в). Современные городские тоннели делают преимущественно из сборного железобетона. Обычно конструкция их состоит из фундаментных блоков, в которых укрепляют стеновые блоки и средние стойки (см. рис. 123, в). Между фундаментными блоками укладывают лотковые, служащие для поддержания проезжей части, а также для обеспечения замкнутости конструкции тоннеля.

На средние стойки укладывают продольный прогон, поддерживающий вместе с боковыми стенками верхнее перекрытие из плоских или ребристых железобетонных блоков. Швы между блоками заполняют цементным раствором или бетоном для объединения их в единую конструкцию. Наружную поверхность тоннеля покрывают гидроизоляцией.

Транспортные и пешеходные тоннели мелкого заложения обычно приходится сооружать на территории с интенсивным движением. Это требует всемерного сокращения сроков строительства и соответствующей организации работ. При невозможности переноса движения на другие улицы городские тоннели строят участками по их длине, временно закрывая движение на части ширины пересекаемой улицы или площади.

Работы по постройке тоннелей мелкого заложения чаще всего ведут в открытом котловане. При наличии грунтовых вод, а также в стесненных условиях котлованы ограждают шпунтовыми стенками. В последнее время для тоннелей мелкого заложения начинают применять и щитовой метод, дающий возможность лучшей механизации работ.

РАЗДЕЛ ПЯТЫЙ

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ МОСТЫ

ГЛАВА XVIII

ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТАХ

§ 63. ОСНОВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТОВ

Металл — наиболее совершенный материал, применяемый для современных строительных конструкций. В мостах металлическими делают пролетные строения, опоры же — бетонными или железобетонными. Благодаря высокой прочности современных строительных сталей металлическими мостами можно перекрывать значительно большие пролеты, чем железобетонными. Современные металлические мосты перекрывают пролеты, превышающие 1 км

Мосты примитивной висячей системы с железными цепями строили еще в древние времена. Более совершенные конструкции металлических мостов появились в XVIII—XIX вв. Их делали чугунными преимущественно арочной системы (рис. 124). Почти одновременно началось строительство висячих мостов, вначале с железными цепями, а затем — с проволочными кабелями. В середине XIX в. для мостов начали применять сварочное железо. К этому периоду относится появление первых сквозных металлических ферм, имевших густую решетку из большого числа пересекающихся раскосов. Вторая половина XIX в. и начало XX в. характерны строительством в России большого числа шоссейных, городских и железнодорожных мостов. В этот период сформировалась и русская мостостроительная наука, связанная с именами выдающихся русских инженеров и ученых: С. В. Кербедза (1810—1899 гг.), Д. И. Журавского (1821—1891 гг.), Н. А. Белелюбского (1845—1922 гг.), Л. Д. Проскуракова (1858—1926 гг.) и др.

С появлением в конце XIX в. литого железа, лучшего по качеству, чем сварочное, его стали широко применять для мостов.

Большие успехи в строительстве металлических мостов достигнуты в нашей стране после Великой Октябрьской революции.

Применяемые в СССР системы и конструкции металлических мостов отличаются рациональностью и экономичностью (рис. 125), а также простотой изготовления и монтажа. В настоящее время металлические мосты широко применяют во всех странах

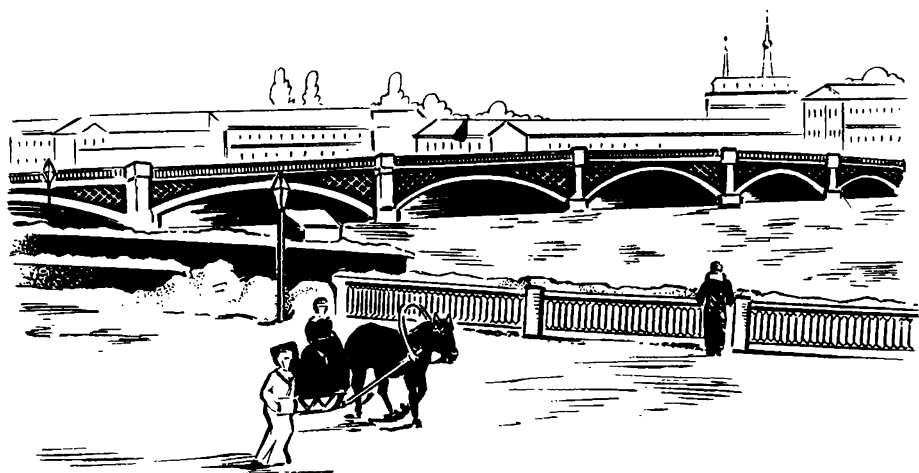


Рис. 124. Чугунный арочный мост, построенный С. В. Кербедзом через р. Неву (1850 г.)

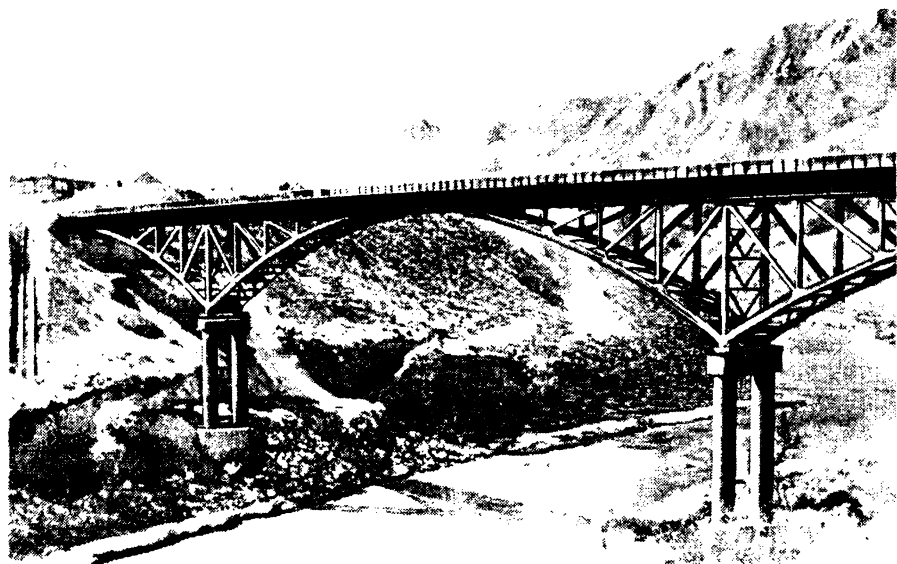


Рис. 125. Автодорожный мост через р. Катунь (1970 г.)

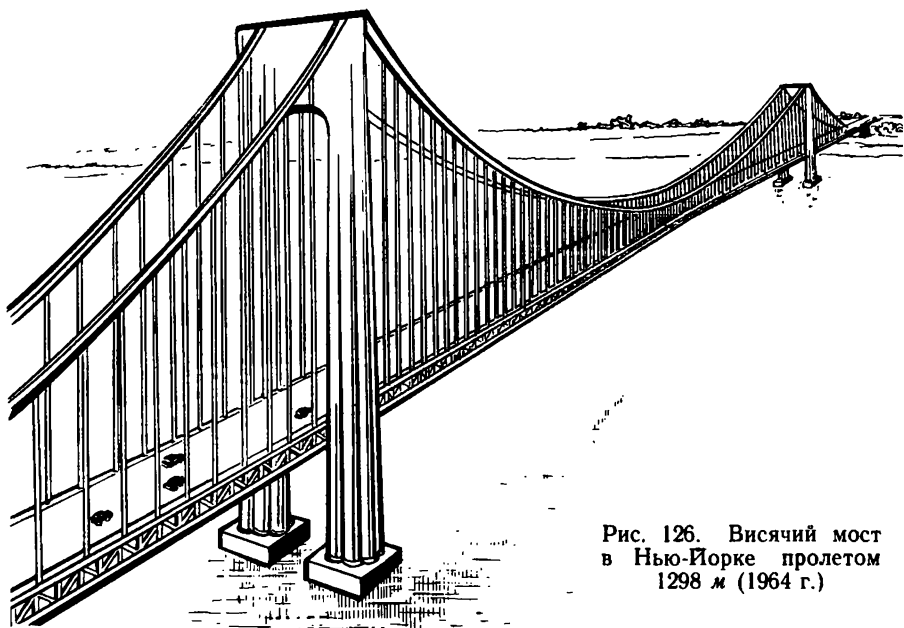


Рис. 126. Висячий мост
в Нью-Йорке пролетом
1298 м (1964 г.)

(рис. 126). Их изготавливают на хорошо оборудованных заводах и монтируют специальными кранами, позволяющими собирать конструкцию быстрыми темпами. Системы и конструкции металлических мостов непрерывно совершенствуются. Улучшаются методы изготовления и монтажа. Все шире применяют стали повышенного качества.

Мосты из металла могут быть различных систем. Широко применяют балочные мосты со сплошными балками или решетчатыми фермами. Нередко устраивают мосты рамных систем. Для перекрытия больших пролетов используют арочные и висячие системы.

Экономические преимущества металлических мостов проявляются с увеличением пролетов. Поэтому их применяют главным образом для перекрытия больших пролетов. Однако промышленность изготовления и быстрые темпы монтажа часто оправдывают применение металлических мостов и для сравнительно небольших пролетов (порядка 40—60 м и более).

§ 64. СПОСОБЫ СОЕДИНЕНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ЭЛЕМЕНТОВ

Для соединения элементов конструкции в современных мостах применяют сварку, заклепки и высокопрочные болты.

Сварка широко применяется при заводском изготовлении элементов и значительно реже в монтажных условиях. Сварные соединения в мостах выполняют преимущественно автоматической или полуавтоматической электрической дуговой сваркой с помо-

Заклепка представляет собой круглый стержень с наштампованной на одном его конце закладной головкой (рис. 127, *д*). Нагретую докрасна заклепку вводят в отверстие, прижимают закладную головку поддержкой и расклепывают выступающую часть стержня, образуя из него замыкающую головку. При расклепывании стержень заклепки плотно заполняет отверстие, а остывая — стягивает соединяемые элементы. В местах, где нельзя сделать выступающих головок, применяют заклепки с потайной головкой (рис. 127, *е*).

Передавая усилие, заклепка работает на срезывание и на смятие.

Усилие $S_{ср}$, выдерживаемое сечением стержня заклепки на срезывание (рис. 127, *з*),

$$S_{ср} = \frac{\pi d^2}{4} R_{ср}; \quad R_{ср} = \alpha_{ср} R_0.$$

Усилие $S_{см}$, определяемое смятием между стержнем заклепки и соединяемым элементом (рис. 127, *и*),

$$S_{см} = d \delta R_{см}; \quad R_{см} = \alpha_{см} R_0,$$

где d — диаметр (стержня) заклепки;
 δ — толщина более тонкого из соединяемых элементов;
 $R_{ср}$ — расчетное сопротивление на срезывание;
 $R_{см}$ — расчетное сопротивление на смятие;
 $\alpha_{ср}, \alpha_{см}$ — коэффициенты перехода от основного расчетного сопротивления R_0 металла соединяемых элементов к расчетным сопротивлениям заклепок на срезывание и смятие.

Заклепочные соединения элементов, работающих на продольную силу, обычно рассчитывают не по фактическому усилию, действующему на соединение, а по тому наибольшему усилию, которое может выдержать прикрепляемый элемент.

Центрально растянутый элемент может выдержать усилие $F_{нт} R_0$, а центрально сжатый $\phi F_{бр} R_0$, где $F_{нт}$ и $F_{бр}$ — площадь ослабленного (нетто) и неослабленного (брутто) сечения элементов; ϕ — коэффициент продольного изгиба сжатого элемента. Если назвать расчетной площадью сечения F_p величину, равную $F_{нт}$, для растянутого и $\phi F_{бр}$ для сжатого элемента, то необходимое для прикрепления элемента число заклепок из условия их прочности на срезывание:

$$n_{ср} \geq \frac{F_p R_0}{\frac{\pi d^2}{4} \alpha_{ср} R_0}, \text{ или } n_{ср} \geq \mu_{ср} F_p;$$

$$\mu_{ср} = \frac{4}{\pi \alpha_{ср} d^2}.$$

Аналогично из условия прочности заклепок по смятию:

$$n_{см} \geq \frac{F_p R_0}{d \delta \alpha_{см} R_0}, \text{ или } n_{см} \geq \mu_{см} F_p; \quad \mu_{см} = \frac{1}{\alpha_{см} d \delta}.$$

Таким образом, число заклепок, необходимое для прикрепления элемента исходя из условия равнопрочности соединения и прикрепляемого элемента, определится по расчетной площади его сечения умножением ее на больший из коэффициентов $\mu_{ср}$ или $\mu_{см}$.

Этот способ расчета числа заклепок называют расчетом по площади сечения. Коэффициенты $\mu_{ср}$ и $\mu_{см}$ зависят от диаметра применяемых заклепок и толщин склепываемых элементов. В соединениях с двухсрезными заклепками (см. рис. 127, и) значения коэффициента $\mu_{ср}$ уменьшают вдвое.

Высокопрочные болты (рис. 127, ж) из термоупрочненной стали ставят в отверстие несколько большего диаметра, чем стержень болта и, натягивая гайки, сильно сжимают соединяемые элементы. Благодаря этому усилия, действующие на соединение, передаются трением, возникающим между элементами (рис. 127, к). Гайки болтов натягивают механическими или ручными ключами, имеющими устройства для контролирования величины прилагаемого крутящего момента. Этим обеспечивается требуемое натяжение болтов.

Усилие S , которое может быть передано по каждой плоскости контакта элементов, стянутых высокопрочным болтом,

$$S = 0,78Nf,$$

где f — коэффициент трения, равный 0,4—0,5;

N — усилие натяжения болта, принимаемое для болтов из стали 40 X диаметром 18, 22 и 24 мм, соответственно 13, 20 и 24 Т.

Преимущество высокопрочных болтов по сравнению с заклепками — удобство их постановки даже в сложных монтажных условиях.

§ 65. МАТЕРИАЛ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТОВ

Современные строительные конструкции изготавливают из прокатной стали, содержащей от 0,1 до 0,25% углерода. При таком количестве углерода сталь хорошо поддается механической обработке, обладает вязкостью, пластичностью и способностью свариваться. Увеличение содержания углерода повышает прочность и предел текучести стали, но делает ее более хрупкой, ухудшает свариваемость и увеличивает трудоемкость механической обработки.

Для мостов применяют выпускаемую нашими заводами сталь марки Ст. 3 мост. Для сварных мостов имеется сталь М16С которую, однако, сейчас применяют редко. Значительно лучшие механические качества имеет сталь, получаемая введением в нее при выплавке (легированием) добавок, увеличивающих ее прочность. Стали, содержащие такие добавки в небольших количествах, называют низколегированными. У нас для мостов применяют марганцево-кремне-медистую сталь 15Г2СД, хромо-кремне-никеле-медистую 15ХСНД. Возможно применение и других

видов низколегированных сталей, а также сталей, упрочненных термической обработкой.

Сталь выплавляют в мартеновских или конверторных печах. Для мостов рекомендуется мартеновская сталь, имеющая более высокие качества. В зависимости от способа выплавки различают кипящую и спокойную сталь. Спокойной называют сталь, в которой при остывании обеспечено твердение без выделения пузырьков газа. Такая сталь имеет высокую плотность и однородное строение. В кипящей стали при остывании продолжается выделение газов, которые в виде пузырьков задерживаются в твердеющей стали. На стенках этих пузырьков выделяется сера и фосфор, которые при прокатке превращаются в тонкие прослойки, вредно влияющие на качество стали. Поэтому для мостов желательно применение спокойной стали. Для мостов со сварными соединениями применение спокойной стали обязательно.

Заклепки делают из более мягкой стали марки Ст.2 закл., а высокопрочные болты из легированной термоупрочненной стали 40Х.

Для изготовления элементов стальных мостов в основном служит прокатная сталь. В СССР для унификации применяемых профилей имеется стандартный сортамент прокатного металла.

Листовая сталь служит основным видом металла для изготовления мостовых конструкций. Она выпускается в виде толстолистовой и универсальной (широкополосной) стали. Листовую сталь прокатывают между двумя валками, поэтому она имеет неровные кромки и требует строжки.

Универсальную сталь (рис. 128, а) прокатывают между четырьмя валками, благодаря чему она имеет чистые кромки, не требующие обработки.

Угловая сталь бывает с полками одинаковой (равнобокий уголок) или разной (неравнобокий уголок) ширины (рис. 128, б). Двутавровые балки различают: обыкновенные с высокой стенкой и неширокими полками (рис. 128, в) и широкополочные двутавры (рис. 128, г), имеющие значительно большую поперечную жесткость. Швеллерная сталь корытного профиля (рис. 128, д) в современных мостах применяется в неболь-

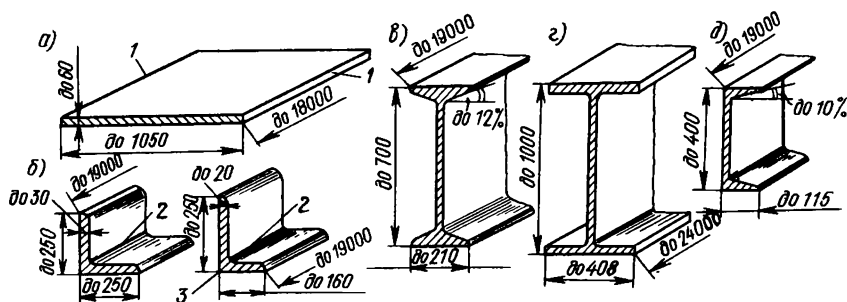


Рис. 128. Основные виды прокатной стали, применяемой в мостах:

1 — чистая боковая кромка универсальной стали; 2 — выкружка уголка; 3 — обушек уголка

шом объеме. Кроме указанных выше видов металла, в мостах встречаются и другие профили: стальные горячекатаные трубы, рифленая сталь (с ребристой поверхностью), волнистая сталь и др.

Для опорных частей и шарниров металлических мостов применяют стальное литье.

В сварных конструкциях мостов необходимо, чтобы механические свойства сварных швов были не хуже, чем основного металла. Это требует применения электродов, соответствующих виду свариваемой стали, а также флюсов, обеспечивающих нормальный процесс сварки.

Существенный недостаток стали и стальных конструкций — это ржавление (коррозия) от атмосферных воздействий. Для защиты от ржавления металлические мосты покрывают стойкими красками. Имеются также стали, не требующие окраски благодаря их свойству покрываться под влиянием атмосферных воздействий тонким стойким слоем. Эти стали пока еще не нашли применения в СССР.

В металлических мостах имеются случаи применения алюминиевых сплавов, отличающихся небольшим весом. Однако эти сплавы очень дорогие и опыт строительства из них мостов пока невелик.

Главнейшие характеристики прочности прокатных сталей, применяемых для металлических мостов, приведены в табл. 16.

Таблица 16

Вид стали	Сопротивление, кг/см^2		
	нормативное R_H	расчетное	
		при действии осевых сил R_0	при изгибе R_H
Углеродистые стали с пределом текучести 2300—2400 кг/см^2 (Ст. 3 мост; М16С)	2400	1900	2000
Низколегированные стали с пределом текучести 3500 кг/см^2 (15ХСНД и др.)	3500	2700	2800
Стальное литье (25Л)	2400	1500	1600

Расчетные сопротивления стали при других видах напряженного состояния получают умножением расчетного сопротивления R_0 на следующие коэффициенты перехода:

	Коэффициент перехода
Срез	0,60
Смятие торцевой поверхности при наличии пригонки	1,50
Смятие местное при плотном касании	0,75
Диаметральное сжатие при свободном касании	0,04
Диаметральное сжатие узловых болтов-шарниров	1,50
Изгиб узловых болтов-шарниров	1,75

Для заклепочных соединений расчетные сопротивления получают умножением величины R_0 на коэффициенты перехода, указанные в табл. 17.

Таблица 17

Марка стали		Коэффициент перехода для заклепочных соединений			
заклепок	конструкции	заводских (повышенной точности)		монтажных (нормальной точности)	
		на срез	на смятие	на срез	на смятие
Ст. 2 закл. или Ст. 3 09Г2	Углеродистая (Ст. 3 мост., М16С)	0,8	2	0,7	1,75
	Низколегированная (типа 15ХСНД)	0,55	2	0,5	1,75
	Низколегированная (типа 15ХСНД)	0,80	2	0,7	1,75

Примечание. Для заклепок с потайными и полупотайными головками коэффициенты перехода понижают на 20%.

Расчетные сопротивления сварных швов принимают равными расчетным сопротивлениям металла свариваемых элементов.

При расчете металлических мостов требуется проверка металла и соединений на выносливость, при которой расчетное сопротивление уменьшают умножением на коэффициент γ , меньший единицы и зависящий от марки стали, вида элемента или соединения, а также от отношения минимального и максимального напряжений в нем от нормативных нагрузок.

Таблица 18

Гибкость элемента λ	Коэффициент ϕ		Гибкость элемента λ	Коэффициент ϕ	
	Углеродистая сталь (Ст. 3 — мост; М16С)	Низколегированная сталь (типа 15ХСНД)		Углеродистая сталь (Ст. 3 — мост; М16С)	Низколегированная сталь (типа 15ХСНД)
0	0,93	0,93	110	0,49	0,35
10	0,92	0,92	120	0,43	0,30
20	0,90	0,90	130	0,38	0,27
30	0,88	0,88	140	0,34	0,24
40	0,85	0,85	150	0,31	0,22
50	0,82	0,80	160	0,28	0,20
60	0,78	0,74	170	0,25	0,18
70	0,74	0,67	180	0,23	0,16
80	0,69	0,58	190	0,21	0,15
90	0,63	0,48	200	0,19	0,13
100	0,56	0,40			

Расчетный модуль упругости стали принимают $E = 2\,100\,000\text{ кг/см}^2$.

При расчете сжатых элементов металлических мостов учитывают влияние продольного изгиба, вводя коэффициент φ понижения несущей способности (коэффициент продольного изгиба), зависящий от гибкости λ рассчитываемого элемента. Значения коэффициента продольного изгиба для центрально сжатых элементов приведены в табл. 18.

§ 66. ПРОЕЗЖАЯ ЧАСТЬ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТОВ

Проезжая часть металлических мостов имеет полотно, воспринимающее давления от подвижной нагрузки и передающее их главным балкам или фермам пролетного строения. Полотно состоит из дорожного покрытия и поддерживающей его несущей конструкции, опирающейся непосредственно на главные балки или на балки проезжей части. При небольших расстояниях между главными балками полотно опирают на них непосредственно. При большом расстоянии между главными балками (фермами), в частности в пролетных строениях с ездой понизу, полотно поддерживают балками проезжей части.

Дорожное покрытие на металлических мостах бывает асфальтобетонное или, реже, цементобетонное. Встречаются и мосты с деревянным настилом, который часто применяли ранее. Несущую конструкцию полотна проезжей части чаще всего делают в виде железобетонной плиты. В новейших мостах все шире применяют металлический настил.

Для отвода воды с поверхности проезжей части ей придают поперечный и продольный уклоны. Воду выводят за пределы моста или спускают под мост с помощью водоотводных устройств.

Вес проезжей части составляет большую часть полной постоянной нагрузки металлических мостов, поэтому облегчение проезжей части имеет большое значение, особенно для мостов больших пролетов.

Деревянное полотно имеет наименьший вес, простую и дешевую конструкцию. Обычно оно имеет двойной дощатый настил, уложенный по деревянным поперечинам (рис. 129, а) или прогонам. Недостаток деревянного полотна — низкие его эксплуатационные качества и быстрый износ настила.

Железобетонная плита проезжей части (рис. 129, б, в) может быть монолитной, бетонируемой на месте, или сборной. Плита опирается непосредственно на верхние пояса главных балок (см. рис. 129, б) или на балки проезжей части (см. рис. 129, в).

В СССР большее распространение имеет конструкция из сборных плит, требующая укладки на месте лишь небольшого объема бетона или раствора в швах между блоками и позволяющая вести работы и в зимнее время. Монолитную плиту бетонируют на месте и для этого требуется специальная опалубка и выполнение на ме-

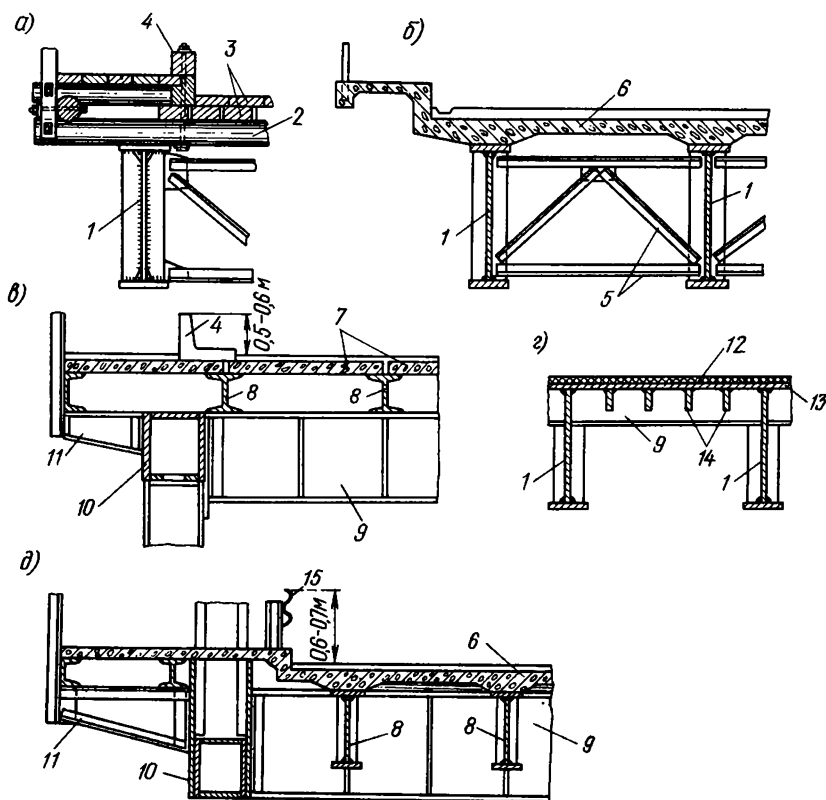


Рис. 129. Виды проезжей части металлических мостов:

1 — главная балка; 2 — деревянная поперечина; 3 — двойной дощатый настил; 4 — ограждающий элемент; 5 — поперечные связи между главными балками; 6 — монолитная железобетонная плита; 7 — сборная железобетонная плита; 8 — продольная балка проезжей части; 9 — поперечная балка; 10 — пояс главной фермы; 11 — тротуарная консоль; 12 — слой покрытия; 13 — стальной лист настила; 14 — продольное ребро металлического настила; 15 — металлическое ограждение с фасонной планкой

сте арматурных работ. Работы по устройству монолитной плиты могут быть упрощены и ускорены применением заранее изготовленных арматурных каркасов и передвижной опалубки, продвигаемой по мере бетонирования плиты.

Поверх железобетонной плиты укладывают дорожное покрытие с гидроизоляционным слоем аналогично тому, как это делается в железобетонных мостах.

Недостаток проезжей части с железобетонной плитой — большой ее вес ($600\text{--}700 \text{ кг/м}^2$). Для уменьшения веса плиты ее можно делать из легкого бетона на керамзитовом гравии. Керамзитобетон марки 200—300 имеет объемный вес порядка $1,8\text{--}1,9 \text{ Т/м}^3$, т. е. примерно на 20% меньше обычного бетона. Облегчение возможно также путем устройства на мосту более тонкого водостойкого и износоустойчивого покрытия из полимерных материалов.

Однако такие покрытия у нас пока еще не получили распространения.

Металлический настил делают из листовой стали толщиной 10—12 мм, укрепленной приваренными к ней снизу ребрами из полосовой (рис. 129, з) или фасонной стали. Сверху на стальном листе укладывают слой асфальтобетонного или полимерного покрытия. Листовой настил вместе с продольными его ребрами включают в работу с главными балками так, что он входит в состав их верхних поясов. Металлический настил имеет небольшой вес, но изготовление его связано с некоторыми трудностями. Применение его целесообразно преимущественно в мостах больших пролетов (более 100 м).

Балки проезжей части, поддерживающие полотно, необходимы в тех случаях, когда главные балки (фермы) расположены на больших расстояниях друг от друга. Пролетное строение может иметь одни только поперечные балки, поддерживающие железобетонную плиту, или металлический настил, или также и продольные балки, опирающиеся на поперечные (см. рис. 129, в).

В пролетных строениях с ездой понизу для уменьшения конструктивной высоты проезжей части продольные балки обычно располагают в одном уровне с поперечными (рис. 129, д). Сопряжение в одном уровне позволяет опереть железобетонную плиту как на продольные, так и на поперечные балки.

В местах примыкания металлических пролетных строений к устоям и в сопряжениях отдельных пролетных строений друг с другом в проезжей части устраивают деформационные швы.

При небольших перемещениях, не превышающих 4—5 см, шов можно перекрывать стальным рифленным листом, прикрепленным одной стороной к уголку, окаймляющему железобетонную плиту (рис. 130, а). Другой стороной лист скользит по поверхности такого же уголка, окаймляющего плиту соседнего пролета. Вода, проникающая через шов, собирается и отводится водосточным лотком.

При перемещениях, превышающих 5—6 см, применяют конструкцию перекрытия шва, в которой перемещение разделяется на две части (рис. 130, б). Шов здесь перекрыт стальным листом, опирающимся на сварные двутавры, установленные на концах балок пролетных строений. Лист закреплен на двутаврах болтами, проходящими сквозь овальные дыры в полках двутавров. Длина овальных дыр назначена так, чтобы перемещение болта в каждой из них не превышало половины наибольшего перемещения в шве.

При особо больших перемещениях в мостах с очень большими пролетами применяют более сложные конструкции для перекрытия деформационных швов.

Ограждения полотна проезжей части на металлических мостах следует выбирать в зависимости от интенсивности движения. Простейшими ограждениями могут служить тротуарные бордюры, которые желательно устраивать повышенными (см. рис. 129, а). При больших скоростях движения надо применять более надежное

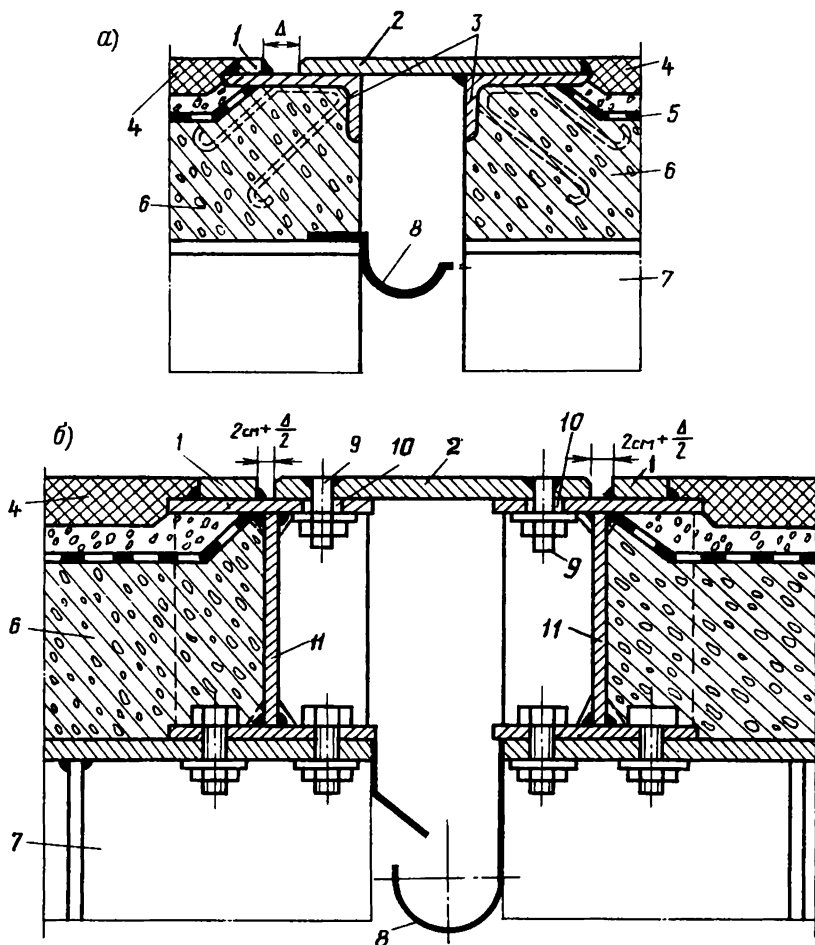


Рис. 130. Перекрытие деформационных швов проезжей части металлических мостов:

1 — узкий стальной лист; 2 — рифленый стальной лист, перекрывающий шов; 3 — окаймляющие уголки; 4 — асфальтобетонное покрытие; 5 — гидроизоляция; 6 — железобетонная плита проезжей части; 7 — главная балка; 8 — водоотводный лоток; 9 — болт, закрепляющий лист перекрытия шва; 10 — овальное отверстие; 11 — сварной двутавр

ограждение в виде железобетонных угловых элементов (см. рис. 129, в) или стальных фасонных планок, укрепленных на металлических стойках (см. рис. 129, д).

Тротуары металлических мостов устраивают на консолях железобетонной плиты (см. рис. 129, б) или опирают на металлические консоли (см. рис. 129, в, д). Перила обычно делают металлическими. Перильные стойки закрепляют на концах тротуарных консолей. В городских мостах часто устраивают архитектурно оформленные перила. На скоростных автомагистралях перила должны возможно меньше задерживать воздух, отбрасываемый в стороны быстроедущими автомобилями.

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ МОСТЫ БАЛОЧНЫХ СИСТЕМ

§ 67. МОСТЫ СО СПЛОШНЫМИ ГЛАВНЫМИ БАЛКАМИ

Общие сведения. Мосты с пролетными строениями, в которых главными несущими элементами служат сплошные балки, широко применяют на современных автомобильных дорогах и в городах. Главные балки таких пролетных строений делают двутаврового (рис. 131, а) или коробчатого (рис. 131, б) сечения со сплошной стенкой между их верхним и нижним поясами. Как правило, мосты со сплошными главными балками устраивают с ездой поверху.

Пролетные строения со сплошными балками имеют простую конструкцию, удобную для изготовления и монтажа. Строительная высота h их значительно меньше, чем пролетных строений со сквозными фермами. Поэтому, несмотря на несколько большую затрату металла по сравнению со сквозными фермами, пролетные строения со сплошными главными балками применяют для пролетов до 60—80 м, а в отдельных случаях и значительно больших.

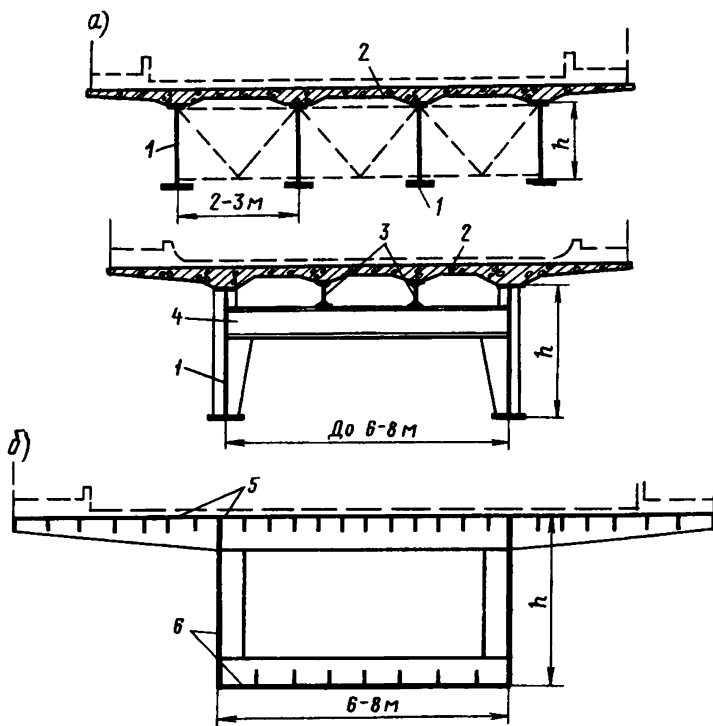


Рис. 131. Поперечные сечения пролетных строений со сплошными главными балками:

1 — двутавровая главная балка; 2 — железобетонная плита проезжей части; 3 — продольные вспомогательные балки; 4 — поперечная балка; 5 — металлический настил проезжей части, входящий в состав коробчатой главной балки; 6 — коробчатая главная балка

Крупнейший мост со сплошными балками, построенный через р. Саву в Белграде, имеет пролет 261 м.

Раньше пролетные строения со сплошными балками делали клепаной конструкции.

В настоящее время применяют главным образом сварные балки, монтажные соединения которых делают клепаными или на высокопрочных болтах. В отдельных случаях устраивают пролетные строения с цельносварными главными балками, монтажные стыки которых тоже сварные.

Главное преимущество сварных балок заключается в экономии металла, получаемой за счет отсутствия в них ослабления заклепочными отверстиями. Кроме того, изготовление сварных конструкций современными методами менее трудоемко, чем клепаных конструкций.

Балочные мосты со сплошными главными балками могут иметь пролетные строения разрезной, неразрезной и консольной систем.

Пролетные строения с разрезными балками (рис. 132, а) применяют при пролетах l до 40—60 м. Однако уже при пролетах порядка 40—60 м более экономичны неразрезные системы (рис. 132, в, г). Неразрезные пролетные строения по сравнению с разрезными дают экономию в затрате металла, а также уменьшение объема промежуточных опор. Кроме того, благодаря большей жесткости, плавному очертанию кривой прогиба под нагрузкой, а также меньшему числу поперечных деформационных швов, неразрезные пролетные строения значительно благоприятнее с точки зрения ровности дорожного полотна на мосту, что очень существенно при больших скоростях движения автотранспорта.

Главные балки со сплошной стенкой для упрощения конструкции и облегчения изготовления желательно делать с параллельными поясами, т. е. постоянной высоты. Главные балки разрезных пролетных строений почти всегда делают с параллельными поясами (см. рис. 132, а).

В неразрезных мостах балки постоянной высоты применяют при пролетах до 60—80 м. Для больших пролетов целесообразно увеличивать высоту главных балок над промежуточными опорами, где возникают большие отрицательные изгибающие моменты. Высоту балок увеличивают, придавая нижнему поясу ломаное (см. рис. 132, в) или криволинейное (рис. 132, г) очертание.

Для изготовления удобнее конструкция с балками, имеющими постоянную высоту по большей части длины и увеличение высоты только на коротких надпорных участках. Криволинейное очертание нижнего пояса балок удорожает их изготовление, а поэтому применяется редко для мостов больших пролетов, а иногда из архитектурных соображений.

Неразрезные пролетные строения чаще всего делают трехпролетными или многопролетными. Крайние пролеты неразрезных балок назначают несколько меньшими, чем средние, принимая отношение l_1 l_2 около 0,7—0,8.

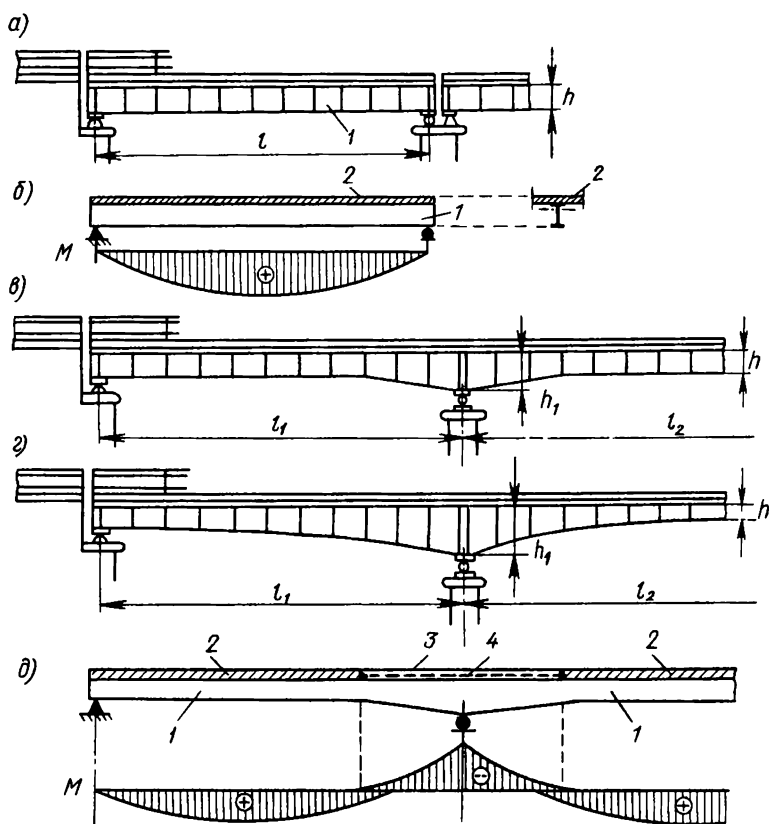


Рис. 132. Пролетные строения со сплошными главными балками:

1 — металлическая главная балка; 2 — железобетонная плита в сжатой зоне; 3 — железобетонная плита в растянутой зоне; 4 — предварительно напряженная арматура

Мосты с балочно-консольными пролетными строениями не имеют преимуществ по сравнению с более жесткими неразрезными мостами. Большое число поперечных швов и значительные углы перелома кривой прогиба над концами консолей, неблагоприятные для движущихся с большой скоростью автомобилей, являются существенными недостатками консольных мостов.

Высота главных балок определяется условием достаточной жесткости пролетных строений под временной нагрузкой, а также экономическими соображениями. Технические условия требуют, чтобы под нормативной временной нагрузкой прогиб главных балок не превышал $1/400$ их пролета. При проектировании моста высота главных балок часто ограничивается условиями вертикальной планировки мостового перехода, определяющими наибольшую возможную строительную высоту пролетного строения.

В современных автодорожных мостах с разрезными пролетными строениями высота сплошных главных балок составляет

$1/12$ — $1/15$ от пролета. Если в работу металлических главных балок включена железобетонная плита проезжей части, то их высота может быть до $1/15$ — $1/20$ их пролета. В неразрезных и консольных мостах высота главных балок составляет $1/16$ — $1/20$, а при больших — может быть доведена в середине пролетов до $1/30$ — $1/50$ от пролета и даже менее.

Число главных балок в поперечном сечении пролетного строения назначают в зависимости от ширины и конструкции проезжей части, а также от величины пролетов моста.

При небольших пролетах главные балки целесообразно располагать на небольших расстояниях друг от друга, порядка 2—3 м. В этом случае железобетонную плиту проезжей части можно непосредственно опереть на главные балки (см. рис. 131, а) без каких-либо дополнительных вспомогательных балок. Часто расположенные главные балки применяют и в тех случаях, когда пролетному строению надо придать возможно меньшую высоту. Для больших пролетов выгоднее устройство меньшего числа, но более мощных балок. Поэтому в мостах больших пролетов, если только строительная их высота не стеснена, часто устраивают только две главные балки, а в широких мостах располагают их на расстояниях до 6—8 м друг от друга. Плиту проезжей части тогда поддерживают вспомогательными балками: продольными, поперечными или и продольными, и поперечными (см. рис. 131, а, б).

В мостах с железобетонной плитой проезжей части получила широкое применение конструкция пролетных строений, в которой металлические главные балки объединяют для совместной работы с железобетонной плитой. Такие конструкции называют объединенными или сталежелезобетонными. При положительных изгибающих моментах плита попадает в сжатую зону и воспринимает сжимающие напряжения, в то время как металлические балки в основном работают на растяжение. Для совместной работы между плитой и металлическими балками устраивают специальные соединительные элементы. Включение железобетонной плиты в работу металлических балок увеличивает жесткость пролетного строения и дает экономию в затрате металла на главные балки до 15—20%. Оно наиболее эффективно в разрезных пролетных строениях, так как плита на всей их длине находится в сжатой зоне (рис. 132, б).

В неразрезных и консольных мостах железобетонная плита может быть объединена для совместной работы с металлическими балками на участках с положительными изгибающими моментами. На участках, где изгибающие моменты отрицательны, плита попадает в растянутую зону. Включение ее в работу на изгиб совместно с металлическими балками тогда возможно, но для этого плита предварительно должна быть обжата напрягаемой арматурой (рис. 132, д) или искусственным регулированием усилий в системе.

В новейших металлических мостах, преимущественно за рубежом, все чаще применяют пролетные строения в виде коробчатой конструкции с металлическим настилом проезжей части,

входящим в состав несущей коробчатой конструкции. Металлический настил, имеющий различную жесткость в двух перпендикулярных направлениях, называют ортотропным. Пролетные строения небольшой ширины устраивают в виде одной коробчатой балки с консолями и вертикальными (см. рис. 131, б) или наклонными боковыми стенками.

При большой ширине пролетное строение образуют из двух или нескольких коробок шириной 3—7 м, расположенных на расстояниях 8—14 м друг от друга.

Конструкция сплошных балок. Сплошные балки мостов имеют в большинстве случаев двутавровое сечение. Сварные балки состоят из вертикального листа (стенки) и приваренных к нему горизонтальных поясных листов. Сварные швы, прикрепляющие горизонтальные листы к стенке, называют поясными.

При небольшой высоте балки вертикальную стенку образуют из одного листа (рис. 133, а). В высоких балках стенку делают из двух (рис. 133, б) или большего числа листов, сваренных между собой продольными швами.

Пояса балки желательно делать, каждый из одного горизонтального листа. Ширину и толщину этих листов определяют расчетом. Если требуемая по расчету толщина поясного листа превышает 40—50 мм, то пояс составляют из двух листов (см. рис. 133, б), так как при очень толстой прокатной стали трудно обеспечить требуемое ее качество. Вторые листы делают несколь-

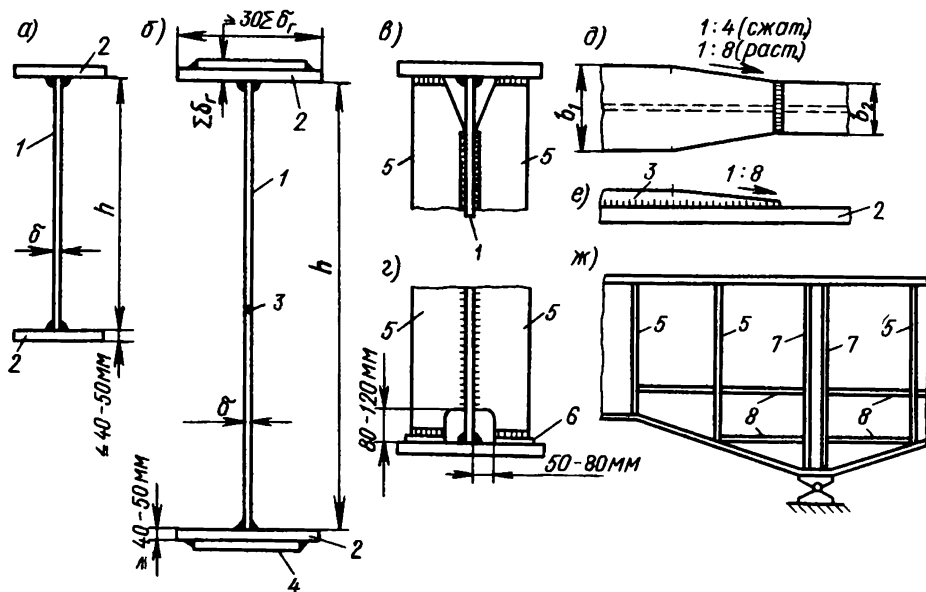


Рис. 133. Конструкция сварных двутавровых балок:

1 — вертикальная стенка; 2 — поясной лист; 3 — продольный стык вертикальной стенки; 4 — второй поясной лист; 5 — вертикальное ребро жесткости; 6 — прокладка, приваренная только к ребру жесткости; 7 — опорное ребро жесткости; 8 — горизонтальные ребра жесткости

ко меньшей ширины для удобства размещения сварных швов. Ширина сжатого пояса не должна превышать 30-кратной его толщины или 80 см, если пояс не закреплен против потери устойчивости.

По длине балки изменение момента ее инерции обеспечивают изменением толщины и ширины горизонтальных листов.

Вертикальную стенку балок надо всегда делать возможно более тонкой исходя из работы ее на касательные напряжения. Обычно толщина сплошных балок составляет от $1/100$ до $1/200$ от ее высоты, но не менее 10 мм. Устойчивость стенки против выпучивания от потери местной устойчивости обеспечивают ребрами жесткости.

Ребра жесткости в сварных балках делают из полосовой стали; как правило ставят с двух сторон стенки и приваривают к ней сплошными швами. Концы вертикальных ребер жесткости приваривают к сжатому поясу балки непосредственно (рис. 133, в), а к растянутому поясу с помощью подкладок, предохраняющих растянутый поясной лист от вредного влияния поперечных сварных швов, иногда вызывающих даже возникновение трещин в металле. Подкладки приваривают к поясу продольными швами (рис. 133, г) или плотно забивают на место, приваривая к ребру жесткости.

Вертикальные ребра жесткости ставят во всех местах, где на балку передаются сосредоточенные усилия и по всей длине балки на расстояниях, определяемых расчетом стенки на устойчивость против выпучивания, но не реже удвоенной высоты стенки.

В высоких балках вертикальную стенку в сжатой зоне укрепляют также продольными (горизонтальными) ребрами жесткости. Особенно важно обеспечить устойчивость стенки на участках, где одновременно действуют большие сжимающие и касательные напряжения, как, например, в надпорных участках неразрезных и консольных пролетных строений (рис. 133, ж).

В сварных конструкциях всегда стремятся избежать местных концентраций напряжений, поэтому у концов ребер жесткости делают скосы (см. рис. 133, в) или специальные вырезы (см. рис. 133, г), предотвращая этим наложение взаимно перпендикулярных швов. При изменении толщины поясных листов или постановке дополнительного листа, постепенное изменение сечения достигается обработкой более толстого или дополнительного листа с наклоном 1:4 для сжатых и 1:8 для растянутых элементов (рис. 133, д, е).

Клепаные балки состоят из вертикального листа, четырех поясных уголков и горизонтальных поясных листов (рис. 134, а). Поясные уголки, служащие для связи горизонтальных листов с вертикальной стенкой, желательно делать более крупного размера. Толщину вертикального листа, размеры поясных уголков, ширину и толщину горизонтальных листов обычно принимают постоянными по всей длине балки. Необходимые изменения момента инерции балки по ее длине достигают за счет различного числа горизонтальных листов в ее сечении. В мостах больших пролетов число горизонтальных поясных листов может достигать четырех-

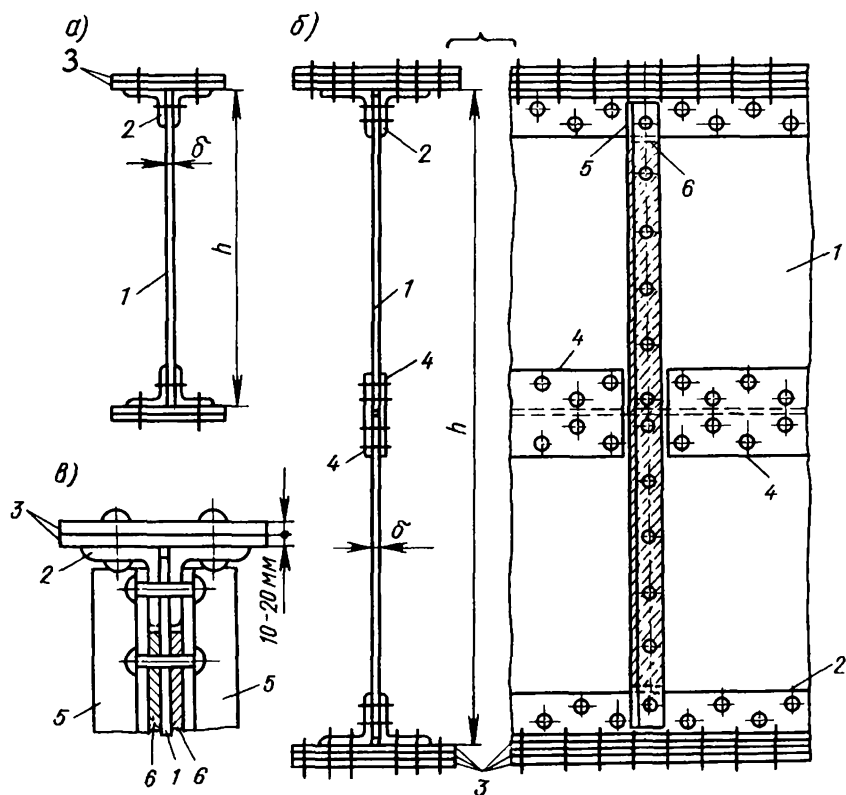


Рис. 134. Конструкция клепаных двутавровых балок:

1 — вертикальная стенка; 2 — поясной уголок; 3 — горизонтальный поясный лист; 4 — стыковая накладка продольного стыка вертикальной стенки; 5 — уголок жесткости; 6 — прокладка под вертикальным уголком жесткости

пяти и более. Толщину горизонтальных листов принимают не больше 20 мм. Общая толщина пакета горизонтальных листов ограничивается предельной толщиной склепывания.

Стык вертикальной стенки, состоящей по высоте из двух или нескольких листов, перекрывают двусторонними продольными накладками (рис. 134, б).

Для обеспечения устойчивости вертикальной стенки ее укрепляют уголками жесткости, как правило, обжимающими стенку с двух сторон. Вертикальные уголки жесткости обычно наводят на поясные уголки балки, а на остальном протяжении вертикального листа под них ставят полосовую прокладку (рис. 134, в, г). В местах, где балке передаются значительные сосредоточенные усилия, торцы уголков жесткости плотно пригоняют к горизонтальным полкам уголков. В случае постановки горизонтальных уголков жесткости их прерывают в местах пересечения с вертикальными.

Современные коробчатые пролетные строения делают сварными. Вертикальные или наклонные стенки коробок укрепляют поперечными и продольными ребрами жесткости против потери мест-

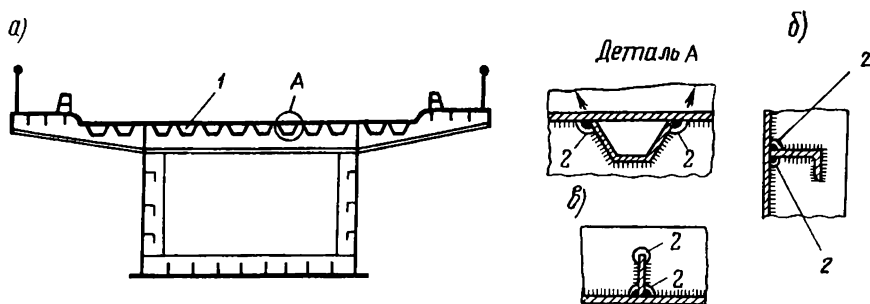


Рис. 135. Конструкция коробчатых балок:

1 — ортотропный настил проезжей части; 2 — вырез в поперечном ребре

ной устойчивости. Ребра жесткости делают из полосовой стали, уголков, тавров или элементов замкнутого сечения. Верхний лист, служащий настилом проезжей части и несущий большие сосредоточенные нагрузки от колес автомобилей, требует наиболее жесткого усиления ребрами. В современных мостах эти ребра часто делают замкнутого сечения (рис. 135, а). Продольные ребра стенки и нижнего листа могут быть из полосовой (рис. 135, в) или уголкового (рис. 135, б) стали.

Стыки сплошных балок. Листовая и угловая сталь, прокатываемая заводами, имеет ограниченную длину, поэтому в длинных балках приходится устраивать стыки их элементов. Для вертикальной стенки балок требуются широкие листы, прокатываемые длиной до 8—10 м. Уголки же и поясные листы могут иметь длину до 16—19 м, поэтому в сплошных балках стенка должна иметь стыки чаще, чем горизонтальные листы и поясные уголки.

Для доставки балок с завода на место строительства их разделяют на части, имеющие длину и вес, соответствующие имеющимся транспортным средствам и монтажным механизмам.

Стыки, выполняемые на заводе и соединяющие элементы в пределах одного такого монтажного блока, называют заводскими. Стыки блоков, соединяемые на строительной площадке, называют монтажными. В монтажных стыках перекрывают (соединяют) все элементы сечения балки, в то время как в заводских стыках может быть перекрыта только часть элементов сечения (например, одна только вертикальная стенка).

Конструкция монтажных стыков должна не только обеспечивать прочность соединения, но также быть удобной для сборки и склепывания (сболчивания, сварки) при монтаже.

Заводские стыки сварных балок всегда делают сварными. Так как швы, выполненные автоматической, полуавтоматической и ручной сваркой с применением требуемых электродов, имеют прочность, не уступающую прочности металла свариваемых элементов, то соединения могут быть сделаны сваркой встык (рис. 136, а). Сварку (рис. 136, в) желательно делать двусторонней или односторонней при условии полного провара корня шва.

Монтажные стыки сварных балок делают клепаными или на высокопрочных болтах. Это вызывается тем, что в монтажных условиях трудно обеспечивать хорошее качество сварки, особенно при неблагоприятных атмосферных условиях (мороз, дождь, ветер). Сварные монтажные стыки поэтому применяют редко.

Стык перекрывают листовыми накладками. Вертикальную стенку всегда перекрывают двусторонними накладками, горизонтальные поясные листы — односторонними (рис. 136, б), а при большой толщине двусторонними накладками.

Чтобы избежать ослабления сечения сварных балок отверстиями для заклепок или болтов, применяют специальные компенсаторы

Принцип устройства компенсаторов заключается в создании утолщений на концах соединяемых элементов в местах ослабления их отверстиями. Утолщение делают наваркой на концы элементов дополнительных листов или же приваркой утолщенных

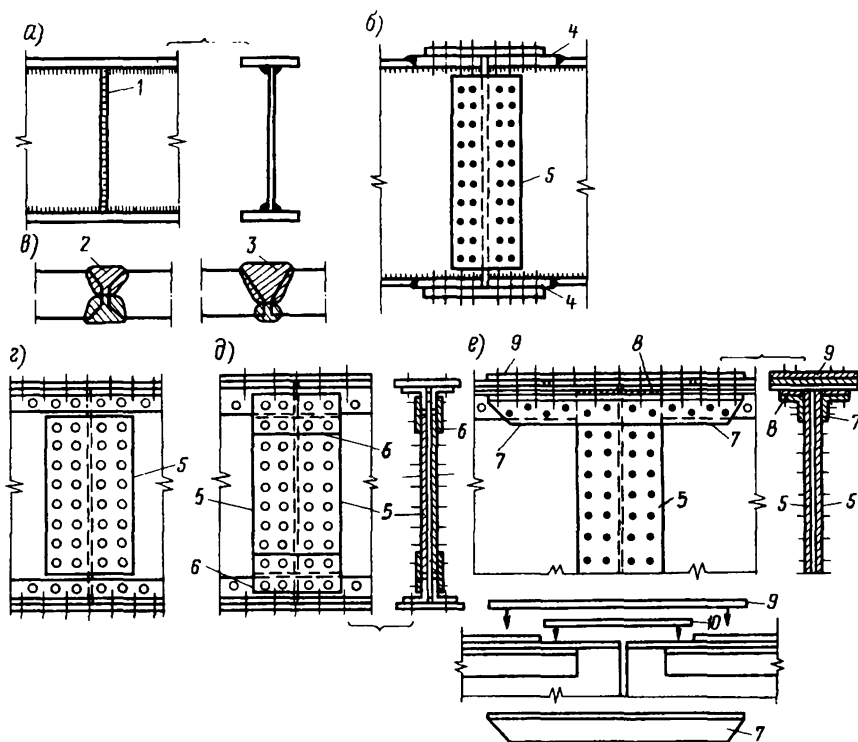


Рис. 136. Стыки двутавровых балок:

1 — сварной шов встык; 2 — двусторонний сварной шов; 3 — односторонний сварной шов с подваркой корня; 4 — утолщенный конец (компенсатор) горизонтального листа; 5 — основная стыковая накладка вертикального листа; 6 — дополнительная вертикальная накладка; 7 — стыковая накладка поясного уголка; 8 — конструктивная прокладка между уголкового накладки и поясным листом; 9 — стыковая накладка второго горизонтального листа; 10 — стыковая накладка первого горизонтального листа

кусков. Стык сварной балки, в котором горизонтальные поясные листы имеют приваренные утолщенные концевые участки, возмещающие ослабление заклепочными отверстиями сечения горизонтальных и вертикальных листов, приведен на рис. 136, б.

