

**ОАО РОССИЙСКИЕ ЖЕЛЕЗНЫЕ ДОРОГИ**  
**ИРКУТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ПУТЕЙ**  
**СООБЩЕНИЯ**

**ОСНОВЫ СТРОИТЕЛЬНЫХ**  
**КОНСТРУКЦИЙ**

**ИРКУТСК 2005**

**ОАО РОССИЙСКИЕ ЖЕЛЕЗНЫЕ ДОРОГИ  
ИРКУТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ УНИВЕРСИТЕТ ПУТЕЙ  
СООБЩЕНИЯ**

**В.В. Гаскин, И.А. Иванов**

**ОСНОВЫ СТРОИТЕЛЬНЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ**

**Рекомендуется УМО ВУЗов  
железнодорожного транспорта  
в качестве учебного пособия  
для межвузовского использования  
Протокол УМО от 13  
сентября 2004 г.**

**Иркутск 2004**

## УДК 624.01

Рецензенты: Белинский Г.А. – главный инженер ОАО  
“ИРКУТСКГИПРОДОРНИИ”  
д-р техн. наук Подвербный В.А., зав.  
кафедрой "Изыскания, проектирование  
и строительство железных дорог"  
Иркутского государственного  
университета путей сообщения

Гаскин В.В., Иванов И.А. Строительные конструкции. Учебное пособие/ - Иркутск: ИрГУПС. 2004. - 292 с.

Учебное пособие разработано на кафедре "Мосты и транспортные тоннели" ИрГУПС. Пособие предназначено для подготовки дипломированных специалистов квалификации "Инженер путей сообщения" специальностей: 290900 "Строительство железных дорог, путь и путевое хозяйство", 291100 "Мосты и транспортные тоннели" и 291000 "Автомобильные дороги и аэродромы".

В пособии приведены сведения об основных строительных конструкциях из дерева и пластмасс, металла и железобетона, которые базируются на действующих Строительных нормах и правилах.

Изложены особенности конструктивного решения промышленных зданий и их конструктивных элементов, а также конструктивные решения деревянных, железобетонных и стальных мостов.

Библ. 19 назв., Ил. 215., Табл. 2.

© В.В. Гаскин, И.А. Иванов  
© Иркутский государственный  
университет путей сообщения,  
2005 г.

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Настоящее учебное пособие, составлено в соответствии с Государственным образовательным стандартом высшего профессионального образования (регистрационный номер 301тех/дс), утвержденным 2000.04.05 Министерством образования Российской Федерации по направлению подготовки дипломированного специалиста 653600 "Транспортное строительство" квалификации "инженер путей сообщения" специальностей: 290900 "Строительство железных дорог, путь и путевое хозяйство", 291 100 "Мосты и транспортные тоннели" и 291000 "Автомобильные дороги и аэродромы".

В пособии приведены сведения об основных строительных конструкциях из дерева, пластмасс, металла и железобетона, которые базируются на действующих Строительных нормах и правилах.

Изложены особенности конструктивного решения промышленных зданий и их конструктивных элементов, а также конструктивные решения деревянных, железобетонных и стальных мостов.

## Глава 1. Общая часть

### 1.1. Историческая справка о развитии строительных конструкций

**Дерево и пластмассы.** Развитие деревянных конструкций как отрасли строительной техники неразрывно связано с развитием процесса производства, а, следовательно, и общества.

Данные археологии о культуре первобытного общества на земле говорят о том, что дерево широко применялось первобытным человеком. Очевидно, что это было обусловлено распространенностью древесины, ее высокой прочностью при малой массе, простотой заготовки и обработки.

Анализ данных археологии, полученных в различных частях света, также показал, что в постройках первобытного общества проявляется соответствие конструктивной формы уровню развития производительных сил.

По-видимому, самыми древними конструкциями были балочные конструкции с опиранием на стойку с помощью естественной развилки дерева, а первым инженерным сооружением был ствол дерева, поваленного человеком поперек ущелья. Это решение позволяло при отсутствии эффективных способов сопряжений перекрывать пролеты в пределах, примерно, 12 м.

Уже в глубокой древности появились мосты консольно-балочной конструкции. Береговые части таких мостов устраивались в виде бревенчатых клеток, продольные ребра которых последовательно выдвигались над рекой. Сами клетки со стороны берега заполнялись грунтом и камнем.

Стены жилищ первобытного человека выполнялись из поставленных вертикально вплотную друг к другу заделанных в грунт бревен. Позднее, такие стены в крепостных сооружениях получили название «тын».

С появлением железных орудий люди получили возможность обрабатывать древесину. При этом изготавливали бревна, доски. Стены жилищ стали делать из горизонтально расположенных бревен. Появился так называемый сруб, требующий значительного числа врубок.

Эпоха рабовладельческого строя отличалась тем, что возросло умение человека пользоваться железными орудиями. Появились более сложные соединения деревянных конструкций: кроме врубок стали применяться нагели, вставляемые в сверленные гнезда.

Высокая культура богатой лесом Индии обусловила появление там первых распорных подкосных и арочных конструкций, применяемых и в

настоящее время. В этих конструкциях со сжатыми и изгибаемыми элементами древесины работала в тех же условиях, что и древесина ствола «живого» дерева.

Высокий уровень строительного искусства в древнем Риме позволил римским строителям создать простейшие системы сквозных деревянных конструкций с растянутыми элементами в виде висячих треугольных стропильных ферм, которые мало отличаются от современных. Римскими строителями также были созданы рациональные конструкции балочных мостов малых пролетов. Во II веке до новой эры построен арочный мост через реку Дунай длиной более 1 км. Он имел 20 массивных каменных опор (их называли быками) диаметром 18 м с расстоянием между ними в свету равным 35 м.

Русское государство обладало богатыми лесными ресурсами. Это обусловило экономическую целесообразность широкого применения древесины в качестве одного из основных строительных материалов.

Конструкции из дерева преобладали в русском строительстве с IX по XVIII-й век. Длительность этого периода способствовала многообразному развитию конструктивных форм деревянных конструкций.

Изготовление конструкций осуществлялось с помощью топора, пила почти не применялась. Материалами служили бревна и доски (тес), которые изготавливались с помощью топора.

В условиях феодального строя России (до 1861г.) сохранялось постоянство конструктивной формы из горизонтально расположенных бревен по принципу сруба. Строились церкви, жилые дома, крепости и т.п. И в этом строительстве русские мастера намного превосходили зарубежных строителей. Но, справедливости ради, заметим, что и зарубежные строители совершенствовались в это время свое мастерство, но в области каменного зодчества, в котором достигли также высочайших вершин.

Однако конструкции по принципу сруба были весьма материалоемкими. Поэтому, в связи с увеличением экспорта леса и возросшими его потребностями внутри государства, возникла проблема экономии древесины. Для ее решения было необходимо:

- усовершенствовать методы обработки древесины и производства деревянных конструкций;
- применять конструктивные формы, требующие минимального расхода древесины;
- увеличить срок службы строений, для чего требовалось решить вопрос о защите деревянных конструкций от гниения.

Вводится, вначале, ручная, а затем и механическая распиловка древесины. Это привело, в свою очередь, к появлению брусчатых деревянных конструкций, а, затем, и стержневых.

Появляются конструктивные формы в виде ферм, куполов, башен и т.п., пространственные системы.

Развитие деревянных конструкций способствовало появлению новых технических идей и новых умов. Здесь можно отметить творчество знаменитого русского изобретателя Кулибина Ивана Петровича, создавшего ряд оригинальных конструкций мостов. Им же впервые была разработана методика испытаний моделей мостов.

Кулибиным И.П. были впервые предложены многорешетчатые фермы. Их высокая надежность обеспечивалась тем, что древесина всех элементов работала на сжатие вдоль волокон.

С конца 18-го века началось разложение феодально-крепостнического строя в России. Наметился переход к капитализму. Развивалось мостостроение, в котором нашли применение все созданные ранее конструктивные формы арочных мостов.

Новые перспективы развития деревянных конструкций открылись в связи с использованием в них металлопроката. Трудности стыкования растянутых элементов из дерева привели к созданию металлодеревянных ферм. Такое решение оказалось весьма надежным, оно массово используется также и в наши дни. В 19-м веке эти конструкции широко применялись в России в мостостроении.

Здесь, кроме других талантливых русских инженеров (Антонов, Крутиков, Мельников и др.), следует особо отметить Журавского Дмитрия Ивановича (1821-1891 г.г.). В результате проведенных им теоретических и экспериментальных исследований Журавский Д.И. разработал метод расчета ферм, запатентованных Гау в Америке. Американские инженеры не владели методикой расчета усилий в элементах ферм, поэтому сечения элементов последних принимались одинаковыми по длине ферм. Журавский Д.И. в своих работах показал, что тяжи и раскосы, расположенные вблизи опор ферм, нагружены больше, чем эти же элементы, но расположенные ближе к середине пролета. Последнее обстоятельство позволило называть фермы Гау фермами Гау–Журавского.

Журавским Д.И. также была проделана большая работа по изучению прочностных свойств древесины при различных напряженных состояниях: растяжении, сжатии, изгибе, смятии и скалывании. Полученные при этом результаты положены в основы проектирования деревянных конструкций.

Журавский Д.И. , при изучении работы изгибаемых элементов, впервые открыл неизвестное до него явление скалывания при изгибе. Вывел формулу для определения касательных напряжений при изгибе бруса прямоугольного сечения и разработал метод расчета составной деревянной балки, составленной из брусьев, скрепленных шпонками.

Труды Журавского Д.И. столь значительны, что его можно считать одним из основоположников русской школы инженерных деревянных конструкций.

Дальнейшее развитие промышленности в России способствовало появлению новых конструкций, не похожих на прежние. Здесь следует отметить работы выдающегося деятеля отечественной науки и техники Шухова Владимира Григорьевича (1853-1939 г.). Шуховым В.Г. была выдвинута идея легких и экономичных сетчатых пространственных конструкций. Им разработана башня в виде гиперboloида вращения. Несущей ее основой являлась системы взаимно пересекающихся прямых стержней, касающихся поверхности гиперboloида снаружи и изнутри.

Шуховым В.Г. разработана конструкция пространственных сводчатых покрытий из дерева. Они выполнялись из нескольких слоев тонких расположенных перекрестно гнутых досок, уложенных на пласть и сшитых гвоздями. Устойчивость сводов обеспечивалась системой тяжей и затяжкой. Эти идеи Шухова В.Г. нашли позднее широкое применение при строительстве двойных гнутых сводов, безметалльных кружально-сетчатых сводов системы Песельника, сетчатых башен-градирен и сетчатых сводов системы Цолльбау.

После октябрьского 1917 года переворота в России, теория и практика применения деревянных конструкций получила в нашей стране новое развитие, которое было подчинено интересам хозяйства и обороны. Появляются новые оригинальные конструктивные решения деревянных конструкций.

При строительстве ЦАГИ были впервые использованы дощато-гвоздевые конструкции в виде балок двутаврового сечения и рам с двойной перекрестной стенкой из досок. Эти конструкции нашли массовое применение в строительстве в периоды первых пятилеток. В покрытиях зданий и мостах применялись сегментные фермы и трехшарнирные арки из таких ферм.

Получили также распространение тонкостенные оболочки в конструкциях сводов, куполов, башенных градирен и т.п. Эти конструкции на вязких гвоздевых соединениях полностью соответствовали не только потребностям, но и возможностям строительства в начальный момент индустриализации России. Обеспечивали темпы и экономичность строительства, были просты в изготовлении и надежны в эксплуатации.

Наряду с дощатыми конструкциями в России были созданы новые формы брусчатых конструкций. В 1933г. Деревягин разработал надежную конструкцию составной безметалльной брусчатой балки на дубовых пластинчатых нагелях. Применение этой конструкции стало возможно благодаря появлению в строительстве переносного электроцепнодолбежного станка. На основе балок Деревягина были созданы сборные крупноблочные



фермы с верхним сжато-изогнутым поясом и с нижним растянутым поясом из прокатного металла.

Развивались также и средства соединения деревянных конструкций. Ими являлись – гвозди из проволоки, пластинчатые нагели Деревягина, когтевые шайбы Леннова, а позднее, и клеестальные шайбы и металлические зубчатые пластины (МЗП).

Все достижения в области деревянных конструкций были использованы в трудные для России годы Отечественной войны, начавшейся в 1941-м году. Тогда, в условиях острого дефицита металла, выявилось большое оборонное значение деревянных конструкций.

Еще до войны были начаты исследования в области клееных конструкций. Были применены почти все разновидности этих конструкций – балки, арки, рамы, фермы. Заметим, что клееные конструкции полностью отвечали требованиям индустриализации, поэтому они получили дальнейшее развитие.

В отличие от дерева, этого природного полимерного материала, пластмассы получили применение в строительстве лишь несколько десятилетий тому назад. С развитием коксохимической промышленности и теоретической химии в начале 20-го века возникло промышленное производство синтетических высокомолекулярных соединений и смол. Эти материалы получили применение в строительстве как конструкционные, т.е. работающие в условиях напряженного состояния. Получил внедрение новый вид конструкций из полимерных материалов – пневматические конструкции.

**Металл.** Это первый искусственный материал в строительстве. По-видимому, первыми стальными конструкциями являлись затяжки в каменных сводах в русских церквях. А по настоящему серьезной самостоятельной стальной конструкцией могут быть названы стропила трапезной Троице-Сергиевой лавры пролетом 18 м. В начале 17-го века в качестве материала для изготовления металлических конструкций использовался чугун. Особенность этого материала состояла в том, что чугун хорошо работает на сжатие и плохо на растяжение. Поэтому растянутые элементы из чугуна подкреплялись специальными железными полосами.

Из чугуна в России было построено несколько мостов. Первый из них построен в Царском Селе в 1874 г. Наиболее значительным считался «один из самых лучших мостов в мире» 13-ти пролетный Благовещенский мост через р.Неву, построенный в 1850 г. Этот мост после Отечественной войны был разобран и перевезен в г. Тверь на р. Волгу, где он служит уже более 150 лет.

В начале 19-го века чугун был вытеснен сталью. Появились заклепочные соединения. Из этих материалов были выполнены несущие элементы Казанского собора в г. Санкт-Петербурге (1801-1811 г.). Стальные и сталечугунные конструкции использованы при ремонте после пожара

Зимнего дворца. За рубежом появились здания с металлическим каркасом. Например, библиотека св. Женевьевы в Париже. В 1889 г. была построена Эйфелева башня. Появились промышленные здания с металлическим каркасом. Дальнейшее развитие транспорта в России потребовало ускоренного строительства мостов (Кербедз, Белелюбский, Проскуряков). Неоценим вклад в развитие металлических конструкций академика Шухова В.Г. Им были созданы сетчатые и висячие покрытия, своды и т.п. Знаменитые гиперболические башни Шухова В.Г. использовались как маяки и водонапорные башни. В 1920 г. построена радиобашня в г.Москве на Шаболовке.

В 30-е годы 20-го века на смену клепаным пришли сварные соединения. Бенардосом Н.Н. была изобретена в 1882 году сварка с угольным электродом. Затем Славянов Н.Г. усовершенствовал эту технику, заменив угольный электрод стальным. Указанная техника сохранилась без изменений до настоящего времени. С этого момента сварные соединения стали основным видом соединения металлических конструкций.

Основателем российской школы металлических конструкций считается Стрелецкий Н.С. (1885-1967 г.).

С 1933 года началось использование в металлоконструкциях алюминия, что позволило резко уменьшить их вес.

Тенденции совершенствования металлических конструкций связаны с применением эффективных профилей проката, новых типов профилированных настилов, структурных покрытий и т.п.

**Железобетон.** Явился сравнительно новым строительным материалом. Первыми изделиями из железобетона были лодки (1849 г.), а затем цветочные кадки (1867 г.) в виде обмазанных цементным раствором проволочных каркасов. Первыми строительными конструкциями из железобетона были плоские плиты и балки. В 80-е годы 19-го века были построены сооружения в виде сводчатых покрытий, куполов, резервуаров. С 1856 г. в России выпускается портландцемент. В 1904 г. в г. Николаеве был построен первый в мире железобетонный маяк, высотой 36 м. С начала 20-го века применение железобетона в России стало массовым, особенно в мостостроении.

Железобетон является сложным материалом, состоящим из бетона и стальной арматуры. Эти материалы отличаются не только механическими показателями, но и своей природой. Непростыми были вначале вопросы о целесообразности расположения арматуры, ее сцеплении с бетоном, коррозии и т.п. Высокое трещинообразование в железобетонных изделиях привело исследователей к идее предварительного напряжения арматуры в бетоне. Железобетон широко используется в гидротехническом строительстве и при строительстве гражданских и промышленных зданий. Является в настоящее время одним из основных материалов в строительстве.

## 1.2. Проектирование строительных конструкций

Проектирование строительных конструкций включает в себя предварительное назначение сечений, расчет, конструирование и составление их рабочих чертежей. Рабочие чертежи, в свою очередь, состоят из монтажных чертежей (схемы расположения и узлы) и чертежей изделий заводского или построечного изготовления.

Строительными нормами предписывается, чтобы надежность строительных конструкций, зданий и сооружений была обеспечена расчетом (статическим, динамическим). Причем, расчет и конструирование выполняют в соответствии с техническими условиями на проектирование, в которых оговорены условия работы конструкций на стадии монтажа и эксплуатации, а также требуемые физико-механические характеристики используемых материалов.

В процессе расчета проектировщик проводит математическое моделирование напряженно-деформированного состояния сооружения и его элементов. В результате этого моделирования проверяют прочность и жесткость конструкций, а, следовательно, их надежность.

В процессе становления науки о строительных конструкциях были созданы три основных метода их расчета:

- по допускаемым напряжениям;
- по разрушающим нагрузкам;
- по предельным состояниям.

Каждый из указанных методов расчета органично вытекает из предыдущего. Метод расчета по предельным состояниям разработан в нашей стране Стрелецким Н.С., Гвоздевым А.А., Ивановым Ю.М., Онищиком Л.М. и др. и введен в действие с 1955 г. Метод позволяет отдельно учитывать изменчивость ряда факторов, влияющих на надежность конструкций.

**Предельные состояния.** *Введение.* Строительные конструкции следует рассчитывать на силовые воздействия по методу предельных состояний. Под предельными состояниями понимают такие состояния, при которых сооружения или конструкции перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям или требованиям при возведении.

Под силовыми воздействиями понимают как непосредственные силовые воздействия от нагрузок, так и воздействия от смещения опор, изменения температуры, усадки и других явлений, вызывающих реактивные силы.

*Группы предельных состояний.* Согласно СНиП «Строительные конструкции и основания» различают две группы предельных состояний:

- по потере несущей способности или непригодности к эксплуатации;
- по непригодности к нормальной эксплуатации.

Здесь под нормальной понимают эксплуатацию, осуществляемую без ограничений в соответствии с предусмотренными в нормах или заданиях на проектирование технологическими или бытовыми условиями.

К предельным состояниям первой группы относятся:

- общая потеря устойчивости формы;
- потеря устойчивости положения;
- хрупкое, вязкое или иного характера разрушение;
- разрушение под совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды;
- качественное изменение конфигурации;
- резонансные колебания;
- состояния, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации в результате сдвигов в соединениях, ползучести материалов и т.п.

К предельным состояниям второй группы относятся состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций или снижающие их долговечность в связи с появлением:

- недопустимых перемещений (прогибов, осадок, углов поворота);
- колебаний и т.п.

Цель расчета по методу предельных состояний заключена в том, чтобы не допустить наступления предельных состояний при эксплуатации в течение всего срока службы конструкции, здания или сооружения, а также при их возведении.

Требования норм расчета заключаются в том, чтобы величины усилий, напряжений, деформаций и перемещений и т.п. не превышали предельных значений, устанавливаемых нормами. Чтобы эти состояния не наступали должны соблюдаться условия:

- для первой группы предельных состояний  $\sigma \leq R$ ,  $\tau \leq R_{СК}$ ;
- для второй группы предельных состояний  $f \leq [f]_{ПРЕД}$ .

Здесь  $\sigma$ ,  $\tau$  - действующие напряжения в элементах конструкций;  $R$ ,  $R_{СК}$  – расчетные сопротивления материала;  $f$  – прогиб от воздействия;  $[f]_{ПРЕД}$  – предельный прогиб.

*Расчет по предельным состояниям.* Как отмечено ранее, надежность конструкций обеспечивается расчетом. Им учитываются:

- неблагоприятные возможные характеристики материалов;
- невыгодные возможные величины и сочетания нагрузок и воздействий;
- условия эксплуатации, особенности работы конструкций.

Методом расчета по предельным состояниям эти факторы учитываются дифференцированно, поэтому этот метод может быть назван методом частных коэффициентов. Использование метода частных коэффициентов позволяет однозначно распределить научно-исследовательскую работу по

совершенствованию норм проектирования. Исследование какого-либо фактора выполняется независимо от исследований других факторов, влияющих на надежность конструкций. В результате таких исследований определяют нормативные значения исходных величин, соответствующих лишь рассматриваемому фактору. Полная система частных коэффициентов состоит из пяти групп.

Коэффициент надежности по нагрузке. Учитывает возможные неблагоприятные отклонения значения воздействия от его нормативного значения. На этот коэффициент умножают нормативное значение воздействия для получения его расчетного значения. Например,

$$P = P^H \kappa,$$

где  $P$  – расчетное значение воздействия;  $P^H$  – нормативное значение воздействия;  $\kappa$  - коэффициент надежности по нагрузке.

Нормативными называются величины нагрузок, устанавливаемые нормами (например, СНиП 2.01.07-85) из заранее заданной вероятности превышения средних значений. Значения этих коэффициентов как и нормативное значение воздействий устанавливают специалисты в области воздействий, исследуя их природу и анализируя статистические данные о них.

Коэффициент надежности по материалу. Учитывает возможные неблагоприятные отклонения значений какой-либо характеристики материала (например, прочности) от ее нормативного значения. На этот коэффициент делят нормативное значение характеристики материала для получения ее расчетного значения.

Значение этого коэффициента надежности устанавливают специалисты в области строительных материалов, исследуя свойства материалов, условия их производства и анализируя статистические данные о характеристиках материалов. Нормативные характеристики материалов приведены в соответствующих нормах. Например, характеристики бетона и арматуры даны в СНиП 2.03.01-84 “Бетонные и железобетонные конструкции”.

Коэффициент точности. Учитывает возможные неблагоприятные отклонения геометрических характеристик от их нормативных значений.

На этот коэффициент умножают нормативное значение геометрической характеристики для получения ее расчетного значения.

Значение этого коэффициента устанавливают специалисты в области строительных конструкций, исследуя условия изготовления и монтажа конструкций, анализируя статистические данные о соответствующих геометрических характеристиках.

Коэффициент условий работы. Отражает факторы, которые не учитываются прямым путем. С его помощью учитываются - ползучесть,

пластические свойства материала, влияние податливости опор, коэффициенты динамичности и т.п.

На этот коэффициент умножают или делят усилия в элементах конструкций или значения несущей способности как всей конструкции, так и отдельных ее элементов.

Величины этих коэффициентов устанавливают специалисты в области расчета строительных конструкций. Этот коэффициент учитывает также факторы, не имеющие аналитического описания – коррозия, агрессия среды, биологические воздействия, т.е. воздействия реальных условий эксплуатации.

Коэффициент ответственности. Учитывает ответственность сооружения и ее влияние на требуемый уровень его надежности.

Этот коэффициент вводится в главное неравенство, которое является основным требованием метода предельных состояний.

Значение этого коэффициента устанавливают специалисты в области надежности строительных конструкций.

*Расчетные схемы.* Расчет конструкций и сооружений выполняется по тем или иным методам расчета, в основу которых положены соответствующие расчетные схемы.

Расчетные схемы являются физическими моделями сооружения, позволяющими с той или иной степенью точности (строгости) определить параметры напряженно-деформированного состояния, возникающего в элементах конструкции (например, изгибающие моменты, продольные и поперечные силы и т.п.). Таким образом, построение физической модели означает сведение эмпирических данных к фундаментальным положениям.

Расчетные схемы и основные предпосылки метода расчета конструкции должны учитывать факторы, определяющие напряженно-деформированное состояние, особенности взаимодействия элементов конструкции между собой и с основанием.

Расчетные схемы должны отражать с целесообразной степенью строгости действительную работу сооружения. В сложных случаях для построения расчетных схем возникает необходимость в проведении специально поставленных исследований с использованием натуральных моделей.

**Нормативные сопротивления.** Являются основными параметрами сопротивления материалов силовым воздействиям. Эти параметры устанавливаются нормами. За нормативное сопротивление принимают наименьшее контролируемое значение временного сопротивления или предела текучести материала, определяемое с учетом статистической изменчивости прочности:

$$R^H = R_{BP}(1 - \chi C_U),$$

где  $R_{BP}$  – среднее значение предела прочности;  $C_U$  - коэффициент вариации прочности (изменчивости);  $\chi$  - число «стандартов». Обеспеченность значений нормативных сопротивлений всех материалов принята в нормах не ниже 0,95, а для древесины 0,99. Например, величина обеспеченности 0,99 означает, что из 100% испытаний образцов не менее 99% должны иметь прочность большую  $R^H$ .

**Нагрузки и воздействия.** При расчете конструкций их принимают по СНиП 2.05.02-85 “Нагрузки и воздействия”, а для мостов и труб по СНиП 2.05.02-85 “Мосты и трубы”. В зависимости от продолжительности действия нагрузки подразделяют на постоянные и временные. Временные нагрузки, в свою очередь, подразделяются на длительные, кратковременные и особые.

К постоянным нагрузкам относят собственный вес конструкции или сооружения, вес и давление грунтов, воздействие предварительного напряжения конструкций, гидростатическое давление воды, вес постоянно расположенного технологического оборудования и т.п.

К временным длительным нагрузкам и воздействиям относят вес стационарного оборудования (станков, аппаратов и т.п.), давление жидкостей, газов, сыпучих тел в емкостях, нагрузки от людей и оборудования на перекрытия зданий, температурные климатические воздействия и др.

К временным кратковременным нагрузкам и воздействиям относят нагрузки от действия ветра, снега, от мостовых и подвесных кранов, веса людей и материалов в зонах обслуживания и ремонта, волновые, ледовые, навал судов, транспортные нагрузки, нагрузки возникающие при изготовлении, транспортировке и монтаже элементов и т.п.

Особыми нагрузками являются сейсмические и взрывные воздействия, нагрузки и воздействия, вызываемые неисправностью и поломкой оборудования, внезапным обрывом тросов при аварии и т.п.

После определения напряженно-деформированного состояния от вышеуказанных парциальных нагрузок составляют сочетания расчетных усилий по действующим нормам. Например, для транспортных сооружений сочетания составляют в соответствии со СНиП 2.05.02-85 “Мосты и трубы”. Для зданий и сооружений промышленного и гражданского назначения в соответствии со СНиП 2.01.08-85 “Нагрузки и воздействия” и т.п.

После составления сочетаний расчетных усилий в расчетных сечениях конструкций выполняют конструктивные расчеты элементов, на основании результатов которых проводят конструирование и составляют рабочие чертежи.

## Глава 2. Основы конструкций из дерева и пластмасс

### 2.1. Свойства дерева как конструкционного материала.

**Свойства древесных пород, их достоинства и недостатки.** Древесина – это ценный конструкционный материал, являющийся продуктом леса. Обширные леса занимают почти половину территории России. Основная масса лесов расположена в районах Сибири и Дальнего Востока и на севере Европейской части страны.

Хвойные породы занимают  $3/4$  части наших лесов, из них  $2/5$  лесов занимает лиственница,  $1/6$  – осина,  $1/8$  – ель и меньшие площади занимают пихта и кедр.

Лиственные породы занимают  $1/4$  часть лесов. Наиболее распространенной лиственной породой является береза. Дуб, бук, осина и др. лиственные породы занимают меньшие площади.

Заготовленный лес в виде отрезков стволов стандартной длины доставляется автомобильным, железнодорожным и водным транспортом или сплавом по рекам на деревообрабатывающие предприятия. Они выпускают пиломатериал, фанеру, древесные плиты, деревянные конструкции и строительные детали.

Строительство в настоящее время снабжается пиломатериалами, готовыми изделиями и конструкциями. Круглый лес поставляется по специальному заказу.

В процессе переработки древесины часть ее уходит в отходы. Причем, объем отходов достаточно велик, и их утилизация является проблемой. Из отходов древесины производят древесностружечные и древесноволокнистые плиты, что позволяет экономить деловую древесину.

Хвойную древесину используют для изготовления основных элементов деревянных конструкций и деталей. Прямые стволы с небольшим количеством сучков ограниченных размеров позволяют получить прямослойные пиломатериалы с небольшим числом пороков. В связи с тем, что хвойная древесина содержит смолы, она лучше сопротивляется увлажнению и загниванию.

Сосновая древесина отличается наиболее высоким качеством.

Еловая древесина близка по качеству к сосновой. Пихта и кедр имеют несколько меньшую прочность.

Лиственница по прочности и стойкости к загниванию превосходит сосновую древесину, но имеет пониженную прочность на скалывание.

Древесина большинства лиственных пород менее прямослойна, имеет большое количество сучков и более подвержена загниванию, чем хвойная древесина. Она почти не применяется для изготовления основных элементов деревянных конструкций.



Дубовая древесина выделяется среди лиственных пород повышенной прочностью и стойкостью к загниванию. Но, в связи с ее относительной дефицитностью и повышенной стоимостью, древесина дуба используется в строительных конструкциях лишь для изготовления различных соединительных элементов (упоров, нагелей, шпонок и т.п.).

Березовая древесина относится к твердым лиственным породам и ее используют, главным образом, для изготовления строительной фанеры.

Осиновая, тополевая и др. древесина мягких лиственных пород имеет пониженную прочность и нестойка к загниванию. Поэтому она используется для изготовления малонагруженных элементов временных зданий и сооружений.

**Виды лесоматериала.** Лесоматериал может быть круглым или пиленным.

Круглый лесоматериал – это бревна, представляющие собой часть стволов с гладко опиленными концами, очищенные от сучьев и коры. В связи с естественным происхождением, бревна имеют коническую форму. Уменьшение диаметра бревна по длине называют сбегом.

Пилёный лесоматериал получают в результате продольной распиловки бревен на лесопильных рамах или круглопильных станках. Более широкую грань называют пластью, а узкую грань - кромкой.

После продольной распиловки бревен получают необрезной пиломатериал с переменной шириной пласти (опилен лишь с двух сторон). Опиливая кромки получают обрезной пиломатериал (опилен с четырех сторон). При этом отходы называют обзолом.

Существует рекомендуемый сортамент пиломатериала (доски разной толщины и ширины, брус, пластины), который является основой для изготовления несущих деревянных конструкций.

**Достоинства и недостатки лесоматериала.** Достоинствами лесоматериала являются сравнительно высокая прочность при небольшой плотности, достаточная упругость и малая теплопроводность. В благоприятных условиях деревянные постройки сохраняются до нескольких сотен лет.

К недостаткам древесины как строительного материала относятся. Анизотропность – неоднородность свойств (прочность, теплопроводность) вдоль и поперек волокон. Гигроскопичность, т.е. способность поглощать и отдавать влагу в значительном количестве при изменении влажности и температуры окружающего воздуха, что приводит к набуханию или усушке. Вследствие анизотропности размеры деревянных элементов в различных направлениях изменяются неодинаково. Это вызывает появление внутренних напряжений, приводящих к образованию трещин и короблению. Загниваемость – способность древесины разрушаться под воздействием микроорганизмов в неблагоприятных условия эксплуатации. Сгораемость и

легкая воспламеняемость, что делает постройки огнеопасными, если не приняты меры для защиты от возгорания. Колебание величины прочности в пределах одной породы, в зависимости от условий роста или наличия пороков.

Необходимо знать достоинства и недостатки древесины, чтобы смягчать влияние ее недостатков и в максимальной степени использовать достоинства.

**Строение древесины.** В дереве различают крону, ствол и комель.

*Крона.* Состоит из ветвей и листьев (хвои). Из углекислоты (из воздуха) и воды (из грунта) в листьях в результате фотосинтеза образуются сложные органические соединения, необходимые для жизни дерева. Из сучьев получают щепу для изготовления тарного картона и древесноволокнистых плит.

*Ствол.* Проводит воду с растворенными минеральными веществами вверх (восходящий ток соков), и с органическими веществами от кроны вниз к корням (нисходящий ток соков). В стволе запасаются органические вещества, необходимые для жизни дерева. Ствол дает основную массу древесины (50-90% объема дерева), имеет главное промышленное значение. Верхняя тонкая часть ствола называется вершиной, а нижняя толстая часть - комлем.

Процесс роста дерева – это нарастание конусообразных слоев древесины. Каждый последующий конус имеет большую высоту и диаметр основания. Если сделать горизонтальное сечение ствола, то на уровне макроструктуры увидим следующие слои (см. рис. 1):

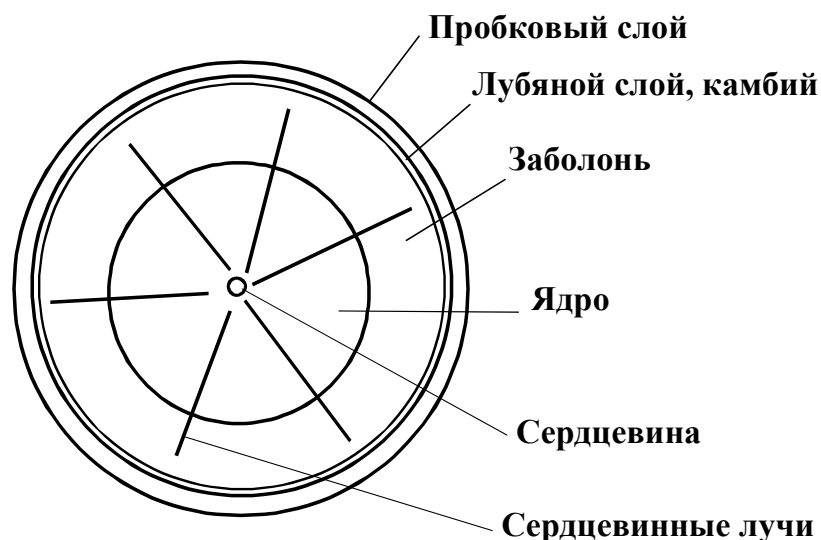


Рис. 1. Поперечный разрез ствола

**Кора.** Состоит из внешнего коркового слоя и нижнего лубяного. Кора предохраняет древесину от внешних воздействий (температура,

механические повреждения, насекомые). Из коры делают теплоизоляционные плиты, дубильные вещества, химические вещества для медицины.

**Лубяной слой.** Этот слой проводит воду с органическими соединениями вниз по стволу (нисходящий ток). Из луба делают мочало, рогожи, веревки.

**Камбий.** Сочный, тонкий прозрачный слой. От камбия прирастают годовичные слои.

**Заболонь.** Светлая периферическая часть ствола. Состоит из живых клеток. По заболони происходит движение воды с минеральными веществами от корней (восходящий ток соков).

**Ядро.** Темная центральная часть ствола. Образуется за счет отмирания живых клеток заболони. Происходит это в связи с закупоркой водопроводящих путей отложениями дубильных, красящих веществ, смолой, солями углекислого кальция.

**Сердцевина.** Состоит из отгнивших клеток.

На поперечном срезе ствола можно наблюдать также кольцевые образования, их называют годовыми слоями. Каждый слой соответствует ежегодному приросту древесины. По количеству годовых слоев судят о возрасте дерева (у комля). Ширина годовых слоев зависит от условий роста (засуха, морозы и т.п.). Если климатические условия неблагоприятные, то годовые слои узкие.

Каждый годовой слой состоит из двух частей: ранней и поздней древесины. Ранняя древесина образуется в начале лета и служит для проведения воды вверх по стволу. Она обращена к сердцевине, имеет светлый цвет и мягкую структуру. Поздняя древесина откладывается к концу сезона роста. Она более плотная и выполняет механическую функцию. От количества поздней древесины зависит плотность древесины и ее механические свойства.

На уровне микроструктуры древесина состоит из следующих образований. Древесина хвойных пород на 90-95 % образована вытянутыми трубчатыми клетками – трахеидами. В стенках трахеид имеются поры, через которые трахеиды сообщаются друг с другом. Древесина лиственных пород состоит из: сосудов – это система клеток для проведения воды и минеральных веществ; волокон либриформа – они составляют основную массу древесины ( $\approx 76\%$ ) и выполняют механическую функцию; древесной паренхимы, в которой запасаются органические вещества, необходимые для роста дерева.

**Влажность, усушка и разбухание и борьба с их влиянием.** Влажность древесины в значительной степени влияет на ее свойства. Степень влажности определяют по формуле:

$$W = \frac{(G_1 - G_2) \cdot 100\%}{G_2},$$

где  $G_1$  – масса древесины в естественном состоянии;  $G_2$  – масса высушенной древесины.

Влага содержится в древесине различным образом. Химически связанная вода находится в веществе древесины, она не может быть удалена. Гигроскопическая вода содержится в стенках сосудов, ей соответствует степень влажности от 0 до 30 %. Свободная вода содержится в полостях клеток и межклеточных пространствах, ей соответствует степень влажности от 30 до 200 %. За условно нормальную влажность принята влажность  $10 \pm 2$  %. Наибольшую влажность 200 % имеет древесина после длительного пребывания в воде. Свежесрубленная древесина имеет влажность 100 %.

Степень влажности значительно влияет на свойства древесины и деревянных конструкций и строго ограничивается, в зависимости от условий их изготовления и эксплуатации:

- из древесины неограниченно высокой влажности ( $W \approx 200$  %) можно изготавливать только конструкции постоянно соприкасающиеся с водой;
- при влажности до 40 % древесина используется для изготовления конструкций, эксплуатируемых на открытом воздухе;
- из древесины влажностью до 25 % изготавливают конструкции, эксплуатируемые в помещениях с повышенной влажностью и соприкасающиеся с грунтом;
- из древесины с влажностью до 20 % могут быть изготовлены неклееные конструкции, эксплуатируемые в любых условиях;
- из древесины с нормальной влажностью ( $10 \pm 2$  %) могут быть изготовлены любые конструкции, в том числе и клееные.

В процессе изменения влажности в интервале от 0 до 30 % (напомним, это изменение влажности осуществляется за счет гигроскопической воды, находящейся в клеточных оболочках) размеры деревянных элементов изменяются. Происходит усушка или разбухание, которые проявляются тем больше, чем больше объемная масса древесины. Причем, вследствие анизотропии, усушка и разбухание происходит в различных направлениях неравномерно. Наибольшее изменение линейных размеров от 7 до 12 % происходит в тангентальном направлении. Несколько меньше изменение линейных размеров от 3 до 6 % происходит в радиальном направлении. И, наконец, наименьшее изменение от 0,1 до 0,3 % - происходит вдоль волокон.

Высыхание деревянного элемента и развитие деформаций усушки неравномерны от поверхности к центру поперечного сечения элемента. Этот факт и разница величин радиальной и тангентальной усушки приводит к возникновению значительных внутренних напряжений растяжения. В результате древесина коробится и растрескивается (трещины усушки).

Изменение влажности от 0 до 30 % существенно влияет также на жесткость и прочность древесины. При увеличении влажности в указанных пределах, прочность древесины снижается.

Дальнейшее нарастание степени влажности древесины (свыше 30 %) не отражается на ее механических характеристиках.

Для предотвращения усушки и разбухания предусматриваются следующие меры защиты:

- элементы конструкций следует изготавливать из древесины соответствующей влажности;
- необходимо производить окраску конструкций, чтобы в процессе эксплуатации их влажность не изменялась;
- следует обеспечивать постоянство температурно-влажностного режима внутри помещения.

**Гниение и пожарная опасность.** *Гниением* называют разрушение древесины простейшими растительными организмами. Ими являются древоразрушающие грибы. Грибы выделяют ферменты, которые разрушают клеточные оболочки и растворяют их. В результате действия на древесину ферментов образуется питательная для грибов среда.

Положительные для жизни грибов условия – это температура от 0 до 50<sup>0</sup> С. При повышении температуры свыше 80<sup>0</sup> С грибы погибают. Древесина, насыщенная водой и находящаяся в воде без доступа воздуха, гниению не подвергается.

Существуют меры защиты древесины от гниения, к ним относятся:

- термообработка древесины при температуре свыше 80<sup>0</sup> С;
- ограничение степени влажности;
- пропитка древесины ядовитыми для грибов составами (например, обработка креозотовым маслом и т.п.).

Для защиты древесины от гниения предусматриваются также и конструктивные меры:

- осуществляется изоляция древесины от атмосферного и технологического увлажнения;
- древесина отделяется от бетонных, каменных и металлических поверхностей, на которых образуется конденсационная влага, рулонными изоляционными материалами;
- деревянные поверхности покрывают соответствующими лакокрасочными материалами (например, ПФ-115, УР-175 и т.п.).
- очень важно также защищать древесину от конденсационной влаги, с этой целью устраивается проветривание конструкций с помощью осушающих продухов. Существует также еще один вид биологического вредного воздействия на древесину: это - насекомые – точильщики. С ними борются с помощью термообработки и химической обработки древесины.

**Горение.** Им называют процесс термического разложения древесины с образованием горючих газов, содержащих углерод. Благоприятными условиями для возгорания являются длительное нагревание древесины при температуре 150<sup>0</sup> С или быстрое воздействие более высокой температуры.

Кислород окружающего воздуха обогащает горение и способствует распространению пламени.

Существует понятие степени массивности конструкции. Эта степень зависит от отношения периметра поперечного сечения элемента к его площади. Чем это соотношение меньше, тем выше степень массивности. Горение массивных элементов, в связи с малой теплопроводностью древесины, долго ограничивается лишь нагруженными слоями. Поэтому предел огнестойкости массивных элементов выше.

Предел огнестойкости также является важным показателем для успешного тушения пожара. Им называют время в часах, в течение которого нагруженный элемент сохраняет несущую способность или ограждающие функции при температуре пожара (800-900<sup>0</sup> С).

Существуют способы защиты древесины от возгорания. Их целью является повышение предела огнестойкости, чтобы конструкции дольше сопротивлялись возгоранию, не создавали и не распространяли открытого пламени. Это достигается мероприятиями конструктивной и химической защиты деревянных конструкций от возгорания.

Конструктивная защита заключается в ликвидации условий благоприятных для возникновения пожара. Для этого необходимо:

- чтобы в помещениях с горячими процессами древесина не применялась;
- чтобы деревянные конструкции были отделены от печей и других нагревательных приборов достаточными расстояниями или огнестойкими материалами;
- деревянные строения разделять на участки противопожарными преградами или зонами из огнестойких конструкций;
- оштукатуривать деревянные поверхности, так как штукатурка значительно повышает предел огнестойкости.

Химические меры защиты применяются в тех случаях, когда от деревянных конструкций требуется повышенный предел огнестойкости. Химическая защита заключается в пропитке древесины антипиренами или окраске. Антипирены при нагревании плавятся или разлагаются, покрывая древесину огнезащитными пленками или газовыми оболочками, препятствующими доступу кислорода воздуха к древесине. Пропитка антипиренами производится в автоклавах одновременно с антисептированием.

Защитные краски изготавливают на основе жидкого стекла и других веществ и наносят на поверхность древесины. При нагревании пленка защитных красок вспучивается и создает воздушную пористую прослойку, препятствующую повышению температуры древесины.

**Строительная фанера.** Этот материал является полуфабрикатом из древесины. Строительную фанеру изготавливают из 3, 5, 7, 9 или 11-ти слоев

лущеного шпона, монолитно и водостойко склеенных между собой. При этом, волокна соседних слоев шпона расположены под прямым углом.

Фанеру изготавливают из лиственных и хвойных пород древесины. Лучшим сырьем является береза, далее идут по степени качества - ольха, осина, липа, тополь, сосна кедр, ель и пихта. Листы фанеры имеют толщину от 1,5 до 12 мм.

По водостойкости фанеру разделяют на следующие сорта:

- ФСФ – фанера повышенной водостойкости. Она склеена водостойкими клеями, например, фенолоформальдегидным;
- ФК, ФБА – фанера средней водостойкости. Склеена карбамидными или альбуминоказеиновыми клеями;
- ФБ – фанера ограниченной водостойкости. Склеивается с помощью белковых клеев.

Физические и механические свойства строительной фанеры отличаются от свойств соответствующей массивной древесины, так как фанера является менее анизотропным материалом, по сравнению с массивной древесиной.

Влияние пороков на прочность строительной фанеры меньше, чем в массивной древесине, так как совпадение пороков в соседних слоях шпона маловероятно.

Существует еще один вид строительной фанеры – это бакелизированная фанера типа ФБС. Наружные шпоны этой фанеры пропитываются водостойкими синтетическими спирторастворимыми смолами. Толщина фанеры типа ФБС составляет от 5 до 18 мм. Прочность бакелизированной фанеры вдоль длинной стороны листов более чем в 2,5 раза, а вдоль короткой стороны листа в 2 раза, превышает прочность хвойной древесины вдоль волокон.

## 2.2. Прочностные свойства древесины

**Длительное сопротивление древесины. Анизотропия.** Для назначения размеров элементов деревянных конструкций необходимы сведения о прочности древесины при различных напряженных состояниях.

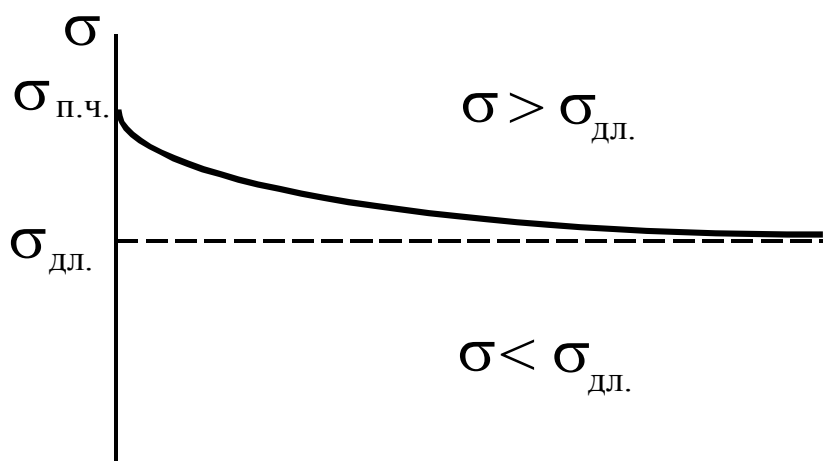
Для древесины характерно, что ее механические свойства различны в различных направлениях и зависят от угла, образованного направлениями силы и волокон. Эта особенность древесины называется анизотропией. При совпадении направлений силы и волокон прочность наибольшая. Она в несколько раз меньше, если сила действует под большим углом к волокнам.

Определение предела прочности древесины производится путем испытаний на машинах стандартных образцов, выполненных из чистой без пороков древесины. Испытания показывают значительный разброс показателей прочности, даже в пределах одной и той же породы. Причина заключена в неоднородности древесины, связанной с особенностями ее

анатомического строения. Например, у древесины хвойных пород прочность поздней древесины в 2-3 раза выше прочности ранней древесины. Содержание поздней древесины и толщина стенок ее трахеид различны. Чем толще стенка трахеид и чем больше процент содержания поздней древесины, тем больше объемная масса древесины и выше ее прочность. Опыты показывают прямую пропорциональность между пределом прочности и плотностью древесины.

Ширина годовых слоев также влияет на прочность: слишком узкие и слишком широкие годовые слои характеризуют пониженную прочность древесины.

Древесина является материалом, на прочность которого влияет скорость нагружения и продолжительность действия нагрузки. Чтобы разобраться в вопросе о длительном сопротивлении древесины, выберем какое-либо напряженное состояние и загрузим очень большое количество образцов древесины, соответствующих выбранному напряженному состоянию, разными нагрузками в большом интервале их величин. При этом будем фиксировать для каждого образца величину действующего в нем напряжения и момент времени, в который приложена каждая нагрузка. В процессе испытания окажется, что некоторые из образцов, загруженных большими силами, разрушатся сразу, другие через большой промежуток времени, и так далее. Если построить кривую в координатах предел прочности – время до разрушения, то получим кривую, показанную на рис. 2.



Продолжительность в днях до разрушения

Рис. 2. Кривая длительного сопротивления древесины

Асимптота (показана штриховой линией на рис. 2) проведенная к этой кривой пересекает ось ординат в точке  $\sigma_{дл.}$  и делит весь диапазон изменения нагрузки на две области:



– область  $\sigma < \sigma_{дл}$  (расположена ниже асимптоты); образцы, с координатами  $\sigma - T$  попавшими в эту область, не разрушатся, сколько долго бы не действовала нагрузка;

– область  $\sigma > \sigma_{дл}$ ; образцы с координатами, попавшими в эту область, разрушатся с течением времени неизбежно, причем, разрушение произойдет тем быстрее, чем  $\sigma$  больше  $\sigma_{дл}$ .

Для этих двух случаев можно построить кривые зависимости «деформация - время» (см. рис. 3 и 4)

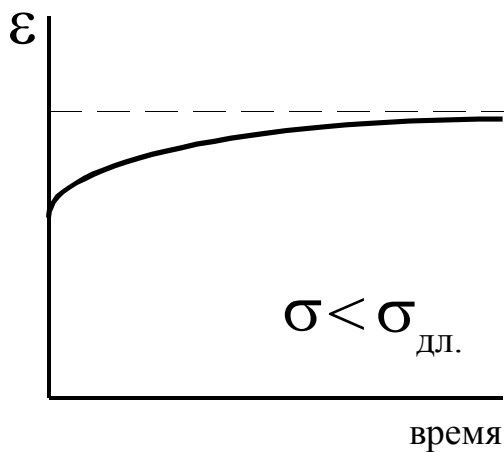


Рис. 3

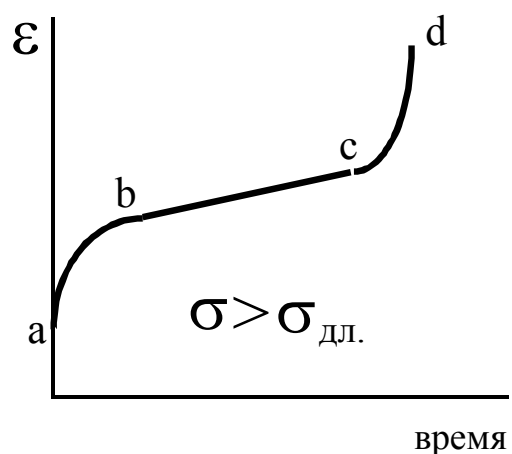


Рис. 4

Как видно из рис. 3 и 4 древесина обладает свойствами последействия, т.е. деформации увеличиваются в течение некоторого времени после приложения нагрузки.

Длительное сопротивление является показателем действительной прочности древесины, который определяется путем длительных испытаний. Поскольку  $\sigma_{дл}$  определять затруднительно из-за сложности процесса испытаний, то обычно получают  $\sigma_{пч}$  (предел прочности) и, далее,  $\sigma_{дл}$  определяют из соотношения:

$$K_{дл} = \frac{\sigma_{дл}}{\sigma_{пч}} = 0,5 - 0,6,$$

где  $K_{дл}$  – коэффициент длительного сопротивления древесины.

**Сопротивление древесины при различных напряженных состояниях. Растяжение.** Прочность древесины при растяжении определяют по двум направлениям: вдоль и поперек волокон. Величину сопротивления древесины вдоль волокон определяют на образцах специального вида. При этом, предел прочности древесины образцов влажностью  $W$  определяют по формуле:

$$\sigma_w = \frac{P_{MAX}}{ab},$$

где  $P_{MAX}$  - разрушающая нагрузка;  $a$ ,  $b$  – стороны поперечного сечения образца;  $\sigma_w$  - предел прочности древесины образца влажностью  $W$ . При определении прочности древесины при растяжении поперек волокон изготавливают образцы другого вида. Предел прочности в этом случае определяют по той же формуле, что и при растяжении вдоль волокон.

Предел прочности при растяжении вдоль волокон достаточно велик и составляет для древесины сосны и ели примерно 1000 кгс/см<sup>2</sup>. Наличие сучков и присучкового косослоя значительно снижает сопротивление растяжению. Опыты показывают, что при размере сучков в ¼ стороны образца предел прочности составляет всего 0,27 от предела прочности стандартного образца. Отсюда видно, насколько важен правильный отбор древесины по размерам сучков для растянутых элементов конструкций. Таким образом, при ослаблении сечений врезками и отверстиями происходит большее снижения прочности, чем дает расчет по площади сечения «нетто».

Опыты также показывают, что прочность при растяжении зависит от масштаба образца: прочность крупных образцов, вследствие большей неоднородности их строения, меньше, чем прочность стандартных.

При разрыве поперек волокон, вследствие анизотропии древесины, предел прочности в 20-25 раз меньше, чем при растяжении вдоль волокон. Отсюда ясно сильное влияние косослоя: чем больше косослой, тем меньше прочность элемента. Косослой – это второй по значимости порок древесины, величина которого строго ограничивается.

Диаграмма зависимости  $\varphi - \varepsilon$  (здесь  $\varphi = \sigma_{ТЕК} / \sigma_{ПЧ}$ ;  $\varepsilon$  – деформация;  $\sigma_{ТЕК}$  – текущее значение нормального напряжения) имеет билинейный вид (см. рис. 5). Разрушение происходит хрупко от разрыва стенок трахеид поздней древесины.

*Сжатие вдоль волокон.* Для проведения этого испытания образцы изготавливают в форме прямоугольной призмы с основанием 20×20 мм и длиной (вдоль волокон) равной 30 мм.

Результаты испытаний имеют большой разброс, в зависимости от породы дерева, его пористости и влажности, условий роста и наличия пороков (сучков, трещин и т.п.).

Предел прочности образца древесины с влажностью  $W$  при сжатии вдоль волокон  $\sigma_w$  определяют с точностью до 5 кгс/см<sup>2</sup> по формуле:

$$\sigma_w = \frac{P_{MAX}}{a^2}.$$

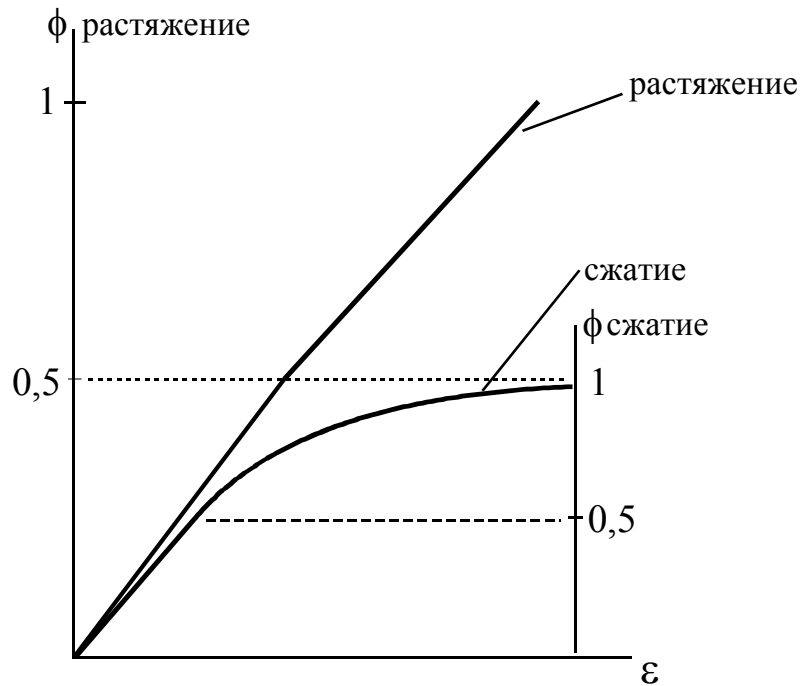


Рис. 5. Диаграммы деформирования древесины при растяжении и сжатии вдоль волокон

Испытания древесины на сжатие дают величину предела прочности в 2-2,5 раза меньшую, чем при растяжении. Влияние сучков и пороков проявляется в меньшей степени, чем при растяжении вдоль волокон. При допустимом для наших норм для сжатых вдоль волокон элементов размере сучков в 1/3 стороны элемента, прочность составляет 0,6-0,7 от прочности бессучкового элемента тех же размеров.

Кроме того, в деревянных конструкциях размеры сжатых элементов обычно назначаются из расчета на устойчивость. Вследствие указанных особенностей, работа сжатых элементов в конструкциях более надежна, чем растянутых. Этим объясняется широкое применение металлодеревянных конструкций, основные растянутые элементы которых выполнены из стали, а сжатые и сжатоизогнутые - выполнены из дерева.

Диаграмма деформирования при сжатии вдоль волокон показана также на рис. 5 (обычно диаграммы при растяжении и сжатии совмещают на одном рисунке).

Приведенная диаграмма деформирования при сжатии при  $\phi > 0,5$  более криволинейна, чем при растяжении. При  $\phi < 0,5$  диаграмма условно может быть принята прямолинейной.

Прочность при сжатии вдоль волокон зависит от толщины стенок поздних трахеид древесины хвойных пород и волокон либриформа лиственных: с увеличением толщины стенок сосудов прочность возрастает.

*Изгиб.* Предел прочности древесины при статическом изгибе весьма велик. Поэтому, древесину широко применяют в работающих на изгиб конструкциях: в балках, настилах, подмостях и т.п.

Определение показателя прочности при изгибе выполняют с помощью образцов в форме прямоугольных, опертых по концам, брусков с размерами поперечного сечения 20×20 мм и длиной вдоль волокон 300 мм. Испытания проводят по одной из схем: нагрузка приложена в третях длины образца или в средней точке. Предел прочности образца древесины влажностью  $W$  определяют по формуле:

$$\sigma_w = \frac{M_{MAX}}{W},$$

здесь в знаменателе показан момент сопротивления поперечного сечения испытуемого образца. Предел прочности древесины различных пород при изгибе находится в пределах 500-1000 кгс/см<sup>2</sup>.

Поскольку при изгибе имеется растянутая зона, то влияние сучков и косослоя значительно. При размере сучков до 1/3 стороны сечения, предел прочности составляет 0,45-0,5 от прочности бессучковых образцов. В брусках и бревнах это отношение выше и доходит до 0,6-0,8. В бревнах влияние пороков на прочность при изгибе вообще меньше, чем в пиломатериалах, так как в бревнах отсутствует выход на кромку перерезанных при распиловке волокон.

Определяют краевые напряжения при изгибе по обычной формуле:

$$\sigma = \frac{M}{W}.$$

Это соответствует линейному распределению напряжений по высоте сечения и действительно для небольших напряжений (см. рис. 6).

В стадии разрушения в сжатой зоне сначала образуется складка, а затем в растянутой зоне происходит разрыв крайних волокон. Разрушение клеток в сжатой и растянутой зонах аналогично разрушению при осевом сжатию и растяжению. В завершение этого раздела заметим, что с увеличением высоты поперечного сечения предел прочности при изгибе уменьшается.

*Смятие.* Различают смятие вдоль волокон, поперек волокон и под углом к волокнам. Прочность древесины на смятие вдоль волокон (например, в стыках сжатых элементов) мало отличается от прочности при сжатию, и наши нормы не делают различия между ними.

Смятию поперек волокон древесина сопротивляется слабо. Смятие под углом занимает промежуточное положение. При смятии поперек волокон, в связи с трубчатым строением волокон, развиваются значительные деформации сминаемого элемента. После сплющивания стенок волокон, при дальнейшем возрастании нагрузки, древесина уплотняется и ее сопротивление возрастает (см. рис. 7).

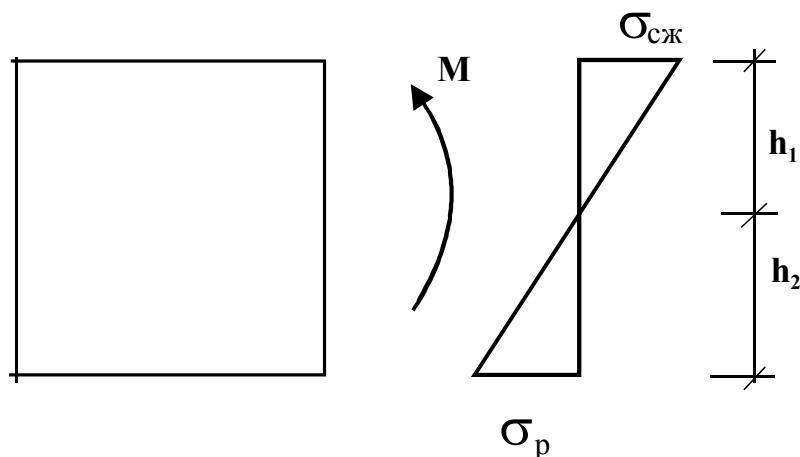


Рис. 6. Работа древесины при изгибе

О величине прочности древесины при смятии поперек волокон судить приходится по величине допустимых в эксплуатации (с учетом времени) деформаций.

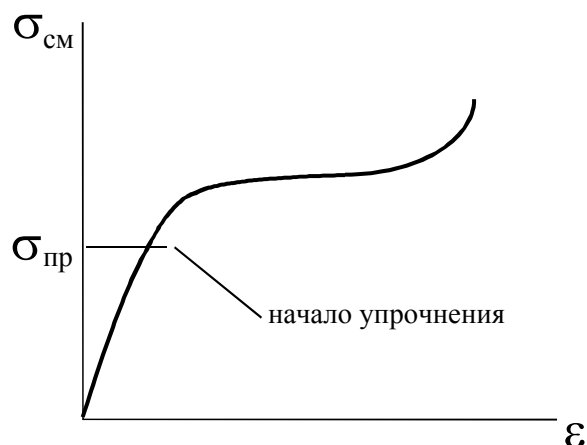


Рис. 7. Диаграмма деформирования древесины при смятии поперек волокон

За нормируемый предел прочности здесь принимают напряжение при некотором условном пределе пропорциональности.

Различают смятие поперек волокон по всей поверхности (см. рис. 8, а), по части длины (см. рис. 8, б) и по части длины и ширины (см. рис. 8, в). Наибольший предел прочности соответствует последнему из перечисленных видов напряженных состояний при смятии поперек волокон.

*Скалывание.* Скалывание древесины может происходить в плоскости, параллельной волокнам – в направлении вдоль волокон, поперек волокон и под углом к волокнам. Предел прочности при скалывании вдоль волокон, определяемый путем испытаний стандартных образцов сосны или ели при

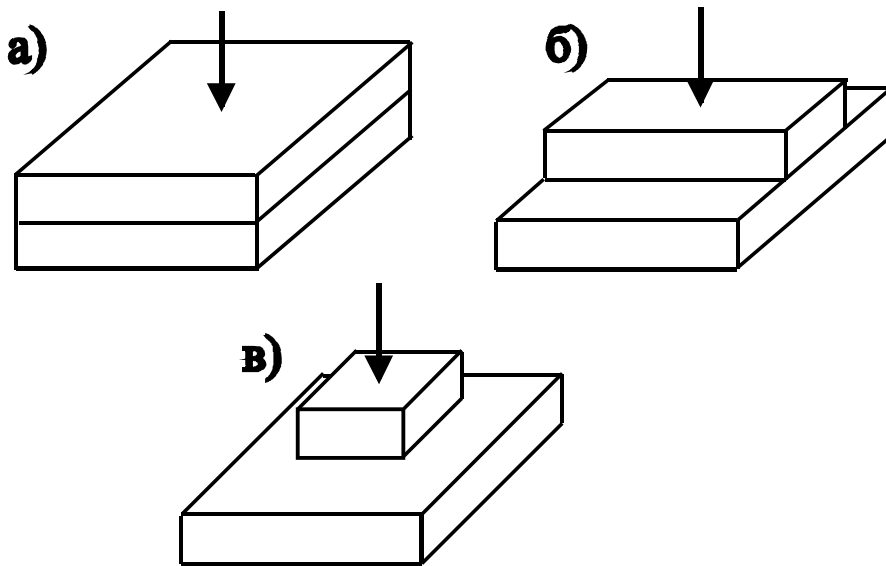


Рис. 8. Виды работы древесины при смятии поперек волокон

влажности 12 %, составляет 60-70 кгс/см<sup>2</sup>. Причем, разница между прочностью на скалывание в тангентальной и радиальной плоскостях незначительна.

Сопротивление скалыванию поперек волокон и под углом к волокнам меньше, чем сопротивление вдоль волокон.

Скалывающие напряжения распределяются по длине площадки скалывания неравномерно. Поэтому за предел прочности принимают среднее значение касательного напряжения по длине площадки скалывания (оно меньше максимального), которое определяется по формуле:

$$\tau_{СК} = \frac{T_{СК}}{F_{СК}},$$

где  $T_{СК}$  - разрушающая нагрузка;  $F_{СК}$  - площадь площадки скалывания.

Средний предел прочности падает с увеличением длины площадки скалывания и зависит от отношения длины  $l_{СК}$  этой площадки к плечу «е» приложения скалывающих сил (см. рис. 9)

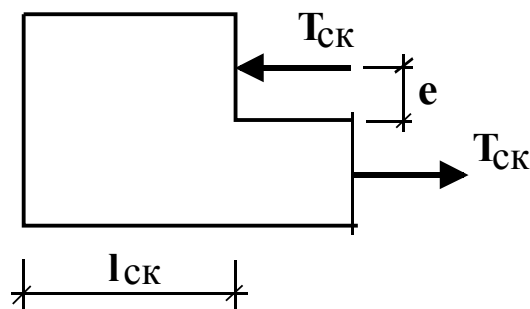


Рис. 9. Схема действия скалывающей нагрузки

Существует два вида скалывания – одностороннее и промежуточное (см. рис. 10).

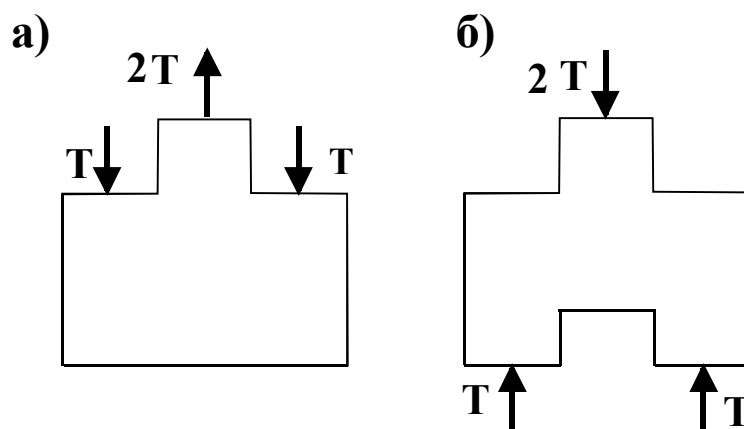


Рис. 10. Напряженные состояния при скалывании древесины  
а – одностороннее; б – промежуточное

При одностороннем скалывании степень неравномерности касательных напряжений больше, чем при промежуточном скалывании.

Скалывание при внецентренном приложении скалывающей силы сопровождается отдираньем поперек волокон, что ухудшает работу древесины при скалывании (см. рис. 11)

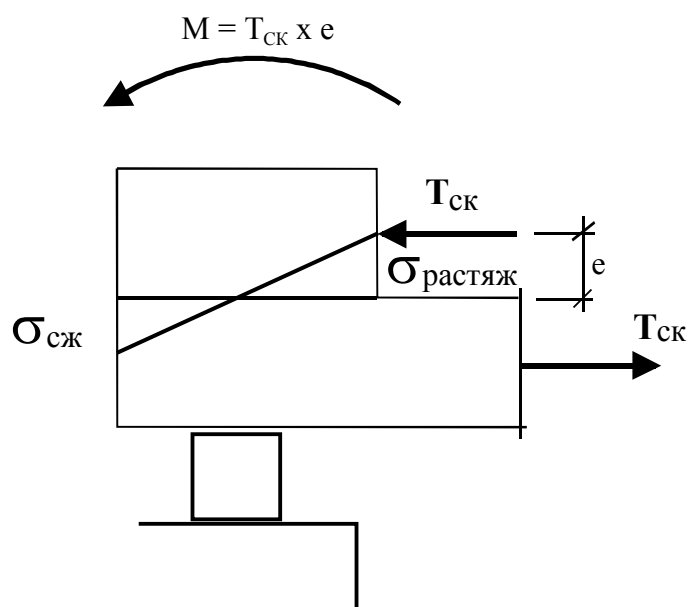


Рис. 11. Схема действия сил и напряжений при скалывании

При этом возникают растягивающие напряжения  $\sigma_{РАСТ}$  (см. рис. 11) поперек волокон, которые могут превысить соответствующий предел прочности и явиться причиной преждевременного разрушения соединения.