В клепаных балках заводские стыки необходимы в вертикальной стенке. Стык вертикальной стенки перекрывают двумя накладками на высоте между поясными уголками (рис. 136, г) или, лучше, с дополнительными накладками, установленными поверх уголков и краев основных накладок (рис. 136, д). Второй тип стыка обеспечивает более полное перекрытие стыка вертикальной стенки.

В монтажном стыке, где стыкуются все элементы сечения балки, следует применять конструкцию, в которой каждый элемент перекрыт полностью и непосредственно, без передачи усилия стыковой накладке через промежуточный элемент (как, например дополнительными накладками в стыке на рис. 136, д).

Такие соединения дает так называемый универсальный стык (рис. 136, е). Вертикальный лист перекрыт здесь двумя накладками на всю его высоту; при этом толщина накладок должна быть равна толщине поясных уголков. Прерванные при встрече с этими накладками поясные уголки перекрывают уголковыми накладками, переходящими через накладки вертикальной стенки. Щели между горизонтальными полками уголковых накладок и поясным листом заполняют прокладками.

Стыки горизонтальных листов для удобства сборки делают по схеме раздвинутого ступенчатого стыка, в котором первый горизонтальный лист непосредственно перекрыт накладкой. Второй лист, прерванный при встрече с этой накладкой, перекрыт своей накладкой, проходящей над накладкой первого листа (см. рис. 136, е).

§ 68. КОНСТРУКЦИЯ ОБЪЕДИНЕННЫХ БАЛОК

В пролетных строениях объединенной (сталежелезобетонной) конструкции железобетонная плита воспринимает сжимающие напряжения, а металлические балки в основном работают на растяжение (рис. 137, а). Так как железобетонная плита сильно разгружает верхние пояса металлических балок, сечение их обычно делают значительно меньшим, чем нижних поясов.

Железобетонную плиту в объединенных конструкциях делают сборной или монолитной. В Советском Союзе применяют преимущественно конструкции со сборной плитой (рис. 138, а), а за рубежом больше распространены конструкции с монолитной плитой (рис. 138, б, в).

Плиту включают в совместную работу с главными балками, или также и с балками проезжей части: продольными (см. рис. 138, а), поперечными (см. рис. 138, в). Для связи между железобетонной плитой и металлическими балками устраивают специальные соединительные элементы: жесткие металлические упо-

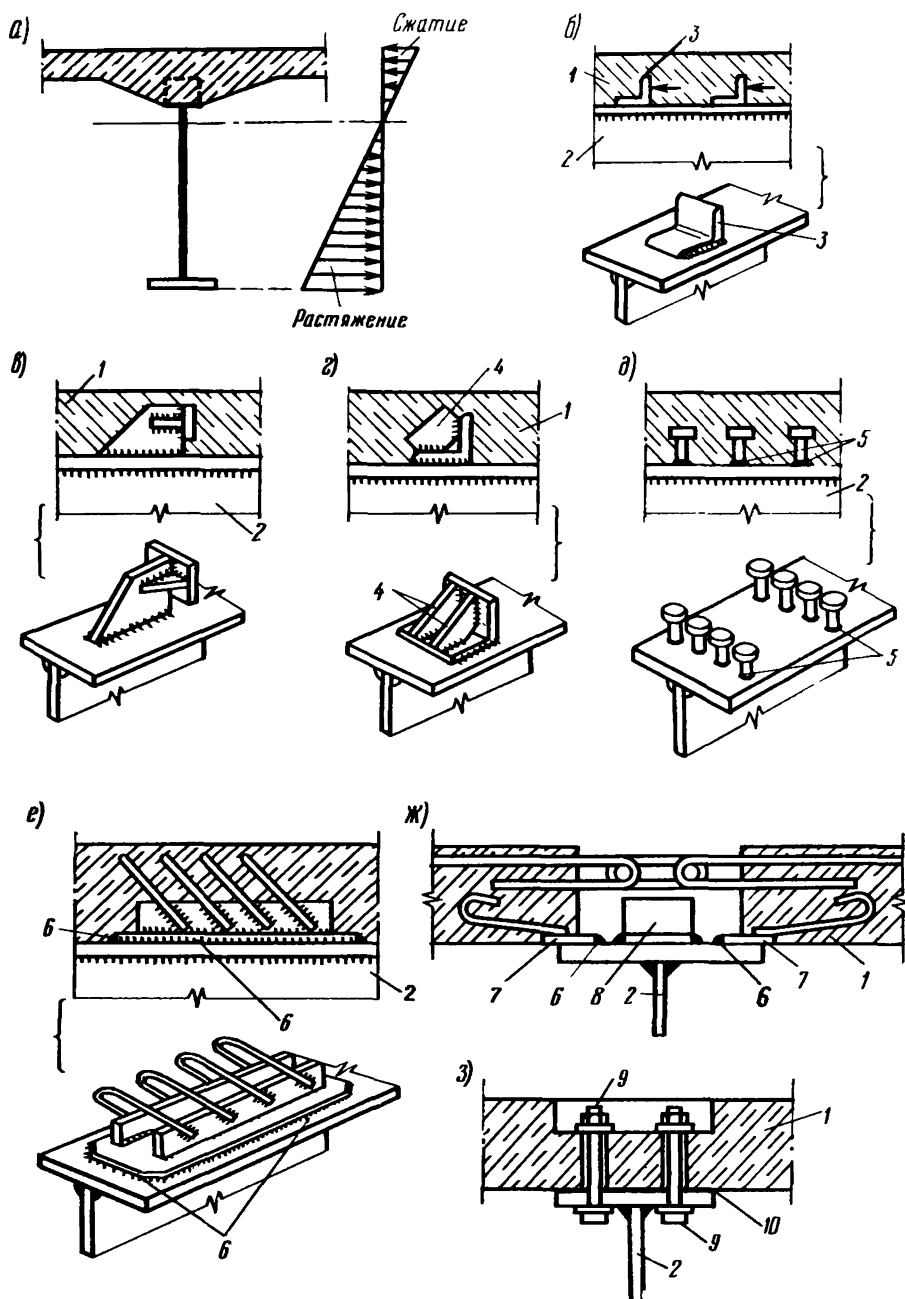


Рис. 137. Элементы объединения железобетонной плиты с металлическими балками:

1 — железобетонная плита; 2 — металлическая балка; 3 — угольный корытчик; 4 — ребро жесткости; 5 — сварка сопротивлением; 6 — монтажный шов; 7 — закладная часть; 8 — жесткий упор; 9 — высокопрочный болт; 10 — цементная подливка или слой эпоксидного клея

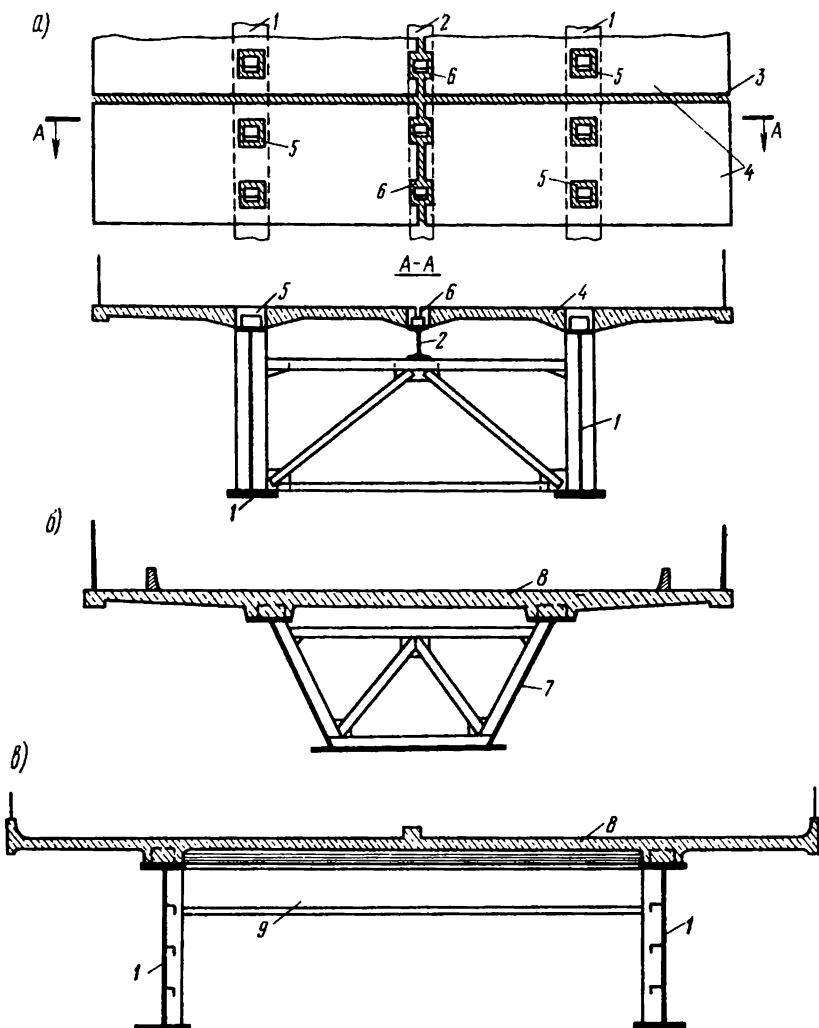


Рис. 138. Поперечные сечения пролетных строений объединенной конструкции:

1 — главная балка; 2 — продольная балка проезжей части; 3 — поперечный шов; 4 — сборная железобетонная плита; 5 — окно в железобетонной плите; 6 — паз в железобетонной плите; 7 — коробчатое пролетное строение; 8 — монолитная железобетонная плита; 9 — поперечная балка проезжей части

ры, гибкие арматурные выпуски, металлические закладные части, высокопрочные болты.

Жесткие металлические упоры приваривают к верхнему поясу балки так, что они входят в бетон плиты и препятствуют ее сдвигу по балке. Жесткие упоры делают из уголков (рис. 137, б), укрепляя в необходимых случаях их вертикальную полку ребрами жесткости (рис. 137, г). Чтобы лучше передавать сосредоточенные усилия, упор полезно несколько повышать, рас-

полагая его в толще бетона плиты (рис. 137, в); упоры в этом случае сваривают из листовой стали. При сборной конструкции железобетонной плиты в ее блоках делают окна или пазы, размещенные так, чтобы в них входили жесткие упоры балок (см. рис. 138, а).

Заполняя эти окна бетоном, достигают объединения плиты с металлическими балками.

Гибкие арматурные выпуски делают из арматурных стержней, обычно в виде петель (рис. 137, е), входящих в бетон плиты. Приваривать арматурные выпуски к поясу балки на заводе нежелательно, так как при перевозке их легко повредить. Неудобно и трудоемко приваривать их и на монтаже, поэтому лучше приваривать арматурные выпуски к специальным листам (см. рис. 137, е). Такие монтажные элементы надо приваривать или прикреплять высокопрочными болтами к балке на месте сборки конструкции.

За рубежом довольно распространено объединение плиты с металлическими балками при помощи стальных стержней с головками (рис. 137, д). Эти стержни приваривают на месте монтажа к верхнему поясу балки сваркой сопротивления с помощью ручных аппаратов.

Металлические закладные части применяют для ускорения объединения сборной железобетонной плиты с металлическими балками. В этом случае на краях блоков плиты ставят надежно связанные с арматурой металлические листы так, чтобы после укладки блоков на балки их можно было удобно приварить к верхним поясам балок (рис. 137, ж). Верхнюю арматуру блоков плиты обычно соединяют сваркой или петлевыми стыками.

Высокопрочные болты получили распространение для объединения железобетонных плит с металлическими балками только в последние годы. Болты ставят в отверстия, сделанные в плите и поясных листах металлических балок (рис. 137, з) и натягивают так, чтобы созданная ими связь сохранилась после окончания деформаций усадки и ползучести бетона плиты.

Железобетонная плита работает совместно с металлическими балками только на нагрузки, действующие после объединения. Чтобы включить плиту в работу и на собственный вес главных балок, в объединенных конструкциях применяют искусственное регулирование усилий.

§ 69. РАСЧЕТ БАЛОК СО СПЛОШНОЙ СТЕНКОЙ

Подбор сечения балок. Определив наибольшие расчетные усилия в балке от постоянной и временной нагрузок, подбирают ее сечение. Вначале размеры сечения назначают ориентировочно, а затем проверяют их расчетом. В зависимости от результатов расчетных проверок принятые сечения корректируют, чтобы они работали без перенапряжений, но и без излишних запасов.

Из условия прочности балки на изгиб необходимо, чтобы

$$\sigma = \frac{M}{W_{нт}} \leq R_{и}, \quad (5.1)$$

где σ — нормальное напряжение в балке от изгиба;

M — наибольший расчетный изгибающий момент в балке;

$W_{нт}$ — момент сопротивления сечения балки, принимаемый для клепаных балок с учетом ослабления заклепочными дырами, а в сварных балках с учетом отверстий для монтажных заклепок или высокопрочных болтов, если они попадают в рассматриваемое сечение;

$R_{и}$ — расчетное сопротивление металла балки на изгиб.

Наибольшее касательное напряжение τ в вертикальной стенке у нейтральной оси балки

$$\tau = \frac{QS}{I\delta} \leq 0,6c'R_0, \quad (5.2)$$

где Q — расчетная поперечная сила в балке;

S — статический момент полусечения относительно нейтральной оси балки;

I — момент инерции всего сечения балки относительно нейтральной ее оси;

δ — толщина стенки балки;

$0,6 R_0$ — расчетное сопротивление металла балки на срезывание;

c' — коэффициент, зависящий от неравномерности распределения касательных напряжений по сечению и принимаемый $c' = 1,0$ при $\frac{\tau_{\max}}{\tau_{\text{ср}}} \leq 1,25$,

$c' = 1,25$ при $\frac{\tau_{\max}}{\tau_{\text{ср}}} \geq 1,50$, а при промежуточных значениях — по интерполяции;

$\tau_{\max}$ — наибольшее касательное напряжение в сечении по формуле (5.2);

$\tau_{\text{ср}}$ — среднее (приближенно) касательное напряжение в сечении, равное $\frac{Q}{h\delta}$;

h — высота стенки балки.

При проверке касательных напряжений величины S и I для клепаных балок можно принимать без учета ослабления заклепочными отверстиями.

В местах, где одновременно действуют большие нормальные и касательные напряжения, проверяют приведенные напряжения $\sigma_{\text{пр}}$, определяемые формулой

$$\sigma_{\text{пр}} = \sqrt{0,8\sigma^2 + 2,4\tau^2} \leq R_0, \quad (5.3)$$

где σ , τ — нормальное и касательное напряжения в проверяемом месте сечения.

Подобранное по прочности сечение балки требуется еще проверить на выносливость по формуле

$$\frac{M'}{W_{нт}} \leq \gamma R_{и}; \quad (5.4)$$

$$\gamma = \frac{1}{(\alpha\beta + b) - (\alpha\beta - b)\rho} \leq 1, \quad (5.5)$$

где M' — изгибающий момент, подсчитанный без учета коэффициентов перегрузки;

γ — коэффициент понижения расчетного сопротивления по выносливости;

β — коэффициент концентрации напряжений, принимаемый по техническим условиям в зависимости от особенностей проверяемого элемента или соединения;

$\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$ — отношение наименьшего и наибольшего напряжений с учетом их знаков (плюс для растяжения, минус для сжатия);

a, b — коэффициенты, зависящие от вида применяемой стали.

Особенности расчета объединенных балок. При расчете вначале рассматривают металлическую балку, которая еще без участия плиты несет свой вес, вес плиты и монтажных нагрузок. Эту нагрузку принято называть первой частью постоянной нагрузки балки.

Задаваясь сечением балки, находят положение центра тяжести ее сечения и момент инерции I_c относительно оси $O—O$ (рис. 139, а).

Моменты сопротивления для верхней и нижней граней металлической балки:

$$W_B = \frac{I_c}{z_B}; \quad W_H = \frac{I_c}{z_H},$$

где z_B, z_H — расстояния от осн сечения металлической балки до крайних граней ее верхнего и нижнего поясов.

Если M^I — расчетный изгибающий момент от первой части постоянной нагрузки, действующий на металлическую балку, то напряжения в крайних ее точках (верхней и нижней) при первой стадии работы (рис. 139, в) будут:

$$\sigma_B^I = \frac{M^I}{W_B}; \quad \sigma_H^I = \frac{M^I}{W_H}.$$

Площадь и момент инерции объединенного сечения балки определяют, заменяя площадь железобетонной плиты эквивалентной (по соотношению модулей упругости) площадью металла. При этом ширину плиты b , участвующую в работе с металлической бал-

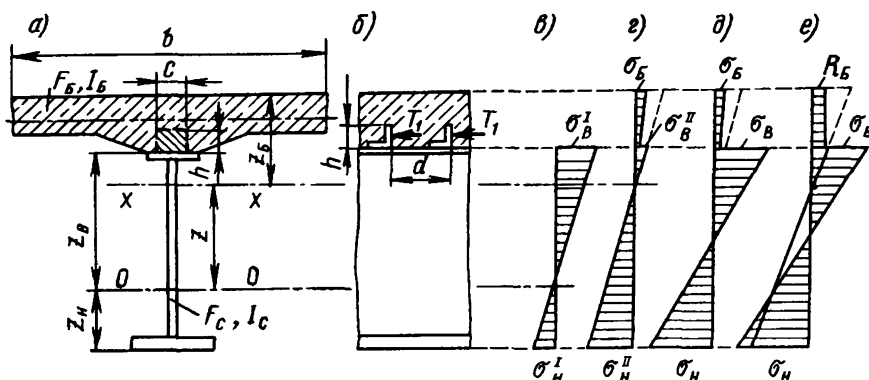


Рис. 139. Схемы к расчету объединенных балок

кой, принимают так же, как и в железобетонных мостах. Площадь объединенного сечения, приведенная к металлу,

$$F_{\text{пр}} = F_c + \frac{F_6}{n},$$

где F_c — площадь сечения металлической балки;
 F_6 — площадь сечения железобетонной плиты;
 $n = \frac{E_c}{E_6}$ — отношение модулей упругости стали и бетона.

Положение центра тяжести получим из условия равенства статических моментов площади объединенного сечения и составляющих его площадей.

Считая эти моменты относительно оси $O—O$, получим

$$F_{\text{пр}} z = \frac{F_6}{n} a; \quad \text{откуда } z = \frac{F_6 a}{n F_{\text{пр}}},$$

где a — расстояние между центрами тяжести железобетонной плиты и металлической балки.

Момент инерции объединенного сечения, приведенного к металлу, относительно оси $X—X$, проходящей через центр его тяжести,

$$I_{\text{пр}} = I_c + F_c z^2 + \frac{I_6}{n} + \frac{F_6}{n} (a - z)^2,$$

где I_6 — момент инерции сечения плиты относительно оси, проходящей через ее центр тяжести.

Моменты сопротивления объединенного сечения для крайних точек металлической балки:

$$W_{\text{впр}} = \frac{I_{\text{пр}}}{z_{\text{в}} - z}; \quad W_{\text{нпр}} = \frac{I_{\text{пр}}}{z_{\text{н}} + z}.$$

Момент сопротивления для верхней грани бетона плиты

$$W_{6\text{пр}} = \frac{n I_{\text{пр}}}{z_6}.$$

Если M^{II} — расчетный изгибающий момент от второй части постоянной нагрузки, действующей на уже объединенную конструкцию, а также от временной нагрузки, то напряжения в сечении при второй стадии работы (рис. 139, з):

на краях металлической балки —

$$\sigma_{\text{в}}^{\text{II}} = \frac{M^{\text{II}}}{W_{\text{впр}}}; \quad \sigma_{\text{н}}^{\text{II}} = \frac{M^{\text{II}}}{W_{\text{нпр}}}$$

в уровне верхней поверхности железобетонной плиты —

$$\sigma_6 = \frac{M^{\text{II}}}{W_{6\text{пр}}} \leq R_6.$$

Здесь R_6 — расчетное сопротивление бетона плиты.

Суммарные напряжения на краях металлической балки (рис. 139, д):

$$\sigma_b = \sigma_b^I + \sigma_b^{II} \leq m_2 R_{nc}; \quad (5.6)$$

$$\sigma_n = \sigma_n^I + \sigma_n^{II} \leq R_{nc}. \quad (5.7)$$

Здесь R_{nc} — расчетное сопротивление стали на изгиб;

m_2 — коэффициент, учитывающий удерживающее влияние бетона плиты на развитие пластических деформаций в сжатой части металлической балки, принимаемый от 1,0 до 1,2 в зависимости от напряжения в бетоне на уровне центра тяжести сечения плиты.

Если при проверке плиты оказывается, что наибольшее напряжение в бетоне превышает расчетное сопротивление, т. е. $\sigma_b > R_b$, то расчет ведут в предположении, что бетон переходит в пластическую стадию работы, и пользуются схемой распределения напряжений в сечении с прямоугольной эпюрой в пределах железобетонной плиты (рис. 139, е).

Кроме напряжений, вызываемых вертикальной нагрузкой, в объединенных балках надо учитывать дополнительные напряжения, вызываемые усадкой и ползучестью бетона, а также резкими изменениями температуры воздуха.

Сопряжение плиты с металлической балкой рассчитывают на сдвигающую силу T_1 , собирающуюся с участка d , равного шагу соединительных элементов (рис. 139, б):

$$T_1 = \frac{QS_6}{I_{пр}} d;$$

$$S_6 = \frac{F_6}{n}(a - z), \quad (5.8)$$

где S_6 — статический момент площади сечения плиты относительно оси $X-X$ приведенного сечения.

При сопряжении с жесткими упорами проверяют напряжения смятия $\sigma_{см}$ в месте передачи ими усилий бетону:

$$\sigma_{см} = \frac{T_1}{hc} \leq R_{см},$$

где h, c — размеры вертикальной полки упора;

$R_{см} = 1,6 R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона на местное смятие;

$R_{пр}$ — расчетное сопротивление бетона на сжатие (призмное).

Сами упоры и их прикрепление к верхнему поясу балки должны быть тоже проверены на прочность. Сечение арматурных выпусков рассчитывают на усилие T_1 , считая что оно действует как на стержень связи, так и на его прикрепление.

Проверка общей и местной устойчивости балок. Работающая на изгиб балка при достижении нагрузкой определенного предела может потерять устойчивость, выпучиться в плане из плоскости изгиба и скрутиться (рис. 140, а). Такая деформация, называемая потерей общей устойчивости балки, может возникнуть, если сжа-

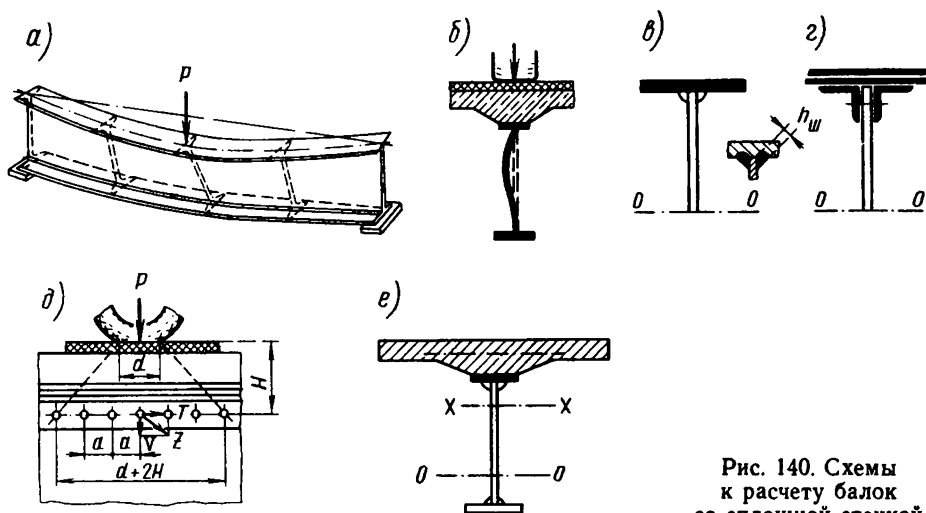


Рис. 140. Схемы к расчету балок со сплошной стенкой

тый пояс балки имеет большие расстояния между местами его закрепления продольными или поперечными связями. Когда сжатый пояс хорошо закреплен против поперечных смещений (например железобетонной плитой, стальным настилом проезжей части), потеря общей устойчивости балки практически невозможна. В неразрезных и консольных балках опасность потери общей устойчивости может возникать на участках над промежуточными опорами, где нижние пояса интенсивно работают на сжатие.

Расчет на общую устойчивость сплошной балки, работающей на изгиб, можно приближенно заменить проверкой устойчивости ее сжатого пояса, рассматриваемого как сжатый стержень, на продольный изгиб из плоскости балки.

В балках, работающих на изгиб, может потерять устойчивость и выпучиться сжатая зона вертикальной стенки (рис. 140, б) или горизонтальная полка сжатого пояса, а в коробчатых пролетных строениях — их стенки и поясные листы в сжатой зоне. Потеря местной устойчивости наиболее опасна в тонких стенках балок и коробчатых сечений в зонах, где одновременно возникают большие сжимающие и касательные напряжения. Местную устойчивость проверяют по формулам, приведенным в Технических условиях проектирования мостов.

Проверка прикрепления поясов к стенке балок. В двутавровых балках прикрепление пояса к стенке работает на сдвигающую силу T , величина которой на единицу длины балки составляет:

$$T = \frac{QS_{\Pi}}{I}, \quad (5.9)$$

где S_{Π} — статический момент сечения пояса (рис. 140, а, г) относительно нейтральной оси балки, причем для клепаной балки в сечение пояса входят как поясные листы, так и уголки (см. рис. 140, г);

I — момент инерции сечения балки;

Q — расчетная поперечная сила.

В объединенных балках сдвигающую силу определяют с учетом двух стадий их работы (рис. 140, е);

$$T = \frac{Q^I S_{\text{п}}}{I_{\text{с}}} + \frac{Q^{II} S_{\text{пр}}}{I_{\text{пр}}}, \quad (5.10)$$

где Q^I , Q^{II} — расчетные поперечные силы при первой и второй стадиях работы балки;

$S_{\text{п}}$ — статический момент пояса металлической балки относительно нейтральной оси $O-O$;

$S_{\text{пр}}$ — статический момент пояса металлической балки и приведенной площади железобетонной плиты (для верхнего пояса) относительно оси $X-X$;

$I_{\text{с}}$, $I_{\text{пр}}$ — моменты инерции одной металлической балки и объединенного сечения относительно своих нейтральных осей.

Кроме сдвигающей силы, прикрепление пояса может передавать местные усилия от сосредоточенных давлений V подвижной нагрузки (рис. 140, д), величину которого на единицу длины прикрепления можно выразить:

$$V = \frac{P}{d + 2H}, \quad (5.11)$$

где d — длина контактной площадки колеса с покрытием;

H — толщина конструкции, распределяющей давление, принимаемая до уровня поясных заклепок (см. рис. 140, д) или поясного шва.

В клепаных конструкциях усилие Z , действующее на одну поясную заклепку, составляет:

$$Z = a \sqrt{T^2 + V^2} \leq Z_3, \quad (5.12)$$

где a — шаг поясных заклепок;

Z_3 — допускаемое усилие на одну заклепку.

В сварных балках напряжение в поясном шве

$$\tau = \frac{\sqrt{T^2 + V^2}}{2h_{\text{ш}}} \leq 0,75 R_0, \quad (5.13)$$

где $h_{\text{ш}}$ — расчетная толщина шва (см. деталь на рис. 140, е);

$0,75 R_0$ — расчетное сопротивление сварных швов на срезывание.

Расчет стыковых соединений. Сварные стыки со швами встык можно не рассчитывать, так как их прочность не уступает прочности металла соединяемых элементов. Расчет стыковых соединений на заклепках или высокопрочных болтах заключается в определении необходимого их числа для перекрытия элементов сечения балки.

В стыке балки могут действовать изгибающий момент M , поперечная сила Q , а иногда и продольная сила N (рис. 141, а).

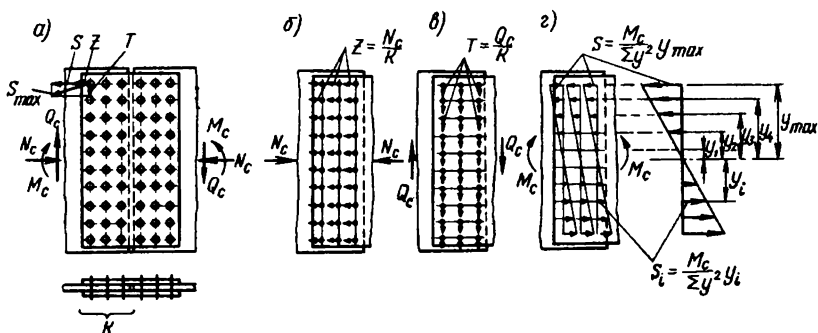


Рис. 141. Схемы к расчету заклепок (болтов) стыка вертикальной стенки балки

Рассмотрим сперва стык вертикальной стенки. Приходящиеся на нее усилия M_c , Q_c и N_c могут быть получены по формулам:

$$M_c = \frac{I_c}{I} M; \quad Q_c \approx Q; \quad N_c = \frac{F_c}{F} N, \quad (5.14)$$

где F_c и I_c — площадь и момент инерции сечения вертикальной стенки;
 F и I — те же величины для полного сечения балки.

Продольное усилие N_c и поперечную силу Q_c можно считать распределяющимися поровну между всеми заклепками или болтами, установленными в соединении с одной стороны стыка (в пределах полунакладки). Тогда усилия, передающиеся на одну заклепку (болт):

$$\text{от продольной силы (рис. 141, б)} \quad Z = \frac{N_c}{\kappa};$$

$$\text{от поперечной силы (рис. 141, в)} \quad T = \frac{Q_c}{\kappa},$$

где κ — число заклепок (болтов) в полунакладке.

Усилия от действия изгибающего момента можно считать пропорциональными расстояниям заклепок (болтов) от нейтральной оси, т. е. изменяющимися по закону плоскости. Обозначая через S усилие, действующее на заклепку крайнего горизонтального ряда, можно выразить усилие S_i в любой другой заклепке (рис. 141, г)

$$S_i = \frac{S}{y_{\max}} y_i,$$

где y_i и $y_{\max}$ — расстояние произвольной и крайней заклепок до нейтральной оси.

Из условия равенства суммы моментов всех сил, действующих на заклепки (болты) стыкового соединения, моменту M_c , передаваемому вертикальной стенкой, получим

$$M = \sum S_i y_i = \frac{S}{y_{\max}} \sum y^2.$$

Отсюда наибольшее усилие в заклепке крайнего ряда

$$S = \frac{M}{\Sigma y^2} y_{\max}. \quad (5.15)$$

Наибольшее результирующее усилие $S_{\max}$ в крайней заклепке (см. рис. 141, а):

$$S_{\max} = \sqrt{(S + Z)^2 + T^2}.$$

Это усилие не должно превышать расчетного, допускаемого на одну заклепку или болт.

Количество заклепок (болтов), необходимое для перекрытия стыков поясных листов и уголков, можно определить по их расчетной площади сечения и коэффициентам μ (см. § 64).

§ 70. БАЛОЧНЫЕ МОСТЫ СО СКВОЗНЫМИ ФЕРМАМИ

Основные схемы главных ферм. Для перекрытия пролетов, превышающих 50—60 м, сквозные фермы обычно требуют меньшей затраты металла, чем балки со сплошной стенкой. Однако изготовление и сборка сквозных ферм сложнее и дороже, чем сплошных балок, поэтому пролетные строения со сквозными фермами экономически целесообразны для пролетов более 60—80 м, преимущественно в мостах с ездой понизу. В автодорожных мостах пролетные строения со сквозными фермами в большинстве случаев устраивают простой разрезной или неразрезной системы. Реже применяют консольные пролетные строения.

Главные фермы мостов с ездой поверху, как правило, делают с параллельными поясами и треугольной решеткой. Фермы с параллельными поясами просты по конструкции, имеют одинаковые длины элементов поясов и решетки, а также однотипные узловые соединения. Высоту h разрезных ферм (рис. 142, а) автодорожных мостов с ездой поверху принимают в пределах $1/8—1/10$, а неразрезных (рис. 142, б) до $1/12$ от пролета l . Лишь при пролетах более 80—100 м в неразрезных пролетных строениях целесообразно увеличивать высоту ферм над промежуточными опорами на 20—50% по отношению к их высоте в пролетах.

Главные фермы пролетных строений с ездой понизу при пролетах до 80—100 м делают с параллельными поясами (рис. 142, в, г). При больших пролетах для экономии металла выгоднее увеличивать высоту главных ферм к середине пролета, придавая верхнему поясу полигональное очертание (рис. 142, д). Если при этом расположить узлы верхнего пояса по круговой кривой, то его элементы можно сделать равными по длине (S) с одинаковыми углами перелома в узлах, что упрощает изготовление конструкции.

Решетку главных ферм в современных автодорожных мостах делают треугольной, которая, как правило, экономичнее ранее применявшейся раскосной. Треугольная решетка может иметь дополнительные стойки (см. рис. 142, в), из которых примыкающие к

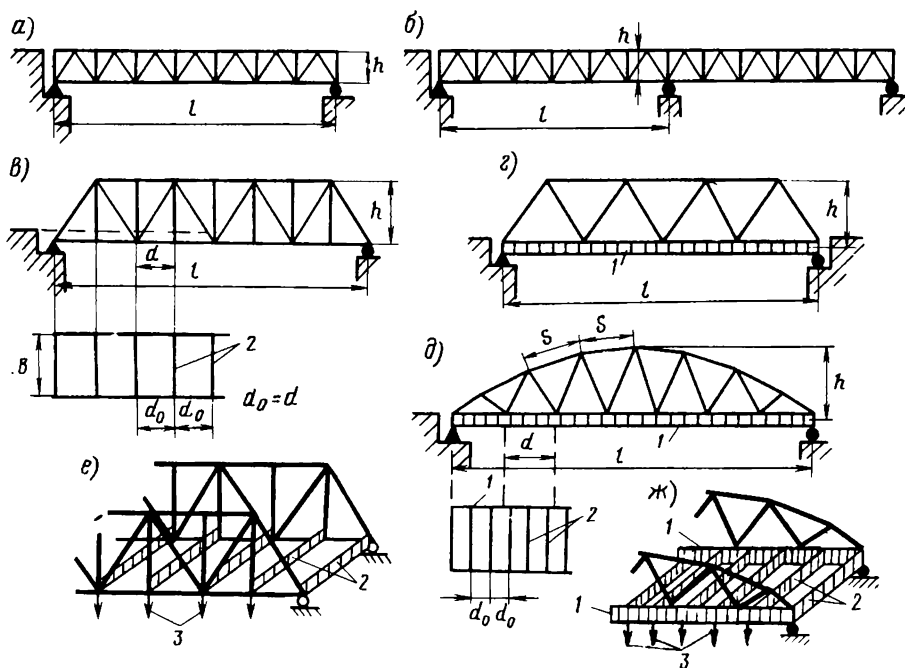


Рис. 142. Схемы пролетных строений с балочными фермами:

1 — жесткий нижний пояс; 2 — поперечная балка проезжей части; 3 — давления, передаваемые поперечными балками главным фермам

верхнему поясу служат для уменьшения свободной длины его элементов, работающих на сжатие. Стойки же, примыкающие к нижнему поясу (подвески), уменьшают длину панели проезжей части.

Нагрузку на сквозные фермы обычно передают в их узлах. В этом случае все элементы фермы работают на продольные усилия. Тогда для поддержания проезжей части устраивают поперечные балки, опирающиеся в узлах главных ферм (см. рис. 142, в, е), и панель проезжей части d_0 оказывается равной панели d главных ферм. Однако наиболее выгодная длина панели проезжей части d_0 обычно значительно меньше панели главных ферм. Если расположить поперечные балки проезжей части с наиболее выгодным для нее шагом d_0 (рис. 142, д), то опорные давления поперечных балок, попадая в пределы длины панелей главных ферм, вызовут поперечный изгиб пояса. В этом случае необходимо значительное увеличение момента инерции его сечения в вертикальной плоскости и пояс тогда называют жестким (см. рис. 142, г, д, ж).

Фермы с жестким поясом, предложенные советскими специалистами, дают возможность применять как в главных фермах, так и в проезжей части наиболее выгодные длины панелей. Наличие жесткого нижнего пояса облегчает установку пролетного строения продольной подвижкой при строительстве моста.

Неразрезные пролетные строения с ездой понизу при пролетах до 100—120 м обычно имеют фермы с параллельными поясами. При больших пролетах высоту ферм над промежуточными опорами увеличивают на 20—50%.

Сквозные металлические фермы в недалеком прошлом делали целиком клепаными. В настоящее время их делают из сварных элементов с монтажными стыковыми соединениями и креплениями на заклепках или высокопрочных болтах. Так как многие из наших заводов имеют оборудование для выпуска клепаных конструкций, элементы металлических ферм делают и клепаными. Применение сварки для монтажных соединений в сквозных фермах сильно затруднено из-за сложности прикрепления элементов в узлах и сопряжениях, делающей практически невозможной сварку автоматами и обеспечение высокого качества швов.

Конструкция элементов сквозных ферм. В металлических мостах с полностью клепаной конструкцией элементы состоят в основном из листов и уголков. В старых мостах применяли пояса коробчатого (рис. 143, а), двойного швеллерного (рис. 143, б) или Н-образного (рис. 143, в) сечения. В период после Великой Отечественной войны, когда наши заводы стали выпускать уголкового металл крупных профилей, в клепаных конструкциях мостов получили применение элементы Н-образного сечения с использованием крупных уголков (рис. 143, г).

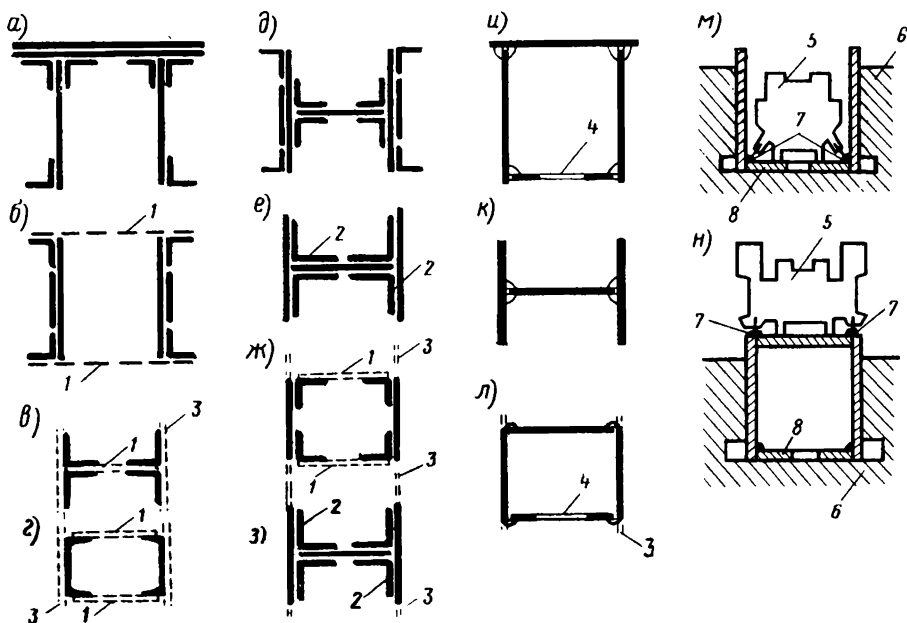


Рис. 143. Сечения элементов сквозных ферм:

1 — соединительные элементы; 2 — крупнокалиберный уголок; 3 — плоскость вертикальной стенки поясов; 4 — отверстие (перфорация) в листе; 5 — двухдуговой сварочный автомат; 6 — кондуктор; 7 — сварной шов; 8 — перфорированный лист

Элементы решетки (раскосы и стойки) клепаных ферм имеют двутавровое (рис. 143, в), двухшвеллерное (рис. 143, г), Н-образное (рис. 143, з) или трубчатое (рис. 143, ж) сечения. Расстояния между ветвями сечений элементов решетки всегда соответствуют ширине поясов между их вертикальными стенками. Это необходимо для сопряжения поясов и решетки в узлах.

В современных металлических мостах элементы сквозных ферм делают преимущественно сварными. Наиболее распространены элементы коробчатого (рис. 143, и, л) и Н-образного (рис. 143, к) сечения, сваренные из листовой стали. Элементы Н-образного сечения, простые по конструкции и удобные для изготовления, широко применяют в мостовых фермах как для поясов, так и для элементов решетки.

В последнее время все большее распространение получают элементы коробчатого сечения, обладающие большой жесткостью и особенно целесообразные для сжатых элементов ферм. Изготовление коробчатых элементов значительно упростилось с применением двухдуговых автоматов, приспособленных для одновременной сварки двух швов внутри (рис. 143, м) или снаружи (рис. 143, н) коробчатого сечения. Для возможности осмотра, очистки и окраски внутренних поверхностей коробчатых элементов нижний их лист делают перфорированным, т. е. с овальными отверстиями (см. рис. 143, и, л).

Так как усилия в элементах поясов по длине ферм меняются, то в панелях с большими усилиями сечения увеличивают за счет добавления листов в вертикальных пакетах при клепаных сечениях и путем утолщения листов — в сварных элементах.

Гибкость элементов сквозных ферм, т. е. отношение их свободной длины к радиусу инерции сечения, не должна превышать определенных пределов, установленных нормами. Это необходимо, чтобы элементы фермы не погнулись при перевозке и сборке, а также не вибрировали при проходе по мосту временной нагрузки.

Элементы, состоящие из двух ветвей, не связанных между собой сплошным листом, должны иметь соединительные элементы для объединения ветвей в один жесткий стержень. Особое значение имеют соединительные элементы в сжатых стержнях. Соединительные элементы делают в виде решеток (рис. 144, а) или планок (рис. 144, б). В современных коробчатых сечениях соединительным элементом служит перфорированный лист (рис. 144, в), который обеспечивает наиболее жесткое соединение. Соединительные решетки тоже дают хорошую связь и могут быть применены в сжатых элементах. Наиболее слабое соединение дают планки, поэтому их применяют только в растянутых или слабо работающих сжатых элементах. Кроме соединительных решеток, планок или перфорированных листов, ветви стержней связывают поперечными диафрагмами (рис. 144, г, д), предохраняющими сечение от перекосов.

В стержнях Н-образного сечения не требуется постановка ни соединительных элементов, ни диафрагм.

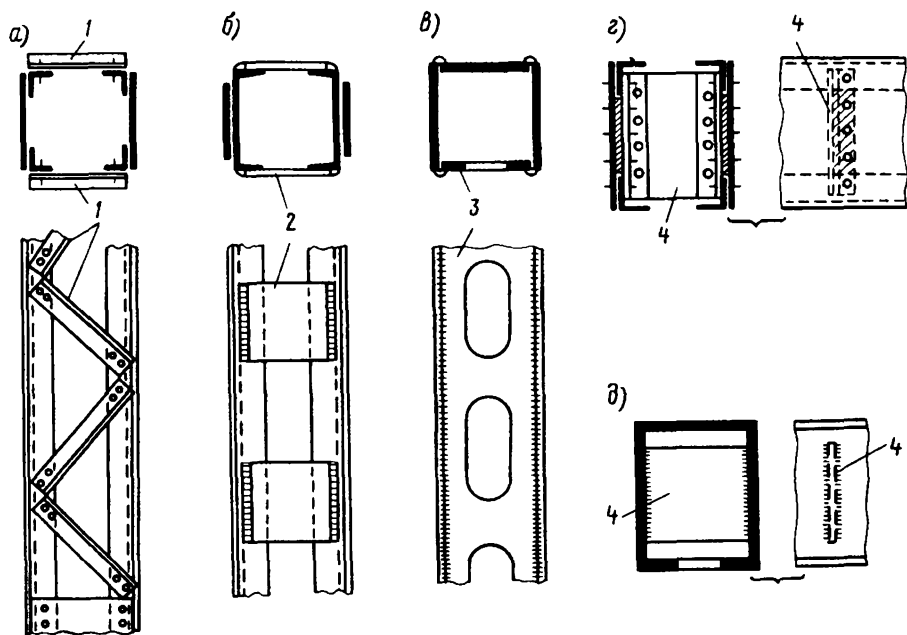


Рис. 144. Соединительные элементы для связи ветвей стержней ферм:

1 — соединительная решетка; 2 — соединительная планка; 3 — перфорированный лист; 4 — поперечная диафрагма

Узловые соединения сквозных ферм. Элементы фермы, сходящиеся в узле, соединяют между собой с помощью листов фасонной формы, называемых *ф а с о н к а м и*. Наиболее характерны для мостовых ферм два вида конструкции узлов: с *ф а с о н н ы м и* *н а к л а д к а м и* и с *ф а с о н н ы м и* *п р и с т а в к а м и*. В узловом соединении с *ф а с о н н ы м и* *н а к л а д к а м и* (рис. 145, в) элементы, сходящиеся в узле, прикрепляют к *ф а с о н н о м у* листу, наложенному на элементы пояса. При этом *ф а с о н н ы й* лист используется не только для прикрепления раскосов и стоек, но и для перекрытия стыка элементов пояса. В узловом соединении с *ф а с о н н ы м и* *п р и с т а в к а м и* (рис. 145, г) их прикрепляют к непрерывно проходящему поясу.

Конструкция узлов мостовых ферм должна отвечать требованиям удобства сборки конструкции. Раскосы и стойки ферм прикрепляют к узлам на месте сборки монтажными заклепками или высокопрочными болтами. Элементы пояса, сходящиеся в узле, или оба скрепляют монтажными соединениями, или же один из элементов соединяют с *ф а с о н к а м и* на заводе и тогда этот пояс вместе с *ф а с о н к а м и* образуют один монтажный элемент.

Конструкция узла на *ф а с о н н ы х* *н а к л а д к а х* нижнего пояса клепаного пролетного строения приведена на рис. 145, а. Элементы фермы имеют клепаные Н-образные сечения. Пояса образованы из уголков крупного сортамента. Все элементы, сходящиеся в узле, прикреплены к *ф а с о н к а м* внахлестку и передают свои усилия через примыкающие к *ф а с о н к а м* полки уголков. Стык элементов

пояса перекрыт фасонными накладками, а также дополнительными вертикальными накладками H_1 , H_2 и H_3 , установленными снаружи и с внутренней стороны каждой из ветвей пояса.

В фермах с жестким нижним поясом конструкция этого пояса аналогична балкам со сплошной стенкой. Сечение его делают двутавровым, как правило, сварным. Прикрепление раскосов к жесткому поясу обычно устраивают эксцентричным для уменьшения размеров фасонной приставки (рис. 145, б). Эксцентриситет прикрепления раскосов учитывают при расчете ферм. Фасонные приставки прикрепляют к поясу сварными швами или заклепками (см. рис. 145, б). В месте примыкания раскосов пояс укрепляют ребрами жесткости.

§ 71. СВЯЗИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ БАЛОЧНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Для пространственной неизменяемости балочного пролетного строения достаточно устроить продольные связи и поперечные связи на обоих торцах пролетного строения (рис. 146, а).

В пролетных строениях, имеющих несколько главных балок (ферм), их обычно соединяют продольными связями попарно (рис. 146, б). Чтобы улучшить распределение временной нагрузки

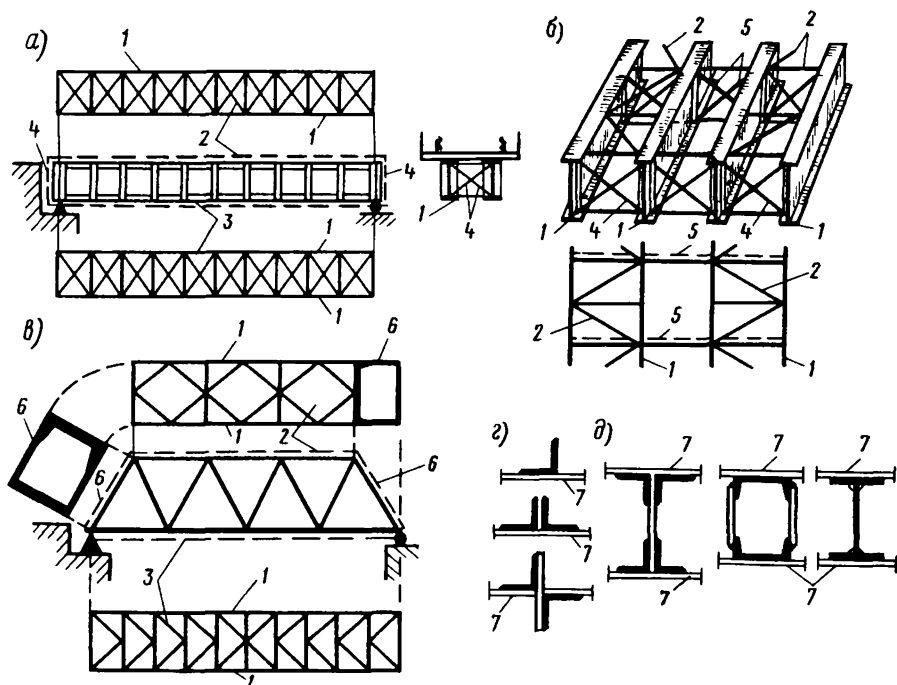


Рис. 146. Схемы устройства связей в балочных пролетных строениях:

1 — главная балка или ферма; 2 — верхние продольные связи; 3 — нижние продольные связи; 4 — опорные поперечные связи; 5 — промежуточные поперечные связи; 6 — опорная (портальная) рама; 7 — фасонка прикрепления элемента связей

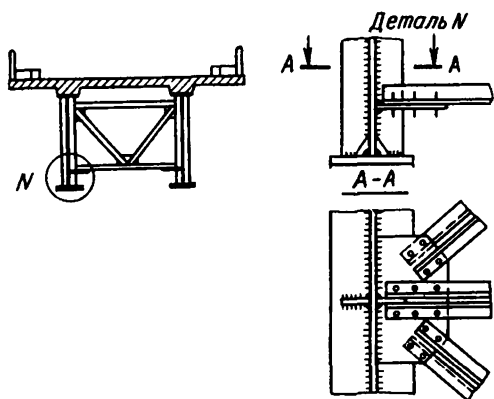


Рис. 147. Крепление связей к главным балкам

между главными балками (фермами), устраивают еще промежуточные поперечные связи на протяжении пролета. Продольные связи можно сделать только в уровне одного из поясов, но тогда необходимы часто расположенные поперечные связи, способные закрепить в боковом направлении узлы другого пояса, не имеющие продольных связей (см. рис. 146, б).

Если пролетное строение имеет железобетонную плиту проезжей части,

объединенную с главными балками, то верхних связей можно не делать, если только они не требуются при монтаже конструкции.

В пролетных строениях с ездой понизу верхние продольные связи закрепляют на концах в поперечном направлении порталными рамами, расположенными в плоскостях опорных раскосов (рис. 146, в). Иногда применяют и открытые пролетные строения, в которых устойчивость верхнего пояса против бокового выпучивания обеспечивается жесткостью элементов решетки главных ферм.

Решетку продольных связей делают крестовой (рис. 146, а), ромбической (см. верхние связи рис. 146, в) или полураскосной (см. нижние связи рис. 146, в) систем.

В пролетных строениях с несколькими главными балками применяют также связи с простой раскосной или треугольной (см. рис. 146, б) решеткой.

Поперечные связи в мостах с ездой поверху чаще всего делают крестовой, треугольной или раскосной систем.

Элементы связей (рис. 146, г, д) образуют из уголков или швеллеров, или же делают их двутаврового сечения. Длинные элементы должны иметь достаточную высоту, чтобы от собственного веса в них не возникало больших напряжений (см. рис. 146, д).

В пролетных строениях с главными балками сплошного сечения элементы продольных связей прикрепляют с помощью фасонек к поясам балок или несколько смещают их по отношению к уровню поясов (рис. 147). Это позволяет уменьшить размеры фасонек и избежать наложения сварных швов на интенсивно напряженные поясные листы балок. Раскосы связей желательно центрировать на ось пояса, чтобы не возникало дополнительных напряжений от эксцентриситета.

В пролетных строениях со сквозными фермами связи располагают в уровне оси или горизонтальных полок сечения поясов.

§ 72. ОПОРНЫЕ ЧАСТИ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ БАЛОЧНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Опорные части служат для передачи давлений пролетных строений и закрепления их на опорах. Опорные части не должны препятствовать деформациям пролетных строений при действии временной нагрузки и изменениях температуры. Так, в балочном неразрезном пролетном строении одна из опорных точек должна быть закреплена неподвижно (рис. 148, б). Соответствующая опорная точка другой главной балки должна иметь поперечную подвижность.

Все другие опорные точки первой главной балки (фермы) должны иметь продольную подвижность, а второй главной балки — подвижность в двух направлениях.

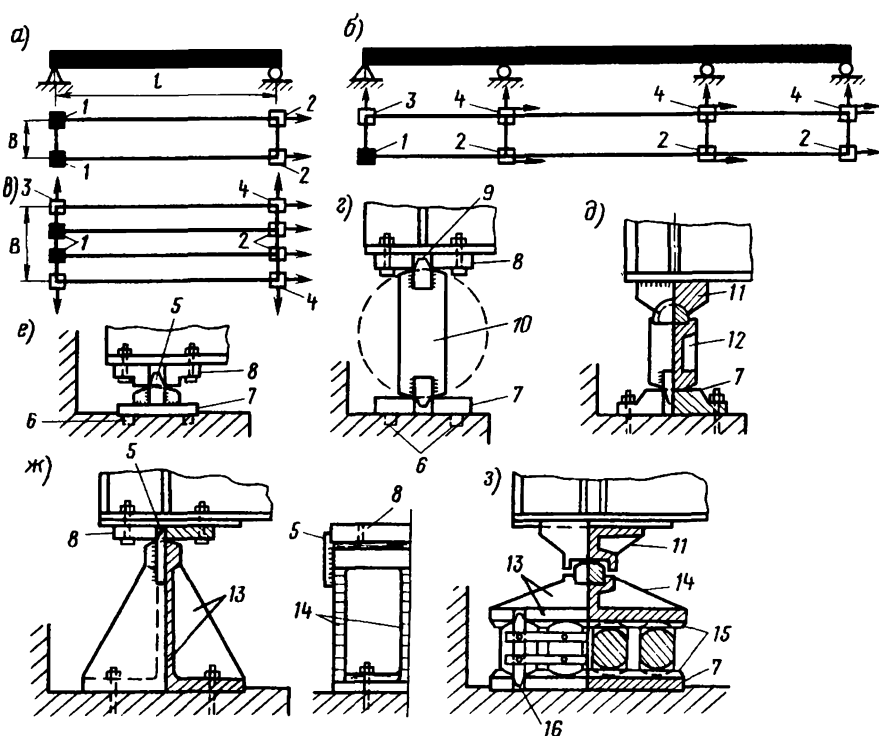


Рис. 148. Схемы размещения и конструкции опорных частей металлических балочных пролетных строений:

1 — неподвижная опорная часть; 2 — продольно подвижная опорная часть; 3 — поперечно подвижная опорная часть; 4 — опорная часть с подвижностью в двух направлениях; 5 — зуб против продольных смещений верхней подушки; 6 — выступ для закрепления нижней подушки на подферменной площадке; 7 — нижняя подушка; 8 — верхняя подушка; 9 — противоугонный зуб; 10 — срезанный каток; 11 — верхний балансир; 12 — сектор; 13 — нижний балансир; 14 — ребро нижнего балансира; 15 — продольный гребень; 16 — противоугонная планка

Опорные части с подвижностью в двух направлениях довольно сложны.

Поэтому при ширине пролетного строения не более 10—12 м, когда поперечные перемещения от изменений температуры невелики, применяют упрощенную схему опирания, при которой на одной опоре пролетное строение имеет неподвижное опирание обеих главных балок, а на других — продольно подвижное (рис. 148, а). В широких мостах, имеющих несколько главных балок (рис. 148, в), средние балки одним концом опирают неподвижно, а другим — продольно подвижно.

Остальные балки для свободной деформации пролетного строения в поперечном направлении должны иметь поперечно-подвижные опорные части на одних концах и опорные части с подвижностью в обоих направлениях на других концах.

В балочных пролетных строениях небольших пролетов неподвижные опорные части делают простейшего тангенциального типа (рис. 148, е), аналогично применяемым в железобетонных мостах. Подвижные опорные части делают катковыми или секторными.

Однокатковые опорные части (рис. 148, г) одновременно обеспечивают шарнирность и подвижность опирания. Они состоят из верхней и нижней подушек, между которыми находится каток из стального литья или толстой листовой стали. Так как при больших опорных давлениях диаметр катка по расчету получается большим, то для экономии металла его делают срезанным (см. рис. 148, г). Чтобы при продольных перемещениях каток не проскальзывал между подушками и не мог перекошиться или сместиться в поперечном направлении, на торцах катка делают выступы, имеющие форму зубьев и входящие в пазы, сделанные в верхней и нижней подушках.

Эти устройства называют противоугонными (против смещения — угона катка).

При больших давлениях однокатковые опорные части получаются высокими. Меньшую высоту имеют секторные опорные части (рис. 148, д), в которых каток заменен сектором из литой стали, на который шарнирно опирается верхний балансир. По сравнению с катковыми секторные опорные части имеют несколько бóльшую силу трения вследствие трения скольжения в шарнире, а также вдвое большие перемещения сектора по нижней подушке.

Опорные части мостов средних и больших пролетов делают балансными. Они состоят из верхнего и нижнего балансиров, которые шарнирно сопрягаются между собой. Балансиры делают из стального литья ребристой конструкции для экономии металла.

Нижний балансир неподвижной опорной части (рис. 148, ж) устанавливают на подферменную площадку опоры.

В подвижной опорной части нижний балансир лежит на стальных цилиндрических катках, число которых обычно делают четным

для более равномерной передачи им опорного давления. Катки перемещаются по стальной подушке, уложенной на подферменной площадке.

Чтобы уменьшить размеры катков, нижних балансиров и подушки часто применяют срезанные катки (рис. 148, з). Для правильного перемещения без перекосов и поперечных смещений по середине катков делают заточку,двигающуюся по продольным гребням, имеющимся у нижнего балансира и нижней подушки. Катки связывают между собой в общую тележку. Крайние катки снабжают противоугонными зубьями или планками, входящими концами в пазы, сделанные в боковых поверхностях нижнего балансира и подушки (см. рис. 148, з).

Для предохранения от засорения катки закрывают металлическим кожухом с открывающимися створками для осмотра и очистки катков.

Неподвижные и подвижные опорные части одного пролетного строения и одноптипных смежных пролетных строений обычно делают одинаковой высоты (см. ниже рис. 149, а).

§ 73. ОПОРЫ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТОВ

Опоры металлических мостов делают из бетона или железобетона, монолитной, сборной или сборно-монолитной конструкции. В горных мостах (виадуках) через глубокие лощины и суходолы, а также в путепроводах иногда бывает целесообразным устройство металлических опор.

Массивные опоры состоят из головной части, тела опоры и фундамента.

Головная часть (рис. 149, в) служит для установки на ней опорных частей пролетных строений, и поэтому она воспринимает

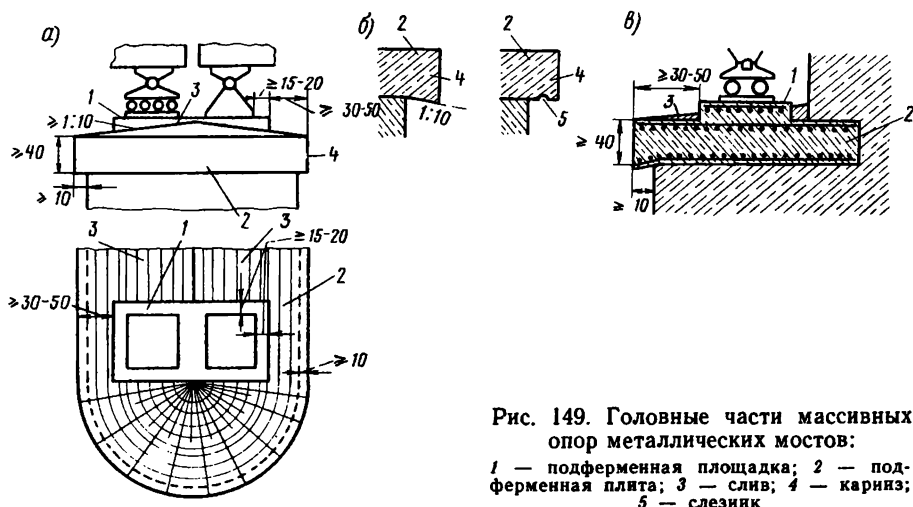


Рис. 149. Головные части массивных опор металлических мостов:

1 — подферменная площадка; 2 — подферменная плита; 3 — слив; 4 — карниз; 5 — слезник

большие сосредоточенные давления. Чтобы распределить эти давления на кладку опоры, головную часть делают в виде железобетонной плиты, называемой подферменной.

Плиту делают толщиной не менее 40 см, а поверхности ее придают уклон — слив не положе 1 : 10 для стока влаги. Края плиты должны выступать над нижележащей кладкой в виде карнизов. Нижней поверхности карнизов придают уклон не менее 1 : 10 в сторону от опоры или делают канавку-лезник, чтобы стекающая с карнизов влага не попадала на боковые поверхности тела опор (рис. 149, б). На подферменной плите устраивают армированные площадки для установки на них опорных частей. Требуемые по нормам размеры элементов головных частей опор приведены на рис. 149, а, в.

Простейшая форма массивной промежуточной опоры (быка) — это призма прямоугольного в плане сечения.

Книзу опора несколько расширяется с уклоном боковых поверхностей порядка $\frac{1}{20}$ — $\frac{1}{30}$ к вертикали.

При сборных опорах для стандартности применяемых блоков удобнее устройство вертикальных граней.

Прямые углы кладки закругляют, а на многоводных реках придают опорам обтекаемое очертание до уровня высоких вод. На реках с сильным ледоходом опоры снабжают ледорезным выступом (рис. 150, в). При ледоходе средней интенсивности достаточно при-

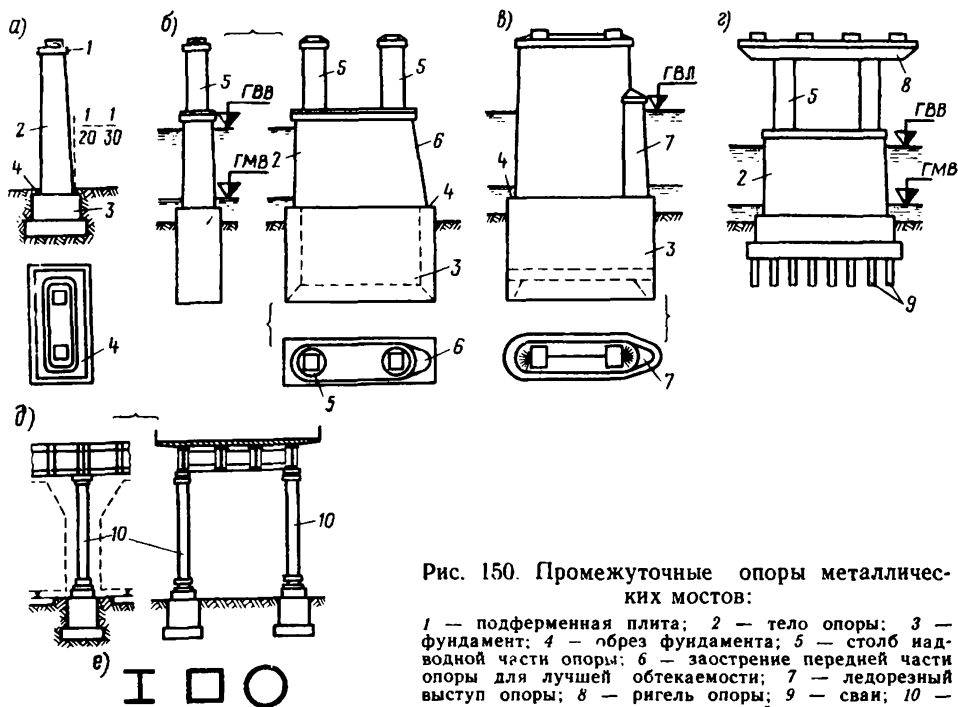


Рис. 150. Промежуточные опоры металлических мостов:

1 — подферменная плита; 2 — тело опоры; 3 — фундамент; 4 — обрез фундамента; 5 — столб надводной части опоры; 6 — заострение передней части опоры для лучшей обтекаемости; 7 — ледорезный выступ опоры; 8 — ригель опоры; 9 — сваи; 10 — металлическая стойка

давать передней части опоры заострение и наклон порядка $1/10$ — $1/8$ (рис. 150, б).

Для экономии в объеме кладки высокие быки широких мостов часто делают в надводной части в виде столбов: отдельных (см. рис. 150, б), связанных поверху или поддерживающих ригель, служащий для опирания на него пролетных строений (рис. 150, г).

Металлические опоры путепроводов (рис. 150, д) представляют собой стойки двутаврового, коробчатого или трубчатого сечения (рис. 150, е). Стойки опирают на фундаменты жестко или шарнирно. Часто применяют качающиеся стойки, имеющие шарниры как снизу, так и сверху. Достоинство металлических опор — их малая толщина, а также простота и быстрота их установки, что очень важно при постройке путепроводов через действующие железнодорожные пути.

Береговые опоры мостов и путепроводов при малой высоте насыпей подходов могут иметь простейшую конструкцию в виде массива прямоугольного очертания со скосом верхней поверхности для (рис. 151, а).

При высоте более 3—4 м для уменьшения объема кладки в устое делают полость, заполняемую насыпью. В плане устоя приобретает П-образную форму и носит название устоя с обратными стенками (рис. 151, б).

При высоте насыпей более 10—12 м применяют обсыпные устои, имеющие меньший объем кладки, но требующие некоторого увеличения длины пролетных строений (рис. 151, в).

В верхней части обсыпной устоя имеет консольные железобетонные крылья для сопряжения с насыпью.

Фундаменты опор в зависимости от геологических условий закладывают на естественном основании (рис. 150, а), или устраивают низкий (см. рис. 150, г) или высокий свайный ростверк. Применяют также фундаменты мостов в виде опускаемых колодцев (см. рис. 150, б), железобетонных оболочек, кессонов (см. рис. 150, в).

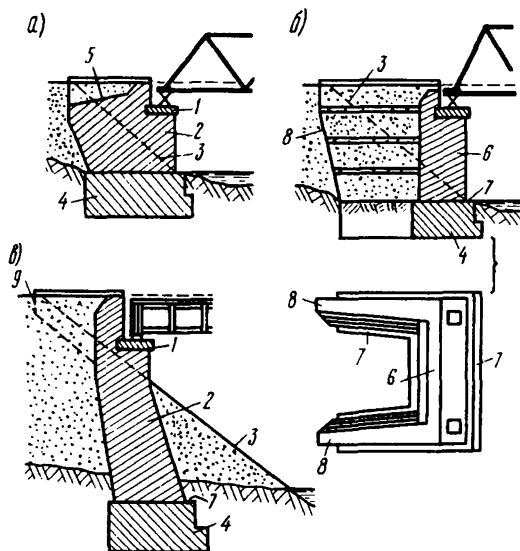


Рис. 151. Береговые опоры (устья) металлических мостов:

1 — подферменная плита; 2 — тело устоя; 3 — конус насыпи; 4 — фундамент; 5 — скос для плавного прохода подвижной нагрузки; 6 — передняя стенка; 7 — обрез фундамента; 8 — обратная стенка; 9 — крыло устоя

МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ МОСТЫ АРОЧНЫХ, КОМБИНИРОВАННЫХ, РАМНЫХ И ВИСЯЧИХ СИСТЕМ

§ 74. АРОЧНЫЕ МОСТЫ

По статической схеме металлические арки мостов могут быть: бесшарнирные, двухшарнирные и трехшарнирные. Чаще всего применяют двухшарнирные арки (рис. 152, а). Они имеют достаточную жесткость и мало реагируют на изменения температуры. Трехшарнирные арки (рис. 152, б) применяют в случаях, когда возможны просадки опор. Бесшарнирные арки, испытывающие большие дополнительные напряжения от изменений температуры, применяют очень редко.

При достаточной строительной высоте арок мосты делают с ездой поверху (см. рис. 152, а, б). Если по местным условиям это невозможно, то арки поднимают выше уровня проезжей части, устраивая мост с пониженной ездой (рис. 152, в) или даже с ездой понизу. Арочные мосты с ездой понизу часто делают с затяжкой (рис. 152, г), воспринимающей распор арки.

Арки металлических мостов могут быть сплошного сечения или сквозными в виде решетчатых арок ферм. Арки сплошного сечения (см. рис. 152, а, б, г), простые по конструкции и удобные для сборки, чаще всего применяют в автодорожных и городских мостах при пролетах до 150—200 м. Решетчатые арочные фермы (см. рис. 152, в) применяют при пролетах, превышающих 120—150 м.

Стрела подъема арок составляет от $1/2$ до $1/16—1/18$ пролета. В мостах с ездой поверху обычно применяют подъем порядка $1/7—1/8$, а при пониженной езде $1/5—1/6$ пролета.

Арки сплошного сечения в большинстве случаев делают постоянной высоты по всей длине пролета или же с уменьшением высоты сечения к пятovým шарнирам (серповидного очертания).

Высоту h арок в замке назначают $1/50—1/60$ пролета.

Очертание оси арок делают параболическим или круговым. Круговое очертание дает возможность устройства арок из стандартных элементов одинаковой длины с однотипными радиальными стыками (рис. 153, е). Сквозные арочные фермы тоже желательно делать кругового очертания постоянной высоты, чтобы иметь возможно большее число одинаковых по длине элементов и однотипных узловых соединений.

Арочные мосты делают клепаными или сварными. Конструктивные особенности арок сплошного сечения дают возможность эффективно применять в них сварку.

Сечение арок при пролетах до 40—50 м может быть двутавровым (рис. 153, а), а при пролетах более 50—60 м — коробчатым (рис. 153, б, в). Встречаются также мосты с арками кругового се-

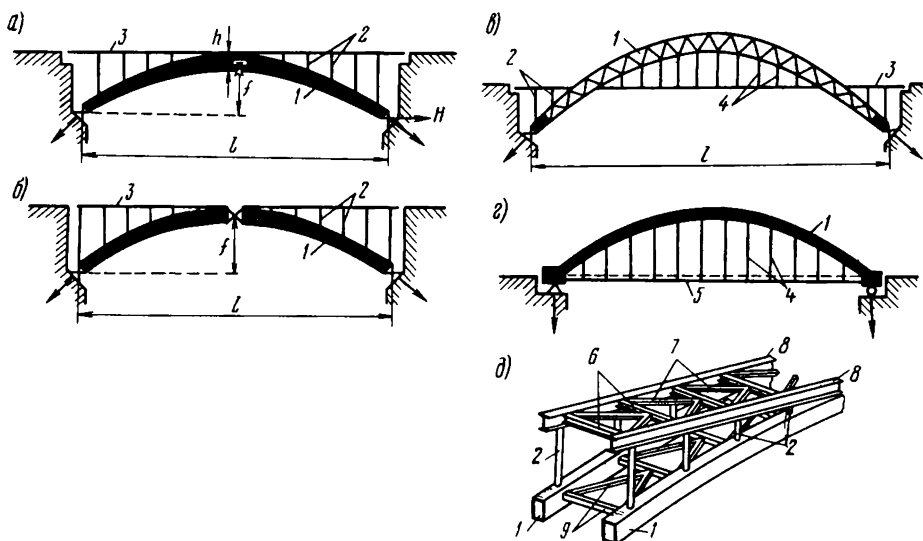


Рис. 152. Основные системы металлических арочных мостов:

1 — арка; 2 — надарочные стойки; 3 — конструкция проезжей части; 4 — подвески; 5 — затяжка; 6 — поперечные балки; 7 — связи в уровне проезжей части (верхние связи); 8 — продольная балка; 9 — связи вдоль арок (нижние связи)

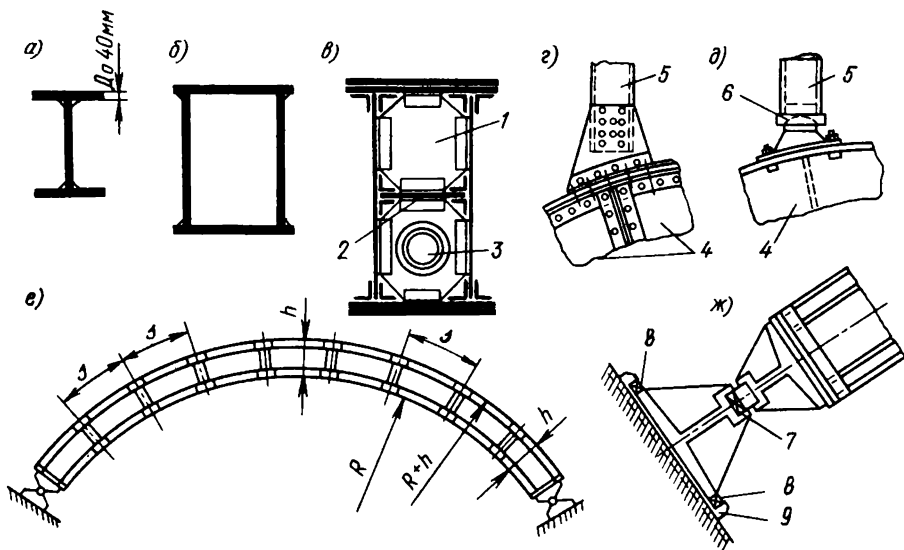


Рис. 153. Конструктивные элементы металлических арочных мостов:

1 — поперечная диафрагма; 2 — продольная диафрагма; 3 — лаз для прохода внутри арки; 4 — арка; 5 — надарочная стойка; 6 — шаровый шарнир в опирании стойки на арку; 7 — клин для регулирования положения шарнира вдоль оси арки; 8 — клин для регулирования положения шарнира в поперечном направлении; 9 — стальная плита с выступами

чения. Для доступа в арки замкнутого сечения в них устраивают специальные отверстия — л а з ы.

Для пространственной неизменяемости и горизонтальной жесткости арокных пролетных строений в них устраивают продольные связи (рис. 152, *д*) вдоль арок (нижние связи) и в уровне проезжей части (верхние связи). Железобетонная плита проезжей части может заменять верхние связи. В пролетных строениях с пониженной ездой продольные связи между арками прерывают в пределах высоты проезда и заменяют жесткими ветровыми рамами.

В конструкции надарочного строения основными могут быть поперечные или продольные балки, непосредственно опирающиеся на надарочные стойки. Крайние продольные балки обычно вводят в состав верхних продольных связей в качестве так называемых ветровых поясов.

Надарочные стойки сопрягают с арками и балками проезжей части жестко или шарнирно. Жесткое сопряжение (рис. 153, *г*) проще по конструкции. Однако деформации пролетного строения вызывают изгиб стоек и дополнительные напряжения в них. Устройство шарниров на концах надарочных стоек (рис. 153, *д*) устраняет эти напряжения.

Пятовые участки арок усиливают для лучшей передачи давлений опорным шарнирам. При сборке арок бывает необходимым регулирование положения опорных шарниров как вдоль оси арки, так и в поперечном направлении. Для этого в опорных шарнирах устраивают специальные клинья (рис. 153, *ж*).

§ 75. МОСТЫ С ПРОЛЕТНЫМИ СТРОЕНИЯМИ КОМБИНИРОВАННЫХ И РАМНЫХ СИСТЕМ

В современных автодорожных мостах для перекрытия пролетов 80—150 м находят применение комбинированные системы пролетных строений, представляющие собой сочетание балки с полигональным поясом, аркой или дополнительными стержнями.

Одна из наиболее распространенных комбинированных систем — это жесткая балка, усиленная полигональным верхним поясом (рис. 154, *а*). Эта система, называемая г и б к о й а р к о й с ж е с т к о й з а т я ж к о й, не дает экономии по сравнению с решетчатыми фермами, но она имеет архитектурные преимущества, так как над проезжей частью выступают только довольно тонкие верхние пояса и подвески. Полную высоту H главных ферм этой системы принимают $\left(\frac{1}{6,5} \div \frac{1}{9}\right) l$, а высоту h балки жесткости — $\left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{50}\right) l$. Дополнительный пояс может быть установлен и под разрезной или неразрезной (рис. 154, *б*) балкой.

Представляет интерес система, состоящая из консольной или неразрезной балки, имеющей промежуточные опоры в виде металлических стоек и подкосов. Эта система, предложенная инж. Г. Д. Поповым, получила название балочно-рамной (рис. 154, *в*).

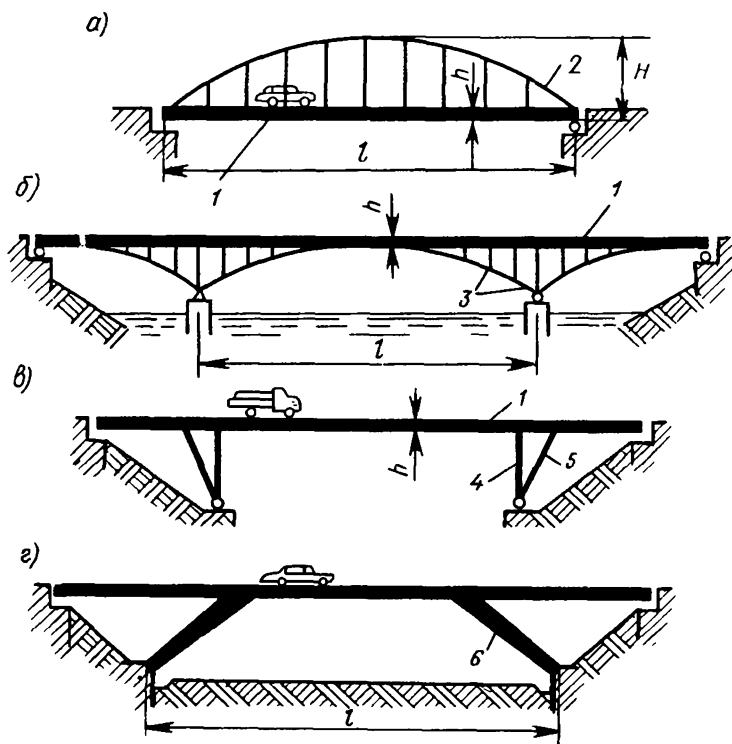


Рис. 154. Схемы мостов комбинированных и рамных систем:
 1 — жесткая балка; 2 — верхний полигональный пояс (гибная арка); 3 — дополнительный (подпружинный) нижний пояс; 4 — металлическая стойка; 5 — металлический подкос; 6 — нога рамы

Особенность таких комбинированных систем заключается в том, что их балкам могут быть искусственно приданы начальные усилия (изгибающие моменты), обратные тем, которые в дальнейшем возникают под действием расчетных нагрузок. Это дает возможность доводить высоту балок до $\frac{1}{50}$ — $\frac{1}{60}$ от пролета, получая также некоторую экономию в металле.

В практике зарубежного строительства довольно часто встречаются также металлические пролетные строения рамных систем с вертикальными или наклонными (рис. 154, e) опорами-ногами. Их применяют главным образом для путепроводов, а в отдельных случаях и для мостов. Несколько сложные в изготовлении и при монтаже металлические рамные мосты редко встречаются в отечественном мостостроении.

§ 76. ВИСЯЧИЕ МОСТЫ

Висячими называют мосты, в которых главными несущими элементами служат кабели или ванты, работающие на растяжение. В висячих мостах с кабелем, его образуют из крученых проволочных канатов, а при особо больших пролетах — из

мощного пучка параллельных проволок. Кабель, имеющий в пролете криволинейное очертание, проходит над вершинами пилонов и, в виде оттяжек, закрепляется концами в устоях. К кабелю с помощью подвесок подвешивают балки жесткости с проезжей частью моста. В вантовых мостах балки жесткости поддерживают прямолинейные наклонные оттяжки, закрепленные на пилонах. Эти наклонные элементы, состоящие из стальных крученых проволочных канатов, называют вантами. Бывают также мосты с вантовыми фермами, образованными из прямолинейных отрезков стальных канатов, соединенных между собой в узлах. Схема и геометрические размеры вантовой фермы должны быть выбраны так, чтобы при любых воздействиях расчетных нагрузок все ее элементы работали только на растяжение.

Крученые канаты для кабелей и вантов висячих мостов делают из стальной холоднокатаной оцинкованной проволоки с пределом прочности $15\,000\text{--}18\,000\text{ кг/см}^2$. Благодаря высокой прочности стальных проволочных канатов вес висячих мостов получается наименьшим, что дает возможность перекрывать ими очень большие пролеты. Наибольший по пролету висячий мост с кабелем, построенный в 1964 г. в Нью-Йорке, перекрывает пролет в 1300 м. Пролеты мостов с вантами достигают 300 м и более.

Висячие мосты с кабелем. В висячих мостах с кабелем стрелу его f принимают от $1/7$ до $1/10$ пролета. Наивыгоднейшая величина стрелы обычно составляет около $1/8\text{--}1/9$ пролета.

При различных положениях временной нагрузки кабель меняет свое геометрическое очертание. Например, при загрузке временной нагрузкой левой половины пролета (рис. 155, а) кабель сильно провисает в этом полупролете за счет спрямления его в правом полупролете. В результате пролетное строение значительно прогибается в загруженной половине пролета вниз и в незагруженной — вверх, образуя двухволновую (S-образную) форму линии прогиба моста.

Чтобы уменьшить большие прогибы, вызываемые деформациями кабеля, устраивают балки или фермы жесткости (см. рис. 155, а). Чем больше высота балки жесткости, тем меньше прогибы висячего моста под временной нагрузкой. В современных висячих мостах высоту балки жесткости принимают от $1/50$ до $1/70$ пролета, а при перекрытии очень больших пролетов — до $1/80\text{--}1/120$ и даже меньше. Применяют и другие способы увеличения жесткости висячих мостов, например прикрепление кабеля в середине пролета к балке жесткости или же устройство наклонных подвесок, превращающих систему в своеобразную ферму (рис. 155, в).

Висячие мосты в зависимости от способа закрепления концов кабеля разделяют на распорные и безраспорные. В распорных мостах усилия оттяжек (см. рис. 155, а) и концов кабеля (см. рис. 155, в) передаются на грунт или на массивные устои. В безраспорных мостах, называемых также висячими мостами с воспринятым распором, горизонтальные слагающие H усилий в оттяжках и концевых частях кабеля (рис. 155, б) передаются

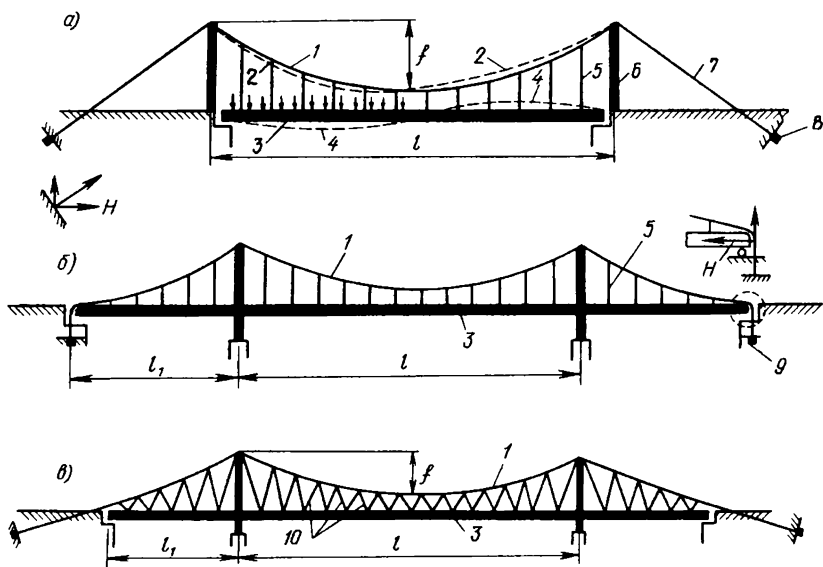


Рис. 155. Схемы висячих мостов с кабелем:

1 — кабель; 2 — деформированное состояние кабеля при загрузке полупролета; 3 — балка жесткости; 4 — деформированное состояние балки жесткости при загрузке полупролета; 5 — вертикальная подвеска; 6 — пилон; 7 — оттяжка; 8 — анкерное закрепление оттяжки; 9 — закрепление кабеля, передающее вертикальную его реакцию; 10 — наклонные подвески

балке жесткости, и только вертикальные слагающие требуют закрепления в устоях. Из-за передачи распора на балки жесткости возрастает затрата на них металла, но зато устои имеют меньший объем, чем в распорных мостах. Поэтому безраспорные висячие мосты применяют для сравнительно небольших пролетов, не более 200—300 м в случае, когда из-за плохих грунтов желательно освободить устои от передачи им распора.

В висячих мостах на кабель передают всю постоянную нагрузку пролетного строения, включая вес балок жесткости с проезжей частью. Для этого применяют специальные способы монтажа и конструктивные меры.

Применяемые для кабелей стальные проволочные канаты обычно имеют крестовую свивку, при которой проволоки в прядях и сами пряди навиты в противоположные стороны (рис. 156, а). Толщина проволок в канатах составляет 3—5 мм. Против ржавления проволоки покрывают оцинковкой и, кроме того, заполняют промежутки между проволоками, прядями и канатами (в кабеле) антикоррозийной смазкой. Применяют также плотные или закрытые канаты, в которых наружные слои имеют проволоки фасонного сечения (рис. 156, б), предохраняющие внутренние проволоки от проникания к ним влаги.

Кабели образуют из нескольких рядов канатов, стянутых стальными хомутами (рис. 156, в), к которым прикрепляют подвесы из стальных тяжей или крученых проволочных канатов. В мо-

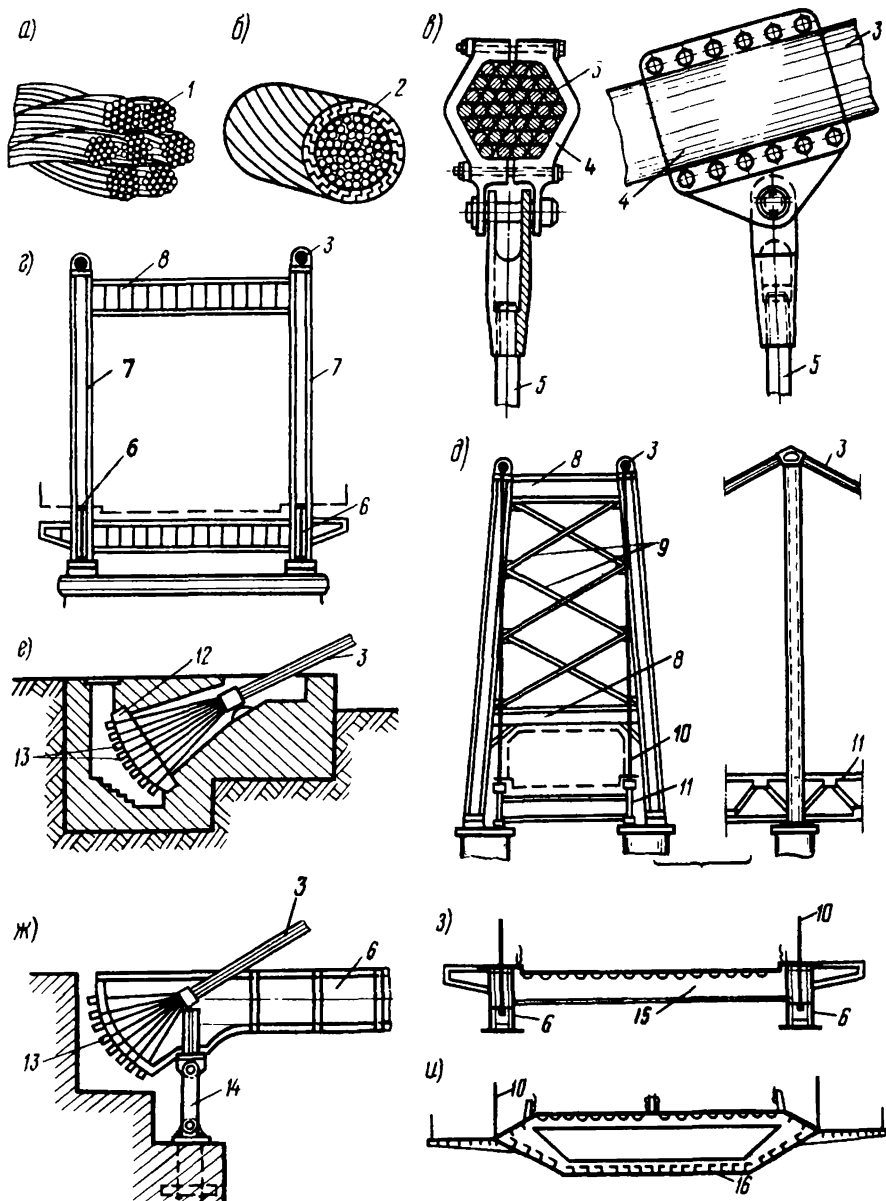


Рис. 156. Детали конструкции висячих мостов с кабелем:

1 — проволочный канат крестовой свивки; 2 — проволочный канат закрытого сечения; 3 — кабель из проволочных канатов; 4 — хомут, обжимающий кабель; 5 — подвеска из тяжа; 6 — балка жесткости; 7 — стойка пилона; 8 — распорка пилона; 9 — связи между стойками пилона; 10 — подвеска; 11 — ферма жесткости; 12 — траверса, поддерживающая анкерные стаканы; 13 — анкерные стаканы, закрепляющие проволочные канаты; 14 — качающаяся стойка, воспринимающая как сжимающие, так и растягивающие опорные реакции; 15 — поперечная балка; 16 — балка жесткости коробчатого обтекаемого сечения

стах особо больших пролетов кабель часто делают из большого числа параллельных проволок. Кабель изготавливают на месте, постепенно навешивая последовательные нити проволоки с помощью движущихся вдоль кабеля прядильных колес. Такой способ называют прядением кабеля. Навешенные проволоки обжимают, обматывают мягкой проволокой и обычно покрывают еще защитной оболочкой.

Пилоны современных висячих мостов делают металлическими или, реже, железобетонными. Пилоны представляют собой мощные стойки, шарнирно опертые или защемленные нижним концом на опорах. Пилоны, шарнирно опертые нижним концом, принято называть качающимися. Кабель проходит над вершинами пилонов и опирается на них с помощью стальных литых подушек.

В поперечном направлении стойки пилонов связывают между собой распорками (рис. 156, *г*), а при большой высоте — системой поперечных элементов; иногда стойкам пилона придают наклон в поперечном направлении (рис. 156, *д*). В некоторых случаях находят применение пилоны в виде отдельно стоящих стоек.

Концы кабелей или оттяжек закрепляют в массивных бетонных или железобетонных устоях; при прочном скальном грунте возможно непосредственное закрепление в нем концов кабелей. Стальные канаты, составляющие кабель, обычно разводят веерообразно и закрепляют каждый с помощью анкерных стаканов (рис. 156, *е*). Для этого конец каждого каната расплетают, заводят в полость анкерного стакана и заливают расплавленным цинковым, алюминиевым или другим сплавом. В безраспорных висячих мостах кабель закрепляют на конце балки жесткости (рис. 156, *ж*), или обводят через торец балки и закрепляют в кладке устоя.

Балки жесткости висячих мостов делают в виде балок со сплошной стенкой, решетчатых ферм и коробчатой конструкции.

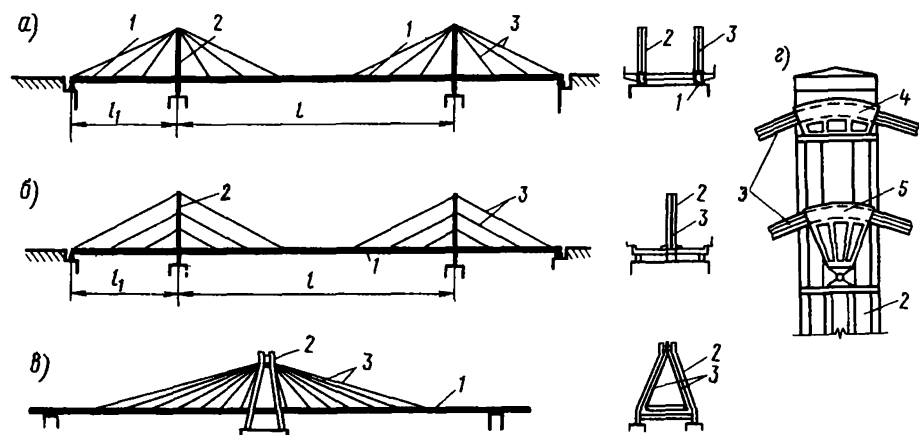


Рис. 157. Схемы мостов с балкой жесткости и вантами:

1 — балка жесткости; 2 — пилон; 3 — ванта; 4 — неподвижная опорная часть; 5 — шарнирно подвижная опорная часть

В зависимости от схемы всякого моста балки жесткости могут быть разрезными (см. рис. 155, а) и неразрезными (см. рис. 155, б, в). Балки располагают в плоскостях кабелей (рис. 156, з), или назначают другое их расположение по конструктивным соображениям. Подвески прикрепляют непосредственно к балкам жесткости, к поперечным балкам проезжей части и к их консолям. Между балками жесткости устраивают ветровые связи.

В новейших мостах балку жесткости устраивают в виде единой коробчатой конструкции с обтекаемым очертанием для уменьшения воздействия ветра (рис. 156, и).

Вантовые мосты. Висячие мосты с балкой жесткости, поддерживаемой системой наклонных вантов, опирающихся на пилоны, получили за последние годы очень широкое распространение.

В мостах с вантами балку жесткости делают неразрезной, а ванты располагают симметрично по обе стороны пилонов. Крайние ванты в береговых пролетах закрепляют нижними концами над опорами с тем, чтобы вертикальные слагающие усилия этих вантов передавались непосредственно опорам. Горизонтальные слагающие усилия всех вантов передаются балке жесткости.

Ванты могут быть закреплены на пилонах различно. Если они веерообразно спускаются от вершины пилон к балке жесткости (рис. 157, а), то систему называют радиальной. Если ванты оперты на пилоны в нескольких точках по их высоте и располагаются параллельно друг друга, то систему называют «арфа» (рис. 157, б). Мост с вантами может иметь только один пилон (рис. 157, в).

В поперечном сечении моста обычно устраивают две плоскости вантов и пилонов (см. рис. 157, а). На дорогах с разделительной полосой могут быть применены одностоечные пилоны, установленные по продольной оси моста. В этом случае ванты располагают тоже в осевой плоскости (см. рис. 157, б) или направляют их от вершин пилонов наклонно к краям ширины моста (см. рис. 157, в).

Соотношение пролетов в трехпролетных вантовых мостах обычно составляет 1 : 2,5 : 1, а в двухпролетных 1 : 1,5 — 1 : 2. Высоту балки жесткости принимают от $\frac{1}{60}$ до $\frac{1}{80}$, а возвышение пилонов над балкой жесткости от $\frac{1}{6}$ до $\frac{1}{3}$ от большего из перекрываемых пролетов.

Достоинство мостов с балкой жесткости и вантами — большая их жесткость по сравнению с кабельными мостами.

В вантовых мостах с балкой жесткости ванты делают из крученых проволоочных канатов тех же видов, которые применяют для кабелей. Каждый вант образуют из пучка канатов, закрепленных нижними концами с помощью анкерных стаканов к балкам жесткости. На пилонах ванты обычно проходят непрерывно и передают на них свои давления с помощью опорных частей.

При опирании на пилон нескольких вантов на разной высоте (система «арфа») один из них, обычно верхний, закрепляют, неподвижно обводя его по седловидной подушке. Остальные ванты опирают с помощью продольно подвижных опорных частей или шарнирно поворачивающегося балансира (рис. 157, г).

ОРГАНИЗАЦИЯ И ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

ГЛАВА XXI

ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ ОРГАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬСТВА ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 77. ОСНОВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ОРГАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬСТВА МОСТОВ И ТРУБ

Современное индустриальное строительство мостов и других искусственных сооружений характерно превращением строительного производства в механизированный процесс монтажа сооружений из заранее изготовленных элементов. Элементы изготовляют на специальных заводах или базах, приспособленных для массового индустриального выпуска продукции, откуда доставляют на место постройки для сборки в конструкцию. При этом отпадает необходимость завоза на строительную площадку ряда строительных материалов, устройства складов и цехов для хранения и переработки этих материалов, а при постройке железобетонных сооружений — в устройстве подмостей и опалубки.

Площадка, на которой возводят сооружение, превращается таким образом из строительной в монтажную. Уменьшается количество рабочих, занятых на постройке сооружения. Почти полностью исключается влияние сезонности, обеспечивается более равномерное распределение работ в течение года.

При строительстве индустриальными методами необходимо, чтобы конструкции сооружений были сборными. Форма отдельных элементов должна быть удобной для изготовления, а габаритные размеры и вес соответствовать грузоподъемности транспортных средств и монтажного оборудования.

Металлические мосты давно строят индустриальными методами. Их конструкции изготовляют на хорошо оборудованных специализированных заводах и доставляют на строительство отдельными монтажными элементами. Индустриальное возведение получило широкое применение и в строительстве сборных железобетонных искусственных сооружений. Большие возможности для индустриализации представляют деревянные мосты, особенно клееных конструкций.

Применение индустриальных методов дает значительное ускорение и удешевление работ. Заводское изготовление элементов

на механизированных предприятиях требует меньших затрат рабочей силы и времени, чем выполнение этих же работ непосредственно на строительстве. Качество изделий улучшается. Создается возможность механизировать, а во многих случаях и автоматизировать трудоемкие строительные процессы.

Строительство монолитных железобетонных мостов и других искусственных сооружений также можно индустриализовать, применяя инвентарные сборно-разборные скользящие опалубки для устройства опор и навесное бетонирование для сооружения пролетных строений.

Промышленные предприятия, изготавливающие элементы мостовых конструкций, специализируются на выпуске однородной продукции, благодаря чему снижаются расходы на заработную плату, оснастку, оборудование и повышается качество работ. Непременное условие специализации — возведение сооружений из возможно меньшего числа типовых конструкций. Это достигается унификацией, т. е. сведением к рациональному минимуму количества размеров и форм элементов, применяемых в строительстве мостов. Особенно важны типизация и унификация в строительстве труб, малых и средних мостов, а также путепроводов, которые составляют подавляющее число искусственных сооружений на дорогах.

С переносом изготовления элементов конструкций на специализированные предприятия появляется возможность четкого разделения строительных работ по месту исполнения и виду производства на заготовительные, транспортные и строительно-монтажные. К заготовительным относят добычу, доставку на заводы и переработку каменных и других материалов, изготовление деревянных, бетонных, железобетонных и стальных элементов сборных конструкций, приготовление цементнобетонных и асфальтобетонных смесей и т. п.; к транспортным — доставку всех материалов, смесей и деталей сооружения к месту их укладки или монтажа; к строительно-монтажным — работы по возведению сооружения.

Изготовление элементов мостовых конструкций. Постоянно действующие заводы, выпускающие элементы мостовых конструкций, имеются во многих районах страны. Радиус обслуживания заводов обычно большой — до нескольких сот и даже тысяч километров.

Если нет возможности воспользоваться постоянно действующими заводами, то для обеспечения участка дороги элементами сборных искусственных сооружений организуют специальные временные базы. Располагают их вблизи источников сырья, в местах сосредоточения больших мостостроительных работ. В целях снижения затрат на энергоснабжение, водоснабжение, дорожные работы на подъездах место постройки баз часто назначают у населенных пунктов, где можно использовать имеющиеся энергетические сети. Срок эксплуатации таких предприятий не превышает трех — пяти лет, производительность — 5 тыс. м³

изделий в год, а радиус действия — 150 км. Их продукцию вывозят по автомобильным или железным дорогам, существующим или вновь проложенным.

При постройке мостов больших пролетов веса монтажных блоков иногда достигают 80—90 т и более, а габаритные размеры превышают 30 м. Доставка их даже на короткие расстояния по обычным дорогам оказывается практически невозможной. Если членение таких элементов на более мелкие недопустимо, приходится изготавливать элементы сборной конструкции на строительной площадке, возможно ближе к месту их установки в сооружении. Организованную на месте строительства большого моста базу обычно используют для снабжения сборными конструкциями ближайших искусственных сооружений на участке дороги. К ней подводят автомобильную дорогу или железнодорожные пути для вывозки изделий на строящиеся объекты.

Снабжение мостовых строек в крупных городах или недалеко от них элементами сборных конструкций, цементнобетонной смесью и другими материалами организуют, по возможности, с имеющихся в городе предприятий строительной индустрии. При этом особое внимание обращают на соответствие качества материалов требованиям проекта.

Транспортирование элементов сборных сооружений. Изготовленные на заводе элементы сборных конструкций обычно доставляют по железной дороге до ближайшей от места строительства станции, откуда автомобилями или тракторами перевозят на монтажную площадку. Если расстояние от завода до площадки невелико (до 80—100 км), то можно транспортировать элементы непосредственно автомобилями.

Элементы длиной до 4 м могут быть доставлены в кузовах автомобилей. Элементы большей длины на двух-, четырехосных прицепах или же на прицепах-тяжеловозах (трейлерах), буксируемых автотягачами или тракторами. В зимнее время в качестве прицепов могут служить платформы, поставленные на полозья (сани). Для лучшего использования мощности трактора буксируют несколько прицепов одновременно.

По железной дороге перевозят элементы весом до 60—100 т, если они вписываются в железнодорожный габарит.

Во всех случаях, когда это возможно, для доставки элементов сборных конструкций следует пользоваться водным транспортом, дающим большие возможности как в отношении веса, так и размеров перевозимых элементов.

При всех видах транспортирования должна быть обеспечена быстрая погрузка и разгрузка перевозимых элементов с помощью кранов или других погрузочно-разгрузочных приспособлений.

Строительно-монтажные работы. Они состоят из подготовительных и основных. В состав подготовительных входят работы, необходимые для производства основных, как например: возведение временных вспомогательных сооружений и приспособлений на строительной площадке, устройство подъездных и внутрипостроеч-

ных путей, организация складского хозяйства, монтаж механизмов и оборудования, геодезические и разбивочные работы. Объем подготовительных работ зависит от масштабов строительства. К основным работам относится возведение элементов мостового перехода: опор и пролетных строений, регуляционных и укрепительных сооружений, подходов.

Благодаря разделению мест исполнения заготовительные и строительно-монтажные работы ведут параллельно, что значительно снижает влияние фактора времени на эффективность строительства. Ритмичность всего строительного процесса в большой мере зависит от плановместности проведения транспортных работ.

Комплексная механизация строительства. Наряду с переходом на монтаж сооружений из элементов заводского изготовления основой индустриальных методов строительства является комплексная механизация строительно-монтажных работ. Под комплексной механизацией подразумевают выполнение всех операций технологического процесса машины, комплектами машин, увязанных между собой по производительности, и механизированным инструментом. Состав и расстановка машин в комплексе должны обеспечивать выполнение работ в минимальные сроки с наименьшей трудоемкостью и стоимостью.

Работы, составляющие технологический процесс постройки мостовых сооружений, по своему характеру, применяемым механизмам и строительному оборудованию можно разделить на три основных вида: 1) выполняемые при устройстве фундаментов; 2) выполняемые при устройстве монолитных опор; 3) выполняемые при монтаже сборных частей сооружений. Каждому из указанных трех видов работ всегда сопутствует четвертый, связанный с внутрпостроечными перевозками элементов, строительных материалов и оборудования.

Для обеспечения работ строительная организация должна иметь определенный комплект механизмов. Тип и количество машин в комплекте назначают с учетом объемов основных видов работ, предусматривая создание полного производственного потока от получения элементов конструкций и строительных материалов на складе до введения сооружения в эксплуатацию.

В состав комплекта механизмов обычно входят: краны для погрузочно-разгрузочных работ; транспортные средства для перевозки оборудования, строительных материалов и элементов сборных конструкций; оборудование и механизмы для земляных работ; водоотливные средства; сваебойное оборудование; краны или монтажные агрегаты, для установки конструкций в проектное положение; оборудование для работ по электросварке, клепке, натяжению высокопрочной арматуры, уплотнению бетонной смеси, устройству гидроизоляции, окраске элементов конструкций и т. п.

Основное условие подбора машин в комплект — максимальное использование их на строительстве. Когда сооружается группа однотипных мостов, расположенных в радиусе действия одной

строительной организации, количество отдельных видов механизмов назначают с учетом поточной системы строительных работ, предусматривающей концентрацию средств производства в подвижных специализированных подразделениях. Подразделения последовательно переходят с одного объекта на другой вместе с соответствующими механизмами и оборудованием. При такой системе работ уменьшается количество механизмов, необходимых для возведения всех мостов на участке, а загрузка отдельных видов механизмов становится наиболее полной. Ведущую машину комплекта подбирают по наиболее тяжелому блоку сборных конструкций.

Для обеспечения на одном сооружении различных видов работ, требующих оборудования одинакового по типу, но различного по мощности, принимают самое мощное оборудование.

Кроме основных строительных машин и оборудования, в состав специализированных подразделений включают: все хозяйственные автомобили для транспортирования с объекта на объект имущества подразделения; передвижные вагончики для работы, жилья, отдыха и т. п.; передвижные электростанции, когда на месте работ нет источника электроэнергии, и мастерские.

Возведение искусственных сооружений в дорожно-строительном потоке. Автомобильные дороги строят поточным методом, который заключается в равномерном и непрерывном производстве всех дорожно-строительных работ. При поточном методе все строительно-монтажные работы проходят в строгой технологической последовательности. Трубы, малые и средние мосты возводят в соответствии с общим планом строительства дороги. Сооружения на суходолах строят с опережением работ по устройству земляного полотна. Опоры малых и средних мостов через водотоки также возводят до устройства земляного полотна на данном участке дороги, а пролетные строения монтируют после отсыпки подходов, что вызывается расположением монтажных кранов в уровне проезжей части. Малые и средние мосты должны быть полностью построены до начала укладки основания и покрытия дорожной одежды, с тем чтобы эти работы не прерывались. Большие и сложные мосты, сроки сооружения которых бывают довольно длительными, строят вне зависимости от сроков устройства земляного полотна и дорожной одежды.

§ 78. СТРУКТУРА МОСТОСТРОИТЕЛЬНЫХ ОРГАНИЗАЦИЙ

Мостовые сооружения строят специализированные организации, входящие в систему Министерства транспортного строительства СССР, министерств строительства и эксплуатации автомобильных дорог и министерств автомобильного транспорта и шоссейных дорог союзных республик. К ним относятся: мостостроительные отряды, мостостроительные поезда и мостостроительные управления.

Мостостроительные отряды строят большие и внеклассные мосты на автомобильных и железных дорогах и в городах. Это хорошо оснащенные механизмами и оборудованием подразделения, способные возводить уникальные сооружения. Мостостроительные поезда — это подвижные формирования, предназначенные для строительства менее значительных мостов и путепроводов. Они также хорошо оснащены мостостроительной техникой, однако мощность их обычно меньше мощности отрядов. Мостостроительные управления строят малые и средние искусственные сооружения на республиканских дорогах и на путях местного значения.

Во главе специализированного подразделения стоит начальник, которому, кроме производственно-технических отделов, подчинены административно-хозяйственные: плановый отдел, бухгалтерия, отдел снабжения, отдел кадров, хозяйственная часть. Производственно-технической деятельностью организации непосредственно руководит главный инженер. В его ведении находятся производственно-технический отдел, отдел главного механика и производственные подразделения — прорабства и цехи. Производственно-технический отдел составляет рабочие чертежи проекта производства работ, календарные графики, заявки на материалы; решает технические вопросы, возникающие в процессе строительства; ведет учет выполнения работ, разбивочные и контрольные геодезические работы. На этот же отдел возлагается техническая связь с заказчиком и сдача ему законченных объектов.

Когда большое сооружение состоит из ряда крупных объектов, или когда приходится строить несколько мостов одновременно, специализированная организация имеет несколько отдельных участков или цехов. Во главе каждого из участков стоит начальник (старший прораб, прораб), руководящий всем строительным процессом. Цехи организуют на строительстве крупных мостов. Обычно это цехи фундаментов, монтажный, механический, транспортный и др.

Низовая производственная единица — это бригада во главе с бригадиром. В зависимости от объема и характера строительномонтажных работ бригады бывают специализированные или комплексные.

При последовательном потоке чаще организуют специализированные бригады, а при совмещенном — комплексные.

Строительные организации работают на подрядных началах. Заказчиками являются дирекции строящихся объектов, в состав которых входят технические инспекции, ведущие технический контроль за строительством и приемку законченных работ. Кроме технической инспекции, контроль за соответствием строительства проекту ведет проектная организация, обеспечивая периодический авторский надзор. Повседневный и систематический надзор за правильностью строительномонтажных работ и качеством применяемых материалов и конструкций осуществляет технический персонал, непосредственно руководящий работами, т. е. десятники, мастера, прорабы, инженеры технических отделов,

главные инженеры специализированных строительных организаций.

Если строительство моста связано с переустройством энергетических коммуникаций, линий связи, различных трубопроводов, то для выполнения этих работ привлекают специализированные монтажные организации, которые работают по субподрядному договору с генеральным подрядчиком.

Мостостроительные отряды, поезда и управления входят в состав территориальных мостостроительных трестов, деятельностью которых руководят Главное мостостроительное управление Министерства транспортного строительства СССР и строительные управления республиканских министерств. В состав трестов входят также базы проката механизмов, инвентарных конструкций и оборудования, промышленные предприятия, изготовляющие железобетонные, стальные и деревянные элементы сборных мостов, карьеры и заводы по изготовлению и ремонту мостостроительного оборудования.

На базах проката мостостроительные подразделения арендуют недостающие механизмы, оборудование и инвентарь; на заводах и карьерах получают элементы сборных конструкций, а также камень, щебень и песок.

Непосредственными работами по постройке сооружения руководят производители работ, мастера, бригадиры. Они обязаны обеспечивать выполнение работ в установленные сроки, высокое качество строительства, правильную технологию, а также нужное качество материалов. Производитель работ распоряжается всеми рабочими и материально-техническими ресурсами на объекте и выдает производственные задания мастерам; мастер комплектует бригады и распределяет их на участки работ, он выдает и закрывает наряды, обеспечивает бригады инструментом, оборудованием и материалами; бригадир распределяет задания между рабочими, руководит ими и работает сам.

§ 79. ОРГАНИЗАЦИЯ СТРОИТЕЛЬНОЙ ПЛОЩАДКИ

Расположение строительной площадки. Строительную площадку моста лучше всего располагать на том берегу реки, где ближе подходят наиболее удобные подъездные пути — автомобильная или железная дорога. Когда элементы конструкций и другие строительные грузы приходят по воде, предпочтение отдают берегу, более удобному для устройства причалов. Место расположения площадки должно быть по возможности ровным и незатопляемым в течение всего срока строительства. Обычно его выбирают за пределами линии разлива реки при паводке с вероятностью десятилетней повторяемости; а если это не вызовет значительного удаления от моста, — то в зоне, незатопляемой при высоком историческом горизонте.

Если невозможно найти незатопляемую площадь, достаточную для размещения на ней всех требующихся для строительства

временных зданий и производственных сооружений, в незатопляемой зоне располагают наиболее важные из них, например, материальные склады, силовые станции, жилые здания, конторы.

Размеры строительной площадки и перечень зданий и сооружений, размещаемых на ней зависят главным образом от объемов и вида работ по возведению сооружения. Чем выше процент сборности сооружения, тем меньше требуемые размеры площадки. При строительстве мостов с малыми пролетами (до 15—18 м), когда все элементы изготовляют на специализированных предприятиях, а на объекте ведут только монтажные работы, размеры строительной площадки и количество временных зданий на ней получаются минимальными (рис. 158). Площадь ее обычно не превышает 1 га. Для таких площадок наиболее целесообразны перевозимые временные помещения на пневмоколесном ходу. При строительстве больших мостов, и особенно, когда около моста устраивают базу для изготовления сборных элементов, размеры строительной площадки значительно увеличиваются, доходя до 50 га и более.

Временные здания и постройки размещают, учитывая их назначение и местные условия. Контору располагают возможно ближе к месту сооружения. Силовую и компрессорную станцию, механические мастерские и кузницу помещают вблизи друг от друга. Обогревательные, медицинский пункт, туалеты располагают у района скопления наибольшего количества рабочих. Жилые здания, а также бытовые помещения, как правило, располагают немного в стороне от строительства и в месте, пригодном для жилья по санитарным условиям. Между временными зданиями и постройками должны быть разрывы в 15—20 м для проезда и обеспечения противопожарной безопасности.

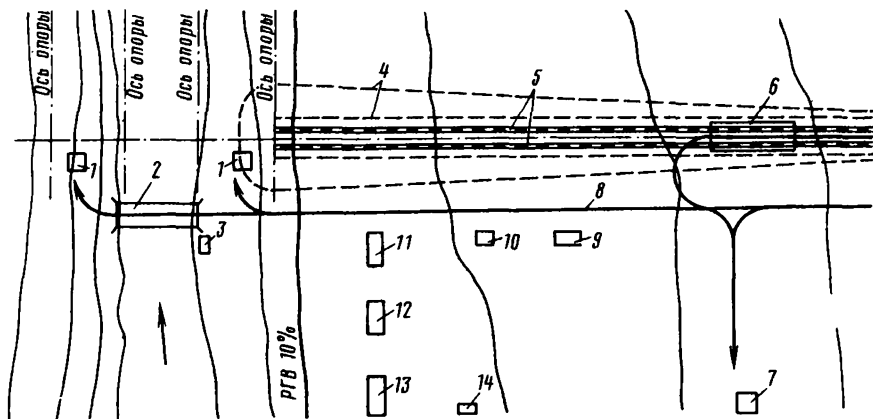


Рис. 158. Схема строительной площадки:

1 — склад элементов сборных опор; 2 — временный (рабочий) мост; 3 — насосная станция; 4 — контур насыпи подхода; 5 — покрановые пути агрегата АМК-20-Г7; 6 — площадка разгрузки балок пролетных строений; 7 — склад горючего; 8 — внутрипостроенная автомобильная дорога; 9 — слесарно-механическая мастерская; 10 — электростанция; 11 — контора; 12 — столовая; 13 — материальный склад; 14 — уборная

При проектировании строительной площадки должны быть учтены вопросы охраны труда и техники безопасности. В связи с этим необходимо предусматривать и наносить на план ограждение территории строительной площадки, безопасные проезды через железнодорожные пути, помещения для сушки одежды, комнаты гигиены. Расположение на плане складов готовых элементов, деталей и материалов, погрузочно-разгрузочных площадок, временных электрических сетей, кранов и других строительных машин должно быть решено с учетом их опасных зон, т. е. мест, представляющих опасность для людей. Во избежание свободного доступа посторонних лиц эти зоны должны быть ограждены. Конструкции и оборудование надо размещать так, чтобы они не создавали стесненных условий на рабочих местах. При назначении участков работы движущихся кранов важно предусмотреть, чтобы грузы не подавались по фронту работ через рабочих.

Внутрипостроечный транспорт. При организации строительной площадки решают все вопросы внутрипостроечного транспорта. Производственные сооружения размещают так, чтобы элементы конструкций и строительные материалы можно было доставлять от складов к месту монтажа по наиболее короткому расстоянию и в наиболее удобных условиях для транспортирования.

В качестве внутрипостроечного применяют автомобильный, тракторный, железнодорожный и водный транспорты, а также кабель-краны. При выборе транспорта нужно учитывать затраты на устройство транспортных приспособлений, режим реки, рельеф местности, конструктивные особенности возводимого сооружения, условия снабжения строительства элементами сборных конструкций и материалами, сроки строительства и др.

Автомобильный транспорт применяют при одновременном строительстве группы небольших мостов, расположенных в нескольких километрах один от другого, сооружаемых одной строительной организацией, а также при строительстве длинных эстакад и городских мостов при стесненных строительных площадках. Особенно целесообразно применение автомобильного транспорта при монтаже «с колес», когда элементы с места изготовления без перегрузок подают непосредственно к монтажному крану.

Нормальная эксплуатация автомобилей обеспечивается прежде всего хорошим состоянием дороги, в особенности ее проезжей части. Лучший вид покрытия для временных автомобильных дорог это сборные железобетонные плиты. При отсутствии плит дороги устраивают с гравийным или щебеночно-грунтовым покрытием. При супесчаных и суглинистых грунтах возможно устройство покрытия из грунта, обработанного битумом. Ширину внутрипостроечных дорог назначают по количеству полос движения из расчета 3 м на одну полосу. При однополосном движении через каждые 50—70 м устраивают разъезды.

Когда дорожные условия не позволяют использовать автомобили для транспортирования крупных монтажных блоков, а также

тяжелых строительных машин и оборудования без разборки, прибегают к помощи тракторов. Тракторные перевозки целесообразны только на небольшие расстояния из-за малой скорости передвижения.

Железнодорожный транспорт нормальной колеи применяют для подачи крупных цельноперевозимых элементов конструкций от складов к месту монтажа. Рельсовые построечные пути нормальной колеи укладывают на балласте из песка, шлака, гравия и щебня. Максимальный их уклон не должен превышать 20‰, а в особо трудных условиях — 40‰; радиус кривых должен быть не менее 250 м, а в исключительных случаях — до 150 м с обязательной укладкой контррельсов. Скорость движения по построечным путям не должна превышать 10 км/ч.

В стесненных условиях при необходимости вписываться в кривые малых радиусов, а также при укладке путей по подмостям, рабочим мостикам, монтажным эстакадам или когда требуется сооружение путей в короткие сроки с наименьшими затратами, — применяют узкоколейный транспорт. Узкоколейные пути можно укладывать на песчаном балласте, а при пропуске одиночных вагонеток даже непосредственно по земляному полотну. Максимальный уклон узкоколейных путей 40‰; радиус кривых — не менее 60 м, в исключительных же случаях до 30 м. Ширину земляного полотна поверху принимают 2,1 м.

На строительстве мостов через судоходные реки применяют водный транспорт, используя его для перевозки грузов с берега на берег, для подачи их к опорам в русловой части реки, для перевозки и установки пролетных строений, плавучих кранов, копров, силовых и компрессорных станций, а также других вспомогательных приспособлений и оборудования.

В качестве плавучих средств обычно используют инвентарные понтоны, комплектуемые в плашкоуты необходимой грузоподъемности. Реже применяют баржи речного флота. Плавучие средства перемещают катерами и буксирами с двигателями мощностью от 40 до 1200 л. с., а при малых расстояниях — лебедками.

Для сообщения между берегами на строительстве мостов через глубоководные реки часто применяют паромные переправы. Паромы устраивают в виде плашкоутов из инвентарных понтонов или из барж. На крупных строительствах в качестве паромов применяют небольшие самоходные баржи. Причалы паромной переправы должны быть приспособлены к работе при колебаниях уровня воды в реке.

Когда необходима подача большого количества нетяжелых грузов по всему протяжению строящегося моста, удобно применять кабельный кран. Кабельный кран используют для подачи элементов опор и пролетных строений, подмостей и опалубки, арматурных каркасов и бетонной смеси. Грузы поднимают и перемещают на грузовой тележке при помощи электродвигателей.

Кабельные краны могут иметь пролет до 600 м и более при грузоподъемности до 10 и даже до 20 Т. Первоначальные затраты

на устройство кабельных кранов большой грузоподъемности весьма велики, поэтому применение их на строительстве мостов должно быть экономически обосновано.

Если количество грузов, подлежащих перевозке с берега на берег, велико, а вблизи места строительства нет существующих мостов, в пределах площадки сооружают временный мост. Обычно временный мост собирают из инвентарных и многократно оборачиваемых конструкций.

Зимой вместо временных мостов часто устраивают ледяные переправы. Устройство ледяных дорог для пропуска груженых автомобилей весом 10 Т возможно при толщине прочного слоя льда не менее 40 см; для пропуска более тяжелых автомобилей толщина должна быть больше. При длительной и интенсивной эксплуатации ледяной переправы на поверхность льда укладывают поперечный настил из досок, укрепленный колесоотбойными брусками. Усилить ледяную переправу можно также намораживанием.

Склады. Кроме временных зданий и обустройств, на строительной площадке располагают склады материалов, инвентарного оборудования и элементов монтируемого сооружения.

При хранении на складах элементы опирают на подкладки, расположенные так, чтобы в элементах не возникало нежелательных перенапряжений от собственного веса. За этим необходимо особенно следить при складировании предварительно напряженных конструкций.

Располагать элементы надо с учетом технологической последовательности их укрупнительной сборки и монтажа.

Для погрузочно-разгрузочных работ на складе должны быть предусмотрены самоходные краны — стреловые или козловые. Их грузоподъемность назначают по весу самого большого монтажного блока. Когда склады расположены на подходе к мосту, наиболее целесообразны козловые краны, серийно выпускаемые промышленностью, либо собираемые силами строительства из инвентарных элементов.