Чтобы повысить надежность соединения при внецентренном приложении скалывающей силы, предусматривают прижим по плоскости площадки скалывания (см. рис. 12).

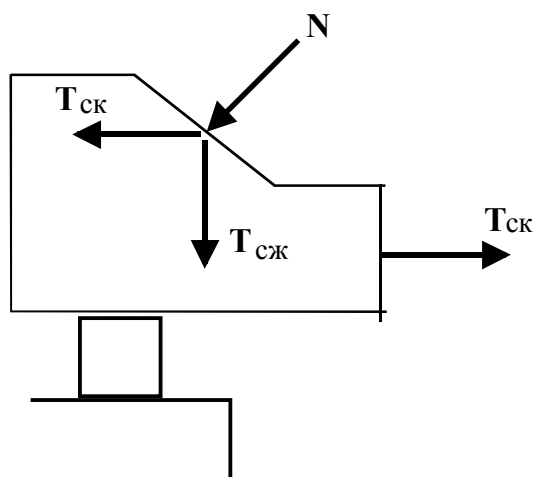


Рис. 12. Схема создания прижима по площадке скалывания

Сжимающее усилие  $T_{сж}$  (см. рис. 12) вызывает нормальное напряжение сжатия поперек волокон по длине площадки скалывания, которые должны уменьшить растягивающие нормальные напряжения поперек волокон от действия изгибающего момента (см. рис. 11).

**Зависимость прочности от влажности и температуры.** *Влияние влажности.* При повышении влажности древесины от  $W = 0 \%$  до точки насыщения волокон  $W = 30 \%$ , предел прочности древесины, в том числе и длительная прочность, уменьшается, а деформативность увеличивается.

В наименьшей степени влажность влияет на ударную прочность и на прочность при растяжении вдоль волокон. В остальных случаях влияние влажности сравнительно велико и при ее изменении на  $1 \%$  прочность меняется на  $3-5 \%$ .

Повышение влажности древесины свыше точки насыщения волокон ( $W = 30 \%$ ), влажность уже не оказывает влияния на прочность древесины.

Для сравнения пределов прочности древесины с различной степенью влажности, надо показатели прочности приводить к одной степени влажности, обычно к стандартной влажности, равной  $12 \%$ .

Приведение временного сопротивления древесины к стандартной степени влажности производится по формуле:

$$B_{12} = B_w [1 + \alpha(W - 12)],$$



где  $B_{12}$  – предел прочности древесины при влажности 12 %;  $B_W$  – предел прочности древесины, полученный при ее испытаниях при степени влажности древесины в момент испытаний, равной  $W$ ;  $\alpha$  - поправочный коэффициент. Данная формула справедлива при интервале влажности, равном  $W = 8 \div 23\%$ .

*Влияние температуры.* Опыты показывают, что предел прочности древесины при любой степени влажности зависит также и от температуры древесины в момент испытаний: с повышением температуры предел прочности уменьшается, с уменьшением температуры он – увеличивается.

При большой влажности и отрицательной температуре влага в древесине превращается в лед. Получается замороженная древесина, прочность которой при различных напряженных состояниях возрастает. Но древесина в этом случае становится хрупкой.

Модуль деформаций древесины при повышении температуры уменьшается, что приводит к увеличению деформативности деревянных конструкций в жаркий период года. Из вышеизложенного видно, что в момент испытаний по определению предела прочности древесины следует фиксировать также и температуру образца. Для сравнения пределов прочности древесины, полученных при различных температурах образцов, необходимо эти показатели прочности приводить к стандартной температуре, равной  $20^0$  С. Указанное приведение выполняется по формуле:

$$\sigma_{20} = \sigma_T + \beta(T - 20),$$

где  $\sigma_{20}$  - предел прочности древесины при стандартной температуре  $20^0$  С;  $\sigma_T$  - предел прочности древесины, полученный в момент испытаний при температуре образца, равной  $T$ ;  $\beta$  - поправочный коэффициент. Приведенная формула справедлива в интервале температур  $10-50^0$  С.

### 2.3. Соединения элементов деревянных конструкций

**Классификация соединений.** В связи с тем, что размеры пиломатериалов ограничены сортаментом, отдельно их можно применять только для создания конструкций с невысокой несущей способностью (стойки, балки и т.п.). Для создания большинства конструкций из дерева деревянные элементы должны быть прочно и надежно соединены между собой. При помощи соединений элементы:

- соединяются по длине – сращиваются;
- соединяются по ширине – сплачиваются;
- связываются под углом узлами;
- прикрепляются к опорам – анкеруются.

Соединения – это наиболее ответственные части деревянных конструкций. При изготовлении многих соединений в элементах деревянных

конструкций делают отверстия, врезки и т.п., что ослабляет эти элементы. Поэтому, разрушение деревянных конструкций начинается, в большинстве случаев, с соединений.

Таким образом, от правильности решения, расчета и изготовления соединений зависят прочность и деформативность конструкции в целом.

Наиболее просто решаются конструкции соединений сжатых деревянных элементов, в которых усилия передаются непосредственно от элемента к элементу. Здесь не требуется рабочих связей.

Более сложно решаются соединения изгибаемых элементов, в которых для передачи усилий требуются рабочие связи.

Наиболее сложно решаются соединения растянутых элементов. В этих соединениях имеется опасность хрупкого разрушения древесины по ослабленным сечениям. Сложность таких соединений приводит, в большинстве случаев, к замене растянутых деревянных элементов металлическими.

Соединения весьма многообразны, их количество превышает, примерно, 40-50 типов, и по характеру работы соединения могут быть разделены на следующие группы:

- соединения без специальных связей, требующих расчета (упоры, врубки);
- соединения со связями, работающими на сжатие (шпонками, колодками);
- соединения со связями, работающими на изгиб (нагельями, болтами, штырями, гвоздями, винтами, деревянными пластинками,);
- соединения со связями, работающими на растяжение (болтами, гвоздями, винтами, хомутами, тяжами);
- соединения со связями, работающими на сдвиг (клеевыми швами).

В приведенной классификации одни и те же связи входят в разные группы. Поэтому, целесообразно изучать соединения деревянных конструкций в следующем порядке:

- соединения без специальных связей;
- соединения с деревянными связями;
- соединения с металлическими связями;
- соединения с клеевыми связями.

Однако прежде чем приступить к изучению соединений ознакомимся с основными требованиями, которые предъявляются к соединениям.

**Требования, предъявляемые к соединениям.** Как отмечено ранее, устройство соединений связано с ослаблением элементов деревянных конструкций. Наличие ослаблений приводит к образованию концентраций опасных не учитываемых расчетом местных напряжений. Причем, наибольшую опасность представляют в соединениях скалывающие и

разрывающие вдоль и поперек волокон напряжения, которые вызывают хрупкое разрушение древесины.

В отличие от металла, в древесине не происходит пластического перераспределения напряжений. Поэтому, чтобы уменьшить опасность последовательного хрупкого скалывания или разрыва древесины элементов деревянных конструкций, приходится обезвреживать природную хрупкость древесины вязкой работой соединений.

Наиболее вязким видом работы древесины является ее работа при смятии. Таким образом, можно сформулировать первое требование, предъявляемое к соединениям. Оно заключается в том, что в соединениях необходимо обеспечить работу древесины на смятие. В этом случае хрупкая работа древесины при скалывании и разрыве будет обезврежена. Для придания соединениям вязкости используется принцип дробности. Он заключается в том, чтобы усилия от элемента к элементу передавались за счет возможно большего количества связей. В этом случае усилия между параллельно работающими связями распределяются наиболее равномерно. И, наконец, третьим требованием к соединениям является требование плотности, чтобы в соединениях не формировались нерабочие («рыхлые») деформации. Таким образом, еще раз подчеркнем, что основными требованиями, которым должны удовлетворять соединения, являются требования вязкости, дробности и плотности. Переходим к рассмотрению соединений без специальных связей.

**Соединения без специальных связей.** Соединения элементов, в которых действуют незначительные усилия или усилия передаются непосредственно от одного элемента к другому, не требуют специальных связей, подлежащих расчету. К таким соединениям относятся конструктивные врубки, лобовые упоры и лобовые врубки.

*Конструктивные врубки.* Это соединения, в которых возникают усилия намного меньшие их несущей способности, поэтому они не нуждаются в расчете. Существуют следующие типы конструктивных врубок:

- Соединения в четверть. Это способ соединения досок кромками (см. рис. 13).

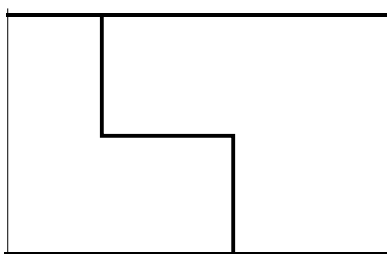


Рис. 13. Соединение в четверть

В кромках сопрягаемых элементов выбирают пазы глубиной немного большей, чем половина толщины доски. Соединение препятствует продуванию стен и проникновению осадков. Сосредоточенная нагрузка, приложенная к одной из досок, воспринимается этой доской и соседней.

- Соединение в шпунт. Это способ сплачивания досок или брусьев кромками, в одной из которых вырезаны двусторонние пазы, а в другой один средний паз (см. рис. 14), в который входит гребень соседней доски. Настилы из досок, соединенных в шпунт, препятствуют просыпанию засыпок. Сосредоточенная нагрузка, приложенная к одной из досок, воспринимается соседними досками.

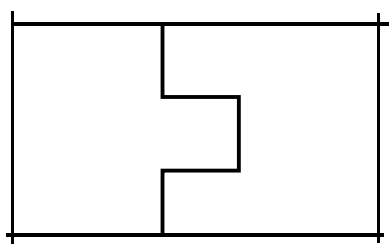


Рис. 14. Соединение в шпунт

- Врубка в полдерева. Это способ соединения концов брусьев или бревен с врезками до половины толщины под углом в одной плоскости, стянутых болтом (см. рис. 15).

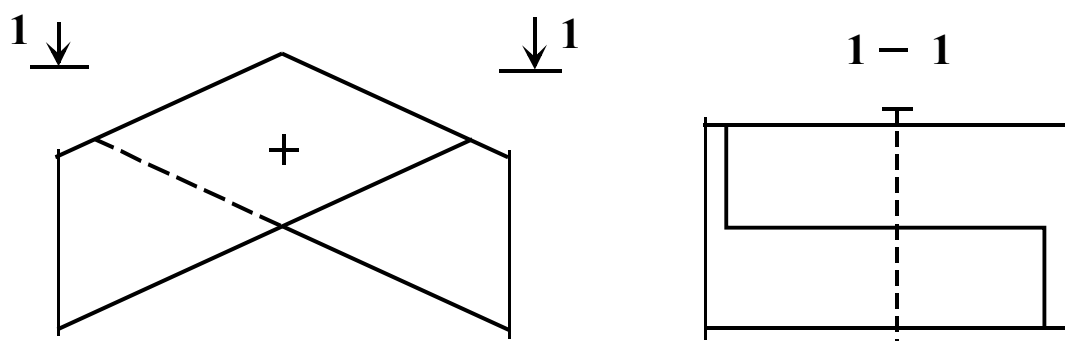


Рис. 15. Врубка в полдерева

Примером такого соединения является соединение стропильных ног в коньке.

- Косой прируб. Это способ продольного сращивания брусьев или бревен концами, в которых сделаны односторонние наклонные врезки длиной, равной удвоенной высоте сечения, с торцами высотой, равной 0,15 высоты сечения (см. рис. 16).

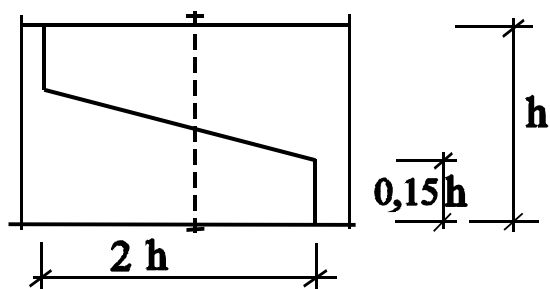


Рис. 16. Косой прируб

Косые прирубы стягиваются конструктивными болтами и применяются при соединении прогонов и балок по длине (в частности, этот стык реализует шарнирное соединение).

*Лобовые упоры.* Эти соединения являются наиболее простыми и надежными соединениями, применяемыми для стыковки сжатых элементов. Они работают и рассчитываются на смятие, возникающее в них от действия сжимающих усилий. Лобовые упоры бывают продольными, поперечными и наклонными.

- Продольный лобовой упор. Это соединение обрезанного под прямым углом конца сжатого стержня с опорой, диафрагмой узла или торцом другого такого же стержня в сжатом стыке (см. рис. 17).

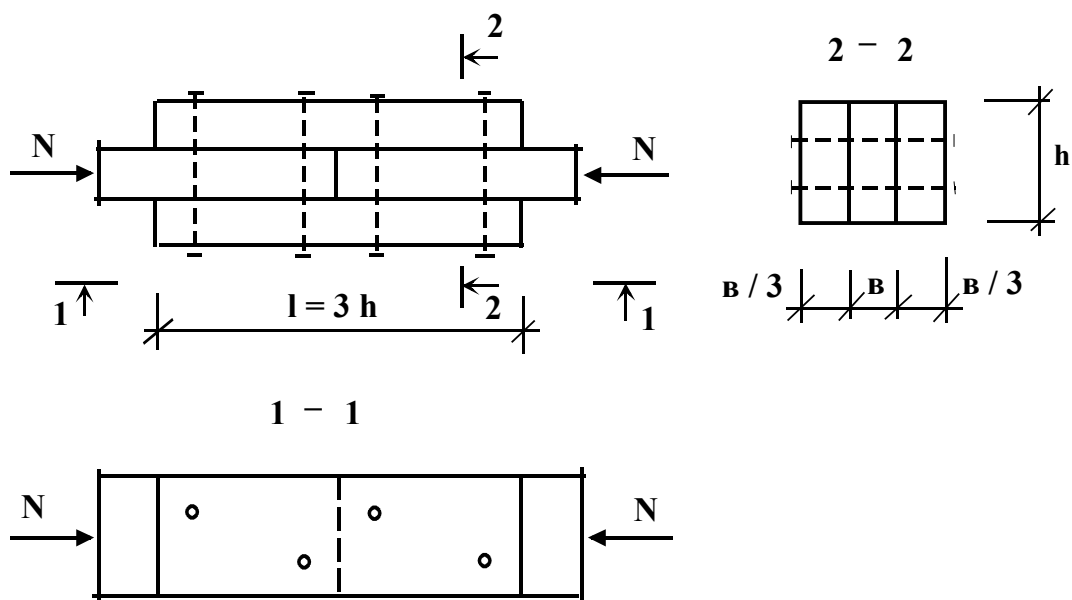


Рис. 17. Продольный лобовой упор

Соединение перекрывается конструктивно установленными двусторонними накладками на болтах. В продольном лобовом упоре древесина стыкуемых элементов работает на смятие вдоль волокон.

- Поперечный лобовой упор. Это способ соединения двух стержней под прямым углом, когда торец сжатого стержня упирается в пласт второго стержня и закрепляется конструктивными накладками на болтах (см. рис. 18). Древесина торца сжатого стержня работает на смятие вдоль волокон (сжатие), древесина пласти работает на местное смятие поперек волокон и ее прочность нуждается в проверке.

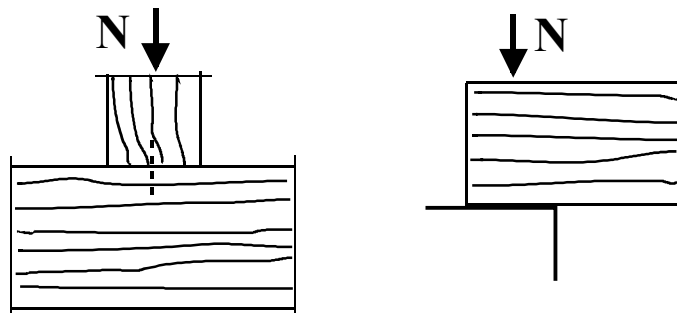


Рис. 18. Поперечный лобовой упор

- Наклонный лобовой упор. Это способ соединения двух сжатых стержней под углом меньше прямого (см. рис. 19).

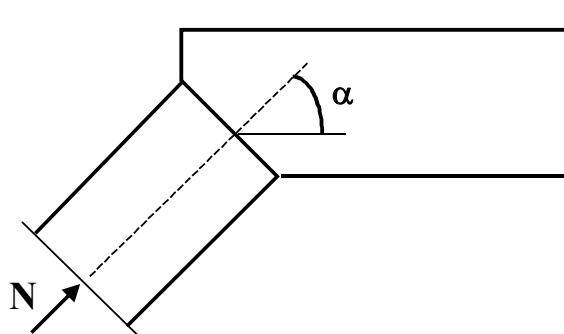


Рис. 19. Наклонный лобовой упор

Конец сжатого стержня обрезан под прямым углом. Слабым местом этого стыка будет площадка, расположенная под углом  $\alpha$ , она и должна быть проверена на прочность.

*Лобовая врубка.* Существуют лобовые врубки с одним и двумя зубьями. Последний способ в настоящее время не применяется. Лобовая врубка с одним зубом является простым в изготовлении соединением двух стержней под углом. Применяется для соединения стержней малопролетных ферм и подкосных систем в узлах при их построечном изготовлении (см. рис. 20). Причем, один из стержней (врубаемый) должен быть обязательно сжат.

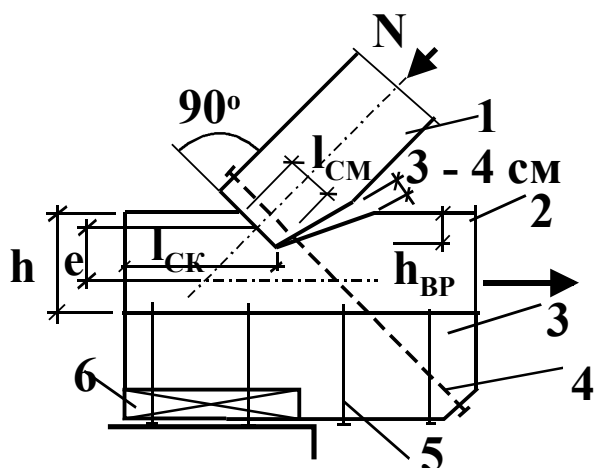


Рис. 20. Лобовая врубка с одним зубом  
 1 – сжатый элемент; 2 – растянутый элемент; 3 – подбалка; 4 – аварийный болт; 5 – гвозди; 6 – подкладка;

Врубка центрируется таким образом, чтобы в горизонтальном элементе не возникло кроме растяжения еще и изгиба от эксцентриситета продольного усилия. Врубка стягивается наклонным болтом, расположенным под прямым углом к сжатому стержню. Этот болт называется аварийным. Он препятствует разъединению стержней в процессе монтажа и при разрушении скальываемого элемента врубки.

**Соединения с деревянными связями.** Это трудоемкие соединения построечного изготовления. Связями служат небольшие деревянные вкладыши. Они плотно вставляются в соответствующие пазы в соединяемых элементах (бревнах или брусках) и обеспечивают их совместную работу. Примером такой связи является шпонка (см. рис. 21).

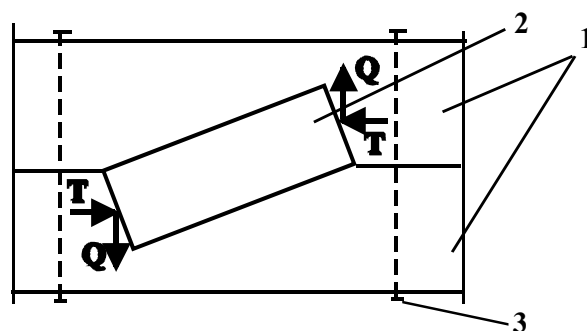


Рис. 21. Схема шпоночного соединения  
 1 - бруска; 2 - шпонка; 3 - стяжной болт

Шпонки – это вкладыши, которые препятствуют взаимному сдвигу соединяемых элементов и работают на сжатие и скальвание. Отличительным

признаком шпоночных соединений является распор, требующий постановки рабочих стяжных болтов.

Шпоночные соединения весьма трудоемки, требуют повышенного расхода стали на стяжные болты, относятся к устаревшим видам соединений.

**Соединения со связями, работающими на изгиб.** К таким связям относятся цилиндрические нагели, гвозди, шурупы, когтевые шайбы, металлические зубчатые пластины.

*Цилиндрические нагели.* Нагелем называется гибкий стержень, который соединяет элементы деревянных конструкций, препятствует их взаимному сдвигу, а сам работает на изгиб (см. рис. 22).

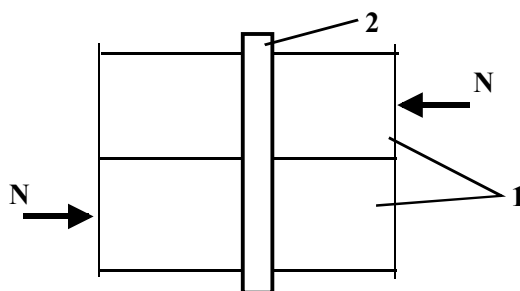


Рис. 22. Схема работы цилиндрического нагеля  
1 – сплавляемые элементы; 2 – цилиндрический нагель

Нагели изготавливают в виде простых стержней круглого сечения из стали, древесины твердых пород, пластмасс. Нагели устанавливают в гнезда, которые предварительно просверливают перпендикулярно плоскостям сплавления. При сверлении гнезд пакет элементов обжимают.

К цилиндрическим нагелям также относятся болты, гвозди, шурупы и глухари (винты большого диаметра с шестигранной или квадратной головкой).

Диаметр отверстий для нагеля должен быть равным диаметру самого нагеля, это обеспечивает плотность соединения и уменьшает опасность раскалывания. Гвозди, имеющие малый диаметр (до 6 мм) забивают в древесину без предварительного сверления гнезд.

Растянутые стыки на цилиндрических нагелях могут быть симметричными и несимметричными (см. рис. 23). Соединения на нагелях должны быть обжаты, для этого ставят стяжные болты в количестве не менее 25 % от общего количества нагелей. Если нагели сделаны из металла, то стяжные болты включают в расчетное количество нагелей. По ширине элемента устанавливают только четное количество продольных рядов (в 2 ряда, в 4 и т.д. ряда). Нагели малого диаметра ставят в большее число рядов.



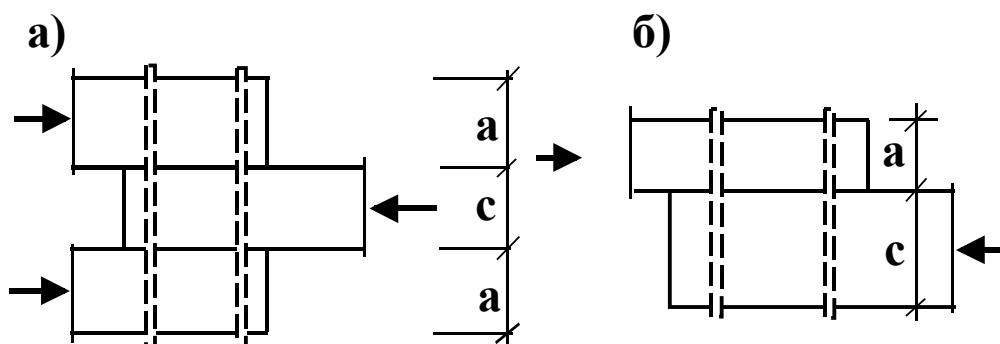


Рис. 23. Симметричный (а) и несимметричный (б) нагельные стыки

По аналогии с заклепочными соединениями металлических конструкций, каждое пересечение нагеля с плоскостью сплачивания называют «условным срезом». Термин «условный» связан с тем, что в нагельном соединении физически среза не происходит. Объясняется это следующим – в деревянных соединениях отношение длины нагеля к его диаметру велико, нагель (напомним, что это гибкий стержень) работает на изгиб и неравномерно сминает древесину сплачиваемых элементов. Если несущую способность нагельного соединения привести к одному условному срезу, то есть отнести ее к одному рабочему шву, пересекаемому нагелем, то расчетное количество нагелей определится по формуле:

$$n_H \geq N / n_{CP} T,$$

где  $n_H$  – количество нагелей, которое ставится с одной стороны стыка;  $N$  – расчетное усилие, действующее на нагельный стык;  $n_{CP}$  – количество плоскостей сплачивания;  $T$  – несущая способность одного условного среза нагеля.

Напряженное состояние нагельного соединения довольно сложно. Оно характеризуется: а) изгибом нагеля; б) смятием древесины нагельного гнезда; в) скалыванием древесины между нагелями; г) раскалыванием древесины.

Несущая способность одного условного среза нагеля должна быть определена из всех четырех условий, а величина  $T$  должна быть принята наименьшему значению из условий (а), (б), (в), (г). Однако если учесть конструктивные требования по расстановке нагелей в стыке, то можно исключить напряженные состояния (в) и (г). Эти конструктивные требования по расстановке нагелей показаны в таблице 1.

Таким образом, при соблюдении требований таблицы 1 несущая способность одного условного среза нагеля  $T$  принимается как наименьшая величина из условий изгиба нагеля и смятия древесины нагельных гнезд в сплачиваемых элементах.

Таблица 1.

## Конструктивные требования по расстановке нагелей

Величина	Минимальные расстояния между нагелями	
	стальными	дубовыми
$S_1$	$\geq 7 d_H$	$\geq 5 d_H$
$S_2$	$\geq 3,5 d_H$	$\geq 3 d_H$
$S_3$	$\geq 3 d_H$	$\geq 2,5 d_H$

Указанные величины определяются по нормам СНиП II-25-80 «Деревянные конструкции». В этих же нормах приняты следующие обозначения:  $S_1$  – расстояния между нагелями и от нагеля до торца элемента вдоль волокон;  $S_2$  – расстояния между нагелями поперек волокон;  $S_3$  – расстояние от нагеля до грани элемента поперек волокон;  $d_H$  – диаметр нагеля в см.

Существует еще один тип нагельных соединений – со стальными накладками (см. рис. 24).

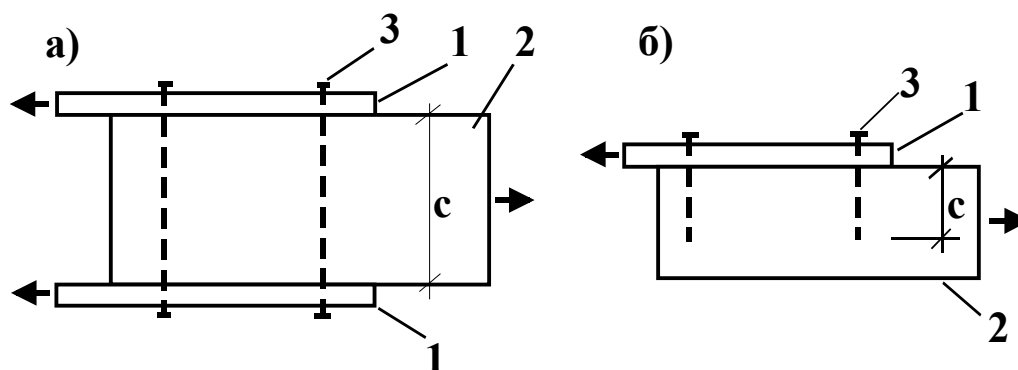


Рис. 24. Симметричное (а) и несимметричное (б) нагельное соединение со стальными накладками

1 – стальная накладка; 2 – деревянный элемент; 3 – болт или шуруп

Эти соединения могут быть применены, когда обеспечена необходимая плотность постановки нагелей. Здесь могут применяться односрезные гвозди, шурупы, глухари или глухие стальные цилиндрические нагели. Глухие стальные цилиндрические нагели должны иметь заглабление в древесину сплачиваемого элемента на величину не менее  $5d$  ( $d$  – диаметр нагеля в см).

Нагельные соединения со стальными накладками рассчитывают аналогично выше рассмотренным нагельным соединениям. Стальные накладки необходимо проверять на прочность при растяжении по ослабленному отверстию под нагель сечению и по смятию стенок сверленных отверстий.

*Гвозди.* Гвозди в соединениях работают как нагели. Однако тот факт, что они забиваются в древесину, обуславливает некоторые особенности их работы:

- при диаметре гвоздей менее 6 мм их несущая способность на сдвиг не зависит от угла, образованного направлениями силы и волокон;

- заостренный конец гвоздя перерезает и раздвигает волокна, увеличивая опасность раскалывания. Эту опасность уменьшают более редкой расстановкой гвоздей, по сравнению с нагельями;

- при расчете учитываются только те гвозди, глубина защемления которых в древесине составляет не менее  $4d_{ГВ}$  ( $d_{ГВ}$  – диаметр гвоздя в см); при этом заостренный конец длиной  $1,5d_{ГВ}$  не учитывается в работе. Недостатком гвоздевых соединений является их ползучесть.

*Шурупы и глухары.* Шурупы и глухары относятся к глухим нагельям, защемленным в деревянном элементе частью его толщины. Шурупы и глухары применяются для крепления металлических планок к деревянным элементам. Устанавливаются в отверстия, диаметр которых равен  $0,8d_B$  (где  $d_B$  – диаметр ненарезанной части в см). Поэтому расстояния между осями шурупов и глухарей несколько больше, чем нагелей и должно быть – вдоль волокон  $S_1 \geq 10 d_B$ , поперек волокон  $S_2 \geq 5 d_B$ . Несущая способность шурупов и глухарей определяется аналогично стальным цилиндрическим нагельям.

*Штампованные когтевые шайбы Леннова.* Штампованные когтевые шайбы разработаны Ленновым в ВИА. Представляют собой шайбу с отверстием в центре, по боковой поверхности которой выштампованы зубья треугольной формы с углом заострения меньше  $45^\circ$ . Шайба имеет одинаковую несущую способность вдоль и поперек волокон. Диаметры заготовок для шайб равны – 10,7 см, 13,3 см, 16 и 20 см. Шайба каждого диаметра имеет свою несущую способность, которая устанавливается экспериментально. Установка шайбы выполняется ударным способом – молот весом 50 кгс падает с высоты около 2 м.

Применение шайб Леннова целесообразно в сборно-разборных фермах, в которых необходимо крепление элементов решетки с учетом знакопеременных усилий в них.

*Соединение на металлических зубчатых пластинах.* Для узловых соединений дощатых элементов в последнее время нашли применение металлические зубчатые пластины (МЗП). Они представляют собой стальные пластинки толщиной 1-2 мм, на одной стороне которых после штамповки на специальных прессах получают зубья различной формы и длины. МЗП ставят попарно по обе стороны соединяемых элементов таким образом, чтобы ряды зубьев МЗП располагались в направлении волокон присоединяемого деревянного элемента, в котором действуют наибольшие усилия.

Изготовление конструкций с МЗП должно производиться на специализированных предприятиях, оснащенных оборудованием для сборки конструкций, запрессовки МЗП и контрольных испытаний конструкций. Ручная запрессовка МЗП не разрешается.

Несущую способность деревянных конструкций на МЗП определяют по условиям смятия древесины в гнездах зубьев и изгиба зубьев и пластинок, а также по условиям прочности пластин при работе на растяжение, сжатие и срез.

Материалом для изготовления конструкций служит древесина сосны и ели шириной 100-200 мм, толщиной 40-60 мм. МЗП рекомендуется изготавливать из листовой углеродистой стали марок 08кп или 10кп, толщиной 1,2 и 2 мм. Антикоррозионную защиту МЗП выполняют оцинковкой или покрытиями на основе алюминия в соответствии с рекомендациями по антикоррозионной защите стальных закладных деталей и сварных соединений сборных железобетонных и бетонных конструкций.

При проектировании конструкций на МЗП следует стремиться к унификации типоразмеров МЗП и сечений пиломатериала в одной конструкции. На обеих сторонах узлового соединения должны располагаться МЗП одного типоразмера. Площадь соединения на каждом элементе (с одной стороны от плоскости соединения) должна быть для конструкций пролетом до 12 м не менее  $50 \text{ см}^2$ , а для конструкций пролетом до 18 м – не менее  $75 \text{ см}^2$ . Минимальное расстояние от плоскости соединения элементов должно быть не менее 60 мм. МЗП следует располагать таким образом, чтобы расстояния от боковых кромок деревянных элементов до крайних зубьев были не менее 10 мм.

**Соединения со связями, работающими на растяжение.** Такими связями являются тяжи, болты, хомуты и накладки.

Расчетные сопротивления стали для этих элементов принимаются по главе СНиП «Стальные конструкции», нормы проектирования. Расчетное сопротивление стали ненарезанной части следует принимать в соответствии с маркой стали, а нарезанной части – с уменьшением на 20 %, то есть с введением коэффициента 0,8.

При расчете двойных, тройных тяжей и болтов расчетное сопротивление металла умножают дополнительно на коэффициент, равный 0,85, который учитывает неравномерность распределения растягивающего усилия между параллельно работающими ветвями связи.

**Клеевые соединения.** Клеевые соединения – это наиболее прогрессивный вид соединений заводского изготовления. Их основой являются конструкционные синтетические клеи.

Клеевые соединения имеют следующие достоинства:

- из досок ограниченных размеров можно склеивать конструкции любых размеров и форм: прямых, изогнутых, постоянного, переменного,

профильного сечений, длиной до десятков метров, с высотой поперечного сечения, измеряемой метрами;

- клеевые соединения прочны, монолитны; их податливость так мала, что ее не учитывают, поэтому клееные элементы рассчитывают как элементы цельного сечения;
- эти соединения водостойки, стойки против загнивания и в химически агрессивных средах, что обеспечивает их надежность и долговечность;
- клеевые соединения технологичны, их изготовление механизировано и автоматизировано; как правило, трудозатраты получаются минимальными;
- может быть использована маломерная древесина и древесина пониженного качества с удалением пороков;
- соединения не требуют расхода металла.

Клеевые соединения могут выполняться только в заводских условиях, в которых обеспечены культура производства и высокая квалификация персонала.

*Клееные деревянные соединения.* Образуются путем склеивания досок синтетическими клеями. Используются доски толщиной не более 50 мм и шириной по пласти не более 180 мм. Доски с размерами, большими указанных, при усушке и разбухании коробятся. При этом, возникают растягивающие поперек волокон напряжения, которые разрушают клеевые швы. Доски должны иметь влажность не более  $10 \pm 2$  %. Перед склеиванием доски острагиваются на рейсмусном станке. Глубина фрезеровки должна быть не менее 3 мм, чтобы клеевой шов был максимально тонкий (не более 0,1 мм).

Для склеивания досок применяются клеи на основе термореактивных смол: фенолоформальдегидный марки КБ-3; резорциновый ФРФ-5 и РФ-12. Для склеивания древесины с металлом применяется эпоксидный клей ЭПЦ-1.

После склеивания досок на боковых поверхностях элементов образуются провесы, которые удаляют фрезерованием.

Предел прочности клеевых швов на растяжение невелик, он примерно соответствует прочности древесины растяжению поперек волокон. Необходимо тщательно соблюдать технологию склеивания. В этом случае адгезия (сцепление клея с древесиной) будет достаточна и возможные разрушения будут проходить не по клею, а по древесине.

Существует несколько типов клеевых стыков, в зависимости от взаимного расположения досок и особенностей работы. Стыки классифицируют на поперечные, продольные и угловые (см. рис. 25).

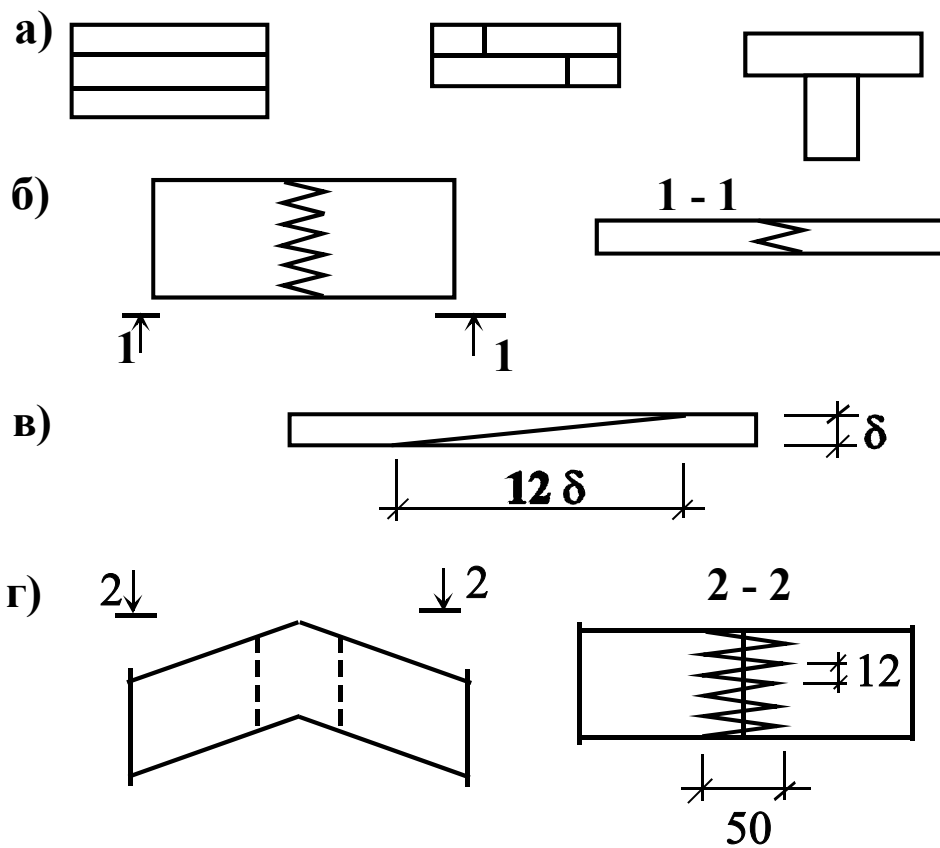
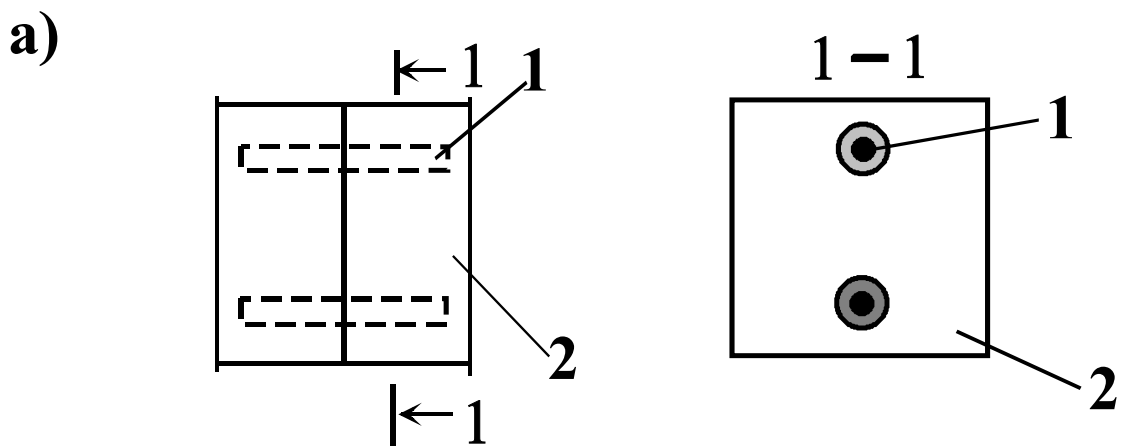


Рис. 25. Типы клеевых стыков  
 а - поперечные; б - продольные; в - стык фанеры на ус;  
 г - стык под углом

*Клеестальные соединения.* Клеестальные соединения представляют собой соединения деревянных клееных элементов между собой с помощью вклеенных или наклеенных стальных деталей.



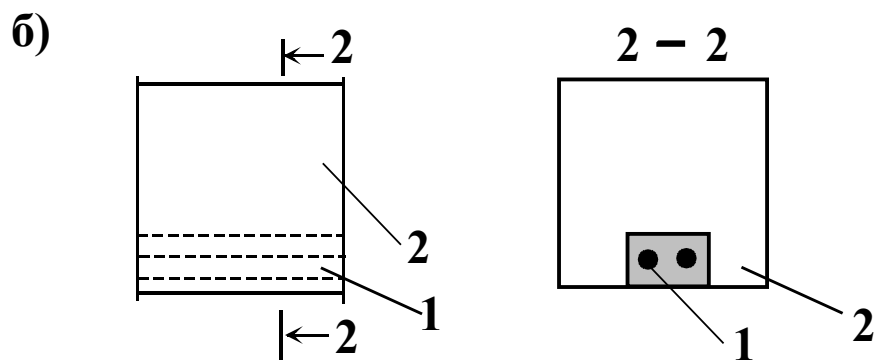


Рис. 26. Клеестальные соединения с клееными элементами  
1 – стальная арматура; 2 – деревянный элемент

Клееные соединения арматуры с древесиной выполняют путем вклеивания ее в пазы, устроенные в деревянных элементах, на эпоксидно-цементном клее. Эти соединения работают на скалывание клеевого шва с избыточным запасом прочности.

Для соединения стержней сборно-разборных деревянных конструкций (ферм) в узлах применяют клеестальные шайбы. Эти шайбы напоминают шайбы Леннова, но в отличие от последних соединяются с деревянным элементом не за счет отштампованных зубьев, а за счет клеевого шва (см. рис. 27).

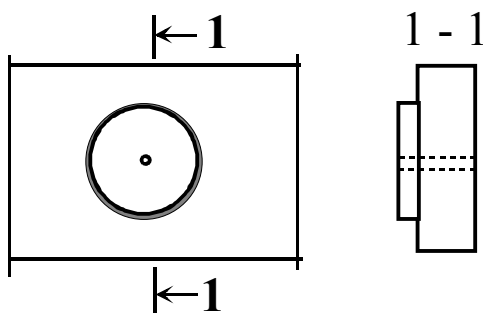


Рис. 27. Клеестальная шайба

#### 2.4. Настилы. Прогоны и балки. Стропила наклонные. Клефанерные плиты покрытий

**Настилы.** Настилы бывают двух типов: сплошные настилы из досок на пласть (одинарные и двойные) и сплошные настилы из досок на ребро (деревоплита).

*Настилы из досок на пласть.* Этот вид настилов часто применяют в покрытиях зданий в качестве несущей конструкции под кровли различных типов. Они имеют вид обрешетки или сплошной конструкции.

Настилы из досок могут быть сборными и проектируются в этом случае по двухпролетной схеме (см. рис. 28).

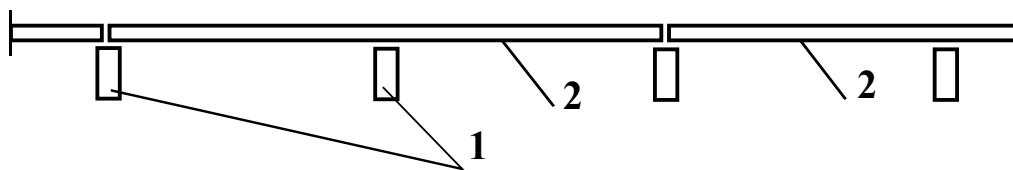


Рис. 28. Схема сборного настила из досок  
1 – прогон; 2 – настил из сборных щитов

*Деревоплита.* Это сплошной настил из досок или брусков, поставленных на ребро один к другому и сшитых между собой гвоздями или деревянными нагелями. Деревоплита применяется в покрытиях отапливаемых производственных зданий или в полах спортивных сооружений.

Для изготовления деревоплиты требуется большой расход древесины, поэтому применение деревоплиты должно быть экономически обосновано. Материалом деревоплиты служит обрезной пиломатериал без специальной отбраковки по порокам древесины, кроме гнили.

Деревоплита выполняется в виде многопролетной неразрезной плиты, имеющей обычно равные пролеты. При этом величина пролета достигает до 6,5 м. В неразрезных плитах стыки соседних брусков устраивают впрыток и располагают вразбежку с двух сторон от опор на расстоянии от последних на  $0,2-0,25l$ , где  $l$  – расстояния между опорами деревоплиты.

Бруски плиты толщиной обычно 40-50 мм сшивают гвоздями диаметром 3,5 мм, длиной 80 мм. Гвозди размещают по двум продольным рискам на расстоянии от кромок 20 мм, с шагом 500-800 мм. Гвозди, которые крепят отдельный брусок, располагают по продольным рискам в шахматном порядке: сверху и снизу.

Высоту брусков определяют расчетом плиты на прогиб, а также теплотехническим расчетом.

Деревоплиту можно собирать из заранее заготовленных щитов шириной 40-50 см. Длина щита равна длине пролета плюс расстояние до шарнирного стыка. Щиты собираются на деревянных нагелях диаметром 16 мм или на гвоздях. Смежные щиты соединяют забитыми наискось гвоздями через 50-80 см. Крепление деревоплиты к опорам производят гвоздями, пробивающими плиту насквозь и заходящими в опору (прогон) на глубину 50 мм. Такие гвозди забивают в каждый пятый брусок плиты.

**Прогон и балки.** Прогон и балки цельного сечения выполняют из досок на ребро, брусьев или бревен.



С целью уменьшения сечения балки, особенно когда она подобрана из расчета по жесткости, рекомендуется уменьшать расчетные значения моментов и прогибов, применяя следующие конструктивные схемы:

- балки с подбалками;
- консольно-балочные системы;
- спаренные неразрезные прогоны.

*Балки, усиленные подбалками.* Подбалки уменьшают расчетные пролеты балок. Их подкладывают на опоре под стыки балок и скрепляют с ними болтами (см. рис. 29).

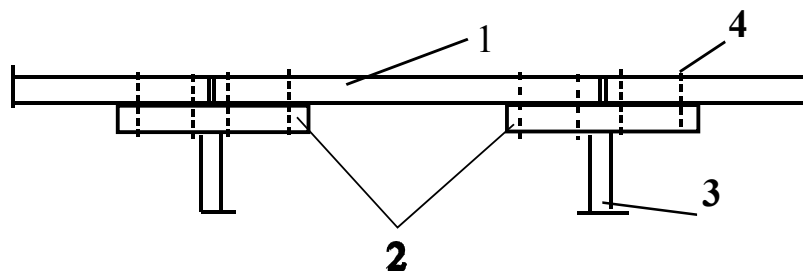


Рис. 29. Балки (1), усиленные подбалками (2), 3- стойки; 4- болты

*Консольно-балочные прогоны.* Консольно-балочные прогоны представляют собой многопролетные статически определимые системы. Их целесообразно применять при неподвижных равномерно распределенных нагрузках. Например, при создании прогонов кровли.

Шарниры в консольно-балочных системах располагают по двум вариантам: по два шарнира через пролет (см. рис. 30, а), или по одному шарниру в каждом пролете (см. рис. 30, б).

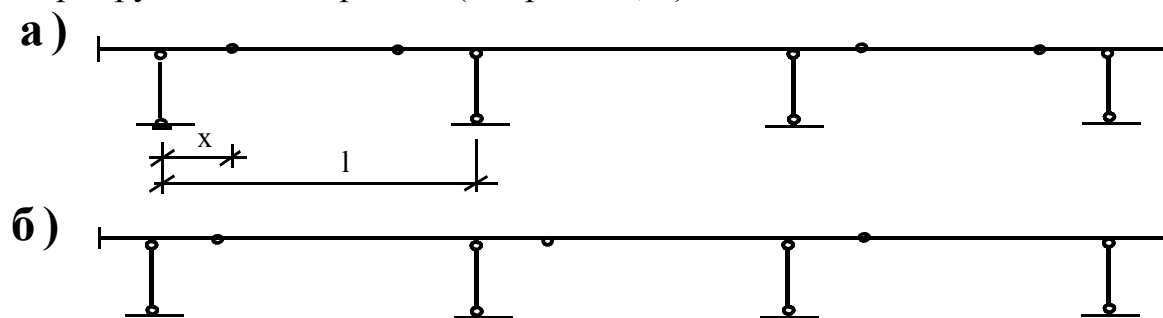


Рис. 30. Схемы консольно-балочных прогонов

Однако, в консольно-балочных прогонах применять последовательное расположение шарниров нежелательно. Такая схема не обладает живучестью и при аварии в одном пролете разрушается полностью вся цепь. Более целесообразной является схема со встречным расположением шарниров.

В этом случае при аварии в одном пролете обрушения произойдут лишь в двух соседних пролетах.

Если шарниры расположить на расстоянии « $X$ » от опор, равном  $X=0,1465l$  (здесь  $l$  – длина пролета многопролетной балки), то изгибающие моменты на опорах будут равны по абсолютному значению максимальным изгибающим моментам в пролетах. Получается равномоментное решение прогона. Для выравнивания моментов в крайних пролетах величину этих пролетов надо уменьшить до  $0,85l$ .

Если шарниры расположить на расстоянии « $X$ » от опор, равном  $X=0,2113l$ , то прогибы во всех средних пролетах будут равны, получаем равнопрогибное решение. При уменьшении крайних пролетов до  $0,79l$  прогибы в этих пролетах уравниваются с прогибами в средних пролетах.

Консольно-балочные прогоны выполняются из брусьев или бревен. По длине они соединяются в местах шарниров стыком косой прируб. Чтобы не было смещений концов, в стыке устанавливают конструктивно болт.

Консольно-балочные системы имеют следующие недостатки: при длине лесоматериала, равной 6,5 м, перекрываемый пролет невелик и не превышает 4,5 м.; необходимо уменьшать длины крайних пролетов или увеличивать сечение прогонов в этих пролетах.

*Спаренные неразрезные прогоны.* Спаренные неразрезные прогоны состоят из двух рядов досок, поставленных на ребро вплотную и сшитых между собой гвоздями. Гвозди забиваются конструктивно с шагом 50 см (см. рис. 31).

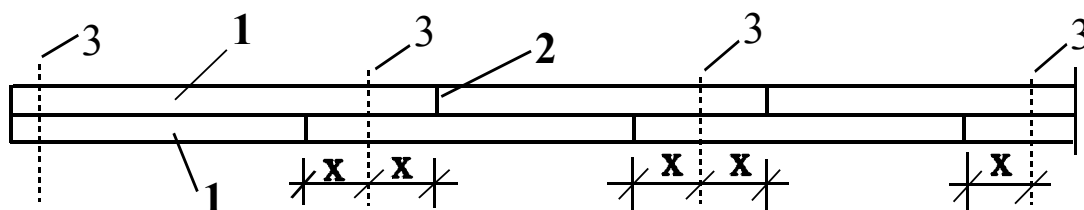


Рис. 31. Схема спаренного неразрезного прогона (вид сверху)  
1 – поставленные на ребро доски; 2 – стыки досок; 3 – оси опор;  
 $X$  – расстояние от стыка досок до опоры

Доски одного ряда соединяют по длине впритык, вразбежку относительно опор. Концы досок одного ряда прибивают гвоздями к доске другого ряда. Стыки досок устраивают в точках, где изгибающий момент в неразрезных балках меняет знак. То есть, на расстоянии от опор, равном  $X=0,2113l$ . Здесь величина « $X$ » дана для равномерно распределенной нагрузки.

*Балки цельного сечения.* В жилых и общественных зданиях для перекрытий применяют стандартные балки из бруса с черепными брусками (см. рис. 32).

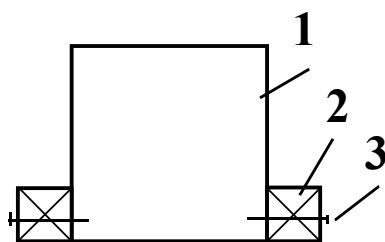


Рис. 32. Балка цельного сечения (1), черепной брусок (2) и скрепляющие их гвозди (3)

Черепные брусочки должны быть антисептированы и прибиты к балкам гвоздями диаметром 4,5 мм, длиной 125 мм с шагом 300 мм.

**Стропила наслонные.** Эти конструкции применяют обычно в гражданских зданиях или во вспомогательных зданиях промышленных предприятий.

Основным элементом наслонных стропил являются стропильные ноги, которые работают на изгиб. Пример дощатых стропил показан на рис. 33.

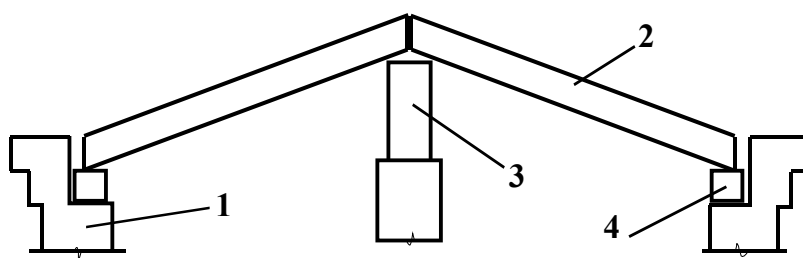


Рис. 33. Схема дощатых стропил  
1 – кирпичная стена; 2 – стропильная нога;  
3 – стойка; 4 – опорный брус (мауэрлат)

Длина стропильных ног определяется расстоянием между опорами. При недостаточном сечении стропильных ног их усиливают подкосами. Расстояния между стропильными ногами обычно принимают от 1,5 до 1,7 м, иногда до 2 м, с тем условием, чтобы настилы или обрешетки под кровлю можно было бы укладывать непосредственно по стропильным ногам.

Стропила наслонные изготавливают из пиленого лесоматериала (доски) или из тонких бревен с сохраненным сбегом.

Если применяют сборные стропила, заготовленные заранее в заводских условиях, то используют пиломатериал. Если стропила выполняют в

построечных условиях, то используют круглый лес. Для уменьшения трудоемкости изготовления стропил из бревен применяют электроинструменты и шаблоны. Сечения элементов наслонных стропил определяется расчетом. При этом диаметр в тонком месте бревна стропильной ноги должен быть не менее 12 см, а диаметр бревна для настенного бруса (мауэрлата) – не менее 16 см.

**Клефанерные плиты покрытий.** Эти конструкции совмещают несущие и ограждающие функции. Имеют небольшой вес и высокую несущую способность.

Образованы несущим каркасом из досок и фанерными обшивками, соединенными водостойким клеем в одно целое. Если плиты утеплены, то они имеют коробчатое сечение, если не утеплены, то нижняя обшивка отсутствует (см. рис. 34).

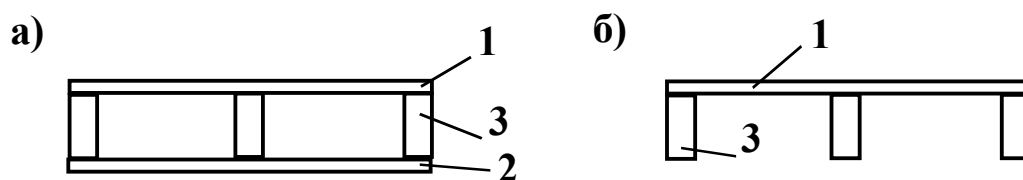


Рис. 34. Поперечное сечение клефанерных утепленных (а) и холодных (б) плит

1 – верхняя обшивка; 2 – нижняя обшивка; 3 – каркас из досок

Ребра каркаса выполняют из досок на ребро. Их толщина 32 - 44 мм. Они могут в случае большого пролета быть дощатоклееными, иметь вид ферм или балок с фанерной стенкой. Шаг ребер определяют из расчета верхней обшивки на местный изгиб или из ее расчета на устойчивость. Минимальная толщина ребер определяется из условия обеспечения прочности клеевого шва между обшивками и ребрами.

Обшивки выполняются из водостойкой или бакелизированной фанеры. Нижняя обшивка должна иметь толщину не менее 6 мм, верхняя – не менее 8 мм. Направление волокон наружных слоев шпонов обшивок должно быть параллельно длинной стороне плиты.

Утеплитель применяется обычно плитный: пенопласт, минеральные или стекломаты.

Пароизоляция выполняется из полиэтиленовой пленки толщиной 0,2 мм. Над утеплителем устраивается вентилируемая воздушная прослойка, для чего в продольных ребрах делают отверстия (вентилируемые продухи).

На верхнюю обшивку наклеивают слой рубероида для предохранения ее от увлажнения в стадиях транспортирования и монтажа.

## 2.5. Номенклатура плоских сплошных конструкций

**Общие вопросы.** Из деревянных элементов по сортаменту могут быть выполнены лишь простейшие типы конструкций небольшой несущей способности: балки, стойки и т.п. При небольших пролетах, но больших нагрузках приходится с целью увеличения геометрических характеристик поперечного сечения применять составные конструкции, сплачивая элементы по ширине из отдельных бревен, брусьев, досок. Для увеличения размеров конструкций по длине приходится сращивать элементы при помощи стыков.

Таким образом, деревянные конструкции, размеры которых не совпадают с размерами сортамента пиломатериалов, выполняются составными как по сечению, так и по длине.

Конструкции называют плоскими, если возникающие в них внутренние усилия лежат в плоскости действия внешних сил. Сплошными называют конструкции, которые не содержат решетки.

Сплошные плоские деревянные конструкции подразделяют по способу их изготовления на индустриальные и неиндустриальные.

К индустриальным конструкциям относятся все виды клееных конструкций, балки на пластинчатых нагелях и трехшарнирные арки из этих балок.

К неиндустриальным конструкциям относятся составные балки на шпонках и колодках, различного вида гвоздевые конструкции.

По статической работе сплошные конструкции подразделяют на балочные и распорные.

**Составные балки.** *Балки на шпонках и колодках.* Пролет таких балок составляет 4-6,5 м. Их сплачивают из брусьев или бревен. Сдвигающие усилия воспринимаются шпонками или колодками (см. рис. 35).

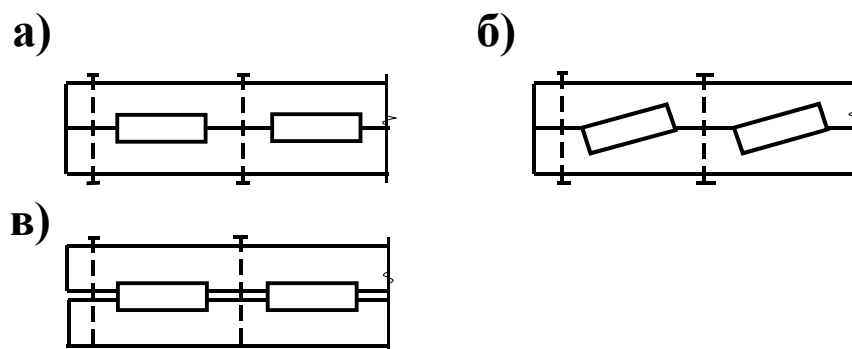


Рис. 35. Составные балки на шпонках (а, б) и колодках (в)

Деревянные призматические шпонки и колодки можно применять, если между сплачиваемыми элементами необходимы зазоры. Деревянные призматические шпонки могут быть поперечными, продольными или

наклонными. Их выполняют из мелкослойной и прямослойной древесины влажностью  $10\pm 2\%$ . Поперечные шпонки выполняют из древесины твердых пород. Наклонные и продольные шпонки выполняют из древесины сосны. Наибольшей грузоподъемностью обладают балки на наклонных шпонках. Причем, поскольку эти соединения способны передавать лишь сжимающие усилия, наклонные шпонки должны быть расположены по восходящим направлениям от опор к середине пролета балки.

Балки на прямых шпонках и колодках – это устаревший тип составных балок. Заводское их изготовление не осуществлялось. Надежность работы этих конструкций зависит от точности трудоемкой ручной подгонки шпонок и колодок.

*Балки на пластинчатых нагелях (балки Деревягина).* Разработаны Деревягиным В.С в 1932 г. Они образуются сплачиванием по высоте двух или трех брусьев между собой деревянными пластинчатыми нагелями (см. рис. 36). Более трех брусьев не применяется.

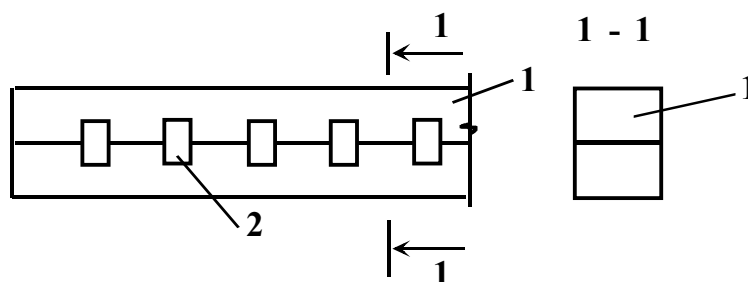


Рис. 36. Балка на пластинчатых нагелях  
1 – брус; 2 – пластинчатый нагель

Соединение брусьев по длине в этих балках делать нельзя, поэтому пролет балок ограничивается величиной 6-6,5 м.

Нагели выполняют из здоровой и сухой (влажность  $10\pm 2\%$ ) древесины дуба или березы на рейсмусном станке по пробному гнезду. Направление волокон древесины нагелей перпендикулярно длине балки. Размеры нагелей равны  $58 \times 12 \times B$  мм, где  $B$  – ширина балки.

Гнезда для нагелей выбирают с помощью электрического цепнодолбежного станка. Размеры гнезда должны обеспечивать достаточное защемление нагеля в брус, для него необходимы цепи, позволяющие получить размеры гнезда  $60 \times 12 \times B$  мм.

Высота брусьев должна быть не менее 140 мм. Балкам при изготовлении придается строительный подъем. Для этого брусья после притески укладывают в пакет и выгибают в сторону, обратную прогибу под нагрузкой. Далее производят выборку гнезд цепнодолбежником и установку пластинчатых нагелей. Такая технология позволяет обеспечить защемление

нагелей в гнездах, вследствие стремления брусьев распрямиться, и лучшую плотность соединения.

Полученное расчетом количество пластинчатых нагелей должно размещаться по длине балки с шагом 110 мм при сквозных нагелях и с шагом 55 мм при глухих нагелях.

*Балки двутаврового сечения с двойной перекрестной дощатой стенкой на гвоздях.* Такие балки являются конструкциями построечного изготовления. Состоят из дощатых или брусчатых поясов, двойной перекрестной стенки из досок и ребер жесткости (см. рис.37).

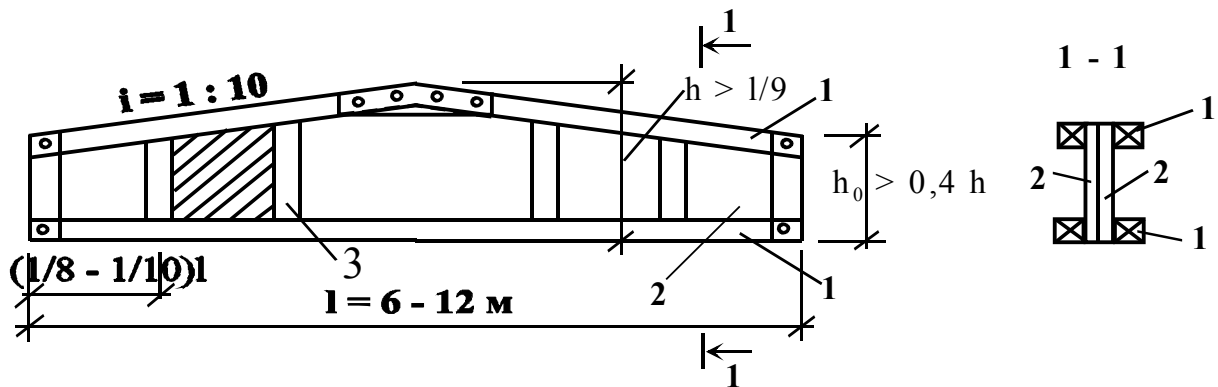


Рис. 37. Схема дощатогвоздевой балки

1 – пояса; 2 – двойная перекрестная стенка на гвоздях;  
3 – ребро жесткости

Если пояса дощатые, то толщину досок стенки принимают равной 4-6 см. Перекрестная стенка состоит из двух слоев досок, общая толщина которых должна быть равна толщине доски пояса.

Угол наклона досок стенки  $\alpha$  такой, что  $tg\alpha=0,5$ , то есть  $\alpha \approx 30^\circ$ , но не более  $45^\circ$ .

Пояса соединяют со стенкой расчетным количеством гвоздей. Ребра жесткости ставят через  $1/8 - 1/10$  пролета, обычно в местах установки прогонов или сосредоточенных грузов. Толщина ребер равна толщине поясных досок. Ширина ребер уже поясных досок в 2 раза. Ребра прибивают теми же гвоздями, что и пояса. Гвозди в ребрах жесткости ставят конструктивно в 2 ряда.

Ширина опорных ребер равна ширине досок поясов. Чтобы концы досок стенки хорошо закреплялись в опорных ребрах, расстановку гвоздей принимают аналогично прилегающим панелям поясов.

Оба слоя досок стенки между поясами скрепляют друг с другом гвоздями, концы их загибают. Каждая доска стенки крепится не менее, чем двумя гвоздями. При этом свободная длина доски  $l$  должна удовлетворять

условию  $l < 30\delta$  (здесь  $\delta$  - толщина доски стенки), чтобы не происходило выпучивание досок.

Стыки поясов устраивают обычно в середине пролета. Стык верхнего пояса принимают торцевым упором досок пояса и перекрывают парными накладками на болтах, поставленных конструктивно.

Стык нижнего пояса устраивают с помощью накладок и прокладки, которая увеличивает число срезов каждого нагеля с двух до четырех. Для постановки прокладки стенку балки вырезают и далее ее скрепляют с поясами вертикальными и горизонтальными гвоздями, забитыми в надстыковые накладки.

Балки с брусчатыми поясами применяют при больших нагрузках, в основном в мостах. При изготовлении такие балки расслаивают на две полубалки по срединной плоскости стенки. Каждый слой стенки из досок толщиной 2,5-3 см прибивают к своим брусчатым полупоясам гвоздями. Обе полубалки при сборке соединяют между собой болтами в полупоясах, в стенке – косыми гвоздями. Стыки поясов осуществляют накладками, которые располагают сверху и снизу поясных брусьев. Стык выполняют на глухих нагелях, которые принимают по расчету.

Сборка балок осуществляется на бойке с устройством строительного подъема, равного  $l/200$ , где  $l$  – величина пролета балки. Строительный подъем балок с дощатыми поясами устраивают путем расположения досок нижнего пояса под углом. В балках с брусчатыми поясами нижние пояса собирают на всю длину с устройством стыков. Затем поясам дают выгиб и, далее, выполняют гвоздевой забой между полустенками и полупоясами.

*Дощатоклееные балки.* Дощатоклееные балки выполняют путем склеивания досок синтетическим клеем: фенолоформальдегидным (КБ-3) или резорцинофенольным (РФ-12). Таким образом, дощатоклееные балки являются составными по ширине и по длине.

Дощатоклееные балки обладают рядом достоинств по сравнению с другими составными балками:

- балки работают как элементы сплошного сечения;
- их поперечное сечение может быть большой высоты и иметь эффективную форму (тавр, двутавр);
- в балках длиной более 6,5 м стыковка отдельных досок производится вразбежку с помощью зубчатого стыка. Следовательно, балка не будет иметь ослабляющего поперечное сечение стыка;
- в этих балках возможно рациональное размещение досок разного сорта по длине и высоте балки. При этом доски 1 сорта ставят в наиболее напряженные зоны, а доски 2 и 3 сорта – в менее напряженные места. При этом возможно использование маломерных материалов.