В зависимости от принятого способа подачи элементов конструкций, склад должен быть оборудован железнодорожными путями или автомобильными дорогами. При обслуживании склада козловыми кранами достаточно иметь один путь или одну дорогу, расположенную вдоль склада в зоне действия крана. При обслуживании стреловыми кранами нужно иметь широкий проезд для возможности одновременного размещения крана и транспортных средств.

Склады материалов и элементов желательно располагать как можно ближе к месту сборки в зоне действия монтажных механизмов. Тогда возможно использование одних и тех же кранов как на складских, так и на монтажных операциях.

Материалы и конструкции, не подверженные порче от атмосферных и температурных воздействий, как-то: песок, щебень и гравий, лесоматериалы и элементы сборных деревянных, железо-

бетонных и стальных мостов, а также труб, складывают на открытых площадках.

Арматурную сталь, строительные машины и оборудование хранят под навесом, защищающим их от атмосферных осадков. Для мелких и ценных материалов и изделий, электрооборудования, цемента и т. п. устраивают закрытые складские помещения. Горючие и взрывчатые вещества хранят в складах, которые устраивают в соответствии со специальными правилами и инструкциями.

Запасы материалов и особенно элементов монтируемых конструкций на строительной площадке должны быть минимальными. Надо всемерно стремиться к организации монтажных работ с подачей элементов с места изготовления к монтажному механизму без перегрузки, т. е. к работе «с колес». Такой способ организации работ применим при постройке малых и средних искусственных сооружений, монтажные блоки которых имеют размеры и веса, допускающие перевозку автомобилями.

Снабжение строительной площадки энергией, воздухом и водой. Для энергоснабжения строительства применяют электрические, внутреннего сгорания и паровые силовые станции. Наибольшее распространение получили электрические силовые станции. Когда подача электроэнергии к месту работ затруднена или нецелесообразна, используют силовые установки внутреннего сгорания, соединенные непосредственно с рабочим органом строительной машины (водоотливные агрегаты и т. п.), а при наличии дешевого местного топлива (дрова, торф, уголь), паровые силовые станции в виде локомотивов и паровых котлов. Последние снабжают энергией сваебойные паровые молоты, а также пропарочные камеры и отопительные сети.

Электроэнергия передается на строительную площадку, как правило, через трансформаторный пункт (ТП). На небольших строительствах в черте города при потребной мощности 50—180 *квт* устанавливают ТП, питаемый непосредственно от городской электростанции. На строительных площадках, размещаемых в радиусе 1—2 *км* от существующей высоковольтной линии, при потребной мощности 200—500 *квт* рекомендуется устраивать электросистему из трех-четырех ТП по кольцевой схеме с присоединением ТП к высоковольтной линии в двух точках. На строительных площадках, размещенных в радиусе 4—16 *км* от существующих высоковольтных сетей, при потребной мощности 500—1500 *квт* целесообразно питать ТП от понизительных подстанций, расположенных по линии высоковольтных передач. На строительствах, размещаемых в местности, где невозможно получение электроэнергии со стороны, пользуются временными электростанциями. При потребной мощности 50—200 *квт* применяют передвижные, а при большей — стационарные станции.

Для снабжения сжатым воздухом пневматических инструментов и аппаратов служат компрессорные станции. При больших и долговременных потребностях в сжатом воздухе устраивают

стационарные станции. Для небольших и кратковременных работ более удобны передвижные компрессоры. Стационарные компрессоры приводят в действие электромоторами, двигателями внутреннего сгорания или локомобилями; наиболее удобны — электромоторы. Передвижные компрессоры имеют электрические, карбюраторные или дизельные двигатели.

Применяемые на строительстве пневматические инструменты рассчитаны в основном на давление 5—6 ат. С учетом потерь давления в сети применяют компрессорные станции, дающие сжатый воздух с давлением 7 ат.

Водоснабжение на строительстве необходимо для обеспечения технических, технологических, бытовых и противопожарных мероприятий. При строительстве в городских и пригородных условиях целесообразно подключаться к городской сети. В этом случае комплекс водоснабжения состоит только из дополнительных разводящих сетей от городского водопровода к потребителям воды. При устройстве собственного построечного водоснабжения комплекс его состоит из насосной станции, водонапорной башни, разводящей сети и дополнительных установок для пожарных целей, очистки питьевой воды и др.

Источником водоснабжения при строительстве мостов обычно служит река. Воду, применяемую для хозяйственно-питьевых целей, нужно исследовать в лаборатории Госсанинспекции. Вода, применяемая для котельных установок, не должна содержать свободных кислот, хлористого магния, гидрата кальция, масел и жиров, оказывающих разрушающее действие на котлы. Вода для приготовления и поливки бетона не должна содержать вредных для него солей, масел и жиров, а также свободных кислот. Сточные и болотные воды для нужд строительства применять нельзя.

ГЛАВА XXII

ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ОРГАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬСТВА ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 80. СОСТАВ ПРОЕКТНОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ

Искусственные сооружения строят на основании утвержденного технического проекта по рабочим чертежам. Одновременно с проектом конструкции сооружения, учитывая местные условия, составляют проекты организации строительства и производства работ.

Проект организации строительства (ПОС) входит составной частью в технический проект сооружения. ПОС служит основанием для планирования капитальных вложений, обеспечения строек кадрами и материально-техническими ресурсами, а

в период проектирования — для составления сводной сметы на строительство.

Проект организации строительства должен содержать:

- 1) пояснительную записку;
- 2) укрупненный сетевой график для сложных объектов или сводный календарный план строительства для несложных;
- 3) сводную ведомость основных строительно-монтажных работ с распределением по годам строительства;
- 4) схему комплексного потока;
- 5) сводный график потребности в строительных конструкциях, деталях, материалах и оборудовании;
- 6) график движения строительных машин и транспортных средств;
- 7) строительный генеральный план с расположением временных зданий, сооружений и обустройств, внутрипостроечных транспортных линий, энергетических коммуникаций и контуров возводимого сооружения;
- 8) схемы сооружения основных элементов моста (фундаментов, опор, пролетных строений).

В состав ПОС также входят ведомости необходимых временных зданий и сооружений и пояснительная записка. В пояснительной записке излагают и обосновывают принципы построения технологического потока, приводят основные расчеты, оправдывающие намеченные способы сооружения опор и монтажа пролетных строений, обосновывают потребность и сроки использования основных строительных машин, инвентарного оборудования, транспортных средств, потребности и способы обеспечения строительства электроэнергией, водой, паром и сжатым воздухом. В ней же указывают необходимое число рабочих и служащих, а также объемы жилья и культурно-бытовых зданий. В заключение в пояснительной записке приводят технико-экономические показатели строительства.

Проект производства работ (ППР) составляют на второй стадии проектирования, одновременно с рабочими чертежами элементов сооружения. ППР разрабатывают исходя из решений, принятых в проекте организации строительства, уточняя их по рабочим чертежам конструкций. Материалами ППР руководствуются при непосредственном ведении строительных работ.

Проект производства работ должен содержать: график выполнения подготовительных работ с указанием их объемов; графики поступления конструкций, строительных материалов и инвентарного оборудования с наименованием поставщиков; график выполнения основных работ и увязанные с ним графики работы основных строительных машин и движения рабочих кадров по профессиям.

В составе проекта должен быть строительный генеральный план объекта с уточненным расположением транспортных путей, сетей электроснабжения, площадок укрупнительной сборки монтажных блоков, складов и других временных сооружений и

обустройств, необходимых для нужд строительства. Кроме перечисленного, проект производства работ должен содержать: рабочие чертежи вспомогательных приспособлений и обустройств для монтажа; типовые технологические карты и схемы производства строительно-монтажных работ с привязкой их по месту.

Проект производства работ должен быть составлен с учетом правил техники безопасности. В схемах разработки котлованов необходимо предусматривать их крепление или образование откосов соответствующей крутизны; в чертежах производства монтажных работ нужно указывать безопасные способы строповки элементов, укладки их на транспортные средства и временного закрепления в процессе монтажа; в конструкциях подмостей, эстакад, временных опор и других вспомогательных сооружений должны быть предусмотрены лестницы, переходы и ограждения, обеспечивающие безопасное нахождение и перемещение на них рабочих, и т. п.

К проектным документам прилагают пояснительную записку, содержащую необходимые обоснования основных решений проекта и потребности в строительных машинах, приспособлениях и пр.

Если строится технически несложный объект, например небольшой мост на суходоле или труба, проект производства работ может состоять только из графика работ, стройгенплана и краткой пояснительной записки.

Все проектные решения следует принимать с учетом фактических возможностей мостостроительной организации с учетом ее парка машин, механизмов и оборудования; поэтому целесообразно разрабатывать ППР непосредственно на строительстве.

Основная задача, стоящая перед проектировщиками при составлении проектов организации строительства и производства работ по постройке мостов, заключается в разработке технологических потоков и способов комплексной механизации строительства, обеспечивающих наименьшую сметную стоимость сооружения и себестоимость строительно-монтажных работ, наиболее высокий уровень производительности и механизации труда, а также максимальное сокращение трудоемкости и продолжительности строительства при высоком его качестве. Для выбора оптимального решения в проекте рассматривают несколько возможных вариантов, из которых выбирают наиболее эффективный.

Эффективность вариантов можно сравнивать по следующим показателям: а) степень механизации строительных работ; б) степень оснащенности строительства машинами; в) степень оснащенности строительства кранами; г) энергоемкость строительства.

Степень механизации M строительных работ (в %) можно определить по формуле

$$M = \frac{C_m}{C} 100, \quad (6.1)$$

где C_m — стоимость механизированных строительно-монтажных работ;

C — полная стоимость строительно-монтажных работ.

Степень оснащенности M_0 строительства машинами (в %) по формуле

$$M_0 = \frac{\Phi_m}{C_k} 100, \quad (6.2)$$

где Φ_m — стоимость необходимых строительных машин и механизмов, транспортных средств и силового оборудования;
 C_k — сметная стоимость строительства.

Степень оснащенности K_0 строительства кранами определяют по формуле

$$K_0 = \frac{\Sigma Q_i}{N}, \quad (6.3)$$

где ΣQ_i — суммарная грузоподъемность всех кранов, предусмотренных для строительства моста, Т;

N — число рабочих, необходимых для производства работ, чел.-дни.

Энергоемкость строительства определяется суммарной мощностью всех силовых двигателей, приведенной к одной единице измерения.

Чем выше степень механизации и оснащенности строительства машинами и чем ниже энергоемкость, тем эффективней вариант организации строительства моста.

§ 81. ПЛАНИРОВАНИЕ РАБОТ

По временам года работы надо распределять так, чтобы строительная организация была загружена равномерно в течение всего срока строительства.

Для мостов в первую очередь надо учитывать режим реки, так как колебания горизонта воды в период строительства, начало и конец паводка, ледовый режим, скорость течения воды в реке определяют сроки и способы производства отдельных видов мостостроительных работ.

Не менее важны данные о колебаниях температуры воздуха, длительности периода положительных температур, направлении и силе господствующих ветров.

Климатические условия влияют на сроки планирования отдельных видов работ, на характер и конструкцию вспомогательных сооружений и приспособлений.

На реках весной в период их вскрытия и прохождения высоких вод проводят противопаводковые мероприятия. Из зоны ледохода убирают все временные сооружения или надежно защищают от воздействия льда те из них, которые невозможно убрать. Опоры моста должны быть готовы к пропуску ледохода, а все механизмы вывезены за линию предполагаемого разлива реки. Работы непосредственно на реке прекращают.

Период паводка должен быть использован для проведения работ в местах, не доступных для воды. Например, на отсыпанных подходах следует подготавливать пролетные строения к монта-

жу; на базах изготовлять элементы сборных конструкций и т. п. Зимний период, когда на реке имеется достаточно мощный ледяной покров, целесообразно использовать для свайных работ в русле, устройства оснований и сборки речных опор, для монтажа пролетных строений и других работ, на которые мало влияют отрицательные температуры.

Все работы, связанные с пребыванием рабочих в воде, а также требующие зимой устройства тепляков, обогрева материалов и других мероприятий, следует по возможности проводить в теплое время года. Однако если дополнительные затраты на работы в зимнее время оказываются меньшими, чем расходы, вызванные вынужденным сокращением фронта работ, то работать следует и зимой.

При назначении фронта работ надо учитывать директивные сроки, наличие необходимого оборудования и имеющееся в распоряжении строительства количество рабочих нужных квалификаций.

Организация одинаковых работ широким фронтом сокращает сроки строительства, но требует увеличения в единицу времени трудовых затрат и дополнительных комплектов оборудования. Работы широким фронтом рекомендуется назначать при сжатых сроках строительства и на больших мостах, где можно одновременно возводить несколько опор и монтировать несколько пролетных строений.

На малых и средних сооружениях, как правило, работы ведут последовательно.

При планировании важно правильно назначить сроки подготовительных и основных работ.

Начало основных работ должно быть увязано с окончанием тех подготовительных, от которых зависят основные работы. Увязке подлежат также сроки смежных работ. Например, нельзя отсыпать конусы, пока не возведены устои. Однако некоторые смежные работы, особенно при сжатых сроках строительства и больших объемах работ, целесообразно вести параллельно. При постройке металлических мостов часто монтируют опоры и собирают пролетные строения так, чтобы надвигать или устанавливать последние сразу же после окончания возведения опор.

Поточный метод строительства дороги предусматривает окончание строительства отдельных частей сооружения или целых объектов в определенной технологической последовательности.

При расположении в радиусе действия одной строительной организации нескольких однотипных мостов целесообразно возводить их поточным методом. В этом случае организуют специализированные бригады по определенным видам мостостроительных работ, как, например: забивка свай и устройство шпунтовых ограждений; сооружение фундаментов и монтаж сборных конструкций опор; монтаж пролетных строений; устройство гидроизоляции и защитного слоя; монтаж тротуаров и перил и т. п. Специализированные бригады последовательно переходят с одного моста на

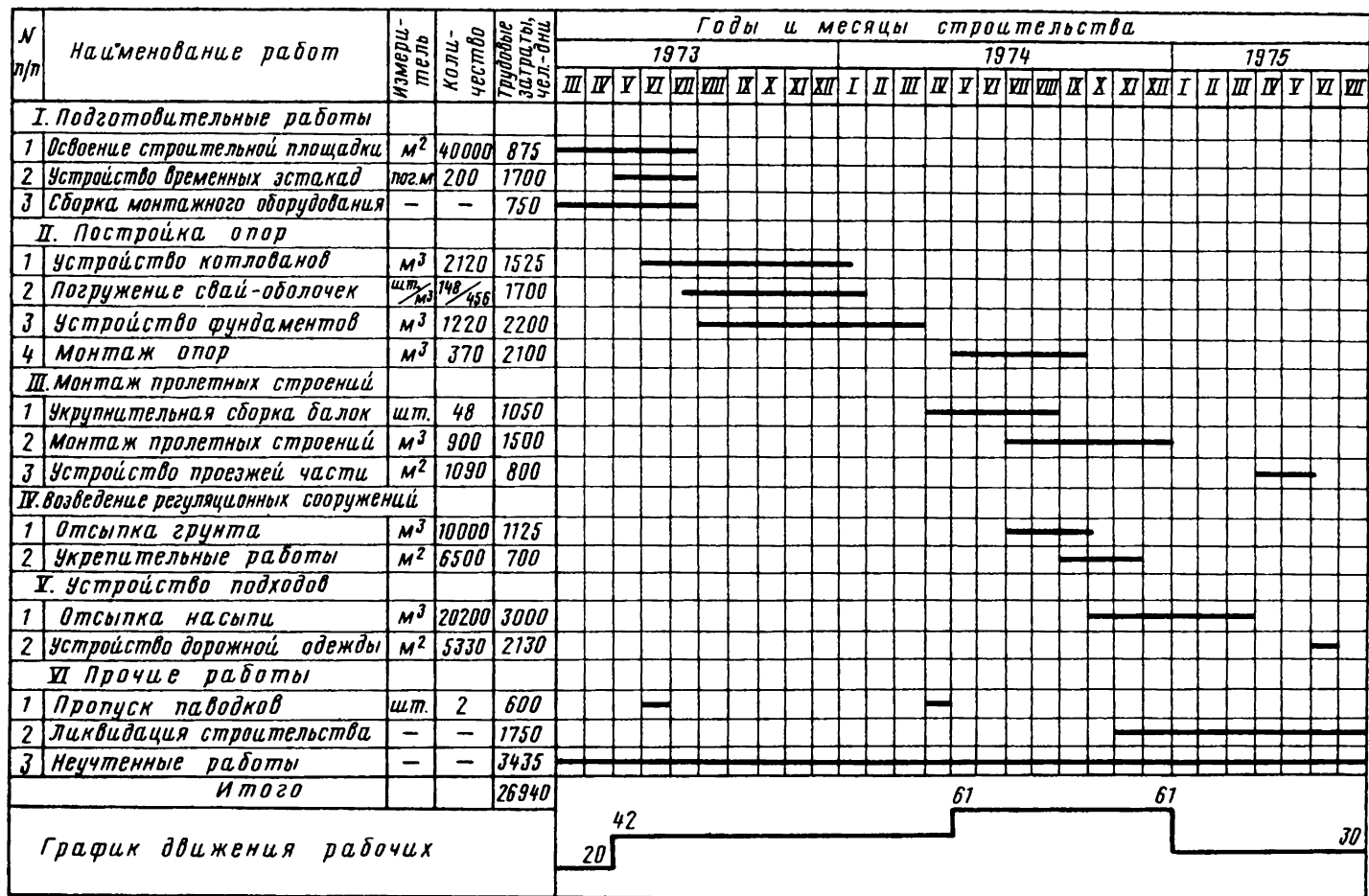


Рис 159. Директивный график строительства большого моста

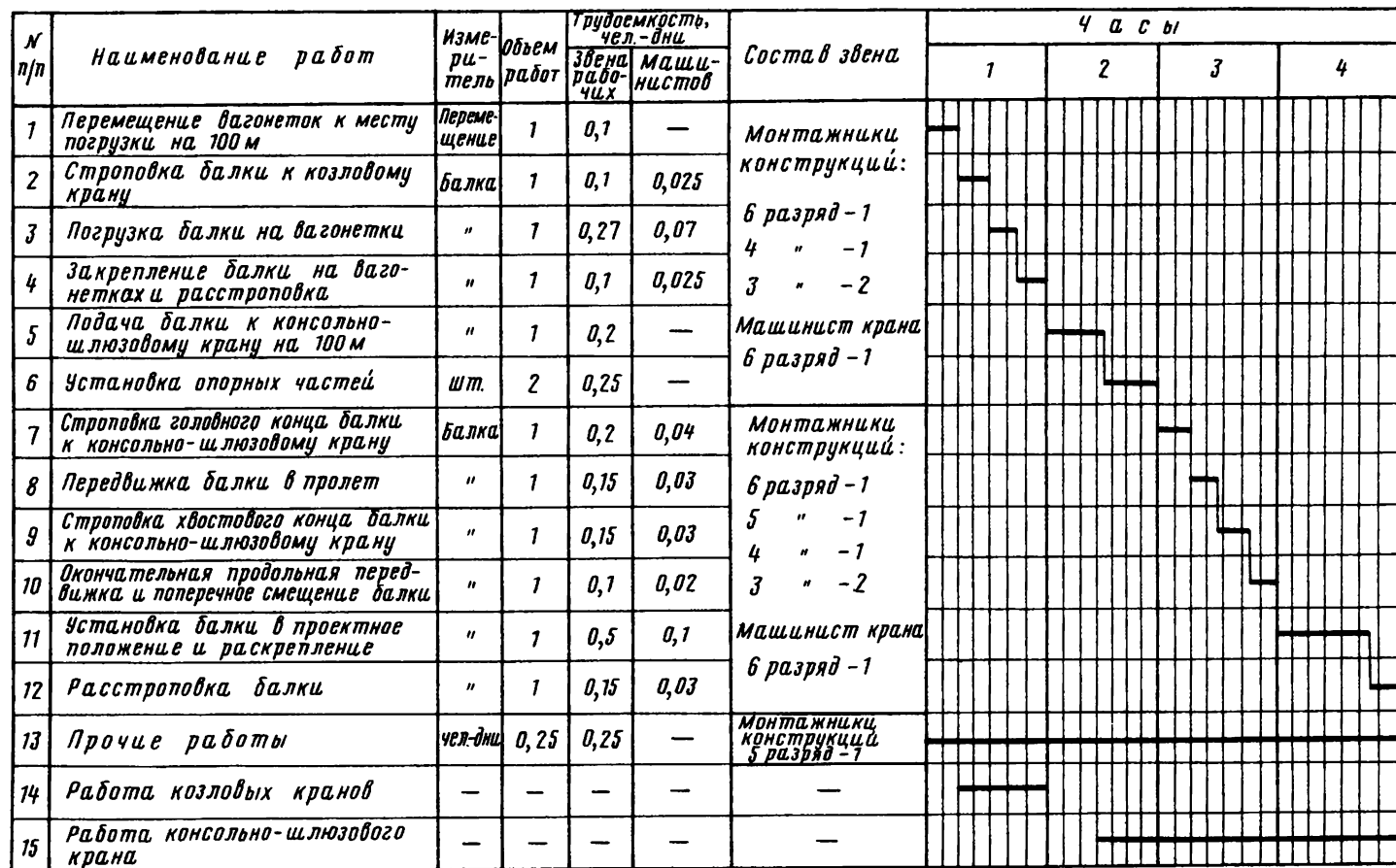


Рис. 160. Почасовой график монтажа пролетного строения консольно-шлюзовым краном ГП-2×30

другое. В результате на нескольких мостах в одно и то же время выполняются различные работы. Вместе с бригадами перемещают и закрепленное за ними оборудование. Такой же поток может быть создан и на строительстве одного мостового сооружения с большим количеством пролетов.

Другой метод организации работ предусматривает возведение всего сооружения или крупной его части одной комплексной бригадой, которую комплектуют из рабочих разных профессий и квалификаций. Комплексные бригады организуют для сооружения отдельных труб, малых и средних мостов, путепроводов, а на строительстве больших мостов — для возведения отдельных участков: эстакадной части, отдельных опор с большими объемами различных работ и т. п. Комплексные бригады уместны при строительстве широким фронтом, а на узком фронте работ более приемлемы специализированные бригады.

Для оперативного управления строительным процессом служат календарные (линейные) и сетевые графики работ. При составлении графиков решают следующие вопросы: распределение работ по времени года; очередность выполнения отдельных видов работ; последовательность завоза на строительство элементов сборных конструкций, материалов, инвентарного оборудования, необходимых в каждый отрезок времени; потребность в механизмах и трудовых затратах. Решение этих вопросов отражается в различных линейных графиках. Сетевые графики, кроме того, позволяют выявить виды и технологическую последовательность работ, от которых в первую очередь зависят сроки строительства.

Линейный график строительства группы мостов и других искусственных сооружений составляют совместно с линейным графиком строительства участка автомобильной дороги. В нем указывают сроки начала и конца постройки каждого из сооружений в увязке со сроками основных дорожных работ, а также сроки возведения земляного полотна, устройства основания проезжей части дороги, устройства покрытия и т. п.

Календарный график организации строительства группы мостовых сооружений показывает распределение основных работ (монтаж опор и пролетных строений, устройство регуляционных сооружений и др.) на каждом из сооружений по времени года. Кроме этого график показывает движение рабочих, строительных машин и транспорта с объекта на объект на всем участке строительства дороги. В правильно составленном графике должно быть предусмотрено равное количество рабочих на протяжении всего строительства или увеличение в начале строительства с постепенным сокращением в конце. Значительное увеличение или сокращение количества рабочих на короткий промежуток времени в течение строительства недопустимо.

Директивным графиком — графиком строительства отдельного сооружения (рис. 159) определяют время, отводимое на подготовительные и основные строительно-монтажные работы. Предусматриваемые графиком сроки должны быть увязаны со

сроками, установленными вышестоящей организацией и которые диктуются общим планом строительства и условиями финансирования.

Рабочий график строительства сооружения составляет строительная организация. На нем в соответствии с реальными условиями показывают уточненные сроки и затраты труда на каждый вид строительно-монтажных работ. Рабочий график имеет подробный перечень всех работ.

На основе рабочего графика составляют графики обеспечения строительства элементами сборных конструкций, материалами, инвентарным оборудованием, а также графики потребности в рабочих, механизмах и монтажном оборудовании. В этих графиках определяют потребность в конструкциях, материалах и инвентаре на каждый месяц; необходимое количество рабочих по основным профессиям на каждый месяц; время использования каждого из механизмов и монтажных агрегатов; потребное количество транспортных единиц на каждый месяц.

Рабочий график составляют на основе подробной ведомости объемов работ по строительству. Он служит исходным документом для составления декадных (недельных) рабочих графиков на отдельные виды работ (рис. 160). Эти графики, как правило, составляют посменными или почасовыми, т. е. в них отражают ежедневный и ежечасный успех работ. Посменные и почасовые графики обычно входят составной частью в технологические карты.

Сетевой график — это графическая модель процесса постройки сооружения (или группы сооружений), изображенная в виде кружков, связанных стрелками (рис. 161). Элементами

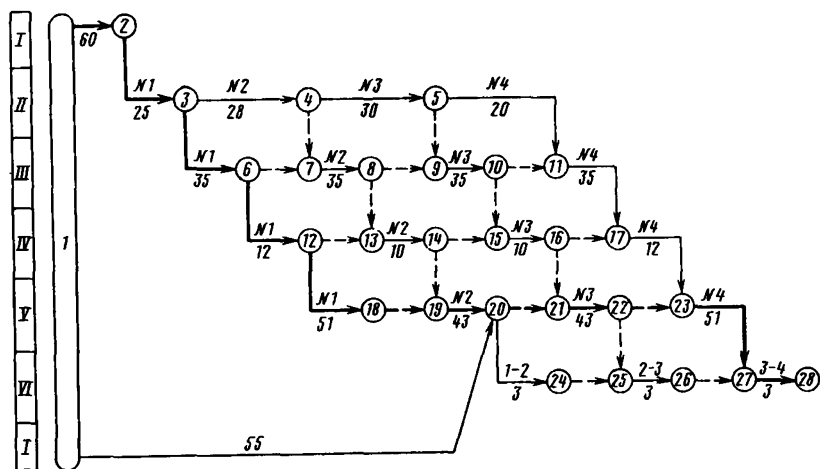


Рис. 161. Сетевой график строительства моста:

I — подготовительные работы; II — разработка котлованов; III — забивка свай; IV — устройство плиты свайного раствора; V — возведение опор; VI — монтаж пролетных строений; № 1—4 — номера опор

сетевого графика являются: событие, работа, ожидание, зависимость.

Событие — факт окончания одной или нескольких работ, необходимый и достаточный для возможности начала одной или нескольких других работ (например, закончена забивка свай, можно устраивать плиту свайного ростверка). Событие фиксирует окончание одних и начало других работ и не имеет продолжительности. Событие изображают кружком, внутри которого представляют его порядковый номер.

Работа — процесс, требующий затрат времени и ресурсов (например, доставка конструкций, забивка свай, устройство плиты свайного ростверка). Работу обозначают на графике сплошной стрелкой, соединяющей два кружка (два события: начальное и конечное); сверху указывают наименование работы, под стрелкой — продолжительность работы в днях. Длина и направление стрелок не связаны с продолжительностью работ.

Ожидание — процесс, требующий только затрат времени (например, твердение бетона, ожидание теплого времени года). Изображают ожидание так же, как работу, — сплошной стрелкой.

Зависимость — технологическая или организационная связь между работами; она не требует затрат времени и ресурсов (например, при работе одним копром забивка свай на одной опоре зависит от окончания свайных работ на другой). Зависимость изображают пунктирной стрелкой, соединяющей два кружка (два связанных события).

Событие, с которого начинается процесс постройки, отраженный в сетевом графике, называется исходным (например, подготовительные работы 1—2 и 1—20 на рис. 161). Событие, отражающее конечную цель данного строительного процесса, называется завершающим (например, монтаж пролетных строений пролета 3—4, изображенный на рис. 161 как работа 27—28).

Непрерывная последовательность работ в сетевом графике называется путем. Продолжительность пути определяется суммой продолжительностей составляющих его работ. Путь наибольшей продолжительности, заключенный между исходным и завершающим событиями, называется критическим. Длина критического пути определяет общую продолжительность строительства объекта.

Стрелки на критическом пути изображают более толстыми линиями или другим цветом.

В сетевом графике точно устанавливается, какая работа должна быть выполнена до начала следующей, и обеспечивается наглядное представление о технологической последовательности работ. На сетевом графике выявляются работы, от которых зависит продолжительность строительства (длина критического пути); появляется возможность прогнозирования его хода, т. е. возможность предвидеть, каким образом отклонения от графика отразятся на выполнении технологического процесса, так как на графике четко определяется взаимозависимость отдельных работ.

Сокращение срока строительства возможно только при сокращении продолжительности критического пути, т. е. при уменьшении продолжительности работ, лежащих на этом пути. Этого можно добиться своевременным перераспределением ресурсов, совершенствованием технологии строительства, применением более производительных механизмов и т. п. Процесс изыскания способов сокращения критического пути называют оптимизацией графика по времени.

При составлении сетевого графика, так же как и при составлении линейных графиков, продолжительность работ, трудоемкость, количество рабочих и другие исходные данные определяют на основании проекта производства работ, нормативных источников и накопленного опыта. В случае изменения условий строительства сетевой график в отличие от линейного (календарного) пересоставлять не требуется; достаточно лишь изменить цифры, показывающие продолжительность работ.

В сетевом графике, кроме работ, выполняемых непосредственно на строительной площадке, отражают сроки изготовления и поставки элементов сборных конструкций, транспортирование их с места изготовления на строительную площадку, а также работы по переустройству коммуникаций и другие, связанные с постройкой сооружения.

Сетевые графики — наиболее совершенная форма управления строительством.

§ 82. ТЕХНОЛОГИЧЕСКИЕ КАРТЫ

Типовые технологические карты составляют на работы, имеющие массовый характер: изготовление элементов сборных искусственных сооружений, монтаж круглых и прямоугольных труб, постройка малых свайно-эстакадных мостов, укрупнительная сборка составных предварительно напряженных железобетонных балок, монтаж сборных опор, установка на опоры балок пролетных строений и т. п. Разрабатывают технологические карты на основе методов научной организации труда с учетом опыта передовых предприятий и строительных подразделений, с использованием действующих нормативов.

Обычно технологическая карта состоит из следующих разделов: 1) область применения; 2) указания по технологии производства работ; 3) указания по организации труда; 4) линейный график выполнения производственного процесса; 5) калькуляция затрат труда; 6) основные технико-экономические показатели; 7) материально-технические ресурсы.

В разделе «Область применения» дают технические характеристики конструкции, на изготовление или монтаж которой составлена карта; указывают, опыт какого строительства учтен при составлении карты, помещают рекомендации по привязке карты к местным условиям. В разделе «Указания по технологии производства работ» описывают рациональную последователь-

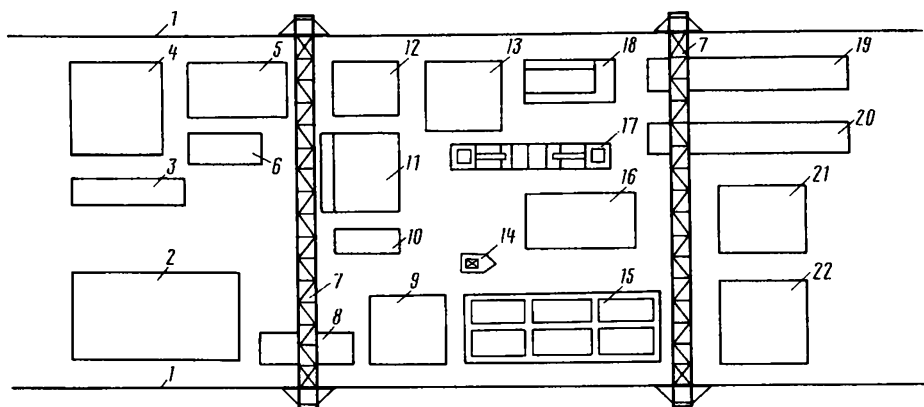


Рис. 162. Схема организации работ по изготовлению центрифугированных оболочек:

1 — подкрановые пути; 2 — арматурный цех; 3 — резервная площадка; 4 — площадка слесарного ремонта форм; 5 — станок обточки бандажей; 6 — место складирования фланцев; 7 — козловые краны; 8 — стенд упрочнения арматуры; 9 — площадка ремонта крышек пропарочных камер; 10 — место укладки заготовленных стержней арматуры; 11 — пост изготовления каркасов; 12 — место укладки готовых каркасов; 13 — площадка сборки форм; 14 — автомобиль с бетонной смесью; 15 — пропарочные камеры; 16 — площадка выставления оболочек в форме после центрифугирования; 17 — центрифуга; 18 — пост натяжения продольных стержней арматурного каркаса; 19 — площадка обработки стыков звеньев оболочек; 20 — стенд стыкования звеньев оболочек; 21 — склад готовых оболочек; 22 — площадка распабливания, очистки и смазки форм

ность технологического процесса с указанием механизмов и оборудования, используемых при производстве работ, а также дают рекомендации по отдельным видам работ. В разделе «Указания по организации труда» помещают сведения о численном и качественном составе бригад, расстановке монтажников на рабочих местах, способах выполнения монтажных операций.

Пример графика выполнения производственного процесса монтажа пролетного строения консольно шлюзовым краном приведен на рис. 160.

Текст технологических карт дополняют схемами и рисунками. В картах на изготовление элементов конструкций приводят общую схему организации работ, на которой указывают размещение технологических постов, оборудования и механизмов (рис. 162). В картах на монтаж конструкций помещают схемы монтажа, схематичные чертежи основных узлов вспомогательных устройств, рисунки и чертежи приспособлений, серийный выпуск которых не налажен. При монтаже специальными агрегатами приводят схемы этих агрегатов.

Типовые технологические карты используют для составления рабочих технологических карт при разработке проектов производства работ, т. е. привязывают карты к местным условиям. При этом уточняют объемы работ, затраты труда и материально-технических ресурсов, учитывая конкретные условия производства

работ. При составлении рабочих карт не рекомендуется изменять указанные в типовых картах схемы работы машин, за исключением тех случаев, когда в результате достижений новаторов разработаны более рациональные схемы.

Типовые технологические карты обычно разрабатывают нормативно-исследовательские станции строительных министерств.

ГЛАВА XXIII

ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ И РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ

§ 83. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

Геодезические и разбивочные работы на строительстве мостов, труб и других искусственных сооружений выполняют перед их постройкой в процессе монтажа и после завершения строительства. Перед постройкой размечают на местности оси и контуры сооружения в соответствии с проектом. В процессе монтажа систематически контролируют положение отдельных частей конструкции в плане, в вертикальной плоскости и по высоте; проверяют размеры и форму элементов, прибывающих с заводов. После завершения строительных работ определяют фактические размеры сооружения и величины отклонения их от проектных.

Разбивочные и контрольные работы выполняют обычными приемами, принятыми в геодезии, используя теодолиты, эккеры, нивелиры, мерные ленты, стальные рулетки, мерную проволоку, нивелирные рейки, вехи, шпильки и отвесы.

Исходными точками для разбивочных и контрольных работ служат знаки геодезической основы, т. е. пункты, закрепляющие ось трассы подходов к сооружению, высотные реперы или марки. Знаки геодезической основы устанавливают вне зоны строительных работ, складирования и транспортирования материалов в местах, не подверженных осадкам и оползням, размыву и действию ледохода. Знаки должны быть сохранены в полной неизменяемости на все время строительства до сдачи сооружения в эксплуатацию.

Исходные точки на оси трассы подходов должны быть связаны с пикетажем трассы. Реперы также должны быть связаны нивелировкой с отметками продольного профиля дороги. Для труб, а также мостов и путепроводов длиной до 50 м достаточно иметь один репер, для мостов длиной от 50 до 300 м требуется на каждом берегу по одному реперу, а для мостов большей длины — по два репера.

Точность измерения расстояний при геодезических и разбивочных работах зависит от длины сооружения и типа пролетных строений. Для труб и мостовых сооружений длиной менее 100 м относительная ошибка измерения не должна превышать 1/5000.

Для мостов большой длины допускаемую ошибку измерения (в см) можно определять по формуле

$$\Delta_l \leq \pm \sqrt{\sum \left(\frac{l}{k}\right)^2 + 0,5n}, \quad (6.4)$$

где l — длина каждого пролета на измеряемом участке моста, см;

n — число пролетов на измеряемом участке моста;

k — коэффициент, зависящий от типа пролетного строения; для балочных пролетных строений, у которых смещение осей опорных частей возможно в пределах ± 3 см, а также для монолитных арочных и рамных мостов $k = 6000$; для пролетных строений, которые требуют более точной установки опорных частей $k = 10\,000$.

Отметки построечных реперов необходимо определять с возможно более высокой точностью. Допускаемая ошибка нивелирования не должна превышать 10 мм.

Схема расположения и описание знаков геодезической основы, а также ведомость отметок реперов и марок должны быть включены в состав проекта сооружения.

Представители проектной организации в присутствии представителя заказчика должны по акту передавать строителям знаки геодезической основы в натуре.

§ 84. РАЗБИВКА ОСЕЙ СООРУЖЕНИЯ НА МЕСТНОСТИ

При разбивке осей трубы на местности восстанавливают ось трассы, затем стальной лентой отмеряют по оси дороги расстояние от ближайшего пикета до продольной оси трубы. Над полученной точкой устанавливают угломерный инструмент (теодолит), и, отложив в натуре углы между осью трассы и осями трубы, закрепляют последние контрольными знаками.

Разбивку на постройке мостов начинают с нанесения на местности продольной оси сооружения при помощи угломерного инструмента. Инструмент устанавливают в створе закрепленных знаков, определяющих направление трассы дороги в месте перехода. Ось намечают, забивая точно по инструменту ряд колышков. Затем отмеряют стальной лентой расстояние от ближайшего пикета до начала моста и в полученной точке устанавливают закрепительный знак. От начала моста по продольной его оси откладывают проектные расстояния до центров всех опор. В каждой из полученных точек устанавливают угломерный инструмент и, вращая трубу на указанный в проекте угол α , определяют направление осей опор (рис. 163, а).

Положение отдельных свай закрепляют, забивая колышки в точках, полученных промером от оси опоры до каждой из свай. Все промеры надо делать точно по горизонтали, для чего на склонах берегов устраивают легкие горизонтальные мостики или подмости. Промеры с одного мостика на другой переносят при помощи отвеса.

Для непосредственных промеров в пределах русла реки летом приходится делать подобные подмости вдоль оси моста и вокруг опор. Зимой удобно разбивать оси по льду. В лед заранее вмораживают планки, к которым прикрепляют доски, проверяя их горизонтальность ватерпасом. На досках по теодолиту намечают ось моста.

Точность непосредственных измерений контролируют двойными промерами в прямом и обратном направлениях.

Непосредственные промеры затруднены или совсем невозможны при строительстве мостов через большие судоходные реки, при отсутствии ледяного покрова, в горной местности и т. п. В таких условиях для разбивочных работ применяют метод триангуляции, по которому центры опор намечают угловыми засечками. Для этого на берегу разбивают базис AB (рис. 163, б), проходящий через точку B , закрепляющую продольную ось моста и связанную с точкой Γ на другом берегу, также включенной в триангуляционную сеть. Зная длины участков AB и $B\Gamma$ и углы φ и γ с продольной осью моста, а также проектные расстояния от исходной точки B до центров опор I , II , III , легко высчитать углы α' , α'' , α''' , β' , β'' , β''' . Двумя угломерными инструментами, установленными в точках A и B , визируют направления под углами α и β и на их пересечении находят искомые центры опор.

Базисы надо разбивать на ровном свободном месте, удобном для визирования и промеров. Длину базиса назначают не менее половины длины расстояния от исходной точки до опоры. Углы в треугольниках триангуляционной сети должны быть в пределах $30^\circ - 120^\circ$, а угол пересечения направления засечки с осью моста — в пределах $30^\circ - 150^\circ$.

Положение осей опор на суше и на льду закрепляют деревянными столбами (см. рис. 163, а), в концы которых забивают гвозди, определяющие оси опор. С каждой стороны устанавливают по два столба, что позволяет восстанавливать оси в процессе строительства, когда визирование через опору станет невозможным. Для закрепления осей опор в русле реки используют сваи, мостки, плавучие конструкции или буйки.

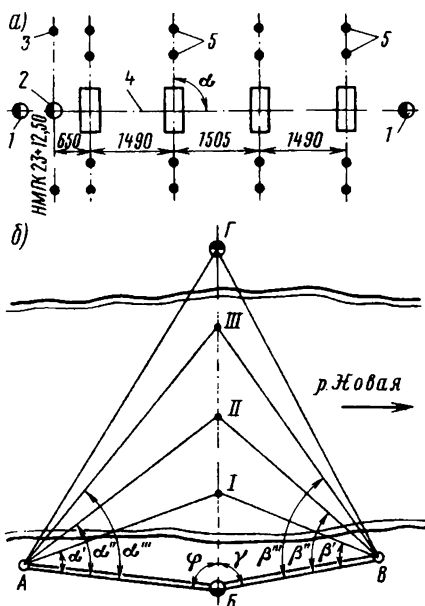


Рис. 163. Схемы разбивки и закрепления осей сооружения:

1 — закрепительные знаки на трассе дороги; 2 — закрепительный знак начала моста; 3 — столбы, закрепляющие начало моста; 4 — продольная ось моста; 5 — столбы, закрепляющие оси опор

Всю разбивку моста надо выполнять возможно тщательнее, контролируя несколько раз ее правильность, так как впоследствии исправление ошибок и неточностей, допущенных при разбивке, может оказаться очень трудным.

§ 85. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ И РАЗБИВОЧНЫЕ РАБОТЫ В ПРОЦЕССЕ СТРОИТЕЛЬСТВА

При постройке трубы очертание котлована разбивают, отмерив от осей проектные расстояния до граней фундамента и оголовков. Контур котлована закрепляют кольями. Контрольные закрепительные знаки, установленные на осях трубы за пределами граней фундамента, связывают нивелированием между собой и с ближайшим репером на трассе дороги. От полученных таким образом рабочих реперов дают отметки входного и выходного оголовков.

Котлованы фундаментов опор разбивают в соответствии с проектными размерами фундаментов с запасом, необходимым для устройства креплений и установки опалубки.

На местности, не покрытой водой, вокруг котлована, на расстоянии 1—1,5 м от его бровок, параллельно сторонам будущего фундамента, делают обноску (рис. 164). Обноска состоит из сваяк диаметром 14—16 см и прибитых к ним досок, верхние кромки которых расположены по уровню. На обноске размечают оси, грани кладки и свайные ряды опор, закрепляя их гвоздями или пропилами. Положение центров свай, точек схода граней кладки и других характерных точек получают на пересечении шнуров, протягиваемых по гвоздям между обносками. Эти точки переносят отвесом на дно котлована и разбивают по ним контуры фундамента.

Если местность покрыта водой, то ориентиром для отсыпки искусственных островков, устройства перемычек и шпунтовых ограждений служат закрепительные знаки на сваях, мостках, буйках или плавучих конструкциях. Точную разбивку фундамента делают после разработки котлована на его дне.

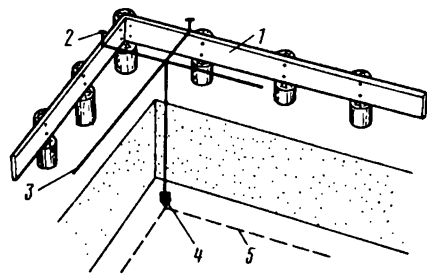


Рис. 164. Разбивка и закрепление контура фундамента при помощи обноски:

1 — доска обноски; 2 — гвоздь; 3 — шнур; 4 — отвес; 5 — контур фундамента в плане

Разбивку фундамента, свайного основания или шпунтового ряда оформляют актом, к которому прилагают схемы расположения закрепительных знаков, а также данные о привязке к главным осям сооружения и к реперам.

Высотное положение дна котлована, голов свай, обрезов фундаментов и других точек определяют нивелировкой от ближайших рабочих реперов. В дальнейшем в качестве рабочего репера может служить тщательно зани-

велированная точка на обрезе фундамента, которую отмечают яркой несмываемой краской.

Для контроля за погружением опускных колодцев и оболочек большого диаметра на их боковых гранях наносят краской вертикальные линии и горизонтальные разметки. По отклонениям линий от вертикали судят о смещении погружаемой конструкции, а по горизонтальной разметке — о глубине погружения.

Доставляемые на строительную площадку блоки сборных конструкций обмеряют, проверяя их геометрические размеры, положение закладных и строповочных частей и т. п.

Для облегчения контроля за правильностью установки на элементы монтируемых конструкций несмываемой краской наносят их оси. На сопрягаемые элементы полезно также наносить риски, которые должны совпадать при сборке. Такие риски называются установочными.

Кроме визуального контроля по установочным рискам, правильность проектного положения элементов опор в плане контролируют двумя теодолитами. Их устанавливают на продолжении взаимно перпендикулярных осей фундамента опоры или на линиях, параллельных этим осям. Вращая трубу инструмента в вертикальной плоскости и визируя на монтируемые элементы, проверяют совпадение их осей с осями фундамента. Высотное положение элементов опор контролируют нивелировкой от ближайшего рабочего репера.

После окончания монтажа опор на их насадки или ригели наносят продольную ось моста. Для этого устанавливают теодолит над знаком, закрепляющим ось сооружения на одном из берегов, и визируют на такой же знак на другом берегу. Закрепив трубу инструмента в створе продольной оси моста, строго по теодолиту намечают ее на насадке или ригеле каждой из опор. Если визированию с берега на берег мешает построенная опора, то на каждом берегу должно быть по два знака, закрепляющих продольную ось моста. Установив теодолит над одним из них и визируя на другой, получают направление оси моста.

Центры опор намечают, отмеряя соответствующие расстояния стальной лентой или проволокой от начала моста. Когда непосредственные промеры сделать невозможно, используют метод триангуляции.

Продольную ось опоры наносят на насадку или ригель по теодолиту, установив его в створе соответствующих закрепительных знаков, или непосредственно на верху опоры над ее центром. Для установки геодезических инструментов может потребоваться обстройка опоры площадками-подмостями.

Положение осей балок пролетных строений или мостовых ферм намечают на продольных осях опор, откладывая от их центров проектные расстояния. Правильность установки элементов пролетного строения контролируют визуально по установочным рискам и промерами от продольной оси моста до внешних кромок пролетного строения.

При освидетельствовании построенного моста проверяют соответствие проекту его размеров. В мостах малых пролетов замеряют величину пролетов, ширину проезжей части и размеры сечений всех элементов. В мостах средних и больших пролетов замеряют те же величины, но размеры сечений элементов проверяют на выборку; кроме того, нивелируют пояса и снимают план ферм пролетных строений.

ГЛАВА XXIV

УСТРОЙСТВО ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ

§ 86. УСТРОЙСТВО КОТЛОВАНОВ НА МЕСТНОСТИ, НЕ ПОКРЫТОЙ ВОДОЙ

Грунт в котловане обычно разрабатывают механизированным способом (рис. 165); при очень ограниченных размерах котлована в плане, а также при зачистке его дна может быть применена ручная разработка грунта.

Разработка котлованов свертикальными стенами без креплений допустима только при отсутствии грунтовых или поверхностных вод. Глубина разработки не должна превышать 1 м в песчаных и гравелистых грунтах, 1,25 м в супесях и суглинках, 1,5 м в глинах и 2,0 м в особо плотных нескальных грунтах.

Крутизну откосов котлованов с наклонными стенами принимают в зависимости от его глубины и вида грунта (табл. 19).

Таблица 19

Грунт	Глубина разработки котлована, м		
	до 1,5	до 3	3—5
	Отношение высоты откоса к его заложению		
Насыпной	1:0,25	1:1	1:1,25
Песчаный и гравелистый	1:0,5	1:1	1:1
Супесь	1:0,25	1:0,67	1:0,85
Суглинок	1:0,0	1:0,5	1:0,75
Глина	1:0,0	1:0,25	1:0,5
Лёссовый сухой	1:0,0	1:0,5	1:0,5

Для устройства фундаментов мостовых опор чаще применяют котлованы с креплением их стен закладными щитами из досок с распорками или шнуровым ограждением.

При устройстве простейших закладных креплений (рис. 166, б) по мере разработки и удаления грунта из котлована

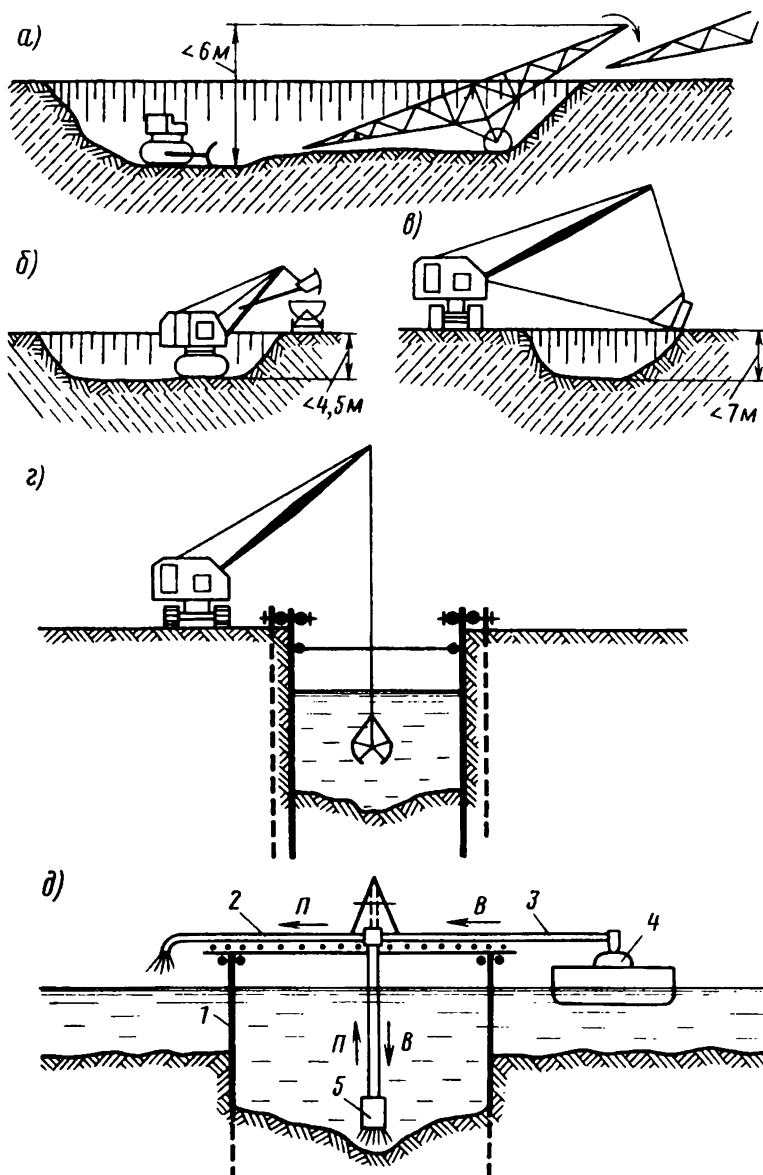


Рис. 165. Схемы механизированной разработки котлованов:

а — бульдозером с выдачей грунта транспортерами; *б* — прямой лопатой;

в — драглайном; *г* — грейфером; *д* — эрлифтом;

1 — ограждение котлована; 2 — пульповоды; 3 — воздухопроводные трубы; 4 — компрессор на понтоне; 5 — эрлифт;

В — воздух; *П* — пульпа

доски закладывают за стойки, которые периодически осаживают вниз, раскрепляя распорками. В связных грунтах естественной влажности, при глубине котлована до 2,5—3 м доски можно ставить с зазорами, а в сыпучих грунтах крепление должно быть сплошным. Как правило, закладное крепление применяют в котлованах шириной до 4 м при глубине не более 5 м. При больших размерах котлованов прибегают к инвентарным закладным креплениям (рис. 166, а) со стойками из стальных двутавровых балок № 30—55, которые забивают на необходимую глубину по контуру котлована.

В процессе разработки грунта за полки двутавров закладывают доски и распирают их клиньями между грунтом и полками; доски объединяют брусками на гвоздях. При необходимости стойки раскрепляют деревянными или металлическими (из прокатных балок и труб) распорками.

Шпунтовое ограждение (рис. 167) не только поддерживает грунт стен котлована, но и уменьшает приток грунтовых вод в котлован. При небольшой глубине котлована (до 2—2,5 м) шпунтины деревянного ограждения делают из досок, а при большой — из брусьев толщиной 10—16 см. Длина элементов шпунта редко превышает 8 м. Нижние концы шпунтин заостряют и не-

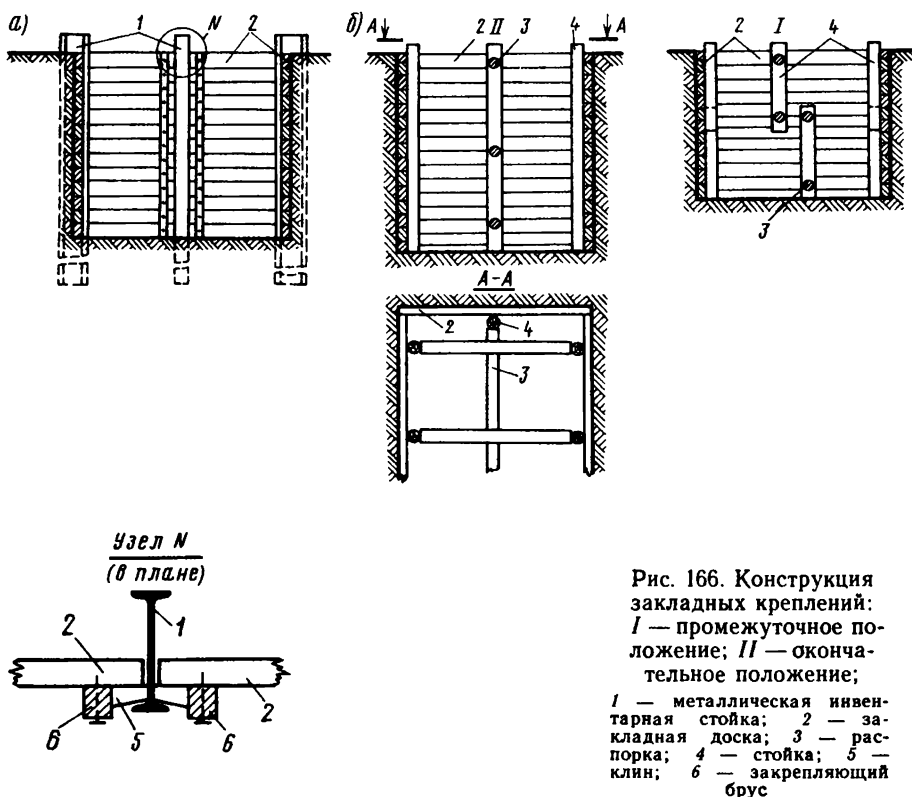


Рис. 166. Конструкция закладных креплений: I — промежуточное положение; II — окончательное положение;

1 — металлическая инвентарная стойка; 2 — закладная доска; 3 — распорка; 4 — стойка; 5 — клин; 6 — закрепляющий брус

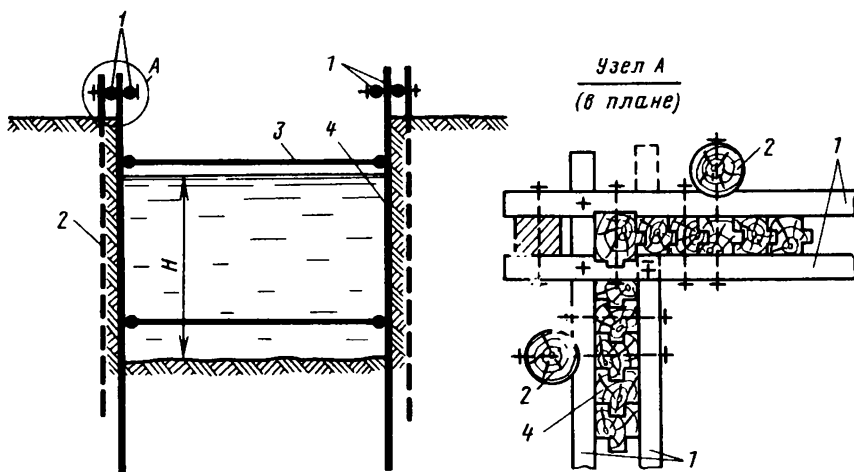


Рис. 167. Деревянное шпунтовое ограждение:
1 — парная схватка; 2 — маячная свая; 3 — распорка; 4 — шпунт

сколько скашивают, чтобы при забивке каждая следующая шпунтина прижималась к ранее забитой; на верхний конец надевают бугель.

Для обеспечения правильного положения забиваемых шпунтин устраивают направляющие элементы в виде парных схваток из бревен или пластин, прикрепленных к маячным сваям. Маячные сваи обычно ставят на расстояниях около 2,5—4,0 м друг от друга, располагая их между направляющими или же по бокам их. При большой высоте шпунтовые стенки котлована укрепляют распорками. Шпунтовую стенку забивают глубже дна котлована для ее надежности и уменьшения притока грунтовых вод через дно котлована.

Заглубление шпунта должно быть достаточным, чтобы не допустить напыла грунта в котлован из-под шпунта под действием гидростатического давления воды.

Шпунтины забивают в грунт свайными молотами. Для ускорения забивки и улучшения качества стенки шпунтины забивают пакетами из двух-трех штук, сплоченных скобами и имеющих общее заострение и общий бугель.

Внутренние размеры шпунтового ограждения должны быть несколько больше размеров фундамента в плане для возможности устройства по его контуру канавки или дощатого желоба с прямым для сбора и откачивания воды. Откачивать воду приходится, когда котлован попадает в зону грунтовых вод. Количество воды, проникающей в котлован через дно и шпунтовые стенки, зависит от водопроницаемости грунта, уровня грунтовых вод (напора H) и качества выполнения шпунтового ограждения.

Воду откачивают насосами, которые при небольшой глубине котлована устанавливают на поверхности естественного грунта

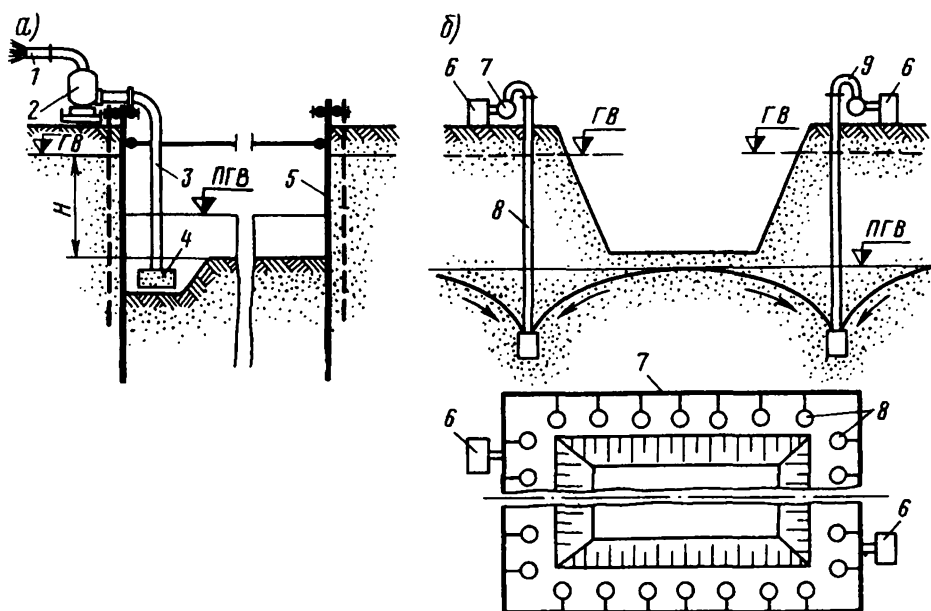


Рис. 168. Схема водоотлива открытого (насосами) и глубинного (водопонижающими установками):

1 — выбрасывающий шланг; 2 — насос; 3 — всасывающий шланг; 4 — фильтр; 5 — шпунтовое ограждение котлована; 6 — насосная установка; 7 — коллектор; 8 — иглофильтры; 9 — гибкие шланги;

ГВ — первоначальный уровень грунтовых вод; ПГВ — пониженный уровень грунтовых вод

(рис. 168, а). При глубине более 5—7 м насос не может отсасывать воду. В этом случае его помещают в котлован и нагнетают воду вверх.

Для водоотлива применяют диафрагмовые и двухцилиндровые насосы, а для нагнетания — центробежные насосы, водоструйные и пневматические эжекторы. Наиболее часто применяют центробежные насосы; они имеют большую производительность, безотказны в работе и могут служить как всасывающими, так и нагнетающими. При водоотливе из котлована насосами, их всасывающий трубопровод заканчивают гибким шлангом с фильтром, имеющим обратный клапан и сетку для защиты от попадания в шланг мусора. В котловане, в пониженном месте его дна, устраивают водосборный колодец (прямо́к), куда помещают фильтр. Для лучшего стока воды к колодцу по периметру котлована устраивают канавки с уклоном в сторону прямо́ка.

После окончания разработки котлована до проектной отметки, необходимо освидетельствовать грунт основания. Результаты освидетельствования должны быть занесены в специальный акт. Если качество грунта в основании соответствует проектному, то переходят к устройству фундамента.

Для разработки котлована в насыщенном водой водопроницаемом грунте может быть применен способ временного понижения грунтовых вод. При этом способе по периметру устраиваемого котлована заглубляют в грунт трубы, соединенные поверху общим трубопроводом. Трубы располагают на расстояниях 0,8—1,3 м друг от друга в зависимости от водопроницаемости грунта. Откачивая насосами воду одновременно из всех трубок, достигают понижения уровня грунтовых вод (ПГВ), дающего возможность разрабатывать котлован в сухом грунте (рис. 168, б). Трубки, отсасывающие из грунта воду, состоят из цилиндрической оболочки (колодец-фильтр, иглофильтр), в нижней части которой имеются отверстия, покрытые фильтрационными сетками.

Вторая трубка, погруженная в оболочку, служит для откачивания воды.

Интенсивность откачивания воды может быть усилена подачей в трубку-оболочку сжатого воздуха. Попадая в нижнюю часть колодца, воздух, смешиваясь с водой, ускоряет удаление ее по принципу эрлифта.

Котлован в осушенном грунте, как правило, разрабатывают с постановкой креплений. После разработки котлована и окончания работ по устройству в нем фундамента водопонижающую установку убирают и грунтовые воды снова повышаются до своего обычного уровня.

§ 87. УСТРОЙСТВО КОТЛОВАНА НА МЕСТНОСТИ, ПОКРЫТОЙ ВОДОЙ

Земляные перемычки для ограждения котлованов, устраиваемых на местности, покрытой водой, намывают обычно при помощи гидромеханизации, отсыпают с плавучих средств или выкладывают из наполненных грунтом мешков, обсыпанных также грунтом. Материалом для перемычек, намываемых гидромеханизацией, может служить мелкий песок, а для устраиваемых другими способами — почти все грунты, но предпочтительно песчаные и глинистые.

При отсыпке с плавучих средств грунт подают к перемычкам буксирами в баржах.

Баржи разгружают транспортерами или стреловыми кранами, оборудованными грейфером или драглайном. Зимой грунт можно отсыпать со льда.

Шпунтовые стенки деревоземляных перемычек обычно забивают с плавучих средств. При устройстве однорядных шпунтовых перемычек параллельные стенки их крепяют распорками, а двухрядных — схватками.

Ряжи для перемычек собирают из брусьев, скрепленных в углах стальными штырями. К месту установки ряж доставляют собранным на часть высоты. По мере погружения в воду загруз-

кой камнем или грунтом ряж наращивают до требуемой высоты. Возможна сборка ряжа на берегу, на отмели или на подмостях с последующим спуском на воду в готовом виде, отведением наплаву к месту установки и погружением на дно. Зимой ряжи собирают на льду на месте опускания их в воду.

При устройстве металлического шпунтового ограждения сразу устанавливают всю стенку или одну из ее секций, после чего поочередно погружают шпунтины в грунт. Этим предотвращается наклон шпунтового ряда и гарантируется его замыкание по периметру. Осаживают стенку в два-три приема в зависимости от ее высоты. Для увеличения водонепроницаемости швы между шпунтинами конопатят при помощи специального механизма.

Металлические шпунтины относятся к инвентарным конструкциям, которые используют на строительстве многократно. После возведения фундамента ограждение разбирают, выдергивая шпунтины из грунта.

Чтобы облегчить выдергивание, замки шпунтин перед установкой их в стенку смазывают солидолом.

Грунт в котловане обычно разрабатывают механизированным способом без водоотлива. Пески и супеси (несвязные грунты) удобно разрабатывать эрлифтом (см. рис. 165, д); связные грунты, а также гравийно-галечниковые с включением небольших валунов, — экскаватором, установленным на плавучие средства и оснащенный грейфером.

§ 88. ОСОБЕННОСТИ РАБОТ В УСЛОВИЯХ ВЕЧНОЙ МЕРЗЛОТЫ

При строительстве в условиях вечной мерзлоты приходится разрабатывать мерзлые грунты, предварительно оттаивая или разрыхляя их взрывным способом.

Для оттаивания грунтов применяют пожоги, паропрогрев и электропрогрев. При взрывном способе разрыхления на площади будущего котлована в шахматном порядке устраивают мелкие скважины, в которые опускают небольшие заряды взрывчатого вещества.

Все заряды подрывают одновременно. Глубину закладки зарядов определяют из условия удаления из котлована разрыхленного грунта в течение одной смены.

Мерзлые грунты разрабатывают без крепления, если котлован устраивают зимой. В летнее время стенки котлованов в пределах деятельного слоя необходимо раскреплять, а в пределах вечной мерзлоты раскреплять и защищать от оттаивания засыпкой влажным песком, шлаком или торфом в специальной опалубке. Блоки сборных фундаментов укладывают сразу же после окончания разработки котлованов, не допуская оттаивания основания.

На все время работ по устройству котлована и фундамента на поверхности мерзлого грунта должны быть открыты канавы для отвода талых грунтовых вод.

Столбчатые опоры в мерзлых грунтах устраивают, устанавливая стойки в скважины, образованные буровым станком. Диаметр скважины назначают на 5—10 см больше максимального размера стойки.

Зазоры между стенками скважины и стойками заливают глинистым раствором, который, замерзая, образует с грунтом единый конгломерат.

Возможно образование скважин паровыми иглами и электропрогревом с последующим удалением талого грунта обычными способами.

§ 89. СПОСОБЫ ВОЗВЕДЕНИЯ ФУНДАМЕНТОВ В КОТЛОВАНАХ

Перед началом кладки фундамента дно котлована тщательно планируют и очищают. Кладку фундамента желательно начинать сразу после окончания подготовки основания. Оставление на долгое время открытого глубокого котлована может привести к разуплотнению и разрыхлению верхнего слоя грунта вследствие снятия с него бытового давления и под действием гидростатического давления.

При мокрых глинистых грунтах в основание втрамбовывают слой щебня толщиной 10 см с предварительным удалением верхнего разжиженного слоя грунта. Если на дне котлована обнаружатся сильные ключи, их нужно отвести с помощью стальных труб за пределы фундамента.

Ключи со слабым напором воды иногда заглушают бетонными пробками.

Блоки сборных фундаментов укладывают на щебеночную подушку, покрытую слоем свежего цементного раствора. В случае кладки монолитного фундамента на месте устраивают опалубку, обычно из деревянных щитов (рис. 169), распертых в элементы ограждения котлована. Иногда щиты, находящиеся друг против друга, соединяют проволочными стяжками с постановкой внутренних распорок.

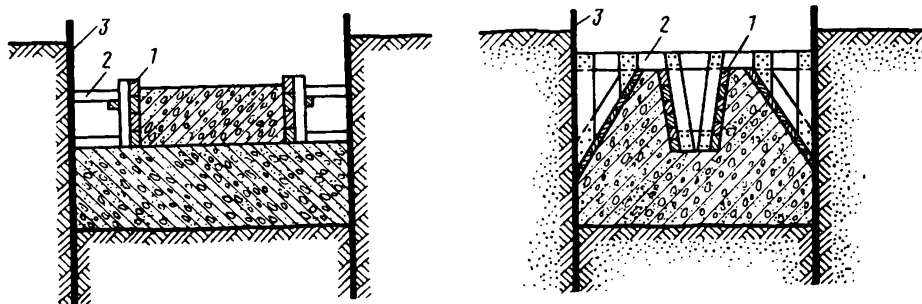


Рис. 169. Два типа опалубки фундамента:

1 — щит из досок; 2 — распорка; 3 — ограждение котлована

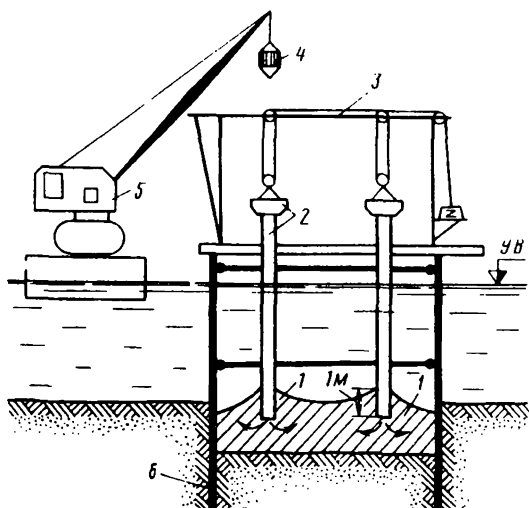


Рис. 170. Схема подводного бетонирования при помощи вертикально перемещающихся труб:

1 — бетон под водой; 2 — бетонолитные трубы с приемной воронкой-бункером; 3 — козловый кран для подъема труб; 4 — бадья с бетонной смесью; 5 — кран на плашкоуте из понтонов для подачи бетонной смеси; 6 — ограждение котлована; УВ — уровень воды

Для нижнего яруса фундамента с уступами опалубку можно не делать, ее может заменить ограждение котлована. При металлическом шпунтовом ограждении опалубку устраивают по всей высоте, чтобы не происходило сцепления бетона со шпунтом, удаляемым после возведения фундамента. Бетонную смесь подвозят автомобилями в бадьях, которые подают в котлован стреловыми кранами.

Если подать бетонную смесь краном непосредственно в котлован невозможно, ее доставляют по вертикальным трубам, виброжелобам или по наклонным лоткам.

Нельзя сбрасывать бетонную смесь в котлован с высоты более 1,5 м.

При наличии в котловане притока грунтовых вод необходимо устраивать водоотлив и следить, чтобы вода не заливала свежий слой кладки.

В случае сильного притока воды, удаление которой может привести к вымыванию раствора, бетонную смесь укладывают подводным способом. Чтобы смесь не разделялась водой на составляющие части, применяют способы подводного бетонирования. Наибольшее распространение получил способ вертикально перемещающейся трубы (ВПТ). При этом способе трубы, опущенные в котлован, должны быть постоянно на всю высоту заполнены бетонной смесью, а нижнее отверстие находится ниже верхней поверхности укладываемой смеси не менее чем на 1 м (рис. 170). Трубы перемещают только в вертикальном направлении. По мере подъема трубы выходящая из нее бетонная смесь снизу постепенно заполняет котлован, при этом с водой соприкасается только верхний слой уложенной смеси. Радиус действия одной трубы 3—3,5 м, поэтому при больших размерах фундамента ставят несколько труб.

Подводное бетонирование допускается только в огражденном котловане, хорошо защищенном от проточной воды. Консистенция смеси должна быть пластичной или литой с осадкой конуса 14—16 см при укладке с вибрацией, а также в начальный период

при укладке без вибрации; в период установившегося процесса укладки без вибрации осадку конуса принимают 16—20 см. Укладывать смесь нужно без перерывов с интенсивностью 0,3—0,4 м³/ч на 1 м².

Дальнейшие работы в котловане ведут насухо при водоотливе.

ГЛАВА XXV

УСТРОЙСТВО ФУНДАМЕНТОВ НА СВАЯХ, ОБОЛОЧКАХ И ОПУСКНЫХ КОЛОДЦАХ

§ 90. МОЛОТЫ ДЛЯ ПОГРУЖЕНИЯ СВАЙ

Погружать сваи в грунт можно различными способами. Наиболее употребительно погружение свай ударами, создаваемыми специальными молотами, а также вибрацией при помощи снарядов-вибраторов. Погружение свай в песчаные и гравелистые грунты облегчают размывом грунта напорной водой (подмыв струей воды).

На строительстве мостов и других дорожных искусственных сооружений используют следующие виды свайных молотов: подвесные (падающие); паровоздушные одиночного действия; паровоздушные двойного действия; дизельные; вибрационные (вибропогружатели).

Подвесные (падающие) молоты представляют собой тяжелую чугунную отливку, имеющую сверху петлю для подвески к тросу и приспособление, направляющее движение молота вдоль стрелы копра; в настоящее время их почти не применяют.

Паровоздушные молоты могут быть приведены в действие паром или сжатым воздухом. Наиболее просты и безотказны в работе молоты одиночного действия. Из них большое распространение в Советском Союзе получили молоты типа СССМ (рис. 171, а). Такой молот имеет массивный цилиндр 1, являющийся ударной частью молота; в цилиндре помещен поршень 3, закрепленный на полой штоке, проходящем через верхнюю крышку цилиндра. Молот опирается на сваю пятой, направляющей шины, укрепленной так же, как и шток в головке молота.

В теле поршня имеются каналы, которые соединяют полость штока с надпоршневым пространством цилиндра. Парораспределительное устройство установлено внутри штока и состоит из двух поршеньков 8 и 2, расположенных в противоположных концах штока и соединенных тягой, перемещающейся внутри штока при помощи рычагов управления 7 и 6. Когда парораспределительное устройство находится в крайнем нижнем положении (см. рис. 171, а, положение 1), пар (воздух), входящий в патрубок через каналы, попадает в надпоршневое пространство и поднимает цилиндр до

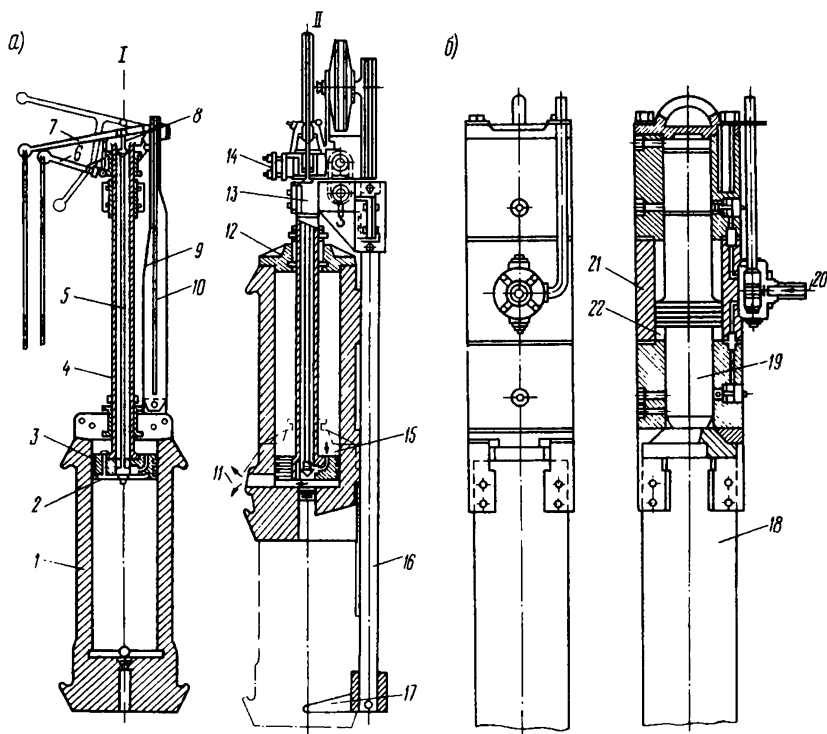


Рис. 171. Паровоздушные молоты:

I и II — два положения ударной части;

1 — цилиндр; 2 — нижний поршень; 3 — поршень, закрепленный на штоке; 4 — полный шток; 5 — тяга внутри штока; 6 — верхний рычаг управления; 7 — нижний рычаг управления; 8 — верхний поршень; 9 — сосок рейки; 10 — распределительная рейка; 11 — отверстие для выхода пара; 12 — верхняя крышка цилиндра; 13 — головка мотора; 14 — патрубок; 15 — канал в теле поршня; 16 — направляющая шина; 17 — пята направляющей шины; 18 — свая; 19 — ударная часть; 20 — отверстие для выпуска воздуха; 21 — корпус молота; 22 — нижняя полость цилиндра

тех пор, пока распределительная рейка 10 соском 9 не нажмет на рычаг 7. Поворот рычага переведет парораспределительный механизм в крайнее верхнее положение (см. рис. 171, а, положение II). При этом поршень 2 перекроет каналы, доступ пара прекратится, верхняя полость цилиндра соединится с нижней и пар выйдет наружу через отверстие, а цилиндр упадет на сваю. В нижнее положение парораспределение переводят веревкой, привязанной к рычагу 7.

Паровоздушные молоты одиночного действия имеют вес ударной части от 1 до 6 т. Полный вес молота достигает 9 т. Число ударов в 1 мин доходит до 30. Молоты одиночного действия, как правило, применяют для забивки свай в тяжелые грунты, когда бывает недостаточно веса и энергии удара молотов других систем.

Паровоздушные молоты двойного действия (рис. 171, б) отличаются тем, что в них ударная часть 19 закреп-

лена на поршне, а цилиндр, роль которого выполняет корпус 21 молота, лежит на свае, не отрываясь от нее. При впуске воздуха (или пара) в нижнюю полость цилиндра 22 ударная часть 19 поднимается вместе с поршнем, а затем после переключения пара в верхнюю часть цилиндра падает под влиянием собственного веса и давления воздуха. Попеременно поднимаясь и падая, ударная часть молота обеспечивает удары, значительно увеличенные давлением пара и имеющие большую частоту (от 100 до 300 ударов в 1 мин).

Паровоздушные молоты двойного действия имеют вес ударной части от 95 кг до 1,5 т. Молоты двойного действия применяют и для выдергивания свай. Для этого их переворачивают вверх наковальней и в перевернутом положении прикрепляют к свае.

В зависимости от типа молота за 1 ч его работы расходуются от 160 до 1200 кг пара или от 16,8 до 1020 м³ сжатого воздуха. Пар или воздух должен иметь давление порядка 6—8 атм.

Достоинства молотов двойного действия — большое число ударов в минуту, поддерживающее сваю как бы в постоянном движении и препятствующее засасыванию ее в вязких грунтах; легкое управление благодаря автоматическому парораспределению; возможность прочного закрепления на голове сваи, что позволяет пользоваться молотами без копра, слегка поддерживая их на тросе, прикрепленном к крюку крана. Недостаток паровоздушных молотов — это необходимость в паровом котле или компрессоре, что создает громоздкость сваебойной установки.

Дизельные молоты (дизель-молоты) не требуют для своей работы дополнительного энергетического оборудования. Дизель-молот работает по принципу двухтактного двигателя и приводится в действие энергией взрывов горючего, вбрызгиваемого в цилиндр. Наибольшее применение получили штанговые и трубчатые дизель-молоты (рис. 172). В штанговых молотах ударной частью служит подвижной цилиндр, а в трубчатых — поршень.

Штанговые молоты (рис. 172, а) устанавливают на голову сваи пятой 1, шарнирно соединенной с неподвижным блоком молота, состоящим из поршня, топливного резервуара и направляющих штанг. В начале работы опускают поперечину с крюком, который зацепляет ударную часть (цилиндр); затем поперечину с ударной частью поднимают вверх. Для пуска молота в ход освобождают ударную часть от зацепления и она падает на поршень. При ударе топливный насос вбрызгивает в цилиндр топливную смесь, которая взрывается, так как воздух в камере цилиндра сильно нагревается от сжатия. Взрывом ударная часть снова подбрасывается вверх, после чего она снова падает, и так до тех пор, пока не будет прекращена подача топлива. Высота подъема ударной части молота регулируется подачей горючего. Необходимо следить, чтобы ударная часть не поднималась слишком высоко и не ударяла по поперечине.

Трубчатый дизель-молот (рис. 171, б) работает по такому же принципу, но ударной частью в нем служит не цилиндр,

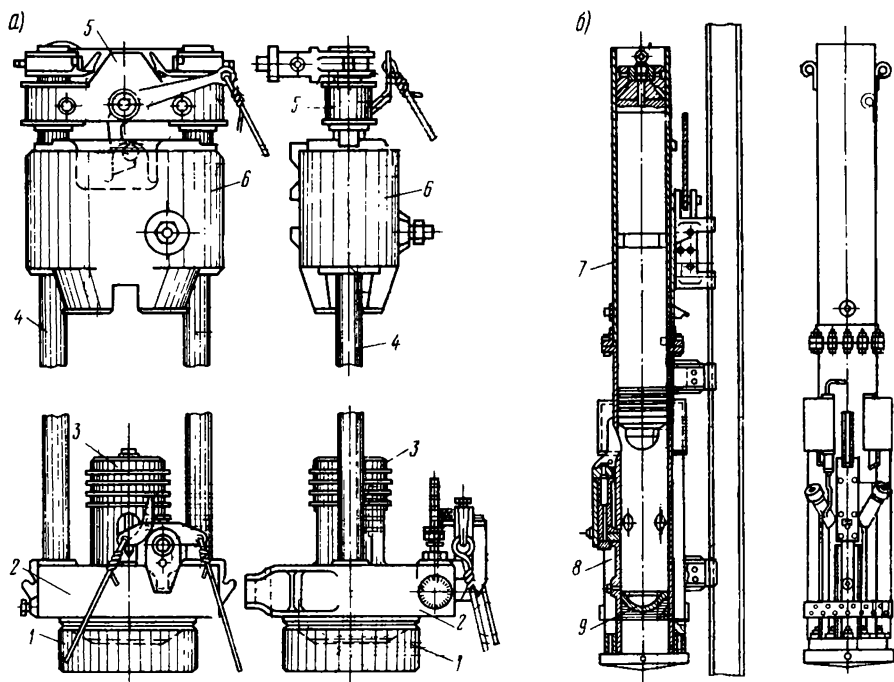


Рис. 172. Штанговый и трубчатый дизель-молоты:

1 — пята штангового молота; 2 — топливный резервуар; 3 — поршень штангового молота; 4 — направляющая штанга; 5 — поперечина с крюком; 6 — ударная часть (цилиндр); 7 — поршень трубчатого молота; 8 — корпус молота; 9 — пята трубчатого молота

а поршень, размещенный внутри корпуса молота, являющегося цилиндром. Входящая в нижнюю часть цилиндра пята может двигаться в небольших пределах относительно корпуса, благодаря чему его масса не принимает участия в движениях в момент удара.

Энергия удара трубчатого молота больше, чем штангового при равном весе ударных частей, поэтому трубчатый дизель-молот может забивать более тяжелые сваи. Дизель-молоты отечественного производства имеют вес ударной части от 450 до 3500 кг и могут быть использованы для забивки мощных свай.

Достоинства дизельных молотов по сравнению с молотами других типов: экономичность за счет малого расхода дешевых сортов горючего; компактность и транспортабельность за счет отсутствия громоздких силовых установок; высокая производительность и быстрое приведение к действию.

Применение дизельных молотов нецелесообразно для забивки тонких свай в слабые грунты, так как при малом сопротивлении сваи не происходит воспламенения горючего в цилиндре молота из-за быстрого опускания неподвижной части молота вместе со свайей.

Тип молота выбирают с учетом того, что предназначенный для забивки сваи он должен соответствовать ее весу и обес-

печивать необходимую глубину забивки и несущую способность свай.

Необходимая энергия удара молота может быть приближенно определена по величине несущей способности свай:

$$W \geq 25P_{\text{пр}}; \quad (6.5)$$

$$P_{\text{пр}} = \frac{P_0}{\kappa m_2}.$$

Здесь W — энергия удара молота, принимаемая по таблицам технических характеристик свайных молотов, $\text{кГ} \cdot \text{м}$;

$P_{\text{пр}}$ — предельная несущая способность (предельное сопротивление) свай;

P_0 — расчетная несущая способность свай по грунту (см. § 14), T ;

κ — коэффициент однородности, равный 0,7;

m_2 — коэффициент условия работы.

Подобранный молот надо проверить на соответствие его весу забиваемой свай по формуле

$$K = \frac{Q_{\text{п}} + q}{W}, \quad (6.6)$$

где K — коэффициент применимости молота;

$Q_{\text{п}}$ — полный вес молота, кГ ;

q — вес свай с наголовником и подбабком, кг .

В зависимости от материала свай величины коэффициента применимости K не должны превышать следующих значений:

	Дерево	Железобетон
Для молотов двойного действия и трубчатых дизельных	5	6
Для молотов одиночного действия и штанговых дизельных	3,5	5

В случае применения подмыва коэффициент K может быть увеличен в 1,5—2 раза, так как лобовое сопротивление грунта в плоскости острия свай при подмыве снижается.

Подмыв струей воды всегда применяют в сочетании с забивкой паровоздушным или дизельным свайным молотом. Подмыв ускоряет и облегчает погружение свай в несвязные грунты (например, песчаные, создающие наиболее трудные условия для забивки свай), повышает производительность работ на 25—40%.

Сущность подмыва заключается в том, что к острию свай при помощи трубок подают под большим давлением струю воды, размывающую грунт, окружающий сваю. В результате свая, не встречая сопротивления, легко погружается. После прекращения подачи воды разрыхленный грунт постепенно уплотняется и вновь плотно прилегает к поверхности забитой свай. Чтобы надежно обеспечить несущую способность свай, погружение с подмывом заканчивают, не доходя 1—2 м до проектной отметки, после чего добивают сваю без подмыва.

Оборудование для подмыва состоит из насоса, напорного водопровода и подмывных трубок с наконечниками. Подмывные тру-

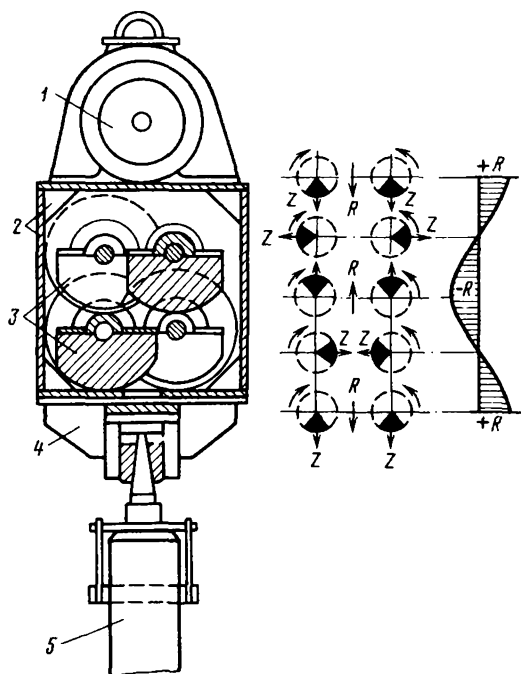


Рис. 173. Схемы вибропогружателя и вращения эксцентриков:

1 — электродвигатель; 2 — корпус; 3 — дебалансы; 4 — наголовник для соединения со свай; 5 — свая

ки располагают симметрично по бокам сваи, прикрепляя к ней хомутами или скобами. В полых сваях подмывная трубка может быть пропущена внутри сваи и выступать у ее острия.

Необходимый напор воды у выходного отверстия подмывной трубки зависит от плотности грунта и глубины погружения сваи.

Для ориентировочных расчетов при подборе оборудования для подмыва можно пользоваться данными табл. 20.

Вибрационные молоты (вибропогружатели) в последнее время все чаще применяют для погружения свай в несвязные грунты. В связных (глинистых) грунтах вибропогружение малоэффективно. Сущность вибрационного способа

заключается в том, что с помощью вибраций, сообщаемых свае и окружающему грунту, значительно уменьшаются силы трения, в результате чего свая легко погружается в грунт. Вибрации создаются с помощью специального снаряда, называемого вибратором или вибропогружателем.

Принцип действия вибратора заключается в том, что при согласованном вращении в противоположные стороны эксцентричных грузов возникают центробежные силы Z , суммирующиеся в вертикально направленное периодическое инерционное усилие R

Таблица 20

Грунт	Глубина погружения свай в грунт, м	Необходимый напор у наконечника, атм	Расход воды на сваю, л/мин
Мелкий песок	5—10	2,5—5	300—600
Супесь, суглинок	5—10	4—7	400—800
Песок средней крупности	5—10	5—8	600—1000
Крупный песок, гравий	5—10	7—12	800—1500

(рис. 173), изменяющееся по синусоидальному закону. Это периодическое усилие вызывает продольные колебательные движения — вибрации свай с прикрепленным к ней вибратором.

Для погружения железобетонных свай применяют вибропогружатели с частотой 400—600 колебаний в 1 мин и возмущающей силой 20—30 Т. Легкие сваи и шпунт целесообразно погружать вибропогружателями с более высокой частотой и меньшей возмущающей силой.

§ 91. КОПРЫ И КРАНЫ ДЛЯ СВАЙНЫХ РАБОТ

Для работы свайных молотов необходима поддерживающая и направляющая конструкция в виде копра или крана. Ее выбирают в соответствии с типом молота, длиной и весом свай, а также с учетом конструктивных особенностей свайного основания (например, необходимости придания свае проектного наклона).

Мостостроительные организации оснащены металлическими копрами сборно-разборной конструкции, что создает удобство при перевозке копров и сокращает время на монтаж и демонтаж при многократном их использовании на ряде объектов. Большое распространение получили легкие металлические копры для дизель-молотов (рис. 174, а). Они имеют внизу раму-тележку 1, приспособленную для перемещения по рельсовому пути. Рама служит основанием копра. На раме укреплена направляющая стрела 2, состоящая из отдельных звеньев, соединяемых между собой на болтах. Стрела служит направляющей для молота и свай и скреплена с рамой подкосами 6 и связями 7, выполненными в виде фермы. Копер снабжен двухбарабанной лебедкой 9. На один барабан идет трос 4 для подъема молота, а на другой — трос 3 для подъема свай. Тросы проходят через отводные 8 блоки у основания стрелы и рабочие 5 блоки в головной части копра. Стрела может быть установлена с наклоном 1 : 10. Ходовые ролики рамы копра устроены с горизонтальной и вертикальной осями вращения, что повышает маневренность при перемещении. Вес копра не превышает 11 т.

Для погружения длинных и тяжелых свай молотами большой мощности с весом ударной части до 6000 кг применяют универсальные копры (рис. 174, б). Они имеют тележку 1 с приспособлением для поворота на 360°, а также устройство, позволяющее придавать стреле 2 наклонное положение для забивки свай с наклоном 1 : 3. Иногда стрелы снабжают выдвижными частями, дающими возможность забивать сваи ниже уровня рамы. Вес универсального копра в рабочем состоянии может достигать 100 т.

В последнее время для погружения свай все больше используют гусеничные и пневмоколесные краны-копры, представляющие собой стреловые краны с устроенными на них направляющими копровыми стрелами. Краны-копры весьма маневренны и требуют малой затрат времени для приведения их в готовность. Разновидность кранов-копров — экскаватор, снабженный сменным оборудованием (рис. 175, а), состоит из направляющей стрелы 1, шарнир-

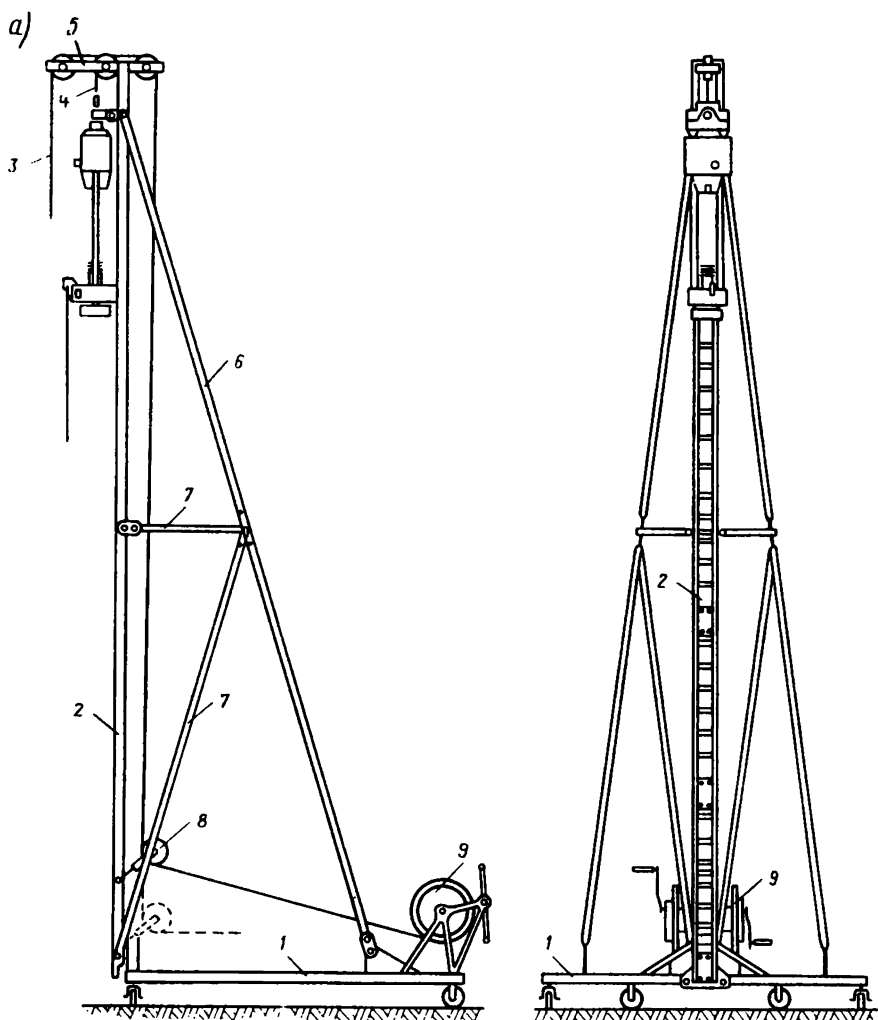
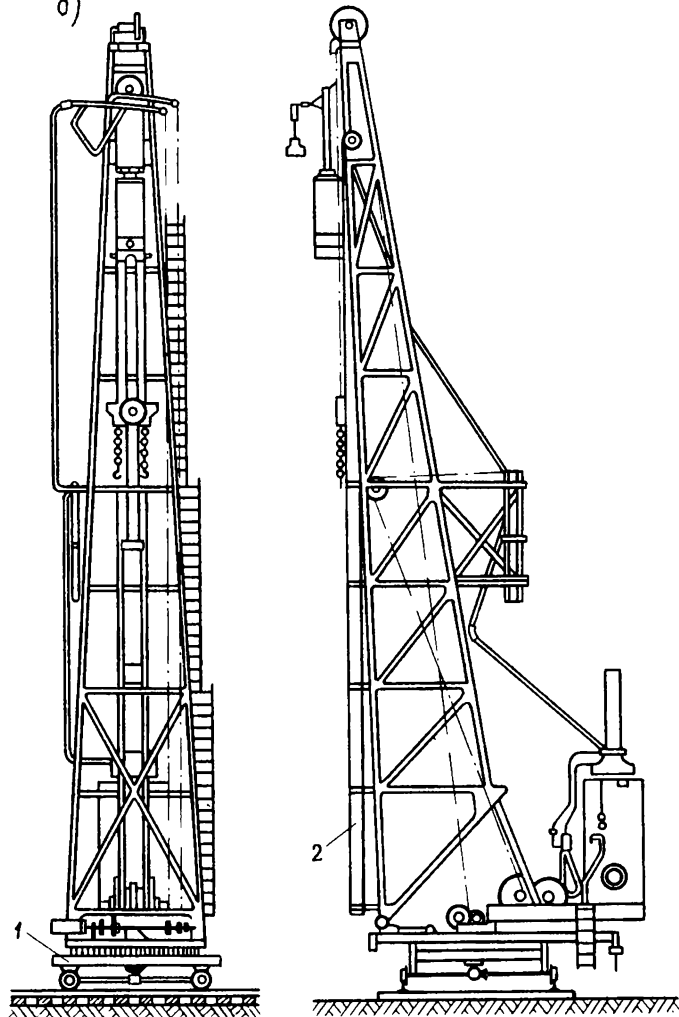


Рис. 174. Металлический раз

но прикрепленной к стреле крана 2, и телескопической распорки 3, которую с одной стороны прикрепляют к нижней части направляющей стрелы, а с другой — к поворотной раме крана.

Копры устанавливают и перемещают непосредственно по земле или по рабочим подмостям. Для облегчения подвижек копра удобно пользоваться инвентарным подкопровым мостиком 4. Мостик перемещают в одном направлении, а установленный на нем копер — в перпендикулярном (см. рис. 175, б). Таким образом копер легко может быть подвинут к любой из забиваемых свай.

б)



борный и универсальный копры

При бойке свай на глубоких реках применяют плавучие копро-
вые установки с использованием плашкоутов из инвентарных пон-
тонов 5 (рис. 175, а) или барж. Такие копры перемещают и уста-
навливают в рабочее положение с помощью лебедок, тросы кото-
рых закрепляют к якорям, заброшенным в реку или к мертвякам.

Большую производительность при забивке свай многопролетных
мостов дают спаренные копры, установленные на одном понтоне,
размер которого соответствует расстоянию между сваями смеж-
ных опор (рис. 175, г).

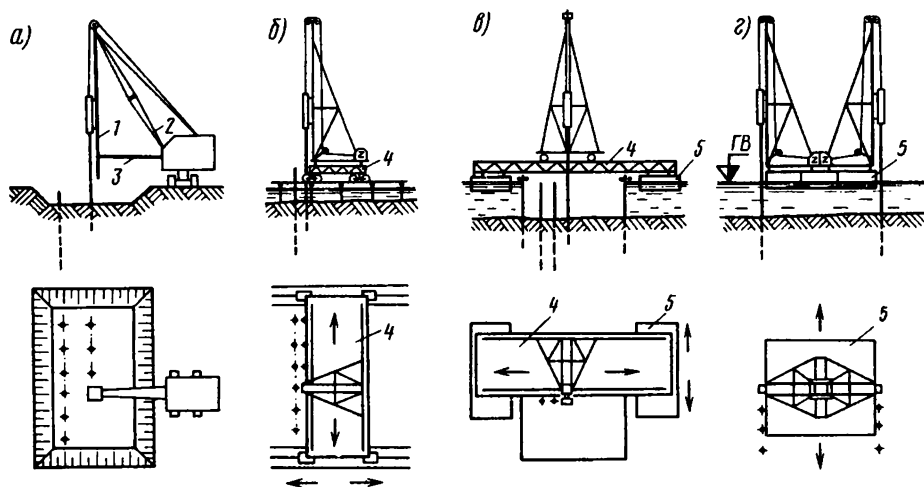


Рис. 175. Схемы погружения свай с помощью кранов и копров

§ 92. ТЕХНОЛОГИЯ ПОГРУЖЕНИЯ СВАЙ

Успех свайных работ зависит от быстроты перемещения копра от сваи к свае, удобства подъема сваи, установки ее на место и заводки под молот. Операция по непосредственному погружению сваи в грунт занимает лишь 20—30% всего рабочего времени.

При устройстве свайных опор эстакадных мостов и фундаментов, вытянутых в плане, когда количество свай невелико, применяют рядовую последовательность забивки свай (рис. 176, а). При устройстве фундаментов больших размеров в любых грунтах удобна спиральная последовательность погружения (рис. 176, б) от середины ростверка к периметру. Погружение же в обратном направлении не рекомендуется, так как при этом возникает столь сильное уплотнение грунта в середине площадки ростверка, что погружение свай в центре на проектную глубину становится невозможным. При связных грунтах целесообразна секционная последовательность забивки свай

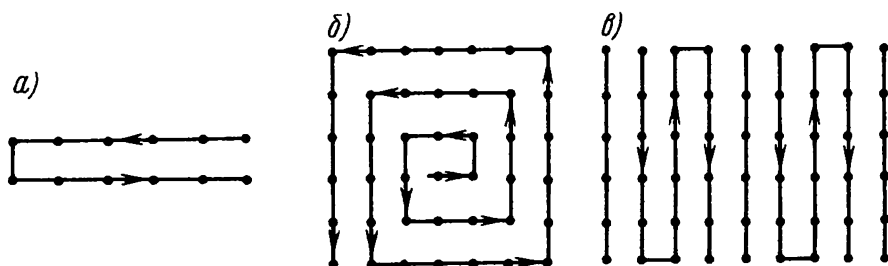


Рис. 176. Последовательность погружения свай (показано стрелками)

(рис. 176, в). В этом случае сначала погружают отдельные ряды, которыми делят ростверк на секции, а затем в секциях сваи погружают в рядовой последовательности.

На сухих местах сваи подвозят заранее и выкладывают в зоне действия копра; к плавучим копрам их подвозят на баржах или плашкоутах. Транспортировать, поднимать и устанавливать сваи следует осторожно, беря их только за строповочные петли. Установленная свая должна быть точно центрирована на проектное место забивки и хорошо закреплена в стреле копра.

При забивке молотами одиночного действия и трубчатыми дизель-молотами на головы железобетонных свай устанавливают стальные наголовники для смягчения резких ударов молота по торцу сваи. При погружении свай вибрацией вибропогружатели устанавливают и закрепляют на голове сваи при помощи специального оголовка.

Для установки вибропогружателя на сваю используют стреловой кран или копер.

Придание сваям проектного положения, особенно наклонным и при работе на глубокой воде, лучше всего достигается погружением свай через направляющие каркасы. Они представляют собой несколько горизонтальных рам (рис. 177), жестко связанных стойками и схватками. Рамы имеют ячейки, размеры которых должны соответствовать размерам пропускаемых через них свай. Внутри ячеек закрепляют направляющие брусья, облегчающие установку и направление свай. Каркасы устраивают из дерева или из стальных инвентарных конструкций. При установке в шпунтовом ограждении каркасы закрепляют на распорках креплений шпунтовых стенок. Каркасы заранее собирают на причалах, а затем транспортируют и устанавливают на место в реке с помощью плавучих кранов или специальных устройств.

Деревянные сваи диаметром до 22—24 см можно забивать так называемым бескопровым дизель-молотом, для поддержания и направления которого не требуется никаких конструкций. Молот насаживают непосредственно на голову забиваемой сваи, для чего в нижней части молота имеется специальный стакан. В вертикальное положение молот поднимают вместе со свайей. При забивке сваю поддерживают расчалками. Бескопровые дизель-молоты применяют при устройстве подмостей и деревянных балочных мостов небольших пролетов.

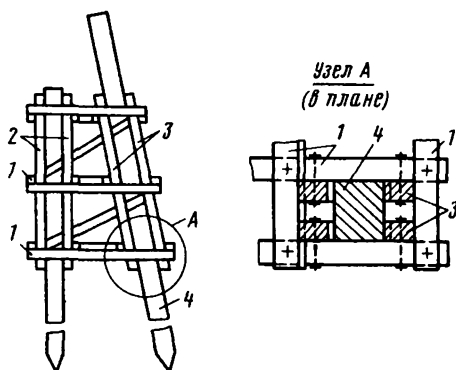


Рис. 177. Направляющий каркас:

1 — горизонтальные элементы; 2 — вертикальные направляющие элементы; 3 — наклонные направляющие элементы; 4 — свая в направляющей ячейке

В процессе забивки за каждой сваей наблюдают, фиксируя величину ее погружения от определенного количества ударов. Группу ударов называют залогом.

Среднюю величину погружения сваи от одного удара в залоге называют отказом сваи. Сваи забивают или до достижения ими твердого грунта, или же до тех пор, пока величина отказа не станет меньше расчетной. Расчетный отказ для свай, погружаемых забивкой, определяют по формуле:

$$e = \frac{nFQH}{P_{\text{пр}}(P_{\text{пр}} + nF)} \cdot \frac{Q + 0,2(q + q_1)}{Q + q + q_1}, \quad (6.7)$$

а для свай, погружаемых вибраторами,

$$e_1 = \frac{\alpha(N_0 - N_x)}{\beta(P_{\text{пр}} - Q - q - q_1)} - \frac{1}{\beta}. \quad (6.8)$$

Здесь e — расчетный отказ, т. е. погружение сваи от одного удара молота, см;

e_1 — расчетный отказ при работе вибропогружателя в течение 1 мин (скорость погружения в сантиметрах за 1 мин), см;

$P_{\text{пр}}$ — предельное сопротивление сваи, Т;

F — площадь поперечного сечения сваи, ограниченная наружным контуром, см²;

Q — вес молота или вибропогружателя, принимаемый равным: для подвесных молотов и вибропогружателей их полному весу, для молотов одиночного и двойного действия и дизель-молотов — весу их ударной части, Т;

q — вес сваи с наголовником, Т;

q_1 — вес подбабка, Т;

H — расчетная высота падения ударной части, определяемая по формулам (6.9) — (6.12), см;

n — коэффициент, учитывающий материал сваи и способ забивки, Т/см²;

N_0 — активная мощность электродвигателя на валу вибропогружателя при погружении сваи, кВт;

N_x — то же, при холостом ходе вибропогружателя, кВт;

α, β — коэффициенты, учитывающие свойства грунта.

Значения коэффициентов n, α и β принимают следующими:

	$nT/\text{см}^2$	
Для свай деревянных, забиваемых с подбабком	0,008	
То же, без подбабка	0,010	
Для свай железобетонных с наголовником	0,015	
Для свай стальных, забиваемых с деревянным подбабком	0,02	
То же, со стальным подбабком и наголовником	0,03	
То же, с наголовником без подбабка	0,05	
	α	β
Для песка сухого	8	0,33
То же, насыщенного водой	5,7	0,15
Для глинистого грунта, тугопластичного	2,3—2,7	0,15—0,17
То же, мягкопластичного	4,6	0,15

Высоту падения H ударной части принимают по формулам:

1) для молота одиночного действия и вертикальных свай

$$H = H_1; \quad (6.9)$$

2) то же, для свай с наклоном не более $3 : 1$

$$H = 0,8 H_1; \quad (6.10)$$

3) для молота двойного действия (и дизель-молота) и вертикальных свай

$$H = \frac{0,1W}{Q}; \quad (6.11)$$

4) то же, для свай с наклоном не более $3 : 1$

$$H = \frac{0,08W}{Q}, \quad (6.12)$$

где H_1 — высота падения ударной части молота, см;

W — энергия удара молота, кГ · м.

Во время забивки свай ведут специальный журнал, в который заносят для каждой сваи данные о ее погружении от последовательных залогов, величине достигнутого отказа, глубине забивки, а также о всех затруднениях, встретившихся в процессе работ. В журнал заносят также сведения об оборудовании, применяемом для бойки свай.

Качество свайных работ обычно контролируют динамической нагрузкой (контрольной бойкой молотом). В отдельных случаях сваи испытывают статической нагрузкой.

При контроле динамической нагрузкой сваи добивают после «отдыха», т. е. спустя некоторое время по окончании забивки.

Продолжительность «отдыха» принимают:

в песчаных грунтах — не менее трех суток;

в связных — не менее шести суток.

Вес ударной части молота одиночного действия, применяемого для контрольной бойки, должен быть не менее веса сваи; молот двойного действия (дизель-молот) должен иметь энергию удара от 0,6 до 1,3 кГ · м на 1 кГ веса сваи в зависимости от условий забивки.

Для испытания свай статической нагрузкой применяют гидравлические домкраты или устанавливают на головах свай платформы, которые нагружают тяжестями.

Отклонение забитых свай в плане от проектного положения не должно превышать 0,3 от максимального размера поперечного сечения сваи при двух- и трехрядном расположении свай и 0,4 — при числе рядов более трех.

При приемке свайных работ должны быть предъявлены: проектная документация, акты освидетельствования свай до погружения их в грунт, акты геодезической разбивки свайных фундаментов (опор), журнал забивки свай с приложениями, а также акты испытания забитых свай.

При свайных работах необходимо, кроме общих правил техники безопасности, соблюдать еще и некоторые специфические.

При подъеме копра, собранного в горизонтальном положении, должны быть прекращены все работы в радиусе, равном длине поднимаемой конструкции плюс 5 м. Подтаскивать сваю лебедкой копра разрешается только через отводной блок, закрепленный у основания стрелы, и по прямой линии в пределах видимости для моториста лебедки.

Передвигать копер можно только при опущенном вниз свайном молоте; копры высотой более 10 м перед передвижной укрепляют растяжками. Во время работы копер необходимо закреплять противоугонными устройствами. Шланги, подводящие к молоту пар или сжатый воздух, должны быть предварительно проверены под давлением, превышающим рабочее в 2 раза. Особенно внимательно нужно следить за надежностью крепления паропровода к молоту, так как при разрыве паропровода пар может обварить рабочих, обслуживающих копер.

Соединение шлангов между собой и со свайным молотом разрешается только специальными хомутами; проволочные скрутки применять нельзя.

Плавучий копер должен быть снабжен спасательными средствами — кругами, поясами, лодкой.

Нельзя заводить дизель-молоты, наливая на головку поршня бензин; нельзя допускать подсакивания ударной части до верхней траверсы молота.

Вибропогружатель можно включать только после закрепления его на свае и ослабления поддерживающих полиспастов; ослабленное состояние полиспастов должно сохраняться в течение всего времени работы вибропогружателя.

§ 93. УСТРОЙСТВО ПЛИТЫ СВАЙНОГО РОСТВЕРКА

Головы забитых свай объединяют плитой в осушенном котловане, огражденном до или после погружения свай в грунт. Если откачать воду из котлована не удастся, то предварительно укладывают тампонажную подушку, а затем, после откачки воды ведут работы по устройству плиты ростверка. Тампонажный бетонный слой укладывают подводным способом по методу вертикально перемещающейся трубы.

При устройстве низких ростверков тампонажный слой укладывают непосредственно на грунт (рис. 178, а), при высоких — предварительно отсыпая песчаную подушку (рис. 178, б). Если сваи погружали через каркас, остающийся в конструкции фундамента, вместо песчаной подушки можно устраивать деревянный настил, располагая его заранее на необходимом уровне (рис. 178, в). При большой глубине воды деревянный настил подвешивают на головы свай (рис. 178, в).

Головы свай в процессе погружения останавливаются на разных уровнях, поэтому перед устройством ростверков срубают бетон в верхней части свай пневматическими отбойными молотками или бетоноломами. Лишнюю часть арматуры, обнаженную при срубке

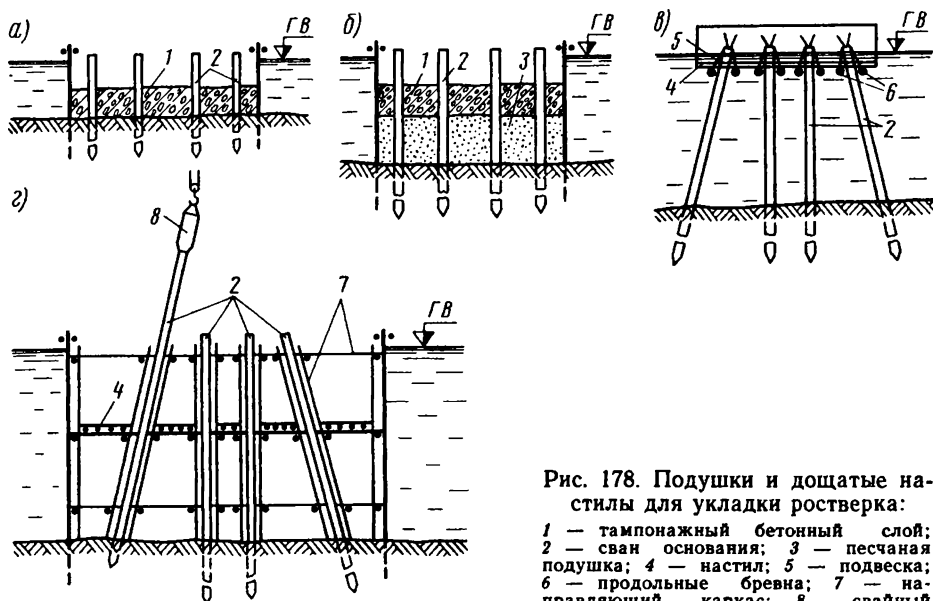


Рис. 178. Подушки и дощатые настилы для укладки ростверка:

1 — тампонажный бетонный слой; 2 — сваи основания; 3 — песчаная подушка; 4 — настил; 5 — подвеска; 6 — продольные бревна; 7 — направляющий каркас; 8 — свайный молот

бетона, срезают автогенем. Оставшуюся часть очищают и выправляют так, чтобы обеспечить беспрепятственную установку распределительной арматуры ростверка, которую, как правило, укладывают готовыми сварными сетками. Стержни арматуры, ближайшие к свае, должны плотно прилегать к ее граням. Так как сваи при забивке обычно несколько отходят от своего проектного положения, эти стержни укладывают отдельно и прихватывают к сетке электросваркой

Сборные ростверки монтируют, укладывая их элементы на предварительно уложенную железобетонную монолитную подушку, охватывающую головы свай. Иногда элементы ростверка используют в качестве направляющих для погружения свай, а затем замоноличивают все в единую конструкцию.

В первом случае железобетонную подушку устраивают так же, как и монолитный ростверк, а сборную часть монтируют аналогично сборному фундаменту.

Во втором случае направляющий ростверк изготовляют при работе на сухом месте (рис. 179, а) в виде плиты, а при работе на воде (рис. 179, б) в виде ящика.

Для пропуска и направления этих свай в плите или днище ящика устраивают отверстия. Форма и размер отверстия должны соответствовать форме и размерам поперечного сечения пропускаемых через них свай.

В зависимости от местных условий плитный направляющий ростверк подвозят на автомобилях или вагонетках, укладывают с помощью крана на песчаную подготовку и раскрепляют в про-

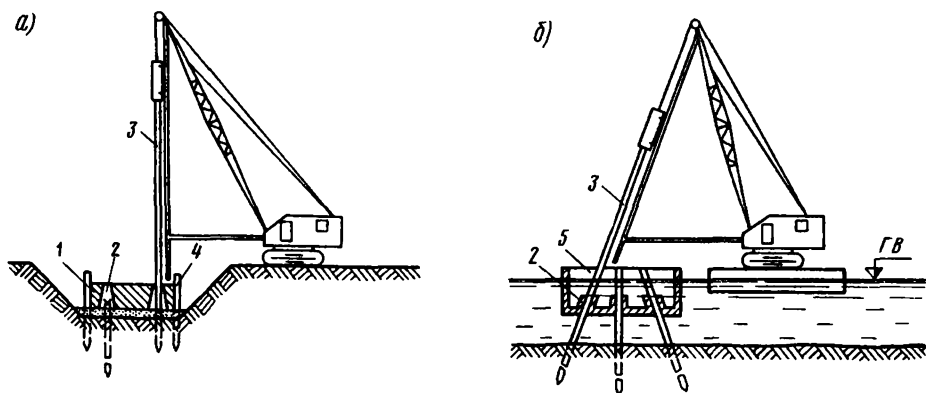


Рис. 179. Погружение свай через направляющие ростверки:

1 — направляющий ростверк в виде плиты; 2 — направляющее отверстие; 3 — погружаемая свая; 4 — свайка, фиксирующая положение плиты ростверка; 5 — направляющий ростверк в виде плавучего ящика

ектном положении свайками (см. рис. 179, а) или распорками, упертыми в креплении котлована. Затем после забивки и срезки свай в места сопряжения ростверка со сваями укладывают бетон омоноличивания. Для создания хорошего упора нижнюю часть направляющего отверстия в плите делают конусообразной.

Сборный ростверк на воде (см. рис. 179, б) устраивать значительно труднее, необходимо удерживать направляющий ящик у поверхности воды во время забивки свай и заполнения полости ящика бетонной смесью, поэтому ему придают плавучесть. После забивки свай оставшиеся в днище ящика зазоры заклинивают деревянными клиньями и заделывают просмоленной паклей. Эти операции выполняют водолазы.

Чтобы при дальнейших работах предотвратить поступление воды, на днище ящика укладывают слой подводного бетона толщиной 25—35 см.

Окончательно полость ящика заполняют бетонной смесью после откачки воды.

Применение плавучего сборного ростверка в виде направляющего ящика вместо направляющих каркасов и монолитного ростверка позволяет снизить трудоемкость и стоимость работ по устройству свайного ростверка.

§ 94. УСТРОЙСТВО ФУНДАМЕНТОВ НА ОБОЛОЧКАХ И ОПУСКНЫХ КОЛОДЦАХ

Железобетонные оболочки диаметром до 2 м обычно изготавливают на заводах в горизонтальном положении в разъемных формах методом центрифугирования. Оболочки диаметром более 2 м трудно транспортировать, поэтому их лучше изготавливать на

строительной площадке в вертикальном положении в инвентарной стальной опалубке, собираемой из отдельных щитов. В этом случае цементнобетонную смесь подают в опалубку через окна, устроенные во внутренних щитах на разных уровнях. Уплотняют смесь вибраторами, закрепленными на щитах опалубки.

Погружают оболочки вибропогружателями. Вибропогружатель жестко закрепляют на оболочке болтами. При опускании оболочек в слабосвязных и песчаных грунтах для ускорения работ применяют подмыв

Когда нож оболочки находится примерно на 1—1,5 м выше проектного положения, подмыв прекращают и дальше опускают оболочку только вибропогружателем.

Для обеспечения погружения в проектное положение (с минимальными отступлениями) применяют направляющие каркасы или специальные направляющие стрелы на кранах. При погружении на местности, не покрытой водой, можно раскреплять оболочки оттяжками из тросов.

На местности, покрытой водой, все оборудование для погружения оболочек размещают на плашкоутах (рис. 180).

По мере погружения оболочки из внутренней ее полости извлекают грунт. Песчаные, супесчаные и слабые размываемые глинистые грунты можно легко разрабатывать напором воды, выбрасывая их в виде пульпы эрлифтом или гидроэлеватором. Связные грунты и грунты с включением валунов размером до 25 см в вертикальных оболочках большого диаметра разрабатывают грейферами. Если грейфер не помещается в оболочке, а также при разработке грунтов со скальными включениями и плотных связных грунтов, характеризующихся коэффициентом консистенции $B < 0$, применяют станки ударно-канатного бурения или вращательного бурения.

После удаления грунта внутреннюю полость оболочки заполняют бетонной смесью, обычно подводным способом. Смесь подают по бетонолитной трубе аналогично способу ВПТ.

Плиту ростверка на оболочках устраивают аналогично плите свайного ростверка (см. § 93).

Целесообразно устраивать ростверк сборным, как показано на рис. 179, б.

Опускные колодцы, как правило, изготавливают на месте их погружения. На сухом месте для этого планируют площадку, а на участках, покрытых водой, устраивают искусственный островок. При малой глубине (до 2 м) и небольшой скорости течения воды островок делают с естественными откосами; при большой глубине и скорости его ограждают шпунтовыми рядами, перемычками или другими способами.

Если на строительстве опускают несколько одинаковых по форме колодцев, их целесообразно изготавливать в металлической опалубке. При небольшом количестве колодцев (2—3) применяют деревянную опалубку, используя ее по возможности несколько раз.