Опыт применения балок показывает, что надежность балок зависит от качества их склеивания и тщательности соблюдения технологического процесса изготовления. Все это возможно лишь в заводских условиях при наличии специального оборудования для приготовления клея и сушилок для качественной сушки пиломатериала. Напомним, что необходим высококвалифицированный производственный персонал.

Для пролетов до 7 метров применяются малогабаритные балки двутаврового и таврового сечений со стенкой из досок на ребро (см. рис. 38).

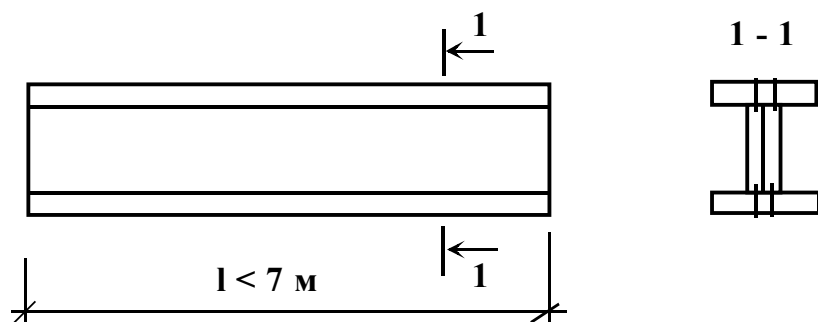


Рис. 38. Дощатоклееная балка со стенкой из досок на ребро

Недостатком этих балок является сложность склеивания стенки с полкой и пониженная надежность при непрочных склеиваниях.

Для пролетов 6-24 м применяют балки, склеенные из досок на плоскость (см. рис. 39).

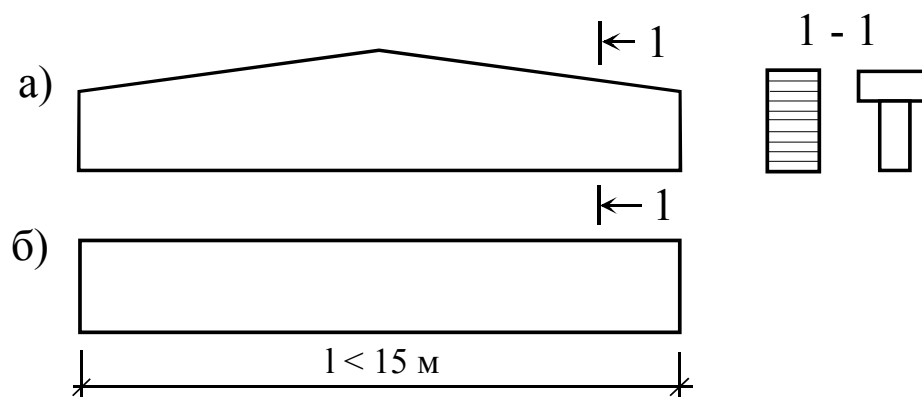


Рис. 39. Схемы дощатоклееных балок  
а – двускатная; б – с параллельными поясами

При пролетах более 15 м применение дощатоклееных балок нецелесообразно в связи с трудностями их изготовления и повышенной их деформативностью. При пролетах более 15 м следует применять арки или сквозные конструкции.

*Клеефанерные балки.* Образованы дощатыми поясами и фанерной стенкой. Могут быть двускатными, с параллельными поясами и с криволинейным верхним поясом. Поперечное сечение балок может быть двутавровым или коробчатым (см. рис. 40)

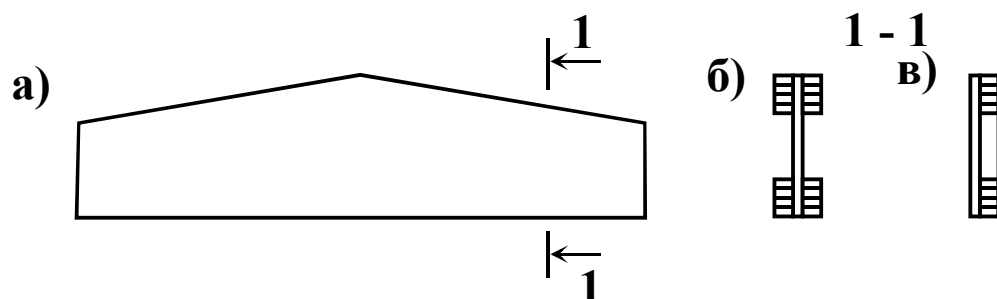


Рис. 40. Схема клеефанерной балки (а) и ее сечения б – двутавровое; в – коробчатое

Распределение материалов по поперечному сечению балки весьма эффективно. Фанерная стенка помимо работы на сдвиг воспринимает также и нормальные напряжения, поэтому волокна наружных слоев шпона фанерной стенки следует располагать вдоль оси балки. Балки целесообразно использовать при длине пролета до 15 м. Высота балок  $h$  в середине пролета назначается из равенства  $h=(1/8-1/12)l$ . Особенностью балок является наличие тонкой фанерной стенки (толщина 10-12 мм), поэтому необходимо обеспечивать ее устойчивость. Существует два способа обеспечения устойчивости стенки:

- применяются дощатые ребра жесткости;
- устраивается волнистая стенка; здесь для придания волнистости стенке в дощатых поясах выбирают клиновидные пазы, очерчивающие в плане синусоиду. После гофрирования фанерная стенка клеится в эти пазы.

Клеефанерные балки образованы разнородными материалами, поэтому их рассчитывают с учетом различных модулей упругости древесины поясов и фанерной стенки по приведенным геометрическим характеристикам. Приведение выполняется к древесине поясов, как к наиболее напряженному материалу.

**Арочные конструкции.** В деревянных конструкциях применяют двухшарнирные и трехшарнирные арки. Бесшарнирные и одношарнирные системы не применяют в связи с трудностью обеспечить заделку деревянной арки в пяту.

Арки могут быть с затяжкой или без таковой. Верхними поясами арок могут быть элементы индустриального или неиндустриального изготовления.

*Трехшарнирные арки из балок на пластинчатых нагелях (балок Деревягина).* Арки этого типа имеют треугольное очертание. Длина перекрываемого пролета составляет 8-12 м. Арки делают с затяжками или без затяжек, в последнем случае распор воспринимают опоры.

При треугольном очертании арки каждая полуарка работает на изгиб только от нагрузки, приложенной к этой полуарке. При этом от другой полуарки на первую передается лишь продольная сила. Эта сила используется для создания момента, противоположного по знаку моменту, действующему в первой полуарке. Разгружающий момент получается при внецентренном опирании полуарок в опорном и коньковом узлах.

Полуарки должны опираться одним или двумя брусками из трех, но опирания в коньковом и опорном узлах должны быть одинаковыми. Брус считается опертым, если он оперт не менее чем на 1/3 высоты сечения.

Стальные элементы арки проектируются по правилам проектирования стальных конструкций.

*Кружальные арки.* Основным элементом этих арок является косяк, который выпиливают из доски. Верхняя грань косяка очерчена по контуру арки, нижняя грань обычно прямолинейна. Торцы косяка опилены по линии радиуса. Косяки сопрягаются по толщине арки в 2, 3 и более слоев с помощью гвоздей. Кружальные арки обычно применяют в виде кружал при возведении каменных или бетонных сооружений. Таким образом, кружальные арки – это временные конструкции. Изготовление косяков может быть организовано в заводских условиях.

Стыки косяков располагают вразбежку: если арка состоит из двух слоев косяков, то стык смещен на половину длины косяка и т.д.

*Арки с перекрестной дощатой стенкой на гвоздях.* Аналогично гвоздевым балкам с двойной перекрестной дощатой стенкой могут быть выполнены и арочные конструкции – кружала во временных сооружениях (см. рис. 41.). Для создания криволинейности верхнего пояса арки его

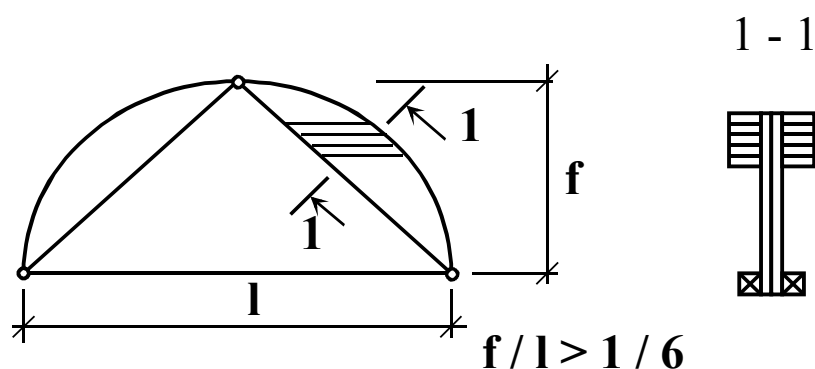


Рис. 41. Схема трехшарнирной дощато-гвоздевой арки

выполняют из брусков. Пролет этих арок достигает примерно 24 м. Особенность их работы заключается в том, что в нижних поясах полуарок возможно возникновение сжимающих сил. Поэтому нижние пояса полуарок необходимо развязывать вертикальными связями. Арки обычно связывают вертикальными связями попарно в местах установки ребер жесткости.

Опорный и коньковый шарниры выполняют из металлических элементов. При пролете арок более 30 м одну из опор делают неподвижной.

*Дощатоклееные арки.* Проектируются и изготавливаются аналогично дощатоклееным балкам. Поперечное сечение арок обычно прямоугольное, склеенное из досок на пласт, что менее трудоемко. Арки могут быть с затяжкой или без нее, могут быть двухшарнирные или трехшарнирные (см. рис. 42).

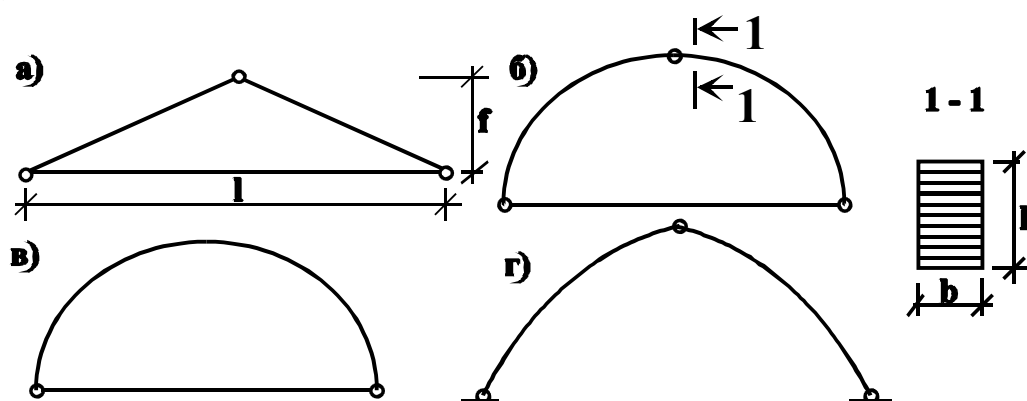


Рис. 42. Схема дощатоклееных арок

а – трехшарнирная треугольного очертания; б – трехшарнирная круговая; в – двухшарнирная круговая; г – стрельчатая

Трехшарнирные арки треугольного очертания из прямолинейных элементов применяют для пролетов 12 – 20 м при  $f/l = 1/2 - 1/6$ . Здесь в опорном и коньковом шарнирных узлах устраивают эксцентриситеты продольных сил для создания разгружающего момента.

Криволинейные арки делают обычно с постоянным радиусом кривизны, так как изгибать доски по окружности легче.

Двухшарнирные арки по условиям их изготовления и транспортирования целесообразны для пролетов 12 – 20 м при  $f/l = 1/3 - 1/6$ .

Трехшарнирные арки могут перекрывать значительные пролеты (до 80 м и более). Они могут быть круговые или стрельчатые. В арках обычно соблюдают условие  $h/b \leq 5$ . При этом толщина досок не более  $1/300$  радиуса кривизны и не более 40 мм.

Коньковый узел выполняют обычно с деревянными накладками на болтах. Затяжку изготавливают из круглой или профильной стали.

**Рамные конструкции.** Рамные конструкции имеют ломаное очертание верхнего пояса. Поэтому наличие вертикальной нагрузки вызывает значительные изгибающие моменты в карнизных узлах. Это обстоятельство ограничивает пролет рам до величины 20 – 30 м.

Рамы обычно делают трехшарнирными, чтобы избежать непредсказуемого перераспределения внутренних усилий.

*Рамы двутаврового сечения с двойной перекрестной стенкой на гвоздях.* Аналогичны балкам одноименной конструкции. Такие рамы изготавливают по частям: стойки и ригели готовят отдельно (см. рис. 43).

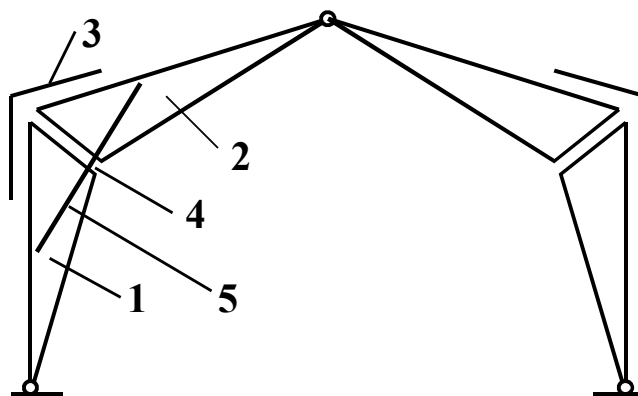


Рис. 43. Схема рамы двутаврового сечения с двойной перекрестной стенкой на гвоздях

1 – стойка; 2 – ригель; 3 – стальная полоса; 4 – стык трехлобовым упором; 5 – диагональное ребро

Растягивающее усилие в верхнем поясе в месте карнизного узла воспринимается стальной полосой, присоединяемой к верхним поясам шурупами.

Сжимающее усилие в нижнем поясе воспринимается трехлобовым упором, образованном нижними поясами и сжатым диагональным ребром, соединяющим изломы внешнего (верхнего) и внутреннего (нижнего) поясов.

Диагональное ребро состоит из двух частей, принадлежащих стойке и ригелю. Рамы являются конструкциями построечного изготовления.

*Дощатоклееные гнутые рамы.* Выполняются трехшарнирными, что облегчает изготовление и монтаж (см. рис. 44). Криволинейность углов достигается выгибом досок по дуге круга при выклейке полурам по радиусу 2-4 м. Так как  $R/\delta \geq 125$  ( $R$  – радиус гнутья;  $\delta$  – толщина доски), толщина досок после их острожки должна составлять 1,6-2,5 см.

Этот тип конструкций по сравнению с арками более трудоемок в изготовлении и требует большего расхода древесины.

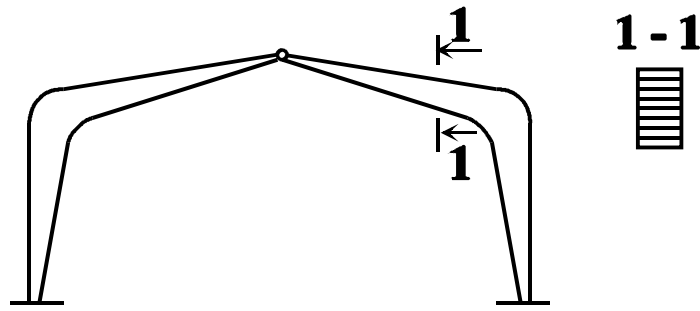


Рис. 44. Схема дощатоклееной гнутой рамы

Плавное изменение высоты сечения вызывает технологические трудности, поэтому рамы могут быть изготовлены со ступенчатым изменением высоты сечения по стойке и ригелю.

*Клеефанерные рамы.* Клеефанерные рамы имеют очертание, аналогичное очертанию дощатогвоздевых рам. Поперечное сечение этих рам аналогично сечению клеефанерных балок – двутавровое или коробчатое. Волокна наружных слоев шпона фанерной стенки располагают вдоль осей стойки и ригеля. Для обеспечения устойчивости стенки устанавливают дощатые ребра жесткости.

## 2.6. Строительные пластмассы

**Процессы получения пластмасс.** Пластмассами называют материалы, которые в качестве основного компонента содержат синтетический полимер. Пластмассы могут состоять из одного полимера или содержать, кроме полимера, некоторые вспомогательные вещества, придающие пластмассам определенные свойства.

Полимеры – это высокомолекулярные соединения, которые получают (синтезируют) из исходных низкомолекулярных соединений (мономеров). Название полимера образуется от названия того мономера, из которого полимер был получен. Например, полиэтилен получают из этилена, полистирол – из стирола, поливинилхлорид – из винилхлорида и т.п.

В основе технологии синтеза полимеров лежат два основных метода: полимеризации и поликонденсации. Поэтому все синтетические полимеры делят на два основных класса: полимеризационные и поликонденсационные.

*Полимеризация.* Полимеризация – это процесс соединения большого числа молекул мономера одного и того же вещества в одну большую макромолекулу. Химический состав полимера соответствует химическому составу исходного мономера. Процесс протекает без выделения каких-либо низкомолекулярных веществ.

*Поликонденсация.* Поликонденсация – это химический процесс получения высокомолекулярных соединений из мономеров различных

исходных веществ. Процесс сопровождается выделением побочных продуктов (вода, спирт и т.д.). Подбирая мономеры с различными свойствами в определенных пропорциях, можно получать пластмассы с заранее заданными свойствами.

**Состав пластмасс.** В состав пластмасс входят связующие вещества, наполнители, красители и порообразователи.

*Связующие вещества.* Ими являются синтетические смолы, которые определяют основные технологические и эксплуатационные свойства материала.

Для строительных конструкций в основном применяют следующие смолы: полиэфирные, фенолоформальдегидные, эпоксидные, мочевино- и меламиноформальдегидные, а также кремнийорганические.

В зависимости от того, как смола реагирует на нагревание, смолы подразделяют на термопластичные и термореактивные.

*Термопластичные смолы.* Способны под воздействием повышенной температуры размягчаться. При этом они переходят в вязкотекучее состояние, а при охлаждении вновь возвращаются в твердое состояние. К термопластичным смолам относятся – полиметилметакрилат, поливинилхлорид, полистирол, полиэтилен. Эти смолы применяют для изготовления листовых материалов (оргстекло, винипласт), клеев для их склеивания, пенопластов, пленок.

*Термореактивные смолы* – переходят из вязкотекучего состояния в твердое лишь один раз – в процессе отверждения. Процесс отверждения происходит при наличии отвердителя или при нагреве. После отверждения термореактивный материал не размягчается при последующем нагреве, но незначительно теряет прочность и упругость. В конструкционных пластмассах строительного назначения применяют следующие термореактивные смолы: фенолоформальдегидную, полиэфирную, эпоксидную, мочевиноформальдегидную. Они применяются для изготовления фанеры, стеклопластиков, пенопластов, клеев, древесных пластиков, фасонных деталей.

*Наполнители.* Наполнители – это компоненты, которые вводят в пластмассу с целью улучшения ее механических и технологических свойств, а также для уменьшения стоимости пластмассы. Наполнители могут быть органического и неорганического происхождения. Могут иметь вид порошков, волокон, листов: древесная мука, цемент, стеклянные и асбестовые волокна, бумага, хлопчатобумажные и стеклянные ткани и т.п.

*Красители.* Окраска пластмасс осуществляется путем введения красителя в массу материала. Нужный рисунок и цвет можно получить, если его нанести на наружный слой листового наполнителя (бумагу, ткань).

*Порообразователи.* Это добавки, применяемые для получения газонаполненных материалов – пенопластов.

**Основные полимерные материалы.** К конструкционным полимерным материалам относятся: стеклопластики, пенопласты, оргстекло, винипласт, древесные пластики, воздухо непроницаемые ткани и пленки, синтетические клеи. Конструкционными называются материалы, которые могут работать в условиях напряженных состояний, то есть, под нагрузкой.

Применяемые в строительстве пластмассы обладают следующими достоинствами:

- высокой прочностью, которая достигает величины  $500 - 1000 \text{ кгс/см}^2$ ; а для стеклопластиков прочность достигает величины  $10\,000 \text{ кгс/см}^2$ ;
- большим интервалом плотности - от 20 до  $2000 \text{ кгс/м}^3$ ;
- химической стойкостью;
- биостойкостью – неподверженностью гниению и другим факторам биологического происхождения;
- технологической возможностью варьирования свойств в широком диапазоне, в зависимости от эксплуатационных требований;
- простотой формообразования;
- сочетанием свойств, не встречающихся у других материалов (прочностью и небольшой плотностью, прочностью и высоким светопропусканием);
- высокими электроизоляционными свойствами;
- легкой обрабатываемостью (используются инструменты для обработки металла и древесины);
- возможностью применения клееных и сварных соединений;
- возможностью получения тонких прозрачных элементов из пленки и тканей.

Несмотря на большой перечень вышеуказанных достоинств полимерных материалов, они имеют также и недостатки, к ним относятся следующие:

- невысокий модуль упругости;
- ползучесть и падение прочности при длительных нагрузках;
- невысокая поверхностная твердость;
- сгораемость;
- старение материала, которое заключается в ухудшении эксплуатационных свойств во времени под действием тепла, влаги, солнечной радиации и т.п.

Зная о перечисленных недостатках, можно уменьшить их влияние различными способами.

**Стеклопластики.** Стеклопластик – это материал, состоящий из двух компонентов: синтетического связующего и стеклянного волокна (наполнитель).

Сущность изготовления состоит в том, что стекловолокно вводится в неотвержденную смолу, затем смола отверждается. Стеклопластики имеют



все достоинства, присущие конструкционным пластмассам. Его недостатками являются старение и горючесть.

Стеклопластик применяется в строительстве в качестве:

- светопрозрачного материала в несущих конструкциях стен и покрытий;
- материала, стойкого в химически агрессивных средах для элементов ограждающих конструкций, емкостей и т.п.;
- материала, обладающего радиопрозрачностью для конструкций, ограждающих радиоаппаратуру от атмосферных воздействий.

*Наполнитель.* Им является стеклянное волокно. Оно выполняет армирующие функции. Использование стеклянного волокна основано на высокой прочности стекла, которую оно приобретает после вытягивания в волокна. Например, массивное стекло имеет предел прочности  $500 \text{ кгс/см}^2$ , а полученные из этого стекла волокна выдерживают напряжение  $10\,000 - 20\,000 \text{ кгс/см}^2$ , то есть, их прочность возрастает в 20–40 раз.

Элементарные стеклянные волокна получают из расплавленной стеклянной массы, путем продавливания ее через отверстия (фильеры) малого диаметра (до 6-20 мкм). Диаметр волокна зависит от скорости вытягивания и диаметра фильеры. Волокна объединяют в нити до 100-200 элементарных волокон, нити объединяют в жгуты (до 60 нитей).

В стеклопластиках, применяемых в строительстве, используют стекловолокно в виде:

- прямолинейных непрерывных волокон в виде элементарных волокон, нитей, жгутов;
- коротких отрезков длиной 50 мм (рубленое стекловолокно).

*Связующее.* В качестве связующего используют синтетические смолы, они выполняют следующие функции:

- придают монолитность и стабильность формы готовому изделию;
- распределяют внутренние напряжения между стеклянными волокнами, обеспечивая их устойчивость и защиту от внешних воздействий;
- воспринимают часть внутренних напряжений под нагрузкой.

Используются следующие смолы (в основном, термореактивные) - полиэфирная, эпоксидная, фенолоформальдегидная.

*Механические свойства.* Зависят от вида стекловолокна, процента его содержания, вида связующего и прочности адгезионной связи наполнителя и связующего. Все стеклопластики, армированные в одном или по двум взаимно перпендикулярным направлениям, являются анизотропными материалами. Изотропными являются стеклопластики, армированные рубленым стекловолокном. Прочность этих стеклопластиков меньше, так как

усилия от волокна к волокну передаются через связующее, а прочность последнего значительно ниже прочности стекловолокна.

*Светопроницаемость.* Некоторые марки стеклопластиков обладают высоким коэффициентом светопропускания (до 0,85), который зависит от типа связующего. Наиболее прозрачны стеклопластики на полиэфирном связующем.

*Атмосферостойкость.* Характеризуется скоростью снижения механических свойств, ухудшением качества поверхности и снижением светопропускания. Для предотвращения старения вводят различные добавки (стабилизаторы).

*Сгораемость.* Стеклопластики могут быть сгораемые и трудно сгораемые. Для повышения предела огнестойкости в состав связующего вводят добавки, придающие материалу свойство самозатухаемости.

*Виды стеклопластиков.* Чаще всего в строительстве применяют светопрозрачный листовый материал. Листы могут быть плоскими или волнистыми. Волна может быть поперечной или продольной. Габариты листов унифицированы с размерами других листовых материалов.

**Термопластичные материалы.** Из конструкционных пластмасс эти материалы имеют наиболее ограниченное применение в строительных конструкциях. Используют такие материалы как полиметилметакрилат (оргстекло) и поливинилхлорид (винипласт).

*Полиметилметакрилат (оргстекло).* Бесцветный прозрачный материал, пропускает 90 % видимых и 73 % ультрафиолетовых лучей света. Ударопрочное, имеет сравнительно высокие прочностные характеристики. Формуется при температуре 105-170<sup>0</sup> С, легко поддается механической обработке обычными (для дерева и металла) инструментами.

Склеивается с помощью органических растворителей (крошку оргстекла растворяют в дихлорэтаноле или уксусной кислоте). Сваривается при температуре 140-185<sup>0</sup> С. При разрушении не образует осколков.

Недостатками оргстекла являются: низкая поверхностная твердость и абразивная стойкость, малая теплостойкость, подверженность старению.

Выпускается в виде плоских и волнистых листов, профилей, блоков. Может быть окрашено в различные цвета.

Применяется для ограждающих светопрозрачных конструкций стен, покрытий: остекление криволинейных поверхностей в виде зенитных фонарей, сводов, куполов. Целесообразно для покрытия теплиц, оранжерей.

*Поливинилхлорид (винипласт).* Этот материал получают на основе поливинилхлоридной смолы. Выпускается пластифицированным (пленки) и непластифицированным (жестким).

Изготавливают винипласт методом прессования пакета уложенных слоями пленок или методом экструзии. Имеет темнокоричневый цвет или прозрачен.

Исключительно стоек к воздействию кислот, щелочей, солей и т.д., водонепроницаем, имеет относительно высокие прочностные характеристики.

Хорошо обрабатывается, сваривается, склеивается (состав клея – раствор перхлорвинилового смолы  $\approx 10-20\%$  в дихлорэтане  $\approx 80-90\%$ ).

Недостатками являются малые теплостойкость (до  $+60^{\circ}\text{C}$ ) и морозостойкость (до  $-30^{\circ}\text{C}$ ), большой коэффициент линейного расширения, малая ударная вязкость. Прочность при повышении температуры от  $20^{\circ}\text{C}$  до  $60^{\circ}\text{C}$  снижается более, чем в 3 раза, при уменьшении температуры от  $20^{\circ}\text{C}$  до  $-20^{\circ}\text{C}$  ударная вязкость снижается в 5 раз.

Область применения материала широка: это гидроизоляция, теплоизоляция, кровельные покрытия, канализационные трубы, профили, поручни лестничного ограждения, элементы перегородок, подвесные потолки, внутренняя обшивка панельных стен, вентиляционные короба и т.п.

**Древесные пластики.** Их получают в результате соединения продуктов переработки древесины с синтетическими смолами. К древесным пластикам относятся: древесно-слоистые пластики, древесноволокнистые и древесностружечные плиты, бумажный пластик (гетинакс) и др.

*Древеснослоистый пластик (ДСП).* Его изготавливают из тонких листов березового, липового, букового или ольхового шпона, пропитанного и склеенного между собой различными синтетическими смолами при давлении 150-200 атм. и температуре  $145-155^{\circ}\text{C}$ .

В зависимости от расположения в смежных слоях волокон шпона выпускают несколько марок ДСП: ДСП – А, Б, В и Г. Индексы А – Г зависят от направления волокон шпона: ДСП–А – все слои шпона имеют одно направление волокон; ДСП–Б – волокна  $1/10 \div 1/20$  слоев шпона расположены перпендикулярно волокнам остальных слоев, то есть через каждые 10 – 20 продольных слоев шпона укладывается для связи один поперечный слой; ДСП–В – слои шпона чередуются перекрестно, наружные слои укладываются вдоль длины плиты; ДСП – Г- волокна шпонов расположены веером.

Прочность пластика значительно превышает прочность массивной древесины вследствие его уплотнения при изготовлении и пропитки.

Прочность ДСП – Б и В составляет соответственно 2200 и 1800 кгс/см<sup>2</sup>, а плотность - 1250-1300 кгс/м<sup>3</sup>.

Пропитка осуществляется резольной, фенолоформальдегидной или карбамидной смолами. ДСП выпускается в виде плит длиной 0,7-5,6 м, шириной до 1,2 м, толщиной 3-60 мм.

Плиты ДСП водостойки, стойки к органическим растворителям и маслам. Легко обрабатываются. Применяются для изготовления шпонок, нагелей, косынок, вкладышей, то есть, средств соединения элементов конструкций из дерева.

*Древесноволокнистые плиты (ДВП).* Их изготавливают из хаотически расположенных волокон древесины, склеенных канифольной эмульсией с добавлением в некоторые типы плит фенолоформальдегидной смолы.

Сырьем для изготовления ДВП служат отходы лесопиления и деревообработки, которые дробят в щепу и растирают до волокнистого состояния. Приготовленную древесноволокнистую массу, пропитанную канифольной эмульсией, разливают в формы с последующей сушкой.

Если формовка осуществляется без уплотнения, то получаются пористые плиты, которые применяют для тепло и звукоизоляции и отделки стен и перекрытий.

Для изготовления твердых и сверхтвердых плит в древесноволокнистую массу добавляют фенолоформальдегидную смолу, далее плиты прессуют и подвергают термообработке.

Твердые и сверхтвердые плиты применяют для обшивок стен, потолков, перегородок.

При длительном действии на ДВП влаги плиты значительное ее количество поглощают, набухают и теряют прочность. Поэтому в условиях систематического увлажнения ДВП применять не рекомендуется.

*Древесностружечные плиты.* Получают путем горячего прессования под давлением древесных стружек, пропитанных синтетическими терморезактивными смолами.

Древесностружечные плиты, в зависимости от объемной массы, подразделяют на легкие ПЛ (плотностью 350-500 кгс/м<sup>3</sup>), средние ПС (плотностью 500-650 кгс/м<sup>3</sup>) и тяжелые ПТ (плотностью 660-800 кгс/м<sup>3</sup>).

Щепа или стружка имеют малые размеры и высокую однородность, поэтому получаемые плиты обладают высокими механическими свойствами и гладкой поверхностью.

Плиты по своей конструкции и отделке подразделяют на сплошные, пустотелые, многослойные, облицованные и необлицованные.

Наружные слои обычно выполняют с повышенным содержанием связующего и из более мелких древесных частиц.

Связующими являются фенолоформальдегидные, мочевиноформальдегидные и мочевиномеламиновые смолы.

Существует две технологии изготовления плит: метод горячего прессования и метод экструзии.

По методу горячего прессования плиты изготавливают в этажных прессах. При этом получают сплошные плиты толщиной 6-32 мм. При данной технологии большинство древесных частиц располагается параллельно плоскости плиты. Получаются плиты однородные по длине, имеющие высокую прочность.

При изготовлении плит методом экструзии (массу материала продавливают через узкую щель), частицы ориентируются перпендикулярно

плоскости плиты. Изделия получаются менее прочными и менее однородными.

Количество смолы принимается до 10 %, а древесной стружки около 90 % от массы.

При водопоглощении плиты разбухают. Достоинствами плит являются: малая теплопроводность, хорошая звукоизоляция и хорошая обрабатываемость.

Плиты применяют в строительстве при устройстве перегородок, для декоративной отделки стен, потолков, черных полов под линолеум и паркет, для изготовления дверей и встроенной мебели.

**Теплоизоляционные материалы.** Синтетические тепло и звукоизоляционные материалы обладают малой объемной массой, большинство из них имеет относительно высокую прочность и малую гигроскопичность.

Наибольшее распространение в строительстве получили газонаполненные пластмассы, сотопласты и другие материалы.

*Сотопласты.* Это изделия из хлопчатобумажных тканей или крафт-бумаги с системой пустот (в виде пчелиных сот). Вначале заготавливают ленты из указанных материалов. Далее на каждую ленту наносят прерывистый клеевой слой и, затем, ленты соединяют. После отверждения клея пакет лент растягивают (подобно «китайским фонарикам»), получают плиту с системой шестигранных пустот диаметром 12 или 25 мм.

Материал (до склейки) пропитывают фенолоформальдегидной смолой и антипиреном. Пустоты могут быть заполнены крошкой из другого теплоизоляционного материала.

Сотопласт используют при изготовлении трехслойных ограждающих конструкций.

*Газонаполненные пластмассы (пенопласты).* Пенопласты представляют собой систему пустот, стенки которых состоят из твердой пластмассы. При этом внутренние полости пустот заполнены газом. Пустоты могут быть замкнуты или сообщаться между собой.

Пенопласты имеют небольшую плотность (10-200 кгс/м<sup>3</sup>), низкую теплопроводность, достаточную прочность. Применяются в трехслойных панелях в качестве среднего утепляющего слоя.

Изготавливаются на основе термопластов: полистирольные пенопласты марок ПС-1, ПС-4, ПСБ, ПСБ-С и поливинилхлоридный пенопласт марки ПХВ-1.

На основе терморезактивных смол выпускают фенолоформальдегидный пенопласт марок ФЛ-1, ФРП-1 и полиуретановый пенопласт марки ПУ-101.

В зависимости от технологии изготовления, различают прессовые и безпрессовые пенопласты.

Прессовые пенопласты изготавливают с помощью оборудования, обеспечивающего формование при давлении до  $180 \text{ кгс/см}^2$ . По этой технологии получают пенопласты типов ПС-1, ПС-4, ПХВ-1.

Безпрессовая технология не требует высокого давления. При этом могут быть изготовлены изделия любой конфигурации. Пенопласты этого типа имеют меньшую стоимость, меньшую прочность, но повышенное сопротивление теплопередаче. Безпрессовый пенопласт готовят из двух компонентов: гранул и жидкого компонента. Ингредиенты, вступая в реакцию, вспениваются, а масса материала резко увеличивает свой объем.

Механические свойства пенопластов зависят от вида полимера, технологии изготовления и плотности. Прочность при сжатии составляет  $2-11 \text{ кгс/см}^2$ , а при сдвиге –  $1,5-7 \text{ кгс/см}^2$ .

Плотность по толщине блока не одинакова: в средней его части плотность меньше, чем к поверхности. Аналогично изменяются и механические свойства.

Теплостойкость (способность материала выдерживать повышенную температуру) пенопластов зависит от типа полимера: для термопластичных пенопластов теплостойкость составляет  $60-70^\circ \text{C}$ , а для терморезистивных пенопластов она выше и достигает  $100-130^\circ \text{C}$ . При повышении температуры механические свойства материала снижаются.

Возгораемость пенопластов зависит от природы полимерного материала и введенных добавок, придающих пенопластам свойство самозатухания.

**Материалы для изготовления пневматических конструкций.** Пневматическими или надувными называются конструкции, несущая способность которых обеспечивается избыточным давлением воздуха под оболочкой. Для изготовления оболочки используются тканевые материалы и пленки. К указанным материалам предъявляются следующие требования: воздухонепроницаемости, влагонепроницаемости, эластичности, легкости, прочности на разрыв и долговечности.

Пленки дешевле тканей, но они деформативны, непрочны, недолговечны. Поэтому пленки наиболее целесообразно применять для сооружений с коротким сроком службы. Если сроки эксплуатации более длительные, то необходимо использовать тканевые материалы.

Ткани и пленки бывают одно и многослойные, прозрачные и светонепроницаемые. Поддаются утеплению эластичными материалами.

*Тканевые материалы.* Состоят из основы и пропитки. Основой является технический текстиль из растительных (лен, хлопок) и синтетических (капрон, нейлон) волокон.

Пропиткой являются эластичные смеси на основе синтетических каучуков и смол. Пропитки необходимы для придания тканям воздухонепроницаемости и для защиты тканей от внешних (атмосферных) воздействий (влага, температура, солнечная радиация). Пропитки стареют

(теряют эластичность и растрескиваются). Для предотвращения старения в них вводят стабилизаторы. Пропитку наносят с одной или с двух сторон.

Ткани имеют разные механические характеристики в направлении основы и утка. Прочность тканей относят обычно к единице ширины рулона.

Ткани выпускают в рулонах шириной 0,9 м. Вес 1 м<sup>2</sup> колеблется от 0,45 до 1,8 кгс. Толщина тканей лежит в интервале от 0,6 до 1,8 мм.

*Синтетические пленки.* Для пневматических конструкций применяют полиэтиленовые, полиамидные и полиэфирные пленки. Они бывают прозрачные, полупрозрачные и светонепроницаемые. Могут иметь различный цвет.

Для улучшения механических характеристик и уменьшения деформативности, пленки армируют тканевыми сетками из капрона, стекловолокна и других материалов.

Армированные пленки выпускают в рулонах шириной 0,85-0,9 м. Толщина пленок, в зависимости от типа, колеблется от 0,455 до 0,71 мм. Вес одного квадратного метра пленки лежит в интервале от 0,45 до 0,76 кг.

Ткани и пленки по длине и ширине соединяют склеиванием или сваркой. При склеивании тканевых материалов швы рекомендуется прострачивать (усиливать нитяной строчкой).

**Физико-механические характеристики конструкционных пластмасс.** Главными физико-механическими характеристиками пластмасс являются прочность и деформативность. По этим характеристикам судят о пригодности пластмассы в качестве конструкционного материала.

Указанные характеристики зависят от сил взаимодействия между молекулами пластмассы и от ее макроструктуры.

Показатели прочности пластмассы определяют в результате механических испытаний образцов на прессах. При этом прочность пластмассы определяется как отношение нагрузки в момент разрушения образца к площади его поперечного сечения.

Существуют высоко и низко кристаллические полимерные материалы. Их механические свойства зависят от степени кристалличности полимера. Высококристаллические полимеры упруги, более прочны, но имеют повышенную хрупкость. Низкокристаллические (аморфные) менее упруги, но более вязки.

Изменение степени кристалличности приводит к изменению механических свойств. Поэтому, обычно механические характеристики кристаллических и аморфных полимеров рассматривают отдельно.

Следует иметь в виду, что большинство кристаллических полимеров кристалличны лишь частично, а часть материала в них находится в аморфном состоянии. Аналогично и аморфные материалы аморфны лишь частично и часть материала в них находится в кристаллическом состоянии. Таким образом, более правильно подразделять полимеры в рассматриваемом

аспекте на преимущественно кристаллические и преимущественно аморфные.

Степень кристалличности полимерного материала зависит от скорости охлаждения: при малой скорости охлаждения получается преимущественно кристаллическая структура, при большой скорости охлаждения получается преимущественно аморфная структура.

Изучение механических свойств полимеров показало, что один и тот же полимер может вести себя как стеклообразный, хрупкий твердый материал, как высокоэластичный каучук или как вязкотекучая жидкость, в зависимости от интервала температуры или продолжительности действия нагрузки:

- при низкой температуре и высокой скорости нагружения у полимера проявляются свойства стеклообразного материала;
- при высоких температурах и низких скоростях нагружения тот же материал может быть каучукоподобным и накапливать большие удлинения без остаточных деформаций;
- при дальнейшем повышении температуры в нагруженном состоянии возникают необратимые деформации и полимер ведет себя как вязкотекучая жидкость.

Следовательно, для построения прочностных характеристик полимерных конструкционных материалов необходимо проводить серию испытаний и получать диаграммы деформирования в широком диапазоне скоростей нагружения и температур, то есть диаграммы должны быть хорошо разрешены.

Таким образом, прочность пластмасс зависит:

- от плотности; с увеличением плотности прочность увеличивается;
- от интенсивности и продолжительности воздействия влаги и других веществ (щелочи, газы, кислоты и т.п.), находящихся в той среде, где эксплуатируется материал;
- от ориентации образца, если пластмасса имеет неоднородную макроструктуру; все вышеперечисленные факторы учитываются при определении прочности особо, на основании специальных исследований и опыта эксплуатации материала;
- от размеров испытуемого образца: с увеличением размеров прочность уменьшается; фактор масштаба учитывается масштабным коэффициентом, равным отношению прочности элемента натуральных размеров к прочности лабораторного образца;
- от изменчивости технологических факторов (колебания в составе полимера, качества наполнителя, температуры изготовления и т.п.);
- от фактора времени, т.е. продолжительности действия нагрузки; этот фактор, в частности, проявляется при изменении скорости нагружения (при увеличении скорости прочность возрастает).



За предел прочности пластмассы принимают такое значение прочности, к которому она стремится при увеличении скорости статического нагружения. Скорость нагружения для многих пластмасс устанавливается ГОСТом. Однако данный вопрос изучен недостаточно.

Если скорость нагружения очень высока (здесь необходимо специальное оборудование), то характер разрушения будет иным, чем при обычной скорости. В результате будет получена ударная прочность.

При уменьшении скорости нагружения зависимость прочности от скорости нагружения усиливается. В пределе (нулевая скорость нагружения) получается минимальное значение прочности. Этот предел называют длительной прочностью. Получать длительную прочность затруднительно. Она определяется по специальной методике, зависящей от свойств полимера. Обычно длительную прочность выражают в отношении к пределу прочности. Чтобы получать однообразные результаты, необходимо сам предел прочности определять при одной и той же скорости нагружения.

Значения прочности, лежащие между пределом прочности и длительной прочностью называют временным сопротивлением или временной прочностью. При использовании численных значений временной прочности необходимо также знать, при какой температуре и скорости нагружения она получена.

И, наконец, чтобы можно было сравнивать прочности различных пластмасс между собой, используется понятие удельной прочности. Удельная прочность определяется как отношение предела прочности к плотности материала.

**Нормативные и расчетные сопротивления конструкционных пластмасс.** Прочность полимерных материалов, как показано выше, нельзя рассматривать как характеристику материала без учета фактора времени, температуры и т.п.

Нормативное сопротивление конструкционных пластмасс  $R^H$  определяется как предел прочности материала, в соответствии с требованиями технических условий, в которых оговорены условия эксплуатации.

Кратковременное расчетное сопротивление  $R^K$  находят из выражения:

$$R^K = R^H \cdot k_{ОДН},$$

где  $k_{ОДН}$  – коэффициент однородности, который устанавливают на основании статистического анализа результатов массовых испытаний прочностных свойств материала. Этот коэффициент зависит от степени полимеризации, наличия дефектов, отклонений в составе и технологии изготовления пластмассы.

Длительное расчетное сопротивление пластмасс  $R$  при нормальных температурно-влажностных условиях принимают равным:

$$R = R^K \cdot k_{ДЛ} = R^H \cdot k_{ОДН} \cdot k_{ДЛ}.$$

Длительное нормативное сопротивление  $R_{дл}^H$  определяют из равенства:

$$R_{дл}^H = R^H \cdot \kappa_{дл},$$

где  $\kappa_{дл}$  – коэффициент длительного сопротивления материала, устанавливаемый при испытании серии образцов до разрушения длительной нагрузкой, составляющей определенную часть от нагрузки, при которой определяется предел прочности.

Расчетные сопротивления пластмасс, эксплуатируемых в условиях воздействия атмосферной среды ( $F$ ), повышенной температуры ( $T$ ) и влажности ( $W$ ) определяются умножением  $R$  на соответствующие коэффициенты условия работы:

$$R^T = R \cdot m_T; \quad R^W = R \cdot m_W; \quad R^{T,W} = R \cdot m_T \cdot m_W; \quad R^F = R \cdot m_F,$$

где  $m$  – коэффициенты условия работы, которые известны и принимаются по соответствующим нормативным документам.

Учет влияния атмосферных и температурно-влажностных воздействий на модули деформаций и сдвига производится аналогично изложенному выше.

## Глава 3. Основы металлических конструкций

### 3.1. Область применения металла

Основной областью применения металлических конструкций являются каркасы одноэтажных промышленных зданий металлургических и машиностроительных предприятий, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью более 20 т, многоэтажных производственных зданий с нагрузками на перекрытия более  $1000 \text{ кгс/м}^2$  и гражданских зданий с числом этажей более 20.

В последние десятилетия появилась новая область применения металла – это стационарные промышленные здания комплектной поставки.

Металлоконструкции эффективно применяют в сборно-разборных зданиях и сооружениях, возводимых в труднодоступных районах, в условиях, когда стремятся к минимальной собственной массе здания.

Отдельной областью применения металла являются специальные сооружения. К ним относятся – бункера, силосы, резервуары, газгольдеры, башни, мачты, железнодорожные и автодорожные мосты и т.п.

Алюминиевые конструкции имеют высокую коррозионную стойкость и повышенную стойкость при низких температурах. Поэтому, в связи с этими качествами, их успешно применяют в перечисленных условиях.

Металлические конструкции эффективно используют в несущих конструкциях большепролетных зданий и сооружений с пролетами более 40 м гражданского (спортивные сооружения, выставочные павильоны, крытые рынки и т.п.) и промышленного (ангары, доки, эллинги и т.д.) назначения.

Главными достоинствами металлических конструкций являются их высокая прочность и относительная легкость. Металлические конструкции легче деревянных в 1,5-2 раза, а железобетонных – в 8-12 раз. Алюминиевые конструкции легче стальных в 2-2,5 раза. Они надежны в эксплуатации, имеют стабильные упругие характеристики, высокую однородность материала. Плотность металла обеспечивает водогазонепроницаемость, которая в соединениях обусловлена сваркой.

Металлоконструкции индустриальны в изготовлении и монтаже. Эти конструкции выпускают специализированные заводы, которые имеют автоматизированное и специализированное оборудование. Используют металлопрокат различного профиля и владеют приемами поточного монтажа крупноблочных элементов.

К достоинствам конструкций из алюминиевых сплавов можно также отнести:

- малую плотность, равную  $2700 \text{ кгс/м}^3$  против  $7850 \text{ кгс/м}^3$  для стали;
- высокую стойкость против коррозии;

- отсутствие искр при ударе;
- повышенную надежность в эксплуатации при низких температурах;
- возможность простого прессования профилей произвольной формы.

Основными недостатками стальных конструкций являются:

- подверженность коррозии, в связи с чем требуется защита металла лакокрасочным покрытием, а в агрессивной среде металл защищают цинкованием или алюминированием, что приводит к удорожанию конструкций;
- малая огнестойкость. Сталь теряет несущую способность при температуре  $500^{\circ}\text{C}$ , а при  $600^{\circ}\text{C}$  переходит в пластическое состояние (алюминиевые сплавы переходят в пластическое состояние при температуре  $300^{\circ}\text{C}$ ).

Недостатками конструкций из алюминиевых сплавов являются:

- большая деформативность, так как модуль упругости алюминиевых сплавов ( $E=7,1 \times 10^4$  МПа) в 3 раза меньше модуля упругости стали ( $E=2,06 \times 10^5$  МПа);
- высокая стоимость, превышающая стоимость стальных конструкций в 8-10 раз.

### 3.2. Стали, их состав и свойства

Материалами для металлических конструкций являются: прокатная сталь, стальное литье и алюминиевые сплавы. Наиболее широкое применение имеет прокатная сталь.

Сталь – это сплав железа с углеродом, незначительным количеством примесей (они попадают в металл из руды или образуются в процессе выплавки) и легирующих добавок (их вводят для улучшения свойств стали). Стали подразделяют на углеродистые и легированные.

Углеродистые стали, в зависимости от содержания углерода, делят на малоуглеродистые (0,09 – 0,23 % углерода), среднеуглеродистые (0,24 – 0,5 % углерода) и высокоуглеродистые (0,51 – 1,2 % углерода). В строительных конструкциях применяют в основном малоуглеродистую сталь, которая обладает большой пластичностью и хорошей свариваемостью.

Легированные стали также делят на три группы: низколегированные (с суммарным содержанием легирующих добавок до 2,5 %), среднелегированные (2,6 – 10 %) и высоколегированные (более 10 %). В строительных конструкциях применяют низколегированные и в незначительных количествах среднелегированные стали.

По способу выплавки стали подразделяют на мартеновские и конвертерные. Свойства и качество сталей оценивают техническими характеристиками, основными из которых являются механические свойства и химический состав, которые регламентированы нормативными документами (ГОСТами и ТУ).

**Механические свойства стали.** Этими свойствами являются такие показатели, как прочность, упругость и пластичность, а также склонность к хрупкому разрушению, которая оценивается через ударную вязкость.

Прочность стали определяют как ее сопротивлением силовым воздействиям. Упругостью называют свойство материала восстанавливать свою первоначальную форму после снятия внешних нагрузок. Пластичность – это способность материала не возвращаться в первоначальное состояние после снятия внешних нагрузок, то есть получать остаточные деформации. Хрупкость характеризуется разрушением материала при малых деформациях.

Прочность стали, ее упругие и пластические свойства определяют при статических испытаниях стандартных образцов на растяжение. Полученная при этом диаграмма (см. рис. 45) показывает зависимость между напряжениями и деформациями.

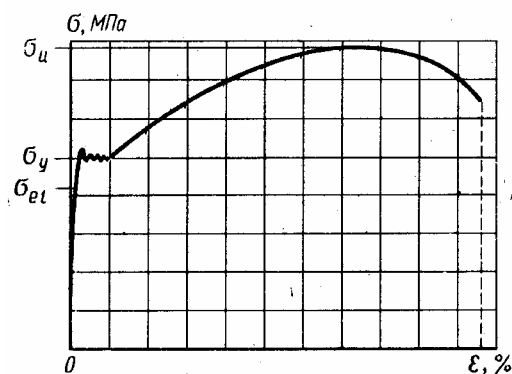


Рис. 45. Диаграмма деформирования малоуглеродистой стали при растяжении

Важнейшими показателями механических свойств стали являются предел текучести  $\sigma_y$ , временное сопротивление (предел прочности -  $\sigma_u$ ) и относительное удлинение ( $\epsilon$ ). Предел текучести и временное сопротивление характеризуют прочность стали, относительное удлинение – пластические свойства стали.

До достижения стандартным образцом из малоуглеродистой стали напряжений, равных пределу текучести, материал работает в стадии, близкой к упругой.

Далее в нем нарастают деформации при постоянном напряжении. Эта фаза работы соответствует горизонтальному участку диаграммы на рис. 45 (площадка текучести). Когда относительное удлинение достигает 2,5 %, текучесть материала прекращается, и он снова может оказывать сопротивление деформациям. Эту стадию работы стали называют стадией самоупрочнения, в ней материал работает как упруго-пластический. У других сталей переход в пластическую стадию происходит постоянно (нет площадки текучести) и

пределом текучести для них считают напряжение, при котором остаточная деформация достигает 0,2 %, то есть  $\sigma_y = \sigma_{0,2}$ .

Отношение разрушающей нагрузки к первоначальной площади поперечного сечения образца называют временным сопротивлением  $\sigma_u$ .

Наибольшее напряжение в материале, при котором начинается отклонение от прямолинейной зависимости между напряжениями и деформациями, называют пределом пропорциональности  $\sigma_{ei}$ .

Склонность стали к переходу в хрупкое состояние определяют испытаниями на ударную вязкость.

Механические характеристики стали зависят от температур, при которых они работают. При нагревании стали до температуры 250° С свойства ее меняются слабо, но при дальнейшем повышении температуры сталь становится хрупкой. Отрицательные температуры повышают хрупкость стали, что важно учитывать при строительстве в районах с низкими зимними температурами. Малоуглеродистые стали становятся хрупкими при температурах ниже -45° С, а низколегированные – при температурах ниже -60° С.

**Химический состав стали.** Такой состав характеризуется процентным содержанием в ней различных добавок и примесей. Углерод повышает предел текучести и прочности стали, однако снижает пластичность и свариваемость. В связи с этим в строительстве применяют только малоуглеродистые стали. Специальное введение в сталь различных примесей (они называются легирующими добавками) улучшают некоторые свойства стали.

Кремний (обозначается буквой С) раскисляет сталь, поэтому его количество возрастает от кипящей к спокойной стали. Он увеличивает прочность стали, однако несколько ухудшает свариваемость, стойкость против коррозии и значительно снижает ударную вязкость. Вредное влияние кремния компенсируется повышенным содержанием марганца. Марганец (Г) увеличивает прочность стали, незначительно снижая ее пластичность. Медь (Д) несколько повышает прочность стали и увеличивает стойкость ее против коррозии, но способствует старению стали. Алюминий (Ю) хорошо раскисляет сталь, нейтрализует вредное влияние фосфора, повышает ударную вязкость. Значительно повышает механические свойства введение в сталь таких легирующих добавок как никель (Н), хром (Х), ванадий (Ф), вольфрам (В) и другие. Однако, применение этих добавок в сталях, используемых в строительных конструкциях, ограничивается их дефицитностью и высокой стоимостью.

Некоторые примеси являются вредными для стали. Так, фосфор резко уменьшает пластичность и ударную вязкость стали, делает ее хрупкой при низких температурах. Сера несколько снижает прочность стали и способствует образованию трещин при сварке. Кислород, водород и азот, попадая в

расплавленный металл из воздуха, ухудшают структуру стали, увеличивая ее хрупкость.

В зависимости от степени раскисления, различают спокойную, полуспокойную и кипящую стали.

*Степень раскисления.* Если сталь не раскислять, происходит выделение газов, и сталь производит впечатление кипящей жидкости. Такая сталь называется кипящей. Она оказывается засоренной газами и менее однородной из-за ее быстрого застывания.

Если в сталь добавить раскислители – кремний (0,12-0,3 %) или алюминий (до 0,1 %), то эти элементы, соединяясь с растворенным в стали кислородом, уменьшают его вредное влияние. Такой процесс называют раскислением стали. Он сопровождается выделением тепла. При раскислении сталь остывает спокойно, поэтому ее называют спокойной.

Промежуточное положение по качеству между спокойной и кипящей сталью занимает полуспокойная сталь. Ее раскисляют кремнием (0,05-0,15 %).

Спокойная сталь, по сравнению с кипящей и полуспокойной сталями, более однородна, лучше сваривается, сопротивляется динамическим воздействиям и хрупкому разрушению. Однако она на 12 % дороже кипящей стали.

*Классификация сталей по прочности.* В зависимости от механических характеристик ( $\sigma_u$ ,  $\sigma_y$ ), все стали условно делят на три группы: стали обычной, повышенной и высокой прочности. Сталь обычной прочности изготавливают из малоуглеродистой стали. Стали повышенной и высокой прочности изготавливают из низколегированной и среднелегированной сталей.

Поставка сталей обычной прочности (малоуглеродистых) металлургическими заводами производится по трем группам:

- группе А – с гарантиями по механическим свойствам;
- группе Б – с гарантиями по химическому составу;
- группе В – с гарантиями по механическим свойствам и химическому составу.

В строительных конструкциях применяется, как правило, сталь группы В. В зависимости от предъявляемых требований по испытаниям на ударную вязкость малоуглеродистая сталь разделена на 6 категорий. Для каждой категории нормируются химический состав, значение временного сопротивления, относительного удлинения и требования к испытанию на холодный загиб.

*Обозначения марок стали.* Приняты для малоуглеродистой стали буквенно-цифровыми в соответствии с ГОСТ 380-71\* и ГОСТ 23570-79. Например, ВСт3сп5, 18Гпс. Буква В указывает, что сталь поставляется с гарантией механических свойств и химического состава, буквы Ст – сталь, цифра 3 – условный порядковый номер марки малоуглеродистой стали. Марки стали различаются в зависимости от химического состава и механических свойств от Ст0 до Ст5. В строительных конструкциях применяется сталь Ст3, кото-

рая имеет достаточно высокий предел текучести, пластична, хорошо сваривается. Степень раскисления стали обозначается индексами «сп» (спокойная), «пс» (полуспокойная) и «кп» (кипящая). Для обозначения полуспокойной стали с повышенным содержанием марганца добавляют букву Г. Последняя цифра указывает категорию стали. Стали марок 18сп и 18пс поставляются по группе В (цифра 18 показывает среднее содержание углерода в сотых долях процента. Остальные обозначения те же).

*Стали повышенной и высокой прочности.* Это низколегированные и среднелегированные стали. Поставляются по ГОСТ 19281-73\*, ГОСТ 19282-73\* и по специальным техническим условиям. Наименование марок легированных сталей отражает их химический состав. Первые две цифры показывают среднее содержание углерода в сотых долях процента. Следующие далее буквы русского алфавита обозначают легирующие добавки. Цифра после буквы показывает содержание добавки в процентах с округлением до целых значений. Если количество легирующих добавок 0,3-1 %, то цифра не ставится. Содержание добавки менее 0,3 % не отмечается. Все стали повышенной и высокой прочности поставляются с гарантией механических свойств и химического состава.

В зависимости от нормируемых свойств согласно ГОСТу стали подразделяют на 15 категорий.

Примеры обозначений: сталь 14Г2 имеет среднее содержание углерода 0,14 %, марганца (Г) до 2 %; сталь 15ХСНД – углерода 0,15 %, хрома (Х), кремния (С), никеля (Н) и меди (Д) 0,3 – 1 % каждого.

В целях экономии металла прокат из углеродистой стали марок Ст3, Ст3ГС и низколегированной стали марок 09Г2, 09Г2С и 14Г2 поставляют по 2 группам прочности (например, ВСт3сп5–1 и ВСт3сп5–2). Отличаются такие стали различным браковочным уровнем предела текучести и временного сопротивления. Более высокие расчетные характеристики имеют стали, отнесенные ко второй группе прочности.

Выбор марки стали определяет надежность и стоимость конструкции, удобство изготовления, длительность нормальной ее эксплуатации, количество, объем и стоимость работ по содержанию конструкции, в том числе и по защите от коррозии.

Марки сталей, если по условиям эксплуатации конструкций не выдвигается специальных требований, выбирают на основании технико-экономического анализа вариантов.

### 3.3. Сортамент стали

Сортаментом называют перечень прокатываемых, холодногнутых или прессованных полуфабрикатов и изделий с указанием их основных геометрических размеров, формы сечения, величин допусков и линейной массы.



В общей стоимости профиля стоимость материала составляет 80-90 %, поэтому экономичность профиля зависит, в первую очередь, от его металлоемкости. Экономическая эффективность сортамента определяется двумя критериями: формой профиля, градацией и числом профилей в сортаменте.

На основе исследований были установлены оптимальные формы основных поперечных сечений стальных и алюминиевых профилей: уголки равнополочные, швеллеры, двутавры, круглые и прямоугольные трубы, литые. Наибольшее применение в строительных конструкциях получил сортмент прокатной стали (см. рис. 46)

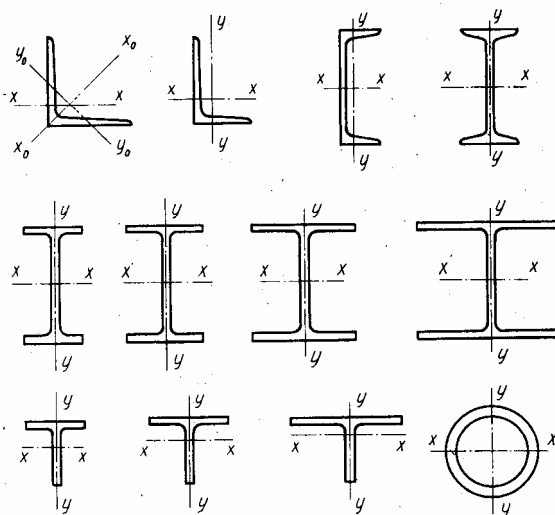


Рис. 46. Сортамент основных конструкционных стальных прокатных профилей

Равнополочные (ГОСТ 8509-86) размером от 45×4 до 250×30 мм и неравнополочные (ГОСТ 8510-86) размером от 56×36×4 до 250×160×20 мм уголкового профиля широко применяются в элементах, работающих на осевые силы (растяжение или сжатие), а также для получения комбинированных сечений и соединений различных элементов.

Швеллеры с уклоном внутренних граней полок до 400 мм применяются чаще в составных сечениях, работающих преимущественно на осевые силы и изгиб и реже – на внецентренное сжатие в колоннах и балках.

Швеллеры тонкостенные с узкими параллельными полками (ТУ 12-2-204-76) применяют в качестве прогонов покрытия и элементов фахверков стен. По расходу материала они на 16-20 % легче швеллеров обычного проката.

Двутавры с уклоном внутренних граней полок (ГОСТ 8239-72) высотой от 100 до 600 мм применяют главным образом в качестве изгибаемых элементов (балок), а также составных сечениях колонн, работающих на внецентренное сжатие.

Двутавры с параллельными гранями полок (широкополочные двутавры) от № 20Ш до № 100Ш с высотой до 1000 мм и шириной полок до 400 мм (ТУ 14-2-24-72) получили в последние годы широкое распространение. Областью их рационального применения являются колонны, подкрановые балки, балки покрытий и перекрытий, главные балки мостов.

Двутавры тонкостенные с узкими параллельными полками (ГОСТ 19281-73) высотой от 120 до 300 мм обладают большей экономической эффективностью по сравнению с обычными двутаврами (на 14-19 %). Областью их рационального применения являются конструкции легких перекрытий.

Широкополочные тавры (ТУ 14-2-24-72) при высотах от 100 до 500 мм и при ширине полок от 100 до 400 мм эффективны в стропильных и подстропильных фермах в качестве элементов верхних и нижних поясов, а также в других решетчатых конструкциях.

Трубы широко применяются в элементах решетчатых конструкций, работающих на продольные усилия. Применение трубчатых профилей по сравнению с уголковыми в аналогичных конструкциях позволяют уменьшить металлоемкость на 20-25 %. К ним относятся:

- круглые бесшовные горячедеформированные трубы (ГОСТ 8732-78) сечением от  $d57 \times 3,5$  до  $d550 \times 75$  мм;
- круглые электросварные трубы (ГОСТ 10704-76) сечением от  $d8 \times 1$  до  $d1620 \times 16$  мм;
- прямоугольные электросварные трубы (ГОСТ 12336-66) высотой от 75 до 220 мм с толщиной стенок от 4 до 8 мм.

Холодногнутые профили (см. рис. 47) успешно применяются наряду с прокатными профилями. Одним из достоинств этих профилей является возможность получить заданную форму сечений в соответствии с расчетом. Гнутые тонкостенные профили изготавливают из листовой стали.

Листовая сталь прокатывается толщиной от 4 до 160 мм, при ширине листа 1250–2600 мм и его длине до 8 м (ГОСТ 19903-74); листовая холоднокатанная толщиной от 0,6 до 1 мм, шириной листа 2000 мм и длиной до 5 м (ГОСТ 19904-74), применяемая для изготовления профилированных настилов; универсальная широкополосная сталь толщиной 6-60 мм, шириной 200-1050 мм и длиной до 18 м (ГОСТ 82-70), используемая для сварных балок и колонн.

Алюминиевые листы и ленты изготавливают путем прокатки, а профили – прессованием, путем продавливания горячего слитка цилиндрической формы через специальную стальную матрицу, имеющую прорез по форме профиля.

Форма алюминиевых прессованных профилей аналогична стальным прокатным и гнутым профилям. В отличие от стальных, некоторые алюми-

ниевые открытые профили (уголки, швеллеры, двутавры) имеют на концах полок утолщения (бульбы) для повышения устойчивости из их плоскости.

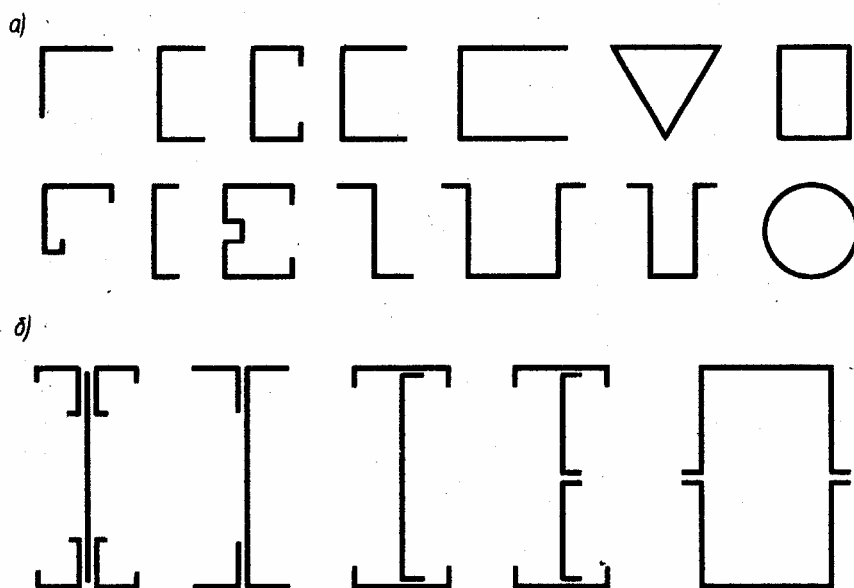


Рис. 47. . Сортамент холодногнутох профилей  
а) простых;б) комбинированных

### 3.4. Соединения металлических конструкций

Для создания большинства строительных металлических конструкций и сооружений элементы сортамента необходимо соединять между собой. В зависимости от ряда факторов – вида сооружения, действующих нагрузок, условий работы и т.п., в металлических конструкциях применяют разные виды соединения: сварные, болтовые, заклепочные и клеєметаллические.

**Электросварные соединения.** Наиболее распространенным видом соединения стальных конструкций являются электросварные соединения. При этом чаще применяют электродугую сварку, которая может быть ручной, полуавтоматической и автоматической.

Более 90 % всех соединений выполняются сварными. Это объясняется преимуществами этого вида соединений, к ним относятся:

- экономия металла;
- снижение трудоемкости изготовления конструкций;
- компактность соединений, которая приводит к упрощению конструктивной формы;
- возможность непосредственного соединения элементов друг с другом без соединительных элементов;

- отсутствие ослаблений;
- плотность соединений.

Недостатками сварных соединений являются:

- деформация изделий от усадки сварных швов и наличие остаточных напряжений в конструкции, что при действии низких температур приводит к хрупкому разрушению стали;
- трудность достаточного контроля качества сварных швов.

Сущность процесса электродуговой сварки заключается в использовании электрической дуги, которая возникает между стальным стержнем (электродом) и свариваемыми стальными элементами. Дуга расплавляет основной металл и металл электрода, смешивает их. Затем при охлаждении образуется сварной шов, соединяющий отдельные элементы между собой. Глубину проникновения наплавленного металла в основной называют проваром.

*Ручная электрическая сварка.* Является наиболее распространенным способом сварки металла. Она может выполняться в любом положении свариваемых элементов в пространстве (нижнем, вертикальном, потолочном). Недостатками ручной сварки являются:

- невысокая производительность из-за пониженной силы электрического тока;
- меньшая стабильность ручного процесса по сравнению с другими процессами.

Для защиты расплавленного металла от воздуха, улучшения химического состава и структуры шва, а также для ускорения и облегчения процесса сварки электроды, которыми выполняют сварку, покрывают обмазками.

Электроды подразделяют по типам, в зависимости от прочности наплавленного металла. Например, – Э42, Э42А, Э50А и т.п. Цифра указывает величину временного сопротивления разрыву металла шва ( $\text{кгс/мм}^2$ ). Буква А означает, что шов обладает повышенной пластичностью. Кроме того, электроды подразделяются также в зависимости от диаметра их стержня. Электроды могут иметь диаметры от 2 до 6 мм. Чем больше диаметр электрода, тем больше величина сварочного тока, она обычно лежит в интервале от 150 до 400 А. Сварка осуществляется при температуре около  $1500^\circ\text{C}$ .