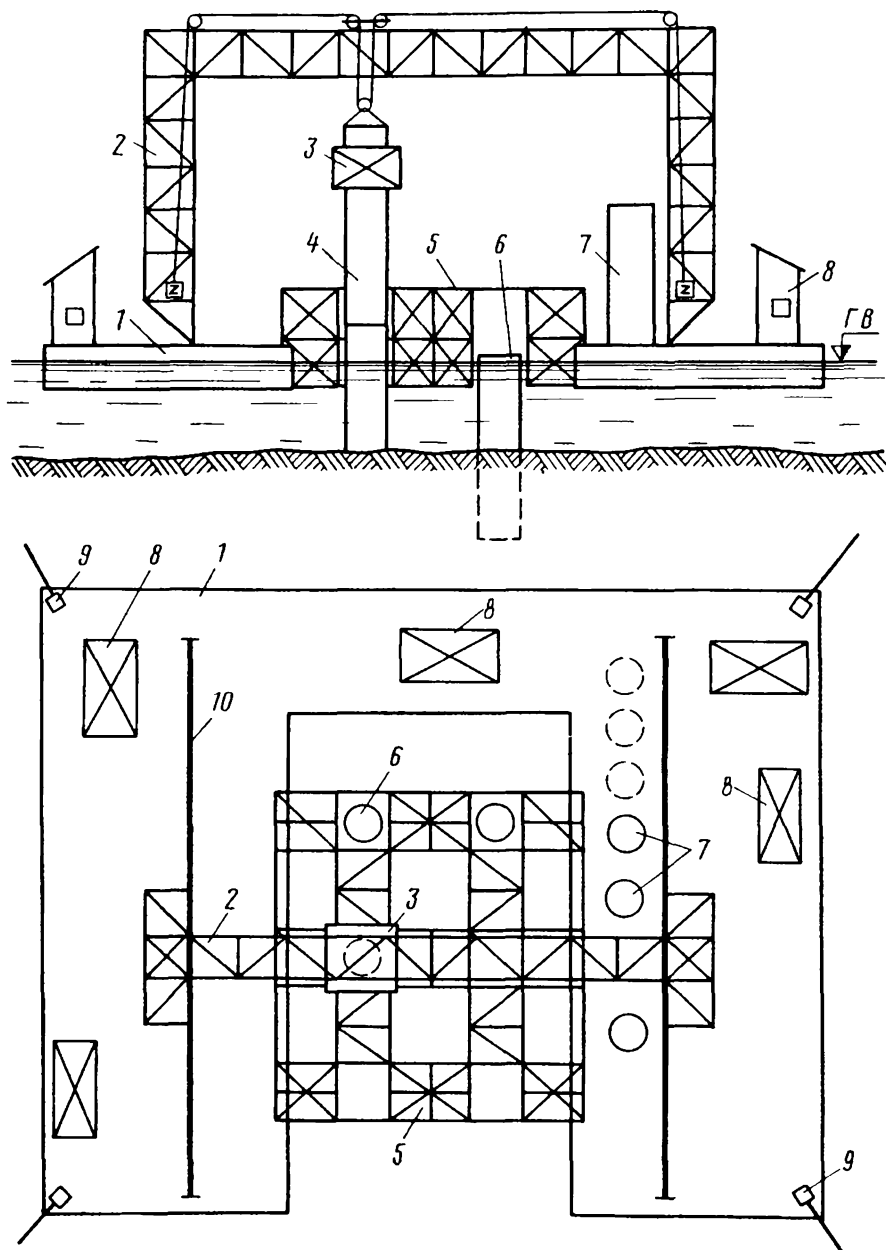


Рис. 180. Плавающая установка для погружения оболочек:

1 — плашкоут; 2 — порталный кран; 3 — выбропогружатель; 4 — погружаемая оболочка; 5 — направляющий каркас, соединенный с плашкоутом; 6 — погруженная оболочка; 7 — секции оболочек; 8 — обслуживающие устройства и установки; 9 — якорная лебедка; 10 — подкрановый путь

Опалубку опирают на подкладки из деревянных брусьев. Количество подкладок назначают так, чтобы давление, передаваемое ими на грунт, не превышало 1 кг/см^2 . Удалять подкладки надо в определенной последовательности так, чтобы, оставшись на последних, так называемых фиксированных подкладках, колодец не испытывал перенапряжений под воздействием собственного веса. Затем фиксированные подкладки подкапывают и удаляют обязательно все одновременно, а их места заполняют песком, который тщательно уплотняют.

Небольшие колодцы сразу изготавливают полной проектной высоты, а опускаемые на большую глубину сперва делают неполной высоты, а затем по мере опускания наращивают сверху. При значительной глубине воды (более 7 м) опускные колодцы иногда делают облегченными (пустотелыми), изготавливают их у берегов и отбуксировывают к месту установки, где и погружают в грунт лежа реки.

Для обеспечения вертикальности погружения грунт из колодца нужно выбирать равномерно по всей его внутренней части. В устойчивых грунтах при малом притоке воды, когда нет опасности сильного заплывания грунта во внутреннее пространство колодца, земляные работы ведут насухо с водоотливом. При проходке несвязных сильно водонасыщенных грунтов откачка воды очень трудна, а часто просто невозможна. Тогда колодец опускают без водоотлива, разрабатывая в нем грунт под водой с помощью экскаватора с самозахватным ковшом-грейфером (рис. 181, а). Несвязные грунты, особенно мелкие песчаные, удобно извлекать при помощи гидромеханизации. Для этого применяют эрлифты (рис. 181, б) или гидроэлеваторы.

Если при опускании колодец заклинивается из-за большого трения об окружающий грунт, то применяют подмыв или пригрузку колодца. Для подмыва в стенках колодца закладывают трубы или погружают их самостоятельно по периметру колодца. Пригружают колодец наращиванием его сверху, если он был возведен не на полную высоту, или укладывая какой-либо груз на площадку, устраиваемую поверх колодца. В опущенном до проектных отметок колодце проверяют соответствие грунта основания проектному. При опускании колодца без водоотлива прибегают к помощи водолазов.

Сборные опускные колодцы из готовых кольцевых звеньев опускают так же, как и колодцы, изготовленные на месте, сперва устанавливая несколько первых колец, а затем по мере опускания, наращивая последовательно новыми кольцами.

Перед заполнением шахты колодца бетонной смесью поверхность грунта основания разравнивают. Заполнять колодец бетонной смесью всегда желательно насухо, с водоотливом.

При работе без водоотлива укладку смеси начинают подводным способом. Уложив слой толщиной не менее 1 м и дав ему окрепнуть, откачивают воду из колодца и дальше заполняют опускной колодец насухо.

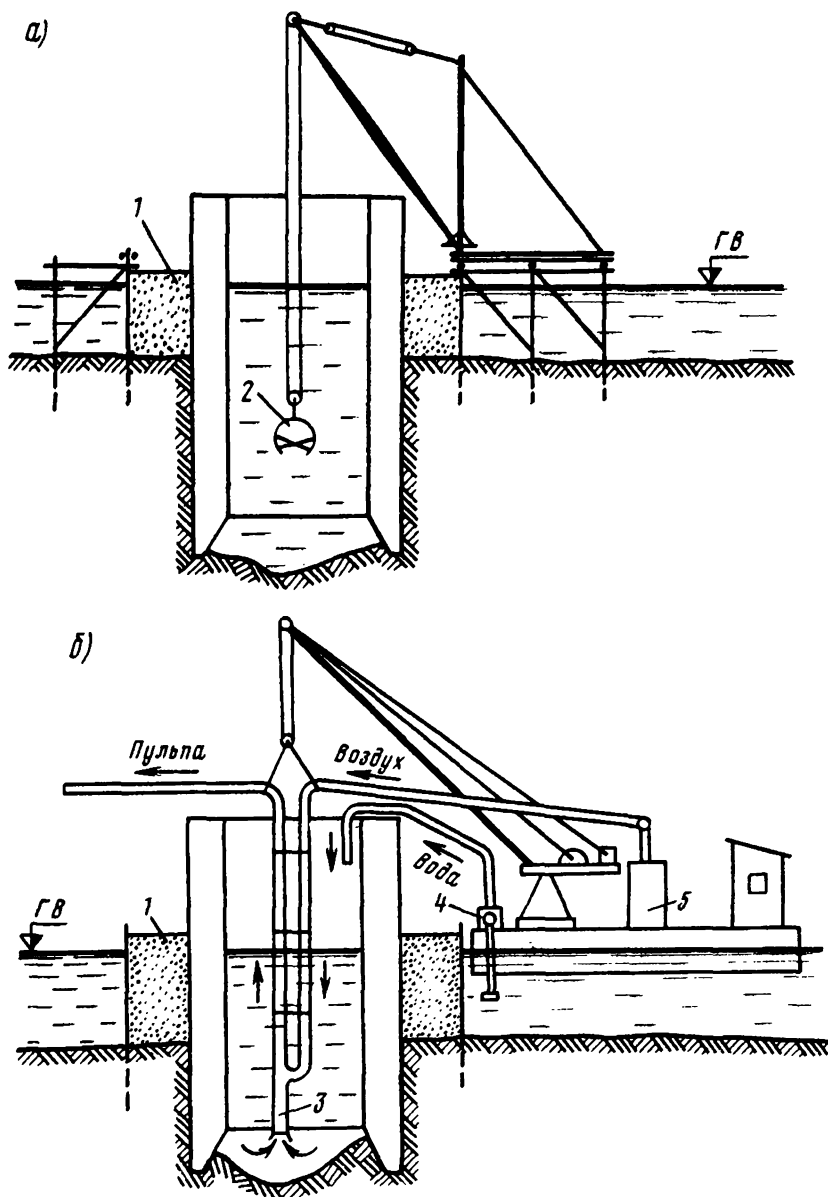


Рис. 181. Схема опускания колодца без водоотлива:

1 — искусственный островок; 2 — грейфер; 3 — эрлифт; 4 — насос; 5 — компрессор

ПОСТРОЙКА ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ

§ 95. ИЗГОТОВЛЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ

Элементы деревянных мостов следует изготавливать на специализированных заводах или в плотничных цехах строительных, оборудованных деревообделочными станками и механизированным инструментом. Для обработки лесоматериала применяют лесопильные ленточные, маятниковые и круглопильные рамы, строгальные, фуговальные и рейсмусные станки, фрезерные и сверлильные станки, а также электроинструменты — электропилы, электрорубанки, электросверла, электродолбежники.

При большом количестве одинаковых сопряжений или врубок для ускорения и более точного их выполнения надо пользоваться шаблонами-кондукторами (рис. 182), значительно повышающими производительность работ. Стыки и врубки необходимо выполнять очень тщательно, не допуская отклонений в размерах более ± 2 мм. Ручная обработка допустима только при подгонке готовых элементов в процессе сборки и монтажа конструкций. Для ручной обработки применяют топоры, пилы, рубанки, долота и сверла.

Фермы Гау — Журавского можно изготавливать в горизонтальном положении. В горизонтальном положении фермы изготавливают на настиле из досок, называемом *плазом*. На плазе контуры фермы размечают в натуральную величину с учетом строительного подъема и по разметке раскладывают и подгоняют элементы. Величину строительного подъема принимают по проекту, а при отсутствии указаний — равной $1/300$ пролета. Строительный подъем очерчивают по дуге параболы или круга с расположением точек перелома в узлах нижнего пояса. Сборку ферм в вертикальном

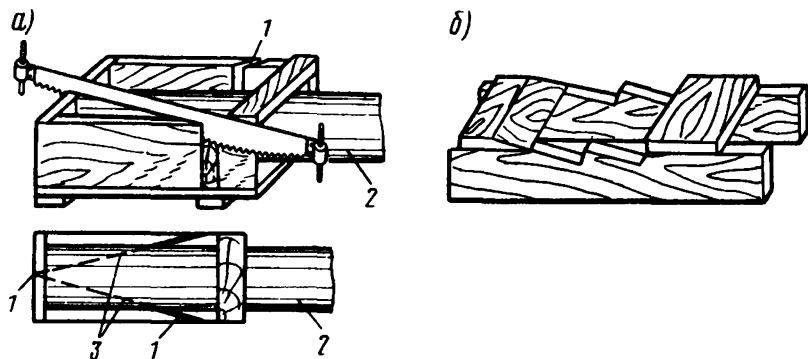


Рис. 182. Шаблоны-кондукторы для обработки:

а — концов свай; б — стоек и подкосов опор;

1 — щель для пропилов; 2 — свая; 3 — пропилы (см. пунктир)

положении начинают с нижних поясов. Их выкладывают на клетках из брусьев с клиньями, которыми придают поясам необходимое очертание в вертикальной плоскости с учетом строительного подъема. Затем устанавливают элементы нижних связей, узловых подушек и раскосов. Вслед за постановкой раскосов собирают верхние пояса, верхние связи и тяжи главных балок. При сборке необходимо следить за правильным положением элементов в плане и профиле и, особенно, за точностью пригонки подушек к врубкам в поясах.

Дощатые фермы небольших пролетов собирают в горизонтальном положении, а больших обычно в вертикальном.

Для сборки ферм в горизонтальном положении устраивают плаз, который несколько приподнимают над поверхностью земли для удобства работ и возможности доступа к собираемой ферме снизу. На плазу последовательно укладывают элементы фермы: стойки жесткости, доски поясов, доски стенки, вторые ветви досок поясов и снова стойки жесткости. Собранные фермы стягивают сжимами или струбцинами для плотного прилегания частей друг к другу. Затем, пользуясь шаблонами, размечают места постановки нагелей и забивки гвоздей. Диаметр отверстий для нагелей, рабочих болтов делают равным их диаметру. Гвозди следует забивать наименьшим количеством ударов нормально к плоскости досок. После забивки гвоздей с одной стороны ферму переворачивают, размечают риски и забивают гвозди с другой стороны.

Изготовление ферм в вертикальном положении начинают с установки сборочных клеток с клиньями в местах размещения стоек жесткости. На клетки устанавливают стойки жесткости, соединяя их между собой в продольном и поперечном направлениях временными скреплениями (рис. 183, I). Затем в соответствующие вырезы в стойках жесткости укладывают доски первых ветвей поясов ферм и закрепляют их гвоздями (рис. 183, II), после чего приступают

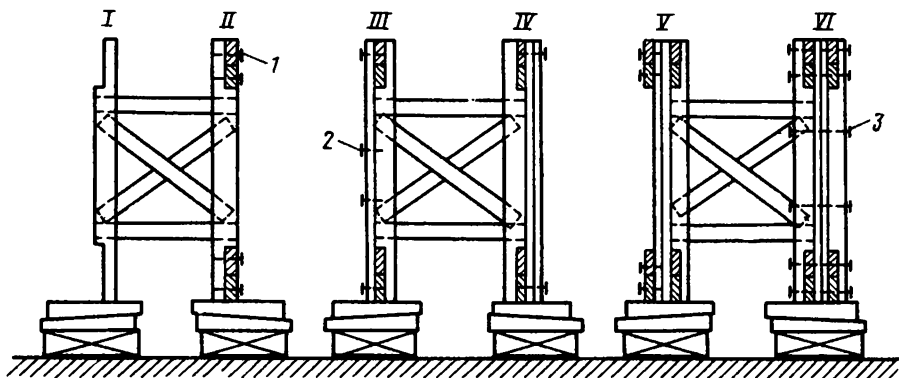


Рис. 183. Последовательность (I—VI) изготовления дощатых ферм в вертикальном положении:

1 — монтажные гвозди для прикрепления досок поясов; 2 — монтажные гвозди для прикрепления досок стенки; 3 — стяжные болты

к набору вертикальной стенки ферм (рис. 183, III, IV). Затем укладывают вторые ветви поясов (рис. 183, V, VI), одновременно устанавливая вторые ветви брусьев жесткости. Доски поясов и доски стенки при сборке закрепляют монтажными гвоздями. Для уплотнения собранных ферм ставят стяжные болты, после чего приступают к окончательной прошивке поясов и стенки гвоздями, необходимыми по расчету, или сверлению дыр и установке нагелей.

Собирать фермы удобно объемлющими пролетное строение легкими порталными кранами, передвигающимися по рельсовому пути, или стреловыми самоходными.

Перевозят фермы к месту установки в пролет отдельными плоскостями или пространственными блоками на трейлерах, буксируемых автомобилями-тягачами.

Если перевозка готовых ферм на место строительства нецелесообразна, туда перевозят отдельные элементы ферм, из которых собирают пролетные строения на берегу или непосредственно в пролете на подмостях.

Клеевые конструкции изготовляют на специализированных заводах или в специально оборудованных цехах деревообрабатывающих предприятий.

Пиломатериал, предназначенный для склейки заготовок, высушивают штабелями в сушильных камерах, постепенно повышая температуру и уменьшая влажность воздуха. Влажность лесоматериала периодически проверяют по контрольным образцам, которые вырезают из высушиваемых досок. Сушку прекращают при достижении контрольными образцами средней влажности 10%, при этом влажность в штабеле обычно бывает 12—13%. Штабель охлаждают в камере до 30—40°, а затем выкатывают в цех предварительной обработки, где выдерживают в течение одних-двух суток при постоянной температуре и влажности воздуха.

Температура в цехе должна быть не ниже 16° и не выше 25° С, а разность температур в психрометре при этом должна составлять 2,5—3°.

Высушенный материал предварительно строгают до получения досок равной толщины, оторцовывают и сортируют, отрезая куски с недопустимыми пороками древесины. Отсортированные доски склеивают по длине и ширине в щитовые заготовки. Для склеивания применяют фенолформальдегидный клей КБ-3, который готовят в отдельном помещении, оборудованном барабанными клеемешалками. Клей должен иметь определенную вязкость в зависимости от температуры воздуха в цехе. При 16—20° С применяют густой клей, при более высокой температуре — жидкий. Расход клея составляет 450—500 г на 1 м² склеиваемой поверхности.

Заготовки удобно склеивать на агрегатном станке, на котором могут быть автоматизированы операции по нанесению клея, формированию штапика и его запрессовке, прогреву и раскрою склеенного штапика. В станке склеиваемые заготовки запрессовывают под давлением 5—7 кг на 1 см² площади склеиваемых плоскостей досок. При подогреве до 70—80° С запрессовка длится 30—40 мин, а при

нормальной температуре — 6—8 ч. Последующую обработку заготовки можно проводить через 1 сутки после начала склеивания.

Непосредственно перед склейкой детали подвергают чистой острожке. Качество острожки должно быть очень высоким: неровности более 0,2 мм не допускаются. На остроганные поверхности наносят клей в количестве 175—225 г на 1 м² площади склеиваемой детали, затем склеиваемый пакет запрессовывают под давлением 3—5 кг/см² площади клеевого шва.

Отдельные конструкции тоже лучше склеивать в автоматизированной агрегатной установке, в которой могут быть совмещены все необходимые операции.

Качественные клееные конструкции можно получить только при правильном выполнении всех операций технологического цикла и соблюдении температурно-влажностного режима. Контролирует изготовление конструкций обычно заводская лаборатория.

К точности изготовления элементов клееных мостов предъявляют высокие требования. Отклонения от проектных размеров у клееных балок должны быть в пределах плюс 2,0 — минус 2,0 см по длине, по высоте и плюс 0,5—0 по ширине.

§ 96. ПОСТРОЙКА ПРОСТЕЙШИХ БАЛОЧНЫХ МОСТОВ

Простейшие балочные мосты начинают строить с забивки свай (см. § 92). Отклонившиеся от проектного положения сваи выправляют при помощи лебедок, распорок и стяжек; неправильно забитые или поврежденные при забивке (расколовшиеся, надломленные) выдергивают и заменяют новыми. Головы свай срезают на проектной отметке с запасом в 2—3 см на осадку. Насадку укрепляют с помощью металлических штырей, забиваемых сквозь нее в головы свай. Чтобы насадка не растрескивалась, полезно предварительно просверливать в ней отверстие, диаметром несколько меньшим, чем диаметр штыря. Постройку свайных опор заканчи-

вают постановкой укосин (если они имеются по проекту), горизонтальных и наклонных поперечных схваток.

Прогоны укладывают крапом (рис. 184), подгоняя и закрепляя поперечины и настил. Большие возможности для механизации постройки имеют блочные конструкции.

В местностях, где на реках бывает прочный лед, деревянные мосты удобно строить зимой со льда с меньшими затратами ресурсов, чем летом.

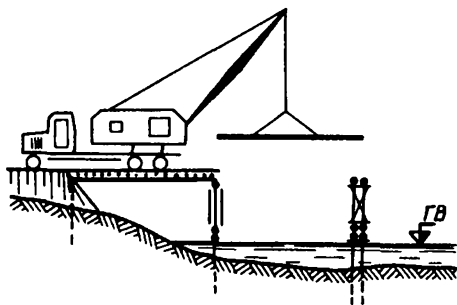


Рис. 184. Схема монтажа простого балочного пролетного строения при помощи крана

Рамы для опор, как правило, доставляют как в готовом, так и в разобранном виде с заводов или полигонов; иногда их изготовляют на специальной площадке на месте строительства. Способ установки рам на место зависит от типа опор, местных условий и имеющегося механического оборудования.

На суше обычно работают при помощи стрелового крана (рис. 185, *г*). Рамы пространственных опор мостов через глубокие реки удобно предварительно связывать в блоки и устанавливать плавучим краном (рис. 185, *а*).

В многопролетных мостах небольших пролетов отдельные рамы можно устанавливать стреловым краном, перемещающимся по готовой части моста (рис. 185, *д*).

При большом количестве опор моста можно применять кабельный кран.

Если строительство не располагает кранами, то рамы устанавливают путем поворота. Готовую раму доставляют к месту возведения опоры в горизонтальном положении. Затем поворотом вокруг нижней насадки приводят раму в проектное вертикальное положение (рис. 185, *б*), предварительно закрепив ее нижнюю насадку против скольжения. Поворачивают раму при помощи лебедок, полиспастов, мачт или др. Для удобства работ в реке рядом со свайным основанием опоры устраивают низкие подмости. Если высота рам невелика, можно на первой устанавливаемой раме сделать выступ, за который поднимать раму из горизонтального положения (рис. 184, *в*). Для подъема следующих рам к ранее установленным прикрепляют полиспасты. В зимнее время рамы удобно устанавливать со льда.

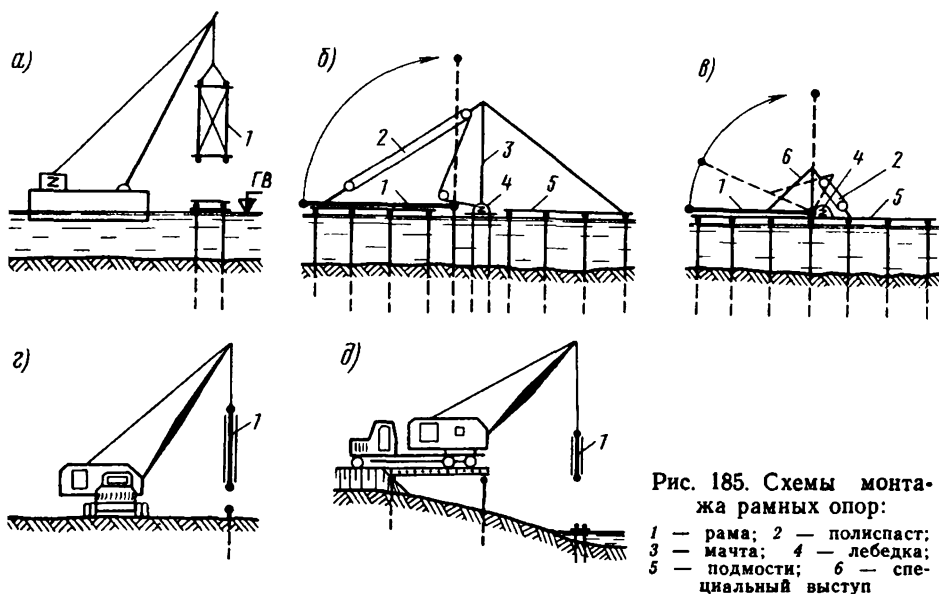


Рис. 185. Схемы монтажа рамных опор:

1 — рама; 2 — полиспаст;
3 — мачта; 4 — лебедка;
5 — подмости; 6 — специальный выступ

Доставленные с завода или собранные на берегу фермы устанавливают в пролеты целыми пролетными строениями, блоками из двух связанных между собой ферм или же отдельными плоскими фермами.

При установке целых пролетных строений работы непосредственно в пролете сводятся до минимума, но требуется мощное монтажное оборудование. Поэтому установку пространственными блоками из двух ферм применяют чаще, чем целыми пролетами, так как вес устанавливаемых конструкций меньше. При установке отдельных ферм приходится непосредственно в пролете связывать их между собой горизонтальными и вертикальными связями. При этом способе можно обойтись более легким оборудованием, но темпы работ снижаются, а трудоемкость увеличивается.

Целые пролетные строения и блоки в виде спаренных ферм устанавливают на опоры кранами или надвижкой. При работе на сухой пойме или на льду для подъема и установки пролетных строений на место могут быть применены стреловые краны (рис. 186, а), а на глубоких реках — плавучие (рис. 186, в). Пролетные строения длиной до 15 м удобно устанавливать на опоры стреловыми кранами, перемещающимися по уже смонтированной части моста (рис. 186, б).

При отсутствии достаточно мощного кранового оборудования, а также при невозможности работать в пойме, в русле реки или на льду, пролетные строения подают на место продольной надвижкой (рис. 186, г).

Для временного опирания перемещаемых ферм в пролете устраивают дополнительные вспомогательные опоры. Надвигают пролетные строения в уровне верха насыпи; для этого на опорах моста и на временных опорах устраивают надстройки из клеток (см. рис. 186, г) или рамных блоков.

Пролетные строения передвигают на деревянных катках. В пределах насыпи подхода катки перемещаются по лежням, а на опорах — по пакетам скошенных на концах бревен, называемых нижними накаточными путями. Нижние пояса ферм, выгнутые в соответствии со строительным подъемом, выравнивают постановкой продольных брусев, образующих так называемый верхний накаточный путь.

В качестве тяговой силы используют лебедки с горизонтальными полиспастами. Для предохранения от чрезмерных перемещений ферм по направлению движения устанавливают с противоположной стороны тормозные лебедки.

Возможна надвижка пролетных строений и без промежуточных опор: для этого с передней их стороны прикрепляют выступ-аванбек, служащий для удлинения надвигаемой конструкции и уменьшения свешивающейся ее части при надвижке. При соединении

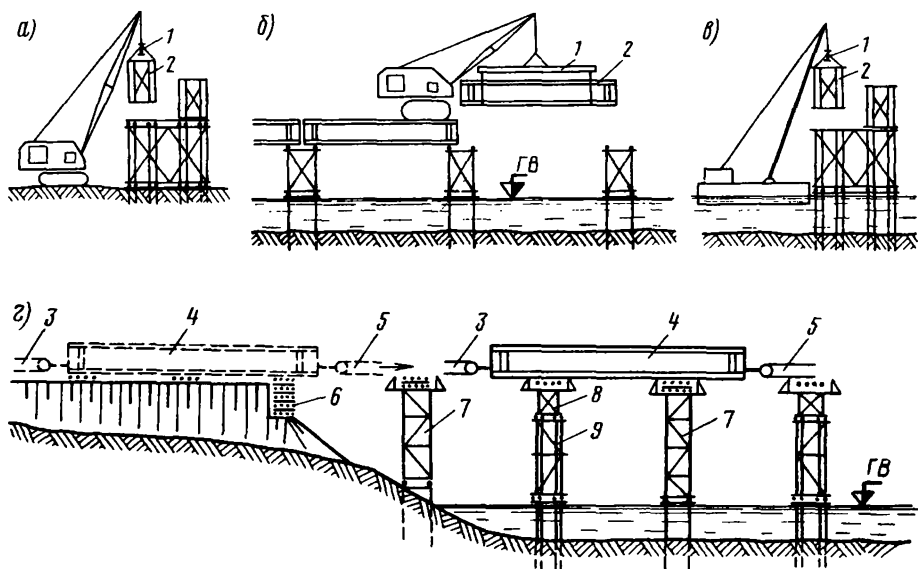


Рис. 186. Схемы монтажа пролетных строений:

1 — траверса; 2 — устанавливаемое пролетное строение; 3 — тормозной полиспаст; 4 — передвигаемая ферма; 5 — тяговый полиспаст; 6 — шпальная клетка; 7 — вспомогательная опора; 8 — обстройка постоянной опоры моста; 9 — постоянная опора моста

пролетных строений по два или по три в неразрезную систему в качестве аванбека можно использовать переднее пролетное строение. После того как пролетное строение расположится над своими постоянными опорами, его опускают на место с помощью домкратов, разбирая при этом временные надстройки над опорами.

§ 99. ЗАЩИТА ДЕРЕВЯННЫХ МОСТОВ ОТ ЗАГНИВАНИЯ

Загнивание дерева возникает в результате деятельности дереворазрушающих грибов, развивающихся при температуре от $+3$ до $+40^{\circ}\text{C}$ и влажности древесины от 30 до 60% в воздушной среде. При отсутствии воздуха (например, под водой) гниение не происходит. Наиболее быстро гниль развивается в элементах, соприкасающихся с землей, а также подвергающихся периодическому увлажнению и не обеспеченных хорошим проветриванием. Легко загнивают конструкции, построенные из сырого леса: в них при сушке появляется много трещин, щелей и неплотностей, в которые попадают споры грибов.

Деревянные мосты защищают от загнивания конструктивными мерами, предохраняющими дерево от увлажнения, и обработкой древесины химическими составами — антисептиками, убивающими дереворазрушающие грибы.

К конструктивным мерам относятся: применение при постройке здорового просушенного леса, защита конструкций от ат-

мошферных осадков, обеспечение хорошей проветриваемости элементов и сопряжений для быстрого их просыхания.

Прогоны мостов полезно обклеивать сверху толем, рубероидом или обшивать кровельным металлом. Стыковые и узловые соединения в решетчатых фермах следует закрывать съёмными или открывающимися предохранительными крышками. Дощатые фермы хорошо прикрывать сверху крышками, а над нижним поясом делать козырьки.

Для предохранения от загнивания деревянных элементов, соприкасающихся с землей (сваи в конусах и на поймах, заборные стенки), может быть применена обмазка жирной глиной (глиняная рубашка). Глиняная рубашка наиболее эффективна, если деревянные элементы предварительно подвергнуть также и антисептированию.

Антисептирование — наиболее эффективная мера защиты древесины от загнивания. Антисептирование (консервирование) древесины рекомендуется применять совместно с конструктивными мерами, защищающими деревянные элементы от увлажнения. Для консервирования древесины применяют маслянистые и водорастворимые (солевые) антисептики.

К маслянистым антисептикам относятся: каменноугольное креозотовое масло, антраценовое масло, торфяной креозот и сланцевое масло. Они трудно проникают в древесину, но зато не вымываются водой и предохраняют дерево как от увлажнения атмосферными осадками, так и от интенсивного высыхания. Древесина при обработке маслянистыми антисептиками должна иметь влажность не более 20—25%, а антисептики необходимо подогреть до 80—95° С.

К водорастворимым антисептикам относятся: фтористый и кремнефтористый натрий, динитрофенолят натрия и др. Они легче маслянистых проникают в древесину, но и легче вымываются атмосферными осадками. Водными антисептиками можно пропитывать древесину с влажностью до 30—35%.

Обрабатывать элементы деревянных мостов антисептиками можно:

- 1) влажным поверхностным антисептированием;
- 2) консервированием по способу глубокой пропитки;
- 3) консервированием по способу обмазок последующего действия.

Влажное поверхностное антисептирование заключается в окрашивании (обмазке кистями), опрыскивании из гидропульта или погружения элементов в ванну с антисептиком.

При консервировании по способу глубокой пропитки антисептик вводят в древесину под давлением способом горячих и холодных ванн или длительным вымачиванием. Под давлением элементы пропитываются в автоклавах. При пропитке способом горячих и холодных ванн элементы выдерживают сначала в горячем антисептике, а затем в холодном. При нагревании древесины в горячей

ванне воздух, находящийся в клетках древесины, увеличивается в объеме и частично выходит наружу, увлекая с собой часть влаги. При последующем охлаждении в холодной ванне взамен вышедшего воздуха древесина засасывает антисептик. Длительным вымачиванием пропитывают древесину в ваннах с антисептиком только в теплое время года.

Консервирование по способу последующего действия заключается в нанесении на древесину антисептической обмазки (суперобмазки), содержащей в значительном количестве сильный водорастворимый антисептик. Пока древесина сухая, суперобмазка бездействует.

При появлении в древесине влаги антисептик начинает растворяться и постепенно проникает в древесину путем диффузии через стенки ее клеток.

Антисептики оказывают вредное влияние на организм человека, особенно при непосредственном попадании на открытое тело. Поэтому рабочие, занятые на антисептировании, должны иметь предохранительные очки, респираторы, резиновые перчатки и специальную обувь.

Некоторые антисептики легко возгораются. Вблизи от них нельзя пользоваться открытым огнем. Перевозить антисептики следует только в специальной таре с обозначением на ней ядовитости или огнеопасности содержимого.

ГЛАВА XXVII

ИЗГОТОВЛЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 100. ТЕХНОЛОГИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ НА ЗАВОДАХ И ПОЛИГОНАХ

Процесс изготовления элементов сборных железобетонных конструкций складывается из следующих операций: сборки опалубки; заготовки и монтажа арматуры; приготовления, транспортирования и укладки цементобетонной (бетонной) смеси; ухода за бетоном, включая мероприятия по ускорению его твердения; распалубки изделия со снятием его с поддона опалубки.

Для выполнения этих операций на заводах обычно организуют основной — формовочный цех, где изготавливают изделия, и вспомогательные — арматурный и бетонный.

Кроме того, для ускорения процесса твердения бетона устраивают пропарочные камеры, которые часто объединяют с формовочным цехом. Для хранения готовой продукции устраивают складские площадки.

В арматурном цехе изготавливают арматурные стержни и собирают из них каркасы и сетки: в бетонном — приготавливают цементобетонную смесь; в формовочном — собирают опалубку, монтируют в ней арматуру и формуют изделие, т. е. укладывают бетонную смесь в форму — опалубку. Арматурный и формовочный цехи, как правило, располагают в закрытых утепленных помещениях.

Отформованные изделия в зависимости от принятой технологии изготовления перемещают в пропарочную камеру или оставляют твердеть в естественных условиях.

Технологические схемы изготовления конструкций. Элементы сборных железобетонных мостов и труб изготавливают с применением поточно-агрегатной или стендовой технологии.

При поточно-агрегатной технологии все основные работы, входящие в цикл изготовления изделий (сборка опалубки, установка арматуры, укладка и уплотнение цементобетонной смеси, пропаривание изделия, распалубка и отгрузка его на склад), выполняют на отдельных специализированных постах. Посты расставляют в формовочном цехе в технологической последовательности (рис. 187) и снабжают оборудованием (агрегатами). Опалубку (форму), в которой изготавливают элементы конструкций, в процессе производства изделий подают поочередно ко всем постам технологической линии. На каждом посту опалубку останавливают на время, нужное для выполнения соответствующих операций.

В состав технологических линий обычно включают только основные виды работ. Заготовительные операции (заготовка арматуры и ее сборка в каркас, приготовление цементобетонной смеси и т. п.) выполняют за пределами поточной линии в специализированных цехах.

Опалубку перемещают по рельсовым путям или передвижными кранами.

Поточно-агрегатная технология целесообразна при изготовлении относительно небольших деталей, вес которых не превышает 20—25 т. Более крупные и тяжелые детали изготавливают по стендовой технологии.

Сущность стендовой технологии заключается в изготовлении изделия на месте (стенде) с перемещением к нему технологического оборудования по мере выполнения отдельных операций вплоть до приобретения бетоном необходимой прочности и распалубки.

Для ускорения твердения бетона изделия закрывают переносными колпаками и пропаривают влажным паром.

Поточно-агрегатная технология производства обеспечивает большую производительность, чем стендовая, и потому особенно целесообразна при массовом изготовлении сборных конструкций.

Формы и опалубки для изготовления элементов. При изготовлении элементов сборных железобетонных конструкций бетонную

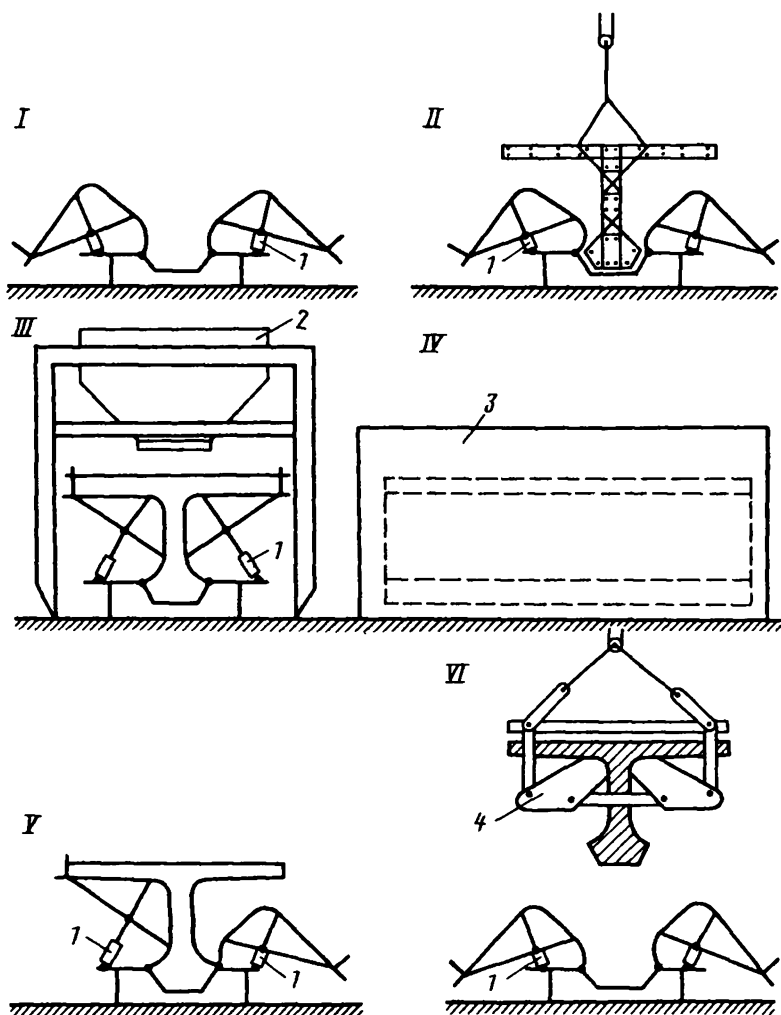


Рис. 187. Последовательность операций при поточно-агрегатной технологии изготовления элементов сборных конструкций:

I — подготовка опалубки; *II* — установка арматурного каркаса; *III* — бетонирование; *IV* — пропаривание; *V* — распалубка; *VI* — снятие изделия с поддона опалубки;

1 — домкрат гидравлического привода опалубки; *2* — бетоноукладчик; *3* — пропарочная камера; *4* — захват для строповки изделия

смесь укладывают в формы, называемые опалубками. Опалубку делают деревянной, металлической или комбинированной из дерева и металла. На постоянно действующих заводах для изготовления массовых деталей применяют также специальные бетонные и железобетонные формы, называемые матрицами.

Качество опалубки имеет большое значение для получения хорошей продукции (железобетонных элементов). Опалубка должна быть приспособлена для многократного использования; с этой целью ее делают из отдельных щитов или коробов, удобно собираемых и разбираемых. Опалубка должна быть жесткой, точно соответствовать проектным размерам деталей и иметь гладкие поверхности. Швы в местах сопряжения щитов не должны пропускать цементного молока. Так как при изготовлении конструкций сборных мостов и труб обычно применяют жесткие бетонные смеси и укладывают их при интенсивной вибрации, то опалубка должна обладать не только жесткостью и непроницаемостью, но и достаточной устойчивостью и прочностью, чтобы выдержать воздействие интенсивной вибрации без заметных деформаций и изменений геометрической формы изделия.

Кроме того, опалубка должна хорошо противостоять воздействию обработки горячим влажным паром.

Чаще всего применяют металлические (стальные) опалубки, имеющие существенные преимущества по сравнению с деревянными и железобетонными: они менее громоздки, позволяют более эффективно использовать производственные площади, достаточно жестки и имеют более длительные сроки эксплуатации.

Для облегчения сборки и разборки щиты опалубки делают с клиновыми, эксцентриковыми или крючковыми соединениями. Болтовое соединение нерационально, так как быстро загрязняется цементным молоком, что затрудняет разборку. Для облегчения раскрытия опалубки вертикальные ее щиты шарнирно прикрепляют к нижней части — поддону.

В местах перемены сечения изделия (переход от ребер к плите или от тонкой части к утолщенной) в опалубке делают плавные переходы радиусом от 50 до 200 мм.

Раскрывают опалубку при помощи винтовых и гидравлических домкратов или стяжек, которые часто входят в состав опалубки конструктивными элементами.

Опалубка балок пролетных строений с диафрагмами (188, а) и без них (188, б) обычно состоит из поддона 4, закрепленного на бетонном основании, боковых щитов 3, присоединяемых к поддону шарнирами 5, торцовых щитов и щитов диафрагм 1. В боковых

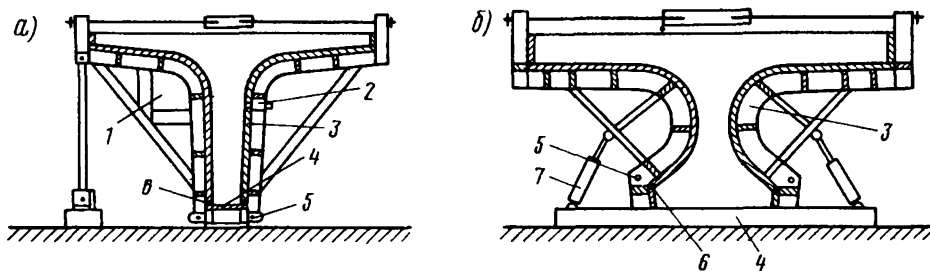


Рис. 188. Опалубка балок типовых пролетных строений

щитах размещают домкраты 2 для распалубливания. В более совершенных опалубках боковые щиты открывают и закрывают гидравлической системой с домкратами 7. Чтобы в месте сопряжения подвижной и неподвижной частей боковых щитов не вытекал цементный раствор, опалубку снабжают резиновым компенсатором 6.

В некоторых случаях, когда на месте изготовления деталей нет пропарочной камеры, применяют опалубку, имеющую двойные стенки. Между стенками пропускают горячий пар, ускоряя тем самым процесс твердения бетона. Такие опалубки называются опалубками с паровыми рубашками.

В процессе эксплуатации за опалубкой должен быть обеспечен тщательный уход. После съема детали опалубливающие поверхности хорошо очищают, а перед изготовлением новой детали — смазывают отработанным машинным маслом или другой смазкой, предотвращающей сцепление с бетоном. Погнутости и неисправности опалубки должны быть выправлены, а потерянные мелкие крепежные части восстановлены. Правильная эксплуатация опалубки увеличивает сроки ее использования.

§ 101. АРМАТУРНЫЕ РАБОТЫ

Изготовление и монтаж ненапрягаемой арматуры. Ненапрягаемую арматуру для железобетонных элементов изготавливают в соответствии с рабочими чертежами конструкций и затем устанавливают в опалубку отдельными стержнями или сразу готовыми смонтированными сетками и каркасами.

Тонкая арматурная сталь диаметром до 12—14 мм, называемая катанкой, поступает с заводов металлургической промышленности в виде мотков большой длины, толстая сталь — стержнями длиной 6—8 м или более.

Перед употреблением в дело арматурную сталь подвергают правке и чистке. Выправленную и очищенную сталь режут на куски в соответствии с проектными длинами стержней. Заводы, изготавливающие детали сборных железобетонных конструкций, оборудованы автоматическими станками, которые одновременно очищают, правят и режут арматуру. В полигонных условиях сталь очищают металлическими щетками и пескоструйными аппаратами. Катанку правят, вытягивая ее лебедками; толстые стержни — молотками на верстаках. Арматуру режут на механических станках, приводимых в действие электромоторами. Нарезанные стержни размечают и затем выгибают в точном соответствии с рабочими чертежами. Гнут арматуру в холодном состоянии на специальных механических приводных станках.

Стыки арматуры сваривают. Наиболее часто применяют контактную сварку (см. рис. 77, а), при которой в месте стыка образуется лишь небольшое утолщение. Контактную сварку производят на специальных электросварочных аппаратах. Возможно стыкование дуговой электросваркой с накладками (см. рис. 77, ж).

Широко применяют также ванный способ сварки стыков (см. рис. 77, з). Возможна сварка в «ванне» из медного листа пачкой электродов или пластинчатым электродом. В этом случае обеспечивается хорошая сварка торцов; медная же «ванна» легко удаляется, так как медь не сваривается со сталью. Сваривать необходимо высококачественными электродами с толстой обмазкой.

В целях упрощения и ускорения монтажа арматуры, конструкции армируют сварными сетками и каркасами. Сетки изготавливают на автоматических станках, которые закрепляют места соприкосновения стержней точечной электросваркой. Арматурные каркасы собирают при помощи монтажных траверс (рис. 189). Хомуты на верхних продольных стержнях подвешивают к траверсе, после чего устанавливают остальную продольную арматуру, закрепляя ее вязальной проволокой или лучше электросваркой. Сетки и каркасы переносят в опалубку краном, подвешенными на траверсе, которая предотвращает деформации арматуры при ее транспортировке.

Изготовление, установка и натяжение напрягаемой арматуры. Для напрягаемой арматуры в большинстве случаев применяют стальную холоднотянутую проволоку, имеющую высокий предел прочности ($14\,000\text{--}18\,000\text{ кг/см}^2$). Каждая партия проволоки, поступающей для изготовления предварительно напряженной конструкции, должна иметь сертификат (документ, удостоверяющий качество товара), в котором указывается наименование завода-изготовителя, номер стандарта, диаметр и марка проволоки, результаты контрольных испытаний и т. д.

До применения в дело проволоку подвергают тщательному наружному осмотру и обмеру, а также проверочным испытаниям механических ее свойств. Проволока не должна иметь трещин, раковин, задигов и ржавчины. Если данные испытания не соответствуют требованиям стандарта, высокопрочную арматуру бракуют или согласовывают возможность ее применения с проектной организацией.

Высокопрочную проволоку поставляют с заводов в мотках весом $50\text{--}80\text{ кг}$. Если внутренний диаметр мотка не меньше 400 диаметров проволоки, то при размотке она выпрямляется самостоя-

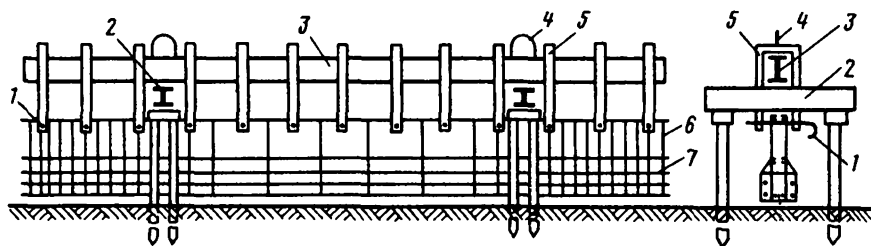


Рис. 189. Монтажная траверса для сборки арматурного каркаса:

1 — шпилька подвески; 2 — опорная балка; 3 — монтажная траверса; 4 — строповочная петля; 5 — подвеска траверсы; 6 — хомут арматурного каркаса; 7 — продольный стержень арматурного каркаса

тельно и для изготовления пучков требуется лишь разрезать ее на куски необходимой длины. Если мотки имеют меньший диаметр, то проволоку необходимо выпрямлять на правильном станке.

Режут проволоку механическими ножницами, устанавливаемыми обычно у правильного станка. Из нарезанных проволок образуют пучки или устанавливают их поодиночке (в струнобетонных конструкциях). Для изготовления неорганизованных пучков, в которых положение отдельных проволок не фиксировано, нарезанные их куски связывают примерно через 1 м двумя-тремя витками вязальной проволоки. Организованные пучки с фиксированным расположением проволок изготавливают на установках, имеющих приспособления для размещения проволок в пучках правильными концентрическими рядами. Витые пряди, как правило, получают с металлических заводов в готовом виде, так как изготавливать их средствами строительства сложно.

Пучки хранят на дощатом настиле под навесом. Заготовка пучков «впрок» и их длительное хранение не рекомендуются ввиду трудности защиты тонких проволок от коррозии.

Готовые пучки с помощью специальных наконечников вводят в каналы, устроенные внутри напрягаемых элементов (при натяжении на бетон) или укладывают в опалубку (при натяжении на упоры). Затем пучки подвергают предварительному напряжению. Усилия от предварительно напряженной арматуры передают на бетон с помощью анкеров. Анкер — составная часть изготавливаемой детали; его размеры и конструкция определяются проектом сооружения.

При изготовлении предварительно напряженных конструкций с натяжением арматуры на упоры (до бетонирования) концы отдельных проволок (струн), прядей или пучков сначала закрепляют на упорах станда (формы) при помощи специальных захватов или зажимов. Захват или зажим в отличие от анкера является технологическим оборудованием, применяемым многократно. Тип захватов и зажимов зависит от вида напрягаемой арматуры. Тонкие проволоки струнобетонных конструкций удобно закреплять групповыми клиновыми зажимами, пряди и отдельные более толстые проволоки — цанговыми зажимами, а организованные пучки — инвентарными анкерами — захватами.

Клиновый зажим (рис. 190, а) состоит из корпуса 1 с коническими отверстиями и трехгранных клиньев 2, которые вставляют в эти отверстия. Клиньями можно одновременно зажимать три проволоки 3.

Цанговый зажим (рис. 190, в) состоит из корпуса 9, зажимных губок 10 и подвижной шайбы 12. Прядь 8 зажимается, когда губки 10 выдвигаются вперед под воздействием пружины 11. Если необходимо одновременно натягивать несколько проволок или прядей, то несколько цанговых зажимов объединяют при помощи касеты.

Анкер-захват (рис. 190, б) состоит из корпуса 5 в виде цилиндра с коническим отверстием, большого 6 и малого 7 конических

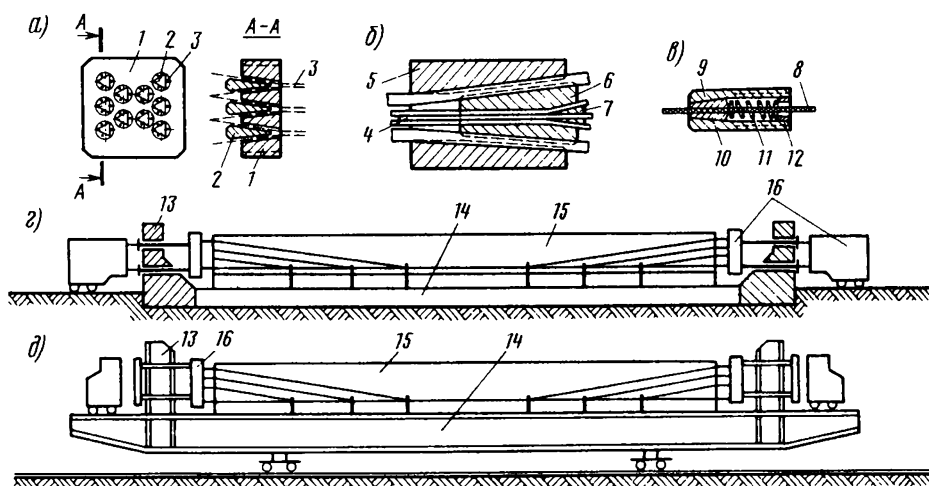


Рис. 190. Схемы закрепления арматуры для натяжения ее на упоры и натяжные стены

клиньев. Действие захвата основано на зажиме большим клином внешних прядей пучка, а малым клином — средней пряди 4. Возможно закрепление и неорганизованного пучка. В этом случае малый клин становится ненужным.

При изготовлении изделий с натяжением арматуры на упоры применяют натяжные стены. Натяжной стенд (рис. 190, г, д) состоит из упоров 13, на которые передают усилия от натяжных устройств 16, и несущей конструкции 14, воспринимающей эти усилия от упоров. В пространстве между упорами располагают опалубку 15, в которой формуют изделие. Натяжные стенды могут быть неподвижные и передвижные. Неподвижные (см. рис. 190, г), как правило, устраивают бетонными и применяют при стендовой технологии производства. Передвижные (см. рис. 190, д) делают стальными и приспособляют их для поточно-агрегатной технологии производства, снабжая тележками, на которых они легко перемещаются по рельсовым путям.

Напрягаемую арматуру натягивают гидравлическими домкратами одиночного или двойного действия, электронагревом или другими способами.

При изготовлении элементов мостов по стендовой технологии удобно применять гидравлические машины и домкраты, имеющие большую мощность (до 500 Т). Для натяжения пучковой арматуры на бетон широкое распространение получили гидравлические домкраты двойного действия (см. рис. 81). Такие домкраты имеют два цилиндра и не только натягивают пучок, но и закрепляют его в напряженном состоянии в анкере путем запрессовки конуса в обойме. Масло в цилиндры домкрата нагнетают отдельно смонтированными насосными станциями. Насосные станции для облегчения уста-

новки домкратов на пучки, как правило, оснащают подъемными устройствами.

Каналы внутри элементов выполняют каналообразователями, которые закладывают в опалубку до бетонирования и извлекают после приобретения бетоном необходимой прочности. В качестве каналообразователей используют стальные трубы без чехлов или в чехлах из стальной спирали, стальной оплетки, медицинской клеенки. Применяют также резинотканевые рукава, а иногда и специальные гофрированные рукава. Для образования криволинейных участков каналов с малыми радиусами кривизны, когда извлечь каналообразователи становится невозможно, применяют гофрированные рукава или бесшовные холодноотянутые трубы, оставляемые в бетоне.

После натяжения арматуры каналы тщательно под давлением заполняют цементным раствором. Процесс заполнения каналов называют инъектированием.

Ненапрягаемую арматуру для напряженно-армированных элементов удобно собирать в виде сварных сеток или каркасов. Кроме рабочей арматуры, в каркасах необходимо размещать фиксаторы. Ячейками этих фиксаторов закрепляется проектное положение каналообразователей или пучков напрягаемой арматуры.

Арматурный каркас вместе с каналообразователями или пучками монтируют непосредственно в опалубке или собирают в стороне и затем перемещают в опалубку на монтажной траверсе (см. рис. 189).

§ 102. ПРИГОТОВЛЕНИЕ, ТРАНСПОРТ И УКЛАДКА ЦЕМЕНТОБЕТОННОЙ СМЕСИ

Бетон, применяемый для мостовых сооружений, должен соответствовать требуемой по проекту прочности (марке) и обеспечивать долговечность возводимого сооружения.

Приготовление смеси. Для получения бетона требуемой марки состав смеси подбирают в бетонной лаборатории. Подбор состава смеси заключается в установлении соотношения между количеством цемента, песка и щебня, а также количества воды для затворения. При подборе состава смеси пользуются соответствующими руководствами и инструкциями.

Бетонную смесь готовят в цехах механизированным способом в бетоносмесительных установках. При загрузке бетономешалки составные части дозируют в соответствии с результатами подбора состава смеси. Бетоносмесительные установки обычно снабжают автоматической дозировочной аппаратурой и раздаточными бункерами. Особенно важно точно дозировать воду, так как от количества воды сильно зависит качество получаемого бетона.

Качество бетона, идущего в дело, нужно систематически проверять в лаборатории. Для этого изготавливают контрольные кубики размером $20 \times 20 \times 20$ см или балочки, которые испытывают в возрасте 28 дней, а в случае необходимости и раньше. Количес-

во кубиков должно быть не менее трех на каждую партию выпускаемых изделий или на 50 м³ железобетонных конструкций.

Транспортирование и укладка смеси. Приготовленная цементобетонная смесь должна быть доставлена к месту укладки так, чтобы не произошло распада смеси на составные части и чтобы к моменту укладки она не начала схватываться. При этом смесь должна непрерывно поступать к опалубке, не задерживая темпы работ.

Для транспортирования смеси применяют опрокидывающиеся вагонетки, ленточные транспортеры, виброжелобы, специальные бетоноукладчики. Возможна также подача смеси в бадьях кранами.

Укладывать доставленную смесь в опалубку, т. е. бетонировать изделия, нужно весьма тщательно, с тем чтобы достигнуть нужной плотности уложенной смеси, предотвратить возможность образования в изделии раковин, трещин и получить бетон не ниже проектной марки.

Перед бетонированием проверяют чистоту опалубки, правильность установки арматуры и закладных частей, достаточность защитного слоя. Мусор из опалубки должен быть полностью удален струей воды или сжатым воздухом. При укладке в опалубку смесь нельзя сбрасывать с большой высоты, так как это может вызвать отделение щебня от раствора.

Уплотняют смесь *вибрированием* для хорошего заполнения всего бетонируемого объема; бетон получается плотным и прочным. Вибрирование позволяет применять жесткие смеси с осадкой конуса 0,5—2 см и водоцементном отношении менее 0,45.

Вибраторы бывают: наружные, поверхностные и внутренние; на заводах применяют также мощные *станковые вибраторы* — *виброплощадки*. Наружные вибраторы прикрепляют к опалубке и сообщают ей вибрации, передающиеся бетонной смеси; *поверхностные* — располагают на поверхности бетонной смеси и обычно применяют при бетонировании тонких плитных конструкций. *Внутренние (глубинные) вибраторы* позволяют провибрировать всю толщу изделия. Глубинные вибраторы могут иметь форму булавы (*вибробулава*), лопаты (*вибролопата*) или стержня (*виброиглы*). Глубинный вибратор укрепляют на жесткой штанге или на гибком шланге, позволяющем направлять его в нужное место. Такие вибраторы имеют различные поперечные размеры, которые выбирают в зависимости от густоты армирования конструкции. Станковые вибраторы состоят из рабочей площадки, на которую устанавливают опалубку с забетонированной деталью, и вибрирующего механизма, прикрепленного к площадке. Имеются станковые вибраторы, рассчитанные на вес изделия с опалубкой до 10 т и более.

Вибраторы приводят в действие электроэнергией; имеются также и пневматические вибраторы.

Хорошее качество бетонных изделий получается при изготовлении их на *центрифугах* (см. рис. 162). Способом *центрифу-*

г и р о в а н и я изготовляют цилиндрические элементы: сваи-оболочки и т. п. Опалубка при этом имеет форму барабана, который устанавливают на быстровращающиеся вальцы. Вращение вальцов передается барабану; находящаяся внутри барабана бетонная смесь под действием центробежной силы равномерно распределяется по стенкам. При этом происходит сильное уплотнение смеси с выжиманием из нее излишней воды.

Для изготовления элементов сборных железобетонных конструкций иногда применяют вакуумирование и прессование бетона. Идея вакуумирования заключается в создании внутри опалубки вакуума, который способствует удалению влаги из бетона и повышает его плотность и прочность. Удаления излишней влаги из бетона можно добиться и прессованием смеси. В этом случае форма, в которой изготовляют деталь, имеет тяжелую крышку — пресс. При уплотнении бетонной смеси пресс надавливает на нее; давление увеличивают постановкой на пресс вибраторов (вибропрессование).

Изготавливать тонкие (до 1,5—2 см) армированные и неармированные элементы большой прочности можно методом вибропрокатывания.

Уход за бетоном. Бетон хорошо твердеет в условиях достаточной влажности и при положительной температуре. Особенно чувствителен бетон к недостатку влаги и тепла в раннем возрасте.

В обычных условиях бетон набирает проектную прочность через 28 дней. Для ускорения твердения бетона в заводских условиях применяют пропаривание насыщенным паром с температурой 60—80° С. Бетон пропаривают в камерах, куда устанавливают изделие в опалубках или под переносными колпаками, в которые подводят пар. Если бетон не пропаривают, то открытые поверхности забетонированных элементов покрывают рогожами, мешками, соломенными матами или слоем песка и систематически поддерживают их во влажном состоянии; бетон покрывают также химическими растворами, образующими пленку, которая защищает от испарения находящейся в нем воды.

Влажностный режим твердеющего бетона надо поддерживать не менее 10—12 дней с момента окончания укладки смеси. Кроме того, в течение первых трех-четырех дней свежеложенный бетон не должен подвергаться никаким нагрузкам и сотрясениям.

§ 103. КОНТРОЛЬ ЗА КАЧЕСТВОМ И ПРИЕМКА РАБОТ

Качество изготовления конструкций контролируют на протяжении всего технологического процесса, составляя при этом акты на приемку отдельных видов работ.

Опалубку принимают в собранном виде, контролируя соответствие ее внутренних размеров проектным. Арматурные каркасы и пучки принимают перед установкой в опалубку, проверяя их длины, положение мест отгибов отдельных стержней, а также расстояния между стержнями. Непосредственно перед бетонированием

принимают установленную в опалубку арматуру и составляют акт на скрытые работы.

Особое внимание при этом обращают на соблюдение величины защитного слоя, расположение закладных частей и соблюдение проектного расстояния между отдельными каркасами, стержнями и пучками.

В предварительно напряженных конструкциях проверяют качество анкеров (наружным осмотром и обмером); у конусов проверяют качество рифления и твердость стали.

Натяжение арматуры контролируют по показаниям манометра и замером фактического удлинения; о результатах составляют соответствующий акт.

После распалубки изделие осматривают; элементы с крупными трещинами, отколами, раковинами подлежат браковке.

При приемке готовых конструкций устанавливают: качество материалов конструкции — по данным лабораторных испытаний; соответствие проекту отдельных скрытых элементов — по данным промежуточной приемки работ.

На каждое готовое изделие составляют акт приемки и технический паспорт, в котором указывают основные характеристики конструкции и качество изготовления.

ГЛАВА XXVIII

МОНТАЖ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 104. ОСОБЕННОСТИ МОНТАЖА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

Вес и габаритные размеры элементов обычно настолько велики, что для их монтажа часто бывает недостаточна грузоподъемность кранов общестроительного назначения и приходится применять специальные мостостроительные краны и агрегаты.

Железобетонные конструкции в силу характерного расположения арматуры, особенно напрягаемой, имеют неодинаковую прочность при разном способе их подъема и опирания (положения в пространстве) в условиях строительства. Это надо учитывать при перевозке и погрузочно-разгрузочных работах, захватывая, поднимая, устанавливая и закрепляя на транспортных средствах конструкции так, чтобы в них не возникало перенапряжений при перевозке и монтаже.

Бетон слабо сопротивляется выкалыванию, поэтому необходимо монтировать конструкции с повышенной осторожностью, не допуская ударных воздействий на них.

Состав работ. До начала сборки конструкций должно быть собрано и установлено в рабочее положение монтажное оборудование, закончено устройство рабочих подмостей, эстакад, подкрановых путей, путей для подачи к месту работ монтируемых элементов, а также площадок для складирования конструкций, доставляемых на монтаж с заводов и полигонов.

Непосредственно монтаж сооружений начинают с подготовительных операций; к ним относят разгрузку прибывающих на строительную площадку элементов и подготовку их к монтажу.

Разгружают и раскладывают элементы в зоне действия монтажных механизмов, в положении, удобном для выполнения последующих работ.

При подготовке к монтажу элементы очищают от грязи, устраняют наплывы и отдельные несущественные дефекты, допущенные на заводе. Стальные закладные детали и выпуски арматуры очищают от грязи и ржавчины и, если требуется, выправляют. Размечают геометрические оси, наносят краской установочные риски, центры тяжести и места строповки. Обстраивают элементы хомутами, люльками, стремянками и другими необходимыми вспомогательными устройствами. Крупные составные элементы, доставляемые с заводов мелкими блоками, подвергают укрупнительной сборке. Детали, устанавливаемые в проектное положение непосредственно с транспортных средств, подготавливают к монтажу заранее.

К подготовительным работам относят также подготовку оснований, на которые устанавливают монтируемые элементы.

В состав основных монтажных операций входят: строповка элементов, подъем и подача их к месту установки, выверка и временное закрепление элементов, а также окончательное закрепление и омоноличивание монтируемой конструкции.

Успех монтажных работ, а также их безопасность в значительной мере зависят от того, как нужный очередной элемент подан под сборку.

Стропить и подавать надо так, чтобы при установке элемент не приходилось кантовать и разворачивать и чтобы положение его соответствовало проектному.

Блоки насадок, пролетных строений, тротуаров обычно подают в горизонтальном положении. Подача элементов в наклонном положении встречается при монтаже сборных козловых опор. В вертикальном положении поднимают и подают к месту установки стойки и колонны опор.

Элементы устанавливают на место обычно простым опусканием крюка крана, пока элемент не окажется в проектном положении. Установленные элементы временно закрепляют и выверяют соответствие их положения проектному: в плане — по установочным рискам и осям, а по высоте — нивелировкой. После этого окончательно закрепляют элементы электросваркой закладных частей,

замоноличиванием стыков бетоном или натяжением напрягаемой арматуры.

Монтажное оборудование. Для монтажа сборных железобетонных мостовых сооружений используют следующее оборудование: транспортные средства для перевозки элементов к монтажному крану; краны для погрузочно-разгрузочных работ; краны и монтажные агрегаты для установки конструкций в проектное положение; приспособления для подъема, временного закрепления и выверки положения элементов; подмости, люльки и лестницы для размещения монтажников при производстве работ. Кроме того, применяют стальные инвентарные вспомогательные конструкции, из которых собирают всякого рода временные опоры, рабочие мостики, эстакады, подмости и кружала, плашкоуты, порталные и плавучие краны и т. п.

Для погрузочно-разгрузочных и монтажных работ применяют серийно выпускаемые промышленностью общестроительные стреловые и козловые краны или специальные мостостроительные краны и монтажные агрегаты (рис. 191). При малых объемах работ, когда доставка на строительную площадку мощного оборудования нецелесообразна, используют средства малой механизации (набор простейших вагонеток, лебедок и домкратов). Тип и грузоподъемность крана назначают в зависимости от вида монтируемых конструкций, веса элементов, способа сборки и местных условий (см. §§ 106, 107).

Для подъема деталей их подвешивают к крюку крана с помощью стропов или траверс. Процесс закрепления стропов или траверсы на поднимаемой детали называют строповкой. Стропы делают из стальных канатов (рис. 192, а) диаметром от 16 до 38 мм. Недостаток их применения — необходимость увеличивать высоту подъема крюка монтажного крана за счет длины стропы. Траверсы позволяют максимально использовать высоту подъема крюка крана.

Их применяют при подъеме длинных деталей (рис. 192, б). Траверсы делают из прокатной стали. Они имеют сравнительно большой собственный вес.

Элементы весом примерно до 20 Т поднимают, как правило, за петли, называемые строповочными (см. рис. 192, а, б), заделанные в бетон элемента при его изготовлении. Стropовочные петли выполняют из мягкой стали, круглой или полосовой. Они должны иметь не менее чем трехкратный запас прочности. Места установки строповочных петель должны быть намечены в рабочих чертежах так, чтобы в элементе при подъеме не возникало перенапряжений.

Для подъема тяжелых элементов (30—40 Т и более) в их конструкции предусматривают строповочные отверстия (рис. 192, в), а также применяют приспособления, охватывающие поднимаемый элемент снаружи (рис. 192, г).

Широкое применение имеют стальные универсальные инвентарные конструкции Мостотреста (УИК-М), состоя-

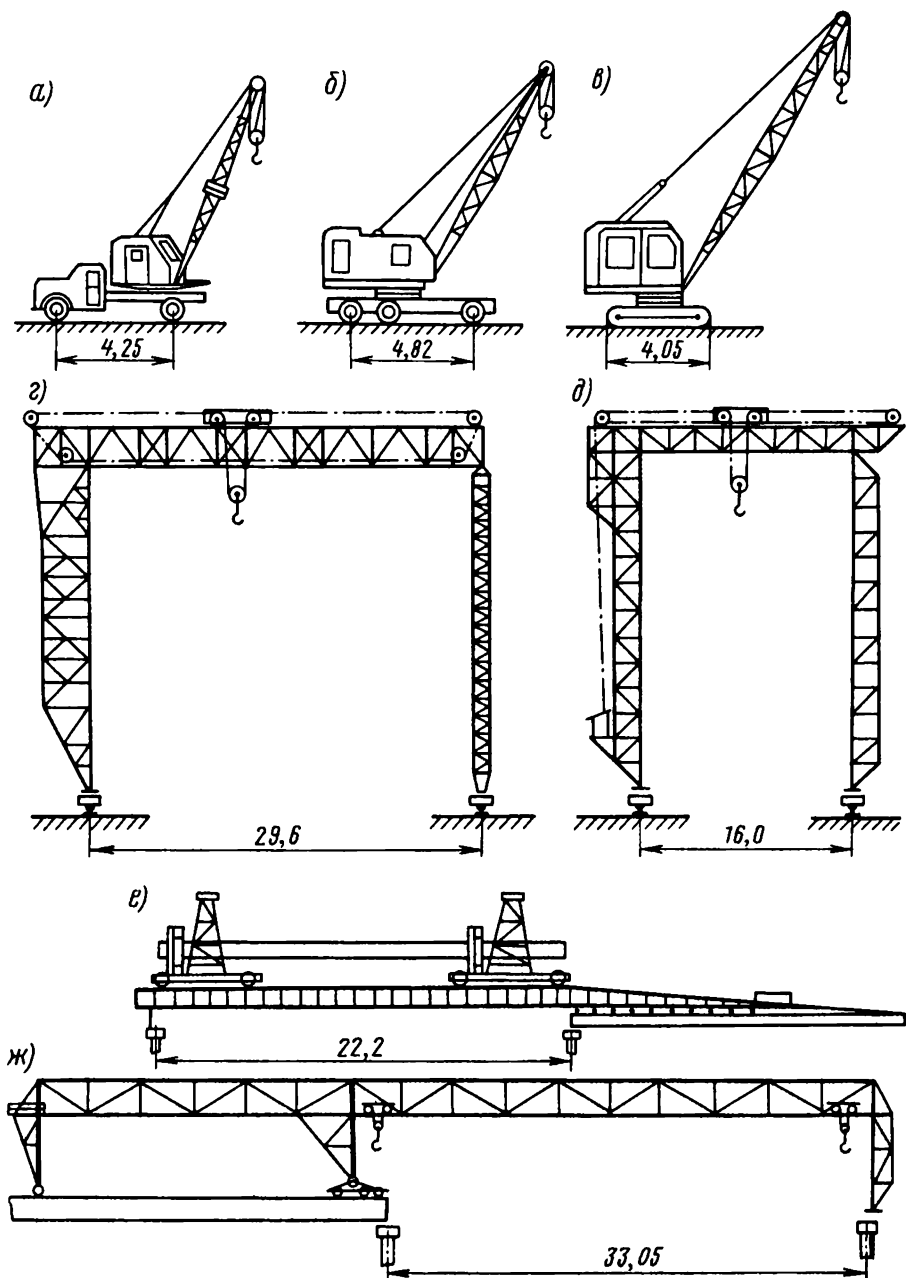


Рис. 191. Монтажные краны и агрегаты:

a — на автомобильном ходу, грузоподъемностью 6 Т; *б* — на пневмокошесном ходу, грузоподъемностью 12 Т; *в* — на гусеничном ходу, грузоподъемностью 16 Т; *г* — козловый, грузоподъемностью 45 Т; *д* — порталный из элементов УИК-М грузоподъемностью 45 Т; *е* — агрегат АМК-20Г7 грузоподъемностью 2×12 Т; *ж* — консольно-шлюзовой, грузоподъемностью 2×30 Т

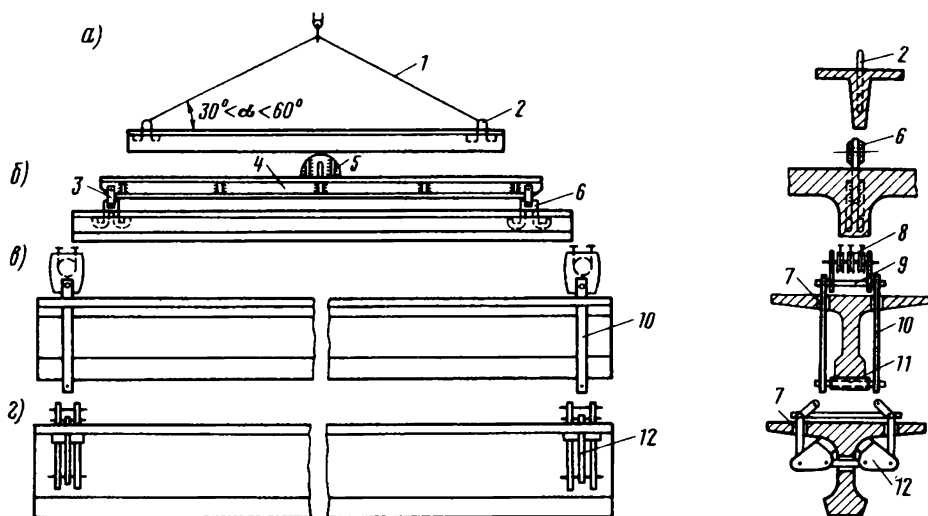


Рис. 192. Виды подвески балок к крюкам кранов:

1 — строп из стального каната; 2 — строповочная петля из круглой стали; 3 — серьга траверсы; 4 — несущая балка; 5 — проушина; 6 — строповочная петля из полосовой стали; 7 — строповочное отверстие в плите балки; 8 — блоки грузового полиспаста крана; 9 — шарнирная ось; 10 — тяги; 11 — нижняя ось; 12 — секторный захват для подъема двутавровых балок

щие из комплекта прокатных уголков (рис. 193, а), двутавровых балок, фасонек (рис. 193, б) и планок, соединяемых на болтах. Из УИК-М можно собирать опоры и пролетные строения подмостей и эстакад высоких (194, а) и низких (194, б), а также порталные краны (рис. 194, в), мачты кабельных кранов и другие вспомогательные сооружения и оборудования для постройки мостов. В основе геометрической схемы этих конструкций лежит модуль 2,0 м, определяющий высоту и длину панелей, а также расстояние между осями ферм, образуемых из элементов УИК-М.

На глубокой воде, когда приходится работать с плавучих средств, применяют инвентарные понтоны марки КС (рис. 194, г), из которых собирают плашкоуты и паромы для перевозки строительных грузов, временные наплавные мосты, плавучие опоры для перевозки пролетных строений, основания плавучих кранов и т. п.

Инвентарный понтон КС представляет собой металлическую сварную коробку со стандартными наружными размерами $7,2 \times 3,6 \times 1,8$ м, имеющую жесткий стальной каркас, со всех сторон закрытый листовой обшивкой толщиной 4 мм.

Понтоны соединяют между собой при помощи болтов и накладок через бортовые уголки. Герметичность понтонов и возможность соединения их между собой любыми сторонами позволяют создавать плашкоуты различной формы. Понтон может нести сосредоточенную нагрузку до 25 Т или равномерно распределенную до $7,5 \text{ Т/м}^2$.

Рис. 193. Элементы инвентарной конструкции

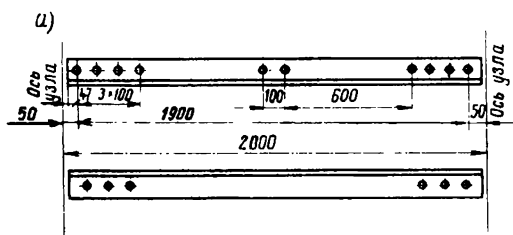
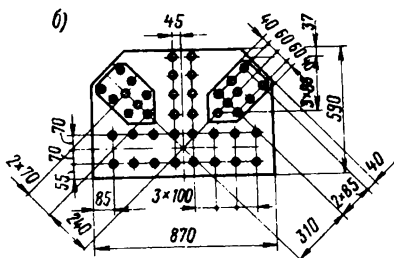
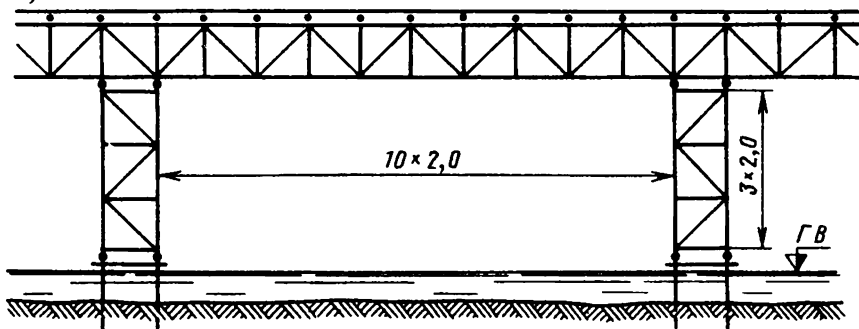


Рис. 194. Схемы вспомогательных устройств и сооружений из инвентарного оборудования:

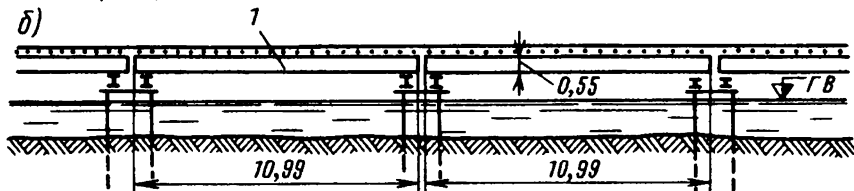
1 — элемент УИК-М из двутавровой балки; 2 — плашкоут из понтонов КС



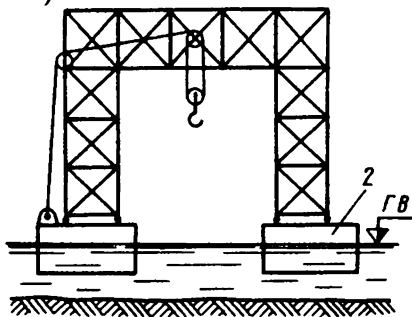
а)



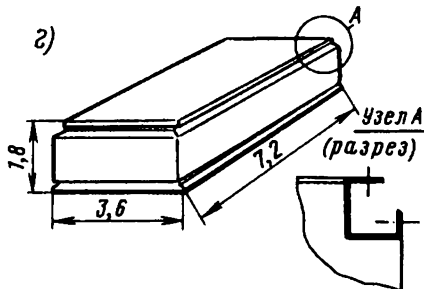
б)



в)



2)



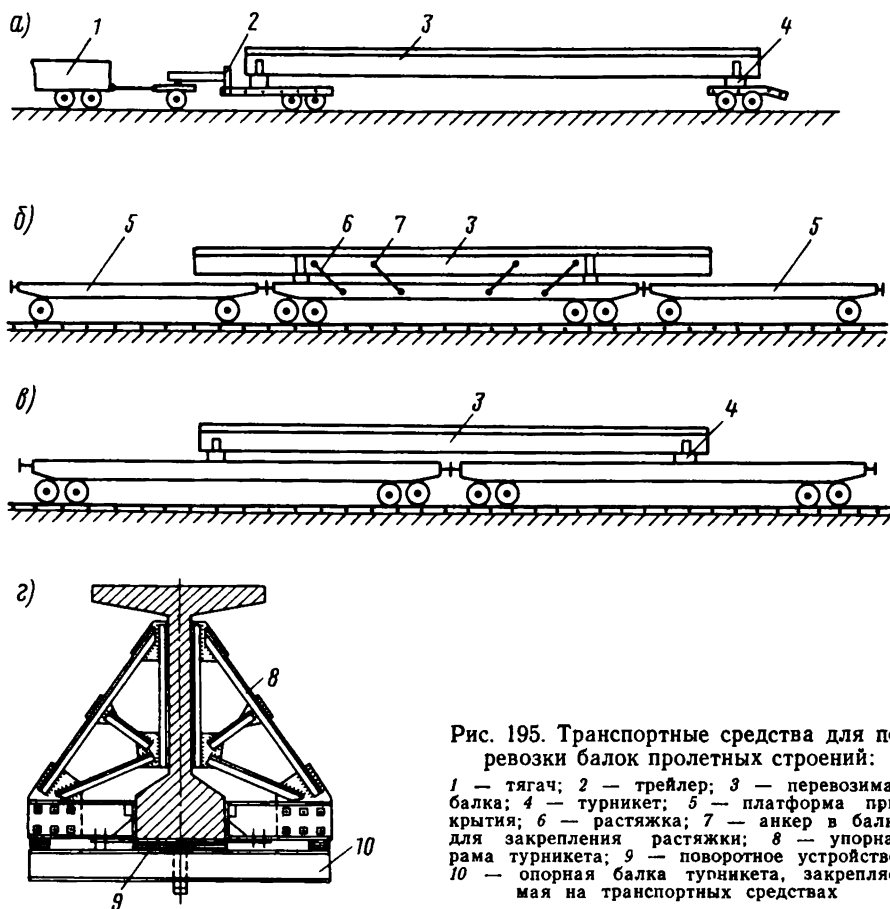


Рис. 195. Транспортные средства для перевозки балок пролетных строений:

1 — тягач; 2 — трейлер; 3 — перевозимая балка; 4 — турникет; 5 — платформа прикрытия; 6 — растяжка; 7 — анкер в балке для закрепления растяжки; 8 — упорная рама турникета; 9 — поворотное устройство; 10 — опорная балка турникета, закрепляемая на транспортных средствах

Перевозка элементов. Перевозят элементы сборных железобетонных мостов и других искусственных сооружений на автомобилях, прицепах-тяжеловозах (трейлерах), буксируемых тягачами или тракторами и другими видами транспортных средств (см. § 77).

Для того чтобы в перевозимых деталях на поворотах не возникали усилия в горизонтальной плоскости, концы деталей опирают на поворачивающиеся устройства — турникеты (рис. 195, г), установленные на транспортные средства. Турникеты применяют как при перевозках по железной дороге (рис. 195, в), так и по автомобильной (рис. 195, а). При перевозках по железной дороге требуется соблюдать установленные габариты.

Если длина перевозимого элемента больше длины загружаемой платформы, то с каждого конца ее должны находиться платформы прикрытия (рис. 195, б).

При перевозке конструкций необходимо обеспечивать их устойчивость как в поперечном, так и в продольном направлениях.

Сечения всех элементов, закрепляющих конструкции на транспортных средствах, определяют расчетом на прочность с учетом ветровых, динамических и инерционных нагрузок, возникающих при перевозках. В качестве креплений применяют тросовые и проволочные растяжки, специальные металлические рамы и деревянные подкосы.

Автомобилями лучше всего перевозить элементы непосредственно к монтажному крану без промежуточных перегрузок. Если это по каким-либо причинам невозможно, то перевозку с промежуточного склада обычно организуют на тележках по рельсовым путям.

§ 105. УКРУПНИТЕЛЬНАЯ СБОРКА ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИЙ

Если размеры и вес монтажных элементов превышают возможности транспортных средств для перевозки с завода на место сборки, то элементы делают составными. В этом случае процесс изготовления монтажных элементов разбивается на два этапа: изготовление на заводе отдельных мелких транспортабельных блоков и укрупнительная сборка их (рис. 196, а) на месте строительства.

Балки собирают на стендах (рис. 196, б). Стенд представляет собой спланированную площадку, на которой расположены бетонные фундаменты, по одному под каждым стыком объединяемых блоков.

При незначительных объемах работ и малом весе элемента (блока) возможно устройство стенда из брусчатых клеток, уложенных на выравнивающий слой грунта.

При укрупнительной сборке конструкций из ненапрягаемого железобетона вслед за выкладкой блоков на стенде и выверкой сваривают стальные закладные части или выпуски арматуры и затем бетонируют промежутки между торцами смежных блоков.

Укрупнительная сборка предварительно напряженных конструкций заключается в выкладке блоков на стенде, выверке их положения, установке и натяжении пучков напрягаемой арматуры, заделке швов между блоками и инъектировании каналов. При натяжении пучков возможно продольное перемещение укрупняемого элемента, поэтому при сборке тяжелых элементов (например, балок пролетных строений длиной 42 м) на верх фундаментов укладывают катковые опоры или подушки из синтетического материала, имеющего малый коэффициент трения (например, фторопласт).

В зависимости от конструкции элементов швы между блоками могут быть мокрыми, т. е. с укладкой между торцами смежных блоков раствора или бетонной смеси, или сухими, без укладки раствора или бетона. В последнем случае блоки должны быть изготовлены в жестких опалубках — матрицах с рифлеными торцо-

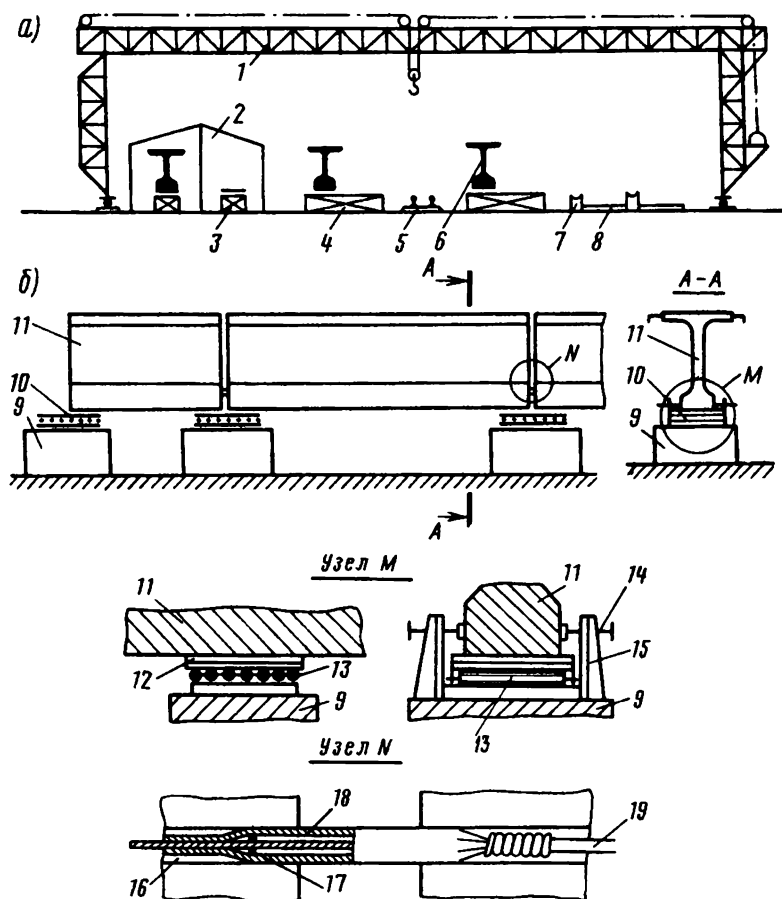


Рис. 196. Расположение элементов на площадке для укрупнительной сборки балок:

1 — порталный кран; 2 — разборный (съемный) тепляк; 3 — сборочные стенды; 4 — склад блоков балок; 5 — железнодорожный путь; 6 — готовая балка; 7 — склад пучков напрягаемой арматуры; 8 — плаз заготовки пучков; 9 — бетонный фундамент стенда; 10 — катковая опора; 11 — укрупняемая балка; 12 — листовые прокладки катковой опоры; 13 — стальной каток; 14 — прижимной регулировочный винт; 15 — кронштейн; 16 — канал в балке; 17 — кольцо из проволоки, приваренное к арматурному стержню; 18 — резиноканевый рукав; 19 — арматурный стержень

выми плитами или в единой опалубке с последующим бетонированием в торце (см. § 107).

В последнее время большое распространение получили клеевые стыки, для устройства которых стыкуемые поверхности блоков предварительно покрывают слоем полимерного клея, основанного на эпоксидной смоле. Полимерные клеи водостойки, достаточно долговечны, обладают высокой прочностью и хорошо связывают соединяемые бетонные поверхности. По прочности такие склеенные элементы мало отличаются от монолитных.

В предварительно напряженных конструкциях для предохранения каналов от попадания материала заполнения шва и для образования каналов по длине швов в тонких и толстых стыках устанавливают каналообразователи, для которых используют резиновые и резинотканевые рукава, стальные трубы, круглые резиновые шайбы и пр. (см. узел *N* на рис. 196, б).

После приобретения материалом заполнения швов проектной прочности и натяжения арматурных пучков каналы заполняют цементным раствором — инъецируют.

Инъецирование — одна из важнейших операций при укрупнительной сборке, от качества которой в значительной степени зависит долговечность сооружения. Нагнетаемый в каналы раствор должен плотно заполнить в нем и в пучке все пустоты, защитить арматуру от коррозии и связать ее с бетоном конструкции. Для этого раствор должен обладать достаточной подвижностью. Его готовят из портландцемента марки не ниже 500 в установках, состоящих из смесительного бака, бака для хранения раствора и насоса для инъецирования. При температурах воздуха до минус 10°С инъецировать можно с электропрогревом элемента.

§ 106. МОНТАЖ СБОРНЫХ ОПОР

Если опора будет расположена на сухом месте, для устройства подхода к месту монтажа планируют (разравнивают) грунт. При слабом грунте, не обладающем достаточной несущей способностью для прохода кранов и груженых автомобилей, устраивают лежневое или гравийное покрытие. Если опора будет расположена в воде, но близко от берега, то для монтажа устраивают искусственный полуостровок или подмости. При быстром течении воды полуостровок следует оградить. При необходимости монтировать опоры далеко от берега устраивают подмости и рабочие мосты, по которым к опоре сможет подойти кран.

Для монтажа опор в большинстве случаев применяют самоходные стреловые краны на пневмоколесном или гусеничном ходу. Их грузоподъемность и длину стрелы выбирают в зависимости от веса монтируемых элементов и от высоты опоры. При большой глубине воды (более 3—4 м) часто применяют плавучие краны, смонтированные на понтонах или баржах. В тех случаях, когда пролетные строения моста собирают козловым краном, тот же кран целесообразно использовать и для постройки опор. С его помощью можно погружать сваи и оболочки, а также монтировать фундаменты и опоры.

Монтаж свайных опор заключается в установке на головы свай блоков насадок с последующим омоноличиванием насадок 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.

Если каркас не применялся, то после забивки свай необходимо собрать и закрепить на сваях инвентарные подмости. Подмости представляют собой брусья, попарно охватывающие сваи. Через каждую пару брусьев пропущены стяжные болты. По брусьям уложен настил из досок толщиной 4 см. Подмости собирают на земле с незатянутыми болтами, поднимают краном на уровень верха свай и с приставных лестниц затягивают болты для закрепления подмостей на сваях.

Головы свай после забивки оказываются на разных уровнях, поэтому перед монтажом насадок срубают бетон в верхней части свай, применяя для этой цели пневматические отбойные молотки или бетоноломы. Лишнюю часть арматуры, обнаженную при срубке бетона, срезают автогенном. Оставшуюся часть очищают и выправляют так, чтобы обеспечить беспрепятственную установку насадки и хорошую ее связь со сваями.

Перед установкой насадок проверяют вертикальность свай и соответствие расстояний между осями свай и осями гнезд в насадках; при необходимости сваи выправляют.

Насадки устанавливают обычно автомобильными кранами, подавая на место установки поворотом стрелы. Правильность положения устанавливаемого блока выверяют, поддерживая его краном. При необходимости блок смешают ломиками или оттяжками с одновременными пробными опусканиями на место до совпадения всех установочных рисков, нанесенных на гранях свай и на блоке насадки. Положение верха насадки контролируют нивелировкой и регулируют подбивкой клиньев под насадку. Если насадка состоит из нескольких блоков, в их стыках устанавливают инвентарную опалубку.

После сварки арматурных выпусков бетонируют стык и места сопряжения гнезд насадок со сваями. Опалубку снимают после достижения бетоном 70% проектной прочности.

Монтаж стоечных опор включает технологические операции: установку стоек в гнезда (рис. 197, в) в фундаментах опоры или в подколонники (рис. 197, г), закрепляемые на верхнем обрезе фундамента; установку блоков ригелей; омоноличивание всей конструкции.

Монтаж подколонников наиболее целесообразен непосредственно с транспортных средств без промежуточной выгрузки у сооружаемой опоры. Подколонники устанавливают на цементный раствор сразу же в проектное положение, фиксируемое штырями, закладываемыми в фундамент и предназначенными для закрепления подколонника.

Стойки и колонны сначала выгружают у опоры, а затем устанавливают на место, так как перевод стоек в вертикальное положение непосредственно с транспортных средств затруднителен. Установив стойки или колонны в гнезда фундамента или в подколонники, их временно раскрепляют деревянными клиньями (см.

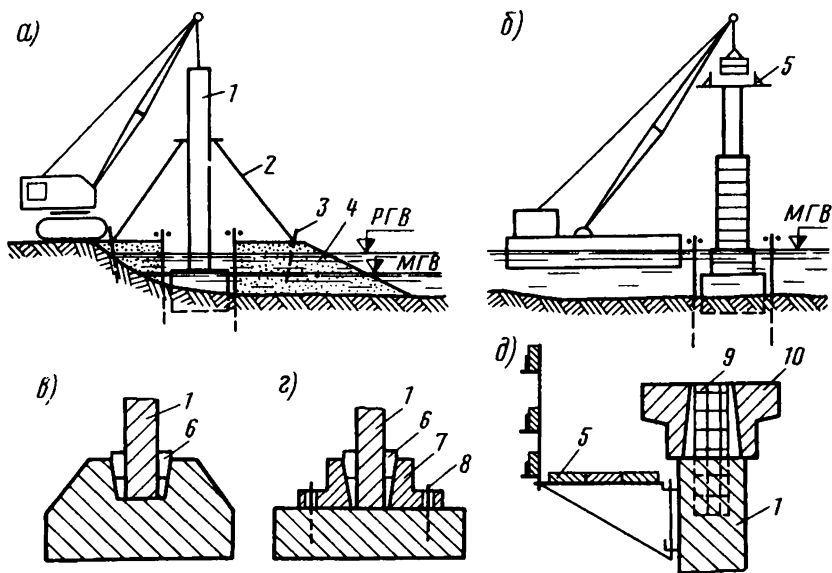


Рис. 197. Схемы монтажа опор и детали установки стоек и ригеля:
 1 — стойка (блок стенки) опоры; 2 — расчалка; 3 — анкерная свайка; 4 — полуостровок;
 5 — подмости; 6 — клинья; 7 — подколонник; 8 — анкер, закрепляющий подколонник на фундаменте; 9 — арматурный каркас, выпущенный из стойки (блока стенки); 10 — ригель опоры

рис. 197, в, г). Если высота стоек превышает 8—10 м, то их надо расчаливать (рис. 197, а). Расчалки облегчают выверку вертикальности стоек. Иногда в нижней части стоек (колонн) и на верхнем обрезе фундаментов устраивают стальные закладные части. Тогда стойки закрепляют и окончательно замоноличивают сваркой этих частей. Сваренные металлические поверхности должны быть в последующем закрыты слоем бетона для предохранения от ржавления.

Опоры-стенки, состоящие из вертикальных плит, устанавливаемых вплотную друг к другу и объединяемых общим ригелем, монтируют аналогично стоечным опорам.

При монтаже опор мостов больших пролетов из бетонных или железобетонных блоков поверхность фундамента и укладываемые блоки тщательно очищают от грязи и обильно смачивают водой. На фундаменте заранее размечают оси элемента, соответствующие осям опоры, заранее размечают и боковые грани монтируемых блоков. Блок должен быть установлен сразу правильно по высоте и плотно посажен по всей постели на раствор. Толщину слоя раствора фиксируют специальными стальными или бетонными прокладками. Дополнительная подливка раствора под блок не допускается. После укладки трех-четырех блоков выверяют их высоту нивелировкой; обнаруженные отклонения от про-

екта исправляют увеличением или уменьшением толщины последующих швов.

Ригели опор мостов с большими пролетами могут весить до 35 Т. Для установки таких тяжелых деталей применяют козловые или порталные краны соответствующей грузоподъемности, а на водотоках — плавучие краны (рис. 197, б). Если ригель расчленен на несколько блоков, то для их установки можно воспользоваться менее мощными кранами. После установки на опору блоки ригеля объединяют предварительно напрягаемой арматурой или электросваркой закладных частей и выпусков ненапрягаемой арматуры. Установка ригелей связана с пребыванием на высоте монтажников, занятых на этой операции, поэтому верх опоры обстраивают подмостями (рис. 197, д).

§ 107. МОНТАЖ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

На выбор наиболее рационального метода монтажа влияют: конструктивные особенности сооружений; веса и габаритные размеры монтируемых элементов; местные условия (ширина и глубина реки, грунт русла, режим реки, рельеф местности, условия суходождства и др.); время года и заданные сроки строительства; производственные возможности строительной организации.

Монтаж балочных разрезных пролетных строений. Для монтажа балочных разрезных пролетных строений применяют:

- 1) самоходные стреловые краны, перемещающиеся по земле или по рабочим мостам;
- 2) самоходные стреловые краны, перемещающиеся по последовательно устанавливаемым элементам конструкции;
- 3) порталные или козловые краны, пути для которых укладывают на земле или на временных эстакадах;
- 4) специальные мостостроительные краны и агрегаты;
- 5) средства малой механизации (тележки, лебедки, домкраты) для надвигки балок в пролеты по подмостям.

Самоходными стреловыми кранами, перемещающимися непосредственно по земле, удобно собирать пойменные участки мостов, а также мосты на суходолах и путепроводы. В этом случае заблаговременно завозят на строительство все или большую часть элементов и разгружают их на рабочих складах (рис. 198). Расположение рабочих складов желательно назначать так, чтобы можно было подавать балки в пролет поворотом стрелы крана. При этом кран последовательно устанавливает балки, перемещаясь поперек оси моста (рис. 199, а). Если транспортирование сборных конструкций на строительную площадку организовано в темпе, обеспечивающем работу крана без простоев, то можно монтировать конструкции «с колес» без устройства рабочих складов.

При постройке многопролетных мостов на суходолах и путепроводов с небольшими пролетами один и тот же стреловой самоходный кран может быть использован как для постройки опор, так и

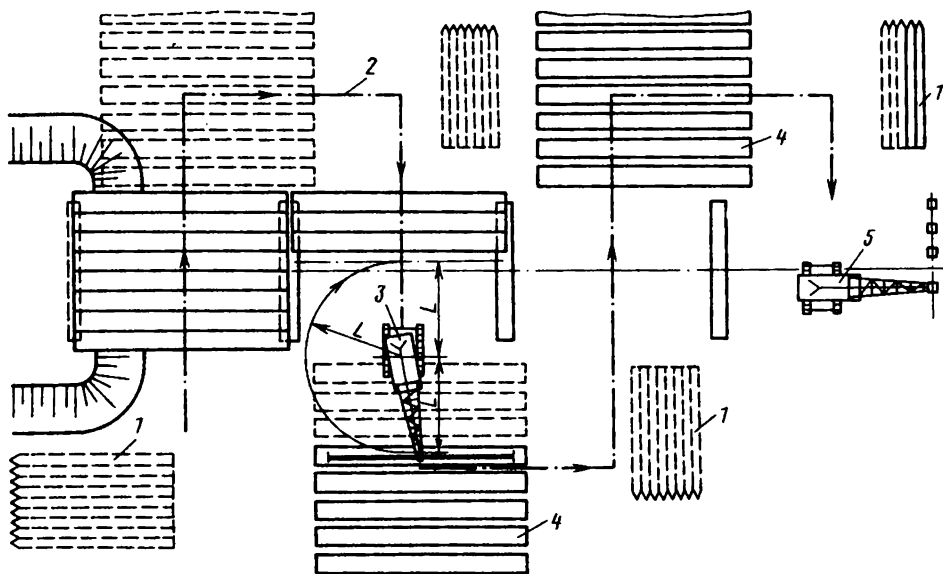


Рис. 198. Схема монтажа моста на суходоле самоходным стреловым краном:

1 — склад свай и блоков насадок; 2 — путь перемещения монтажного крана; 3 — монтажный стреловой кран на гусеничном ходу; 4 — склад балок пролетного строения; 5 — кран-копер для забивки свай; L — рабочий вылет стрелы монтажного крана

для сборки пролетных строений. В этом случае для забивки свай кран оборудуют направляющими стрелами, которые при монтаже пролетных строений убирают. Стреловые самоходные краны могут быть на пневмоколесном или гусеничном ходу; применяют также прицепные тракторные краны. Требуемая грузоподъемность крана определяется весом наиболее тяжелого элемента сооружения (обычно балки пролетного строения), а длина стрелы — высотой моста.

Грунт в местах перемещения крана должен быть хорошо спланирован и уплотнен. Допускаемое давление на грунт должно быть не менее 5 кг/см^2 для кранов на пневмоколесном ходу и 2 кг/см^2 — для кранов на гусеничном ходу.

При недостаточной несущей способности грунта, например на заболоченных поймах и в пролетах над руслом реки, монтаж значительно затрудняется. В этом случае приходится устраивать рабочий мост для передвижения монтажного крана и транспортных средств с элементами пролетных строений. Устройство таких рабочих мостов обычно связано с необходимостью забивки свай, что замедляет темп работ и требует значительных дополнительных затрат.

Стреловыми кранами, перемещающимися поперек оси сооружения непосредственно по земле или по рабочим мостам, обычно монтируют пролетные строения с длиной балок до 15—18 м. При постройке сборных железобетонных путепроводов через железно-

дорожные пути можно использовать для монтажа железнодорожных краны, имеющие большую грузоподъемность.

Если вес устанавливаемой балки не превышает 50% паспортной грузоподъемности крана при необходимом вылете стрелы, то кран может перемещаться вместе с грузом.

Самоходными стреловыми кранами, перемещающимися по установленным конструкциям, собирают пролетные строения пролетом до 17 м при весе балок не более 15 Т. Кран в этом случае устанавливает впереди себя балки пролетных строений (а иногда и опор), а затем перемещается на только что собранную конструкцию для монтажа следующего пролета (рис. 199, б). При этом способе кран должен работать с большим вылетом стрелы и, следовательно, обладать значительной грузоподъемностью. Вес крана также бывает значителен, поэтому балки пролетного строения должны быть проверены на давление от крана в монтажных условиях.

Если кран на гусеничном ходу, то поверхность бетона балок надо защищать от повреждения укладкой деревянных щитов или брусчатых пакетов.

При достаточной ширине проезжей части моста балки подают непосредственно к крану на автомобилях с прицепами или на трейлерах. При узких мостах возможна подача балок на вагонетках по рельсовым путям с предварительной перегрузкой на подходе. Для работ по перегрузке может быть использован основной монтажный кран.

При большой длине моста, а также когда балки завозят на строительную площадку заблаговременно или при сжатых сроках работы, для перегрузки целесообразно иметь еще один кран.

Портальными или козловыми кранами, перемещаемыми по земле или по временным эстакадам, чаще всего монтируют многопролетные мосты на суходолах и неглубоких реках, а также путепроводы. Кроме того, порталные краны используют для монтажа мостов с большими пролетами. Вес балок при монтаже их порталными кранами может достигать 200 Т.

Для сборки железобетонных мостов применяют порталные краны, выпускаемые промышленностью и называемые козловыми, а также краны из инвентарных стальных конструкций, собираемые силами строительства.

Легкие блоки устанавливают на место одним краном, а более тяжелые и длинномерные двумя кранами, поднимающими блок одновременно за оба конца.

Рис. 199. Схемы установки балок пролетных строений на опоры:

1 — балка, установленная в проектное положение; 2 — устанавливаемая балка; 3 — рабочий склад балок; 4 — монтажный кран; 5 — рельсовый путь; 6 — балка, перемещаемая по эстакаде в продольном направлении; 7 — балки смонтированного пролета; 8 — направления перемещения балок; 9 — продольная эстакада из двутавровых балок; 10 — пирс из элементов УИК-М для поперечного перемещения балок; 11 — балка, перемещаемая в поперечном направлении; 12 — продольная эстакада из элементов УИК-М; L — рабочий вылет стрелы крана

При пользовании порталными кранами (рис. 199, в) вдоль строящегося моста устраивают рельсовые пути, укладывая их в пределах поймы на грунте, а в русле — на низких подмостях — эстакадах. Портальные краны могут перемещать балки как вдоль, так и поперек моста; они удобны и надежны в работе. Элементы подвозят к крану по узкоколейным путям, уложенным на эстакаде, или же первые балки каждого пролета подают по ранее собранной конструкции и затем доставляют в пролет непосредственно порталными кранами.

Остальные балки доставляют под кран по первым уложенным балкам.

Специальные мостостроительные краны и агрегаты применяют для установки тяжелых балок на опоры моста без устройства в пролете подмостей или вспомогательных опор. В большинстве случаев такие краны состоят из легкой металлической конструкции, по которой балки подают в монтируемый пролет, и из механизмов, которыми балки перемещают в горизонтальном и вертикальном направлениях.

В последнее время для установки на опоры балок длиной до 22 м при весе до 24 Т широко применяют монтажный агрегат, называемый АМК-20-Г7 (рис. 200, а). В состав этого агрегата входит монтажный мост 5 и два самоходных козловых крана 2 грузоподъемностью по 12 Т каждый. На фермах монтажного моста закреплены рельсы 4, концы которых стыкуют с проложенными на насыпи подхода рельсами 1, идущими к месту разгрузки балок пролетных строений. Для облегчения въезда козловых кранов (см. рис. 200, а) задняя часть монтажного моста выполнена в виде аппарата 3 с уклоном около 6%. С таким же уклоном в случае необходимости может быть отсыпан подход к сооружаемому мосту. При помощи спаренно работающих козловых кранов 2 балку 6 снимают с транспортных средств или берут на рабочем складе, перевозят ее по подходу, а затем по монтажному мосту 5 в пролет, где и устанавливают на опоры. В поперечном направлении балки перемещают грузовыми тележками козловых кранов, а в вертикальном — их полиспастами.

После сборки первого пролета монтажный мост передвигают в следующий.

Агрегатом АМК-20-Г7 можно собирать пролетные строения шириной до 8 м.

Более широкие мосты требуют демонтажа и перестановки крана в поперечном направлении.

Для установки более мощных балок применяют консольно-шлюзовые краны. Довольно употребительны краны ГП-2×30 (рис. 200, б), применяемые для установки балок длиной до 33 м и весом до 60 Т. Краны этого типа состоят из двухпролетной неразрезной фермы 13, треугольного сечения с пролетами 22,5 и 37,5 м. Ферма опирается при передвижении крана на рамы 10 и 11, а в рабочем положении еще и на раму 14. Задняя рама 10 установлена на ведомую ходовую одноосную тележку, а средняя рама 11 — на

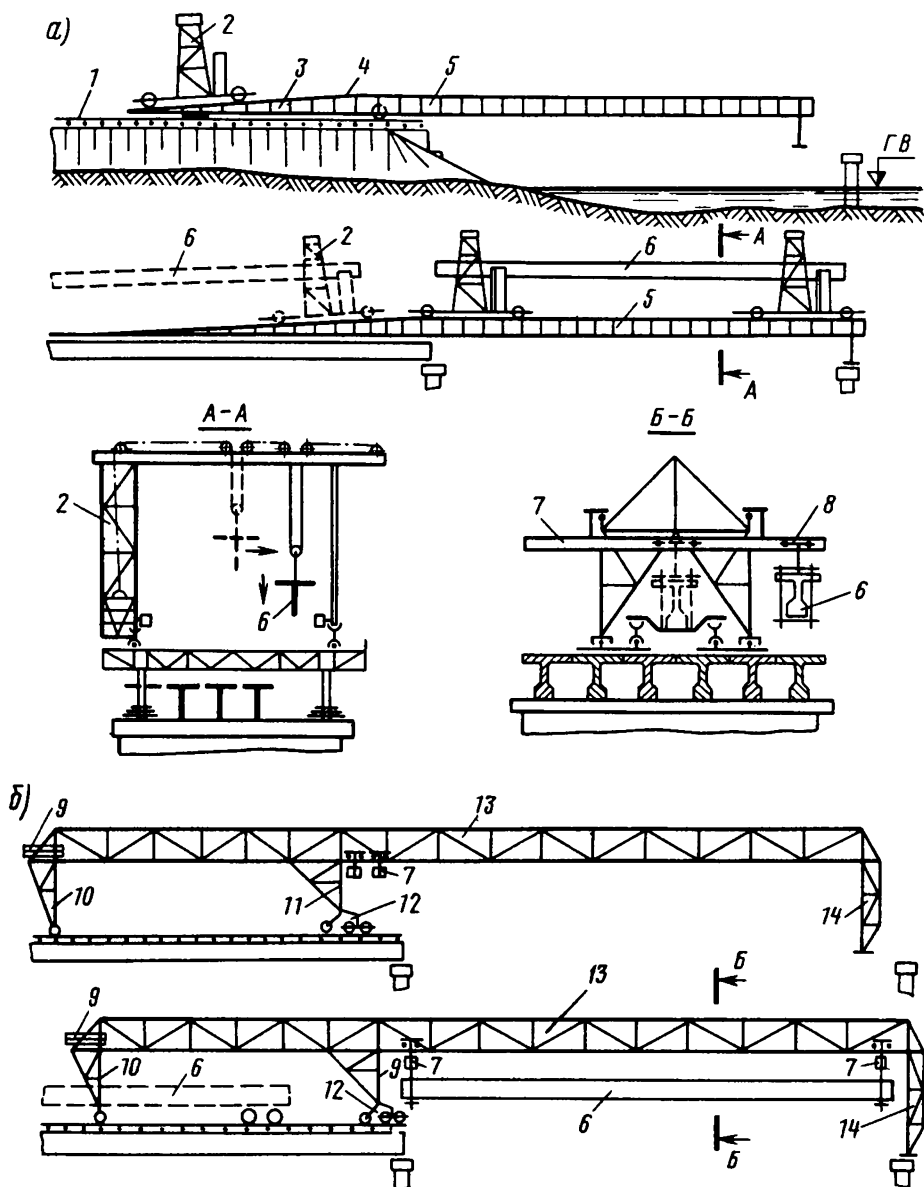


Рис. 200. Схемы установки на опоры балок пролетных строений агрегатом АМК-20-Г7 и краном ГП-2 × 30

приводную трехосную тележку 12, снабженную редукторной лебедкой и электромотором. Передняя рама 14 заканчивается винтовыми домкратами, предназначенными для создания плотного опирания на опору моста. Для продольного перемещения балок в пределах крана («шлюзования» балок) имеются две двухконсольные каретки

ки 7. По ним перемещаются грузовые тележки 8 с полиспастами. Грузовые тележки служат для поперечного и вертикального перемещения устанавливаемых балок. Для придания крану устойчивости во время передвижки из пролета в пролет имеется противовес 9 из железобетонных элементов

Монтаж начинают с установки крана в рабочее положение. Кран, собранный на подходе, по рельсовым путям своим ходом передвигается в пролет (см. рис. 200, б) так, чтобы его передняя рама 14 приходилась над дальней опорой монтируемого пролетного строения.

Опущенная затем на подферменник опора крана не должна мешать установке балок пролетного строения на опорные части. Балку, подлежащую установке, подвозят к хвостовой части крана. Ближайший к крану конец балки закрепляют на полиспасте первой грузовой тележки и снимают с транспортной вагонетки. Затем балку перемещают в пролет до тех пор, пока задний конец ее не окажется под второй грузовой тележкой, к полиспасту которой его и прикрепляют.

После этого балку продолжают перемещать грузовыми тележками в пролет. Затем балку перемещают в поперечном направлении и опускают на свои опорные части

Для установки балок следующего пролета кран перемещают в новое рабочее положение

При сооружении широких мостов работы осложняются, приходится делать несколько проходов крана вдоль всего моста с переносом рельсовых путей.

Монтаж пролетных строений кранами, перемещающимися по установленным конструкциям, а также специальными мостостроительными кранами и агрегатами, не зависит от местных условий и может быть осуществлен в любое время года.

Надвижка балок в пролет по подмостям возможна различными способами. Обычно для надвижки балок необходимо устройство пути, располагаемого на легких подмостях эстакадного типа.

Подмости желательно устраивать из инвентарных металлических конструкций.

Для надвижки балок накаточную эстакаду удобно располагать вдоль моста (рис. 199, з) так, чтобы накаточный путь находился в уровне верха опор. Балки пролетного строения устанавливают на тележки и перемещают вдоль моста при помощи лебедок или других средств в пролет. Затем путем поперечной передвижки балки устанавливают на свое место в пролете. При этом балки передвигают на других тележках или на салазках по рельсам, уложенным на ригеле опоры, или по вспомогательным подмостям, установленным вдоль опоры.

Для ускорения процесса надвижки могут быть применены поворотные тележки, приспособленные для изменения направления движения на 90°

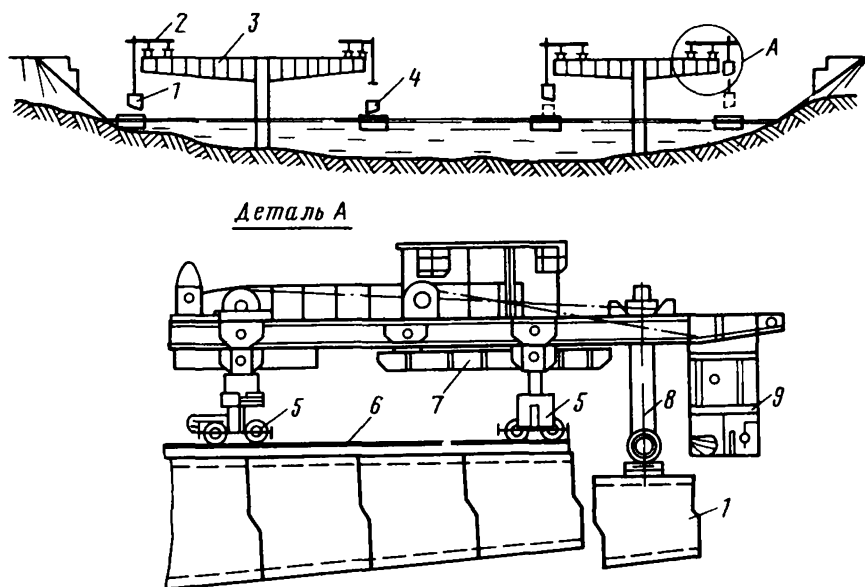


Рис. 201. Схема навесной уравнишенной сборки пролетного строения:

1 — монтируемый блок; 2 — монтажный кран; 3 — собранная часть пролетного строения; 4 — блок пролетного строения на плашкоуте; 5 — ходовая тележка крана СПК-65; 6 — рельсовый путь; 7 — поворотный круг; 8 — грузовой полиспаст; 9 — подвесные подмости для монтажников

Монтаж пролетных строений больших мостов. Пролетные строения больших мостов монтируют способом навесной сборки, продольной надвижкой или установкой на плаву.

Навесную сборку пролетных строений применяют при постройке железобетонных мостов больших пролетов (60 м и более) консольной, рамно-подвесной и неразрезной систем. При навесной сборке пролетное строение возводят из готовых блоков, последовательно устанавливаемых без подмостей. Обычно сборку ведут от опоры в обе стороны одновременно (рис. 201) и такой способ называют уравнишенной навесной сборкой.

При навесной сборке очень важно, чтобы стыкуемые поверхности устанавливаемых блоков хорошо прилегали друг к другу. Это может быть достигнуто бетонированием целой консоли пролетного строения в одной опалубке, перегородженной на отсеки. Вначале бетонируют каждый нечетный по порядку блок, а после затвердения бетона — четные.

Тогда поперечной опалубкой для последних служат торцы ранее забетонированных блоков.

В последнее время для изготовления блоков пролетного строения стали применять жесткие металлические опалубки длиной, равной размеру блока.

Один торцовый щит такой опалубки инвентарный (стальной), а вместо другого торцового щита служит торец блока, ранее изготовленного в этой опалубке. Все щиты опалубки имеют двойные стенки, между которыми пропускают пар, благодаря чему сокращаются сроки твердения бетона.

Для обеспечения точного проектного положения устанавливаемых элементов к блокам при бетонировании прикрепляют металлические фиксаторы.

Во время сборки фиксаторы устанавливаемого блока соединяют болтами с фиксаторами ранее поставленного блока, закрепляя его тем самым в правильном положении.

Для облегчения фиксации правильного положения удобны уступы в блоках (см. рис. 201).

Монтажные краны могут быть расположены на смонтированной части пролетного строения, на грунте в пределах поймы, на плавучих средствах в пределах русла. В первом случае целесообразно применять консольные или шевр-краны с возможно меньшим собственным весом; при сборке с грунта пользуются стреловым самоходным краном, а при работе в русле реки кран устанавливают на плашкоуты из понтонов или на баржи.

Из консольных кранов более всего соответствует технологии навесного монтажа кран СПК-65 (см. рис. 198, узел А), имеющий поворотную консольную стрелу. Собирать пролетное строение можно одним или двумя такими кранами. Когда применяют один кран, его челночными движениями попеременно перемещают то на одну, то на другую консоль монтируемой конструкции, используя возможность поворота стрелы. Два крана работают одновременно на двух консолях.

В последнее время балочно-неразрезные пролетные строения с пролетами 42 м и более стали устанавливать в пролет *продольной* надвигкой (рис. 202). Для этого пролетные строения предварительно собирают из блоков на берегу на специальной площадке, устроенной по оси моста, пользуясь козловым (портальным) или стреловым краном. По мере сборки конструкцию надвигают в пролет с помощью закрепленных в горизонтальном положении гидравлических домкратов с большим ходом поршня (до 1120 мм).

В пределах площадки пролетное строение перемещают на стальных салазках по рельсам, смазанным смесью солидола с графитом, а на опорах моста — по фторопластовой пластине, уложенной в стальную обойму. Для этого под низ пролетного строения подкладывают отшлифованный и отполированный стальной хромированный лист толщиной 12 мм, скользящий по фторопластовой пластине.

Напрягаемые пучки из высокопрочной проволоки, которыми объединяют блоки пролетного строения, устанавливают так, чтобы их можно было перемещать в соответствии с изменяющейся эпюрой усилий в надвигаемой конструкции.

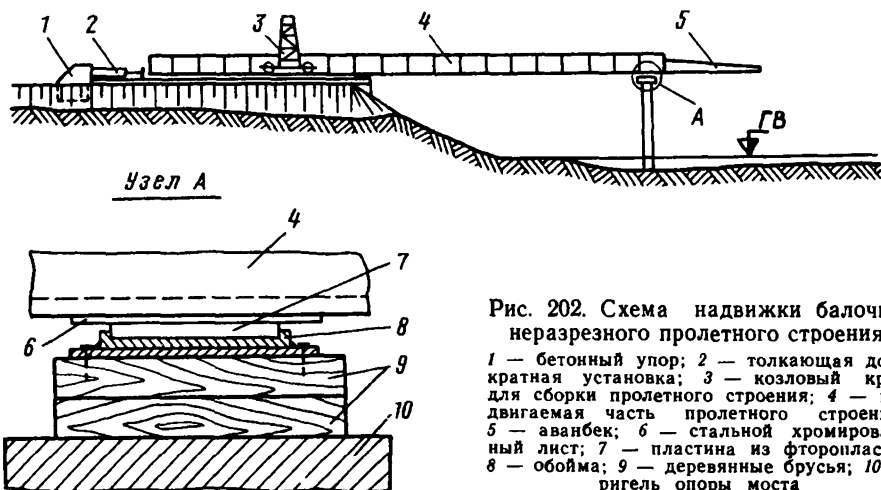


Рис. 202. Схема надвигки балочно-неразрезного пролетного строения:

1 — бетонный упор; 2 — толкающая домкратная установка; 3 — козловый кран для сборки пролетного строения; 4 — надвигаемая часть пролетного строения; 5 — аванбек; 6 — стальной хромированный лист; 7 — пластина из фторопласта; 8 — обойма; 9 — деревянные брусья; 10 — ригель опоры моста

Установку пролетных строений на плаву применяют при постройке многопролетных мостов через водохранилища, озера и широкие судоходные реки, когда железобетонные пролетные строения целесообразно собирать на берегу и доставлять крупными блоками или в готовом виде на плавучих опорах в пролеты (рис. 203). В этом случае пролетные строения собирают одновременно с постройкой опор, чем достигается большой выигрыш во времени. Перевозить по воде собранные на берегу конструкции можно в проектном их уровне.

Тогда плавучую опору устраивают соответствующей высоты, а сборку на берегу ведут на подмостях.

Можно изготовлять и перевозить пролетные строения и в низком уровне с последующим подъемом их специальными подъемниками.

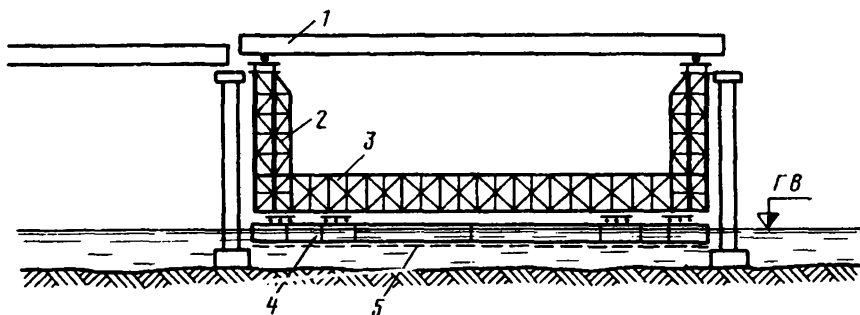


Рис. 203. Схема установки пролетных строений на плаву:

1 — устанавливаемая балка; 2 — обстройка из элементов УИК-М; 3 — распределительная ферма; 4 — плашкоут из понтонов КС; 5 — контур низа плашкоута после заполнения балластом

Плавучие опоры для перевозки пролетного строения в высоком и низком уровнях состоят из плашкоутов или барж и обстроек на них. Для устройства плашкоутов удобно применять универсальные понтоны марки КС.

Обстройка плавучих опор состоит из продольных ферм, распределяющих нагрузку на плашкоуты или на баржу, надстройки на этих фермах и клеток на которые непосредственно опирают пролетное строение.

Лучше всего делать обстройку из инвентарных деталей (например, УИК-М).

На берегу пролетные строения собирают на подмостях. Для погрузки на плавучие опоры собранные конструкции выкатывают с подмостей по пирсам, которые так же, как и подмости, обычно устраивают из инвентарных элементов. Чтобы снять с пирсов пролетные строения, под них подводят плавучие опоры, пригруженные балластом (обычно водой). Затем балласт постепенно удаляют, благодаря чему плавучая опора поднимается и снимает с пирсов пролетное строение.

Далее всю плавучую систему буксируют в пролет судами или при помощи тяговых канатов и лебедок.

Пролетное строение устанавливают на опоры моста, снова опускают плавучие опоры заполнением балластом.