*Автоматическая сварка.* В процессе автоматической сварки сварочная головка, имеющая полностью автоматизированное управление, перемещается вдоль шва и подает к месту сварки сварочную проволоку диаметром 2-5 мм без покрытия. Место сварки покрывают флюсом (порошкообразный материал) из специального бункера и шланга, перемещаемых совместно со сварочной головкой. Флюс полностью изолирует место сварки от воздуха. Горение дуги происходит под слоем флюса, при этом флюс легирует расплавленный металл содержащимися во флюсе примесями. В результате получается

однородный плотный шов с глубоким проваром, имеющий высокие механические показатели.

В связи с большой силой тока, возникающего при автоматической сварке (он достигает величины от 600 до 1200 А), и общей автоматизации процесса его производительность в 10-15 раз превышает производительность ручной сварки. Поэтому, автоматической сваркой желательно выполнять все соединения по мере возможности.

Недостатком автоматической сварки является невозможность ее выполнения в вертикальном и потолочном положениях и в стесненных условиях.

*Полуавтоматическая сварка.* В этом случае электродная проволока малого диаметра (от 1,4 до 2 мм) подается механизмом к головке и через нее – к месту сварки. Сварщик перемещает держатель вдоль шва вручную. Флюс подается непосредственно из воронки держателя, на котором находятся также кнопки управления. Скорость полуавтоматической сварки в 1,5-2 раза меньше скорости автоматической.

Вышеизложенная технология сварки при соответствующем выборе сварочных материалов позволяет получать сварные соединения с механическими характеристиками равными или превышающими аналогичные характеристики соединяемых стальных элементов.

В процессе сварки могут возникать дефекты, которые снижают прочность шва. Эти дефекты устанавливают физическими методами (рентгено – или гаммаграфирование, ультразвуковая дефектография, магнитографический способ) или визуальными способами контроля (наружный осмотр, измерение швов).

*Классификация сварных швов.* Сварные швы классифицируют по конструктивному признаку, назначению, положению и протяженности.

По конструктивному признаку швы подразделяют на стыковые и угловые (валиковые). Если усилие действует вдоль углового шва, его называют фланговым, если поперек, то лобовым. Швы могут быть рабочими или конструктивными, сплошными или прерывистыми.

По положению в пространстве во время их выполнения швы бывают нижними, вертикальными, горизонтальными и потолочными (см. рис. 48).

Сварка нижних швов наиболее удобна, легко поддается механизации, качество шва получается наилучшим.

Вертикальные, горизонтальные и потолочные швы выполняются в большинстве на монтаже. Они практически не поддаются механизации, вручную выполняются с трудом, качество шва получается хуже, поэтому, применение этих швов необходимо ограничивать.

По числу слоев, накладываемых при сварке, швы подразделяют на однослойные (однопроходные) и многослойные (многопроходные). По месту производства швы классифицируют на заводские и монтажные.

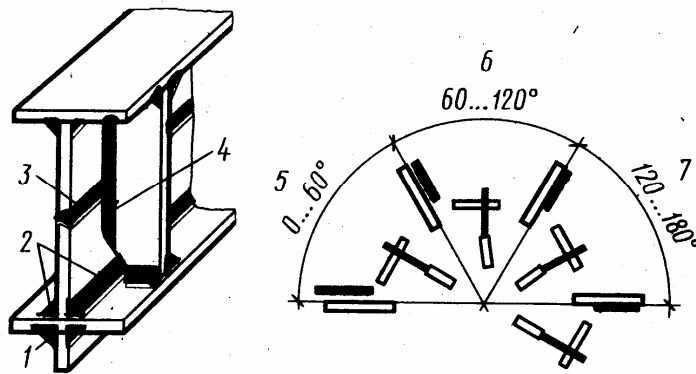


Рис.48. Положение швов в пространстве  
 1 – потолочный угловой шов; 2 – нижний угловой шов в “лодочку”;  
 3 – горизонтальный стыковой шов; 4 – вертикальный угловой шов;  
 5,6,7 – нижние, вертикальные и потолочные швы

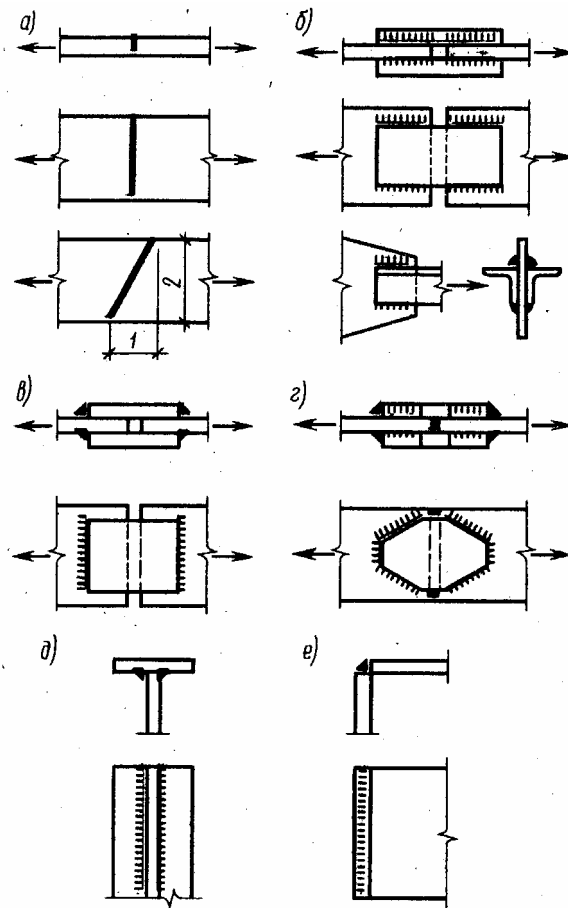


Рис. 49. Виды сварных соединений  
 а – стыковое; б – внахлестку фланговыми швами; в – то же, лобовыми швами; г – комбинированное; д – впритык тавровое; е – то же, угловое

Различают следующие виды сварных соединений (см. рис. 49): стыковые, внахлестку и впритык (тавровые и угловые). Стыковые соединения осуществляют швами встык, соединения внахлестку – угловыми швами, соединения впритык могут быть выполнены угловыми или стыковыми швами. Рассмотрим основные особенности сварных соединений.

*Стыковые соединения.* Для эффективной передачи силовых потоков наиболее совершенными являются соединения встык. В них практически отсутствуют отклонения потоков от линии их действия, и, следовательно, почти отсутствуют концентрации напряжений. Поэтому, из всех сварных соединений на динамические нагрузки лучше работают соединения встык. Эти соединения экономичны также по затрате материалов. Основным недостатком стыковых соединений является необходимость весьма точно резать соединяемые элементы и, в большинстве случаев, разделявать кромки.

Ручную сварку встык можно вести без специальной обработки кромок, при толщине  $t$  соединяемых элементов до 8 мм, а при автоматической – до  $t=20$  мм (см. рис. 50).

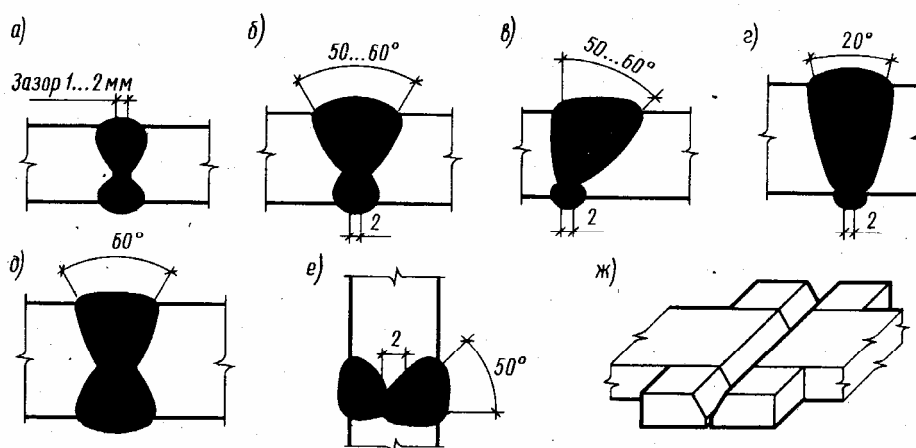


Рис. 50. Разделка кромок стыковых сварных соединений

При большей толщине элементов кромки для удобства сварки и для обеспечения полного провара разделяют (скашивают под углом). Скосы можно делать лишь с одной стороны (V и U – образные швы, см. рис. 50, б, в, г) или с двух сторон (X и К – образные швы, см. рис. 50, д, е)

Односторонняя сварка проще в отношении производства работ, допускает контроль за проваром корня шва (здесь больше всего дефектов) и последующее усиление со стороны корня (обратная подварка). Однако при односторонней сварке из-за усадки швов происходит коробление свариваемых элементов.

При двусторонней сварке (X и К – образные швы) меньше объем шва, и следовательно, ниже расход наплавленного металла. Этот фактор, а также

симметричность расположения шва уменьшают усадочные деформации. Недостаток двусторонней сварки – трудность осуществления контроля за качеством провара средней части (корня шва), повышенная трудоемкость изготовления, так как необходимо вести сварку с двух сторон, для чего изделие необходимо кантовать. В начале и конце наплавленный металл получается низкого качества. Для устранения этого недостатка следует начинать и заканчивать сварку на специальных подкладках – выводных планках, временно удлиняющих швы (см. рис. 50, ж). По окончании сварки эти планки вместе с начальными и конечными участками шва срезают, а торцы швов и прилегающие участки зачищают.

При сварке стыковым швом листов разной толщины, от листа одной толщины к листу другой толщины переходят за счет оформления наружной поверхности шва (см. рис. 51, а). Выполняют это только при условии, если разница в толщинах не более 4 мм, а величина уступа в месте стыка не превышает  $1/8$  толщины более тонкого листа.

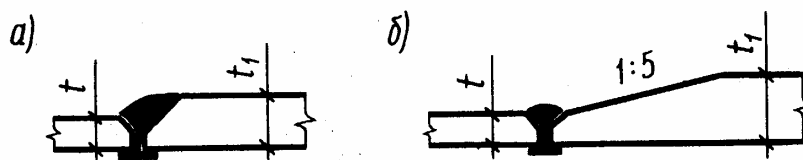


Рис. 51. Устройство стыкового шва в листах разной толщины

При большей разнице в толщинах и при динамических нагрузках у более толстого листа фрезеруется скос с уклоном до 1:5 (см. рис. 51, б). За расчетную толщину стыкового шва принимают толщину соединяемых элементов, а если их толщина различна, то толщину более тонкого элемента (без учета наплавленного валика сверху). Расчетной длиной шва считают фактическую его длину за вычетом  $2t$ , учитывающих непровар в начале и конце шва. Если сварка была начата и закончена на выводных планках, то уменьшение длины шва не производят.

*Соединения внахлестку.* Такое соединение выполняют с накладками или без них с помощью угловых швов. В зависимости от расположения швов по отношению к направлению передаваемого усилия, различают фланговые швы (рис. 52), расположенные параллельно усилию, и лобовые швы (рис. 53), расположенные перпендикулярно усилию.

Соединения внахлестку достаточно простые, не требуют точной подгонки и обработки кромок. Для этих соединений необходимо выполнять лишь очистку, удаление заусениц и правку. Недостатками этих соединений являются сильное искажение силового потока при передаче усилий от элемента к



элементу и связанная с этим концентрация напряжений, вызванная работой соединения одновременно на изгиб и срез.

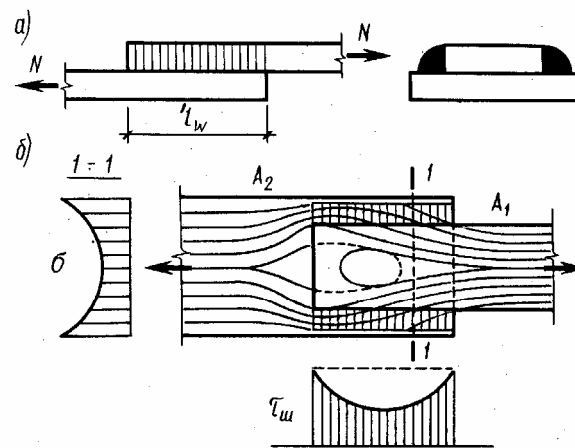


Рис. 52. Соединение с фланговыми швами (а), направление потока силовых линий и распределение напряжений (б)

Фланговые швы отличаются тем, что неравномерная передача усилий происходит как по длине шва, так и по поперечному сечению соединения. По длине наиболее интенсивны напряжения на концах швов, однако, перед разрушением шва за счет пластической работы перенапряженных участков (начального и конечного) происходит выравнивание напряжений. Разрушение шва может происходить по металлу шва и по основному металлу на границе его сплавления с металлом шва, особенно, если наплавленный металл прочнее основного.

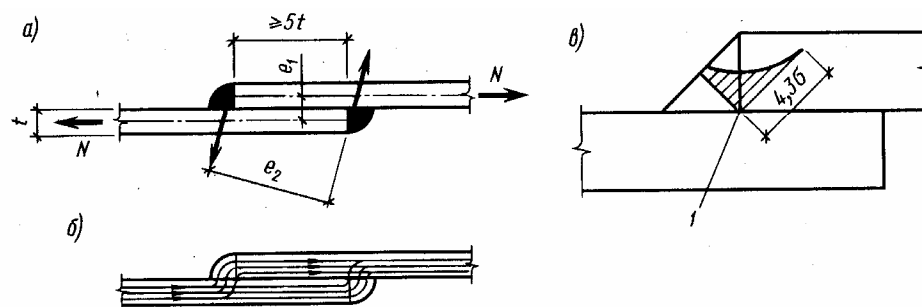


Рис. 53. Соединение с лобовыми швами

Лобовые швы (см. рис. 53) более равномерно передают усилия по ширине, чем фланговые. Однако, вследствие резкого изменения направления потока силовых линий, в корне шва концентрируются большие напряжения. В результате разрушение шва происходит при малых удлинениях ( $\varepsilon=3-4\%$ ), т.е.

хрупко. Поэтому, независимо от вида работы (сжатие растяжение, срез), расчет лобовых швов ведут по минимальной площади сечения шва. При соединении внахлестку с лобовыми швами длину нахлестки назначают не менее пяти толщин более тонкого элемента. Это позволяет уменьшить влияние дополнительного изгибающего момента.

*Комбинированные соединения.* Представляют собой соединения, в которых имеется несколько видов сварных швов: фланговые, лобовые. Простейший вид комбинированного соединения – соединение с накладками, обваренными по всему контуру (см. рис. 49, г).

*Соединения впритык.* Их применяют в случае соединения листов под прямым углом. Для расчетных соединений используют соединение втавр (см. рис. 49, д), для нерасчетных соединений – угловое соединение (см. рис. 49, е).

**Болтовые соединения.** Эти соединения просты, поэтому их часто используют в монтажных соединениях. Болтовые соединения незаменимы в сборно-разборных сооружениях. К недостаткам болтовых соединений относятся:

- повышенная металлоемкость по сравнению со сварными соединениями;
- ослабление сечений соединяемых элементов отверстиями под болты;
- повышенная деформативность конструкций.

Для строительных конструкций применяют болты нормальной и повышенной точности диаметром 10-30 мм (обычные болты), а также высокопрочные и самонарезающиеся болты.

*Болты нормальной точности.* Их называют черными и штампуют из малоуглеродистой стали круглого сечения. Болты устанавливают в отверстия на 2-3 мм больше диаметра болта, которые образуют продавливанием или сверлением в отдельных элементах. Полученные таким образом отверстия имеют негладкую внутреннюю поверхность и не совпадают в собранном пакете, что ухудшает работу соединения.

*Болты повышенной точности.* Такие болты называют чистыми и изготавливают из малоуглеродистой или низколегированной стали на токарном станке. Поэтому поверхность этих болтов имеет цилиндрическую форму. Диаметр отверстия для чистых болтов может отличаться от диаметра болта на величину не более 0,3 мм. Поверхности отверстий должны быть гладкими. Это достигается их сверлением через специальные кондукторы-шаблоны. Из-за сложности технологического процесса соединения на таких болтах применяют редко.

В зависимости от механических свойств сталей, обычные болты разделяют на шесть классов прочности. В строительстве распространены классы прочности 4.6, 5.6, 8.8. Первое число, умноженное на 10, определяет значение минимального временного сопротивления ( $\text{кгс}/\text{мм}^2$ ), произведение чисел показывает значение предела текучести ( $\text{кгс}/\text{мм}^2$ ).

*Соединения на высокопрочных болтах.* Такие соединения работают за счет трения. Их изготавливают из машиностроительной углеродистой или легированной стали марки, например, 40Х «селект» и др. Готовые болты термически обрабатывают, в результате чего предел прочности металла, из которого они сделаны, достигает  $\sigma_u=1550$  МПа. Высокопрочные болты являются болтами нормальной точности. Их устанавливают в отверстия на 1-6 мм больше диаметра болта, но гайки (их выполняют также из высокопрочной стали) затягивают динамометрическим ключом, позволяющим создавать и контролировать большую силу натяжения болтов (заметим, что сам болт работает на растяжение). Болты обжимают соединяемые элементы, чем обеспечивают между последними большие силы трения, препятствующие сдвигу сплавляемых элементов. Для увеличения сил трения поверхности элементов в месте стыка очищают от грязи, масла, ржавчины и окалины металлическими щетками, пескоструйным аппаратом, огневой или химической чисткой и не окрашивают. Соединения на высокопрочных болтах просты в монтаже, не уступают по надежности заклепочным соединениям.

*Самонарезающиеся болты.* Эти болты имеют по всей длине стержня болта резьбу полного специального профиля. Предварительно в соединяемых элементах устраиваются отверстия, в которые ввинчиваются эти болты. Материалом для указанных болтов является сталь марки Ст10кп термоупрочненная. Болты имеют диаметр преимущественно равный 6 мм и применяются для крепления листов профилированного настила к прогонам покрытия и элементам фахверка. Их удобством является возможность проводить монтажные работы, находясь только с одной стороны конструкции.

**Заклепочные соединения.** Являются устаревшим типом соединений. Они отличаются сложностью технологического процесса клепки и перерасходом металла. В настоящее время почти полностью заменены сваркой и высокопрочными болтами, однако, применяются в тяжелых конструкциях, работающих в условиях динамических воздействий.

### 3.5. Балки и балочные клетки

**Балки.** Балками называют простейшую конструктивную форму. Она перекрывает пролеты, сама работает на изгиб. Балки используют как в виде самостоятельных конструкций (подкрановые балки, пути для подвесных талей и подвесных кран-балок и т.п.), так и в виде систем балок (балочных клеток), по которым укладываются настилы. В результате образуются рабочие площадки, покрытия, перекрытия, проезжая часть мостов и т.п.

Балочные конструкции широко применяют в зданиях и сооружениях. Это объясняется простотой проектирования, изготовления и монтажа балок, а

также хорошей изученностью работы балок и, следовательно, их надежностью. Целесообразный пролет балок лежит в интервале 12-18 м.

По типу сечения балки подразделяют на прокатные (двутавры, швеллера) и составные (в основном сварные). Минимальную трудоемкость изготовления и минимальную стоимость имеют прокатные балки, которые и следует широко применять. При недостаточной несущей способности прокатных двутавров применяют составные сварные балки. Простейшая составная балка состоит из трех листов: вертикального (его называют стенкой) –и двух горизонтальных листов (поясов). В таких балках можно легко варьировать габаритными размерами сечения, изменяя, в соответствии с расчетом, сечения стенки и поясов.

В последние годы в строительстве находят применение балки с перфорированной стенкой (см. рис. 54).

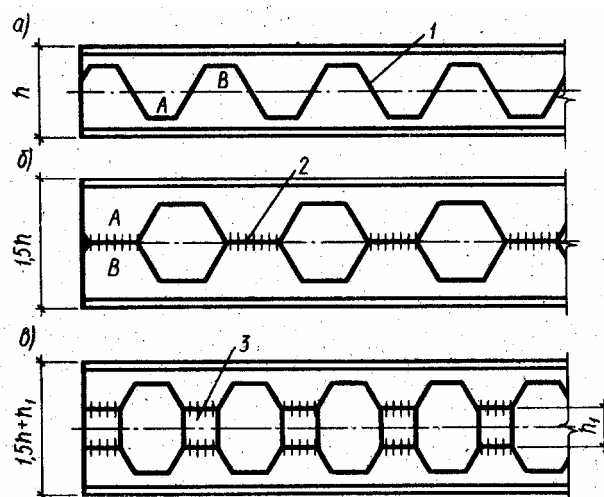


Рис. 54. Типы стальных перфорированных балок  
 а, б, в – перфорированная балка, полученная путем разрезания прокатного профиля и сварки стенки по линиям контакта;  
 1 – линия разреза; 2 – сварка; 3 – планка

Перфорированные балки разработаны Молодечнинским заводом металлоконструкций (Белоруссия). Их изготавливают путем разрезания прокатного профиля ломаной линией в продольном направлении. Затем обе части сдвигают относительно друг друга таким образом, чтобы гребни соединились впритык. После этого гребни обеих частей сваривают между собой.

В зависимости от длины профиля и формы ломаной линии можно получать различные формы отверстий и различную высоту перфорированной балки. Оптимальный профиль получают при увеличении высоты в 1,5 раза.

При расположении гребнеобразной линии под углом к кромкам исходного профиля получают перфорированную балку переменной высоты с уклоном в одну сторону.

Для увеличения высоты перфорированной балки между гребнями могут быть вставлены прямоугольные пластинки, высота которых может меняться в заданных пределах (см. рис. 54, в). Такие балки обладают большей несущей способностью, однако трудоемкость их изготовления возрастает.

Наиболее эффективно применять перфорированные балки при больших пролетах, но малых нагрузках. В этом случае напряжения в стенке от поперечной силы невелики. Применение перфорированных балок приводит к экономии металла в размере 20-50 %. Однако, в связи с более высокой стоимостью изготовления этих балок, применение этого решения должно быть экономически обосновано.

По статической схеме в большинстве случаев применяют однопролетные разрезные балки, как наиболее простые в изготовлении, монтаже и эксплуатации.

Следует заметить, что неразрезные балки часто оказываются более выгодными по расходу материала. Особенно в случаях, когда размеры сечения балок зависят не от прочности, а от жесткости. Недостатками неразрезных балок являются их чувствительность к неравномерным осадкам опор и изменениям температурных условий эксплуатации. Применение неразрезных балок является индивидуальным решением, для которого следует давать технико-экономическое обоснование.

**Балочные клетки.** Систему балок, составляющую несущую основу перекрытий (или площадок), называют балочной клеткой. Балки, передающие нагрузку от перекрытия на опоры (ими могут быть колонны или стены), называют главными балками. Балки, которые поддерживают настил перекрытия, называют второстепенными (см. рис. 55).

Оптимальная относительная высота главной балки зависит от многих факторов (расчетного пролета, величины нагрузки, марки стали, назначения балки и т.п.). Она лежит в пределах  $l/10 - l/15$  (здесь  $l$  – пролет балки). Для второстепенных балок рекомендуемая высота равна  $l/20$ .

Настил по балкам может быть выполнен в виде монолитной железобетонной плиты, из сборных железобетонных плит или из стальных листов, приваренных к балкам.

Схема балочной клетки обусловлена принятой сеткой колонн, расположением проемов в перекрытии, оборудованием, высотой помещения и экономическими соображениями: здесь требуемые прочность и жесткость должны быть обеспечены при минимальном расходе металла.

Сопряжение балок по высоте может быть выполнено этажным (рис. 55, а), в одном уровне (рис. 55, б), пониженным (рис. 55, в) и усложненным (рис. 55, г). Наиболее простым сопряжением является этажное. Однако конструк-

тивная высота перекрытия в этом случае получается наибольшей. При сопряжении в одном уровне настил может опираться по четырем сторонам, пониженное сопряжение целесообразно при толстом настиле. В большинстве

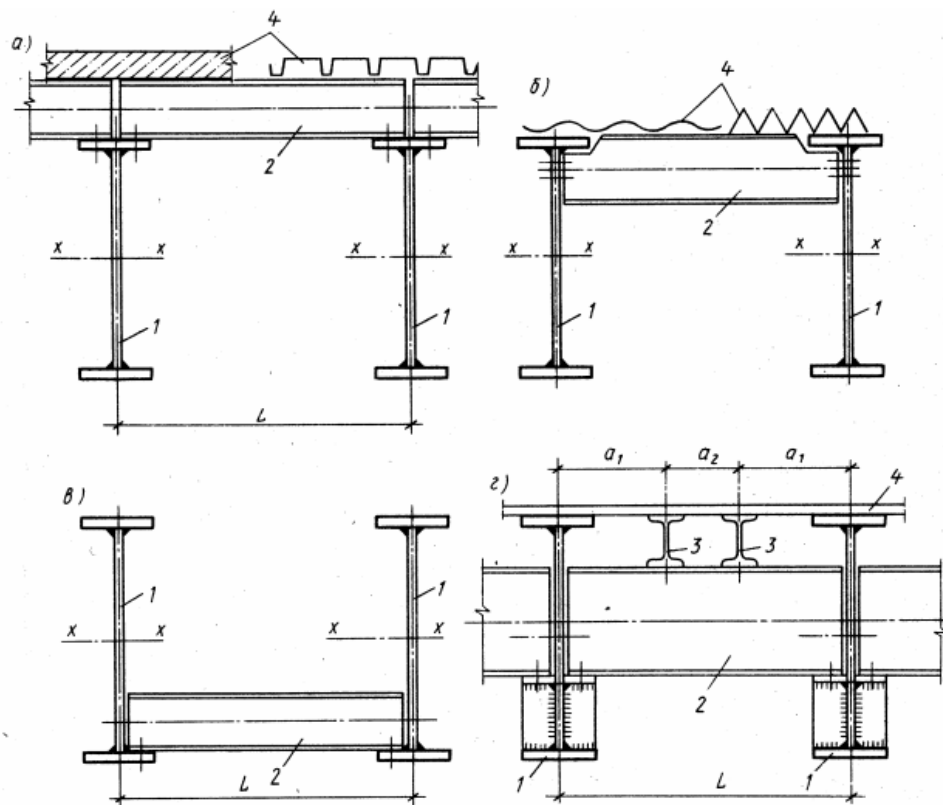


Рис. 55. Основные типы балочных клеток:

а – с этажным расположением второстепенных балок; б – с второстепенными балками в одном уровне с верхней полкой главной балки; в – с пониженным расположением второстепенных балок; г – усложненный;

1 – главная балка; 2 – второстепенная балка; 3 – балка настила; 4 - настил

случаев на балочную клетку действует равномерно распределенные нагрузки, которые при статическом расчете балочной клетки приводятся к линейной нагрузке на второстепенные балки и сосредоточенным нагрузкам на главные балки и колонны, собираемые с соответствующих грузовых площадей (см. рис. 56).

### 3.6. Колонны

**Центрально-сжатые колонны.** Необходимо отметить, что термин «центрально-сжатые» условен, так как здесь имеется в виду отсутствие значительного по величине приложенного момента (обычно от мостового крана). Однако изгибающий момент от ветровых или сейсмических нагрузок приложен к таким колоннам всегда. Стальные колонны могут быть сплошными – из листов, прокатных профилей, труб (см. рис. 57, а) или сквозными,

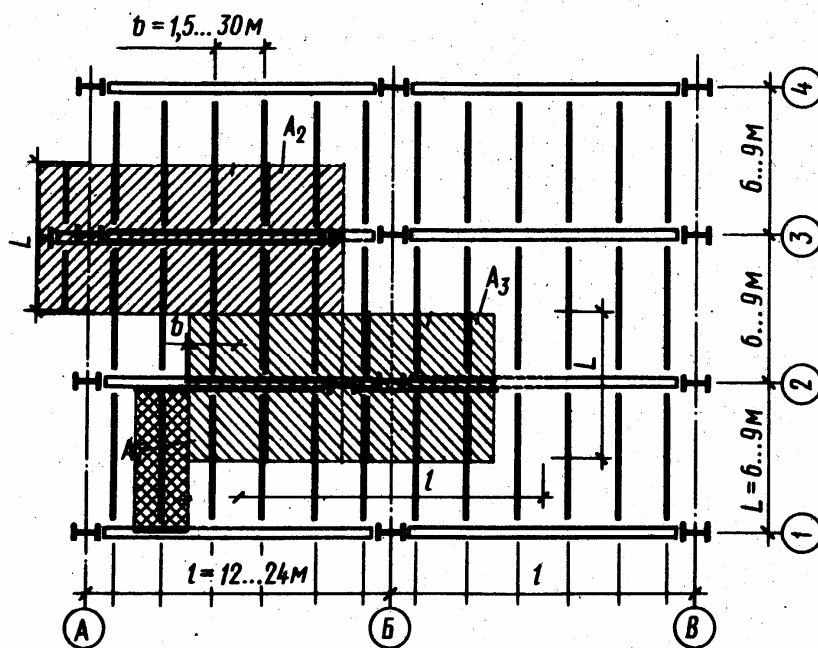


Рис. 56. Определение грузовых площадей для основных элементов балочной клетки и колонны

$A_1$  – для второстепенной балки;  $A_2$  – для главной балки;  $A_3$  – для колонны

состоящими из отдельных ветвей, соединенных между собой прямоугольными планками или решеткой из легких уголков (рис. 57, б, в). Сквозные колонны экономичнее сплошных по расходу металла, вместе с тем их изготовление более трудоемко.

В верхней части колонна имеет оголовок, конструкция которого зависит от способа опирания балок (см. рис. 58, а, б, в), а внизу – уширенную часть, называемую базой. База может быть выполнена из одной плиты (см. рис. 58, г), из опорной плиты и ребер (см. рис. 58, д) или из опорной плиты и вертикальных листов – траверс, передающих нагрузку на опорную плиту (см. рис. 58, е). Для крепления базы к фундаменту в опорной плите делают отверстия, через которые проходят анкерные болты, выпущенные из фундамента.

**Внецентренно-сжатые колонны.** На эти колонны действует продольная сила и изгибающий момент (обычно от мостового крана). Также действуют изгибающие моменты от горизонтальных нагрузок (сеймика или ветер). Обычно – это колонны одноэтажных промышленных зданий. По конструктивному решению эти колонны могут быть сплошными (см. рис. 59, а, б) или сквозными (см. рис. 59, в, г). Сечение колонн по высоте может быть постоянным (см. рис. 59, а) или переменным (см. рис. 59, б, в, г).

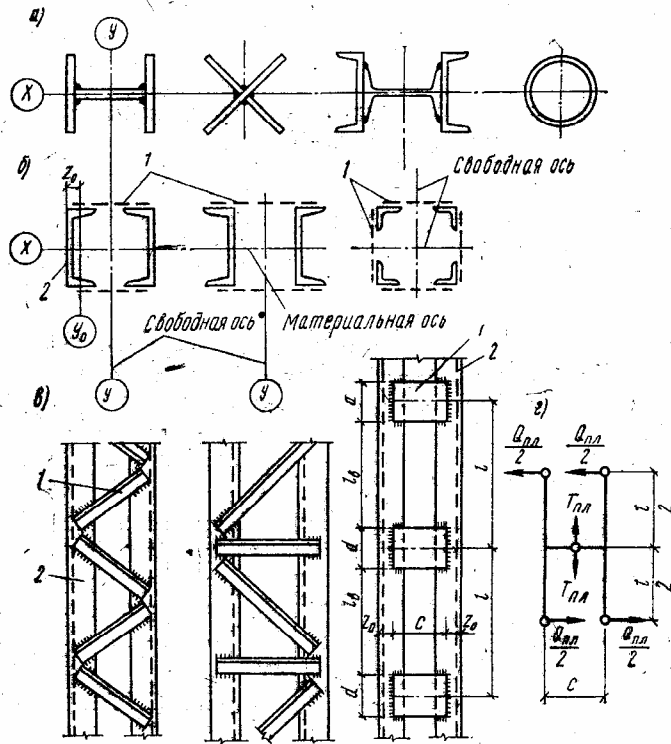


Рис. 57. Конструкции центрально-сжатых сплошных (а) и сквозных (б) колонн и типы соединительной решетчатки (в);  
1 – соединительная решетчатка; 2 – ветвь

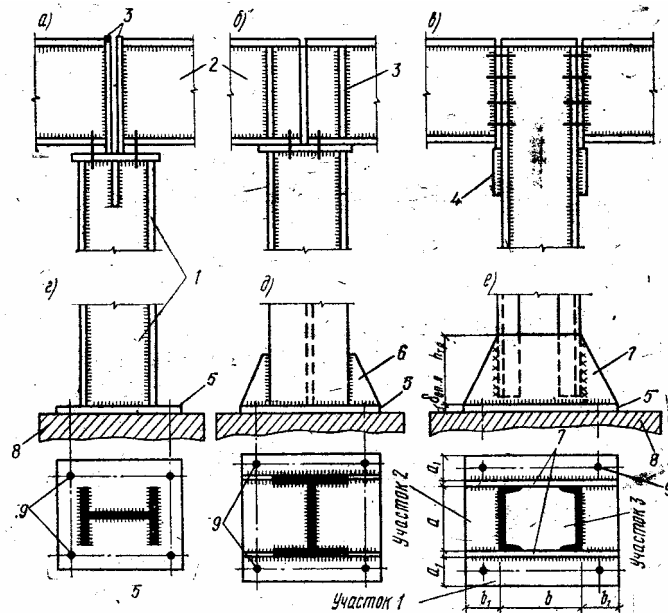


Рис. 58. Конструкция оголовка и базы колонн  
1 – колонна; 2 – балка; 3 – опорные ребра балок; 4 – столик; 5 – опорный лист; 6 – ребра; 7 – траверсы; 8 – фундамент; 9 – анкерные болты



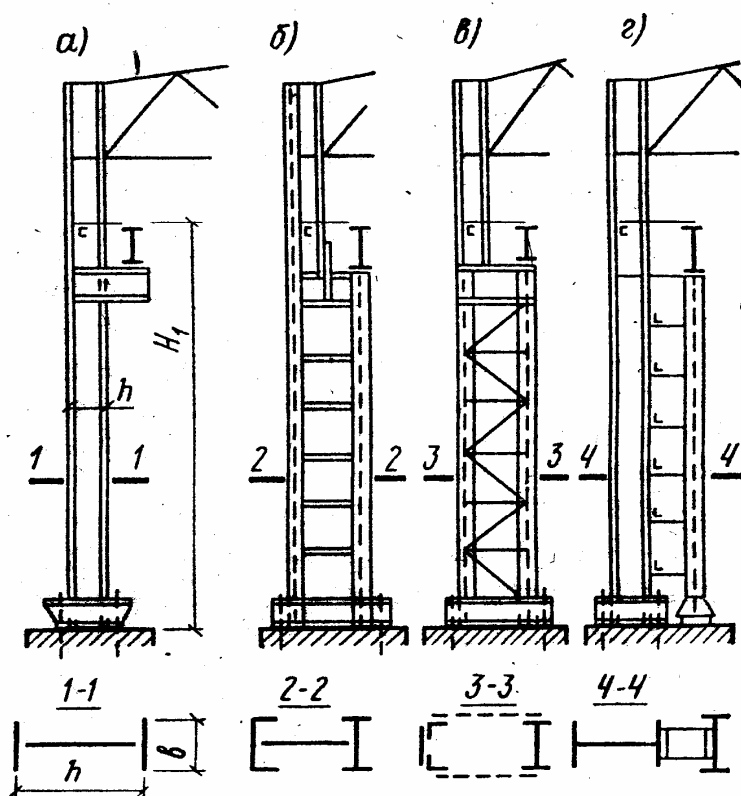


Рис. 59. Схемы внецентренно-сжатых стальных колонн  
 а – сплошная постоянного сечения; б – ступенчатая сплошная;  
 в – ступенчатая сквозная; г – раздельная

Колонны с переменным сечением называют также ступенчатыми, их применяют наиболее часто. В надкрановой части эти колонны имеют двутавровое сечение, свариваемое из трех листов. В подкрановой части сечение комплектуется из двух ветвей, соединенных стенкой (сплошные колонны), или соединительной решеткой (сквозные колонны). Ветви, как правило, выполняют из прокатных профилей – двутавров, швеллеров или из листов универсальной стали. Для повышения несущей способности двутавровое сечение ветви может быть сварено из трех листов, а швеллерное – из листа и двух уголков.

Стенка сплошных колонн имеет малую толщину ( $1/100 - 1/120$  высоты). Ее местная устойчивость обеспечивается приваркой парных поперечных (горизонтальных) ребер с шагом по высоте, равным  $(2,5 - 3)h$ , (см. рис. 59, б).

Соединительную решетку сквозных колонн располагают по боковым поверхностям колонн в плоскости поперечной рамы и выполняют обычно из одиночных уголков. Система решетки треугольная с дополнительными стойками (см. рис. 59, в).

Для зданий небольшой высоты с мостовыми кранами грузоподъемностью 15-20 т колонны могут быть сплошными с постоянным по всей высоте сечением (см. рис. 59, а). Такие колонны выполняют из широкополочных прокатных двутавров или сварными из трех листов.

Колонны раздельного типа имеют две ветви: одна ветвь (шатровая) проходит от покрытия к фундаменту и воспринимает нагрузку от покрытия, а другая – проходит от низа подкрановой балки (см. рис. 59, г) до фундамента и передает нагрузку от крана на фундамент. Подкрановую ветвь соединяют с шатровой ветвью горизонтальными стальными планками, расстояние между которыми по высоте колонны назначают из условия, чтобы подкрановая ветвь имела одинаковые гибкости (примерно) в плоскости и из плоскости поперечной рамы. Внецентренно-сжатые колонны проектируют, как правило, из расчета на устойчивость.

Очень важными вопросами конструирования стальных колонн являются вопросы обеспечения центрирования передачи усилия и вопросы стыков колонн. Центрирование обеспечивается приваркой к опорным листам оголовков центрирующих пластин, ширина которых обычно не превышает 100 мм.

Стыки колонн подразделяют на заводские и монтажные. Заводские стыки служат для удлинения тела колонны и выполняются, как правило, на сварке встык с соответствующей разделкой кромок. Монтажные стыки устраиваются в теле колонны, чтобы обеспечить возможность транспортировки в случае, когда ее длина велика. В этом случае колонна разбивается на отдельные отправочные марки, которые после транспортировки соединяются при монтаже. Обычно стыки отправочных марок выполняются на болтах. При этом, поверхности сопряжения фрезеруются. Здесь также для повышения прочности стыка по линии разреза может устраиваться также и монтажная сварка.

### 3.7. Фермы

**Типы и области применения ферм.** Фермами называют геометрически неизменяемые решетчатые конструкции, которые работают на изгиб.

Фермы являются сквозными конструкциями, они состоят из поясов (верхнего и нижнего), которые соединены решеткой (раскосами и стойками). Обычно фермы применяют при больших пролетах и небольших нагрузках. Например, в покрытиях промышленных зданий. В указанных случаях применение сплошных балок было бы неэкономичным. Поскольку жесткое соединение элементов ферм в узлах незначительно влияет на распределение усилий между стержнями и на их прочность, фермы рассматривают как шарнирно-стержневые системы. Фермы проектируют так, чтобы действующие на них нагрузки были приложены только в узлах. Это приводит к тому, что усилия в элементах ферм приложены по осям этих элементов. Усилия могут быть сжимающими и растягивающими.

Фермы условно подразделяют на легкие и тяжелые. В легких фермах узлы решают на одной фасонке. В тяжелых фермах узлы решаются более сложно. В данном разделе рассматриваются лишь легкие фермы.

**Очертание ферм, их высота, системы решеток, длина панели.** *Очертание ферм.* Оно зависит от назначения сооружения, принятого очертания покрытия, действующих нагрузок и других факторов. Теоретически самым выгодным является очертание верхнего контура фермы, которое соответствует очертанию эпюры изгибающих моментов. При равномерно распределенных нагрузках и горизонтальном нижнем поясе фермы верхний пояс в этом случае очерчен по параболе. Однако фермы с криволинейным поясом сложны в изготовлении, и, кроме того, в криволинейном поясе возникают изгибающие моменты. Эти особенности приводят к увеличению требуемого сечения пояса.

Многоугольное очертание верхнего пояса также обеспечивает небольшие усилия в стержнях решетки, но усложняет работы по изготовлению ферм, увеличивает их стоимость. Поэтому, для ферм относительно небольших пролетов (до 40 м) наиболее часто применяют трапециевидные фермы или фермы с параллельными поясами (см. рис. 60).

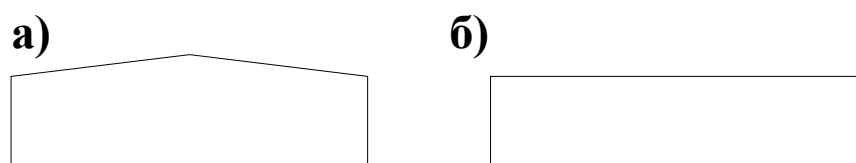


Рис. 60. Схемы ферм с трапециевидным очертанием (а) и с параллельными поясами (б)

Фермы трапециевидного очертания имеют небольшие уклоны верхнего пояса. До этих ферм применялись треугольные фермы, у которых уклоны верхних поясов были велики, в связи с использованием рулонных материалов. В настоящее время трапециевидные фермы являются основным типом стропильных ферм.

*Высота фермы.* Ее назначают из условия примерного равенства массы поясов массе решетки (получают оптимальную высоту). Это делается после принятия решения об очертании фермы. Оптимальную высоту получают при сравнительно большом отношении высоты к ее пролету. Примерно, это отношение равно  $h/l \geq 1/5$ . На практике от этого отношения отступают. При этом, масса решетки вместе с фасонками составляет менее половины массы поясов (0,3 – 0,4 от общей массы фермы). Это связано с тем, что большая высота фермы (оптимальная) вызывает неудобства транспортировки и монтажа целиком. Членить же ферму на отправочные марки и далее ее собирать на

монтаже, экономически нецелесообразно, поскольку такое решение приводит к большим трудозатратам.

При транспортировке ферм по железной дороге габаритом по вертикали является высота 3,8 м. Поэтому высоту легкой фермы в середине пролета (при  $l \leq 36$  м, здесь  $l$  – пролет фермы) обычно назначают не более этого размера. Наименьшая высота фермы определяется требованиями жесткости. Смысл этого требования ясен из формулы:

$$f \leq [f]_{\text{ПРЕД}}$$

где  $f$  – прогиб фермы от действующих нагрузок;  $[f]_{\text{ПРЕД}}$  – предельный прогиб, который устанавливают нормы строительного проектирования (СНиП).

Чем меньше величина  $[f]_{\text{ПРЕД}}$ , тем большей должна быть высота фермы. Кроме того, высота фермы должна быть увязана с требуемым углом наклона раскосов к поясу и размером отдельной панели.

С учетом вышеизложенных обстоятельств, связанных с вопросами жесткости и транспортабельности, высоту  $h$  легких ферм назначают в широком интервале: от  $1/5$  до  $1/20$  пролета. Для стропильных ферм трапециевидного очертания и с параллельными поясами высоту в середине пролета обычно назначают равной  $h = (1/7 - 1/9) l$ .

Высоту на опоре фермы  $h_0$  целесообразно принимать одинаковой вне зависимости от пролета фермы. Это позволяет иметь единую стандартную геометрическую схему и стандартные детали крепления. При уклоне верхнего пояса равном 1:8 высота  $h_0$  в типовых фермах пролетом 18-36 м принята равной 2,2 м (между обушками уголков поясов). В фермах с параллельными поясами эта высота равна 3,15 м.

*Система решеток ферм.* В металлических фермах они разнообразны. От системы решетки зависят масса фермы, трудоемкость ее изготовления, внешний вид. Систему решетки принимают такой, чтобы нагрузки на ферму передавались в узлах (во избежание местного изгиба пояса). Пояса фермы работают на изгибающий момент, приложенный к ферме как к сплошной балке. При этом усилия сжатия-растяжения в поясах в сечении, расположенном на каком-либо расстоянии от опоры, определяются по формуле  $N = M / h$ . Здесь  $M$  – изгибающий момент, приложенный к ферме как к сплошной балке, в рассматриваемом сечении;  $N$  – сжимающее усилие в верхнем поясе и растягивающее – в нижнем;  $h$  – высота фермы в рассматриваемом сечении. Решетка ферм воспринимает поперечную силу, приложенную к ферме как к сплошной балке.

Все виды решеток можно разделить на три основные системы: треугольную, раскосную и специальную.

- Треугольная система решетки с переменным направлением раскосов без стоек (см. рис. 61, а). Имеет наименьшее число узлов и стержней и наименьшую суммарную длину последних. Однако при такой решетке длина панелей

сжатого пояса оказывается весьма значительной. Это требует повышенного расхода металла для обеспечения устойчивости пояса в плоскости фермы.

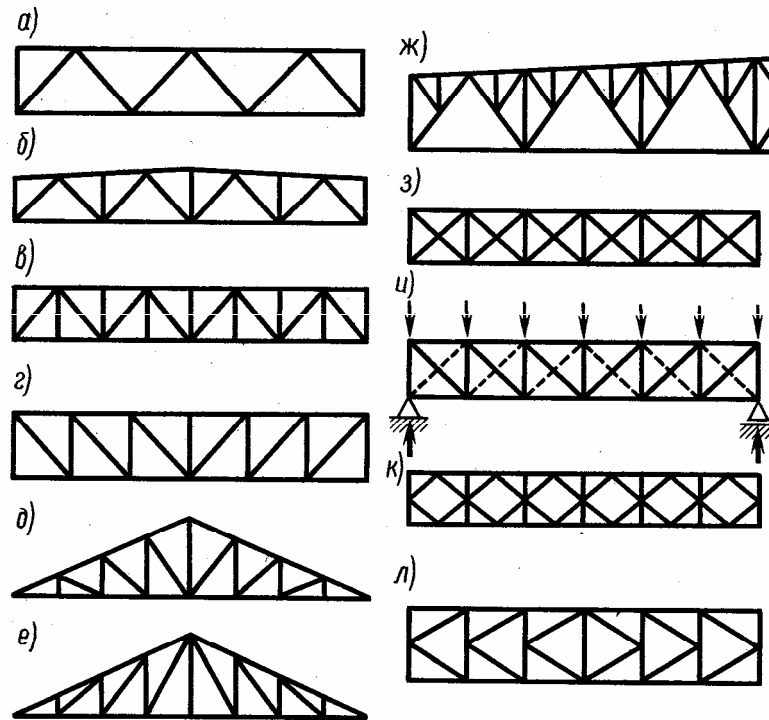


Рис. 61. Системы решеток ферм

Чтобы уменьшить длину панелей сжатого пояса, к треугольной решетке добавляют дополнительные стойки (см. рис. 61, б). Иногда добавляют и подвески (см. рис. 61, в), позволяющие при необходимости уменьшать расстояние между узлами фермы. Дополнительные стойки и подвески ненамного увеличивают массу фермы, так как они работают только на местную нагрузку. Это позволяет принимать их сечение меньшей площади.

- Раскосная система. Здесь необходимо стремиться к тому, чтобы более длинные элементы решетки (раскосы) работали бы на растяжение, а более короткие элементы (стойки) – на сжатие. Последнее обстоятельство важно при учете влияния продольного изгиба. Эти требования удовлетворяются при нисходящих раскосах в фермах трапециевидного очертания и с параллельными поясами (см. рис. 61, г) и восходящих – в треугольных фермах (см. рис. 61, е). Однако в последних фермах восходящие раскосы образуют неудобные для конструирования узлы. Поэтому в треугольной ферме рациональнее применять нисходящие раскосы (см. рис. 61, д). Они получают сжатыми, но их длина меньше и узлы фермы более компакты. Применять раскосную решетку целесообразно при малой высоте ферм, больших узловых нагрузках, а также когда конструктивная схема сооружения точно фиксирует положение узлов фермы.

- Специальные системы решетки. К ним относят шпренгельную, крестовую, ромбическую и полураскосную.

Необходимость в шпренгельной решетке (см. рис. 61, ж) возникает в фермах с большой высотой. В этом случае, при соблюдении желательного угла наклона раскосов к поясу, длина панелей поясов получается большой, что неудобно для устройства несущих элементов кровли. Установка шпренгеля позволяет уменьшить длину панелей верхнего пояса.

В фермах, работающих на двустороннюю нагрузку, обычно устраивают крестовую решетку (см. рис. 61, з). Такие решетки применяют в горизонтальных связевых фермах, которые обеспечивают пространственную жесткость покрытий одноэтажных зданий со стальным каркасом. При этом раскосы в крестовой решетке проектируют так, чтобы они работали только на растяжение. В этом случае, при конкретном нагружении фермы в пределах одной панели сжатый раскос исключают из расчета и решетка становится раскосной (см. рис. 61, и).

Ромбическая и полураскосная решетки (см. рис. 61, к, л) обладают большей жесткостью. Они рациональны при работе конструкций на большие поперечные силы. Поэтому их успешно применяют в мостах, башнях и т.п.

Угол наклона раскосов к поясу фермы является важным параметром проектирования. Он влияет на величину усилий и, следовательно, на сечение раскосов. Оптимальным углом наклона в треугольной решетке является угол равный  $45^{\circ}$ , а в раскосной –  $35^{\circ}$ . Во всех случаях для улучшения конструкции узлов углы между раскосами и поясами должны лежать в пределах  $30-60^{\circ}$ .

- Длина панелей ферм. Принимается такой, чтобы обеспечивать передачу нагрузки на ферму в узлах. Кроме того, длина панелей должна соответствовать углу между поясом и раскосом. В стропильных фермах размер панелей зависит от вида несущей конструкции кровли. Обычно длина панелей в этих фермах равна 3 м, редко 1,5 м. В последнем случае длина панели 1,5 м получается в результате применения шпренгельной решетки при панелях длиной, равной 3 м.

- Типы сечений. При выборе типа сечений для элементов ферм необходимо принимать такие типы, при которых расход металла меньше. Принятый тип сечений должен позволять изменять, в случае необходимости, площади поперечного сечения стержней, облегчать стыковку стержней и конструирование узлов. Все перечисленное относится не только к узлам и элементам ферм, но также и к узлам примыкания связей, прогонов, элементам подвесных кранов и т.п. Примыкающие к ферме элементы обычно крепят к поясам или стойкам.

Сечения элементов ферм принимают обычно симметричными относительно плоскости фермы. Наиболее удобным для легких ферм является сечение, составленное из двух уголков в виде тавра (см. рис. 62, а, б).

Узлы ферм в этом случае образуют с помощью фасонки, к которым с двух сторон присоединяют элементы поясов и решетки. Сечения могут быть скомпонованы из равно- или неравнополочных уголков, соединенных меньшими полками, расстояние между которыми соответствует толщине листа фасонки. Сечения из двух равнополочных уголков (рис. 62, а) применяют для сжатых элементов ферм, когда расчетные длины этих элементов в плоскости и из плоскости фермы равны ( $l_x = l_y$ ), а также для растянутых элементов ферм. Сечение из двух неравнополочных уголков (рис. 62, б) целесообразно применять в сжатых поясах ферм в случае, когда расчетная длина элемента из плоскости фермы значительно превышает расчетную длину в плоскости ( $l_y \geq 2l_x$ ).

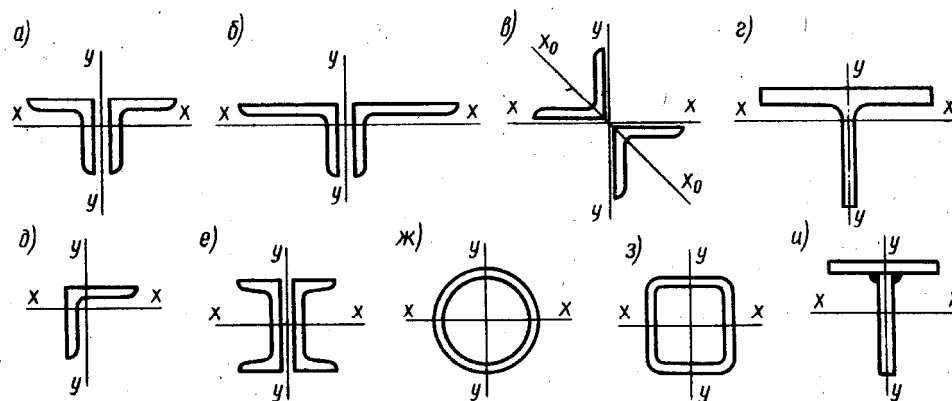


Рис.62. Сечения элементов легких ферм

Крестовые сечения из двух равнополочных уголков (см. рис. 62, в) применяют для средних стоек решетки, к которым примыкают вертикальные связи, чтобы обеспечить центрирование связей по отношению к стойкам. Этого нельзя сделать при тавровом сечении стоек.

В последние годы пояса стропильных ферм выполняют из тавров (см. рис. 62, г), получаемых путем продольной разрезки широкополочных двутавров. Масса таких ферм на 10-15 % меньше массы ферм из парных уголков, что объясняется уменьшением количества фасонки и их малыми размерами. А также отсутствием соединительных деталей (прокладок) в поясах.

В пространственных фермах (башни, мачты), где пояса являются общими для двух взаимно перпендикулярных ферм, применяют сечения из одинарных уголков (см. рис. 62, д). Такое же сечение целесообразно для малонагруженных элементов ферм.

Возможны и другие сечения из прокатных профилей. Например, сечение из двух швеллеров (см. рис. 62, е) целесообразно для двух элементов, воспринимающих межузловую нагрузку.

Рациональным сечением для ферм является также трубчатое сечение (см. рис. 62, ж), имеющее одинаковый во всех направлениях радиус инерции. Применение сжатых трубчатых элементов приводит к значительно меньшему расходу стали, в связи с более высокой устойчивостью этих элементов. Такое решение также целесообразно при использовании сталей повышенной или высокой прочности. В последнем случае экономия металла может достигать 25 %. При герметизации внутренней полости элементы из труб меньше подвержены коррозии. Однако в связи с дефицитом и высокой стоимостью, трубы, в качестве элементов ферм, применяются редко.

Близки по свойствам к трубчатым сечениям квадратные или прямоугольные замкнутые гнутосварные профили (см. рис. 62, з).

Стержни таврового сечения из двух полос (см. рис. 62, и) получают с помощью автоматической сварки. В таких элементах нет узких щелей, недоступных для осмотра, очистки и окраски. Это повышает их коррозионную стойкость и упрощает эксплуатационное обслуживание. Недостатками тавровых сечений является: повышенная трудоемкость изготовления (по сравнению с сечением из прокатных уголков) и коробление при сварке.

При подборе сечений стержней ферм надо помнить, что наименьший размер сечений оговаривается в соответствующих технических условиях и инструкциях. Необходимо учитывать также структуру поставок прокатных профилей заводом-изготовителем. С этой целью пользуются рекомендуемыми сокращенными сортаментами.

По условиям транспортировки фермы больших пролетов (более 18 м) разбивают на отдельные отправочные элементы (марки). При этом назначают монтажные стыки обычно в середине пролета.

**Связи между фермами.** Покрытие здания с металлическим каркасом должно обладать горизонтальной жесткостью в своей плоскости в поперечном и продольном направлениях. Это необходимо для восприятия горизонтальных нагрузок (ветровая, крановая или сейсмическая) в уровне покрытия и равномерной передачи их на колонны каркаса. Покрытие здания обычно состоит из плоских ферм, которые представляют собой конструкции, не обладающие жесткостью из их плоскости. Чтобы создать из этих ферм жесткое, геометрически неизменяемое покрытие, указанные фермы необходимо объединять в единую систему горизонтальными и вертикальными крестовыми связями и распорками.

Кроме обеспечения пространственной жесткости, система связей должна также обеспечивать устойчивость верхних (сжатых) поясов ферм из плоскости ферм и обеспечивать устойчивость элементов на монтаже.

Для решения поставленных выше задач устанавливаются следующие связевые элементы (позиции см. на рис. 63):

а) Крестовые продольные вертикальные связи между опорными стойками и в плоскости средних стоек (в фермах пролетом до 30 м) или стоек,



ближайших к коньковому узлу, но не реже, чем через 12 м (поз. 4). При шаге ферм 12 м может быть применена и треугольная решетка. Эти связи располагают между крайними парами ферм в торцах здания (или в торцах температурного отсека, но не реже, чем через 60 м).

б) Горизонтальные связи в плоскости верхних (сжатых) поясов ферм (поз. 1). Они состоят из раскосов и стоек (крестовая решетка). Эта система связей образует горизонтальные фермы, поясами которых являются верхние пояса смежных пар ферм, расположенных в торцах здания (аналогично п. а.).

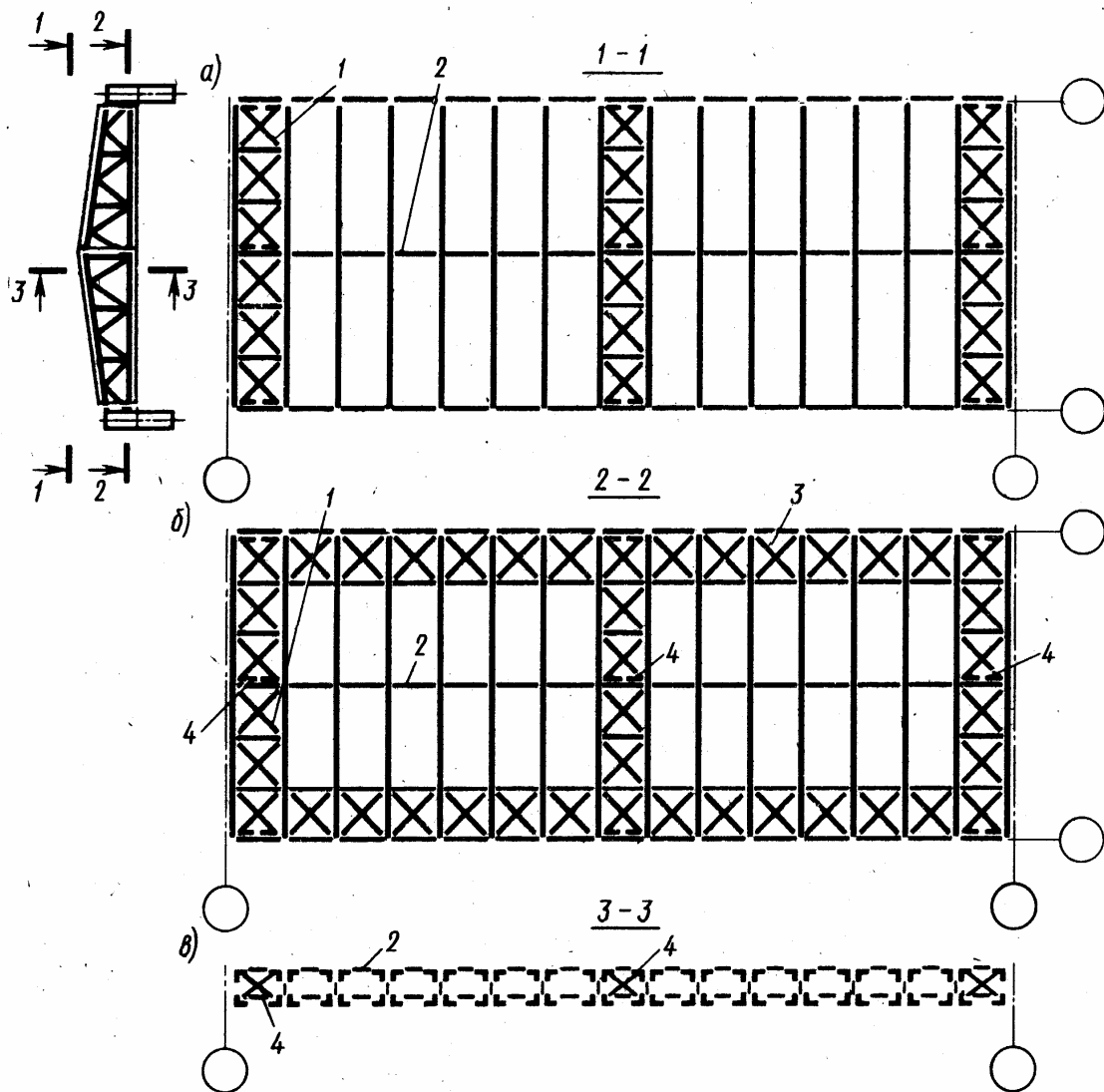


Рис. 63. Связи по покрытию

в) Система связей, установленных в п.п. а и б, образует в покрытии здания жесткие связевые пространственные блоки, обладающие устойчивостью в поперечном и продольном направлениях. К этим блокам через продольные

распорки (поз. 2), расположенные в уровнях верхних поясов ферм в средних шагах, и продольные распорки, установленные в уровне нижних поясов вдоль опор, подсоединяются средние фермы. Таким образом, устойчивость последних из их плоскости обеспечена.

г) при наличии кранового оборудования необходима установка горизонтальных связей по нижним поясам ферм (поз. 3, 4). Они состоят из продольных и поперечных связевых ферм и распорок. В зданиях с кранами легкого и среднего режима работы часто устанавливают только поперечные связевые фермы, располагаемые между нижними поясами соседних ферм по торцам здания (или температурного отсека). Если длина здания или отсека велика, то устанавливают дополнительную поперечную связевую ферму, чтобы расстояние между такими фермами не превышало 60 м. Ширину продольной связевой фермы обычно принимают равной опорной панели нижнего пояса стропильной фермы.

Горизонтальные связевые фермы, расположенные в уровне нижнего пояса ферм, воспринимают также реакции, возникающие в уровне верха колонн от крановых нагрузок.

## Глава 4. Основы железобетонных конструкций

### 4.1. Общие сведения о железобетоне

**Сущность железобетона.** Железобетон представляет собой комплексный строительный материал, состоящий из бетона и стали. Эти материалы работают совместно как одно целое при силовых воздействиях.

Бетон, аналогично каменному материалу, имеет высокую прочность при сжатии и низкую (в 10-20 раз меньше) прочность при растяжении.

Сталь же хорошо сопротивляется и растяжению и сжатию. Эти особенности перечисленных материалов и используются в железобетоне.

Бетонная балка (см. рис. 64, а), в которой возникают растягивающие напряжения ниже нейтральной оси и сжимающие напряжения – выше нейтральной оси, имеет низкую несущую способность вследствие слабого сопротивления бетона растяжению. При этом прочность бетона в сжатой

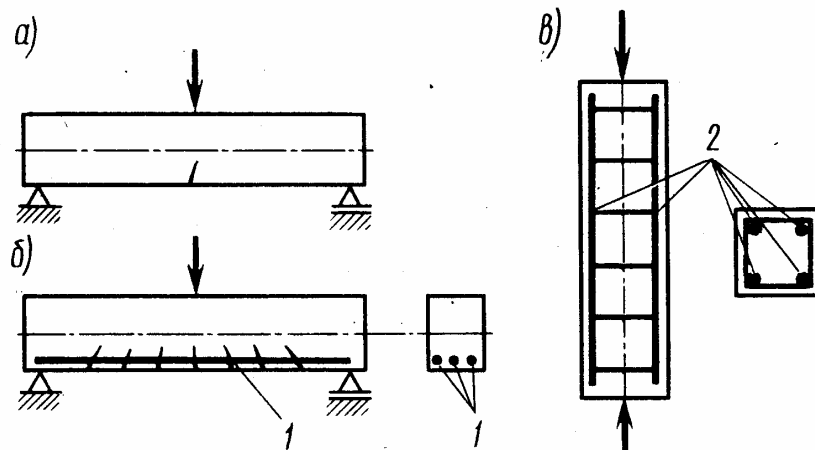


Рис. 64. Работа различных элементов под нагрузкой  
1 – растянутая арматура; 2 – сжатая арматура

зоне используется не полностью. Поэтому, неармированный бетон не рекомендуется применять в конструкциях, работающих на изгиб или растяжение, в связи с требуемыми конструктивно большими размерами этих элементов. Бетонные конструкции применяют, в основном, тогда, когда они работают на сжатие (стены, устои и т.п.).

Железобетонные конструкции, усиленные в растянутой зоне арматурой, имеют значительно большую несущую способность. Так, несущая способность железобетонной балки (см. рис. 64, б) с уложенной внизу арматурой в 10-20 раз больше, чем несущая способность той же балки, но без

арматуры. При этом прочность бетона в сжатой зоне используется полностью.

В качестве арматуры применяют стальные стержни и прокатные профили. Железобетонные конструкции армируют не только при их работе на растяжение и изгиб, но и при работе на сжатие (см. рис. 64, в). В последнем случае несущая способность этих элементов значительно повышается.

В железобетоне совместная работа таких разнородных материалов, как бетон и сталь обеспечивается следующими факторами:

- сцеплением арматуры с бетоном, возникающим при твердении бетонной смеси; благодаря сцеплению оба материала деформируются совместно;
- близкими по величине коэффициентами линейного температурного расширения (для бетона  $\approx 7 \times 10^{-6}$  1/град, для стали  $12 \times 10^{-6}$  1/град), что исключает появление начальных напряжений в материалах и проскальзывание арматуры в бетоне при изменениях температуры до  $100^\circ \text{C}$ ;
- надежной защитой стали бетоном от коррозии, воздействия огня и механических повреждений.

**Предварительно напряженный железобетон.** Особенностью железобетонных конструкций является возможность образования трещин в растянутой зоне при действии нагрузок. Величина раскрытия этих трещин в стадии эксплуатации в большинстве невелика (0,1 – 0,4 мм) и не вызывает коррозии арматуры или нарушений совместной работы бетона и арматуры. Однако имеются конструкции, в которых при некоторых условиях эксплуатации (агрессивная среда, резервуары и т.п.) ширина раскрытия трещин должна быть минимальной или образование их не допускается. В этом случае, зоны элемента, в которых при эксплуатационных нагрузках появляются растягивающие напряжения, подвергают обжатию путем предварительного натяжения арматуры. Такие конструкции называют предварительно напряженными. Причем, предварительное обжатие конструкций выполняют двумя способами: натяжением арматуры на упоры (до бетонирования) и натяжением арматуры на бетон (после бетонирования).

*Натяжение арматуры на упоры.* В этом случае, перед бетонированием конструкции арматуру натягивают и закрепляют на упорах или торцах формы. Затем производят бетонирование. После того, как бетон наберет необходимую для восприятия сил предварительного обжатия прочность (передаточная прочность), арматуру освобождают от упоров и она, стремясь укоротиться, обжимает бетон. Передача усилия на бетон происходит благодаря сцеплению между арматурой и бетоном, а также с помощью специальных анкеров, повышающих сцепление арматуры с бетоном.

*Натяжение арматуры на бетон.* Здесь вначале изготавливают бетонный или мало армированный элемент с каналами или пазами. При достижении бетоном требуемой передаточной прочности в каналы (пазы) заводят арматуру, натягивают ее с упором натяжного устройства в торец элемента и закрепляют. Таким образом, бетон оказывается обжатым. Для создания сцепления натянутой арматуры с бетоном в каналы инъецируют цементный или цементно-песчаный раствор.

*Натяжение арматуры.* Может производиться механическим, электротермическим, комбинированным и физико-химическим способами:

- при механическом способе арматуру натягивают гидравлическими или винтовыми домкратами, намоточными машинами или другими механизмами;
- при электротермическом способе арматуру зацепляют за торцы формы и, пропуская через нее электрический ток, нагревают до 300 - 350° С. В процессе остывания арматура укорачивается и получает предварительное напряжение;
- комбинированный способ натяжения сочетает электротермический и механический способы, осуществляемые одновременно;
- при физико-химическом способе натяжение арматуры достигается в результате расширения бетона, приготовленного на специальном напрягающем цементе, в процессе его гидротермической обработки.

Натяжение арматуры на упоры производится механическим, электротермическим или комбинированным способами, а на бетон – только механическим способом.