Омоноличивание пролетных строений. Омоноличивание пролетных строений заключается в объединении составляющих его балок между собой. Балки объединяют обычно с помощью закладных частей, которые сваривают электросваркой электродами с качественной обмазкой. Бетонные поверхности стыкуемых элементов против повреждения тепловым воздействием электрической дуги защищают асбоцементными листами. После сварки места соединения и зазоры в стыках заполняют цементным тестом, раствором или торкретбетоном.

Технология объединения балок предварительным напряжением аналогична технологии укрупнительной сборки элементов предварительным напряжением.

Для выполнения работ по объединению балок применяют легкие переносные подмости, а над водотоком или при большой высоте моста — передвижные подвесные подмости.

§ 108. УСТРОЙСТВО ГИДРОИЗОЛЯЦИИ И ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ

В состав работ по устройству гидроизоляции и проезжей части входят: установка водоотводных труб; нанесение цементной смазки (выравнивающего слоя); устройство деформационных швов; укладка гидроизоляционных слоев; устройство защитного слоя; установка бордюрных элементов или ограждений.

Водоотводные трубы устанавливают в специальные отверстия плиты проезжей части до устройства смазки. Перед установкой

трубки должны быть тщательно очищены от ржавчины и покрыты битумным лаком.

Цементная смазка служит подготовительным слоем для последующего нанесения гидроизоляции и для выравнивания поверхности бетона собранного пролетного строения. Смазку делают толщиной не менее 2 см из цементного раствора состава 1 : 3. Поверхность смазки выравнивают и выдерживают для отвердения в течение двух дней.

При нанесении смазки цементный раствор подают прямо к месту укладки с заездом автомобилей на плиту пролетного строения. Наносят смазку обычно «на себя».

Устройство гидроизоляции начинают с нанесения грунтовки из двух слоев битумного лака по чистой и сухой поверхности смазки.

После высыхания грунтовки наносят первый слой гидроизоляции из битумной мастики или горячего битума. Битумную мастику наносят при рабочей температуре не ниже $+150^{\circ}\text{C}$ и не выше $+170^{\circ}\text{C}$. Битум разогревают в передвижном битумном котле. Лак и мастику, как правило, наносят из передвижного ручного гидронасоса, а разравнивают щетками. Мастику наносят небольшими участками, чтобы она не остывала до укладки на нее первого слоя гидроизоляционного материала.

Уложенный слой материала разглаживают и прижимают к поверхности шпателем.

Гидроизоляционный материал обычно получают в рулонах. Полотнища рулонного материала соединяют между собой внахлестку с перекрытием на 10—15 см. У водоотводных трубок этот материал загибают внутрь трубки и зажимают стаканом, у тротуарного блока — поднимают вверх и приклеивают к боковой поверхности блока. По первому слою рулонного материала наносят второй слой мастики, а по нему — второй слой рулонного материала. Стыки второго слоя гидроизоляционного материала сдвигают по отношению к стыкам первого слоя на половину ширины полотна.

При укладке гидроизоляции возле водоотводных трубок надо строго соблюдать создание сточных уклонов к водоотводящему отверстию.

В местах сопряжения пролетных строений устраивают деформационные швы. Элементы конструкции, перекрывающей шов, устанавливают до нанесения гидроизоляционных слоев.

Бетонную смесь для защитного слоя подвозят в автомобилях-самосвалах непосредственно к месту укладки. Чтобы не была повреждена гидроизоляция, под колеса автомобиля необходимо укладывать колеиные щиты из досок.

Параллельно с устройством защитного слоя устанавливают бордюрные элементы. Положение бордюрных элементов в плане контролируют теодолитом.

Уплотняют защитный слой целесообразно виброрейкой или площадочными вибраторами. Виброрейки удобнее тем, что могут создать требуемый уклон.

Монтаж мостовых конструкций связан с перемещением тяжелых элементов. Неточная их установка, а также нарушение правил эксплуатации монтажных механизмов, при помощи которых элементы перемещают, могут привести к несчастным случаям. Поэтому монтаж можно начинать только при наличии проекта производства работ, утвержденного главным инженером строительной организации.

Монтажники должны иметь документы, удостоверяющие знание ими безопасных методов работ.

При работе на воде и над водой должна быть организована спасательная станция (спасательный пост), оборудованная необходимыми спасательными средствами. Плавучие установки также должны быть снабжены спасательными средствами, а работающие на воде или над водой монтажники должны иметь спасательные пояса или надувные спасательные жилеты.

При строительстве путепроводов подмосты, люльки, подъемные лебедки необходимо располагать за пределами габарита движения транспорта перекрываемой дороги.

Устойчивость свай и оболочек в начальный период их погружения без копра должна обеспечиваться направляющими каркасами.

Вибропогружатели необходимо оборудовать подвесными инвентарными площадками с настилом шириной не менее 0,8 м для размещения рабочих, присоединяющих наголовник вибропогружателя к оболочке. Непогруженные оболочки, возвышающиеся над рабочим настилом менее чем на 1 м, должны быть закрыты щитами, снимаемыми только на время опускания бурового инструмента, эрлифта и бетонолитной трубы.

Запрещается применять блочную кладку в котлованах, имеющих внутреннее крепление стенок, мешающее укладке блоков.

При натяжении напрягаемой арматуры должны быть приняты меры, обеспечивающие безопасность людей в случае обрыва натягиваемых проволоки или стержней.

Систему подачи раствора для инъектирования каналов необходимо перед эксплуатацией проверить опрессовкой при давлении, превышающем на 20 % рабочее давление.

Всем рабочим, кроме верхолазов, имеющих специальное разрешение прораба или мастера, запрещается подъем и спуск непосредственно по элементам монтируемых конструкций и временных устройств. Монтажники, работающие на высоте, должны иметь предохранительные пояса.

В район монтажа нельзя допускать посторонних лиц, а зона действия кранов должна быть ограждена.

Монтажный кран после приведения его в рабочее состояние должен быть освидетельствован ответственными лицами с составлением акта.

Поднимать и опускать элементы необходимо плавно, не допуская ударов, вращений и раскачивания. Снимать стропы с монтируемого элемента нельзя до закрепления последнего на ранее смонтированной части сооружения. Монтажные краны, перемещаемые по рельсам, необходимо надежно закреплять от самопроизвольного перемещения. Во избежание недопустимых перегрузок монтируемой конструкции места установки крана на ней должны быть определены заранее и намечены яркой несмываемой краской.

В любой момент подъема или опускания конструкций на гидравлических домкратах свободный выход поршня домкрата не должен быть более 2 см.

Процесс сооружения мостов, труб и других искусственных сооружений включает много общестроительных операций и приемов работ, при выполнении которых необходимо выполнять требования по технике безопасности в строительстве, предусмотренные в главе строительных норм и правил СНиП III-A.11-70.

ГЛАВА XXIX

ПОСТРОЙКА МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ, БЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 110. ОСОБЕННОСТИ ПОСТРОЙКИ МОНОЛИТНЫХ И КАМЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

Особенность постройки монолитных мостов и других искусственных сооружений заключается в необходимости выполнять непосредственно на месте основные строительные операции последовательно, одну за другой. К ним относятся: устройство подмостей и опалубки; монтаж арматуры; транспортирование и укладка цементно-бетонной смеси; уход за бетоном, распалубливание и раскружаливание конструкций. Кроме того, также непосредственно на строительной площадке приходится изготавливать арматуру и приготавливать бетонную смесь, если только вблизи от места строительства нет специальных баз или заводов, продукцией которых можно воспользоваться.

Для выполнения всех этих работ на строительной площадке организуют плотничные и арматурные дворы, склады щебня, песка и цемента, а также бетонные заводы.

Чтобы ускорить темпы строительства, улучшить качество работ и уменьшить количество рабочих, производственные операции нужно механизировать и организовать поточно-скоростным методом. Механизация может быть широко применена как при изготовлении и сборке опалубки, так и при работах по изготовлению и монтажу арматуры, а также при бетонировании.

Постройка каменных мостов особенно трудоемка. Она складывается из устройства тяжелых поддерживающих свод временных кон-

струкций (кружал и подмостей), добычи, обработки и транспортирования камня и кладки свода. Все эти работы требуют большой затраты труда и плохо поддаются механизации.

Сложны и дороги работы по возведению монолитных железобетонных, бетонных и каменных мостовых сооружений в зимнее время, когда все сооружение приходится закрывать объемлющими тепляками. Кроме того, бетонную смесь, раствор и камни зимой приходится применять в подогретом виде, что также осложняет строительные работы.

§ 111. ВОЗВЕДЕНИЕ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СООРУЖЕНИЙ

Устройство подмостей и опалубки. При возведении монолитных сооружений подмости служат для поддержания опалубки и бетонной смеси, поэтому они нужны до того момента, пока уложенный бетон не приобретет надлежащей прочности. Для возведения мостов и путепроводов малых пролетов подмости и опалубку в большинстве случаев делают деревянными. Для сооружений средних и больших пролетов, а также при строительстве на участке дороги большого количества малых мостов целесообразно применение подмостей из металлических инвентарных конструкций.

Подмости должны быть прочными и жесткими: деформации их под действием веса бетона должны быть возможно меньшими, чтобы в твердеющем бетоне не возникали трещины. Конструкция подмостей должна быть простой, чтобы возведение и последующая разборка их были возможны в наиболее короткие сроки с наименьшей затратой сил и средств. При этом надо стремиться к тому, чтобы обеспечивалась обратимость подмостей и опалубки, т. е. многократное их использование.

Для этого подмости следует делать из отдельных готовых плоских или пространственных секций, а опалубку — из щитов или целых коробов.

Схема и конструкция подмостей зависят от системы и конструкции возводимого сооружения, местных условий и от особенностей мостового перехода. Подмости балочных мостов устраивают простой балочной (рис. 204, а) или, реже, подкосной системы со свайными или лежневыми опорами. Чтобы меньше загромождать русло реки, применяют инвентарные стальные конструкции (рис. 204, г), позволяющие перекрывать большие пролеты.

Подмостям придают строительный подъем, учитывающий просадки подмостей, а при больших пролетах также и прогиб железобетонных балок от постоянной нагрузки и ползучести бетона.

Опалубку балочных пролетных строений лучше делать в виде заранее изготавливаемых коробов (рис. 204, б), снабженных жесткими каркасами, которые обеспечивают геометрическую их неизменяемость при установке краном.

Опалубку стоек обычно устраивают из вертикальных щитов, связанных хомутами из досок или брусков, охватывающих опалубку. При большой высоте стоек опалубку их закрепляют, свя-

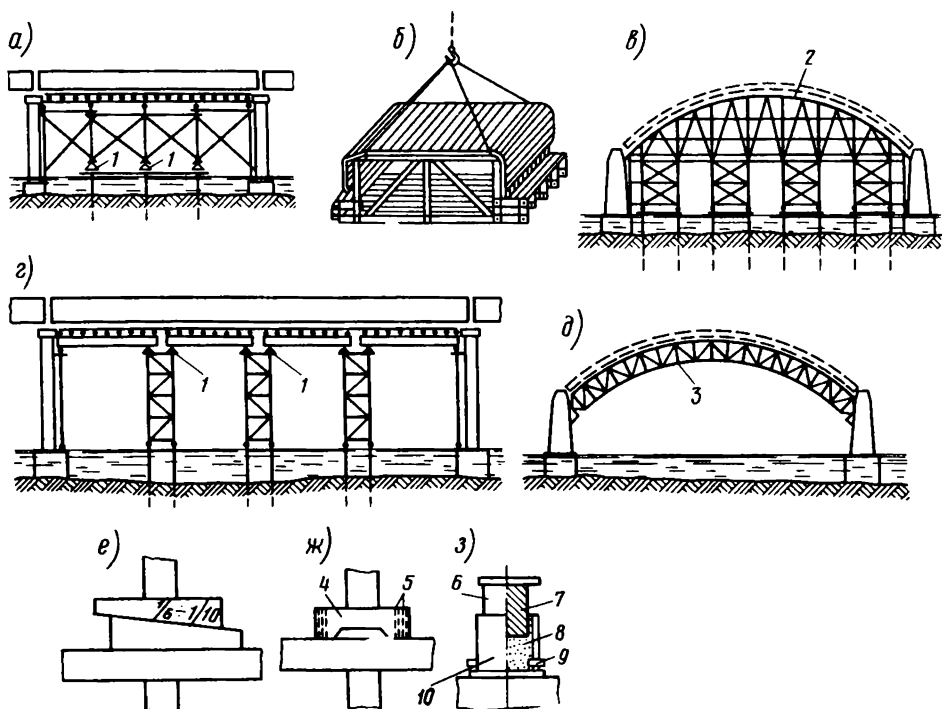


Рис. 204. Подмости, кружала и опалубка для постройки монолитных балочных и арокных мостов:

1 — приборы для раскружаливания; 2 — деревянные подкосные кружала; 3 — металлические инвентарные кружала; 4 — кобылки; 5 — последовательные пропилы (пунктир); 6 — поршень; 7 — битумная замазка; 8 — песок; 9 — отверстие для выпуска песка; 10 — цилиндр

зывая ее со стойками подмостей. Бетонирование высоких стоек сверху невозможно, поэтому сначала устанавливают только три стороны опалубки, а четвертую зашивают досками постепенно, по мере подачи и укладки бетонной смеси.

Опалубка должна точно соответствовать проектным размерам конструкции, иметь ровную и гладкую внутреннюю поверхность и быть непроницаемой для цементного раствора.

Для этого опалубку надо делать из обрезных досок, плотно пригнанных друг к другу; все щели и неплотности в опалубке должны быть законопачены.

Опалубка опор состоит из обшивки и каркаса. Обшивка воспринимает давление бетонной смеси, которое далее передается каркасу и либо погашается в каркасе внутренними стяжками, либо передается каким-нибудь наружным опорным конструкциям (подкосам, растяжкам).

Опалубку обычно делают сразу на всю высоту опоры. При очень высоких опорах целесообразно применять подвижную опалубку, которую перемещают вверх по мере бетонирования.

Подмости арочных мостов в их верхней части выполняют по очертанию арки. Эту часть подмостей называют кружалами (рис. 204, а). Раньше кружала делали деревянными. В настоящее время большое распространение получили инвентарные металлические арочные кружала (рис. 204, б).

Монтаж арматуры и укладка бетонной смеси. Арматурные работы при возведении монолитных железобетонных мостовых сооружений мало отличаются от таких же работ при изготовлении сборных конструкций. Во всех случаях, когда это возможно по производственным условиям, арматуру следует собирать в стороне и готовыми каркасами устанавливать в опалубку. Однако арматурные стержни в монолитных конструкциях часто имеют большую длину, что затрудняет установку их каркасами. В связи с этим арматуру монолитных мостов часто монтируют, устанавливая в опалубку сначала хомуты, а затем, последовательно, продольные стержни. Арматуру плиты устанавливают после арматуры балок, а иногда и после бетонирования ребер до уровня низа плиты. При большой высоте балок для удобства монтажа арматуры одну или даже обе боковые стенки опалубки собирают после окончания монтажа арматуры.

Бетонную смесь для возведения малых и средних искусственных сооружений готовят чаще всего в передвижных бетономешалках емкостью от 150 до 425 л. Такие бетономешалки могут быть легко доставлены на строительную площадку и быстро введены в действие, но для обслуживания их требуется большое количество рабочих. На строительстве крупных мостов устраивают бетонные заводы, имеющие мощную бетономешалку и оборудование для механизированной загрузки и дозировки цемента, каменных материалов и воды, а также для механизированной выдачи готовой смеси.

Для укладки в опалубку бетонную смесь приходится перемещать как в горизонтальном, так и в вертикальном направлениях. В горизонтальном направлении в зависимости от объема и дальности возки ее перемещают в опрокидывающихся вагонетках емкостью до 50—100 л, ленточными транспортерами и бетононасосами, а на далекие расстояния — в кузовах автомобилей-самосвалов. При постройке крупных сооружений бывает рациональным смесь транспортировать кабельными кранами.

Транспортерами, бетононасосами и кабельными кранами можно подавать бетонную смесь не только в горизонтальном, но и в вертикальном направлении. Кроме того, для подъема смеси применяют краны-укосины, приводимые в действие лебедками, а также самоходные и стационарные стреловые и порталные краны.

При бетонировании надо избегать перерывов в работе, так как в местах, где ранее схватившийся бетон соприкасается со свежим (так называемый холодный шов), легко могут в дальнейшем образоваться трещины. Однако перерывы в укладке бетонной смеси бывают неизбежны по производственным причинам. Они необходимы и при возведении сооружений больших пролетов. Малые

пролетные строения бетонировать на всю длину непрерывно. Разрезные пролетные строения более крупных пролетов, а также неразрезные и консольные пролетные строения, бетонировать в определенной последовательности, разделяя их на отдельные секции длиной 6—10 м и оставляя между ними промежутки. После того как бетон в секциях выстоится, а деформации подмостей под ним стабилизируются, бетонировать эти промежутки. Такой метод бетонирования предотвращает образование трещин в свежееуложенном бетоне от деформаций подмостей, а также уменьшает усадочные напряжения в бетоне конструкции. Промежутки между секциями (пустые секции) располагают в местах наименьших возможных деформаций подмостей, а в неразрезных и консольных пролетных строениях еще и над их постоянными опорами (рис. 205, а).

Арочные мосты малых пролетов бетонировать сразу от пят к замку. При пролетах более 15 м арки, как правило, разбивают на секции.

Распалубливание и раскружаливание. Распалубливанием называют процесс разборки опалубки, а раскружаливанием — освобождение готовой конструкции от подмостей.

Когда кубиковая прочность бетона конструкции достигает примерно 25 кг/см^2 , можно начинать удаление боковых элементов опалубки, не несущих нагрузки от веса конструкций. Несущие (нижние) элементы опалубки пролетных строений удаляют после опускания из-под пролетных строений кружал или подмостей, т. е. после раскружаливания, к которому приступают после достаточ-

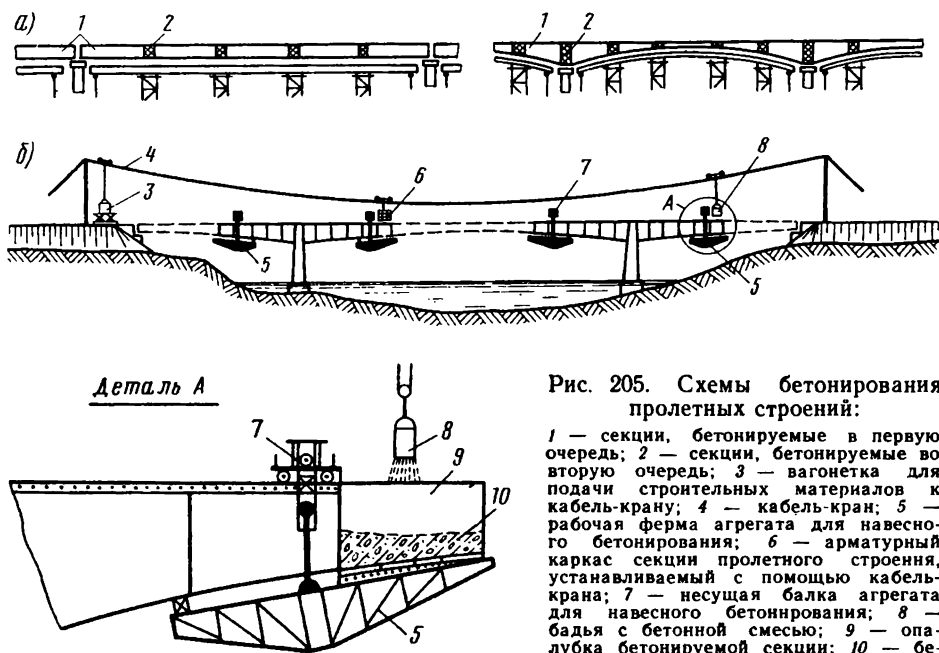


Рис. 205. Схемы бетонирования пролетных строений:

1 — секции, бетонированные в первую очередь; 2 — секции, бетонированные во вторую очередь; 3 — вагонетка для подачи строительных материалов к кабель-крану; 4 — кабель-кран; 5 — рабочая ферма агрегата для навесного бетонирования; 6 — арматурный каркас секции пролетного строения, устанавливаемый с помощью кабель-крана; 7 — несущая балка агрегата для навесного бетонирования; 8 — бадья с бетонной смесью; 9 — опалубка бетонированной секции; 10 — бетонная смесь, уложенная в опалубку очередной секции

ного выдерживания сооружения на подмостях. Как правило, к началу раскручивания прочность бетона должна быть не менее 70% проектной, но во всяком случае не менее 100 кг/см².

Раскручивать надо так, чтобы плавно снять пролетное строение с подмостей или кружал и постепенно ввести его в работу. Для этого при устройстве подмостей устанавливают приборы для раскручивания: клинья (рис. 204, е), кобылки (рис. 204, ж), песочницы (рис. 204, з) или домкраты. Конструкцию раскручивают путем выбивания клиньев, опиливания кобылок, выпуска песка из песочниц или постепенного опускания кружал домкратами.

Кружала опускают за несколько приемов, каждый раз на величину, составляющую некоторую долю полной деформации конструкции в данной точке от собственного веса. Для малых мостов количество приемов принимают равным 3—5; для средних и больших 6—8 и более.

Балочные разрезные и неразрезные пролетные строения раскручивают от середины пролета к опорам. В консольных мостах в первую очередь раскручивают подвесные балки и консоли, а затем междуопорные части.

Своды больших пролетов целесообразно раскручивать мощными гидравлическими домкратами, устанавливаемыми горизонтально в ключе свода. При этом в ключе свода оставляют шов. Создавая домкратами горизонтальное давление, несколько превышающее распор от собственного веса свода, можно приподнять его над кружалами.

Затем в шов вставляют металлические клинья, убирают домкраты и заполняют их место бетоном или кладкой.

Навесное бетонирование. Если местные условия таковы, что устройство подмостей для поддержания опалубки монолитных мостов сложно или экономически нецелесообразно, то прибегают к бетонированию пролетных строений без подмостей навесным способом (рис. 205, б). Навесное бетонирование целесообразно при возведении конструкций, приспособленных для работы на отрицательные моменты (балочно-неразрезные и рамные конструкции).

Навесным способом пролетное строение бетонируют небольшими секциями от опор к середине пролета, используя специальные агрегаты (см. деталь на рис. 205, б), причем к каждой последующей секции приступают после достаточной выстойки предыдущей.

Опалубку пролетного строения опирают на консольные поддерживающие элементы (рабочие фермы), подвешенные с помощью тяжей и полиспастов к несущей поперечной балке агрегата для навесного бетонирования, установленной на тележки. Задний конец рабочих ферм упирают снизу в забетонированную часть конструкции. Для передвижения агрегата в новое положение служат тележки, установленные на рельсы.

Бетонную смесь при навесном бетонировании удобно подавать кабельными кранами, а бетон применять, приготовляемый на быстротвердеющем цементе, что сокращает сроки работ.

ПОСТРОЙКА МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ**§ 112. ИЗГОТОВЛЕНИЕ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ**

Металлические пролетные строения изготовляют на специализированных заводах по рабочим чертежам, составляемым заводским конструкторским бюро на основе технического проекта, разработанного проектной организацией, и с учетом принятой на заводе технологии изготовления конструкций, а также имеющегося в наличии сортамента металла.

Металл, предназначенный для пролетных строений, подвергают обработке — правке, разметке, резке, строжке и сверлению. Заводы, изготавливающие металлические мостовые конструкции, оснащены специальными станками и агрегатами для обработки металла. Большая часть станков и агрегатов автоматизирована.

Обычно металлические пролетные строения имеют много одинаковых деталей. Поэтому для разметки их широко применяют шаблоны, по которым наносят на металл контуры будущих деталей и центры заклепочных отверстий. Шаблоны изготовляют по рабочим чертежам с большой точностью.

Обработанные детали соединяют между собой клепкой или сваркой. Клепают металлические конструкции в заводских условиях обычно машинным способом — прессами, а при сборке — ручными пневматическими клепальными молотками. В последнее время для монтажных соединений все чаще применяют высокопрочные болты. Сваривают металл, как правило, при помощи автоматов. Автоматическая сварка более надежна.

Для предохранения от коррозии материал, идущий на изготовление металлических конструкций, покрывают олифой, предварительно тщательно очистив его поверхности от грязи и ржавчины. Склепанные или сваренные элементы конструкции снова окрашивают масляной краской по слою грунтовки.

Каждый изготовленный элемент маркируют в соответствии с обозначениями, принятыми на рабочих чертежах.

При отправке элементов с завода на строительство с ними посылают исполнительные чертежи изготовленной конструкции, маркировочную ведомость, монтажную схему и акт приемки конструкции заводской технической инспекцией.

К месту строительства моста конструкции доставляют в виде целых пролетных строений или отдельными частями, называемыми монтажными элементами, из которых на месте постройки собирают пролетное строение. Размеры и вес элементов зависят от способов их перевозки и сборки.

Если конструкцию можно доставить к месту строительства на плаву, то перевозка готовых пролетных строений и крупных их элементов упрощается.

Металлические пролетные строения монтируют непосредственно в пролетах или же сначала собирают их вблизи моста, а затем перемещают и устанавливают на опоры.

При монтаже металлических пролетных строений в пролетах применяют следующие способы:

- 1) сборка на подмостях, устроенных в монтируемом пролете;
- 2) установка готовых пролетных строений кранами;
- 3) полунавесная сборка;
- 4) навесная сборка.

Конструкции, собираемые вблизи от места установки, перемещают в пролет продольной или поперечной передвижкой и перевозкой на плавучих средствах.

Сборку в пролете на подмостях применяют редко, так как подмости требуют больших затрат труда и материалов, загромождают русло реки и мешают судоходству. Если все же приходится прибегать к устройству подмостей, их обычно делают из сборно-разборных инвентарных конструкций.

Монтаж готовых металлических пролетных строений кранами аналогичен сборке кранами балочных разрезных пролетных строений железобетонных мостов. Этот способ применяют преимущественно при пролетных строениях малых размеров, устанавливая целые пролетные строения, отдельные фермы или блоки из двух ферм с последующим соединением их между собой связями.

Пролетные строения, подаваемые к опорам в уровне межени или собираемые в этом уровне у опор, можно устанавливать мачтовыми кранами.

Полунавесная и навесная сборка заключаются в постепенном наращивании пролетного строения между постоянными опорами моста.

При полунавесной сборке для опирания монтируемых конструкций в пролете устраивают временные промежуточные опоры (рис. 206, а). Расстояние между опорами зависит от длины вылета пролетного строения, при котором оно может работать как консоль. Если допускаемая величина вылета составляет половину пролета или полную его длину, то возможна навесная сборка без временных промежуточных опор: в первом случае — от постоянных опор в обе стороны до середины пролета (уравновешенная сборка), а во втором — от одной постоянной опоры до следующей.

Если монтируют краном большой грузоподъемности, то можно сразу устанавливать крупные блоки пролетного строения, собранные и выклепанные на берегу. При небольшой грузоподъемности краном устанавливают отдельные элементы, которые на весу прикрепляют к собранной части сначала временными, а затем постоянными соединениями. Лишь после того как часть пролетного строения собрана и выклепана (или сболчена), кран передвигают дальше и продолжают сборку в том же порядке.

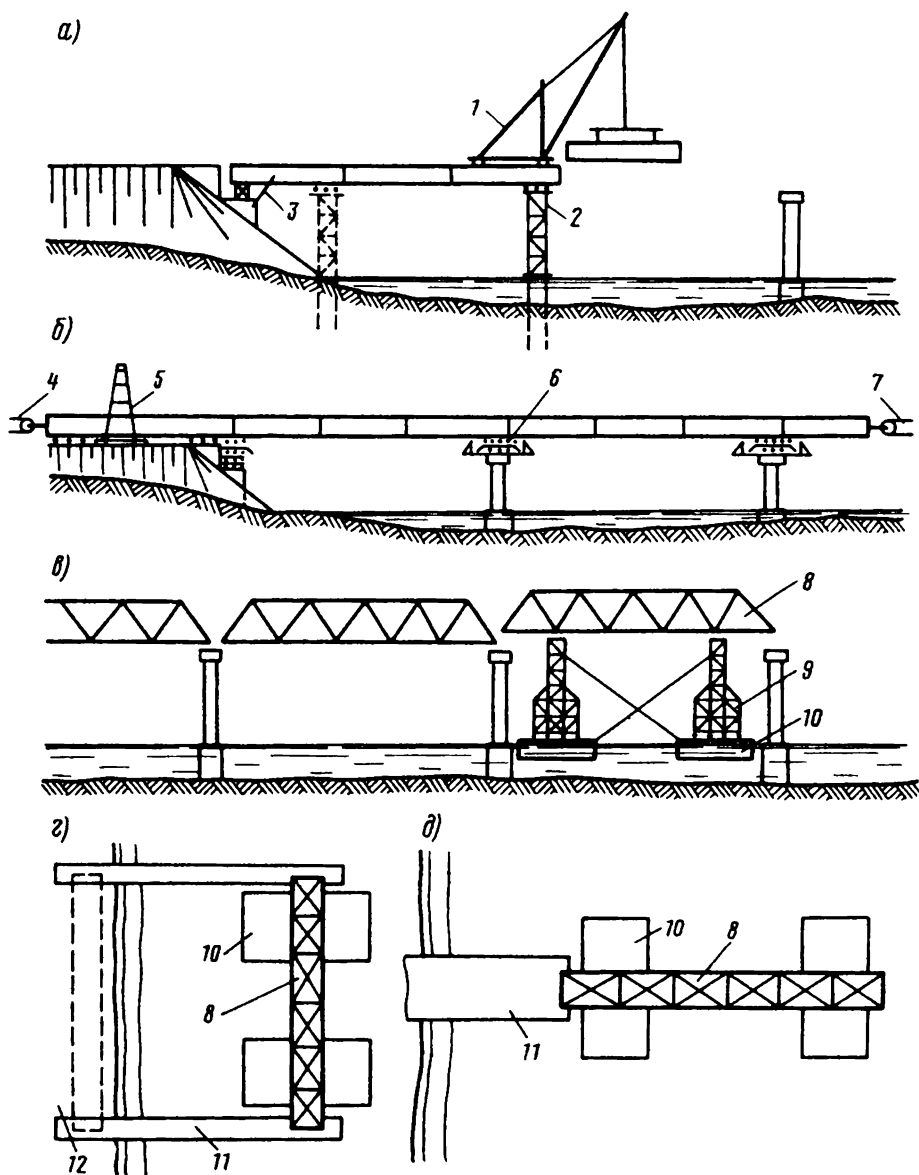


Рис. 206. Схемы возведения металлических пролетных строений:

1 — мачтово-стреловой кран; 2 — временная промежуточная опора; 3 — анкер; 4 — тормозной полиспаст; 5 — козловый кран; 6 — нижний накаточный путь; 7 — тяговый полиспаст; 8 — пролетное строение, устанавливаемое на плаву; 9 — обстройка плавучей опоры; 10 — плашкоут; 11 — пирсы для выкатки пролетного строения; 12 — площадка на берегу для сборки пролетного строения

Полунавесная и навесная сборка особенно удобны при строительстве мостов неразрезной и консольной систем.

При продольной надвижке (рис. 206, б) пролетные строения собирают на берегу на площадке, устроенной по оси моста, пользуясь порталным (козловым) или стреловым краном. Затем собранное пролетное строение надвигают в пролеты с помощью временных промежуточных опор или без временных опор при неразрезных пролетных строениях. Балочно-разрезные пролетные строения можно надвигать без временных опор, соединяя между собой соседние пролетные строения на время надвижки. Как правило, временные опоры собирают из инвентарных металлических конструкций (УИК-М и др.). При достаточной глубине воды в реке возможно устройство плавучей опоры, поддерживающей передний конец пролетного строения и перемещающейся вместе с ним в процессе надвижки.

Передвигают пролетные строения с помощью лебедок или полиспастов на катках, роликах или тележках по специальным накаточным путям. При продольной надвижке металлических пролетных строений пользуются также аванбеком. Чаще всего аванбек выполняют в виде легкой сквозной фермы, собираемой из инвентарных конструкций (например, УИК-М).

Иногда по условиям возведения моста необходимо собирать пролетные строения не по оси моста, а параллельно ей. Тогда прибегают к поперечной их передвижке. В этом случае пролетное строение собирают на подмостях, расположенных параллельно оси моста на некотором расстоянии от него, а затем перемещают в поперечном направлении по пирсам. Металлические пролетные строения обычно монтируют так, что сборочный кран перемещается с одной рабочей стоянки на другую, а пролетное строение остается неподвижным, пока сборка не будет закончена. Возможна и другая технология сборки, при которой монтажный кран остается неподвижным, а пролетное строение по мере сборки постепенно подвигают вперед, продолжая его наращивать. Так удобно монтировать неразрезные пролетные строения значительной длины, когда собирать на подходе все пролетное строение целиком невозможно или нецелесообразно.

При этом способе, называемом конвейерно-тыловой сборкой, можно применять не только самоходные, но и стационарные краны.

Когда пролетные строения перевозят на место установки плавучими средствами, конструкции собирают у берега на подмостях и затем буксируют к месту установки (рис. 206, в). Если погрузка на плавучие опоры намечена поперечной надвижкой конструкций по пирсам, то сборочные подмости располагают на берегу параллельно реке (рис. 206, г). Возможна погрузка пролетных строений на плавучие средства путем продольной надвижки, тогда подмости располагают перпендикулярно реке (рис. 206, д). Подмости и пирсы обычно устраивают из инвентарных металлических конструкций.

ПОСТРОЙКА СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ТРУБ

§ 114. ИЗГОТОВЛЕНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ СБОРНЫХ ТРУБ

Элементы сборных железобетонных труб (звенья труб и блоки оголовков) изготовляют на заводах и полигонах, откуда развозят к месту строительства автомобилями, а при больших расстояниях — по железной дороге.

Звенья труб в зависимости от их формы и длины можно изготовлять в опалубках, называемых виброформами и виброопалубками, а также в центрифугах. Звенья круглой и прямоугольной формы при небольшой их длине, как правило, изготовляют в виброформах, а более длинные — в виброопалубках. Способ центрифугирования применяют только для изготовления круглых звеньев.

Блоки фундаментов и оголовков формуют в обычных стальных опалубках, устанавливаемых на виброплощадках.

Виброформа (рис. 207, а) для изготовления круглых звеньев состоит из разъемного наружного кожуха, внутренней полый оболочки (сердечника) и загрузочного конуса. Внутри сердечника установлен вибрирующий механизм, состоящий из вертикального вала с двумя эксцентриками, который приводится в действие электродвигателем. Наружный кожух состоит из трех частей, соединенных между собой шарнирами. Сердечник имеет небольшую коничность для облегчения извлечения его из забетонированного звена. Правильное взаимное положение наружного кожуха и сердечника обеспечивается стержнями — фиксаторами. Загрузочный конус служит для защиты вибрирующего механизма от попадания на него бетонной смеси.

Виброопалубка отличается от виброформы отсутствием вибрирующего механизма. Вместо него на наружный кожух виброопалубки и внутри сердечника закрепляют навесные вибраторы. Кроме того, сердечник виброопалубки, имеющий разрез по образующей, снабжают винтовыми стяжками, с помощью которых перед извлечением уменьшают его диаметр.

Арматуру звеньев железобетонных труб заготавливают в виде каркасов, устанавливаемых в опалубку в готовом виде. Для изготовления каркасов удобно применять станки для навивки спиральной арматуры и для контактной сварки ее с распределительными стержнями.

Установленный в опалубке арматурный каркас закрепляют против смещения. Бетонную смесь жесткой консистенции с осадкой конуса не более 1 см укладывают слоями толщиной 20—25 см и уплотняют вибрированием в течение 45—60 сек. При этом смесь уплотняется настолько, что звено можно освобождать от опалубки непосредственно после окончания его бетонирования.

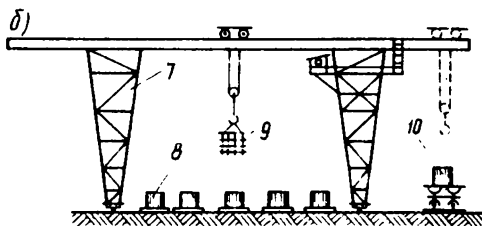
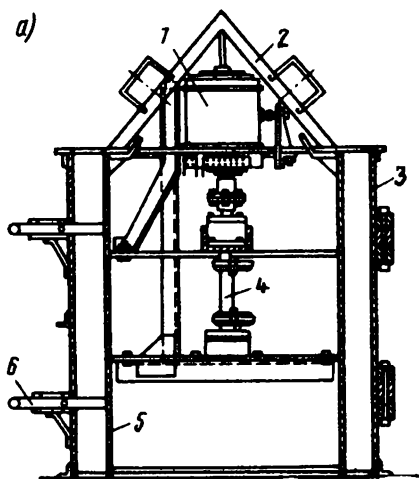


Рис. 207. Виброформа и козловый кран, применяемые при изготовлении звеньев круглых труб:

1 — электродвигатель; 2 — загрузочный конус; 3 — наружный кожух; 4 — вибрирующий механизм; 5 — сердечник; 6 — фиксатор; 7 — кран; 8 — распалубленные звенья; 9 — наружный кожух виброформы на крюке крана; 10 — готовое звено, погруженное для перевозки на склад

Распалубливать звенья надо осторожно, чтобы не повредить свежий бетон изделия. Чтобы уменьшить сцепление с бетоном, поверхности форм перед сборкой смазывают отработавшим машинным маслом или специальной эмульсией.

Звенья труб можно изготавливать непосредственно в пропарочной камере ямного типа или на площадке около нее. Во втором случае удобно собирать опалубку на поддоне. Поддон после распалубки звена осторожно переносят в камеру для пропаривания так, чтобы изделие не теряло своей формы.

При изготовлении звеньев труб обычно используют козловый (рис. 207, б) или стреловой самоходный кран, с помощью которого собирают формы и распалубливают изделия, перемещают их в пропарочные камеры или на площадку для твердения и грузят готовые элементы на транспортные средства.

§ 115. ПЕРЕВОЗКА ЭЛЕМЕНТОВ ТРУБ И СБОРКА ИХ НА МЕСТЕ

Готовые элементы перевозят на бортовых автомобилях или трейлерах, буксируемых автотягачами. Автомобили и автотягачи желательно применять повышенной проходимости, так как транспортировать элементы к месту сборки обычно приходится по грунтовым дорогам, а иногда и непосредственно по целине. В зимних условиях удобно применять сани с тракторами.

Звенья труб в кузове автомобилей укладывают на бок (горизонтально) или в вертикальном положении. При перевозке в горизонтальном положении упрощаются и ускоряются погрузочно-разгрузочные операции, но возникает необходимость тщательного закрепления звеньев в кузове.

Перевозка звеньев в вертикальном положении безопаснее для сохранности звеньев, но требует переворачивания их при погрузке и выгрузке.

Разгружают элементы краном, предназначенным и для сборки трубы. Расстояние от продольной оси котлована до места разгрузки следует принимать таким, чтобы монтажный кран мог подавать элементы к месту укладки с наименьшим количеством перемещений. Элементы труб стропуют гибкими стропами из стальных канатов или при помощи захватов вилочного типа.

Основание трубы в виде песчаной или гравийной (щебеночной) подушки устраивают, отсыпая его послойно с тщательным разравниванием и уплотнением механическими трамбовками. Основание должно иметь строительный подъем к середине, где возможны большие осадки от веса насыпи, чем по концам.

Строительный подъем обычно устраивают по дуге круга. Максимальную ординату назначают $\frac{1}{80}$ высоты насыпи при отсыпке ее из песка или гальки (гравия) и $\frac{1}{40}$ — при отсыпке из супесей, суглинков или глины.

Сборку трубы начинают со стороны выходного оголовка, последовательно укладывая все элементы в направлении к входному оголовку, обычно самоходным стреловым краном (рис. 208). Если же труба очень длинная, то для монтажа может быть целесообразен порталый кран.

Стыки между звеньями заполняют проваренной в битуме паклей, а затем заливают битумом. Сверху в местах стыков наклеивают полосы рулонной гидроизоляции. Если заводские испытания звеньев на водонепроницаемость показали удовлетворительные результаты, то наружные поверхности труб, соприкасающиеся с землей, обмазывают двумя слоями горячего битума. Если же звенья на водонепроницаемость не испытывали или водонепроницаемость их оказалась ниже марки В-2 по ГОСТ 4795—68, то на всю поверхность трубы наклеивают рулонную гидроизоляцию.

Сооружение трубы заканчивают частичной засыпкой ее грунтом на высоту не менее 0,5 м над верхом уложенных звеньев. Во избежание взаимного смещения и поломки звеньев во время засыпки необходимо предварительно подбить грунтом пазухи трубы в секторе 90—120° (см. рис. 208); частично это делают и вслед за

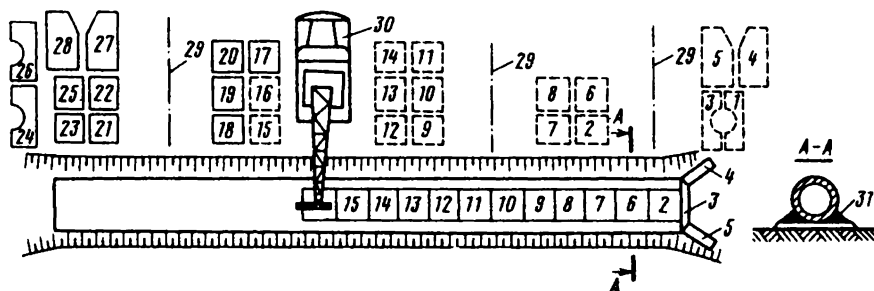


Рис. 208. Схема сборки трубы монтажным стреловым краном:

1 — 28 — последовательно укладываемые элементы трубы; 29 — ось стоянки крана; 30 — кран; 31 — пазуха трубы, подбитая грунтом

установкой звеньев. Засыпают трубу одновременно с обеих сторон ровными слоями толщиной 0,35—0,40 м с тщательным уплотнением.

В процессе сооружения трубы необходимо контролировать качество работы на всех стадиях: при устройстве котлована, монтаже звеньев, устройстве гидроизоляции и засыпке трубы. Особо тщательно следует проверять нивелированием уклон лотка.

Во время постройки, кроме общих правил техники безопасности, необходимо соблюдать некоторые специфические. Нельзя в кузове автомобиля перевозить звенья без тщательного их закрепления; нельзя разгружать их сбрасыванием или скатыванием вручную, необходимо использовать кран. При перекачивании звеньев круглых труб рабочие должны находиться только позади них. Запрещается подбивать пазухи круглых труб до надежного закрепления звеньев клиньями или бетонными подкладками.

ГЛАВА XXXII

ПРИЕМКА ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ В ЭКСПЛУАТАЦИЮ

§ 116. КОНТРОЛЬ ЗА СТРОИТЕЛЬСТВОМ

Чтобы обеспечить выполнение строительных работ высокого качества и в соответствии с утвержденным проектом, рабочими чертежами, технологическими и техническими правилами, на строительстве устанавливают технический контроль за производством работ. Технический контроль подразделяется на производственный контроль и технический надзор.

Производственный контроль повседневно осуществляет технический персонал строительства: мастера, производители работ, главный инженер. Эти лица полностью отвечают за качество работ и применяемых материалов, а также за соблюдение всех требований, предъявляемых к сооружению.

Технический надзор осуществляет техническая инспекция, представители которой участвуют в повседневном контроле за производством работ. Технический инспектор имеет право приостанавливать работы при неудовлетворительном их качестве, а также в случае несогласованных с проектировщиками отступлений от проекта или применения некачественных материалов. Кроме того, представители технической инспекции обязаны участвовать в приемке выполненных строительных работ.

Приемка работ подразделяется на приемку скрытых работ, промежуточную приемку законченных элементов сооружения и приемку законченного сооружения в эксплуатацию.

С к р ы т ы м и называют работы, которые впоследствии не могут быть доступны для осмотра (например, рытье котлованов, устройство оснований и фундаментов опор и т. п.). Объем и качество работ по ним должны быть подтверждены актом, в котором должна быть также определена возможность ведения дальнейших работ.

Работу принимает комиссия, состоящая из представителей технической инспекции, главного инженера строительства, производителя работ и мастера, непосредственно руководящего работами.

Отдельные законченные конструктивные элементы сооружения также должны быть освидетельствованы и приняты комиссией. Акт приемки их дает право заказчику на оплату выполненных работ в соответствии с их сметной стоимостью. Полностью законченное сооружение, входящее в состав крупного строительства (например, отдельная труба или небольшой мост на строящейся автомобильной дороге), принимается в эксплуатацию рабочей комиссией, состоящей из представителей заказчика, технической инспекции, строительной и проектной организаций. Законченные крупные так называемые титульные объекты (например, большой мост с подходами к нему) принимает в эксплуатацию государственная приемочная комиссия.

Кроме производственного контроля и технического надзора, устанавливается авторский надзор за строительством, осуществляемый проектной организацией в лице автора проекта или принимавшего участие в разработке рабочих чертежей ведущего инженера. По мере строительства моста представитель авторского надзора должен периодически осматривать возводимое сооружение, устанавливая соответствие его утвержденному проекту и рабочим чертежам.

§ 117. ОСВИДЕТЕЛЬСТВОВАНИЕ И ИСПЫТАНИЕ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

При приемке в эксплуатацию все мосты подвергают освидетельствованию, а мосты и путепроводы с пролетами 40 м и более (а при стальных фермах с пролетами 80 м и более) и испытанию пробной нагрузкой. Испытанию подлежат также все искусственные сооружения с новыми опытными конструкциями независимо от величины их пролета. Обследование и испытание моста обычно поручают мостоиспытательным станциям.

При обследовании детально осматривают все конструкции и сооружения мостового перехода, проверяют геодезическими инструментами положение конструкций в плане и по высоте, а также величину пролетов, ширину проезжей части и размеры поперечных сечений элементов сооружения. Одновременно проверяют качество примененных материалов, выявляют все недоделки, дефекты и отступления от проекта. При осмотре сооружения внимательно изучают всю техническую документацию: исполнительные чертежи, акты освидетельствования и приемки всех работ, акты промежуточ-

ной приемки законченных элементов сооружения, журналы свайной бойки, карточки подбора состава бетонной смеси, журнал работ строительства и т. п.

Обнаруженные дефекты и отступления от проекта должны быть занесены в соответствующие ведомости, которые прикладывают к отчету об освидетельствовании моста. В отчете дают также анализ причин возникновения дефектов и намечают меры по их устранению.

При испытании пролетное строение моста загружают статической и динамической нагрузками. При этом измеряют получающиеся деформации и напряжения в элементах конструкций. Полученные данные сравнивают с расчетными и по результатам судят о прочности сооружения. Испытательная нагрузка должна вызывать в элементах конструкции усилия, близкие к расчетным. Обычно при испытании мост загружают грузовыми автомобилями, танками, тракторами или тяжелыми строительными машинами. Деформации и усилия в элементах испытываемых сооружений замеряют специальными приборами.

После окончания испытания составляют отчет, в котором анализируют полученные результаты. По материалам, полученным при освидетельствовании и испытании, дается заключение о возможности эксплуатации моста. Отчет с заключением должен быть представлен в государственную приемочную комиссию. Это документ, по которому судят о качестве сооружения.

ОГЛАВЛЕНИЕ

РАЗДЕЛ ПЕРВЫЙ. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ	5
Глава I. Общие сведения об искусственных сооружениях на автомобильных дорогах	5
§ 1. Основные понятия	5
§ 2. Основные требования, предъявляемые к искусственным сооружениям	10
§ 3. Современные направления в развитии строительства мостов и других искусственных сооружений	12
Глава II. Основные данные для проектирования мостов и других искусственных сооружений	15
§ 4. Общие сведения о мостовых переходах. Составление проекта искусственного сооружения	15
§ 5. Разбивка искусственных сооружений на пролеты, судходные требования и подмостовые габариты	20
§ 6. Назначение ширины искусственных сооружений	22
§ 7. Нагрузки, принимаемые при расчете мостов	24
§ 8. Общие сведения о методах расчета мостов и других искусственных сооружений	30
РАЗДЕЛ ВТОРОЙ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ	33
Глава III. Общие сведения об основаниях и фундаментах сооружений	33
§ 9. Основные понятия	33
§ 10. Требования, предъявляемые к фундаментам	36
§ 11. Расчет осадок фундаментов	37
Глава IV. Фундаменты мелкого заложения	40
§ 12. Общие данные	40
§ 13. Виды котлованов и способы их ограждения	42
Глава V. Фундаменты из свай и оболочек	46
§ 14. Общие сведения	46
§ 15. Деревянные сваи	50
§ 16. Железобетонные сваи	52
§ 17. Специальные виды свай	54
Глава VI. Фундаменты из стенок, опускных колодцев и кессонов	58
§ 18. Фундаменты из стенок, сооружаемых с помощью глинистого раствора	58
§ 19. Фундаменты на опускных колодцах	58
§ 20. Кессонные фундаменты	61

РАЗДЕЛ ТРЕТИЙ. ДЕРЕВЯННЫЕ МОСТЫ	63
Глава VII. Общие сведения о деревянных мостах	63
§ 21. Основные особенности деревянных мостов	63
§ 22. Материал деревянных мостов	65
§ 23. Основные системы деревянных мостов	68
Глава VIII. Деревянные мосты малых пролетов	69
§ 24. Простейшие балочные мосты	69
§ 25. Конструкция простейших балочных мостов	72
§ 26. Расчет простейших балочных мостов	78
§ 27. Клееные и клефанерные конструкции балочных мостов	93
Глава IX. Деревянные мосты с большими пролетами	100
§ 28. Основные особенности деревянных мостов с большими пролетами	100
§ 29. Пролетные строения с фермами Гау — Журавского	101
§ 30. Расчет пролетных строений с фермами Гау — Журавского	110
§ 31. Пролетные строения с дощатыми фермами	119
Глава X. Опоры и ледорезы деревянных мостов больших пролетов	125
§ 32. Свайные опоры	125
§ 33. Рамные опоры	128
§ 34. Ряжевые и массивные опоры	129
§ 35. Ледорезы	130
РАЗДЕЛ ЧЕТВЕРТЫЙ. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ, БЕТОННЫЕ И КАМЕННЫЕ МОСТЫ И ТРУБЫ	134
Глава XI. Каменные и бетонные мосты	134
§ 36. Основные системы каменных и бетонных мостов	134
§ 37. Детали конструкции каменных и бетонных мостов	138
Глава XII. Общие сведения о железобетонных мостах	140
§ 38. Материалы железобетонных мостов	140
§ 39. Основные системы железобетонных мостов	144
Глава XIII. Балочные железобетонные мосты	148
§ 40. Плитные мосты	148
§ 41. Балочные мосты с ребристыми пролетными строениями	152
§ 42. Конструкция разрезных балочных пролетных строений с ненапрягаемой арматурой	158
§ 43. Конструкция разрезных балочных пролетных строений с арматурой, напрягаемой до бетонирования	164
§ 44. Конструкция разрезных балочных пролетных строений с арматурой, напрягаемой после бетонирования	168
§ 45. Конструкция неразрезных и консольных балочных пролетных строений	173
§ 46. Опорные части балочных мостов	178
§ 47. Опоры балочных мостов	180
Глава XIV. Основы расчета балочных железобетонных мостов	187
§ 48. Основные принципы расчета и расчетные сопротивления	187
§ 49. Определение усилий в плите и балках проезжей части	191

§ 50. Определение усилий в главных балках разрезных пролетных строений	194
§ 51. Расчет прочности железобетонных элементов, работающих на изгиб	197
§ 52. Расчет балок на прочность по косым сечениям. Проверка трещиностойкости сечений	200
§ 53. Особенности расчета предварительно напряженных балок	202
§ 54. Определение усилий в опорах балочных мостов	204
§ 55. Расчет железобетонных и бетонных элементов на центральное и внецентренное сжатие	206
Глава XV. Общие сведения о рамных и арочных железобетонных мостах	209
§ 56. Рамные мосты	209
§ 57. Арочные мосты	215
Глава XVI. Трубы под насыпями	222
§ 58. Общие сведения	222
§ 59. Конструкция труб	224
§ 60. Основы расчета труб	227
Глава XVII. Сооружения на горных дорогах и тоннели	229
§ 61. Специальные сооружения на горных дорогах	229
§ 62. Тоннели на автомобильных дорогах	231
РАЗДЕЛ ПЯТЫЙ. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ МОСТЫ	236
Глава XVIII. Общие сведения о металлических мостах	236
§ 63. Основные особенности металлических мостов	236
§ 64. Способы соединения металлических элементов	238
§ 65. Материал металлических мостов	241
§ 66. Проезжая часть металлических мостов	245
Глава XIX. Металлические мосты балочных систем	249
§ 67. Мосты со сплошными главными балками	249
§ 68. Конструкция объединенных балок	258
§ 69. Расчет балок со сплошной стенкой	261
§ 70. Балочные мосты со сквозными фермами	269
§ 71. Связи металлических балочных пролетных строений	275
§ 72. Опорные части металлических балочных пролетных строений	277
§ 73. Опоры металлических мостов	279
Глава XX. Металлические мосты арочных, комбинированных, рамных и висячих систем	282
§ 74. Арочные мосты	282
§ 75. Мосты с пролетными строениями комбинированных и рамных систем	284
§ 76. Висячие мосты	285
РАЗДЕЛ ШЕСТОЙ. ОРГАНИЗАЦИЯ И ПРОИЗВОДСТВО РАБОТ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ	291
Глава XXI. Общие принципы организации строительства искусственных сооружений	291
§ 77. Основные особенности организации строительства мостов и труб	291
§ 78. Структура мостостроительных организаций	295
§ 79. Организация строительной площадки	297

Глава XXII. Основы проектирования организации строительства искусственных сооружений	303
§ 80. Состав проектной документации	303
§ 81. Планирование работ	306
§ 82. Технологические карты	313
Глава XXIII. Геодезические и разбивочные работы	315
§ 83. Общие сведения	315
§ 84. Разбивка осей сооружения на местности	316
§ 85. Геодезические и разбивочные работы в процессе строительства	318
Глава XXIV. Устройство фундаментов мелкого заложения	320
§ 86. Устройство котлованов на местности, не покрытой водой	320
§ 87. Устройство котлована на местности, покрытой водой	325
§ 88. Особенности работ в условиях вечной мерзлоты	326
§ 89. Способы возведения фундаментов в котлованах	327
Глава XXV. Устройство фундаментов на сваях, оболочках и опускных колодцах	329
§ 90. Молоты для погружения свай	329
§ 91. Копры и краны для свайных работ	335
§ 92. Технология погружения свай	338
§ 93. Устройство плиты свайного ростверка	342
§ 94. Устройство фундаментов на оболочках и опускных колодцах	344
Глава XXVI. Постройка деревянных мостов	349
§ 95. Изготовление элементов деревянных мостов	349
§ 96. Постройка простейших балочных мостов	352
§ 97. Постройка рамных опор	353
§ 98. Способы установки готовых ферм на опоры	354
§ 99. Защита деревянных мостов от загнивания	355
Глава XXVII. Изготовление элементов сборных железобетонных мостовых сооружений	357
§ 100. Технология изготовления железобетонных конструкций на заводах и полигонах	357
§ 101. Арматурные работы	361
§ 102. Приготовление, транспорт и укладка цементобетонной смеси	365
§ 103. Контроль за качеством и приемка работ	367
Глава XXVIII. Монтаж сборных железобетонных мостовых сооружений	368
§ 104. Особенности монтажа железобетонных мостовых сооружений	368
§ 105. Укрупнительная сборка элементов конструкций	375
§ 106. Монтаж сборных опор	377
§ 107. Монтаж пролетных строений	380
§ 108. Устройство гидроизоляции и проезжей части	390
§ 109. Техника безопасности при строительстве мостовых сооружений	392

Глава XXIX. Постройка монолитных железобетонных, бетонных и каменных мостовых сооружений	393
§ 110. Особенности постройки монолитных и каменных сооружений	393
§ 111. Возведение монолитных железобетонных сооружений	394
Глава XXX. Постройка металлических пролетных строений	399
§ 112. Изготовление пролетных строений	399
§ 113. Монтаж пролетных строений	400
Глава XXXI. Постройка сборных железобетонных труб	403
§ 114. Изготовление элементов сборных труб	403
§ 115. Перевозка элементов труб и сборка их на месте	404
Глава XXXII. Приемка искусственных сооружений в эксплуатацию	406
§ 116. Контроль за строительством	406
§ 117. Освидетельствование и испытание искусственных сооружений	407

**Евгений Евгеньевич Гибшман,
Исай Соломонович Аксельрод,
Михаил Евгеньевич Гибшман**

МОСТЫ И СООРУЖЕНИЯ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

**Редактор Е. С. Голубкова
Технический редактор Т. М. Плешкова
Корректоры С. М. Лобова, С. Н. Мясникова**

Сдано в набор 6/XII 1972 г. Подписано в печать 21/IV 1973 г.

Формат бумаги $60 \times 90^{1/16}$ Печ. л. 26 Уч.-изд. л. 28,38

Тираж 20 000 Зак. 638 Цена 1 р. 17 к. Т-05960

Изд. № 1—1—2/15 № 5035

Отпечатано с применением новой технологии изготовления
текстовых диапозитивов электрографическим способом на двухкрасочной
офсетной машине с переворачивающим устройством

Издательство «Транспорт», Москва, Басманный туп., 6а

Экспериментальная типография ВНИИ полиграфии
Государственного комитета Совета Министров СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
Москва, К-51, Цветной бульвар, 30

**Государственный комитет Совета Министров СССР
по делам издательств, полиграфии и книжной торговли**

ИЗДАТЕЛЬСТВО «ТРАНСПОРТ»

Имеются в продаже:

ГИБШМАН М. Е. Теория и расчет предварительно напряженных железобетонных мостов с учетом длительных деформаций. 1966. 335 стр. Ц. 1 р. 51 к.

ИВАНОВ Ф. М. Защита железобетонных транспортных сооружений от коррозии. 1968. 73 стр. Ц. 59 коп.

КАРЦИВАДЗЕ Г. Н. Повреждения дорожных искусственных сооружений при сильных землетрясениях. 1969. 56 стр. Ц. 20 коп.

Транспорт СССР. Итоги за пятьдесят лет и перспективы развития. 1967. 323 стр. Ц. 2 р. 63 к.

В книге освещены этапы развития советского транспорта, характеризуется его современное состояние и перспективы развития. Рассказывается о героическом пути, пройденном работниками транспорта под руководством Коммунистической партии за годы Советской власти.

Специальный раздел книги посвящен автомобильному транспорту.

ШЕСТОПЕРОВ С. В. Долговечность бетона транспортных сооружений. 1966. 450 стр. Ц. 2 р. 26 к.

Свайная вибротехника. Под ред. А. С. Головачева. 1972. 108 стр. (Труды ЦНИИСа. Вып. 85.) Ц. 77 коп.

Продажа книг производится

магазинами отделений издательства «Транспорт» при управлениях железных дорог, киоскерами, книгоношами на предприятиях, центральным магазином «Транспортная книга» (107078, Москва, Б-78, Садово-Спасская, ул., д. 21)

По желанию заказчиков книги высылаются по почте — наложенным платежом.

Выходят из печати:

ГИБШМАН М. Е. Теория расчета мостов сложных пространственных систем. М., «Транспорт», 1973 (II кв.). 17 л. 5000 экз. 1 р. 90 к. в пер.

Монография освещает систему расчета сложных мостовых конструкций: криволинейных в пространстве, разветвляющихся, кольцеобразных в любых других видов. Дана теория определения геометрических характеристик сложных несимметричных конструкций, способы упругого расчета сложных пространственных систем, методы анализа их статической схемы и учета деформаций ползучести и усадки. Текст иллюстрирован примерами расчета и программами для ЭЦВМ. Данные для расчета мостов могут быть использованы также для промышленных или гражданских сооружений.

Работа адресована инженерам, аспирантам и научным работникам.

КРЫЛЬЦОВ Е. И., ПОПОВ О. А., ФАЙНШТЕЙН И. С. Современные железобетонные мосты. М., «Транспорт», 1974 (IV кв.). 26 л. 8000 экз. 1 р. 62 к. в перепл.

Рассмотрены методы проектирования сборных предварительно напряженных мостов, особое внимание уделено проектированию мостов из унифицированных или многократно повторяющихся элементов. Описаны новейшие способы монтажа.

Книга предназначена для инженерно-технических работников.

Заказы можно направлять в отделения издательства «Транспорт» при управлениях железных дорог, центральный магазин «Транспортная книга» (107078, Москва, Б-78, Садово-Спаская ул., д. 21), а также непосредственно в отдел книжной торговли издательства (108092, Москва, К-92, Сретенка, 27/29).