Достоинством предварительно напряженных конструкций является их высокая трещиностойкость. При загрузке предварительно напряженного элемента внешней нагрузкой в бетоне растянутой зоны вначале погашаются созданные предварительным напряжением сжимающие напряжения и, только после этого, возникают растягивающие напряжения, но значительно меньшего уровня, по сравнению со случаем, когда предварительного напряжения не было бы. Чем выше прочности бетона и стали, тем большее предварительное напряжение можно создать в элементе. Применение высокопрочных материалов позволяет сократить расход арматуры на 30-70 %, по сравнению с ненапрягаемым железобетоном.

К недостаткам предварительно напряженного железобетона относятся: значительная трудоемкость изготовления конструкций, необходимость в специальном оборудовании и в высокой квалификации заводского персонала.

**Виды железобетонных конструкций.** В зависимости от способов выполнения железобетонные конструкции могут быть сборными, монолитными или сборно-монолитными.

*Сборные конструкции.* Эти конструкции получили наибольшее распространение, так как отвечают требованиям индустриализации и

механизации строительства. Сущность применения сборных конструкций заключена в том, что проектируемый в железобетоне объект расчленяется при проектировании на отдельные железобетонные элементы, которые изготавливают в условиях завода сборных железобетонных конструкций. Далее изготовленные элементы транспортируются на площадку строительства, где и собираются в единое целое путем соединения между собой с помощью стыков. Таким образом, наиболее трудоемкий этап изготовления здания или сооружения переносится в условия завода. Особенно эффективен сборный железобетон при возможности членения сооружения на определенное количество различных типов повторяющихся элементов. При изготовлении сборных конструкций в заводских условиях можно широко применять наиболее прогрессивные технологии изготовления и автоматизировать производство.

*Монолитные конструкции.* Их широко применяют в сооружениях, которые трудно поддаются расчленению и унификации, а также при строительстве в отдаленных районах.

*Сборно-монолитные конструкции.* Представляют собой сочетание сборных элементов и монолитного железобетона, укладываемого на месте строительства. Сборные элементы частично выполняют функцию опалубки для монолитного железобетона. Сборно-монолитные конструкции по сравнению со сборными отличаются большей монолитностью и более простым устройством стыков, но уступают в индустриальности и трудоемкости.

По виду применяемой арматуры различают железобетон с гибкой арматурой в виде стальных стержней круглого сечения диаметром до 40 мм и с несущей арматурой. Несущей арматурой служит профильный прокат.

Особой разновидностью железобетона является армоцемент. Армоцементные конструкции – это тонкостенные конструкции (толщиной 15-30 мм) изготовленные из мелкозернистого бетона. Армированы они равномерно по всей толщине сетками из стальной проволоки (размер ячеек сеток до 10 мм, диаметр проволоки 0,5 – 2 мм). Армоцемент хорошо сопротивляется растяжению и изгибу. Отличается высокой трещиностойкостью. Из армоцемента изготавливают пространственные тонкостенные конструкции (оболочки, волнистые своды, складки и т.п.) для перекрытия сооружений с большими пролетами.

Из всех видов железобетона в строительстве наиболее распространен тяжелый железобетон с гибкой стальной арматурой.

## 4.2. Основные свойства и характеристики бетона, арматуры, железобетона

**Бетон.** *Классификация бетонов.* Бетон классифицируют по следующим признакам: по основному назначению – на конструкционные и специальные; по виду вяжущего – на цементные, силикатные, шлаковые, гипсовые; по виду заполнителей – на плотные, пористые; по структуре – на плотные, крупнопористые, поризованные, ячеистые. В зависимости и от совокупности рассмотренных признаков приняты следующие сокращенные названия основных видов бетонов: тяжелый, легкий, мелкозернистый, ячеистый и др.

Тяжелый бетон – это бетон плотной структуры, на цементном вяжущем и плотных крупных и мелких заполнителях. Он является наиболее распространенным в строительстве и преимущественно применяется для несущих железобетонных конструкций. В качестве плотных заполнителей применяют щебень из дробленых горных пород (песчаник, гранит, диабаз и др.) и природный кварцевый песок.

Легкий бетон (на цементном вяжущем и пористых заполнителях) применяют в несущих конструкциях зданий и в ограждающих конструкциях.

Ячеистые бетоны используют в ограждающих конструкциях. Например, в перекрытиях.

Мелкозернистые бетоны используют для заполнения швов сборных конструкций и в армоцементных конструкциях.

*Прочность бетона.* Бетон имеет капиллярно – пористую неоднородную структуру, образованную зернами заполнителя (песок, щебень или гравий), скрепленными цементным камнем в монолитный твердый материал. Поры и капилляры занимают около трети объема цементного камня.

В сжатом бетонном образце напряжения концентрируются на более твердых частицах и около пор и пустот. Причем, растягивающие напряжения действуют по площадкам, параллельным направлению силы (см. рис. 65, а).

В бетоне поры и твердые частицы расположены хаотически, поэтому указанные растягивающие напряжения накладываются друг на друга. А поскольку сопротивление бетона растяжению значительно меньше, чем сжатию, то разрушение сжимаемого образца происходит в результате разрыва бетона в поперечном направлении (см. рис. 65, б). Отсутствие закономерности в расположении твердых частиц и пор приводит к значительному разбросу показателей прочности при испытании образцов из одного и того же бетона. В связи с изложенным, испытания приходится проводить на большом числе образцов.

Опытами установлено, что прочность бетона нарастает в течение длительного времени. Причем, особенно интенсивно прочность нарастает в начальный период твердения (при использовании портландцемента – это первые 28 суток). В дальнейшем рост прочности замедляется, но при положительной температуре и влажной среде продолжается еще годы.

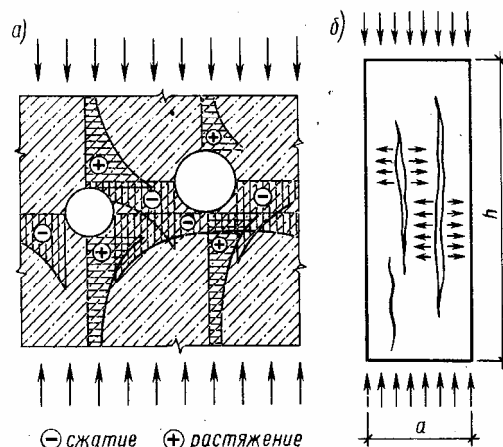


Рис. 65. Схема напряженного состояния сжатого бетонного образца

а – концентрации напряжений; б – схема разрушения бетона при сжатии

Прочность бетона зависит от скорости статического нагружения. При малой скорости нагружения прочность бетона оказывается меньше на 10-15 % прочности, получаемой при скорости нагружения по ГОСТу. При быстром нагружении — прочность бетона превышает последнюю примерно на 20 %.

Бетон имеет различную прочность при разных напряженных состояниях: сжатии, растяжении, изгибе, срезе. В связи с этим различают несколько характеристик прочности бетона.

- Кубиковая прочность бетона при сжатии является основной механической характеристикой (эталон прочности) материала. При осевом сжатии кубы разрушаются вследствие разрыва бетона в поперечном направлении. По ГОСТу кубы испытывают без смазки контактных поверхностей. Силы трения влияют на прочность кубов, в зависимости от их размеров: чем меньше размер куба, тем больше его прочность. Так, если прочность куба с ребром 15 см равна  $R$ , то для куба с ребром 10 см она равна  $1,12R$ , а с ребром 20 см  $\approx 0,93R$ . Кубиковая прочность бетона при сжатии необходима для производственного контроля и при расчетах не применяется, так как реальные конструкции приближаются к форме призм.

- Призменная прочность. Является основной характеристикой прочности бетона сжатых элементов и определяется как временное сопротивление



(предел прочности) осевому сжатию бетонных призм с квадратным основанием  $a$  и высотой  $h$ . Опыты показали, что с увеличением  $h/a$  влияние сил трения на торцах уменьшается и прочность призм снижается. При  $h/a \geq 4$  прочность призм становится постоянной и равной  $R_e \cong (0,7 - 0,8)R$ . Призмную прочность используют в конструктивных расчетах железобетонных элементов.

- Прочность бетона при растяжении. Эта прочность зависит от прочности цементного камня и силы его сцепления с заполнителем. При осевом растяжении прочность бетона равна  $R_{e,t} = (0,1 - 0,05) R$ .

- Прочность бетона при скалывании. Бетон работает на скалывание под действием поперечных сил. Например, в балках. Скалывающие напряжения при изгибе изменяются по высоте сечения по квадратной параболе. Предел прочности бетона при скалывании примерно в 1,5 – 2 раза больше прочности бетона при осевом растяжении, т.е.  $R_{e,sh} \cong 2 R_{e,t}$ .

- Прочность бетона при длительном нагружении. В случае, когда скорость статического нагружения близка к нулю, в бетоне развиваются значительные неупругие деформации и происходят структурные изменения. В пределе получают предел длительного сопротивления. При осевом сжатии по опытным данным он составляет  $0,9 R_e$ . При большой скорости статического нагружения величина предела прочности бетона выше длительной его прочности и составляет  $(1,1 - 1,2) R_e$ .

- При многократном нагружении предел прочности бетона уменьшается в связи с появлением микротрещин. Этот предел прочности называют пределом выносливости, который зависит от числа циклов нагрузки, характеристики цикла  $\rho_e = \sigma_{MIN} / \sigma_{MAX}$  и принимается не менее  $0,5 R_e$ . Данную характеристику используют при расчете на выносливость железобетонных конструкций, работающих в условиях динамического нагружения (подкрановые балки, пролетные строения мостов и т.п.).

*Деформации бетона под нагрузкой.* В бетоне различают деформации двух основных видов: силовые, развивающиеся под нагрузкой и температурно-влажностные.

Бетон является материалом с ярко выраженными упругопластическими свойствами. Уже при небольших напряжениях в нем кроме упругих деформаций развиваются пластические (остаточные) деформации, которые зависят от скорости приложения и длительности действия нагрузки.

Деформации, замеренные сразу после приложения нагрузки являются упругими, они прямо пропорциональны напряжениям. Пластические деформации с уменьшением скорости нагружения или увеличением времени выдержки образца под нагрузкой возрастают, а зависимость между напряжениями и деформациями становится более полой.

При длительном действии нагрузки неупругие деформации бетона с течением времени увеличиваются. Они интенсивно нарастают в первые 3-4 месяца. Затем их рост постепенно замедляется и прекращается через несколько лет. Факт нарастания неупругих деформаций во времени при длительном действии нагрузки называют ползучестью бетона. Деформации ползучести могут в 3-4 раза превысить упругие деформации.

*Температурные и влажностные деформации бетона.* Температурные деформации бетона неизбежны в массивных гидротехнических сооружениях при их бетонировании. Твердение бетона сопровождается выделением теплоты и, при последующем неравномерном остывании конструкции появляются значительные температурные деформации. При ограничении перемещений эти деформации вызывают растягивающие напряжения, которые могут привести к появлению трещин. Для расчета температурных деформаций и напряжений пользуются коэффициентом линейного расширения бетона, который по опытным данным при интервале температур от  $-50$  до  $+50^{\circ}$  С равен  $1 \times 10^{-5}$  1/град.

Влажностные деформации бетона, обусловлены способностью бетона уменьшать свой объем при твердении в воздушной среде (усадка) и увеличивать объем - при увлажнении (набухание).

Усадка бетона происходит наиболее интенсивно в начальный период твердения и в течение первого года. В дальнейшем она постепенно затухает.

Уменьшение усадочных деформаций и напряжений в бетоне достигается технологическими (уменьшением расхода цемента и отношения В/Ц, повышением плотности, бетона, увлажнением открытых поверхностей и т.п.) и конструктивными мерами (устройством усадочных швов, постановкой противоусадочной арматуры и т.д.). Наиболее радикальным способом устранения усадки является применение безусадочных цементов.

*Классы и марки бетона.* Классом или маркой бетона называют величину контрольной характеристики качества бетона, задаваемую при проектировании. В зависимости от характера и назначения конструкции классы и марки бетона устанавливаются по следующим признакам:

- Класс по прочности на сжатие (кубиковая прочность) представляет собой временное сопротивление сжатию бетонных кубов с размерами ребра 15 см, испытанных через 28 суток хранения при температуре  $20 \pm 2^{\circ}$  С и относительной влажности воздуха 90-100 %. Обозначается буквой В со следующим за ним числом, характеризующим сопротивление сжатию эталонного куба (в МПа) с обеспеченностью 0,95. Нормами установлены следующие классы для тяжелого бетона: В3.5, В5, В7.5, В10, В12.5, В15, В20, ...В60. Класс по прочности на сжатие является основной характеристикой бетона и должен указываться в проектной документации.

- Класс прочности на осевое растяжение (сопротивление бетона контрольных образцов осевому растяжению в МПа с обеспеченностью 0,95,

испытанных в соответствии с ГОСТ). Обозначается буквой  $B_t$ . Эта характеристика назначается для конструкций, работающих преимущественно на растяжение, если она контролируется на производстве. Нормами установлены классы для тяжелых бетонов  $B_t 0.8$ ;  $B_t 1.2$ ;  $B_t 1.6$ ; ...  $B_t 3.2$ .

- Проектные марки по морозостойкости ( $F$ ) указывают на количество циклов попеременного замораживания и оттаивания, выдерживаемое контрольными образцами в насыщенном водой состоянии без снижения прочности более чем на 15 %. Для тяжелых бетонов эти марки назначают от F50 до F500.

- Марки по средней плотности (Д800 – Д2000) назначают для легких, ячеистых поризованных бетонов, если к ним предъявляются требования теплоизоляции. Цифра обозначает объемную массу (в кгс/м<sup>3</sup>).

**Арматура.** Железобетонные конструкции армируют рабочей, конструктивной и монтажной (или распределительной) арматурой.

Рабочую арматуру устанавливают на основании конструктивного расчета в растянутые и сжатые зоны конструкции. В зависимости от воспринимаемых усилий ее подразделяют на продольную и поперечную, включающую хомуты (поперечные стержни и отогнутые стержни, называемые отгибами) (см. рис. 66)

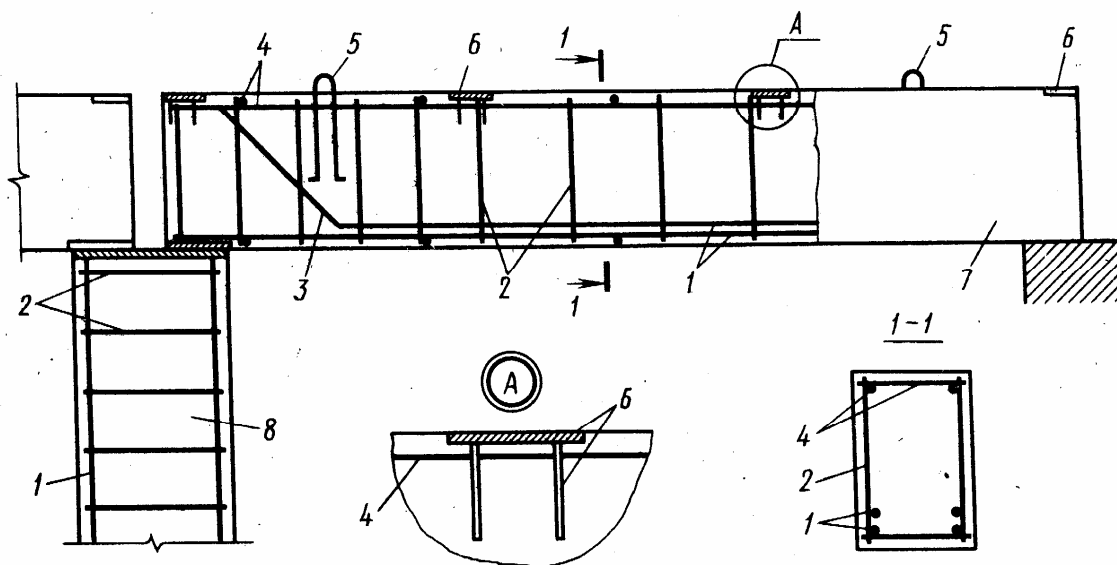


Рис. 66. Армирование железобетонных элементов  
 1 – продольная арматура; 2 – хомуты; 3 – отогнутые стержни;  
 4 – монтажная арматура; 5 – монтажные петли; 6 – закладные  
 детали; 7 – балка; 8 – колонна

Конструктивную и монтажную (распределительную) арматуру устанавливают по технологическим и конструктивным соображениям: конструктивная – воспринимает не учитываемые расчетом усилия от усадки бетона, изменения температуры и т.п.; монтажная – обеспечивает проектное положение рабочей арматуры, объединяет ее в каркасы и т.п. В сборных конструкциях для подъема и транспортирования элемента устанавливают монтажные (страховочные) петли, трубки и т.п. Для сопряжения сборных конструкций применяют закладные детали (см. рис. 66).

Всю арматуру железобетонного элемента объединяют в арматурные изделия – сварные или вязаные сетки или каркасы.

**Механические свойства арматурных сталей.** Арматурные стали по механическим свойствам подразделяют на мягкие, сопротивление которых характеризуется наличием площадки текучести, и твердые, для которых основным показателем прочности является временное сопротивление разрыву.

Мягкая сталь пластична и обладает значительным удлинением после разрыва. За нормативное сопротивление таких сталей принимают браковочный минимум предела текучести, который меньше, чем предел прочности. Повышение прочности арматурной стали и уменьшение величины относительного удлинения при растяжении достигается механическим или термическим упрочнением.

Механическое упрочнение осуществляется вытяжкой или волочением. Для упрочнения вытяжкой арматуру нагружают в холодном состоянии до напряжения, превышающего предел текучести, затем осуществляют разгрузку. Этот прием основан на использовании явления наклепа (сдвигов по граням кристаллов металла). Другим видом механического упрочнения стали является волочение – многократная протяжка проволоки через несколько отверстий с последовательно уменьшающимися диаметрами.

Термическое упрочнение стали заключается в закалке (нагрев до 800° С и быстрое охлаждение в масле) и частичном отпуске (нагрев до 300-400° С и постепенное охлаждение).

Следует иметь в виду, что упрочненные стали нельзя сваривать, так как при сварке утрачивается эффект упрочнения. Поэтому упрочненные арматурные стали применяют в вязанных каркасах.

**Классификация арматуры и ее применение в конструкциях.** Все виды стальной арматуры, применяемой в железобетонных конструкциях, подразделяют по следующим признакам:

- по технологии изготовления – на горячекатанную стержневую и холоднотянутую проволоку;
- по форме поверхности – на гладкую и периодического профиля;

- по поперечному сечению – на гибкую (проволока, стержни) и жесткую (стальной прокат);

- по условиям применения – на предварительно напрягаемую и ненапрягаемую.

Стержневую арматуру обозначают буквой А и римской цифрой (чем больше цифра, тем выше прочность) и, в зависимости от механических характеристик, подразделяют на следующие классы: А-I, А-II, А-III, А-IV, А-V, А-VI – горячекатанная, не подвергаемая после проката упрочняющей обработке; А-II<sub>B</sub>, А-III<sub>B</sub> – упрочненная вытяжкой; А<sub>T</sub>-III, А<sub>T</sub>-IV, А<sub>T</sub>-V, А<sub>T</sub>-VI – термически и термомеханически упрочненная.

Для дополнительной характеристики арматуры к обозначениям классов введены индексы: С – указывает на возможность сварки стержней (А<sub>T</sub>-IIIС, А<sub>T</sub>-IVС); К – на повышенную стойкость к коррозии (А<sub>T</sub>-IVК, А<sub>T</sub>-VIК); СК – на возможность сварки и повышенную коррозионную стойкость (А<sub>T</sub>-VСК); с – (специальная) – на возможность использования при низких температурах (А<sub>C</sub>-II) и т.п.

Каждому классу арматуры соответствуют стали с одинаковыми прочностными и деформационными свойствами, но различным химическим составом. Например, арматуру класса А-II изготавливают из сталей марок ВСт5, 18Г2С и 10ГТ, класса АIII – из сталей марок 25Г2С, 35ГС и т.д. Стержневая арматура выпускается заводами диаметром 6-80 мм и длиной 6-12 м.

Периодический профиль имеет арматура всех перечисленных классов за исключением круглой (гладкой) арматуры класса А-I.

Холоднотянутая проволочная арматура обозначена буквой В (от слова «волочение») и подразделена на обыкновенную гладкую арматурную проволоку класса В-I и периодического профиля класса Вр-I (буква «р» имеет смысл «рифленая»); высокопрочную гладкую класса В-II и рифленую класса Вр-II; витую проволочную арматуру: семипроволочные канаты класса К-7, 19-проволочные канаты класса К-19 и др. Класс арматуры для железобетонных конструкций выбирают с учетом назначения арматуры, класса и вида бетона, условий изготовления арматурных изделий (сварка, вязка) и конструкций, условий эксплуатации (возможность коррозии, воздействие низких или высоких температур и т.п.).

В качестве ненапрягаемой арматуры в основном применяют стержневую арматуру класса А-III и проволочную классов В-I и Вр-I в сварных каркасах и сетках. Арматурную сталь классов А-I и А-II используют для поперечной и монтажной (конструктивной) арматуры, а также в качестве рабочей в конструкциях монолитных перекрытий стен и т.п.

В предварительно напряженных конструкциях в качестве напрягаемой арматуры применяют преимущественно сталь классов А<sub>T</sub>-V, А<sub>T</sub>-VI в элементах длиной до 12 м, а при большей длине – сталь классов В-II, Вр-II,

К-7. Эту арматуру рекомендуется применять в конструкциях, находящихся под давлением воды. Для монтажных (строповочных) петель сборных элементов рекомендуется применять арматурную сталь класса А-I марок ВСтЗкп2 и ВСтЗпсб.

**Арматурные изделия.** Для армирования железобетонных конструкций используют различные арматурные изделия. В целях индустриализации и механизации арматурных работ ненапрягаемую арматуру применяют преимущественно в виде сварных каркасов и сеток. Их изготавливают контактной точечной сваркой из арматуры классов А-I, А-II, А-III, В-I и Вр-I на многоэлектродных или одностержневых сварочных машинах, а также с помощью сварочных клещей.

При проектировании сварных сеток и каркасов необходимо учитывать технологические возможности контактной точечной сварки (недопущения пережога тонких стержней, размещения электродов и т.п.). Требования к соотношению диаметров свариваемых стержней приведены в табл. 2.

Таблица 2

Соотношения между диаметрами стержней при контактной точечной сварке

Диаметры продольных стержней, мм	3-10	12-16	18, 20	22	25-32	36, 40
Наименьшие диаметры поперечных стержней, мм	3	4	5	6	8	10

Сварные сетки применяют главным образом для армирования плитных конструкций. В зависимости от направления рабочих стержней они бывают трех типов: с продольной рабочей арматурой; с поперечной рабочей арматурой; с рабочей арматурой в обоих направлениях. Стержни, расположенные перпендикулярно рабочим, называют распределительными (монтажными). Сетки могут быть стандартными или индивидуального изготовления.

Стандартные сетки изготавливают из арматуры класса Вр-I диаметром 4-5 мм и класса А-III диаметром 6-8 мм. Изготавливаются также стандартные сетки из стержневой арматуры классов А-I, А-II, А-III диаметром до 40 мм. Сетки бывают плоские и рулонные (см. рис. 67). В рулонных сетках наибольший диаметр продольных стержней 5 мм, а их длина зависит от веса рулона (100-500 кгс). Длина плоских сеток принята до 9 м.

Сетки индивидуального изготовления проектируют с учетом технологии их изготовления. В зависимости от диаметра продольных стержней такие

сетки подразделяют на легкие (при диаметре до 12 мм) и тяжелые (при диаметре более 14 мм).

Сварные каркасы применяют для армирования линейных элементов (балок, колонн, ребер ребристых плит и т.п.). Они могут быть плоскими и пространственными.

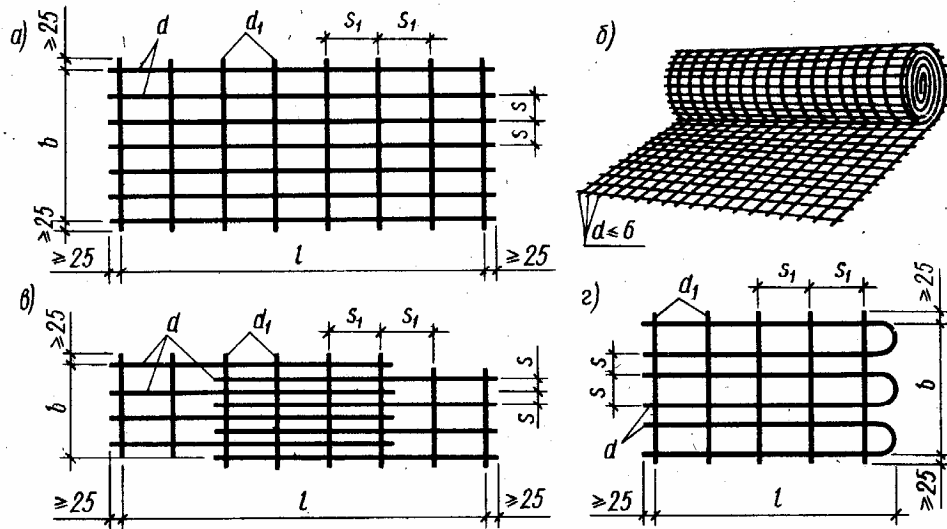


Рис. 67. Сварные сетки: а- плоские; б – рулонные

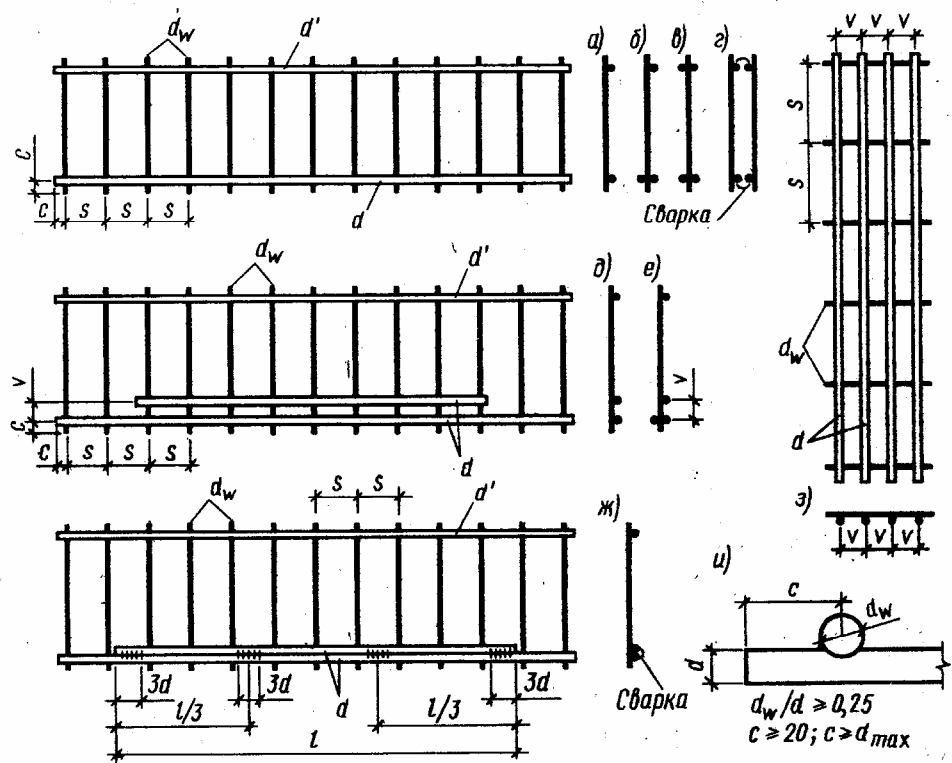


Рис. 68. Плоские сварные каркасы

Плоские каркасы состоят из продольных рабочих и монтажных стержней и приваренных к ним поперечных стержней (см. рис. 68). В сварных каркасах для армирования изгибаемых элементов продольные рабочие стержни могут быть расположены в один ряд (см. рис. 68, а-в) и в два ряда (см. рис. 68, д, е), а по отношению к поперечным стержням иметь одностороннее (рис. 68, а, д) и двухстороннее (рис. 68, б, в, е) расположение.

Рекомендуется применять каркасы с односторонним размещением продольных стержней, так как при этом улучшаются условия контактной точечной сварки и достигается лучшее сцепление арматуры с бетоном. В отдельных случаях применяют сдвоенные каркасы (см. рис. 68, г) или каркасы, в которых к рабочему стержню приваривают дуговой сваркой дополнительный рабочий стержень (см. рис. 68, ж). Плоские каркасы для армирования колонн имеют, как правило, одностороннее расположение продольных стержней (рис. 68, з). При двустороннем расположении продольных стержней (рис. 68, б, в, е) диаметр поперечных стержней  $d_{\omega} \geq 0,5d$ . Минимальная длина концов выступающих стержней в сварных каркасах приведена на рис. 68. Арматуру железобетонных элементов проектируют преимущественно в виде пространственных каркасов целиком на весь железобетонный элемент или в виде отдельных блоков с последующей их сборкой перед формованием.

Вязаные сетки и каркасы применяют в основном в монолитных конструкциях сложной конфигурации при малой повторяемости арматурных изделий.

Вязаные сетки и каркасы образуют перевязкой стержней в местах их пересечения мягкой вязальной проволокой. При всей неиндустриальности этот способ позволяет изготавливать арматурные изделия из стержней любой формы и при любом их расположении.

Проволочные изделия применяют для напрягаемой арматуры в предварительно напряженных конструкциях в виде канатов, пакетов и пучков.

Арматурные канаты свиты из трех (К-3), семи (К-7) или девятнадцати (К-19) высокопрочных проволок (см. рис. 69, а) диаметром 2-5 мм. Периодический профиль канатов обеспечивает их надежное сцепление с бетоном, что позволяет применять их при натяжении арматуры на упоры (до бетонирования).

Для проволочной арматуры класса Вр –II, натягиваемой на упоры в виде пакетов, используют унифицированные напрягаемые арматурные элементы (УНАЭ). Они состоят из анкерных прямоугольных колодок, в которых закреплены проволоки диаметром 5 мм с высаженными головками. Арматурные элементы унифицированы по маркам в зависимости от количества проволок в поперечном сечении (3, 4, 6, 8, 12 и 14 проволок) и обозначаются УНАЭ- $n$  / Вр-II-5, где  $n$  – число проволок (рис. 69, б).



При натяжении арматуры на бетон (после бетонирования) применяют пучки, состоящие из параллельно расположенных высокопрочных проволок. Пучки бывают однорядные из проволоки диаметром 5 мм класса В-II (рис. 69, в) или канатов диаметром 12 К-7 и многорядные из проволок (рис. 69, г). Для образования пучка применяют спирали длиной 60 мм из проволоки диаметром 2 мм. Проволоки располагают по внешнему контуру спирали и закрепляют их скрутками из мягкой проволоки. Спирали и скрутки устанавливают при сборке пучка через 1 м и более. Далее для последующего заполнения раствором пространства между проволоками пучка и каналом вместо отдельных проволок устанавливают коротыши длиной 200 мм,

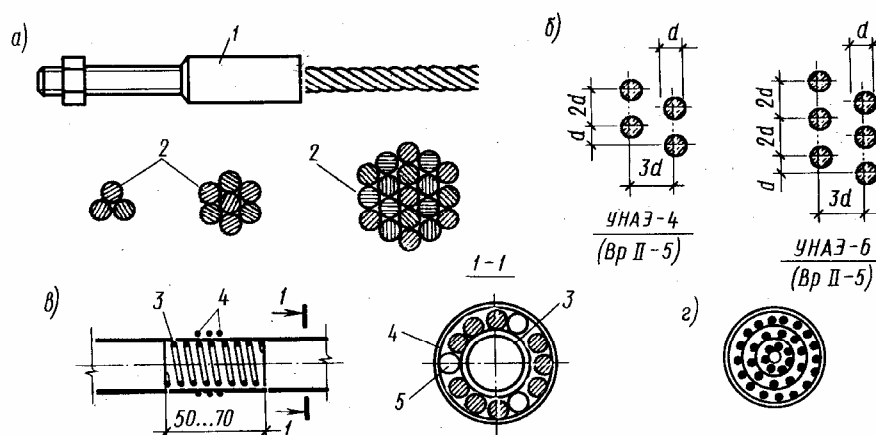


Рис. 69. Арматурные проволочные изделия  
 1 – гильзовый анкер; 2 – сечения канатов К-3, К-7, К-19;  
 3 – спираль; 4 – скрутка; 5 – коротыш

благодаря чему образуются зазоры.

**Соединения арматуры.** Ненапрягаемую арматуру соединяют стыковой или дуговой сваркой и внахлестку (без сварки).

В заводских условиях для соединения арматурных стержней диаметром

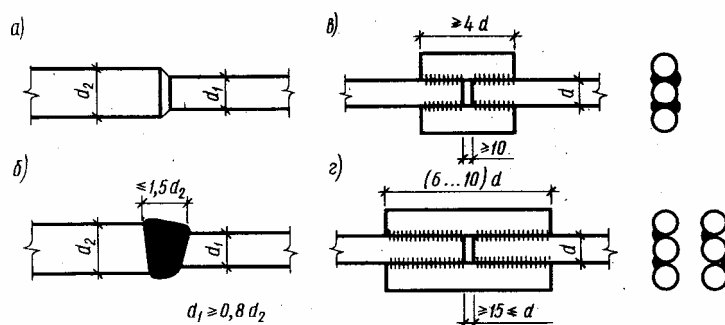


Рис. 70. Стыковые сварные соединения арматуры

10 мм и более при  $d_2 \geq 0,85d_1$  применяют контактную стыковую сварку (рис. 70, а).

Для соединения встык в построечных условиях стержней диаметром 20 мм и более применяют дуговую ванную сварку (рис. 70, б), а меньшего диаметра – дуговую сварку с накладками с четырьмя фланговыми швами (рис. 70, в). Допускается также сварка двумя удлиненными фланговыми швами (рис. 70, г).

Соединение арматурных стержней внахлестку без сварки при  $d \leq 36$  мм применяют в тех местах, где прочность арматуры используют не полностью. Так стыкуют стержни сварных и вязаных сеток и каркасов. В местах стыков обязательно устанавливают дополнительные хомуты. Во всех случаях стыки следует делать в разбежку по длине элемента.

**Закладные детали.** Это стальные детали, выходящие обычно на поверхность железобетонного элемента и надежно заанкеренные в нем. Они служат для соединения сборных железобетонных элементов между собой, а также для крепления стальных конструкций, технологического и другого оборудования к железобетонным элементам. Закладные детали могут проектироваться расчетными, т.е. воспринимать действующие на них усилия, и нерасчетными (конструктивными).

Наиболее распространены закладные детали в виде листового или фасонного проката из стали марки ВСтЗкп2, с приваренными анкерами из стержневой арматуры классов А-II, А-III. Анкерные стержни соединяют с прокатом (например, с пластинами) сваркой в тавр или внахлестку (рис. 71).

Диаметр анкера принимается не менее 8 мм, а длина анкера  $(15-65)d$ , в зависимости от условий анкеровки, классов бетона и стали. Толщину пластин принимают не менее 6 мм, а толщину полок фасонного проката – не менее 5 мм. При проектировании закладных деталей необходимо учитывать технологические требования по размещению сварных швов.

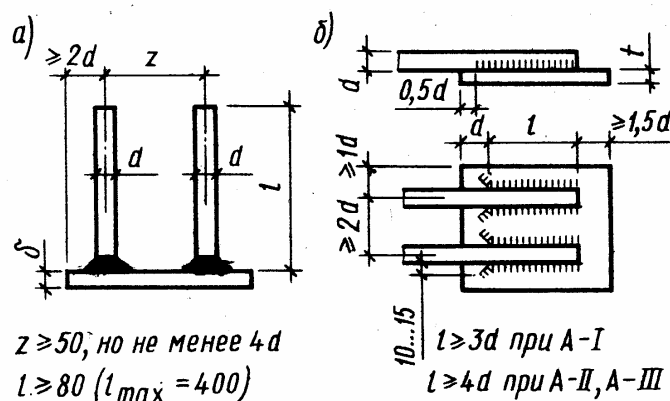


Рис. 71. Сварные закладные детали с анкерами, приваренными в тавр (а) и внахлестку (б)

**Сцепление арматуры с бетоном.** Сцепление арматуры с бетоном является основным свойством железобетона, обеспечивающим его статус как строительного конструкционного материала.

Прочность сцепления определяется путем выдергивания или вдавливания стержней, заделанных в бетоне (см. рис. 72), и обеспечивается:

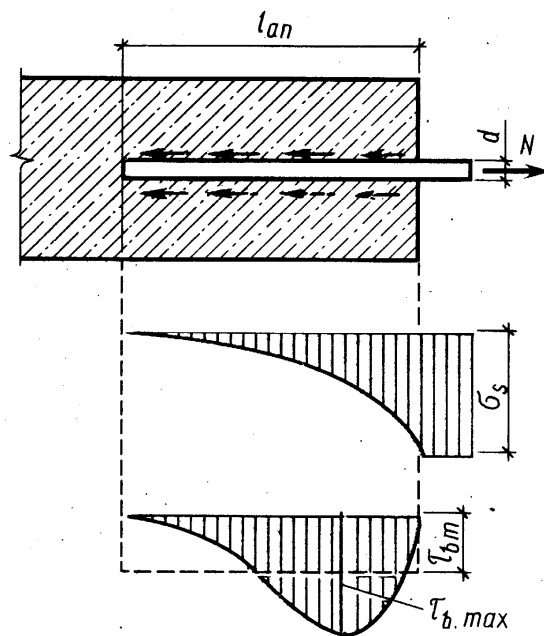


Рис. 72. Сцепление арматуры с бетоном

склеиванием арматуры с бетоном; трением, возникающим в результате зажатия стержней при усадке бетона; зацеплением за бетон выступов на поверхности арматуры периодического профиля. Наибольшее влияние на характеристику сцепления оказывает механическое зацепление арматуры в бетоне. Оно составляет примерно 70-75 % от общего сопротивления выдергиванию.

Напряжения сцепления арматуры с бетоном, а также напряжения в арматуре распределяются по длине заделки неравномерно. Наибольшие напряжения  $\tau_{b, max}$  действуют вблизи начала заделки и не зависят от ее длины  $l_{an}$ . Для оценки сцепления используют средние напряжения по длине  $\tau_{sm} = N / (\pi d l_{an})$ , которые для обычных бетонов и гладкой арматуры составляют 2–4 МПа, а для арматуры периодического профиля, примерно, 7 МПа. При увеличении диаметра стержня и напряжения в нем (это напряжение зависит от прочности арматуры) требуемая длина заделки возрастает. Согласно опытным данным длина заделки гладкого стержня в бетоне составляет  $(30-40)d$ , а для арматуры периодического профиля требуемая длина заделки равна  $(15-20)d$ .

## Глава 5. Сборные конструкции производственных зданий

### 5.1. Одноэтажные здания

**Конструктивные решения зданий.** *Типы и компоновка одноэтажных зданий.* Применяемые в массовом промышленном строительстве одноэтажные производственные здания различают:

- по способу отвода воды с покрытий;
- по наличию фонарей верхнего света;
- по объемно-планировочным решениям.

По способу отвода воды с покрытий различают здания с внутренним (внутренний водосток) и с наружным отводом воды.

Здания с внутренними водостоками могут иметь весьма значительные размеры в плане. Поэтому они приспособлены к блокировке цехов. Блокировка позволяет значительно уменьшить территорию предприятия, сократить межцеховые коммуникации и, тем самым, снизить стоимость строительства. Характерными особенностями зданий этого типа являются одинаковая высота зданий на значительных участках и однотипные конструктивные решения основных несущих конструкций.

Здания с наружным отводом воды обычно невысоки. Наибольшая ширина их зависит от длины ската покрытия, которая оговаривается нормами. Эта ширина обычно не превышает 60 м.

В зависимости от наличия фонарей верхнего света различают здания бесфонарные и с фонарями.

Здания без фонарей могут быть узкими и широкими. Освещение в узких зданиях обычно естественное (через окна в стенах). В широких зданиях оно комбинированное - естественное (через окна в стенах) и искусственное. При использовании фонарей для естественного освещения, их лучше устанавливать вдоль здания, это упрощает конструктивные решения.

По объемно-планировочным решениям здания подразделяют на:

- здания с параллельно расположенными пролетами, без перепадов по высоте смежных пролетов;
- тоже, но с перепадами по высоте смежных пролетов;
- здания с взаимно-перпендикулярными пролетами; в этом случае имеется обычно перепад по высоте в примыкании пролетов двух направлений.

В случаях, когда перепады по высоте неизбежны, по линиям перепадов устанавливают деформационные швы на парных колоннах. Использование этого принципа компоновки зданий позволяет унифицировать конструкции, упростить конфигурацию элементов и решения узлов в местах примыканий.

Одноэтажные здания различают по степени оснащённости их подъемно - транспортным крановым оборудованием: здания могут быть оборудованы мостовыми кранами или не иметь мостовых кранов.

В бескрановых зданиях часто применяют подвесные системы транспорта в виде подвесных крановых балок, монорельсов и т.п.

Подвесные системы транспорта не меняют общую характеристику конструкций, соответствующую типу бескранового здания.

*Сетка колонн и высотные габариты зданий.* Установление размеров сетки колонн и высотных габаритов проектируемого здания является важной задачей, от решения которой зависят его экономичность и эксплуатационные качества.

Эту задачу решают на основе унификации объемно-планировочных и конструктивных решений группы производственных зданий. При этом создается ограниченное число типовых унифицированных схем зданий для целой отрасли промышленности, что позволяет уменьшить число типоразмеров конструктивных элементов.

Для максимального сокращения числа типоразмеров конструктивных элементов для основных параметров одноэтажных производственных зданий установлены укрупненные модули. Так, продольный шаг колонн принят кратным 6 м; пролеты зданий – кратными 8 м, при размерах от 6 до 18 м, и кратными 6 м при размерах более 18 м; высота от пола до низа несущих конструкций в зданиях без мостовых кранов принята кратной 1 м, а от пола до головки подкранового рельса в зданиях с мостовыми кранами – кратной 2 м.

Размеры сетки колонн принимают на основе технико-экономических расчетов. При этом учитывают требования производства, нужную степень универсальности, наилучшее использование производственных площадей, требования унификации конструкций. Все это соблюдается при применении укрупненных сеток колонн в многопролетных зданиях без мостовых кранов размером 6×18 и 12×18 м. В зданиях с мостовыми кранами пролеты назначают не менее 18 м, при шаге колонн равном 6 м. Здесь увеличение шага колонн свыше 6 м приводит к повышению расхода материалов.

*Конструктивные схемы зданий.* Существуют плоскостные и пространственные системы конструкций одноэтажных производственных зданий.

Плоскостные системы состоят из плоских основных несущих конструкций и поддерживаемых ими ограждающих элементов здания, решаемых по балочной схеме. В этих системах все элементы конструкций соединяются между собой различными способами.

Пространственные системы отличаются тем, что их элементы обычно совмещают в себе функции несущих и ограждающих конструкций.

Каждая из отмеченных систем может выполняться по различным конструктивным схемам, отличающимся типами и компоновкой конструктивных элементов. Плоскостные системы конструкций могут быть рамными и арочными.

При рамной системе основные конструкции выполняются в виде поперечных рам, образуемых колоннами и несущими конструкциями покрытия. Причем, рамы могут быть с жесткими или шарнирными узлами. Колонны жестко заделываются в фундаментах. Шарнирное соединение ригелей или колонн является типовым решением для одноэтажных зданий со сборными железобетонными конструкциями. В этом случае может быть достигнута высокая степень универсальности колонн и несущих конструкций покрытий. Например, колонна конкретной марки может быть использована для различных пролетов зданий, типов несущих конструкций покрытия (балка, ферма и т.д.), нагрузок от покрытия и т.д. При одном лишь условии, чтобы усилие, действующее на колонну от покрытия, не превышало несущей способности колонны. Шарнирное соединение колонн и ригелей конструктивно значительно проще жесткого соединения, и, поэтому, облегчает изготовление и монтаж конструкций.

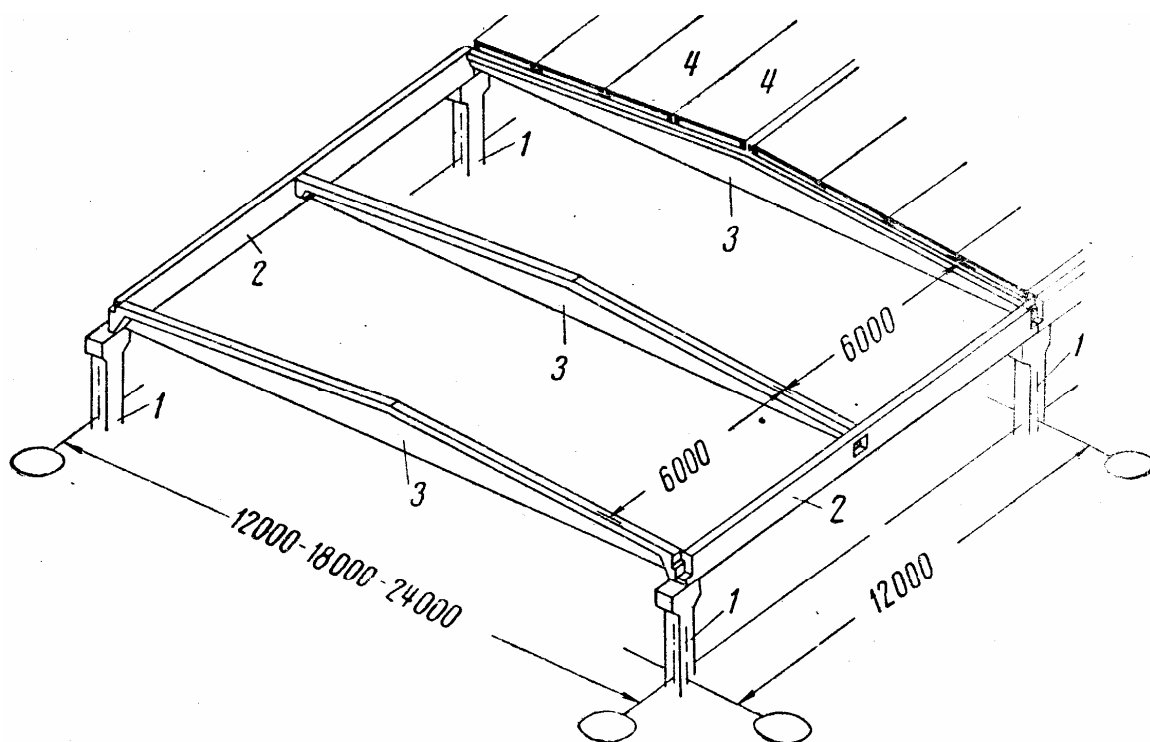


Рис. 73. Схема расположения несущих элементов покрытия здания с подстропильными конструкциями  
1 – колонны; 2 – подстропильные конструкции; 3 – стропильные балки или фермы; 4 – панели покрытия

Существуют конструктивные схемы зданий рамной системы, отличающиеся компоновкой основных несущих конструкций покрытия. Для зданий с шагом колонн равным 6 м – основные несущие конструкции покрытия располагаются также через каждые 6 м, при этом они опираются непосредственно на колонны. При шаге колонн 12 м по колоннам в продольном направлении устанавливают подстропильные конструкции, на которые опираются поперечные несущие конструкции, располагающиеся между рамами (см. рис. 73).

При шаге колонн 12 м целесообразно располагать основные несущие конструкции покрытия по колоннам. В этом случае пролет между стропильными конструкциями перекрывают ребристыми предварительно напряженными плитами длиной 12 м. Такая схема дает более экономичное решение, чем схема с подстропильными конструкциями (см. рис. 74).

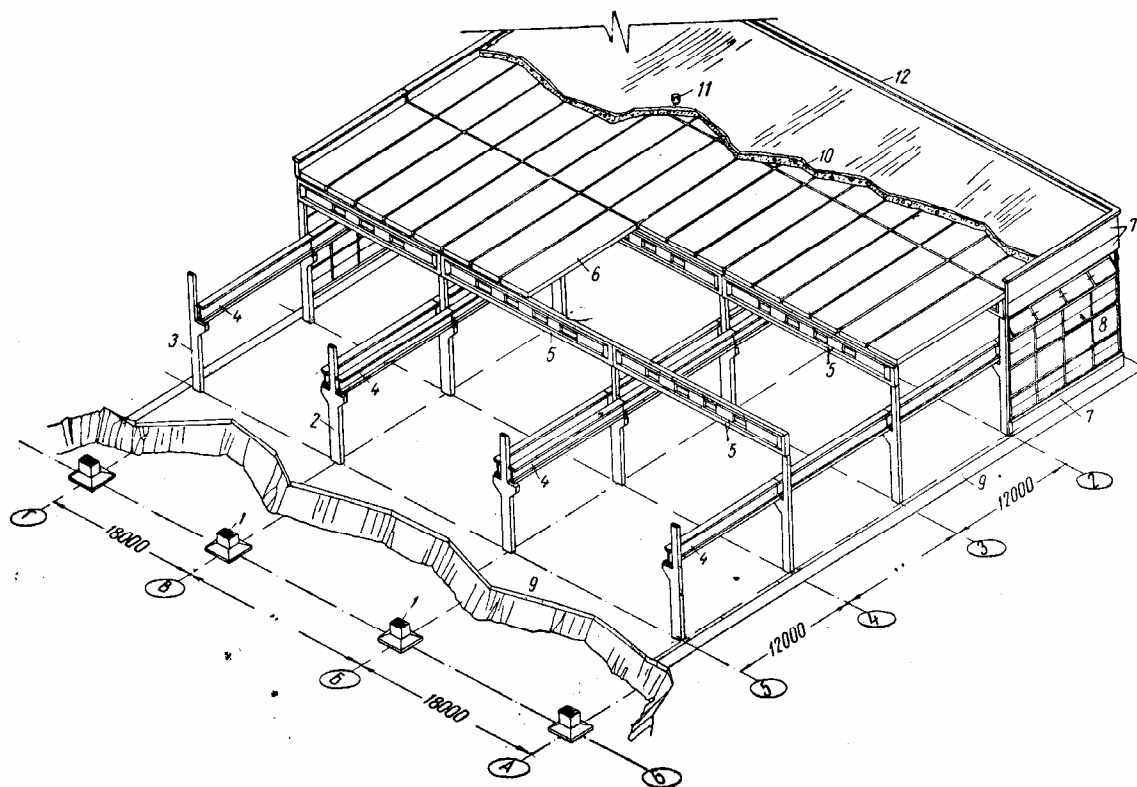


Рис. 74. Схема каркаса одноэтажного промышленного здания без подстропильных конструкций

1 – сборный фундамент; 2 – колонна средняя; 3 – колонна крайняя; 4 – подкрановая балка; 5 – балка покрытия; 6 – сборные плиты покрытия.

Введение подстропильных конструкций усложняет сопряжение элементов, поэтому во всех случаях, когда возможно, следует избегать схемы с подстропильными несущими конструкциями.

Арочная система конструкций одноэтажных производственных зданий отличается тем, что поперечная основная несущая конструкция представляет собой арку, опертую на собственные фундаменты. Такое решение затрудняет размещение транспортного оборудования, обслуживающего всю площадь здания.

При проектировании сборных железобетонных конструкций одноэтажных производственных зданий необходимо обеспечивать жесткость здания. Для этого во многих случаях устраивают специальные связи:

- при большой высоте ферм или балок на опоре (более 1 м) для передачи усилий на колонны устраиваются вертикальные связи в виде решетчатых элементов, устанавливаемых между смежными фермами в обоих торцах температурного блока. Эти решетчатые фермы устанавливают в опорных сечениях торцевых ферм и в середине их пролета. Кроме того, по верху колонн устанавливают продольные распорки;

- между колоннами в продольном направлении рекомендуется устраивать решетчатые связи для восприятия сейсмических или ветровых нагрузок, действующих на торцовые стены, усилий, возникающих при продольном торможении кранов, и т.п. Такие связи между колоннами устанавливают в середине температурного блока, чтобы они не препятствовали температурным деформациям.

Пространственные системы в виде оболочек отличаются большим разнообразием конструктивных решений. Преимуществом таких систем является относительно меньший расход материалов в покрытии, что характерно также и для сборных оболочек. Необходимо отметить, что относительный экономический эффект сборных пространственных конструкций по сравнению с плоскими конструкциями невелик.

**Фундаменты.** В одноэтажных производственных зданиях с обычной конструктивной схемой основным видом фундаментов являются отдельные фундаменты под колонны. Глубину их заложения принимают не меньше глубины промерзания грунта.

Фундаменты под сборные колонны устраивают железобетонными – монолитными или сборными. Обычным типом монолитного фундамента под сборные колонны является ступенчатый фундамент стаканного типа. Причем, при общей высоте фундамента более 1 м эти фундаменты называют фундаментами с высоким стаканом. Их, в связи с большим весом, обычно выполняют из монолитного железобетона.

Соединение колонны с фундаментом осуществляется заземлением ее в стакане. Для обеспечения прочного соединения колонны с фундаментом, а также для компенсации возможных отклонений в размерах колонн и фундаментов и отклонений при разбивке фундаментов, существуют определенные соотношения между размерами сечения колонны и размерами стакана (см. рис. 75).



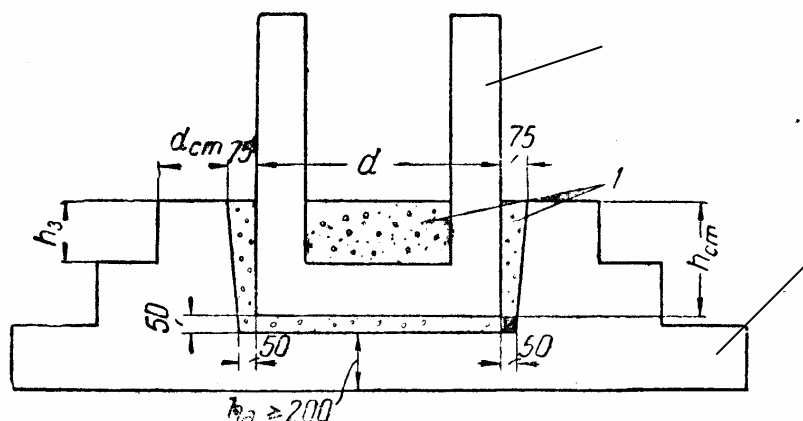


Рис. 75. Соотношение размеров колонны и стакана фундамента для колонн сплошного сечения  
1 – колонна; 2 – фундамент; 3 – заливка зазоров бетоном

На рис. 75 указанные соотношения имеют следующие величины:  $d_{ст} \geq 200$  мм и  $d_{ст} \geq 0,75h_3$ ;  $h_{ст} \geq d$  и  $h_{ст} \geq 20d_A$ , где  $d_A$  – диаметр продольной рабочей арматуры колонны.

Отклонения длины колонны и в отметке дна стакана компенсируются специально предусмотренным зазором между низом колонны и дном стакана, равным 50 мм. Перед установкой колонны точное положение ее низа фиксируют подливкой бетоном дна стакана. После установки и выверки колонны зазоры в стакане заполняют бетоном на мелком гравии. Для замоноличивания применяют бетон, класс которого должен быть на одну ступень выше класса бетона фундамента. Для армирования фундамента применяют арматуру класса А-II.

**Колонны. Типы колонн.** В настоящее время применяют колонны прямоугольного сечения и двухветвевые (см. рис. 76). Для зданий без мостовых кранов, в которых высота от пола до низа несущих конструкций покрытий не превышает 6-7 м, применяют колонны прямоугольного сечения. При большей высоте, а также в зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т и при высоте до головки подкранового рельса 10 м и более, наиболее экономичными являются двухветвевые колонны.

Высота поперечного сечения надкрановой части колонны должна соответствовать габаритам крана. Ширину сечения сборных колонн в целях обеспечения достаточной площади опирания подкрановых балок принимают при кранах грузоподъемностью до 30 т не менее 400 мм, а при кранах грузоподъемностью 50 т не менее 500 мм.

**Армирование колонн.** Продольное армирование колонн рекомендуется принимать из арматуры класса А-III, а поперечное – из арматуры класса А-I. Причем, в колоннах одноэтажных производственных зданий, работающих на

изгибающие моменты, различные по знаку и близкие по величине, рекомендуется применять симметричное армирование.

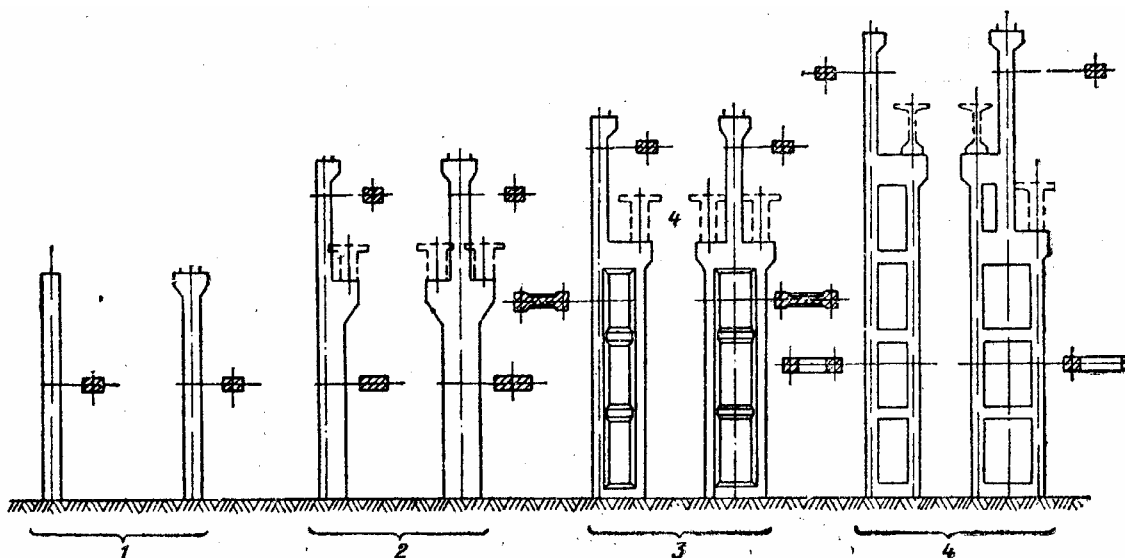


Рис. 76. Железобетонные сборные колонны одноэтажных промышленных зданий

1 – колонны для зданий без кранов; 2 – сплошные колонны при наличии кранов; 3 – колонны двутаврового сечения при наличии кранов; 4 – двухветвевые колонны при наличии кранов

**Основные несущие конструкции покрытий. Типы конструкций.** Для покрытий одноэтажных производственных зданий пролетом до 18 м применяют, в основном, балки. Пролеты здания 24 м и более рекомендуется перекрывать, как правило, фермами.

Тип несущих конструкций покрытий в каждом отдельном случае назначают, в зависимости от величины действующих нагрузок, применяемых видов и марок стали и бетона, методов изготовления конструкций и с учетом условий проектирования всего комплекса зданий на данной площадке.

Основные несущие конструкции покрытий могут быть предварительно напряженными и из обычного железобетона.

По очертанию различают балки двускатные (с переменной высотой сечения) или с параллельными поясами.

В предварительно напряженных фермах натяжению подвергают арматуру нижнего (растянутого) пояса. По очертанию различают фермы сегментные, трапециевидные и с параллельными поясами.

**Основные конструктивные требования.** При назначении основных габаритных размеров несущих конструкций покрытий следует соблюдать требование взаимозаменяемости конструкций. Это необходимо, чтобы можно было для данного пролета применять конструктивные элементы

различных типов (по армированию, по опалубке, по методу изготовления и т.д.), в зависимости от местных условий строительства, без изменения других конструктивных элементов здания.

Поперечное сечение балок принимают обычно с развитой сжатой и растянутой зоной (двутавового типа). Элементы ферм выполняют прямоугольного сечения.

Размеры сечений конструкций принимают с таким расчетом, чтобы свести к минимуму число типоразмеров опалубочных форм. Так, конструкции одного и того же вида (например, балки или фермы), предназначенные для перекрытия заданного пролета при различных нагрузках, принимают, по возможности, одинаковых размеров, изменяя несущую способность конструкций за счет изменения площади сечения арматуры и класса бетона.

Необходимо стремиться к тому, чтобы в одних и тех же формах можно было бы изготовить конструкции с различными видами армирования. Например, предварительно напряженные балки с проволочной и стержневой арматурой, натягиваемой до бетонирования, или балки со стержневой и пучковой арматурой, натягиваемой после бетонирования.

Ширину сечения верхнего пояса несущих конструкций покрытий по условиям опирания плит покрытия рекомендуется принимать не менее 200 мм.

*Балки и фермы.* Балки и фермы являются основными видами плоских несущих конструкций.

Балки представляют собой наиболее простые конструкции, но они эффективны, если перекрываемый ими пролет не превышает определенной величины. Для железобетонных балок этот рациональный наибольший пролет равен 18 м, для металлических – 15 м, для деревянных – 12 м. Если пролет проектируемого здания превышает указанные величины, целесообразно перейти на сквозные конструкции, например, фермы. Хотя изготовление ферм несколько сложнее, чем изготовление балок, фермы имеют меньший вес, что отражается на экономичности проекта.

В отличие от балок, работающих на изгиб целым своим поперечным сечением, элементы решетки фермы работают преимущественно на осевые усилия, т.е. материал используется полнее, чем в балке.

Железобетонные балки заводского изготовления для пролетов 12, 15 и 18 м получили наибольшее распространение, в связи с минимальным расходом металла, простотой монтажа и соответствия этих балок противопожарным требованиям.

Существует ряд типов балок для плоских и скатных покрытий (см. рис. 77). Сечения этих балок принято прямоугольным, при пролете не более 12 м, тавровым или двутавовым, при пролетах более 12 м (см. рис. 77).

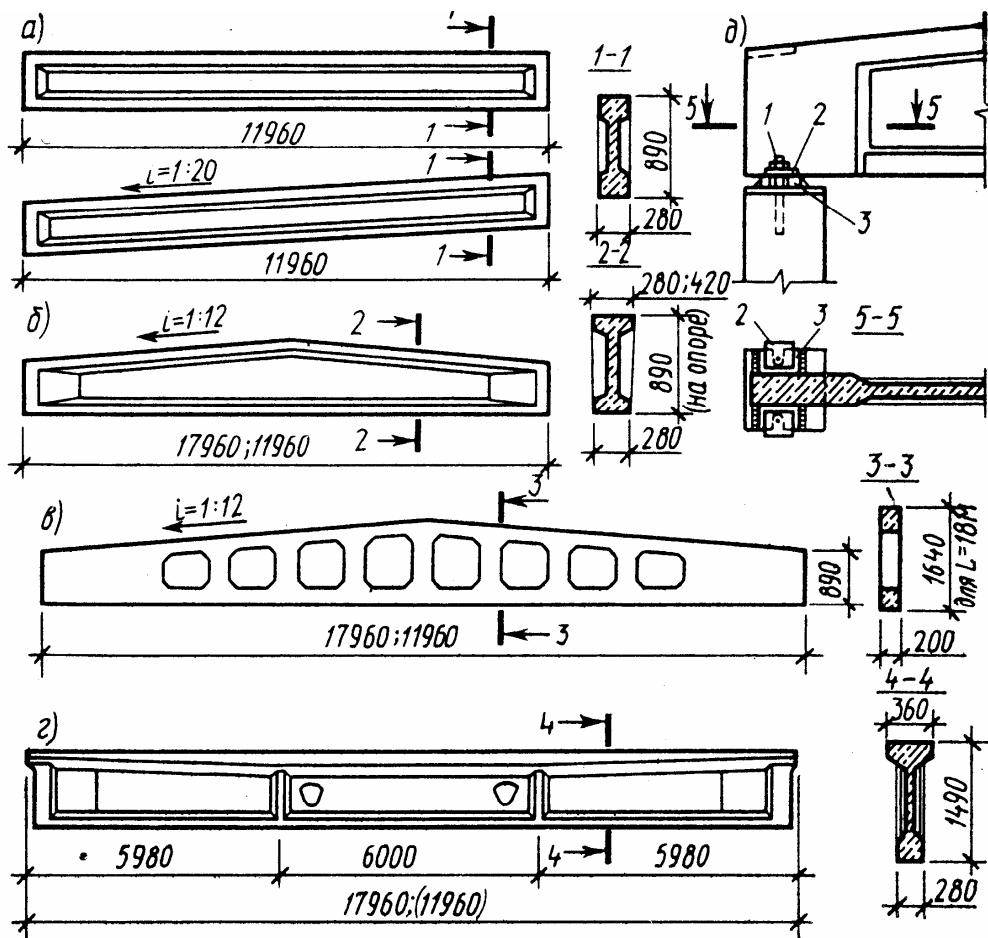


Рис. 77. Железобетонные балки: односкатная (а), двускатная (б, в), горизонтальная (г)  
 1 – анкерный болт; 2 – закладные детали балки; 3 – металлическая пластина для соединения балки с колонной с помощью болтов

Разработаны и выпускаются типовые двускатные балки, которые при пролетах 12 и 18 м имеют постоянную по длине ширину сечения, что упрощает их изготовление. Снижение веса таких балок достигнуто устройством в них сквозных восьмиугольных отверстий разного размера по длине балки (см. рис. 77, в). Этим они напоминают безраскосные фермы.

Железобетонные фермы выпускают с различной формой очертания: сегментной, прямоугольной, трапециевидной двускатной (см. рис. 78).

Узлы верхних поясов, на которые опираются ребра плит покрытия, расположены обычно с шагом, равным 3 м. Ширина сечения всех ферм постоянна по их длине. В последние годы чаще применяют сегментные безраскосные фермы (см. рис. 78, б).

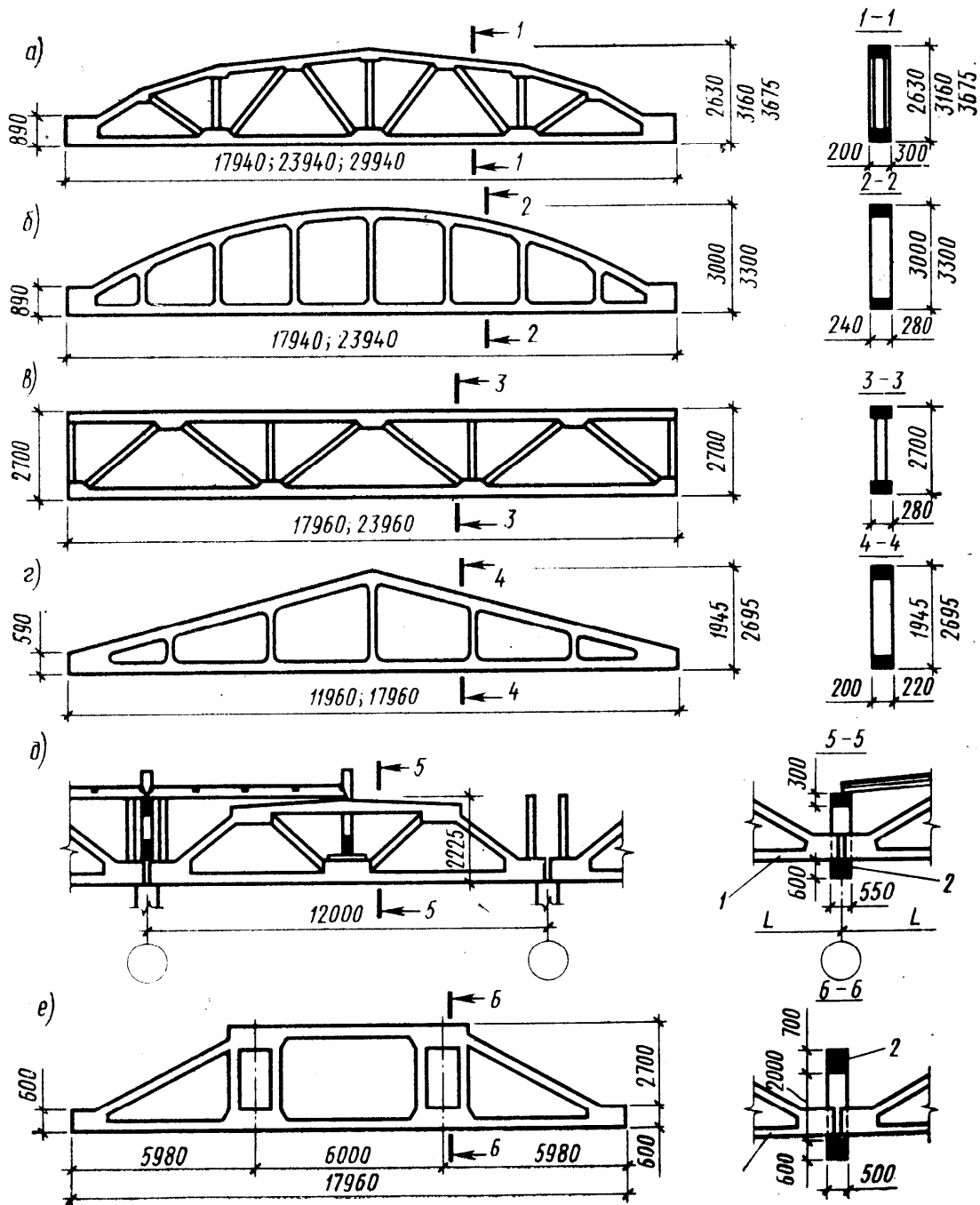


Рис. 78. Железобетонные фермы покрытий:

а – стропильная сегментная; б – то же, безраскосная; в – то же, с параллельными поясами; г – то же, треугольная; д – подстропильная длиной 12 м в эксплуатационном положении; е – подстропильная ферма длиной 18 м ( на сечениях показано опирание на подстропильную ферму стропильных конструкций);

1 – стропильная ферма; 2 – подстропильная ферма

**Второстепенные элементы конструкций покрытий.** Второстепенные элементы конструкций покрытий устанавливаются непосредственно по главным несущим конструкциям (балкам, фермам) и являются несущей основой ограждающих, теплоизолирующих и водоизолирующих материалов покрытия. К этим элементам относятся крупноразмерные плиты, в которых объединены несущие и ограждающие, а в некоторых типах плит и теплоизолирующие функции.

Крупноразмерные плиты имеют следующие номинальные размеры 1,5×6; 3×6; 1,5×12 и 3×12 м. Первые две плиты применяют при шаге ферм 6 м, а две последние – при шаге ферм 12 м.

По способу армирования различают плиты с обычной и предварительно напряженной арматурой.

Предварительно напряженные плиты могут быть армированы: отдельными проволоками с натяжением на упоры стенда; отдельными проволоками или стержнями с натяжением на форму; проволочными прядями с натяжением на упоры стенда или форму.

Армирование пучками целесообразно только для плит размером 1,5×12 и 3×12 м.

Площадь опирания плит на балки, фермы или стены определяется расчетом на местное смятие ребра. Минимальная ширина опоры плит при опирании на стальные конструкции равна 50 мм, на железобетонные конструкции – 80 мм, на каменные стены – 120 мм.

При недостаточной площади опирания плит на каменные стены под опорами плит для распределения давления укладывают железобетонные подушки, размеры которых устанавливают расчетом.

Плиты крепят к главным несущим конструкциям (балкам, фермам) сваркой со стороны продольных ребер и торцов не менее чем в трех углах. Плиты, укладываемые на крайние балки или фермы, приваривают во всех четырех углах. При этом, минимальная длина шва равна 60 мм, а его толщина равна 5 мм.

Для равномерной передачи сейсмических, ветровых и крановых нагрузок на колонны каркаса покрытие из крупноразмерных плит должно обладать жесткостью в своей плоскости. Для обеспечения этой жесткости швы между плитами необходимо замоноличивать путем заполнения их бетоном на мелком гравии. В зданиях, подвергающихся значительным динамическим воздействиям (краны с тяжелым режимом работы, сейсмические нагрузки), кроме заливки швов бетоном, рекомендуется в продольные швы между плитами на опорах укладывать сварные арматурные каркасы и т.п.

*Железобетонные плиты.* Железобетонная плита размером 1,5×6 м состоит из двух продольных ребер высотой 300 мм, поперечных ребер

высотой 140 мм, с расстоянием между ними 1,5 м (номинально) и плоской полки (плиты) толщиной 30 мм (см. рис. 79)

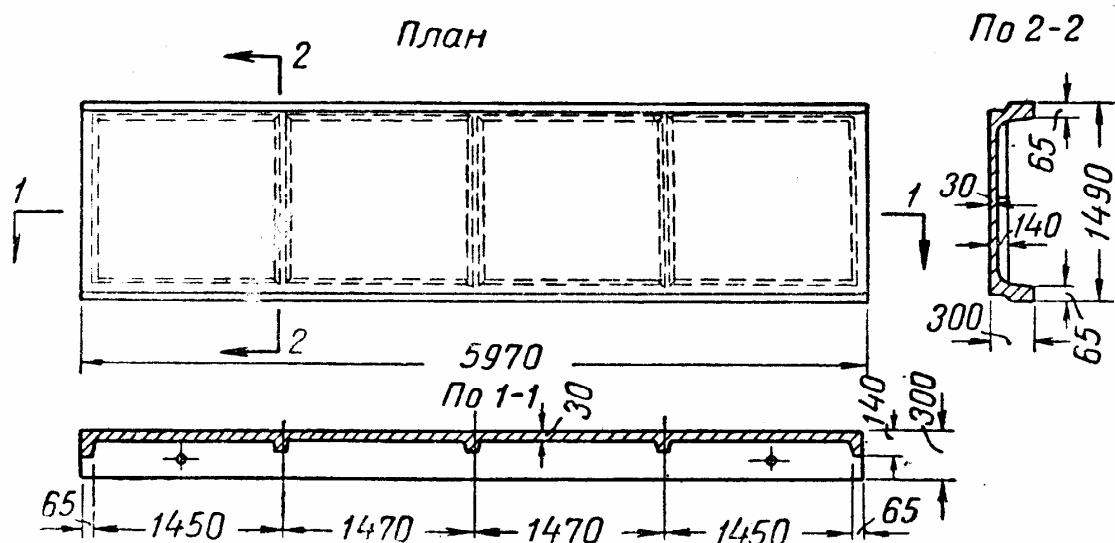


Рис. 79. Конструкция железобетонной плиты размером 1,5×6 м

Полки армируют сварной сеткой из холоднотянутой низкоуглеродистой проволоки. При обычном армировании (без предварительного напряжения) ребра армируют плоскими одиночными сварными каркасами с рабочей арматурой класса А-П. На опорах рабочую арматуру приваривают к анкерам из уголков. Эти анкера при монтаже плит приваривают к закладным элементам в главных несущих конструкциях покрытия. На плиты имеются утвержденный государственный стандарт и типовые чертежи. Плиты 1,5×6 м из предварительно напряженного железобетона имеют ту же конструкцию и те же размеры, что и плиты из обычного железобетона.

*Железобетонные плиты размером 3×6 м.* Железобетонные плиты шириной 3 м (см. рис. 80), по сравнению с плитами шириной 1,5 м, имеют ряд преимуществ: сокращается примерно в два раза число монтажных элементов и, соответственно, уменьшается трудоемкость монтажа; упрощается конструкция и уменьшается вес ферм, имеющих панели длиной 3 м; снижается расход бетона на плиты и заливку швов и т.д., снижается вес покрытия на 30 кгс/м<sup>2</sup>. Поэтому, при наличии возможности изготовления, транспортирования и монтажа железобетонных плит размером 3×6 м следует отдавать предпочтение этим плитам.

*Железобетонные плиты с размерами 1,5×12 и 3×12 м.* Как было показано ранее, такие плиты предназначены для зданий с шагом колонн 12 м и укладываются по фермам, установленным непосредственно на колонны. В этом случае упрощается конструкция покрытия, уменьшается число ферм и количество монтажных элементов. Плиты размерами 1,5×12 м и 3×12 м

изготавливают из предварительно напряженного железобетона. Конструкция плиты  $3 \times 12$  м показана на рис. 81.

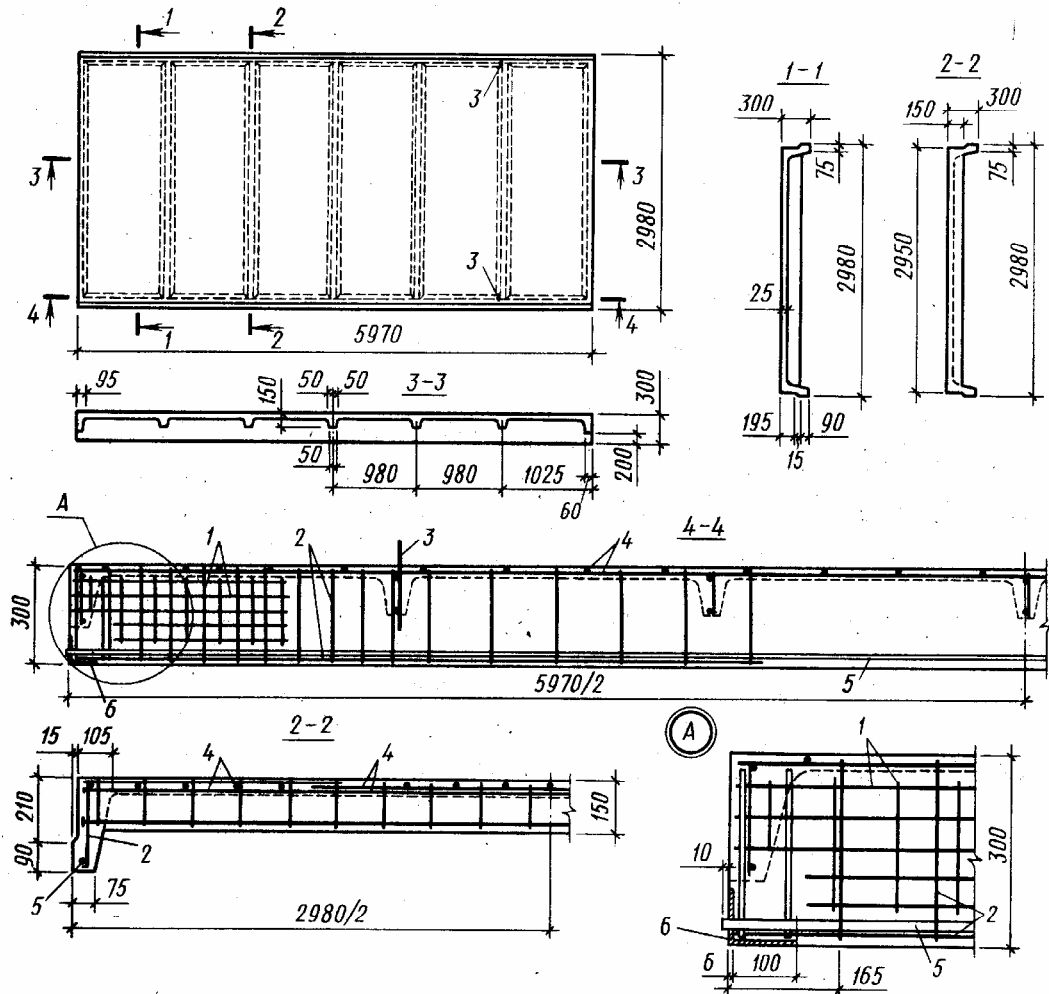


Рис. 80. Конструкция железобетонной плиты размером  $3 \times 6$  м  
 1 – приопорная сетка; 2 – каркас; 3 – петли для подъема; 4 – сетка полки; 5 – предварительно-напряженная арматура; 6 – закладная деталь

**Подкрановые балки.** Сборные железобетонные подкрановые балки широко применяют в практике строительства. Преимущественно при мостовых электрических кранах грузоподъемностью до 50 т со средним и легким режимами работы, а также для монтажных кранов грузоподъемностью до 75 т при шаге колонн равном 6 и 12 м. Сборные подкрановые балки применяют как из обычного, так и из предварительно напряженного железобетона (см. рис. 82).

Балкам из предварительно напряженного железобетона следует отдавать предпочтение, так как они, по сравнению с обычными железобетонными



балками, требуют значительно меньше стали, несколько меньше бетона, а главное, обладают необходимой трещиностойкостью.

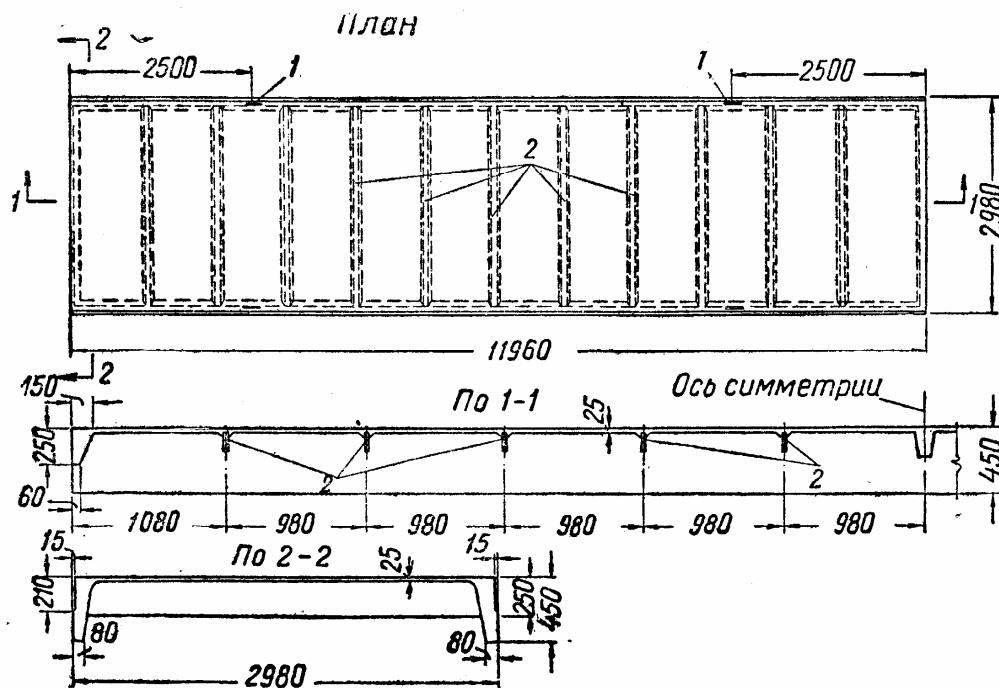


Рис. 81. Конструкция железобетонной плиты размером 3×12 м  
1 – монтажные петли; 2 – поперечные ребра

Сборные подкрановые балки выполняют обычно разрезными. Подкрановые железобетонные балки рекомендуется изготавливать таврового сечения, что усиливает сжатую зону, увеличивает боковую жесткость балок и упрощает устройство съемного кранового пути.

**Крупнопанельные стены.** Применяются в отапливаемых и не отапливаемых (холодных) производственных зданиях. Эти стены располагают перед наружной гранью колонн. Они могут быть самонесущими или навесными (характерно для сейсмических районов).

Стены не отапливаемых зданий собирают обычно из железобетонных ребристых или сплошных панелей.

Панели размером (номинальным) 6х1.2 м или 6х1.8 м предусмотрены для установки на глухих участках стен (П1) или для перемычек (П2). Панели размером 1х1.2 м (П3) используются в углах и торцах зданий, а также, в отдельных случаях, для простенков между оконными и дверными проемами. Панели размером 6х0.9 м (П4) применяют для парапетов и фронтонов торцовых стен. Перечисленные марки стеновых панелей показаны на рис. 83.

При шаге колонн равном 12 м используют стеновые панели с габаритами 12х1.2 м и 12х1.8 м.

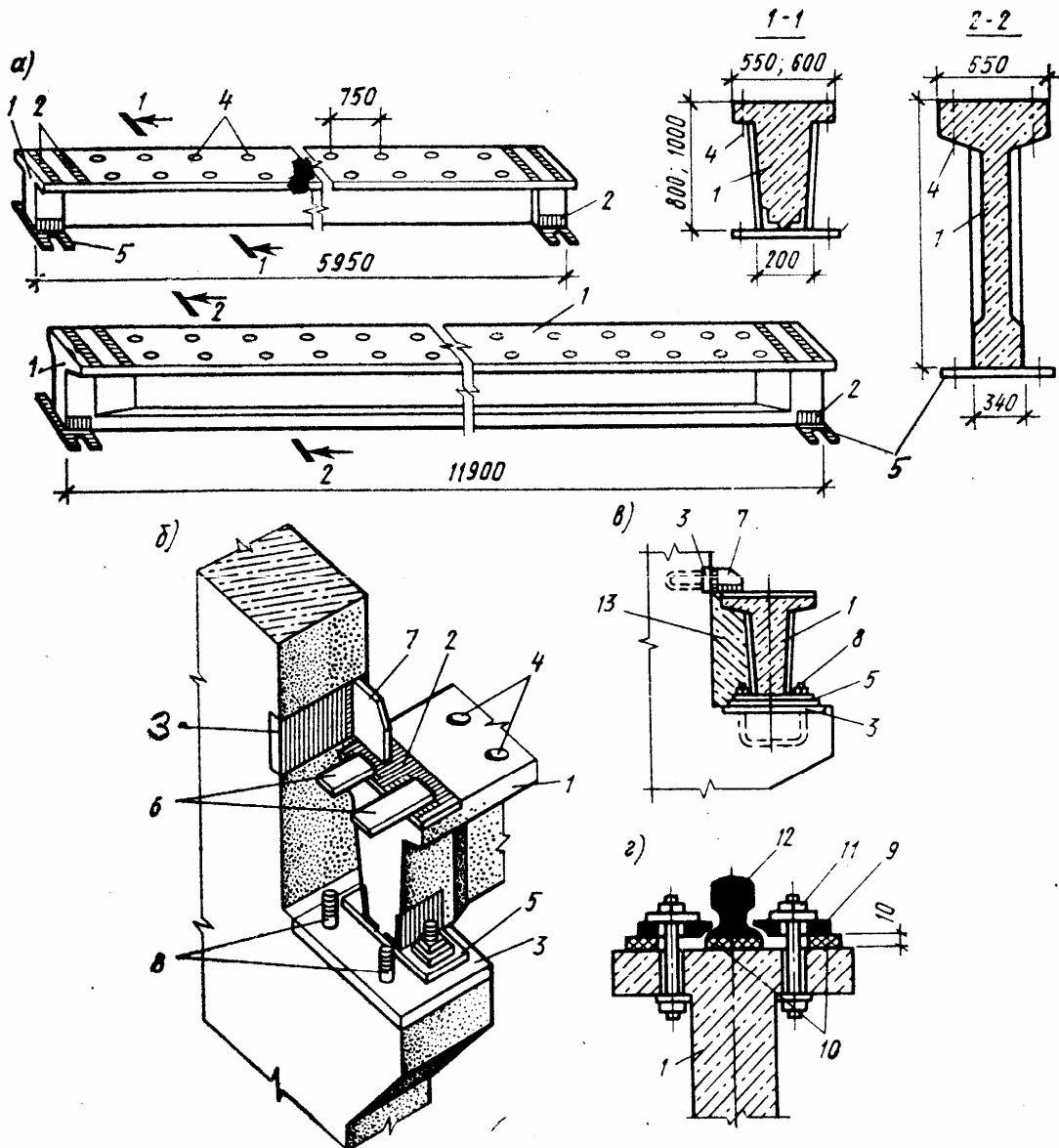


Рис. 82. Железобетонные подкрановые балки (а), узлы их опирания на колонны (б, в) и крепление кранового рельса (г)

1 – подкрановая балка; 2 – закладные детали балки; 3 – то же, колонны; 4 – отверстия для крепления рельса; 5 – опорный лист балки; 6 – стальные пластины для соединения балок; 7 – стальной элемент, соединяющий балку с колонной; 8 – анкерные болты; 9 – лапка; 10 – упругая прокладка; 11 – болт; 12 – рельс; 13 – бетон замоноличивания стыка

Панели для холодных зданий выполняют из тяжелого бетона. Для отапливаемых зданий применяют однослойные стеновые панели из ячеистого или легкого бетона (керамзитобетон, перлитобетон и т.п.). Для условий Восточной Сибири выпускаются панели из керамзитобетона марки

M75 с объемной массой в сухом состоянии равной  $1100 \text{ кгс/м}^3$ , толщиной 200, 300 и 360 мм.

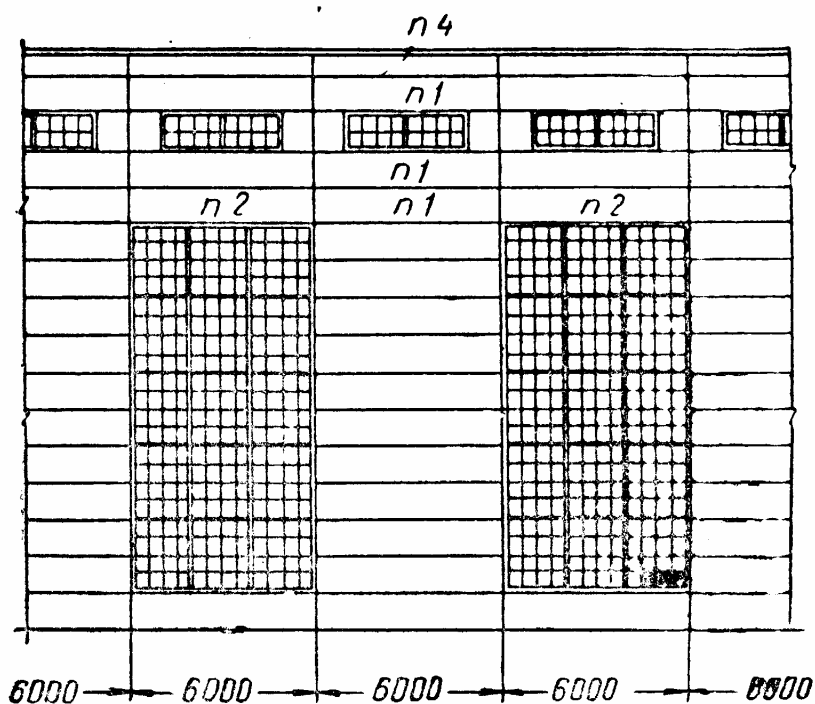


Рис. 83. Пример решения фасада производственного здания с наружными панельными стенами и с окнами шириной 6 м

Панели армированы двумя сетками из низкоуглеродистой проволоки, расположенными у боковых поверхностей, а также по контуру плоскими сварными каркасами из арматуры класса А-III.

Крепление панелей к колоннам каркаса принято болтовым или на анкерах. При этом один конец болта или анкера, имеющий крюк, закрепляется за выпуск арматуры, расположенный в пазе верхней грани панели. Другой конец анкера или болта крепится к колонне: болт – с помощью гайки, анкер – на сварке.

**Фундаментные балки.** Фундаментные балки под несущие стены применяют в связи с наличием столбчатых фундаментов и отсутствием ленточных фундаментов. Поскольку глубина заложения столбчатых фундаментов обычно превышает 1.2 м, опирание стен на фундаментные балки является типовым решением. Помимо экономических, такое решение имеет и эксплуатационные преимущества, например, упрощается устройство под стенами различных подземных коммуникаций (тоннелей, каналов и т.п.).

Фундаментные балки устанавливают на набетонки из монолитного бетона, бетонируемые на плитах столбчатых фундаментов. Поскольку шаг

колонн по наружному ряду принимают 6 м, фундаментные балки легко поддаются типизации.

Форма поперечного сечения фундаментных балок может быть трапециевидная или тавровая.

Длина фундаментных балок может быть равна 6 м (номинальная). При расположении верха фундамента колонны на 150 мм ниже отметки чистого пола (в соответствии с требованиями производства работ с законченным нулевым циклом) длина фундаментной балки уменьшается на 1 м.

**Обвязочные балки.** Помимо фундаментных балок, в производственных зданиях широкое применение находят так называемые обвязочные балки. Они предназначены для восприятия нагрузки от стен в местах изменения высот в параллельных пролетах здания, в местах примыкания продольных пролетов к поперечным. А также при высоких самонесущих стенах, когда по условиям прочности и устойчивости необходимо в верхней зоне стены стену опереть на балку. В этом случае, обычно, над верхним ярусом окон устанавливают обвязочную балку и она является одновременно перемычкой. Обвязочные балки имеют прямоугольную форму с выступом в нижней зоне для укладки кирпича или бетонных камней для утепления балки.

## 5.2. Многоэтажные здания

**Особенности проектирования многоэтажных производственных зданий.** Многоэтажные здания предназначены для размещения в них производств, технологический процесс которых осуществляется по вертикальной схеме, либо производств с относительно легким технологическим оборудованием. Эти здания возводят также при ограниченных размерах территории, при застройке в черте города и т.п.

*Двухэтажные здания.* Особенность двухэтажных зданий состоит в том, что большие пролеты второго этажа позволяют размещать подвесные или мостовые краны, использовать для освещения верхний свет и т.д., то есть реализовывать все положительные особенности одноэтажных зданий. Тяжелое оборудование устанавливается на высоких фундаментах или на уровне 1-го этажа, но обслуживается оно главным образом на уровне 1-го этажа. На междуэтажном перекрытии располагают только легкое оборудование. Технологический же процесс осуществляется горизонтально, как это принято в одноэтажных зданиях. Все это, вместе взятое, и составляет специфику двухэтажных зданий. Вместе с тем, по сравнению с одноэтажными зданиями, площадь застройки сокращается на 30-40 %. По совокупности всех затрат двухэтажные здания оказываются экономичнее одноэтажных. Поэтому, если позволяет технология производства, целесообразно отдавать предпочтение двухэтажным зданиям.

Сетки колонн в этих зданиях применяют чаще всего укрупненные, квадратные (9×9 или 12×12 м). В верхних этажах применяют либо эту же сетку, либо ее еще более укрупняют (18×18, 24×24 м).

Конструктивные решения и элементы покрытий двухэтажных зданий аналогичны решениям и элементам одноэтажных зданий. Междуэтажные перекрытия двухэтажных зданий выполняют обычно из элементов многоэтажных производственных зданий. Таким образом, двухэтажные здания занимают как бы промежуточное положение между многоэтажными и одноэтажными зданиями. Их выделяют в отдельную группу – двухэтажных производственных зданий. При этом, к многоэтажным зданиям условно относят здания в три и более этажей.

*Многоэтажные здания.* К этим зданиям относят такие здания, все этажи которых имеют одинаковую сетку колонн и постоянную высоту всех этажей. За исключением, при необходимости, первого. Эти здания унифицированы, что позволяет обеспечить использование методов индустриального строительства. Приняты три основных размера высот этажей: 3,6; 4,8 и 6 м. Высота первого этажа, в котором может располагаться транспортное оборудование, принята равной 7,2 м. Высота верхнего этажа, при наличии подвешенного крана и при пролете 18 м, равна 7,2 м. При наличии мостового крана и при пролетах 18 и 24 м, высота верхнего этажа, соответственно равна 8,4 и 10,8 м.

Установлены предельные грузоподъемности кранов: подвесных - до 5 т, мостовых – до 150 т. Шаг колонн принят единым, равным 6 м. Сетка колонн на всех этажах принята  $6 \times n$  м (здесь  $n$  – число пролетов, которое принимается равным 2-10 для шестиметровых пролетов).

Многоэтажным зданиям обычно придается простая форма плана. При значительной длине здания оно разбивается на температурные отсеки, длина которых не превышает 60-72 м для отапливаемых зданий и 48 м – для неотапливаемых. Унифицированные схемы в пределах температурного отсека не изменяются. При блокировке многоэтажных зданий с одноэтажными или с многоэтажными отсеками зданий устраиваются деформационные швы. Таким образом, каждый отсек статически автономен.

Применительно к унифицированным схемам разработаны каталоги сборных изделий каркасов. Это позволяет проектировать и возводить многоэтажные производственные здания индустриальными методами.

**Основные типы каркасов многоэтажных производственных зданий.** Каркасы многоэтажных производственных зданий выполняются в сборных железобетонных конструкциях. Сталь для этих зданий применяется реже, например, при значительных или динамических нагрузках, при строительстве в труднодоступных районах и т.п.

Основным типом каркасов многоэтажных зданий являются каркасы с балочными перекрытиями. Балочные перекрытия хорошо унифицируются и

состоят из двух элементов – плит и ригелей. При изменении величины пролетов изменяется только один элемент – ригель. При этом тип плиты обычно не меняется.

Это обстоятельство обеспечило балочным каркасам преимущественное применение в многоэтажных производственных зданиях (см. рис. 84).

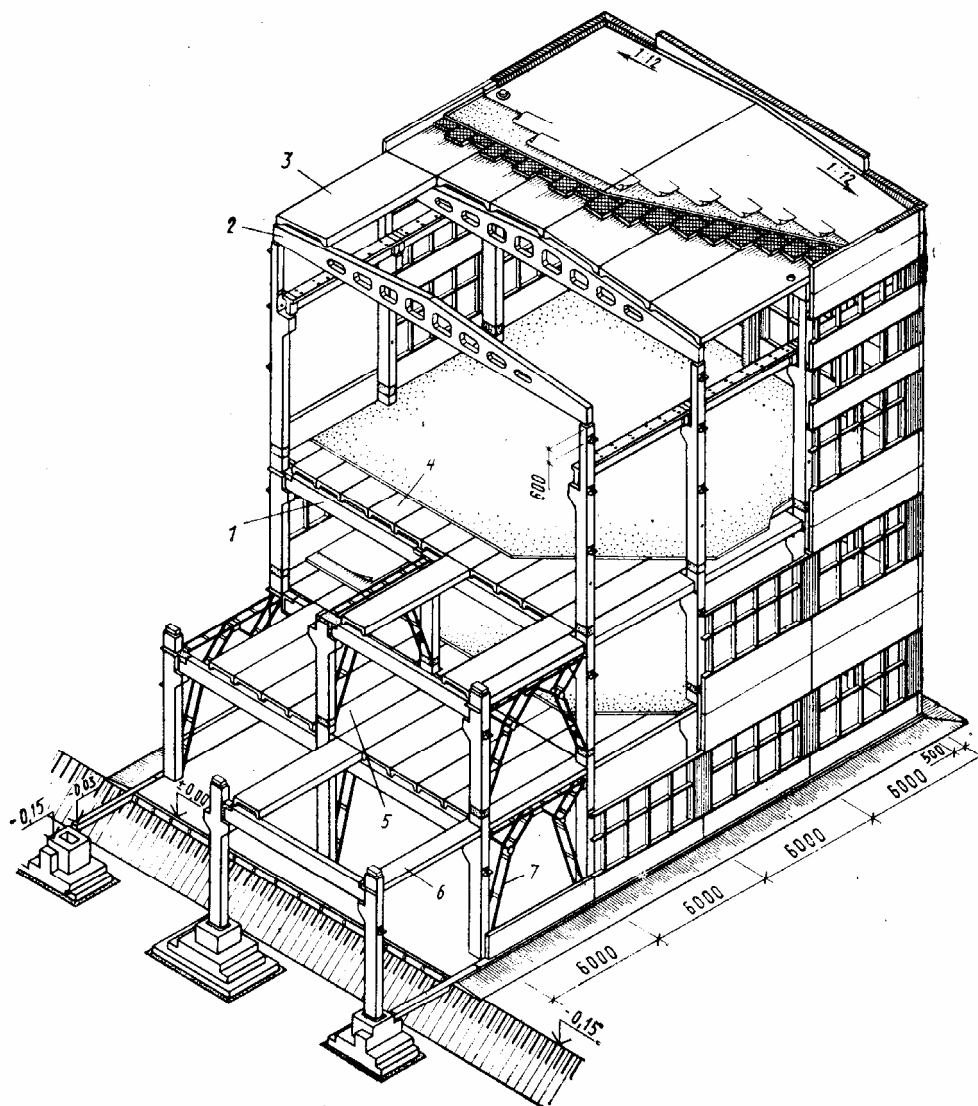


Рис. 84. Многоэтажное производственное здание с балочным каркасом из сборных железобетонных конструкций

1 – ригель (балка) перекрытия; 2 – ригель (балка) покрытия; 3 – плита покрытия; 4 – плита перекрытия; 5 – плита-распорка средняя; 6 – плита-распорка крайняя; 7 – продольные металлические связи

Для сборных производственных зданий с сеткой колонн 6×6 м (существуют также и другие сетки, которые мы в данной работе не

рассматриваем) при нормативных нагрузках на перекрытия до 2500 кгс/м<sup>2</sup> разработан каталог сборных железобетонных конструкций по сериям ИИ20 и ИИС20 (для сейсмических районов).

*Каркас.* Каркасы многоэтажных зданий (см. рис. 85) состоят из ряда

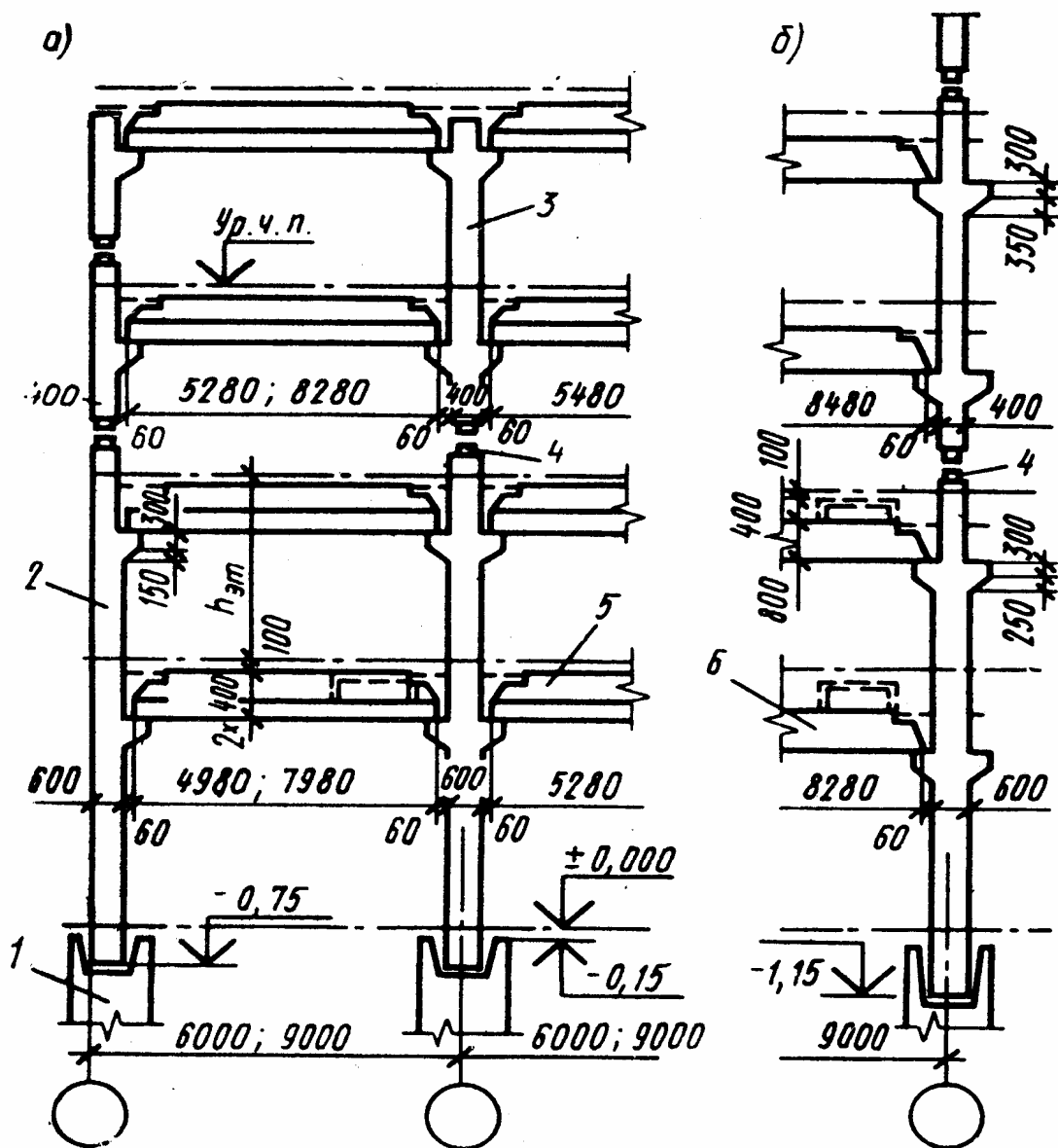


Рис. 85. Каркас многоэтажного производственного здания при ригелях с полками (а) и прямоугольных (б)

- 1 – фундамент; 2 – крайняя колонна; 3 – средняя колонна;
- 4 – стык колонн; 5 – ригель с полками для опирания плит;
- 6 – ригель без полок (опирание плит сверху).

поперечных многоэтажных рам с жесткими узлами колонн и ригелей (см. рис. 86, а, б) и с жесткой заделкой колонн в фундаментах, что обеспечивает

устойчивость здания в поперечном направлении. Устойчивость здания в продольном направлении обеспечивается установкой стальных порталных (необходимо для проходов) связей, располагаемых в плоскостях продольных рам в серединах температурных отсеков. Для каркасов серии ИИС20 связи не устанавливают, а продольную жесткость обеспечивают за счет жестких стыков с колоннами плит-ригелей, расположенных вдоль продольных рядов колонн. Для этого из плит-ригелей устраивают выпуски арматуры, соединяемые ванной сваркой с выпусками арматуры из колонн.

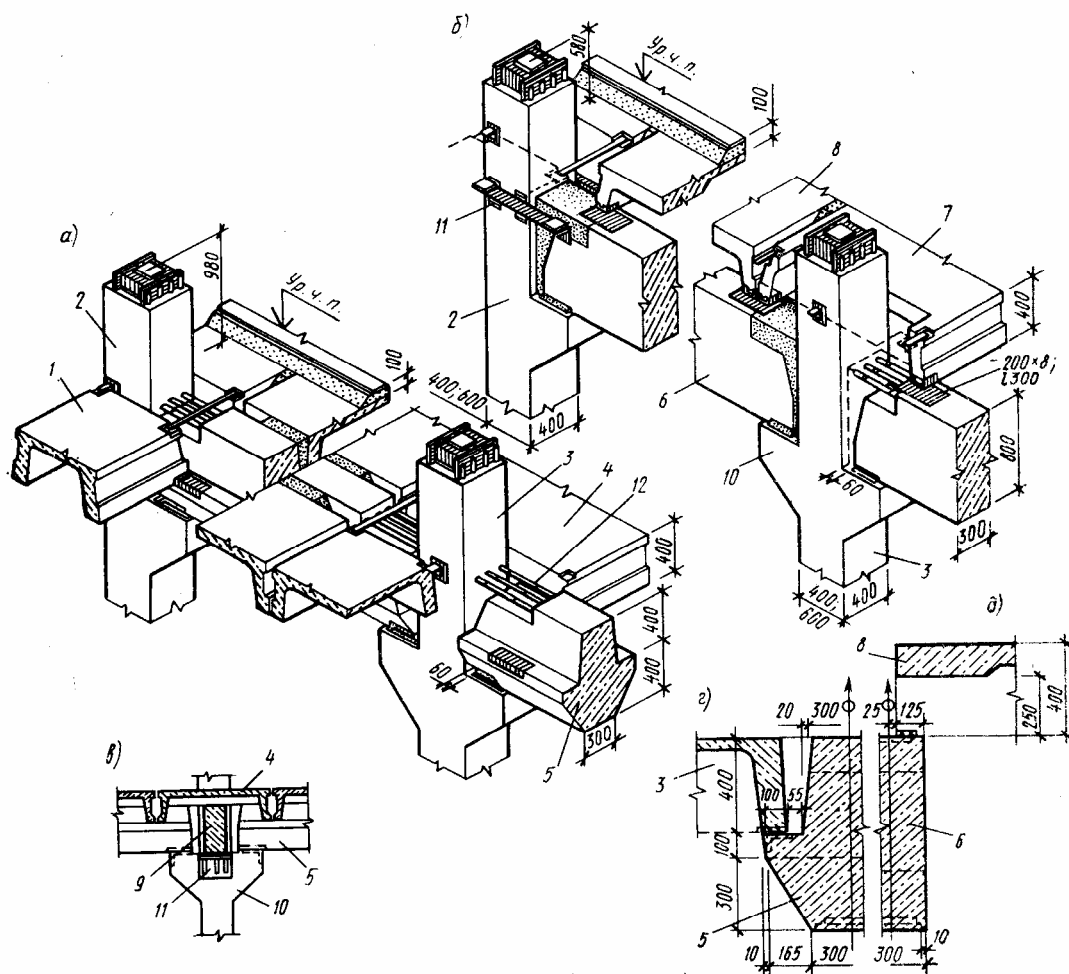


Рис. 86. Крайний и средний узлы поперечных рам:

а – при опирании плит типа 1 на полки ригелей; б – при опирании плит типа 2 на ригели сверху; в – опирание продольного ригеля; г – опирание плит по типу 1; д – опирание плит по типу 2

1 – крайняя плита-распорка типа 1; 2 – крайняя колонна; 3 – средняя колонна; 4 – рядовая плита типа 1; 5 – ригель с полками; 6 – прямоугольный ригель; 7 – средняя плита-распорка типа 2; 8 – рядовая плита типа 2; 9 – продольный ригель; 10 – консоль колонны; 11 – столик для опирания плиты; 12 – коротыши



Унифицированным габаритным схемам производственных зданий соответствует определенный набор основных конструктивных элементов каркаса – колонн, ригелей и т.п.

*Колонны.* Колонны унифицированного каркаса подразделяют на крайние и средние, на колонны нижних, верхних и промежуточных этажей. Они имеют консоли для опирания ригелей. Причем, вынос консолей у всех колонн одинаков. Для сокращения трудозатрат на монтаже колонны изготавливают двух- и трех этажными, а также одноэтажными для верхних этажей. Монтажный стык устраивается на 1 м выше верха ригеля. Сечения всех колонн одинаковы и равны 0,4×0,6 м. Длина колонн соответствует высоте этажей, принятой в габаритных схемах.

*Ригели.* Ригели перекрытий имеют два типа поперечных сечений: с полками и без них. Ригели устанавливаются на консоли колонн и соединяются с колоннами сваркой арматуры и закладных деталей с замоноличиванием. Высота всех ригелей одинакова и равна 0,8 м. Длина ригелей определяется пролетом, их расположением в конструктивной схеме каждой из поперечных рам здания (крайнее, среднее) и размерами колонн (0,4 и 0,6 м), к которым они примыкают. Ширина всех ригелей единая и равна 0,3 м (см. рис. 86).

*Плиты.* Плиты перекрытий ребристые, двух типов: типа 1 – плиты, укладываемые на полки ригелей; типа 2 – плиты, укладываемые на верхние грани ригелей. Второй вариант опирания плит менее выгоден, так как приводит к увеличению общей высоты перекрытия на 0,4 м. Этот вариант применяют при больших сосредоточенных нагрузках от крупногабаритного провисящего оборудования.

Плиты типа 1 имеют два номинальных размера по ширине – 1500 и 750 мм и два номинальных размера по длине – 5550 и 5050 мм. Укороченные плиты укладывают по всей ширине здания в двух местах – в его торцах и в местах температурных швов. Плиты номинальной ширины 750 мм предназначены только для укладки у продольных стен здания. Эти плиты, а также плиты шириной 1500 мм, симметрично укладываемые относительно осей средних колонн, являются распорками между колоннами.

Плиты перекрытий типа 2 отличаются от плит типа 1 только расположением и размерами торцевых ребер. Отступы ребер от краев плиты позволяют делать вырезы в полках в местах примыкания к колоннам. Пониженная высота ребра позволяет образовать сплошную «щель» над ригелем высотой 250 мм для пропуска коммуникаций. Плиты типа 2 имеют только один номинальный размер по длине – 5950 мм. Предусмотрено, что у продольных стен укладывают доборные плиты шириной 750 мм типа 1 (на стальные столики, привариваемые к закладным деталям колонны).

Плиты перекрытий крепят к ригелям и между собой сваркой закладных стальных деталей и заливают бетоном. Данные мероприятия обеспечивают

жесткость перекрытий в их плоскости, чтобы перекрытия распределяли горизонтальные нагрузки между колоннами каркаса более равномерно.

Подкрановые балки, балки и фермы покрытий принимаются те же, что и для одноэтажных зданий.

Существуют, кроме рассмотренных, также и другие типовые серии конструктивных элементов, например, изделия серии 1.020.1 – 83, в которой использованы унифицированные сборные изделия гражданского и промышленного строительства.

## Глава 6. Мосты

### 6.1. Общие сведения о мостах

**Основные виды мостов.** Мостом называется сооружение, обеспечивающее пропуск транспортной магистрали над препятствием.

Мостовой переход включает в себя мост и комплекс связанных с ним сооружений: насыпь подхода, регулирующие сооружения, направляющие водный поток, и берегоукрепительные устройства (см. рис. 87).

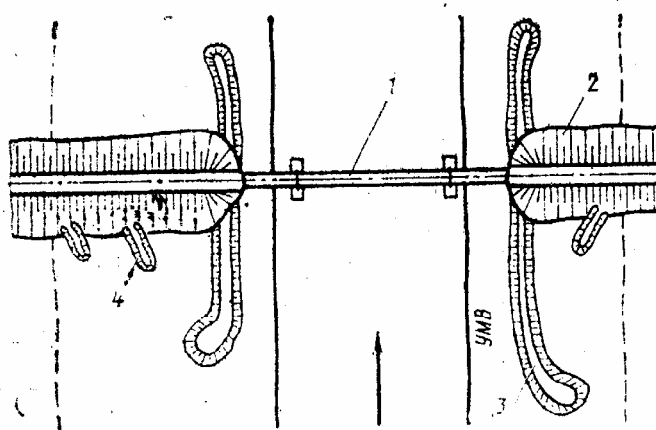


Рис. 87. Мостовой переход

1 - мост; 2 - насыпь подхода; 3 - струенаправляющая дамба;  
4 - траверса

Мостовое сооружение (см. рис. 88) состоит из береговых опор, промежуточных опор и пролетных строений, перекрывающих пространство между опорами и передающих вес от нагрузок через опоры на грунты основания. По пролетным строениям уложено мостовое полотно, по которому осуществляется движение транспортных средств.

Важнейшими размерами моста являются следующие параметры: отверстие моста  $L_o$  - сумма пролетов в свету по средней линии между уровнем межени вод (УМВ) и уровнем высоких вод (УВВ), высота моста  $H$  от УМВ до поверхности проезда, свободная высота под мостом  $H_o$  между УВВ и низом пролетного строения, строительная высота  $h$  от подошвы рельса (проезжей части) до низа пролетного строения.

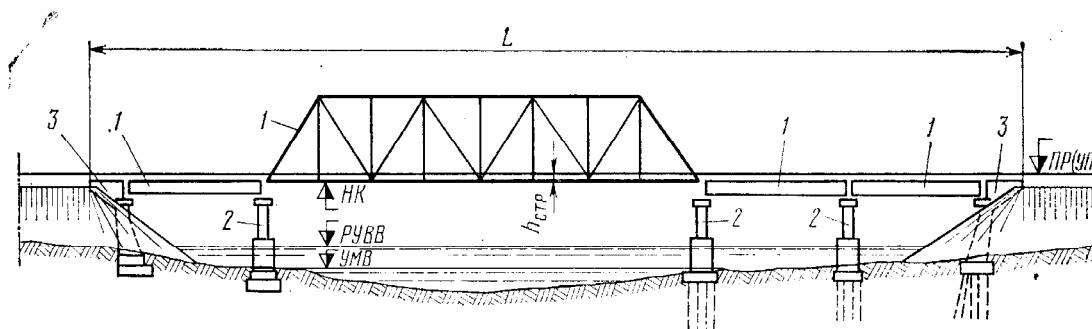


Рис. 88. Схема моста

$L$  - длина моста,  $h_{\text{стр}}$  - его строительная высота  
 1 - пролетное строение; 2 - промежуточные опоры (быки);  
 3 - концевые опоры (устои)

Приводимая ниже классификация мостов иллюстрируется фотографиями и расчетными схемами характерных сооружений и производится по следующим признакам.

По назначению - на железнодорожные, автодорожные, городские, пешеходные, совмещенные (для железнодорожного и автомобильного транспорта) и специальные для трубопроводов и других коммуникаций).

По статической схеме и характеру работы под нагрузкой - на балочные разрезные, консольные и неразрезные (рис. 89); рамные (рис. 90); арочные (рис. 91); вантовые (рис. 92); висячие (рис. 93); комбинированные (рис. 94).

По виду преодолеваемого препятствия - на собственно мост (пересечение водотока) (см. рис. 89), путепровод (пропуск одной транспортной магистрали над другой) (рис. 95), виадук (пересечение ущелья, оврагов, глубоких долин) (рис. 96), эстакады (взамен насыпи в городах (рис. 97), на болотах).

По расположению уровня проезда относительно несущей конструкции пролетного строения - на с ездой поверху (см. рис. 91), понизу (рис. 98) и посередине (рис. 99).

По материалу - на деревянные, каменные, бетонные, железобетонные, металлические, комбинированные (стале-железобетонные и др.).

К особой группе мостов относятся - разводные, в которых пролетное строение в судоходном пролете приходит в движение для пропуска судов, подъемные, раскрывающиеся, поворотные (рис. 100) и наплавные мосты (см. рис. 101), которые применяются в качестве временных на летний сезон для пропуска транспортных средств через реки и акватории. На зимний период наплавные мосты разбираются.

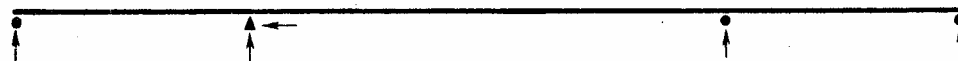


Рис. 89. Балочное неразрезное пролетное строение моста через водоток

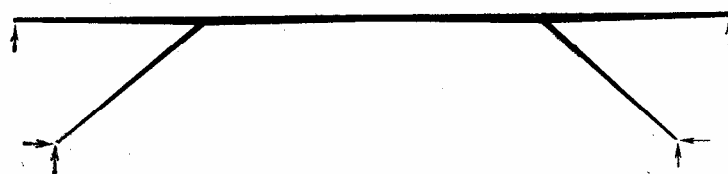
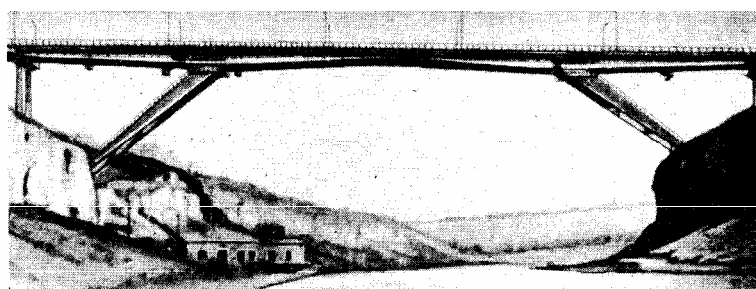


Рис. 90. Рамный мост ("бегущая лань")

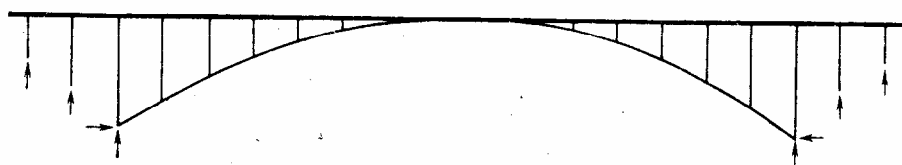


Рис. 91. Арочный мост с ездой поверху

92

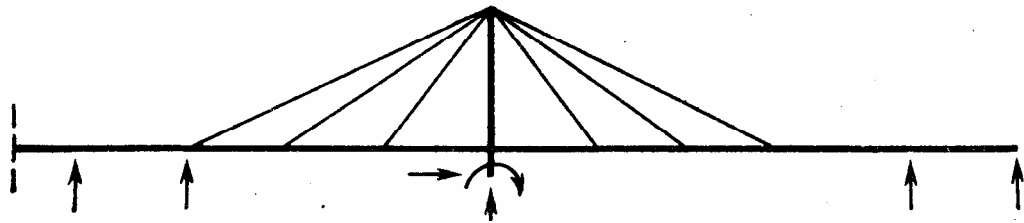
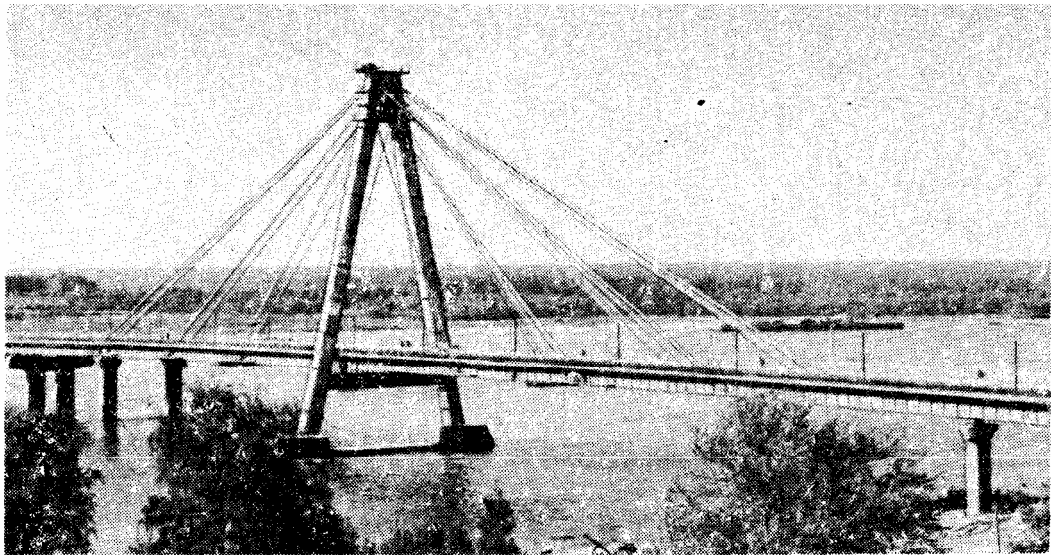


Рис. 92. Вантовый мост

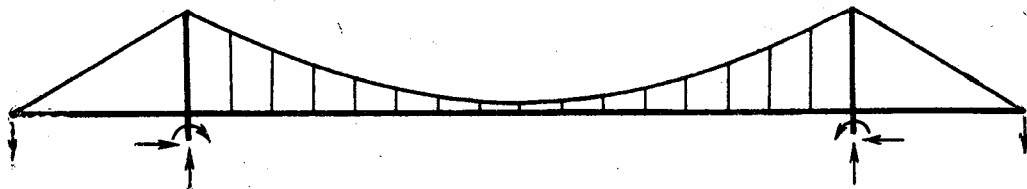
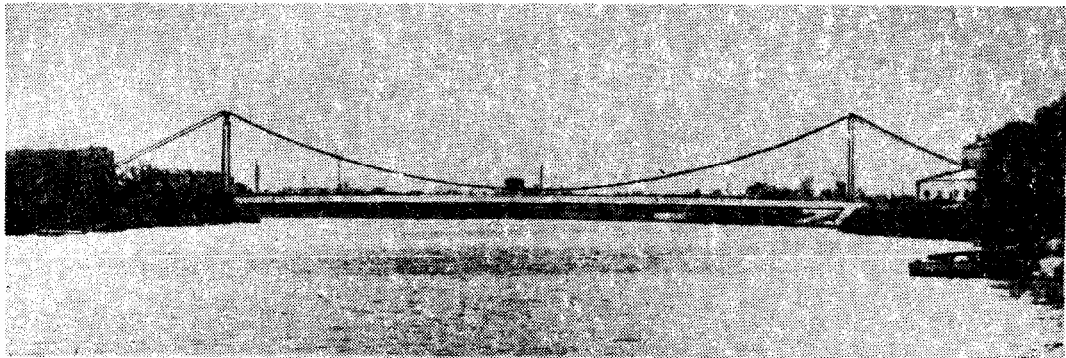


Рис. 93. Висячий мост

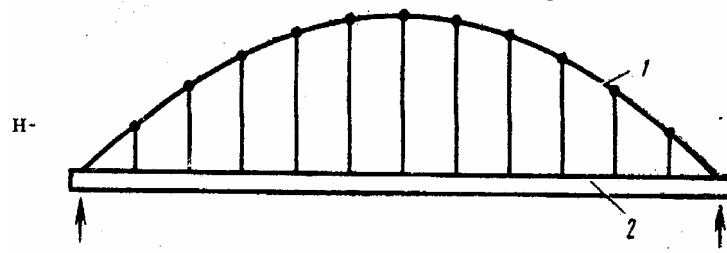


Рис. 94. Пролетное строение комбинированной системы  
1 - гибкая арка; 2 - балка жесткости

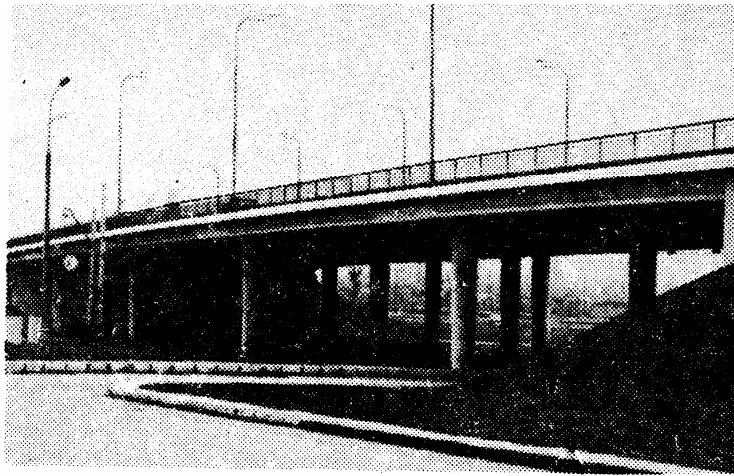


Рис. 95. Путепровод

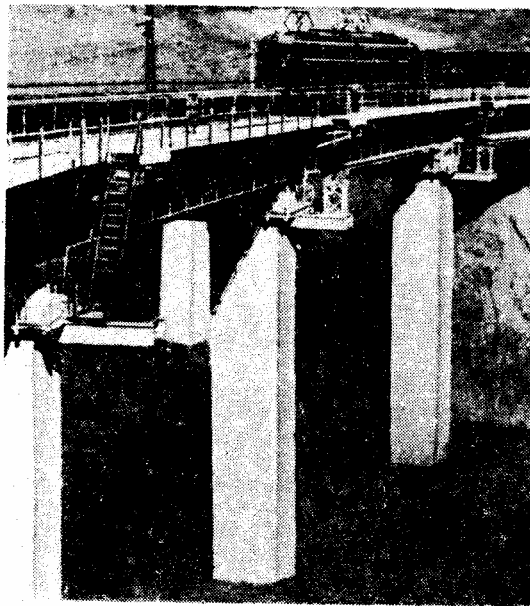


Рис. 96. Виадук

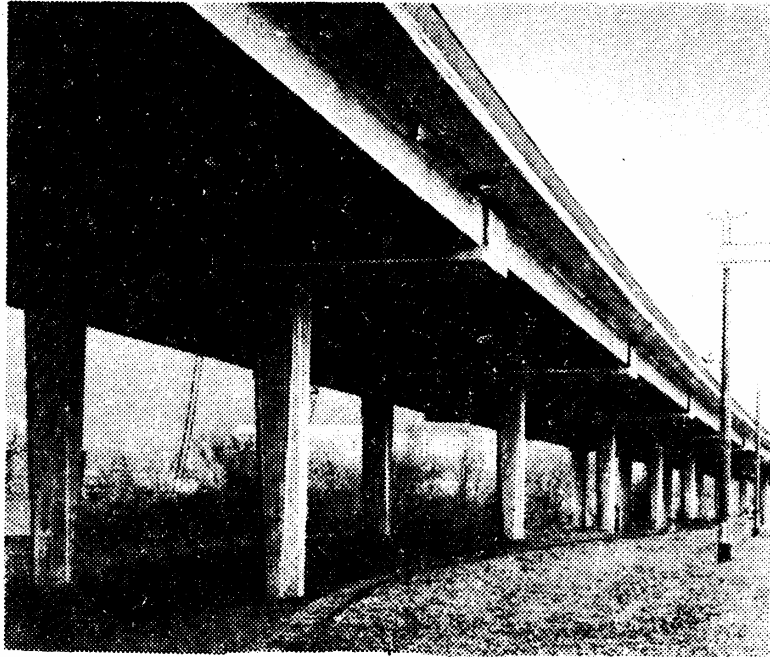


Рис. 97. Эстакада

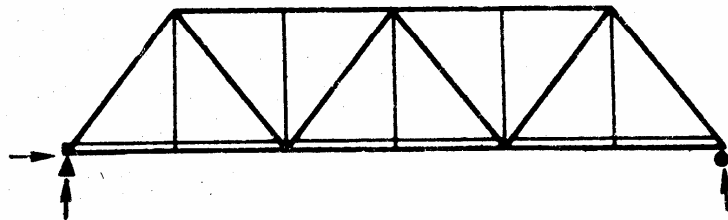
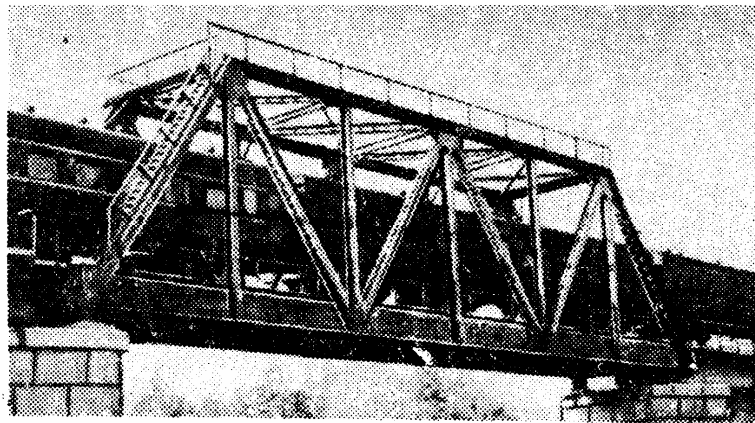


Рис. 98. Пролетное строение с ездой понизу



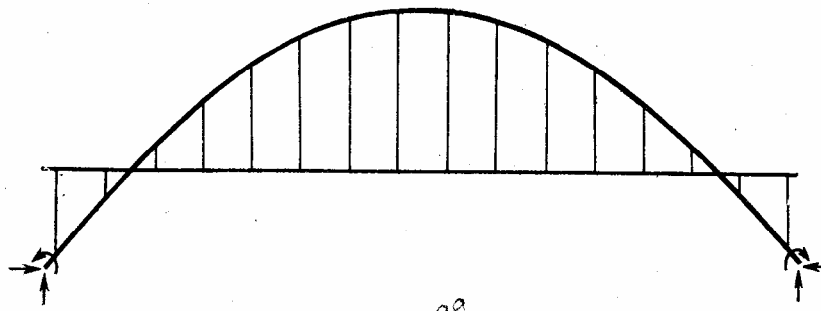
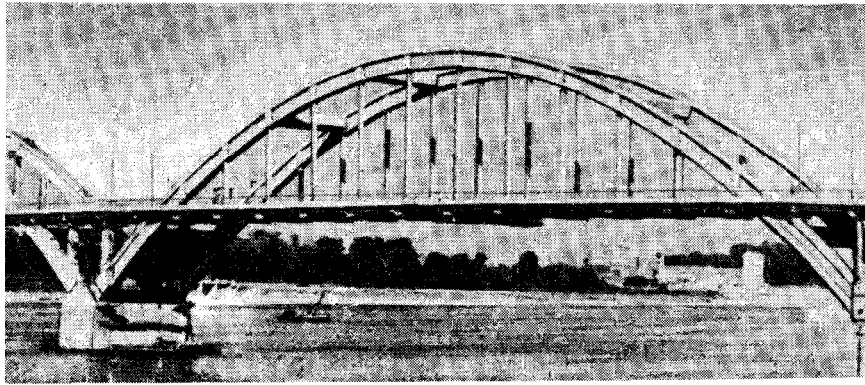


Рис. 99. Пролетное строение с ездой посередине

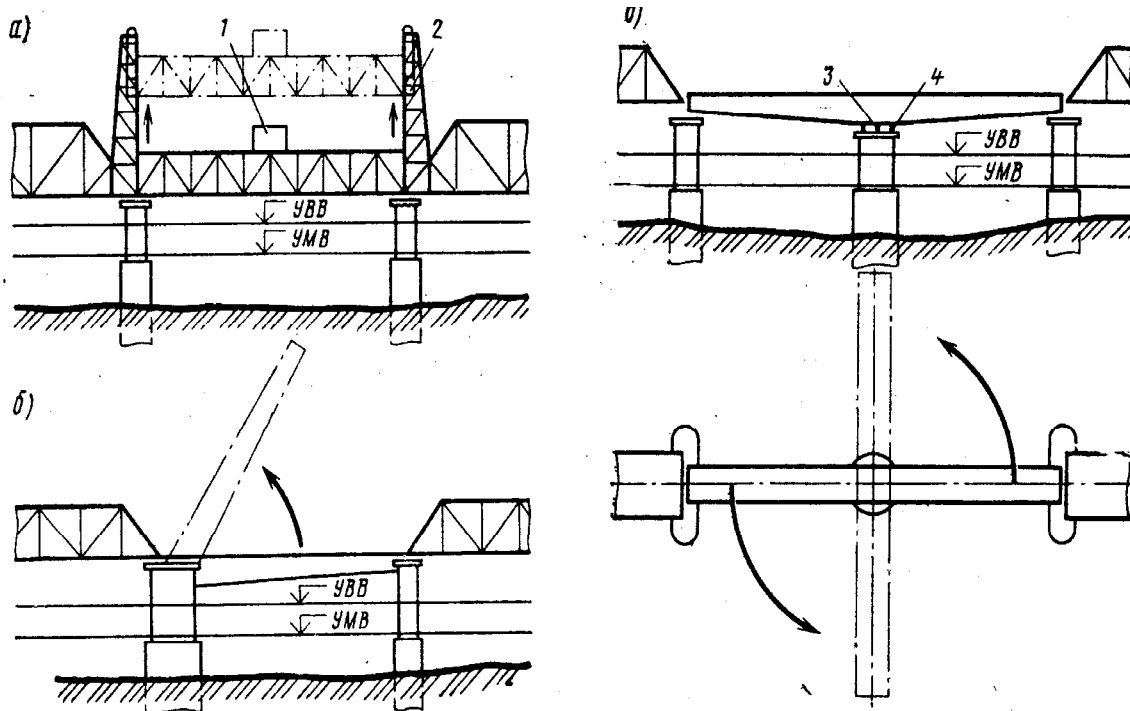


Рис. 100. Разводные пролетные строения  
 а - подъемное; б - раскрывающееся; в - поворотное  
 1 - помещение для операторов механизмов; 2 - противовес;  
 3 - опорная пята; 4 - катки

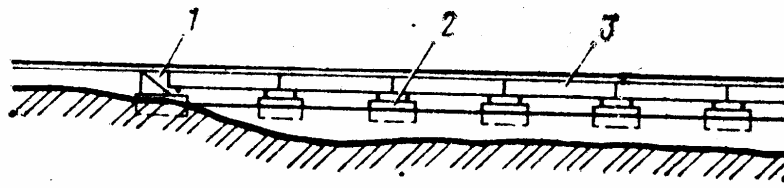


Рис. 101. Наплавной мост  
1 - клеточный устой; 2 - плашкоут; 3 - пролетное строение

**Краткий исторический очерк развития мостостроения.** История развития мостостроения показывает прямую зависимость применяемых схем и конструкций мостов от уровня развития производительных сил общества.

Еще до начала нашей эры применяли дерево, камень, свойства которых использовали при строительстве мостов. С развитием металлургии стали строить мосты из чугуна, сварочного, а затем литого железа, углеродистых, высокопрочных легированных сталей.

Появились выдающиеся по размерам и смелости решений мосты балочные и арочные с решетчатыми фермами пролетных строений, вантовые и висячие мосты пролетами свыше километра. Производство портландцемента, цементов высоких марок вызвало развитие железобетонных, а впоследствии преднапряженных мостов, отличающихся своими схемами и размерами.

Развитие схем и конструкций мостовых сооружений требовало создания теории и методов расчетов, обеспечивающих их надежность и долговечность. Назначение размеров сооружений по интуиции и с использованием эмпирических методов проектирования сменилось применением расчетов, разработанных на основе экспериментально проверенных теорий.

В исторических документах сохранились данные о построенных задолго до начала н. э. деревянных мостах балочной системы через Босфор (515 г. до н. э.) и р. Евфрат (2000 лет до н. э.) на свайных и каменных опорах. Римлянами в 103 г. до н. э. был построен деревянный арочный мост через р. Дунай (мост Трояна) из 21 пролета с длиной пролета по 36 м. В древней Руси до XV в. строили только деревянные мосты. В 12-14 веках были построены мосты через реки Днепр в Киеве, Волгу в Твери, Дон, Волхов в Новгороде. Впервые в мостостроении были применены «город-ни» - прототипы современных ряжевых опор, срубленных из бревен, впоследствии замененных свайными опорами.

Следует упомянуть о проекте деревянного арочного моста через р. Неву пролетом 140 сажен (около 300 м), созданном И.П. Кулибиным в конце 18-го

века. Он произвел экспериментальную проверку принятых в проекте конструкций и размеров на модели моста в 1/10 натуральной величины. Проект моста и испытание модели в то время высоко оценил академик Эйлер.

В 19-м веке в больших мостах применяют деревянные пролетные строения с решетчатыми фермами. Американский инженер Гау проектировал фермы с крестовой решеткой, применяя эмпирический без определения усилий в элементах метод проектирования. При строительстве железной дороги Москва - Петербург инженер Д.И. Журавский впервые разработал теорию расчета таких конструкций, что позволило ему технически обоснованно спроектировать и построить мосты с неразрезными пролетными строениями с пролетами до 61,2 м (мост через р. Мету и др.) с существенными изменениями конструкции ферм Гау. Такие пролетные строения теперь носят название «пролетные строения с фермами Гау - Журавского».

Каменные мосты начали строить в Римской империи, имеющей развитую сеть дорог. Интуитивно принимали своды небольших пролетов полуциркульного очертания, опирающихся на толстые каменные опоры (быки). По мере развития производительных сил и торговли в феодальном обществе каменные мосты получили дальнейшее развитие, особенно в Италии и на юге Франции. В 1377 г. был построен мост пролетом 72,25 м.

Каменные мосты сооружали на Кавказе, чему способствовало наличие хорошего местного материала. По сравнению с римскими мостами они отличались своими изящными формами и смелостью решений. Вместо полуциркульных массивных форм применялись тонкие пологие своды с близким к параболическому очертанием.

На Руси каменные мосты не получили широкого распространения. В 16-м веке был построен ряд небольших мостов через р. Неглинку и канал близ Кремля. В 17-м веке было закончено строительство Большого Каменного моста через р. Москву, замененного в 1859 г. новым с металлическими арками. А в 1938 г. на этом месте был построен однопролетный мост с металлическим арочным пролетным строением, до настоящего времени носящий название Большой Каменный мост. В конце 18-го века на ряде шоссежных дорог были построены взамен деревянных - каменные мосты с небольшими пологими сводами и относительно тонкими быками.

В 19-м веке начали применять металлические мосты арочных и висячих систем вначале из чугуна, затем - из сварочного железа. Уже в 1826 г. был построен висячий мост через Менайский залив с пролетом 177 м, в 1834 г. - мост во Франции с пролетом 265 м. В России висячие мосты начали строить через каналы в Петербурге (1824-1827 г.г.). В 1847-1853 г.г. был построен висячий мост через р. Днепр в Киеве с пролетами 131,1 м.

Первым большим балочным металлическим мостом был мост «Британия», построенный в 1846-1850 г.г. в Англии. Его неразрезное пролетное строение в качестве несущей основы имело трубу с пролетами 70 и 140 м.

В России инж. С.В. Кербедзом был спроектирован и построен первый постоянный мост через р. Неву в Петербурге с чугунными арками с пролетами 45-47 м (ныне мост лейтенанта Шмидта, реконструированный в 1938 г. по проекту акад. Г.П. Передерия).

Развитие металлических мостов шло по пути совершенствования схем и конструкций пролетных строений с решетчатыми фермами: проф. Л.Д. Проскураковым была предложена шпренгельная система решетки ферм; С.В. Кербедзом применены составные объемные элементы ферм; проф. Н.А. Белелюбским разработана и применена конструкция проезжей части («русский тип»). С развитием металлургической промышленности в мостовых конструкциях вместо сварочного железа впервые в мостостроении по инициативе Н.А. Белелюбского стали применять литое железо. По его проектам построен ряд больших мостов через Волгу, Днепр, Неву, мосты на Транссибирской магистрали.

К выдающимся металлическим мостам следует отнести - консольный мост через Фортский залив с пролетом 521 м (1890 г.), Квебекский консольный мост через залив св. Лаврентия с пролетом 549 м (Канада, 1917 г.), арочный мост с пролетом 503 м (Австралия), два арочных моста через р. Москву на Окружной железной дороге с пролетами 134 м по проекту Л.Д. Проскуракова (1904 г.).

Применение высокопрочных сталей, автоматической сварки, фрикционных соединений на высокопрочных болтах позволило разработать и применить металлические типовые пролетные строения под железную дорогу с решетчатыми фермами с пролетами до 158 м.

В конце 19-го и начале 20-го веков получили применение железобетонные конструкции в мостах под шоссе и дорожную дорогу. По инициативе Г.П. Передерия железобетонные балочные мосты стали применять также и под железную дорогу.

Большое развитие получили железобетонные арочные мосты. В настоящее время наибольшие пролеты имеют мосты: автодорожный через р. Ангерман (Швеция, 264 м) и через р. Старый Днепр с пролетом 228 м под железную и автомобильную дороги.

С конца 40-х годов в отечественном мостостроении начинает широко применяться предварительно напряженный железобетон. Это позволило перекрывать большие пролеты мостов пролетными строениями балочной конструкции. В Советском Союзе построены рамно-консольные и неразрезные балочные пролетные строения с пролетами до 140 м (мосты через р. Волгу в Ярославле и Костроме и др.).

Одним из достижений отечественного мостостроения является замена кессонов свайными фундаментами из железобетонных оболочек, погружаемых вибрационным способом. Применение сборных конструкций из элементов заводского изготовления, высокая степень механизации позволяют создавать экономичные и технически совершенные мостовые сооружения на уровне мирового мостостроения.

**Основные положения проектирования мостов.** *Исходные данные для проектирования.* Перед проектированием моста составляют технико-экономическое обоснование (ТЭО), в котором на основе анализа развития экономики региона, направления, размеров и перспектив развития транспортных потоков, местных условий устанавливают техническую возможность и экономическую целесообразность строительства мостового перехода.

Проектируемое сооружение должно удовлетворять требованиям, сформулированным в СНиП "Мосты и трубы". Основные из них обеспечивают надежность, долговечность и бесперебойность эксплуатации.

На основании результатов ТЭО определяют направление трассы, место перехода, габариты проезда (однопутный или двухпутный мост), этапность сооружения моста и другие исходные данные, которые должны быть положены в основу проекта.

Важными исходными материалами для проектирования моста являются данные технико-экономических изысканий перехода.

На основе данных изыскательской партии, трассирующей дорогу, организация, проектирующая мост, проводит дополнительные исследования с целью получения более подробных и разносторонних данных, позволяющих обоснованно проектировать мост, организацию и производство работ по его строительству.

Таковыми изысканиями определяют топографические и геологические условия, режим реки, климатические условия, данные для составления проекта организации строительства и производства работ (источники энергетических ресурсов, возможность использовать местные населенные пункты для размещения и бытового обслуживания строителей и др.).

К исходным данным относятся также габариты проезда, приближения строений и подмостовые габариты судоходства, нормативные нагрузки для проектируемого сооружения.

Подмостовые габариты на судоходных и сплавных реках установлены и используются в проектировании. Предусмотрено семь классов реки, в зависимости от которых назначают размеры судоходных пролетов низового (вниз по течению) и взводного (вверх по течению) направлений движения. Габаритами предусмотрены минимальные глубины судоходного хода, что позволяет правильно расположить судоходные пролеты в пределах русла реки.

Нагрузки и воздействия для расчета несущих конструкций и оснований мостов и труб и их возможные сочетания приведены в нормах СНиП "Мосты и трубы".

*Стадии проектирования моста.* После получения исходных данных разрабатывают документацию на стадии Проект. Здесь важную роль играет вариантное проектирование, в ходе которого проявляются творческие способности, инженерная эрудиция, техническая грамотность авторов проекта. Для объективного обоснования принимаемой схемы и конструкций моста составляют варианты разных схем и конструкций с учетом уровня отечественного и зарубежного мостостроения.

Наряду с задачей разработать оригинальную и современную схему моста авторы проекта должны также учесть существующую в настоящее время направленность экономики на повышение эффективности капитальных вложений путем индустриализации строительства, применения сборных конструкций из элементов заводского изготовления по освоенной технологии, новых высокопрочных материалов, реализации других направлений технического прогресса в мостостроении.

Чтобы сравнить разработанные варианты моста, необходимо определить их строительную стоимость, а для этого нужно знать объемы расхода материалов на основные элементы. Используют данные типовых проектов, проектов построенных мостов, аналогичных или близких рассматриваемым системам. При необходимости производят эскизные расчеты по упрощенным схемам, позволяющие назначить основные размеры конструкций и объемы работ. Помимо строительной стоимости, учитывают эксплуатационные затраты, т.е. стоимость содержания и ремонта сооружения за весь срок его службы. Сравнение ведут по приведенной стоимости.

В результате всестороннего анализа технико-экономических показателей вариантов принимают оптимальный вариант для последующей проектной разработки. На стадии Проект уточняют схему моста, разрабатывают конструкции элементов моста (опор, пролетных строений), проект организации строительства (ПОС) и составляют смету на строительство.

Следующей стадией проектирования является составление Рабочей документации, в том числе составление рабочих чертежей временных конструкций, принятых на стадии Проект. Здесь же создают проект производства работ (ППР), в котором составляют чертежи временных устройств, разрабатывают технологические процессы строительства элементов моста и другую проектную документацию, необходимую для выполнения строительно-монтажных работ.

*Расчет мостовых конструкций.* На стадии проектирования расчет мостовых конструкций ведут последовательно в два этапа: вначале определяют расчетные усилия в основных несущих конструкциях и далее

выполняют расчет этих конструкций по методу предельных состояний.

Расчетные усилия определяют в результате статического расчета по выбранной расчетной схеме сооружения, который состоит в построении линий влияния изгибающих моментов, поперечных сил, крутящих моментов и других усилий.

Статические расчеты в настоящее время выполняют с использованием различных пакетов прикладных программ с помощью персонального компьютера. При этом могут быть использованы такие известные программные продукты как SCAD, Лира, ROBOT MILLENNIUM и т.п. или другие специализированные программы. Здесь целесообразно применять такие программные продукты, которые позволяют автоматизировать не только статические и конструктивные расчеты, но также и выполнять рабочие чертежи (например, могут быть использованы такие программы- "чертилки", как, например, RCAD Сталь, RCAD Железобетон и др.).

Статические расчеты заключаются в автоматизированном построении линий влияния с последующим загрузением их подвижными железнодорожными или автомобильными нагрузками. Расчет конструкций должен гарантировать их надежность, долговечность и высокие эксплуатационные качества проектируемого сооружения. Правила загрузки линий изложены в приложении к СНиП "Мосты и трубы".

В статических расчетах максимальное и минимальное усилия определяют путем составления расчетных сочетаний усилий, которые являются невыгоднейшими из всех загрузений, производимых последовательно, при движении нагрузки отдельно влево или вправо

## **6.2. Деревянные мосты.**

**Особенности работы деревянных конструкций в мостах.** *Общие данные.* Основной особенностью работы деревянных конструкций в мостах является наличие подвижной временной нагрузки, имеющей преобладающее значение в мостах малых пролетов. Следствием такого характера нагрузки являются:

- кратковременность действия временных нагрузок и в связи с этим меньшая опасность пластических деформаций, особенно в мостах малых и средних пролетов. Отсюда - возможность применения в мостах сопряжений, в которых древесина работает на смятие поперек волокон, что нежелательно при длительном приложении расчетной нагрузки;
- знакопеременность работы многих элементов конструкции и необходимость, поэтому, применения плотных сопряжений для обеспечения плавного, без ударов, включения в работу элементов

при переменах знака усилия (в отдельных случаях такая плотность может быть достигнута путем начального натяжения конструкции);

- динамическое воздействие нагрузки, которое в расчете деревянных мостов не учитывается, но при конструировании сопряжений должно быть учтено.

Примером хорошего соответствия конструктивного решения моста всем отмеченным выше особенностям могут служить мостовые фермы Гау - Журавского, рассчитанные на обеспечение начальной плотности сопряжений при помощи предварительного натяжения стальных тяжей, периодически подтягиваемых в процессе эксплуатации.

*Основные элементы моста.* Мост состоит из пролетного строения и опор. При деревянном пролетном строении опоры могут быть деревянными или каменными. В состав пролетного строения моста входят проезжая часть, основные несущие конструкции (главные фермы) и связи (см. рис. 102). Проезжая часть состоит из ездого полотна, поддерживаемого системой продольных и поперечных балок.

Пространственная неизменяемость пролетного строения, а также передача опорам горизонтальных нагрузок (давления ветра, тормозных усилий и т.д.) обеспечиваются совместной работой продольных и поперечных связей, прогонов, поперечных балок и главных ферм.

*Генеральные размеры моста.* Проектирование мостов, как уже отмечалось, выполняется в соответствии со СНиП "Мосты и трубы".

При пересечении рек с невысокими берегами, в путепроводах на ровной местности и в других подобных условиях всякое повышение отметки ездого полотна влечет за собой увеличение высоты моста и объема земляных работ по устройству подходов к мосту, связывающих его с берегом, а следовательно, и увеличивает стоимость всего мостового перехода. В этих случаях необходимо стремиться к минимальной строительной высоте. Величина последней является решающим фактором при выборе системы пролетного строения и расположения езды. Мосты в этом случае обычно устраиваются с ездой понизу.

В мостах через реки с высокими берегами, в путепроводах над дорогой, проходящей в глубокой выемке, и т.п. возможная строительная высота оказывается больше необходимой высоты, выбираемой на основании общих соображений (экономических и пр.). Это дает возможность проектировать мосты с ездой поверху, что приводит, как правило, к наиболее экономичному решению. При этом езда поверху позволяет:

- разместить в пролетном строении любое, выгодное число ферм;
- просто связать фермы поперечными связями;
- сблизить фермы до наименьшего предела, определяемого заданной шириной проезда и условиями поперечной устойчивости пролетного



строения (на опрокидывание), в связи с чем уменьшается вес поперечной конструкции и уменьшается ширина и стоимость опор.

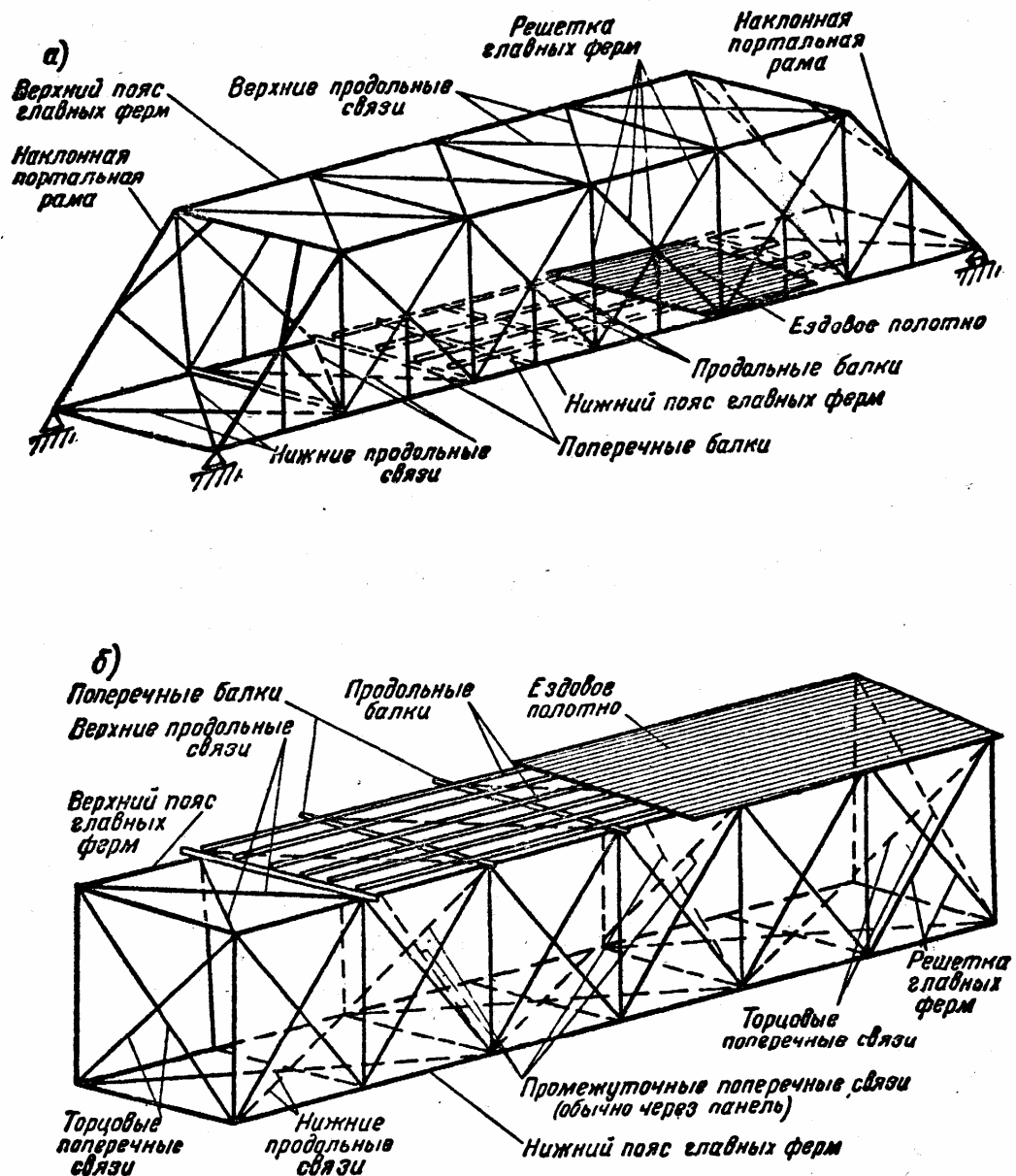


Рис. 102. Схемы деревянного пролетного строения  
 а - с ездой понизу; б - с ездой поверху

В деревянных мостах с ездой поверху имеется еще одно существенное достоинство: при соответствующей конструкции верхнее ездое полотно дает возможность надежно защитить все несущие части пролетного строения

от непосредственного увлажнения атмосферными осадками и тем самым от загнивания.

*Расчетные нагрузки.* К ним относятся собственный вес пролетного строения, временная вертикальная нагрузка (железнодорожный состав, автомобили, гусеничная нагрузка или толпа) и временная горизонтальная (от давления ветра, сил торможения и т.п.) нагрузка.

Температурное климатическое воздействие при расчете деревянных мостов не учитывается. В мостах смешанной конструкций, в висячих и вантовых мостах учитывается влияние изменения температуры только в стальных элементах.

*Технико-экономическая характеристика и области применения деревянных мостов.* Достоинствами деревянных мостов являются быстрота возведения в любое время года и невысокая строительная (первоначальная) стоимость, особенно для мостов небольших пролетов, значительно меньшая, чем для мостов из других материалов.

Указанные положительные качества деревянных мостов дают им существенное преимущество перед мостами из других материалов в лесных районах страны, где дерево является местным материалом, а также в условиях, когда необходимо быстрое сооружение временной переправы.

К недостаткам деревянных мостов следует отнести более высокую, чем в мостах из других материалов, стоимость содержания и ремонта, подверженность загниванию и сгораемость.

Стоимость ежегодного содержания и ремонта деревянных мостов составляет в среднем 2,5 % от их первоначальной строительной стоимости, что в 2 - 3 раза превосходит стоимость содержания стальных и в 8 - 10 раз - каменных и железобетонных мостов.

Гниение является основным фактором, ограничивающим срок службы деревянных мостов. Для мостов из непропитанной древесины, не защищенной от непосредственного увлажнения, этот срок составляет 8 - 12 лет, причем у мостов из сырого леса он иногда снижается до 5 - 6 лет. На дальнем севере мосты, возводимые из лиственницы, служат значительно дольше.

Наряду с этим имеются примеры большой долговечности крытых деревянных мостов (через реки Мету, Пскову, Пахру и др.). Такая долговечность обусловлена наличием распространенного в мостах прошлого времени конструктивного приема защиты от гниения путем устройства крыши и боковой обшивки, предохраняющих мосты от непосредственного увлажнения атмосферными осадками. Некоторое увеличение веса и стоимости пролетного строения в связи с устройством крыши и боковой обшивки, составляющее примерно 10 - 12 % (для ферм среднего пролета с ездой понизу), окупается увеличением надежности и срока службы моста.

В автодорожных мостах с ездой поверху роль крыши может выполнять водонепроницаемая проезжая часть с тротуарами на консолях, защищающими наружные фермы от косого дождя. При большой высоте пролетного строения и малом вылете консолей необходимо, кроме того, устройство боковой обшивки.

Для защиты от конденсационного увлажнения применяются также антисептические обмазки, которыми при сборке конструкции покрываются все сплавляемые поверхности элементов, узловые сопряжения. Этим способом можно радикально защитить конструкцию моста от гниения и обеспечить любой (по условиям экономическим и морального износа) срок службы моста, доведя его, в случае надобности, до 40 - 60 лет. Аналогичные методы защиты от гниения могут быть применены без нарушения архитектурных требований и в мостах комбинированной системы с ездой понизу или посередине.

В случаях, когда описанные конструктивные методы защиты оказываются нецелесообразными, из условия экономии материала или по соображениям конструктивно-производственного порядка, например, в сквозных балочных фермах с ездой понизу, следует применять химические меры борьбы с гниением путем глубокой пропитки маслянистыми антисептиками всех деревянных элементов пролетного строения. По опыту мостостроения в США подобные меры обеспечили срок службы мостов равный 30 - 35-ти годам, даже в неблагоприятных условиях эксплуатации.

Пожарная опасность в автодорожных мостах при езде поверху и несгораемом покрытии проезжей части незначительна. В железнодорожных мостах эта опасность несколько больше. Однако и здесь устройство проезжей части с балластным корытом и применение защитных мер против возгорания древесины почти исключают пожарную опасность деревянных мостов, собранных из массивного пиломатериала.

Пролеты современных балочных железнодорожных и автодорожных деревянных мостов, как правило, ограничиваются 40 - 60 м. Деревянные конструкции находят также широкое применение при строительстве эстакад на подходах к мостам, на промышленных предприятиях.

**Основные системы деревянных мостов.** Выбор системы моста, его конструкции зависит от конкретных условий, главные из которых: пролет, высота моста, расчетная нагрузка, характер пересекаемого препятствия, срок службы. Наиболее широко распространены деревянные мосты балочной системы.

При пересечении небольших рек, суходолов обычно применяют простые балочные мосты (рис. 103, а). В мостах под железную дорогу 2 - 3-метровые пролеты перекрывают прогонами, расположенными в один ряд (однорусными), в два (двухрусными) и в три (трехрусными). Для

перекрытия больших пролетов применяют пакетные или клееные пролетные строения.

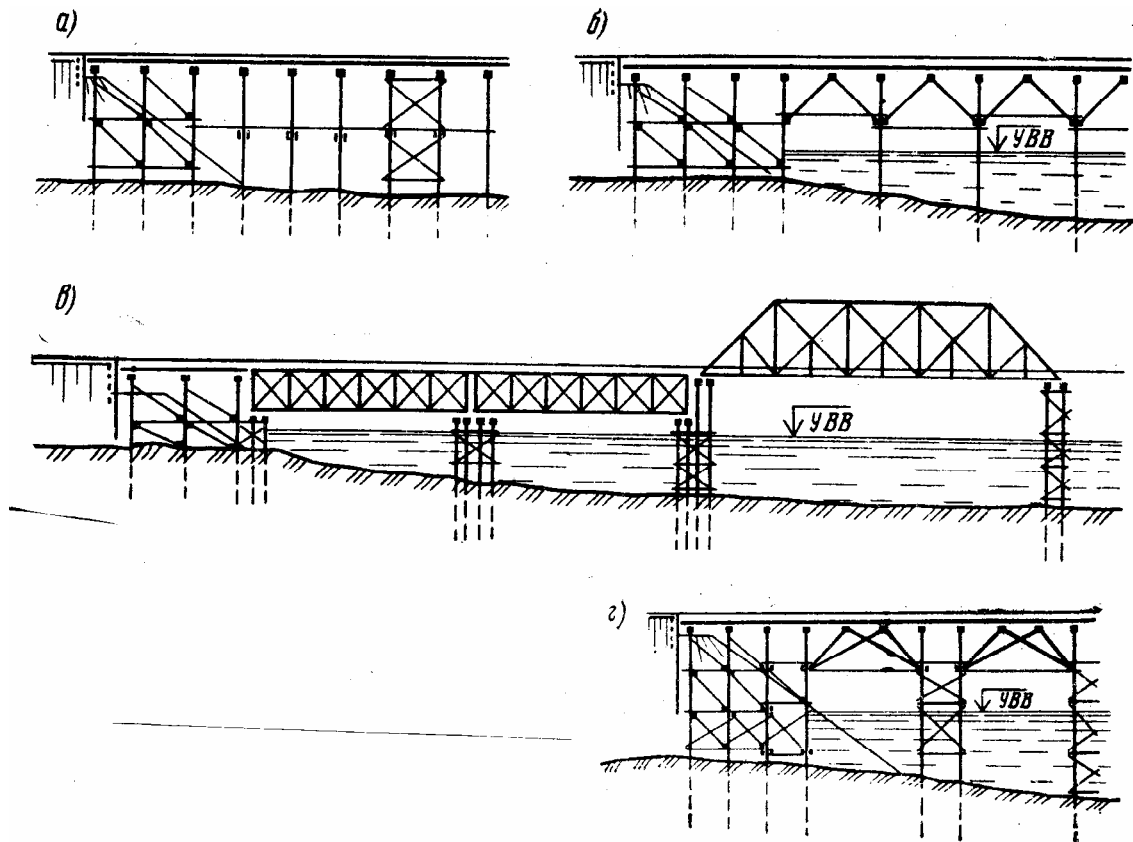


Рис. 103. Основные системы деревянных мостов  
(продольные разрезы)

Для увеличения пролета между опорами, перекрываемого прогонами или пакетными пролетными строениями, применяются различные подкосные системы (рис. 103, б, г).

В подкосной системе с помощью подкосов в пролете образуются промежуточные опоры, сокращающие расчетный пролет прогона (пакета), что позволяет увеличить пролет между основными опорами без увеличения сечения прогонов.

Мосты по схеме, показанной на рис. 103, б, называют одноподкосными, а по схеме на рис. 103, г, - двухподкосными.

Пролеты от 15 до 40 м мостов под железную дорогу и до 50 м под автомобильную дорогу можно перекрывать деревянными пролетными строениями с фермами Гау - Журавского (рис. 103, в).

Опоры, расположенные в конусах насыпи и объединенные системой связей в общую пространственную конструкцию, называют береговыми, или устоями. Такая объединенная конструкция устоя способна воспринять как

вертикальные нагрузки, так и горизонтальные нагрузки от торможения транспорта и давления грунта от насыпи.

Для обеспечения продольной жесткости моста, если его высота превышает 6 м, применяют башенные опоры, образуемые путем объединения смежных стоек опор системой связей из наклонных и горизонтальных схваток. При этом в простых балочных мостах для более полного использования сечений прогонов расстояние между стойками принимают равным расчетному пролету прогона.

В мостах с опорами из одиночных или сближенных рядов свай (стоек) для восприятия тормозных сил устраивают башенные или многорядные опоры через 20 - 25 м по длине моста.

**Конструкция деревянных мостов малых пролетов. Балочные мосты.** Эти мосты по своей конструкции наиболее простые. В мостах под железную дорогу расстояние между опорами принимают равным 2 - 3 м, а в автодорожных - 5 - 10 м. Пролеты между опорами перекрываются прогонами из бревен или брусьев.

На рис. 104 показана конструкция балочного железнодорожного моста небольшой высоты из круглого леса. Опоры моста состоят из свай, забитых в грунт. На верхние концы свай укладывают насадки, которые соединяются со сваями врубками, металлическими штырями и болтами с проушиной. На насадки опираются прогоны, состоящие из четырех бревен под каждую рельсовую нить, уложенных в два ряда (двухъярусные прогоны). Стыки бревен расположены над опорами вразбежку, т.е. над одной опорой стыкуются верхние или нижние бревна. Стыки в нижних бревнах поддерживаются подбалками.

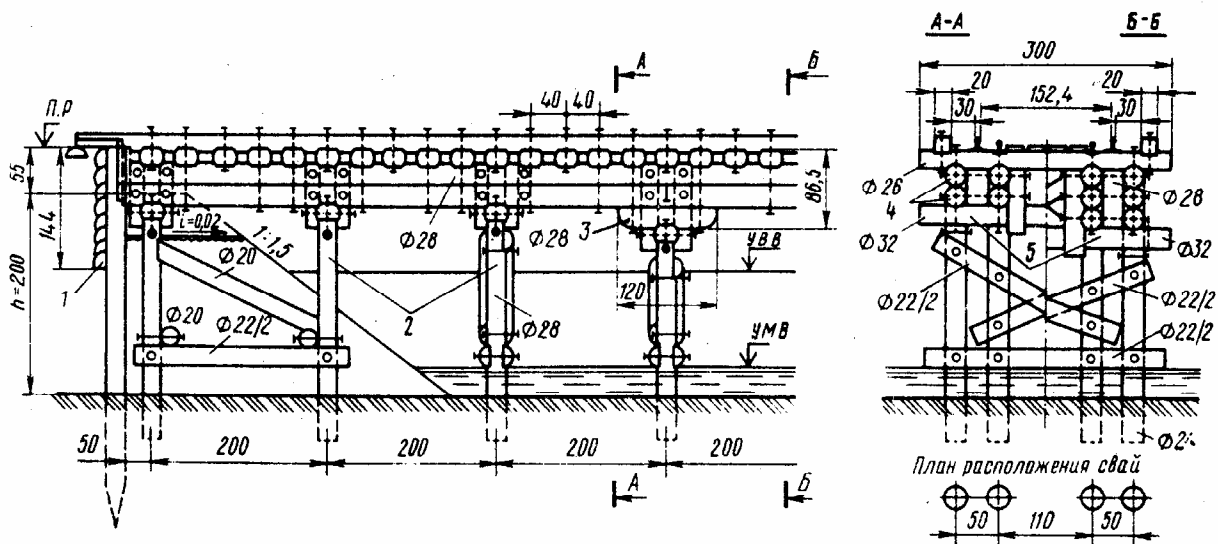


Рис. 104. Конструкция балочного моста из круглого леса

1 - закладной щит; 2 - сваи; 3 - подбалка; 4 - прогон; 5 - насадка

На прогоны уложены поперечины, к которым крепятся рабочие рельсы и охранные приспособления. Связь между элементами прогонов, прогонов с поперечинами и насадками, насадок со сваями осуществляется болтами и накладками с использованием врубок. Сопряжение моста с насыпью осуществляется следующим образом. Для поддержания балластной призмы и части насыпи от обрушения и предотвращения соприкосновения концов прогонов и насадки с грунтом насыпи устраивают закладной щит из пластин или бревен (его еще иногда называют заборкой). Этот щит поддерживается сваями длиной около 4 м, забиваемыми в тело насыпи и грунт. Для защиты прогонов от загнивания расстояние между щитом и концами прогонов должно быть около 10 см.

В балочных мостах под железную дорогу при пролетах до 3 м промежуточные опоры обычно состоят из одного поперечного ряда свай при четырех коренных сваях в поперечном ряду. При высотах железнодорожных мостов более 3 м (автодорожных - 5 м), а при расположении мостов на кривых при меньшей высоте, для обеспечения поперечной устойчивости моста опоры должны иметь укосины, упирающиеся в дополнительные укосные сваи (рис. 105, а) или наклонные сваи (рис. 105, б). Сваи и укосины соединяются поперечными связями в виде горизонтальных и наклонных схваток.

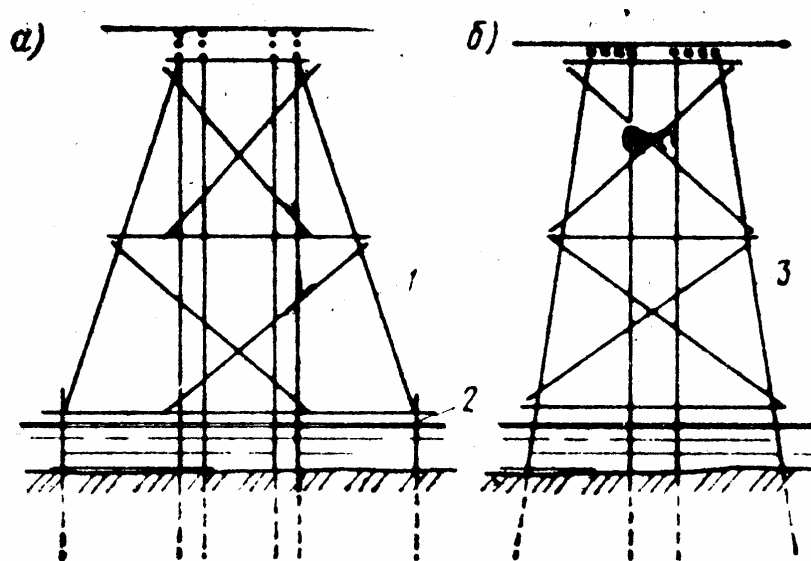


Рис. 105. Схемы свайной опоры  
 а - с укосинами; б - с наклонными сваями;  
 1 - укосина; 2 - укосная свая; 3 - наклонная свая; 4 - схватки

Опоры с наклонными сваями имеют значительные преимущества перед опорами с укосинами. Наклонные сваи повышают поперечную жесткость и

воспринимают вертикальную нагрузку. Поэтому число свай в опоре с наклонными сваями обычно меньше, чем в опоре с укосинами. Кроме того, опоры с наклонными сваями имеют меньше соединений, а, следовательно, они менее подвержены различным расстройством и загниванию, по сравнению с опорами с укосинами. Однако технология забивки наклонных свай сложнее, чем вертикальных. При устройстве высоких опор требуется наращивать сваи, применять сваи разной длины. Это в значительной степени усложняет производство работ, затрудняет применение индустриальных методов изготовления и монтажа опор.

Отесывание бревен и изготовление врубок непосредственно на строительной площадке не позволяют применять предварительную глубокую пропитку древесины антисептиками, так как последующая обработка (образование врубок, пригонка) нарушает защитный слой. Антисептирование, производимое после изготовления элементов на строительной площадке, не обеспечивает надежной защиты от гниения. Поэтому мосты этой конструкции не удовлетворяют современным требованиям изготовления, являются недолговечными и в настоящее время применяются в крайних случаях в качестве временных мостов.

Основные требования, предъявляемые к современным деревянным мостам под железную дорогу, состоят в том, чтобы мосты были достаточно долговечными при максимальном приспособлении их к индустриальным методам изготовления. Это достигается путем использования простых однотипных конструкций без врубок и сложных соединений, исключая пригонку элементов с притеской на сборке и допускающих вести монтаж укрупненными блоками.

Этим требованиям в значительной степени удовлетворяют простые балочные мосты из пиленого леса - брусьев, досок, подвергнутых глубокой предварительной пропитке антисептиками. Мосты индустриального изготовления могут быть сооружены по схемам, показанным на рис. 103, а и рис. 106. Для повышения однотипности элементов расчетные пролеты (расстояние между опорами) принимают одинаковыми.

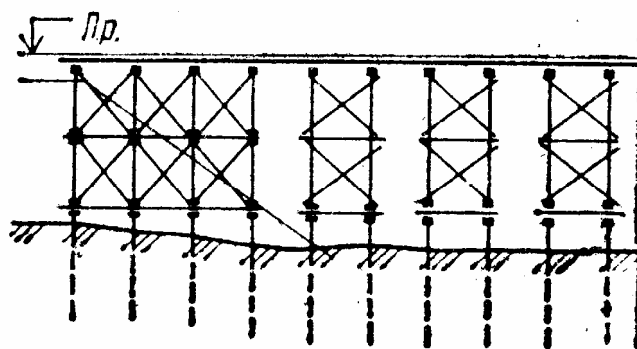


Рис. 106. Схема балочного моста с башенными опорами

*Балочно-подкосные мосты.* В балочно-подкосных мостах при одинаковом сечении прогонов удается значительно увеличить расстояние между опорами по сравнению с простыми балочными мостами (в 2 - 3 раза) из-за создания подкосами промежуточных опор. Однако введение в систему подкосов приводит к усложнению конструкции, требующей большого количества врубок и тщательной подгонки элементов на месте. Кроме того, при передаче усилия с подкоса на опору возникает горизонтальная составляющая (распор), для восприятия которого необходимо ставить горизонтальные элементы-затяжки или соответственно усиливать опоры.

В балочно-подкосных мостах конструкция прогонов принципиально не отличается от прогонов в простых балочных мостах.

Опоры подкосных мостов имеют такое же устройство, что и опоры простых балочных мостов. Однако нагрузка, передаваемая с прогонов на опоры, в подкосных мостах выше, чем нагрузка в простых балочных мостах. Поэтому число свай в каждой опоре возрастает. Их приходится ставить в два ряда. Минимальное расстояние между рядами свай лимитируется пропуском между ними схваток.

*Пакетные пролетные строения.* Они состоят из бревен или брусьев, объединенных в так называемые пакеты. Пакеты, в которых элементы соединены только с помощью болтов и поперечных накладок, называют простыми. В этих пакетах составляющие его бревна или брусья работают на изгиб отдельно.

Более эффективное использование элементов пакета достигается при включении их в совместную работу с помощью шпонок, накладок и других средств, способных передавать сдвигающие усилия, которые возникают при изгибе между брусьями (бревнами). Такие пакеты называют составными. Число бревен (брусьев) в пакете в зависимости от пролета назначают от трех до девяти. Пакеты устанавливают под каждую рельсовую нить и объединяют между собой в пролетное строение. Пакетное пролетное строение можно изготавливать на строительной площадке и затем устанавливать на опоры. Конструкция пролетного строения из простых пакетов, состоящих из девяти бревен, приведена на рис. 107, а. Бревна отесаны на два канта; между вертикальными рядами бревен имеются прокладки, создающие просветы, что обеспечивает лучшее проветривание древесины. Бревна в пакете стянуты вертикальными и горизонтальными болтами. Пакеты между собой, кроме опорных брусьев и поперечин, связаны нижними распорками.

Пролетное строение из составных пакетов с призматическими шпонками показано на рис. 107, б. Шпонка представляет собой четырехгранную призму из того же материала, что и брусья (бревна) пакета. Расстояние между шпонками в свету должно быть не менее длины шпонки. Глубину врезки шпонки принимают не более  $1/5$  длины шпонки. Направление волокон шпонок и брусьев пакета совпадает, что обеспечивает их работу на смятие



вдоль волокон в зоне передачи сдвигающих усилий через шпонки. Кроме того, при одинаковых направлениях волокон шпонок и брусьев при усушке древесины не происходит образования зазоров в шпоночных соединениях, поскольку деформации, связанные с усушкой в шпонках и в брусьях, протекают синхронно. Кроме шпонок, воспринимающих сдвигающие усилия, бревна пакета соединены вертикальными и горизонтальными болтами. Для образования между вертикальными рядами бревен просветов, способствующих лучшему проветриванию пакета, поставлены вертикальные прокладки толщиной 4 см.

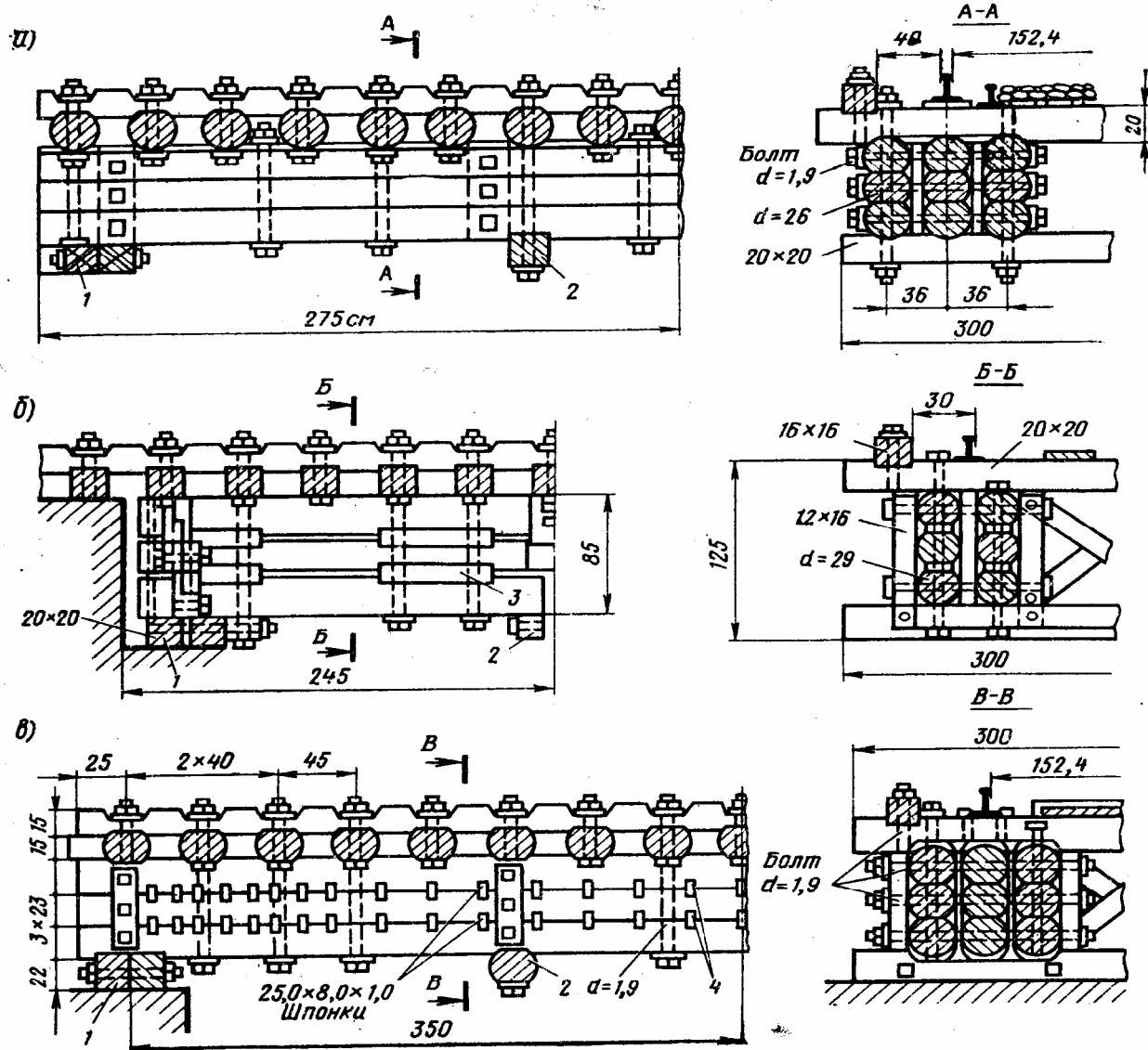


Рис. 107. Конструкция пакетных пролетных строений (ПС)

а - ПС из простых пакетов; б - ПС из составных пакетов с призматическими шпонками; в - ПС из составных пакетов с металлическими шпонками

1 - опорные брусья; 2 - нижняя распорка; 3 - призматическая шпонка; 4 - пластинчатые металлические шпонки

Пакеты объединены с помощью нижних распорок, опорных брусьев, поперечин и поперечных крестовых связей. Для передачи сдвигающих усилий в рассмотренной конструкции требуются сравнительно большие размеры шпоночных соединений, что не всегда удается обеспечить при полном использовании несущей способности пакета на изгиб.

Для обеспечения совместной работы элементов в составных пакетах применяют гибкие пластинчатые металлические шпонки (рис. 107, б), представляющие собой стальные пластинки толщиной  $\delta = 8 - 12$  мм и высотой  $(7 - 8) \delta$ . Пластинчатые шпонки имеют ряд преимуществ: вследствие их малой толщины можно увеличить число шпонок на единицу длины соединяемых элементов по условию скалывания древесины; ввиду большей податливости повышается равномерность распределения сдвигающих усилий между шпонками; проще изготовление шпонок и соединений.

Рассмотренные пакетные пролетные строения выполняют из брусьев и бревен. Применение пиленого леса (брусьев) позволяет более широко использовать индустриальные методы их изготовления.

*Дощатоклееные и клефанерные пролетные строения.* Эти конструктивные решения нашли широкое применение в автодорожных мостах, но они могут использоваться также и в железнодорожных мостах. Клееные конструкции рассмотрены в Главе 2.

Для изготовления клееных конструкций можно использовать и жесткие древеснослоистые пластики (ДСП), выпускаемые промышленностью в виде листов (см. Главу 2).

Балки в пролетное строение объединяются поперечными связями, устанавливаемыми в опорных сечениях и в пролете через 4 - 6 м, а при больших пролетах - и продольными связями. Элементы связей также клееные, выполняемые из досок, бакелизированной фанеры или ДСП. Прикрепление элементов связей к балкам наиболее часто производится на болтах.

Главные балки пролетных строений длиной 15 м и более устанавливают, как правило, на резиновые опорные части.

*Мостовое полотно.* На деревянных железнодорожных мостах мостовое полотно (рис. 108) обычно устраивают на поперечинах (мостовых брусьях). Путевые рельсы укладывают на подкладки и пришивают костылями к поперечинам. Между путевыми рельсами при длине мостового полотна на поперечинах более 5 м укладывают контррельсы или контруголки, предназначенные для того, чтобы направить сошедший с рельсов подвижной состав вдоль моста. Для предупреждения продольного сдвига поперечин, а также для направления вдоль моста сошедшего с рельсов и перескочившего через контррельс подвижного состава устанавливают противоугольные (охранные) брусья или уголки, располагая их на расстоянии 300 - 400 мм от наружной грани путевого рельса. Соединение противоугольных брусьев с

поперечинами осуществляют взаимной врубкой и болтами, а уголков - болтами. Поперечины укладывают на прогоны. Расстояние между поперечинами в свету должно быть в пределах 10 - 15 см.

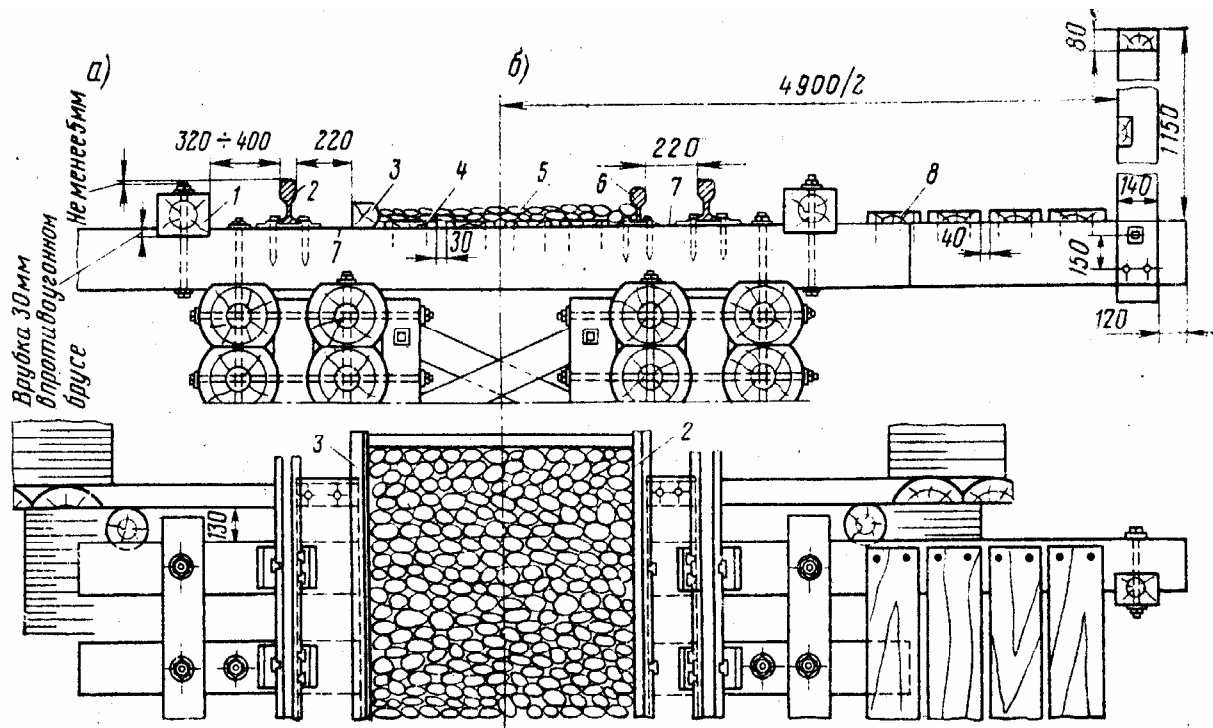


Рис. 108. Мостовое полотно с ездой на поперечинах

а - при отсутствии контррельсов; б - при наличии контррельсов

1 - противоугольный брус; 2 - рабочий рельс; 3 - бортовой брус; 4 - доски настила 200x300 мм; 5 - противопожарная засыпка из щебня или гравия; 6 - контррельс; 7 - лист из кровельного железа шириной 240 мм; 8 - доски настила 200x50 мм

Между контррельсами устраивают дощатый настил, на котором располагается противопожарная засыпка из щебня или гравия. На мостах длиной более 20 м или высотой более 5 м, а также на путепроводах и на мостах, расположенных в пределах станций, устраивают тротуары с перилами.

На деревянных мостах мостовое полотно устраивают также и с ездой на балласте (рис. 109). Езду на балласте обычно применяют на мостах, расположенных в районах с сухим жарким климатом, где велика опасность возгорания. Такая конструкция может оказаться целесообразной для мостов на кривых участках пути, поскольку при наличии балластной призмы сравнительно легко обеспечивать требуемое возвышение наружного путевого рельса.

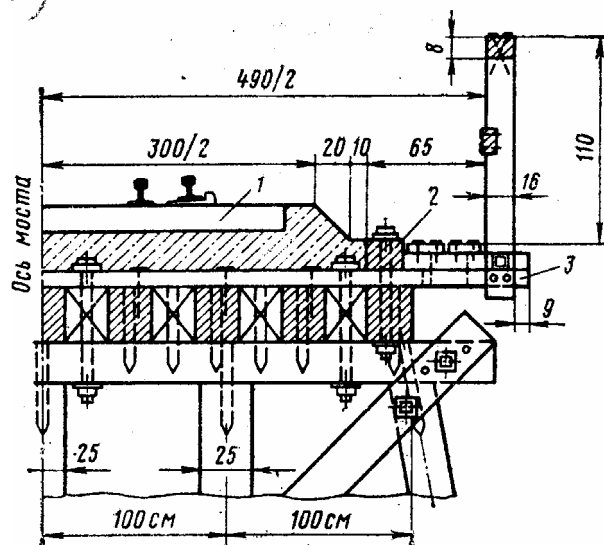


Рис. 110. Мостовое полотно с ездой на балласте  
1 - шпала; 2 - бордюрный брус; 3 - настил из досок

При устройстве мостового полотна с ездой на балласте на мостах с одноярусными прогонами их распределяют равномерно по ширине моста. На прогоны укладывают настил из досок сечением 22x10 см, пришитых гвоздями. Между досками зазоры около 3 см. Для предотвращения осыпания балластной призмы по обеим сторонам устанавливают бордюрные брусья сечением 20x14 см. Толщина балластного слоя от подошвы шпалы должна быть не менее 15 см.

При устройстве мостового полотна с ездой на балласте необходимо уделять внимание защите деревянных элементов и в первую очередь настила, бордюрных брусьев и прогонов от гниения. Глубокая пропитка этих элементов антисептиками является обязательной.

При расположении деревянных мостов на кривых участках пути возвышение наружного рельса создается различными способами. При езде на балласте это достигается путем придания соответствующего очертания поперечному сечению балластной призмы. На мостах с мостовым полотном на поперечинах возвышение наружного рельса создается путем наклонного расположения поперечин, что обычно достигается стеской насадок (при небольшом возвышении) или укладкой на насадки клиновидных прокладок.

Типы мостового полотна автодорожных мостов показаны на рис. 111. При двойном настиле доски нижнего настила укладываются с зазором 2 - 3 см в целях вентиляции и предупреждения загнивания (рис. 111, в, г). Верхний настил, работающий на износ, как правило, настилается вдоль оси моста. В постоянных мостах, рассчитанных на длительный срок службы,

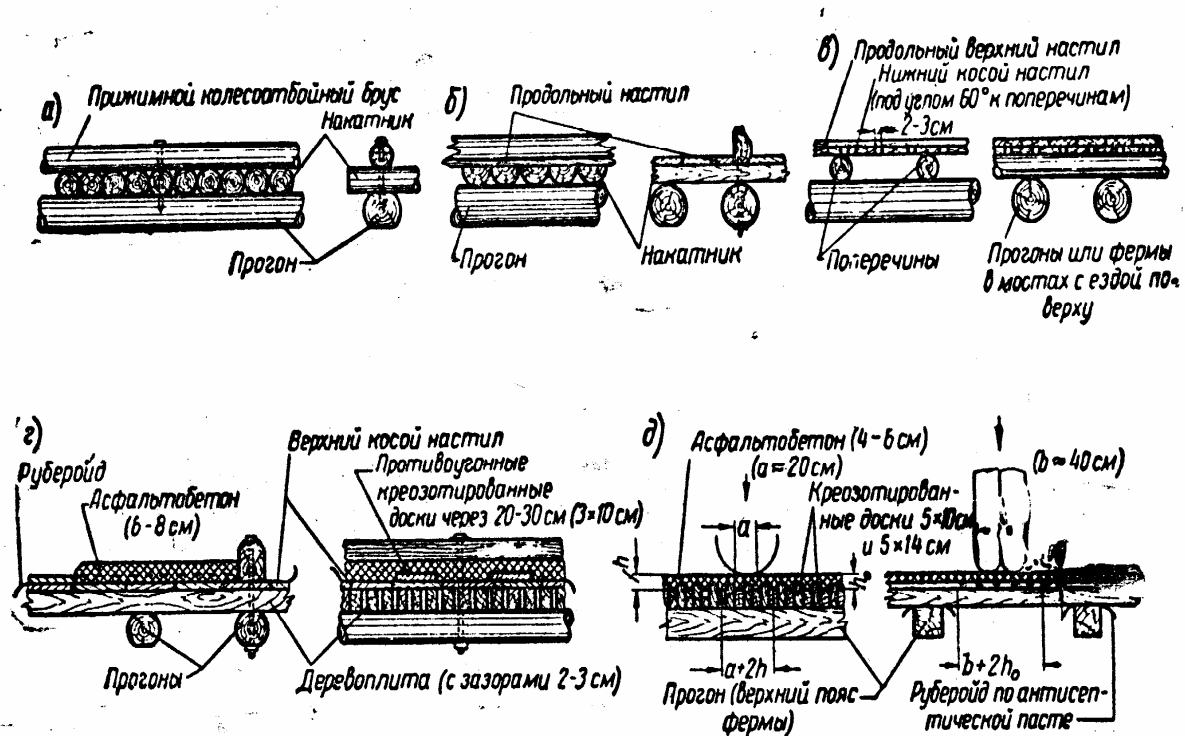


Рис. 111. Типы мостового полотна автодорожных мостов

а - настил из накатника; б - настил из накатника или пластин, покрытых досками; в - двойной перекрестный дощатый настил; г - косой настил по деревоплите с асфальтобетонным покрытием; д - ребристая деревоплита с покрытием из асфальтобетона

проезжую часть следует делать из древесины, пропитанной маслянистыми антисептиками, с гидроизоляцией и с покрытием полотна асфальтобетоном. В этом случае двойной перекрестный настил (при одном косом настиле) может быть использован в качестве стенки горизонтальных ветровых связей (рис. 111, г), поясами которых служат прогоны. Стыки досок настилов устраивают вразбежку. Для предотвращения угона асфальтобетона поверх наклеенного гидроизоляционного слоя поперек моста укладывают антисептированные доски, концы которых закрепляют в прижимных (колесоотбойных) брусках путем врезки досок снизу в эти бруска (рис. 111, г). Рациональной конструкцией мостового полотна для автодорожных мостов является ребристая деревоплита (рис. 111, д) из креозотированных досок.

**Деревянные опоры.** Конструкция деревянных опор зависит от длины устанавливаемых на них пролетных строений и местных условий (высоты моста, глубины реки, характеристик грунта).

**Рамные опоры.** В настоящем разделе кратко уже рассмотрены конструкции свайных, рамно-свайных и рамно-лежневых опор мостов небольших пролетов и высоты (см. рис. 104 и 105).

Удобны для индустриального изготовления также рамно-свайные (рис. 112, а) и рамно-лежневые (рис. 112, б) опоры. В этих опорах вертикальные и наклонные стойки с помощью верхних и нижних насадок и схваток объединяются в самостоятельные монтажные элементы - рамы.

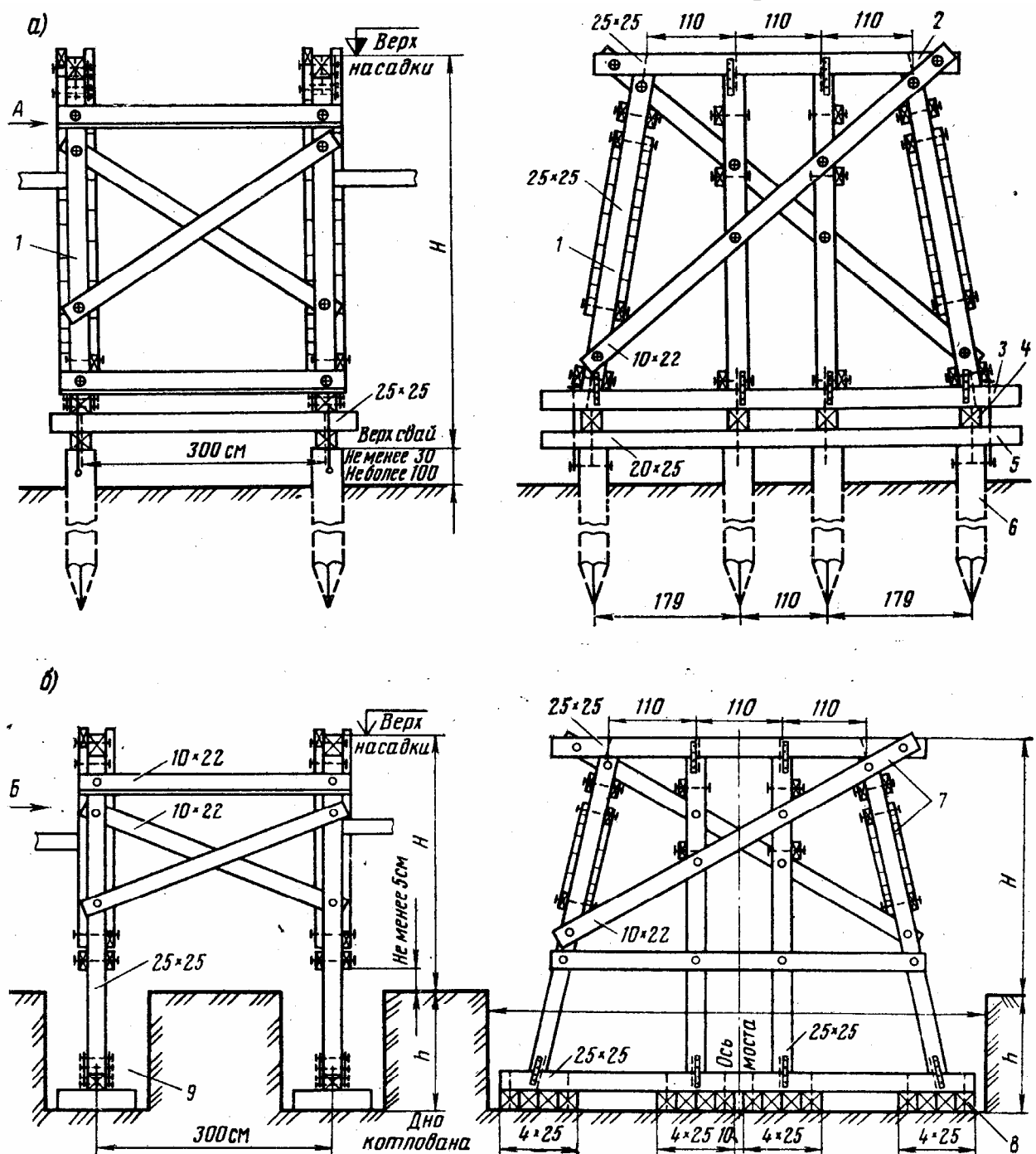


Рис. 112. Конструкции рамных опор

а - рамно-свайная опора; б - рамно-лежневая опора

1 - рама; 2 - верхняя насадка рамы; 3 - нижняя насадка рамы; 4 - прокладные брусья; 5 - насадка; 6 - свая; 7 - схватка; 8 - лежни; 9 - котлован

Рамы в рамно-свайных опорах устанавливают на свайный ростверк. При устройстве опор для путепроводов на суходолах или на периодически затопляемых участках, а также на грунтах, не допускающих забивки свай, применяют рамно-лежневые опоры. Нижние насадки рам устанавливают на лежни (брусья, бревна) длиной 1,0 - 1,2 м и соединяют с ними штырями и скобами. Лежни укладывают в котлованах - траншеях, глубина которых не менее чем на 0,25 м больше глубины промерзания грунта. После установки рам котлованы заполняют дренирующим материалом: песком, гравием, щебнем.

Для мостов с пакетными или клееными пролетными строениями и особенно с пролетными строениями с фермами требуются более мощные опоры, способные обеспечивать передачу больших вертикальных и горизонтальных усилий.

Деревянные опоры могут быть также использованы как временные под металлические и железобетонные пролетные строения мостов.

*Рамно-свайные опоры.* Если грунт допускает забивку свай, то применяют рамно-свайные и свайные опоры. В тех случаях, когда забивка свай по геологическим условиям невозможна, применяют рамно-лежневые или ряжевые опоры.

Рамно-свайные опоры вследствие высокой их индустриальности находят наиболее широкое применение. Рамно-свайная опора состоит из свайного ростверка и надстройки из рам. Рамы в надстройке опоры могут располагаться как вдоль моста (продольные, рис. 113, а), так и поперек (поперечные, рис. 113, б).

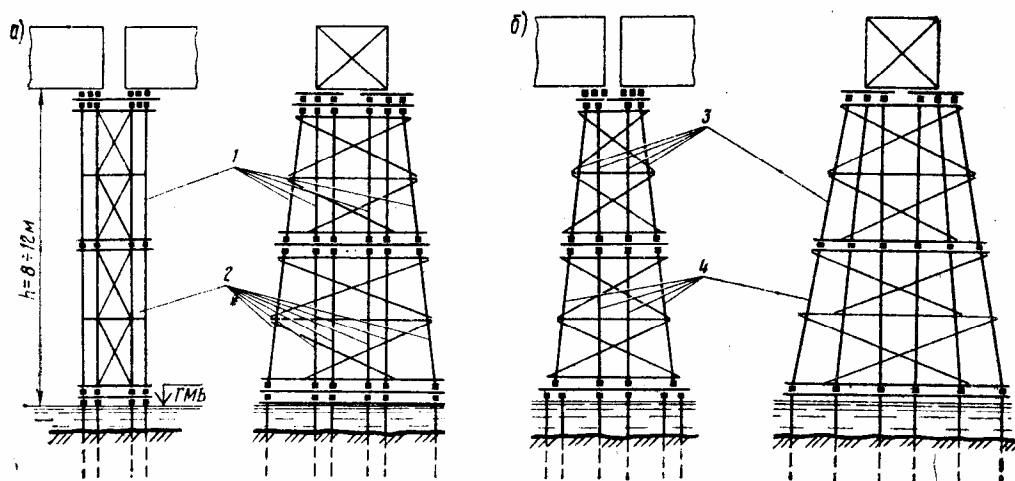


Рис. 113. Схемы рамно-свайных опор

а - с продольным расположением рам; б - с поперечным расположением рам

1 - продольные рамы верхнего яруса; 2 - продольные рамы нижнего яруса; 3 - поперечные рамы верхнего яруса; 4 - поперечные рамы нижнего яруса

Как показывает опыт, монтаж опор из поперечных рам значительно удобнее, поэтому они применяются чаще, чем опоры из продольных рам. Использование продольных рам объясняется стремлением обеспечить более жесткую связь между стойками (полубыками), на которые опираются концы соседних пролетных строений. Кроме того, продольные рамы имеют меньшие габаритные размеры, что облегчает их транспортирование и установку, но число рам при этом становится больше.

Весьма удобна компоновка рамных опор из однотипных продольных и поперечных рам-блоков (рис. 114).

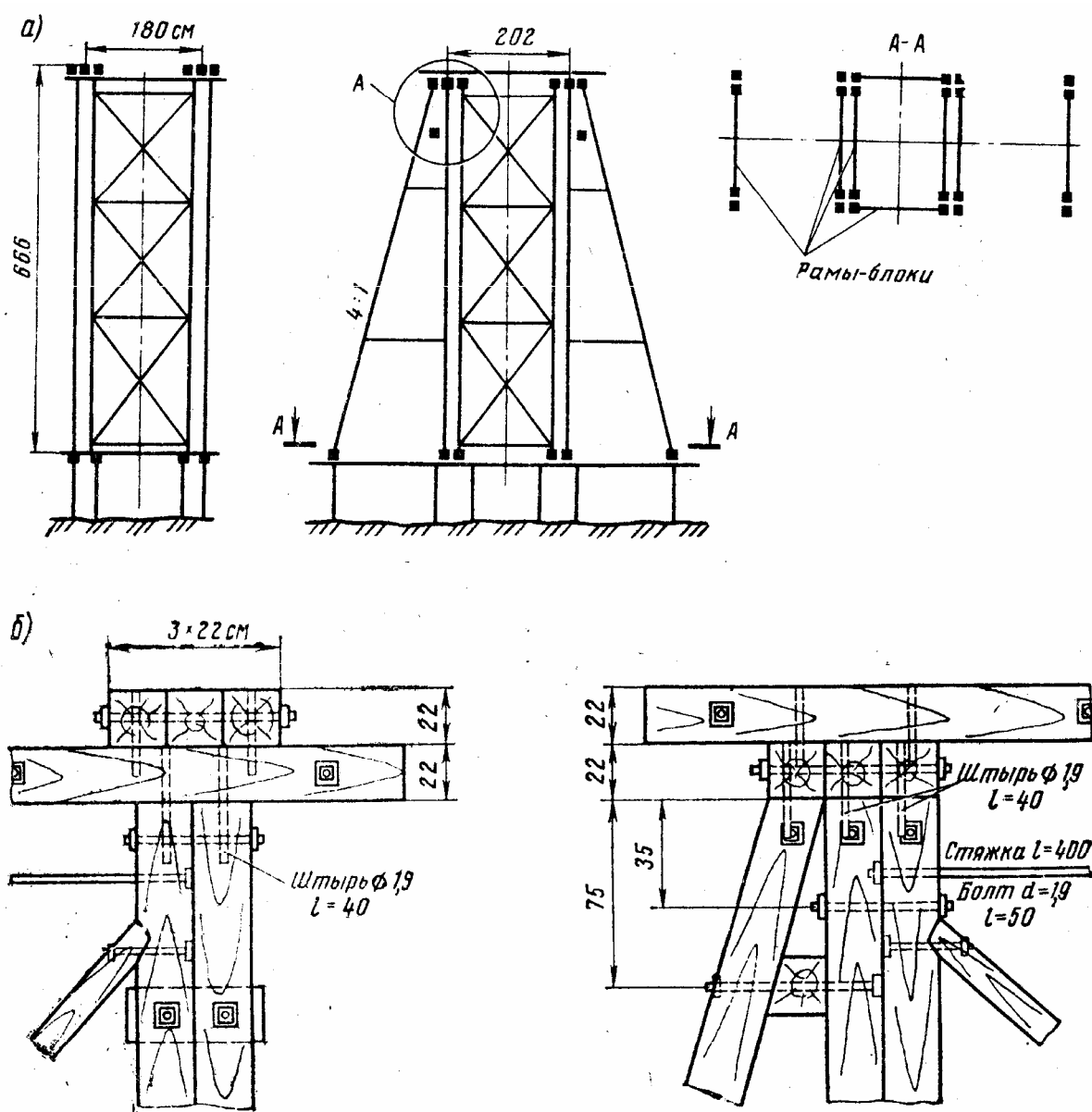


Рис. 114. Опора с продольным и поперечным расположением рам  
а - схема опоры; б - конструкция верхней части надстройки опоры



Надстройка опоры при опирании на нее пролетных строений  $l_p = 23$  м состоит из четырех продольных и двух поперечных вертикально расположенных рам-блоков и двух продольных наклонных рам-блоков.

Высоту рам для удобства установки и использования бревен или брусьев стандартных длин принимают равной 6 - 8 м. Для образования опоры требуемой высоты и несущей способности рамы устанавливают в несколько рядов и ярусов.

При наличии наклонных стоек в раме с целью повышения ее жесткости необходимо стремиться к тому, чтобы оси стоек не пересекались в одной точке.

Для обеспечения устойчивости крайние рамы устанавливают наклонно, образуя при наличии крайних наклонных стоек в рамах так называемые пирамидальные опоры (см. рис. 113, б).

Рамы объединяют в пространственную конструкцию системой связей. Конструкция узлов рам и их сопряжения со свайными ростверками аналогична рассмотренной в настоящем разделе (см. рис. 112).

Свайный ростверк состоит из свай, забитых в грунт. На верхние концы свай укладывают насадки. Насадки со сваями соединяют штырями или болтами с проушинами. Для обеспечения устойчивости свай и повышения жесткости свайного ростверка при высоте свай от дна водоема до насадки более 2 м необходимо устраивать связи между сваями, а при глубине водоема более 5 м - ставить каркасы, представляющие собой жесткую пространственную конструкцию из бревен или брусьев. Каркас закрепляют с помощью анкерных свай, а затем через ячейки в каркасе забивают основные сваи.

*Рамно-лежневые опоры* отличаются от рамно-свайных тем, что надстройка опирается на лежни, а не на свайный ростверк (см. рис. 112, б).

Основанием рамной части (надстройки) опор могут служить также фундаменты из бетонной или каменной кладки, а также ряжевые опоры.

*Свайные опоры* под пакетные пролетные строения и пролетные строения с фермами по своей схеме аналогичны опорам, показанным на рис. 105. Число рядов свай вдоль моста зависит от значения передаваемых на опору усилий. В длинных сваях допускается стыковка бревен. Для обеспечения пространственной жесткости опоры сваи между собой в продольном и поперечном направлениях соединяют системой горизонтальных и диагональных связей.

*Ряжевые опоры* обычно применяют в тех случаях, когда дно реки имеет скальный или каменистый грунт, не позволяющий забивать сваи, а глубина воды значительна. Ряж представляет собой деревянный сруб из бревен или брусьев, имеющий стенки, днище и перегородки. Ряжи устоев и промежуточных опор на реках со слабым течением (при скорости менее 1,5 м/с) имеют в плане прямоугольную форму (рис. 115, а).

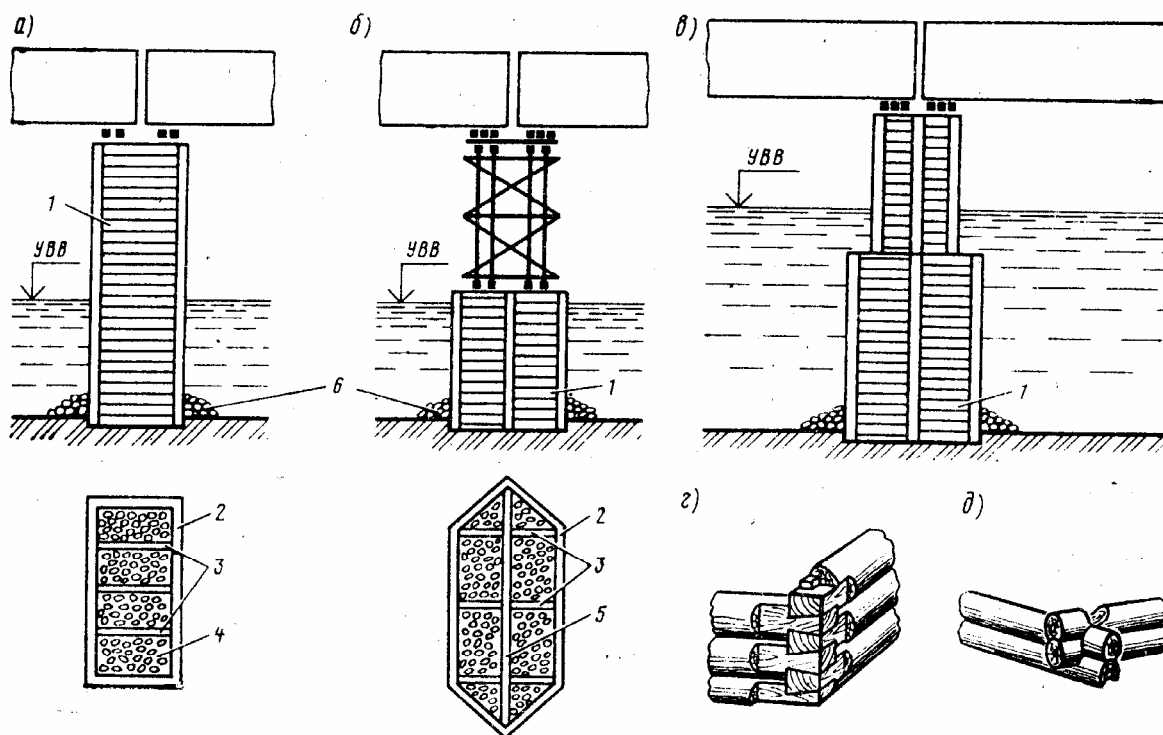


Рис. 115. Ряжевые опоры

1 - ряж; 2 - стенка ряжа; 3 - поперечная перегородка; 4 - каменное заполнение; 5 - продольная перегородка; 6 - каменная наброска

Для улучшения обтекаемости и повышения сопротивляемости действию льда и плывущих по реке предметов ряжи делают заостренными с носовой части, а на быстрых реках - и с кормовой (рис. 115, б). Ширина ряжа (вдоль моста) должна быть не менее  $1/3$  его высоты и не менее 2 м. Высоту ряжа назначают с запасом  $\approx 5\%$  с учетом его осадки и усушки. Ряж устанавливают на предварительно спланированную площадку на дне реки и заполняют камнем. Для защиты от подмыва по периметру с наружной стороны ряжа, устраивают каменную наброску высотой не менее 0,5 м, шириной попереху 0,5 м с откосом не круче 1:1.

Высокие ряжи целесообразно делать ступенчатыми (рис. 115, в). Стены ряжа рубят из бревен диаметром 20 - 26 см, а иногда из брусев. Для лучшей передачи давлений бревна притесывают друг к другу. Углы стены рубят в «лапу» (рис. 115, г) или в «обло» (рис. 115, д). Чтобы предотвратить выпучивание стенок ряжа, ставят продольные и поперечные перегородки и вертикальные сжимы. Перегородки располагают через 2 - 3 м. Они могут быть сплошными на всю высоту ряжа или в виде связей высотой в несколько рядов. Бревна перегородок соединяют со стенками врубками, противодействующими их выдергиванию. Венцы ряжа скрепляют между

собой нагелями из стали круглого или квадратного сечения длиной, равной высоте 2,5 - 3 венцов. Нагели забивают через 2 - 3 м и размещают в шахматном порядке. Дно ряжа располагают на высоте 1 - 3 венцов от низа ряжа. Его делают из бревен.

Ледорезную часть, а также боковые поверхности ряжей на реках с ледоходом обшивают стальными листами, а режущее ребро укрепляют уголком. На реках с сильным ледоходом на ряжевых опорах устраивают наклонные ледорезные выступы.

Ряжевые опоры имеют значительные осадки, которые возрастают с увеличением высоты ряжа. Для уменьшения осадок, а также для снижения расхода леса и камня целесообразно верхнюю часть опоры (выше уровня высоких вод) собирать из рам. Такие опоры называют рамно-ряжевыми (см. рис. 115, б). Значительным недостатком ряжевых опор считают также существенное стеснение русла реки, что повышает скорость течения и вероятность подмыва ряжей. Ряжи в пределах изменения уровня воды быстро загнивают; это снижает их долговечность. Опыт эксплуатации ряжевых опор свидетельствует о том, что их содержание связано со значительными затратами и необходимостью непрерывного наблюдения за ними. Кроме того, для ряжевых опор требуется большое количество материалов (леса, камня) и рабочей силы. Поэтому ряжевые опоры применяют в крайне необходимых случаях.

**Ледорезы.** На замерзающих реках деревянные опоры должны быть защищены от воздействия ледохода. С этой целью перед всеми речными опорами устраивают ледорезы, которые разламывают ледяные поля и направляют плывущие льдины в пролеты мостов. Обычно ледорезы не связывают с опорами, а располагают их впереди опор выше по течению на расстоянии 2 - 8 м. При этом удары льдин не передаются на опоры и мост не подвергается ударным воздействиям. Однако для обеспечения необходимой прочности отдельно стоящего ледореза требуется дополнительный расход материала по сравнению с ледорезами, объединенными с опорами.

Ледорезы, устанавливаемые непосредственно перед опорами моста, называют предмостными, или основными. На реках с особо сильным ледоходом (при толщине льда более 50 см и скорости ледохода выше 1,5 м/с), кроме предмостных ледорезов, выше по течению на расстоянии 30 - 50 м в русловой части реки устраивают более мощные (аванпостные ледорезы). Которые устанавливают в одну линию с основными ледорезами, но их число вдвое меньше.

Конструкцию и основные размеры ледореза назначают в зависимости от характера ледохода, ширины защищаемых опор и уровней ледохода.

При умеренном ледоходе и сравнительно узких опорах (из одного или двух сближенных рядов свай) обычно устраивают плоские ледорезы, состоящие из одного или двух рядов свай с укрепленным на них наклонным

режущим ребром (рис. 116). Режущее ребро изготовляют из бревен, соединяемых со сваями штырями, болтами, хомутами и скобами, а сверху укрепляют стальной полосой или "старогодным" рельсом. Для обеспечения жесткости ледореза устанавливают связи. Наклон режущего ребра принимают в зависимости от скорости движения льда и его размеров в пределах от  $1 \div 1,5$  до  $1 \div 2$ .

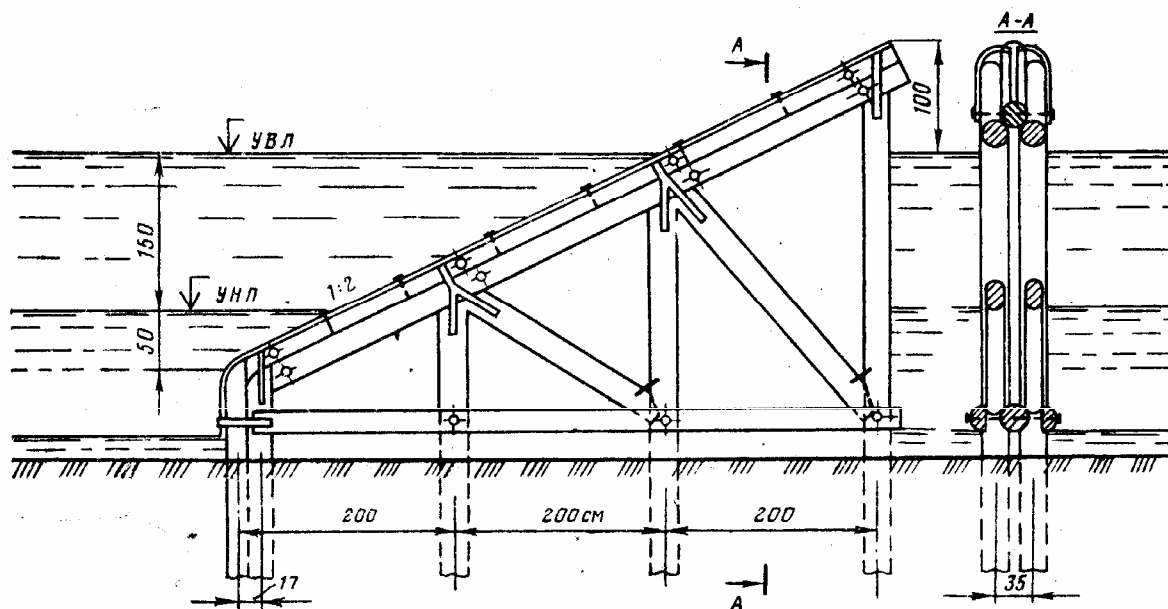


Рис. 116. Плоский ледорез с наклонным режущим ребром

Принцип работы ледореза с наклонным режущим ребром состоит в том, что льдины под действием сил инерции и течения воды скользят вверх по наклонному ребру и, поднявшись, разламываются на режущем ребре ледореза под действием собственного веса. Поэтому верх режущего ребра должен располагаться над уровнем самого высокого ледохода (УСВЛ) не менее чем на 1 - 1,5 м, чтобы льдины не могли пройти над ледорезом не разрушившись. Нижний конец режущего ребра опускают ниже уровня самого низкого ледохода (УНЛ) не менее чем на 0,5 - 1,0 м, чтобы плывущие льдины при самом низком ледоходе нижней поверхностью ложились на наклонную часть ледореза.

Для защиты широких опор на реках с интенсивным ледоходом устраивают ледорезы шатрового типа (рис. 117). Обычно ледорез шатрового типа имеет три ряда свай. Верх свай среднего ряда располагают выше верха свай крайних рядов. Сваи срезают наклонно. На сваи в продольном направлении ледореза укладывают наклонные насадки, на которые опираются наклонные в поперечном направлении ребра.

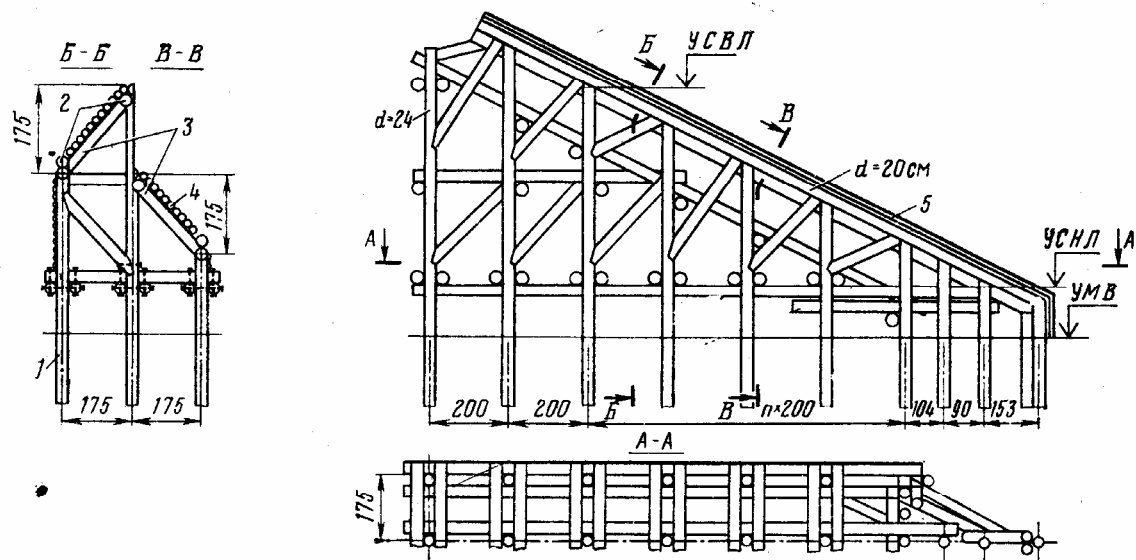


Рис. 117. Ледорез шатрового типа

1 - свая; 2 - наклонная насадка; 3 - наклонное ребро; 4 - обшивка; 5 - режущее ребро

Наклонные ребра сверху обшивают накатником (тонкими бревнами), в результате чего образуется своеобразный шатер. Поэтому ледорезы называют «шатровыми». Боковые вертикальные грани обшивают пластинами или накатником.

Режущее ребро ледореза состоит из одного или нескольких бревен, прикрепленных к головам свай среднего ряда с помощью штырей, хомутов и скоб. Сверху ребро укрепляют полосовым железом или старым рельсом. Для обеспечения необходимой жесткости ледореза выше уровня межени вод устанавливают схватки и подкосы, создавая пространственную систему. При глубине воды 2 - 5 м между сваями ниже уровня межени вод ставят стальные тяжи и деревянные подкосы, а при больших глубинах применяют деревянные каркасы или ряжи с засыпкой камнем.

При слабом ледоходе на мелких реках для защиты опор иногда устраивают простейшие ледорезы, состоящие из куста свай (трех и более близко расположенных свай).

### 6.3. Железобетонные мосты

**Основные системы железобетонных мостов.** Разнообразие гидрогеологических условий в местах возведения искусственных сооружений требует многообразия конструктивных форм элементов моста. Одним из преимуществ железобетона является возможность изготовления

элементов мостов с поперечными сечениями любого очертания, что открывает широкие возможности для совершенствования конструктивных форм пролетных строений и опор. Основные системы железобетонных мостов показаны на рис. 118.

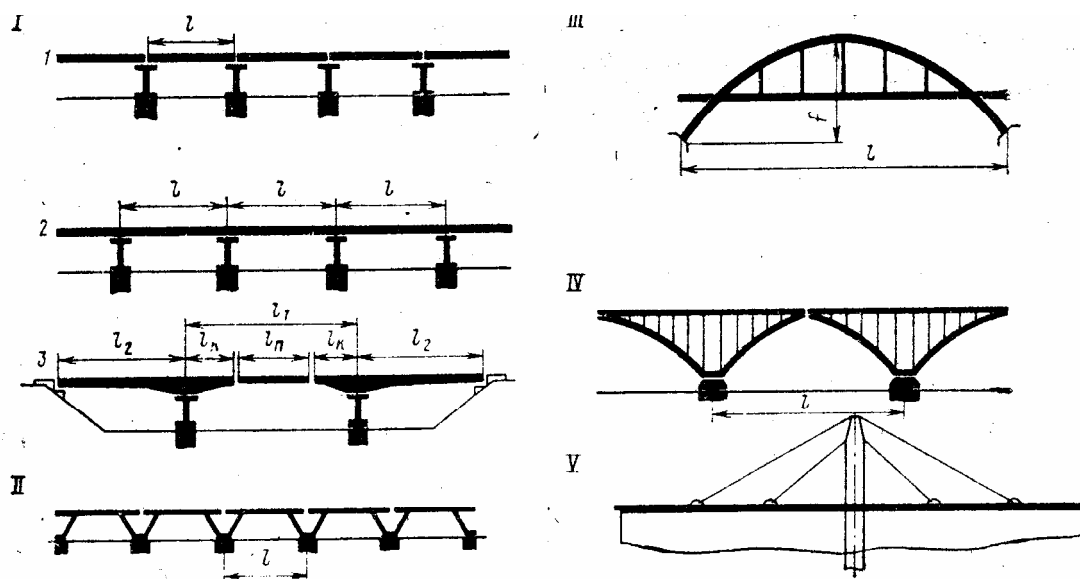


Рис. 118. Основные системы железобетонных мостов  
 I - балочные; II - рамные; III - арочные; IV - комбинированные; V - вантовые  
 1 - разрезные; 2 - неразрезные; 3 - консольные

Балочные разрезные системы являются наиболее массовыми и применяются для перекрытия малых и средних пролетов. В них напряженное состояние пролетного строения при заданном пролете и нагрузках зависит, главным образом, от формы и размеров поперечного сечения.

Для перекрытия больших пролетов балочными конструкциями используют неразрезные или консольные системы, которые могут быть выполнены как из сборного, так и из монолитного железобетона.

К преимуществам неразрезных систем относят плавность линии прогиба, меньший расход материалов в пролетных строениях и опорах, возможность возведения пролетных строений различными способами (продольная надвижка, навесное бетонирование, навесной монтаж и др.), а к недостаткам - чувствительность к неравномерным осадкам опор, усадке и ползучести бетона, к температурным изменениям. Здесь и далее имеют в виду температурные изменения, которые характеризуются неодинаковым изменением температуры в различных зонах пролетного строения (в плите, ребрах, нижнем поясе).

Экономия материалов в пролетных строениях неразрезных мостов достигается уменьшением изгибающих моментов в пролете. Снижение моментов, по сравнению с простыми (разрезными) балками, происходит за

счет разгружающего действия опорных моментов. Применяя неразрезную систему, обычно достигают дополнительной экономии и в кладке опор за счет размещения на каждой опоре одной опорной части (по фасаду моста) вместо двух при простых балках (рис. 119).

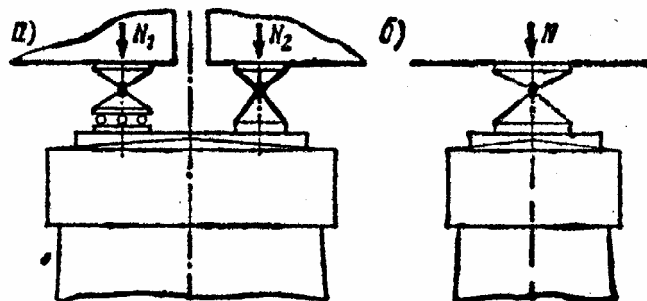


Рис. 119. Схемы опорения на опоры пролетных строений  
а - разрезных; б - неразрезных

Преимущество консольных систем заключено в нечувствительности к неравномерным осадкам опор и температурным изменениям. Серьезным недостатком таких систем является значительное проявление деформаций ползучести бетона, которое приводит к перелому линии прогибов и тем самым ухудшает взаимодействие подвижного состава с пролетным строением. Недостатком считают и наличие двух дополнительных шарнирных соединений, которые уменьшают жесткость пролетного строения, требуют дополнительного армирования балок в месте их сопряжения и дополнительного расхода стали на опорные части. К недостаткам относят также ограниченность способов сооружения консольного пролетного строения.

Рамные системы чаще всего применяют в путепроводах. В рамных мостах стойки жестко соединены с ригелем и работают совместно. Опоры и ригели рамных мостов имеют меньшие размеры, чем в балочных. Однако экономия бетона в сооружении сопряжена с усложнением производственных процессов. Преимущество рамных систем состоит в повышенной жесткости сооружения, меньшем расходе материала, плавности линии прогиба. Недостатки - заключены в чувствительности к неравномерным осадкам опор, усадке, ползучести бетона и температурным деформациям, сложность выполнения капитального ремонта и замены.

Рамные мосты с шарнирным опиранием стоек на фундаменты менее чувствительны к неравномерным осадкам опор и температурным деформациям. Однако наличие шарнира ухудшает эксплуатацию моста.

Арочные мосты, как правило, применяют для перекрытия значительных пролетов. В арочных системах несущая конструкция представляет собой криволинейный брус, который работает в основном на сжатие. В этих

случаях более полно используются прочностные характеристики железобетона. Применяют как распорные арочные мосты, так и безраспорные. Арочные безраспорные мосты относят к комбинированным сооружениям. Распорные мосты требуют надежного основания.

Распор можно менять, если при заданном пролете варьировать пологостью арки (стрелкой  $f$ ).

Жесткость арочных мостов также зависит от числа шарниров. Различают бесшарнирные, одно-, двух- и трехшарнирные арки. К недостаткам арочных систем относят сложность индустриализации изготовления, трудоемкость возведения, сложность ремонта или замены. Арочные мосты, сооружаемые из большого числа сборных элементов, обычно имеют повышенную деформативность.

Комбинированные мосты характеризуются совместной работой двух и более систем элементов. Примером могут служить мосты вантовые, подпружные, которые благодаря рациональному распределению усилий отличаются экономичностью и, вместе с тем, позволяют перекрывать значительные пролеты. Из комбинированных систем следует выделить вантовые мосты с железобетонной балкой жесткости, которые отличаются архитектурными и экономическими преимуществами. Применение жестких вант (из железобетона) позволит успешно применять такие системы в недалеком будущем и для железнодорожных мостов. Комбинированные мосты применяются пока преимущественно в автодорожном и городском строительстве.

**Материалы и их характеристики.** Как уже отмечалось в Главе 4, железобетон является композитным материалом, состоящим из бетона (96 - 99 %) и стальных элементов (4 - 1 %). В мостовых железобетонных конструкциях сталь и бетон работают совместно, что обеспечивается надежным сцеплением и близкими коэффициентами температурного расширения. Бетон - это искусственный камень, состоящий из цемента, песка, щебня или гравия и воды.

Конструкции мостов возводят преимущественно из тяжелого бетона (с плотностью от 2200 до 2500 кгс/м<sup>3</sup>), который может быть получен при использовании прочных естественных материалов (песка, щебня или гравия).

Для элементов мостов применяют бетон следующих классов по прочности на сжатие: В20; В25; В30; В35; В40; В45; В50; В55 и В60. Допускается применение бетона классов В22,5 и В27,5, если это приводит к экономии цемента и не снижает других технико-экономических показателей. Замоноличивание напрягаемой арматуры в открытых каналах следует производить бетоном класса (не ниже) В30.



В арматурные каналы в предварительно напряженных конструкциях инъецируют цементный раствор с прочностью через 28 суток твердения не ниже 29,4 МПа.

Бетон мостовых конструкций должен удовлетворять требованиям по морозостойкости. Марку бетона  $F$  по морозостойкости назначают в зависимости от температурно-влажностного режима эксплуатации и климатических условий строительства от 100 до 400. Чем плотнее бетон, тем лучше он защищает арматуру от окружающей среды. Поэтому к бетону для мостовых конструкций предъявляют требования по водонепроницаемости. Марка бетона  $W$  по водонепроницаемости должна быть не ниже 4 - 8. Подвижность бетонной смеси контролируют осадкой конуса.

В густоармированных зонах для обеспечения удобоукладываемости бетонной смеси может быть применен суперпластификатор, увеличивающий ее подвижность. Гранулометрический состав, прочность и наличие вредных примесей песка и щебня должны отвечать соответствующим ГОСТам.

Необходимые характеристики достигаются подбором состава бетона, который выполняет лаборатория.

Важной характеристикой бетона является темп набора прочности во времени. Обычные бетоны достигают 50 % прочности уже через 3 суток при температуре плюс 20° С. Более высокий темп роста прочности можно получить путем прогрева конструкции, её пропариванием или использованием тепла экзотермии цемента. Прогрев и пропаривание позволяют уже через 2 суток иметь 80 % прочности.

На качество бетона значительно влияет расход цемента. Повышенный расход приводит к возрастанию усадки и ползучести бетона. Деформации усадки бетона зависят от деформаций растворной части, поэтому решающую роль здесь играет тип цемента.

Уменьшить усадку бетона можно путем тщательного подбора состава бетонной смеси, уменьшением расхода цемента и В/Ц, технологическими приемами и уходом за бетоном в процессе его твердения, а также использованием безусадочных и расширяющихся цементов.

Ползучесть, как уже отмечено ранее, - это способность бетона медленно деформироваться под нагрузкой. Деформации ползучести могут в несколько раз превзойти упругие деформации от нагрузки. Ползучесть приводит к перераспределению внутренних усилий и вызывает дополнительные прогибы конструкции. Уменьшить проявление ползучести можно теми же технологическими мерами, которые рекомендуются для уменьшения усадки. Упругие свойства бетона характеризуются его модулем деформаций.

Среди новых прогрессивных бетонов можно отметить бетон с полимерными добавками (полимербетон), прочностные и деформационные характеристики которого при растяжении повышаются в 10 - 20 раз. Полимербетон незаменим при ремонте и усилении железобетонных мостов.

Арматура железобетонных мостовых конструкций в зависимости от возложенных на нее функций (рабочая, вспомогательная, распределительная), подразделяется на ненапрягаемую и напрягаемую (до бетонирования или после).

Ненапрягаемая арматура применяется в виде гладких или периодического профиля стержней диаметром от 6 - 8 мм до 40 мм и более классов А-I, А-II и А-III. В отдельных случаях для армирования используют также и прокатные профили.

Для напрягаемой арматуры применяют пучки из параллельных проволок диаметром, как правило, 5 мм, обладающих высокой прочностью (класс В-II). В последние годы часто используют витые семипроволочные канаты, из которых изготавливают арматурные элементы с требуемой площадью поперечного сечения (класс К-7). Используют также и стержневую высокопрочную арматуру периодического профиля, прокатанную из низколегированной стали классов А-IV, А-V и А-VI.

Если на арматуре периодического профиля ребра располагаются по винтовой линии, то арматурные стержни стыкуют вручную, навинчивая на концы стыкуемых стержней специальные муфты. Такие равнопрочные соединения освоены в ФРГ, Японии и других странах. Основными характеристиками арматурной стали для мостов, являются прочность, предел текучести и выносливость.

Мостовые конструкции из обычного железобетона армируют ненапрягаемой арматурой в виде сварных каркасов и сеток, а также отдельными стержнями. При заводском изготовлении наиболее приемлемы сварные каркасы и сетки.

**Балочные железобетонные мосты.** *Виды балочных мостов и конструктивные формы пролетных строений.* Конструкция пролетного строения в значительной степени зависит от выбранной статической схемы сооружения. Наиболее массовыми являются пролетные строения малых и средних мостов и путепроводов, возводимых в виде балочных систем, как правило, из сборных однотипных элементов. Такой выбор объясняется простотой конструкции, удобством изготовления, транспортирования и монтажа.

При разработке проекта учитывают ряд требований, которым должно отвечать запроектированное пролетное строение. Мостовые конструкции должны быть долговечны в работе, удобны для индустриального изготовления и вместе с тем иметь минимальные расход материала (бетона и стали), трудоемкость и стоимость.

Необходимо учитывать также и соображения транспортабельности конструкций, особенно если пролетное строение будут перевозить по железной дороге. Из этих условий наибольшее распространение получили двухблочные строения.

Масса блоков обычно ограничивается грузоподъемностью кранового оборудования и транспортных средств. Блоки пролетных строений не должны иметь массу более 120 - 125 тс.

Балочные пролетные строения (рис. 120) различают по следующим характерным признакам: статической схеме, уровню проезда, конструктивной форме и виду армирования.

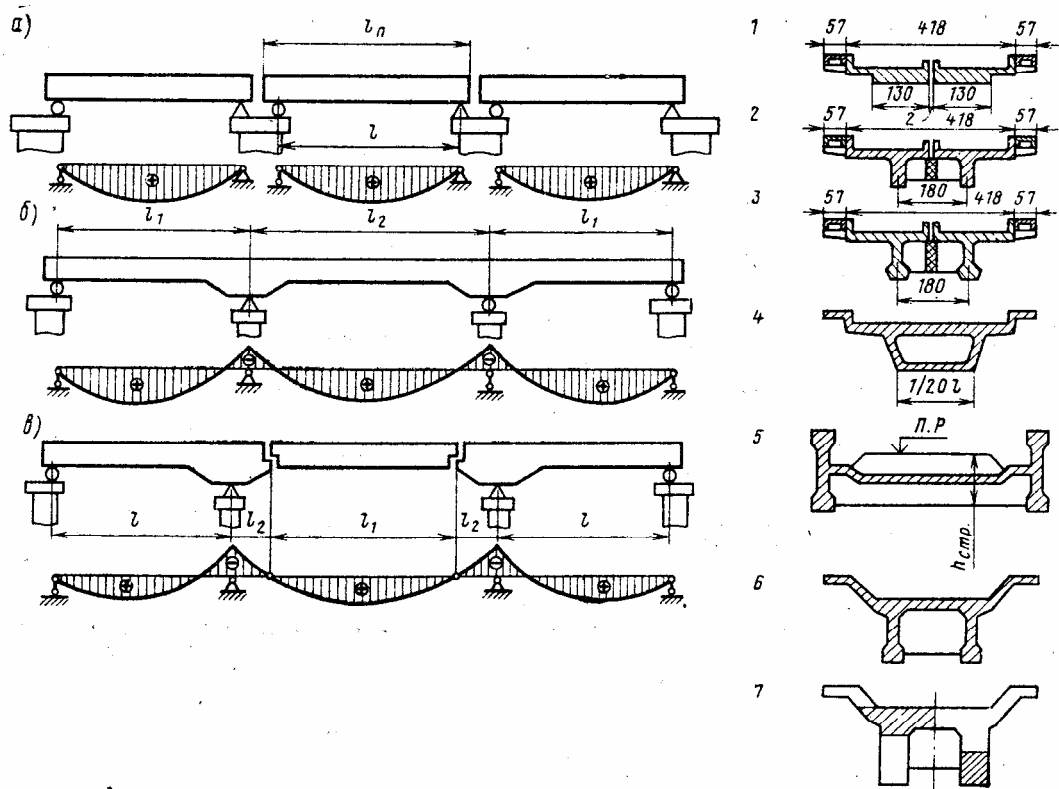


Рис. 120. Балочные системы железобетонных пролетных строений с ездой на балласте и эпюры изгибающих моментов в пролетных строениях  
 а - в разрезных; б - в неразрезных; в - в консольных  
 1 - 7 характерные типы поперечных сечений

Простейшие балочные мосты с плитными пролетными строениями обычно применяют для перекрытия небольших пролетов: 3 - 16 м для железнодорожных мостов (рис. 120, а). Балочными разрезными пролетными строениями перекрывают пролеты от 3 - 8 до 30 - 40 м. Каждый блок опирается на две опорные части - одну подвижную и другую - неподвижную.

Балочные разрезные пролетные строения (простые балки) имеют однозначную эпюру изгибающих моментов (см. рис. 120, а). Характерные поперечные сечения балочных разрезных пролетных строений приведены на рис. 120, 1 - 7.

Неразрезные системы (рис. 120, б) по сравнению с разрезными обладают технологическими, эксплуатационными, экономическими и архитектурными преимуществами. Типы поперечных сечений неразрезных систем приведены на рис. 120, 2 - 7.

При перекрытии больших пролетов или недостаточной несущей способности грунтовых оснований, что может вызвать значительные неравномерные осадки опор, используют консольные системы (рис. 120, в), в которых не возникают при этом дополнительные усилия.

В консольных системах к концам консолей подвешивается, как правило, подвесной пролет. Длину консолей стремятся выбрать таким образом, чтобы места крепления подвесного пролета попадали в зоны нулевых моментов в неразрезной системе. Обычно  $l_2 = 0,3 l_1$  (см. рис. 120, в).

По конструктивной форме различают плитные пролетные строения, ребристые и коробчатые (см. рис. 120, 1, 2, 3, 4).

По виду армирования различают конструкции с ненапрягаемой арматурой (см. рис. 120, 1, 2, 6, 7) и с напрягаемой (см. рис. 120, 3, 4, 5). Для железнодорожных мостов со стержневой напрягаемой арматурой, а также для автодорожных мостов допускается применять преднапряженные пролетные строения с частичным обжатием бетона. В таких пролетных строениях трещиностойкость бетона обеспечивается при работе под постоянными нагрузками. Временная подвижная нагрузка в них вызывает образование трещин в растянутой зоне пролетного строения. Силу натяжения рабочей арматуры подбирают таким образом, чтобы раскрытие трещин в бетоне было бы меньше предельного значения, вызывающего коррозию арматуры. После схода нагрузки с моста трещины закрываются.

Пролетные строения с частичным обжатием бетона экономичнее пролетных строений из преднапряженного бетона. Окончательное решение о широком применении пролетных строений с частичным обжатием бетона в железнодорожных мостах может быть принято после всесторонних испытаний и их опытной эксплуатации, которые позволят получить информацию об их надежности и долговечности.

По способу производства работ различают пролетные строения: монолитные (см. рис. 120, 6, 7), возводимые в створе моста; сборные, изготавливаемые на заводе или полигоне (см. рис. 120, 1, 2, 3) и сборно-монолитные. В последнем случае часть пролетного строения состоит из сборных элементов, которые объединяются монолитными вставками.

При сооружении железобетонных мостов с пролетами 40 м и более, как правило, применяют балки коробчатого сечения (см. рис. 120, 4), которые имеют повышенную жесткость.

В зависимости от ширины моста в поперечное сечение могут быть включены одна коробчатая балка, две и более.

В железобетонных мостах иногда применяют сквозные конструкции в виде ферм. Однако опыт сооружения и эксплуатации таких мостов показал, что они требуют дальнейшего совершенствования как конструктивных форм, так и мест сопряжения элементов (узловых блоков).

*Плитные пролетные строения.* Плитные пролетные строения, поперечные сечения которых приведены на рис. 121, а - г, обычно применяют в малых мостах.

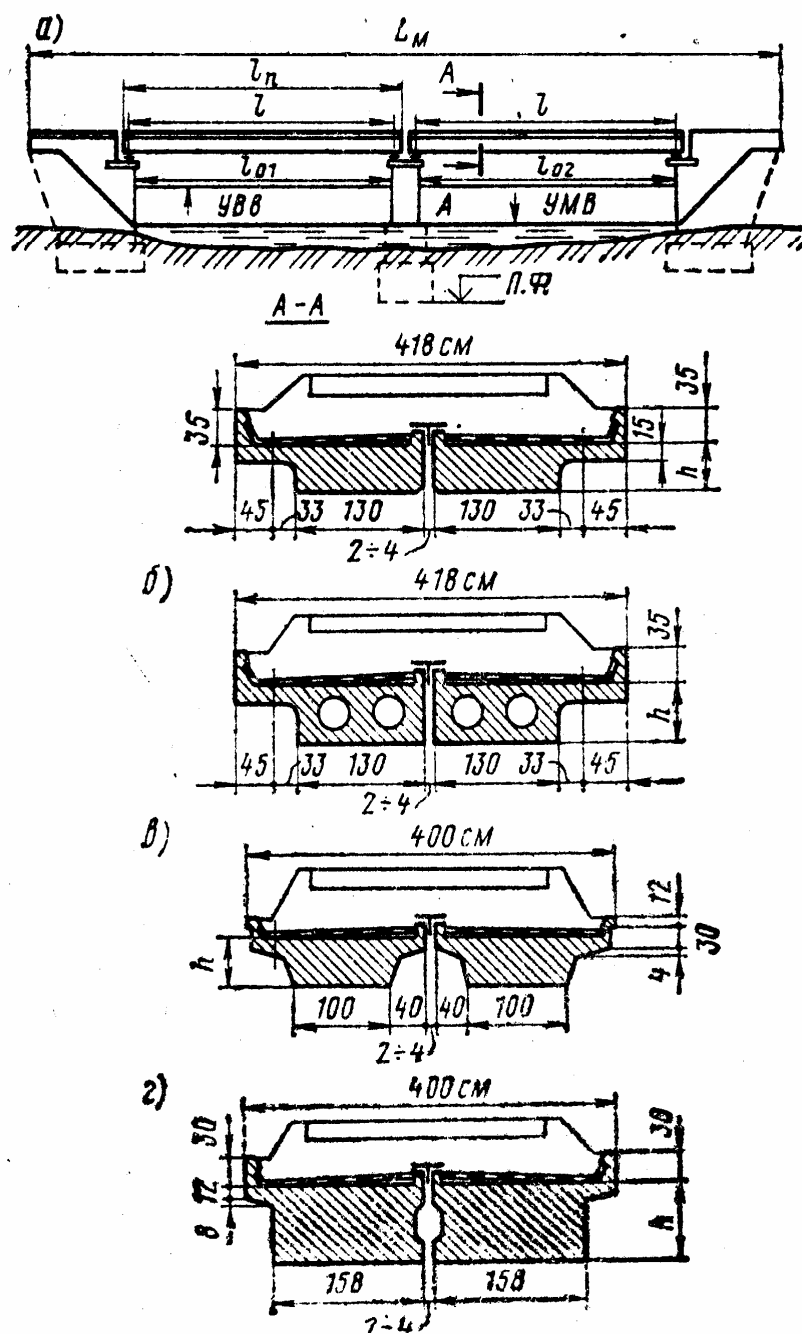


Рис. 121. Общий вид моста и плитные пролетные строения разных типов

Преимущество плитных строений - простота самой конструкции и её возведения как в монолитном, так и в сборном варианте.

В настоящее время почти все плитные пролетные строения изготавливают индустриальным способом, перевозят блоками на железнодорожных платформах и устанавливают специальными кранами. Основным недостатком плитных пролетных строений - повышенный расход бетона и арматуры.

Так как бетон нижней растянутой зоны в работе не участвует, то поперечные размеры плитных пролетных строений понизу можно уменьшить, что и предусмотрено в некоторых проектах (см. рис. 121, в). Кроме того, пролетные строения, выполненные по данному варианту, легче распалубливать.

Плитные пролетные строения железнодорожных мостов, изготавливаемые по типовым проектам, имеют постоянную ширину поверху 418 см, необходимую для формирования балластной призмы. Если требуется изготовить плитное строение для замены старого, можно принять ширину пролетного строения поверху равной 400 см (см. рис. 121, в, г). Высота пролетного строения обычно равна 1/10 - 1/13 пролета.

При переводе участков на электрическую тягу возникает необходимость в реконструкции путепроводов с целью увеличения высоты габарита. В этих случаях оправдана установка пролетных строений с пониженной высотой, которую принимают равной 1/13 - 1/15 пролета.

*Ребристые пролетные строения с ненапрягаемой и напрягаемой арматурой.* В тех случаях, когда по гидрогеологическим, экономическим или архитектурным условиям возникает необходимость назначения расстояния между опорами от 9 до 16 м, применяются, как правило, ребристые балки с продольным членением на монтажные блоки. В процессе отработки их рациональных форм предлагались пролетные строения с членением на два П-образных блока (см. рис. 122, а).

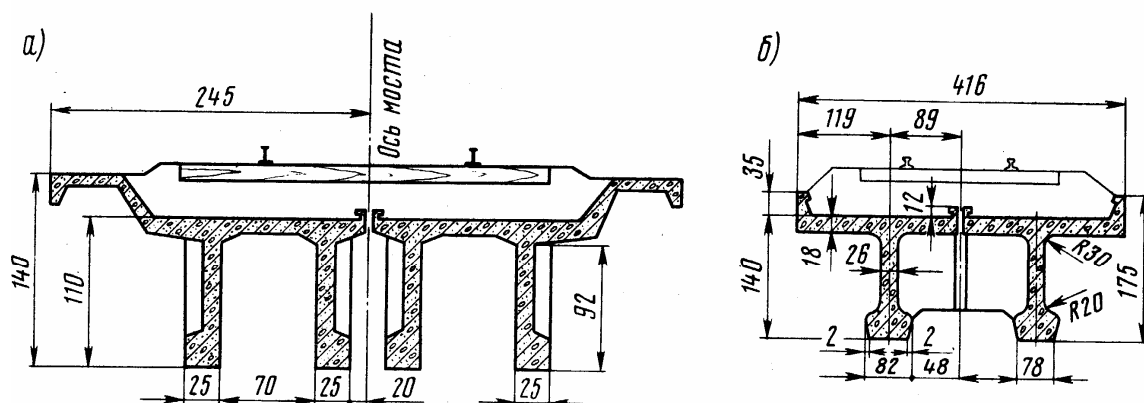


Рис. 122. Ребристые пролетные строения под железную дорогу с продольным членением на монтажные блоки

П-образные блоки устойчивы при транспортировании и эксплуатации. Омоноличивание стыка требуется только в мостах на кривой и при пролетах более 20 м. Однако, эти блоки плохо приспособлены к производству на поточных заводских линиях, так как сложны работы по сборке и извлечению внутренней опалубки. При заводском изготовлении более технологичны двутавровые блоки (рис. 122, б).

В целях сокращения расхода бетона и массы блоков толщину стенки можно сделать переменной, уменьшая ее к середине пролета (рис. 123, а).

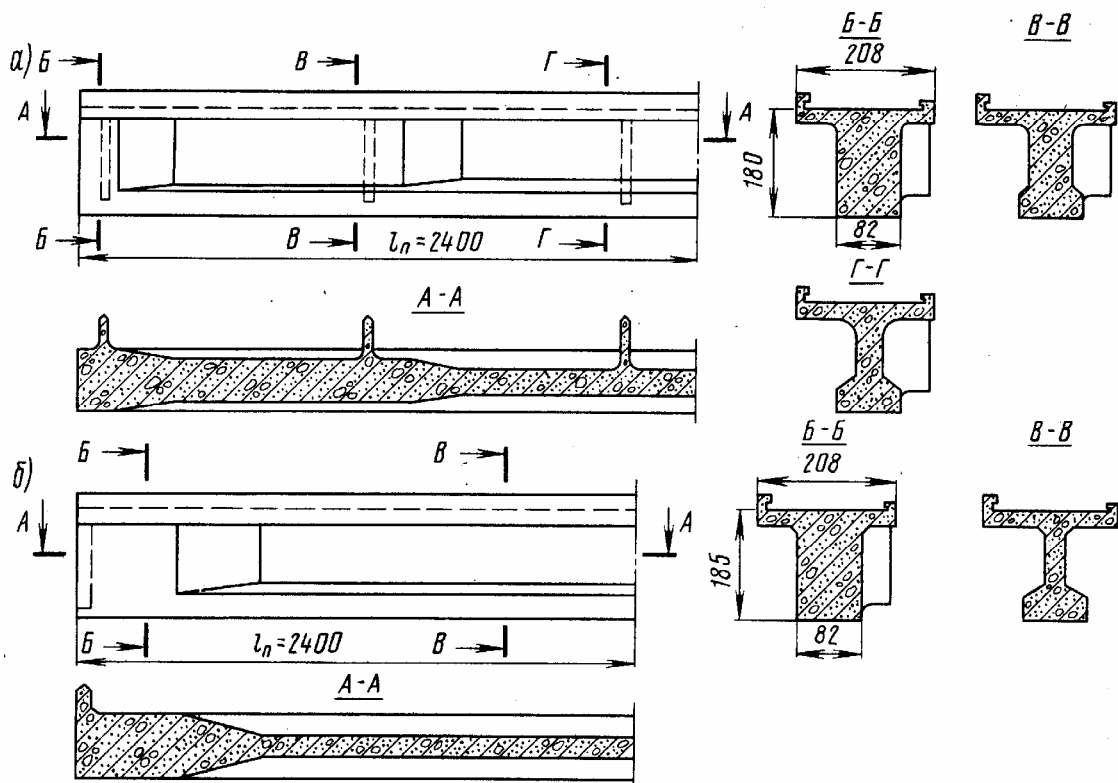


Рис. 123. Двутавровые пролетные строения

В зоне передачи опорной реакции и усилий предварительного обжатия для снижения местных напряжений стенку, как правило, утолщают, образуя опорную тумбу. Нужно иметь в виду, что в местах изменения толщины стенки и примыкания к стенке диафрагмы могут развиваться трещины температурно-усадочного происхождения. Качественное бетонирование этих мест также затруднено. Поэтому двутавровые блоки целесообразнее делать с постоянной толщиной стенки (рис. 123, б).

Наиболее просты при заводском изготовлении блоки таврового сечения (рис. 124, а) без диафрагм, соединенных стыкованием плиты. Однако хорошая технологичность достигается повышенным расходом бетона. В плите балок возникают значительные усилия, так как она обеспечивает распределение нагрузки между стенками и сопротивление искажению формы поперечного сечения при эксплуатации. В настоящее время выпускаются тавровые балки автодорожных мостов длиной до 16,8 м со стержневой

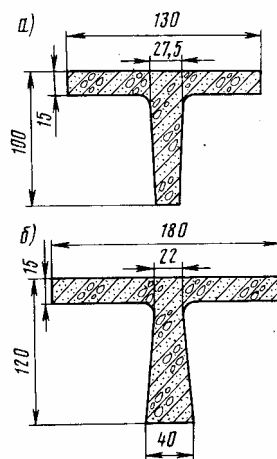


Рис. 124. Поперечные сечения тавровых пролетных строений

арматурой. Однако их высокие технологические показатели позволили разработать проекты опытных преднапряженных пролетных строений под железную дорогу (рис. 124, б).

Пролетные строения с продольным членением имеют монтажные элементы простой формы.

Пролетное строение под один железнодорожный путь, расположенный на прямой, имеет стандартную ширину, равную 418 см, и состоит из двух Т-образных блоков.

Для создания предварительного напряжения в бетоне используются два способа: натяжение на бетон изделия и натяжение на специальные стеллы - упоры. В настоящее время стелловый способ является основным для цельноперевозимых пролетных строений.

*Консольные и неразрезные пролетные строения. Сквозные фермы.* Эти системы обычно применяются в тех случаях, когда требуемый пролет не удастся перекрыть разрезными пролетными строениями. Неразрезная система, по сравнению с разрезной, экономичнее, требует меньшего расхода материала. Экономия достигается за счет уменьшения значений моментов в пролетах вследствие возникновения отрицательных моментов над промежуточными опорами (см. рис. 120, б).

Преимуществом рассматриваемых систем являются плавность линии прогибов пролетного строения и уменьшенные вертикальные деформации. Неразрезные пролетные строения являются статически неопределимыми системами, требующими надежных оснований. Чувствительность к неравномерным осадкам опор, температурным деформациям, а также к явлениям усадки и ползучести бетона являются недостатками данных систем.

Консольные системы не чувствительны к осадкам опор. Вместе с тем они имеют перелом линии прогиба, что усложняет их эксплуатацию. Консольные системы статически определимы. Шарнирное сопряжение с подвесным пролетом усложняет конструкцию, требует увеличенного расхода



металла. В железнодорожных мостах и путепроводах консольные и консольно-подвесные системы применяют ограниченно. Нерезные и консольные системы применяют для средних и больших мостов (рис. 125).

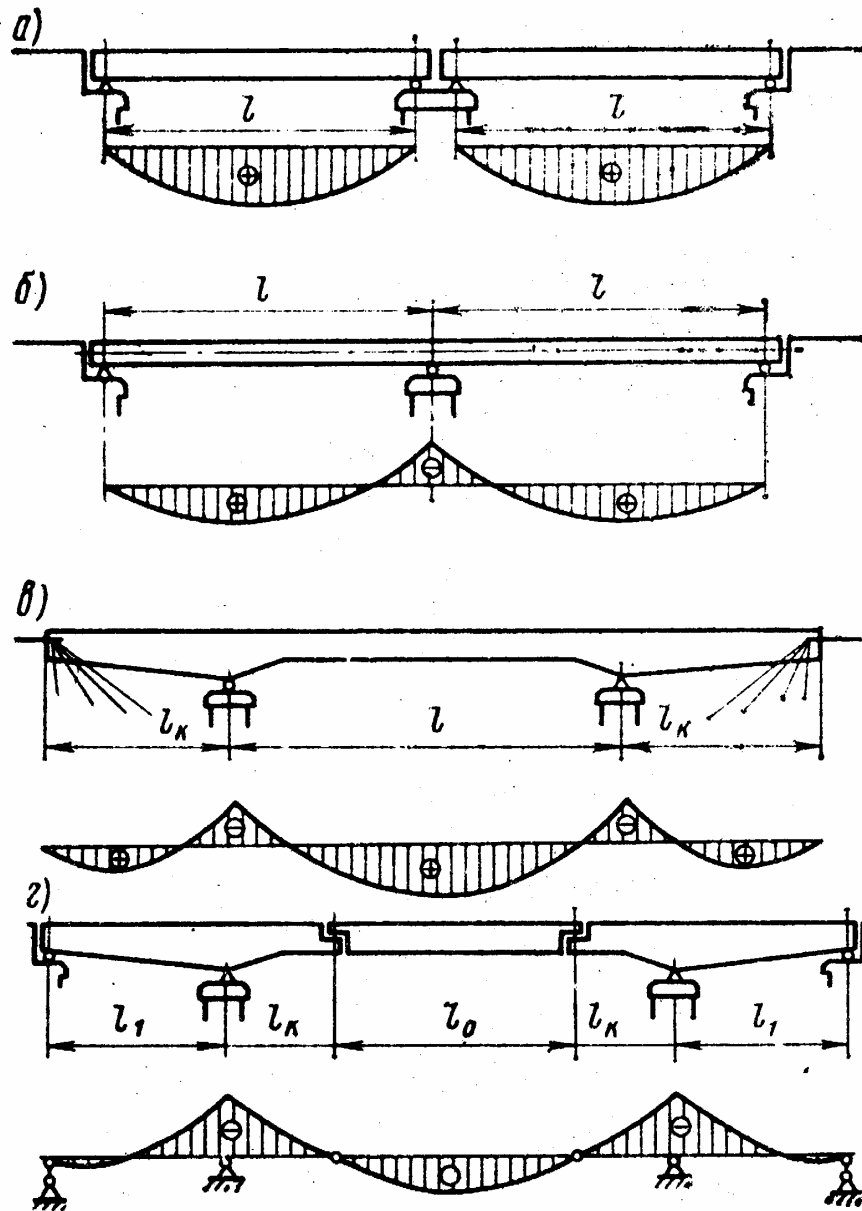


Рис. 125. Эпюры изгибающих моментов  
а, б - в разрезных и неразрезных пролетных строениях; в, г - в консольных

Наиболее часто используют двух, трехпролетные балки. Известны случаи возведения пяти и семипролетных систем.

В неразрезных системах соседний с рассматриваемым пролет, являясь как бы противовесом, уменьшает момент в середине рассматриваемого пролета и тем самым облегчает его работу.

При перекрытии больших пролетов неразрезными, консольными, вантовыми системами плитные и ребристые балки, как правило, не применяются, так как не обеспечивают достаточной жесткости конструкции в поперечном направлении и нормируемых прогибов. В этих случаях применяют балки коробчатого сечения. Коробки могут быть с вертикальными и наклонными стенками (рис. 126, а, б).

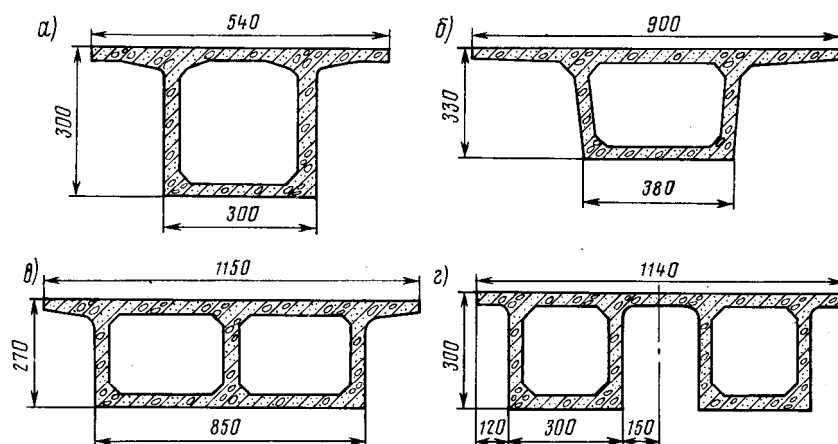


Рис. 126. Поперечные сечения коробчатых пролетных строений

Целесообразней применять наклонные стенки; в этом случае пролетные строения имеют лучшие аэродинамические показатели и сокращается объем кладки опор.

При большом габарите проезжей части применяют пролетные строения, состоящие в поперечном сечении из двух и более коробок (рис. 126, г) со швами, или одной коробки необходимой ширины с дополнительной стенкой (рис. 126, в), уменьшающей пролет плиты. Коробка может иметь постоянную по длине пролета высоту (рис. 127, а). При этом упрощается технология производства, так как для изготовления всех блоков используется одна и та же наружная опалубка. В целях экономии материалов высоту сечения можно сделать переменной, увеличивая ее к опорам. Изменение высоты сечения можно получить, придав нижнему поясу ломаное очертание (рис. 127, б), устроив у опор вуты; высота сечения у опор  $h_{оп} = (1,2 \div 3,8) h_{п}$ . Отношение  $h_{оп} / h_{п}$  увеличивается по мере роста пролета. Уклон вуты обычно не круче 1:3. Наиболее экономично криволинейное очертание нижнего пояса, дающее

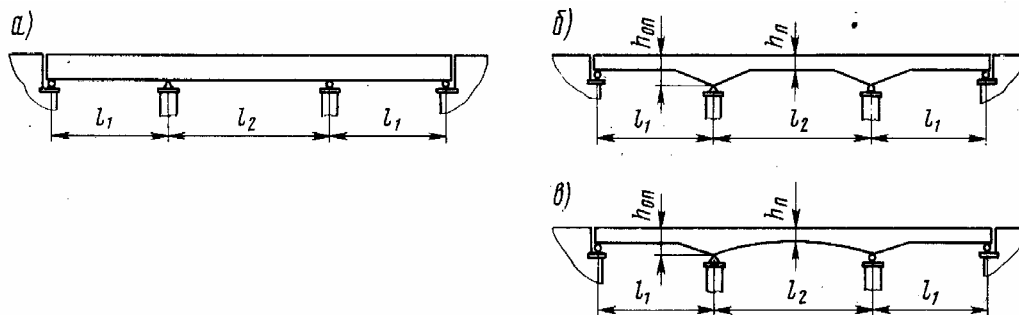


Рис. 127. Неразрезные схемы коробчатых пролетных строений

изменение сечения, соответствующее огибающей эпюре моментов (см. рис. 127, в). При сооружении коробчатых балок также применяется продольное и поперечное членение на монтажные блоки (рис. 128). Длина блоков при поперечном членении должна быть достаточно малой, чтобы не затруднять извлечение внутренней опалубки.

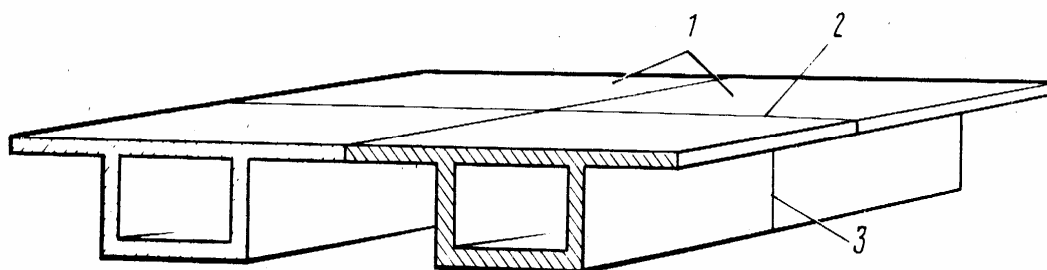


Рис. 128. Коробчатая балка с продольным и поперечным членением на монтажные блоки  
1 - блоки; 2 - стык горизонтальный; 3 - стык вертикальный

Необходимо учитывать, что с увеличением высоты пролетного строения соответственно увеличивается и плечо внутренней пары сил, а равнодействующие уменьшаются, что позволяет сокращать расход арматуры и бетона сжатой зоны. Расход бетона на стенки увеличивается вследствие увеличения ее высоты. Помимо экономических соображений, на высоту балки влияют также требования стандартизации опалубки и другого оборудования, а также особые условия при сооружении путепроводов, когда желательно иметь минимальную строительную высоту пролетного строения. Ориентировочные высоты балок даны в табл. 3.

Минимальная толщина плиты и стенки (если в ней нет пучков напрягаемой арматуры) в автодорожных мостах равна 12 см, а в железнодорожных - 16 см. В более тонком элементе сильнее скажутся дефекты изготовления - отклонение арматуры от проектного положения, раковины и сколы бетона и т. д. Если в стенке располагаются пучки напрягаемой арматуры, то ее толщину увеличивают для обеспечения качественного бетонирования.

Таблица 3

Назначение моста	Пролетное строение	Длина балки, м	Отношение высоты над опорой к пролету
Железнодорожный Автодорожный	Плитное	6—12	1/13—1/16
	Ребристое	18—33	1/11—1/13
	Плитное	6—18	1/20—1/25
	Ребристое	15—40	1/16—1/22
	Коробчатое постоянной высоты	До 100	1/16—1/26
	То же, переменной высоты	До 100	1/14—1/22

Толщину стенки над опорами определяют расчетом на главные напряжения.

Размеры нижнего пояса назначают из опыта проектирования. В конструкциях из обычного железобетона они определяются возможностью расположения рабочей арматуры, а в преднапряженных конструкциях - из условия работы бетона на сжатие в момент создания предварительного напряжения.

Характер армирования неразрезных пролетных строений из сборного предварительно напряженного железобетона зависит не только от характера эпюры изгибающих моментов, но и от способа монтажа. В нашей стране наиболее распространен способ навесного монтажа. Применяется также и навесное бетонирование.

Прогрессивным является поперлетное бетонирование с последующей продольной надвижкой. Шаг надвижки равен 20 - 25 м.

В неразрезных системах с 1973 г. успешно применяются весьма высокоэффективные плитно-ребристые пролетные строения (ПРК). Так как основной способ монтажа этих пролетных строений - сборка на сплошных перемещающихся подмостях, применять ПРК целесообразно для многопролетных мостов. Однако вопросы, связанные с системой ПРК, в данном Пособии не излагаются.

Способ навесного бетонирования неразрезных пролетных строений применяется реже навесного монтажа, так как затрудняет унификацию и индустриализацию, усложняются работы при отрицательных температурах. К преимуществу метода можно отнести отсутствие поперечных стыков в пролетном строении.

При необходимости перекрытия пролета длиной более 50 м экономически оправданным может оказаться применение сквозной конструкции, сформированной из отдельных прямолинейных элементов. При этом каждый элемент имеет простую форму и работает в основном на сжатие и растяжение (рис. 129, а, б).

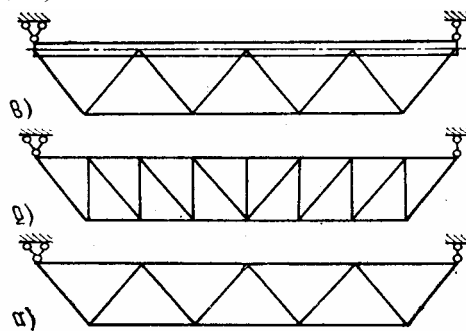


Рис. 129. Типы железобетонных ферм  
а - с треугольной решеткой; б - с раскосной решеткой; в - с жестким нижним поясом

Вместе с тем сквозные конструкции более трудоемки. Большие трудности вызывает формирование узловых блоков и присоединение к ним растянутых элементов.

**Рамные железобетонные мосты.** *Схемы рамных мостов.* В балочных мостах основные несущие элементы (балки) передают давление на опоры через опорные части. Однако достаточно широкое распространение в конструкциях мостов получили также рамные системы, отличительной особенностью которых является жесткое соединение горизонтальных несущих элементов (ригелей) с опорными стойками.

До широкого внедрения в мостостроение сборных железобетонных конструкций часто использовали рамные системы небольших пролетов из монолитного железобетона (рис. 130).

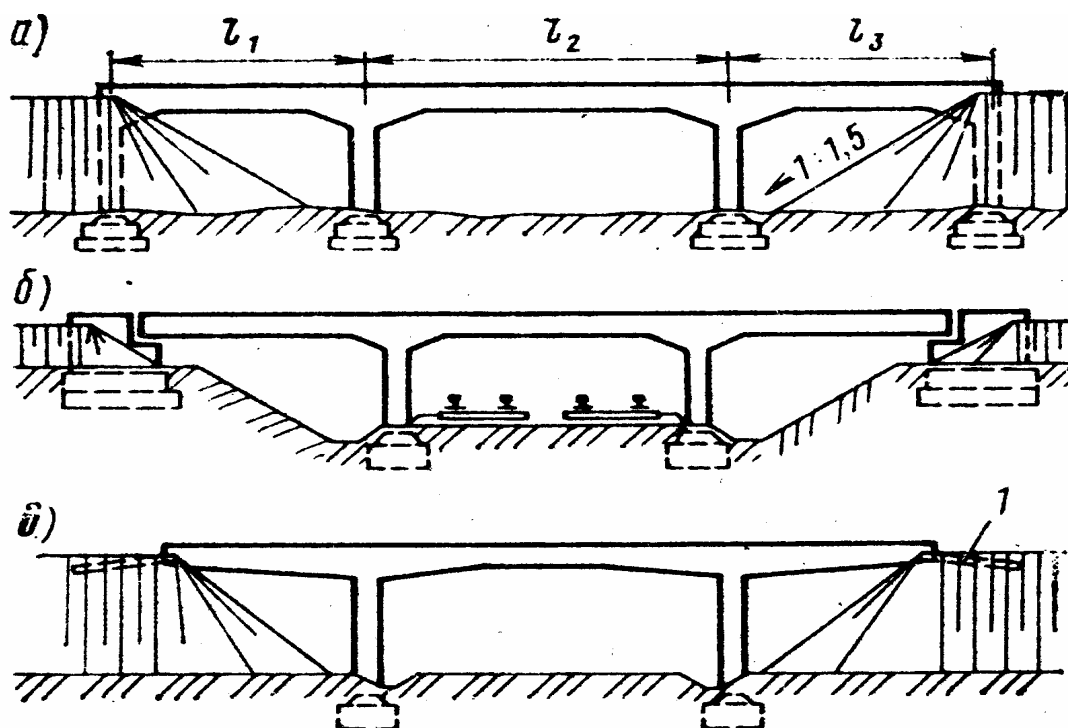


Рис. 130. Схемы рамных мостов из ненапряженных железобетонных элементов

При загрузении рамного моста изгибающие моменты в ригеле получаются несколько меньшими, чем в неразрезной балке того же пролета. Кроме того, опорные стойки рамных мостов могут иметь значительно меньшие размеры по сравнению с массивными опорами для балочных пролетных строений, так как размеры массивных опор во многом определяются необходимостью размещения на их оголовках опорных частей. Поэтому рамные мосты экономичнее балочных по расходу бетона. Вместе с

тем работающие на сжатие с изгибом стойки требуют достаточно мощного армирования, что увеличивает в сооружении общий расход металла.

В мостах через реки тонкие железобетонные стойки могут повреждаться льдом или плавущими предметами. Поэтому рамные системы рассматриваемого вида оказались наиболее пригодными, в основном, для путепроводов и эстакад. В подобных сооружениях эффективно использовали также такие преимущества рамных мостов, как возможность уменьшения строительной высоты, увеличение подмостового пространства за счет применения стоек небольшого сечения, хорошую обзорность для водителей транспортных средств, едущих под путепроводом или эстакадой.

Существуют различные типы сопряжения рамных мостов с насыпями. На рис. 130, а показан вариант с устройством крайних стоек, входящих в конусы насыпи. При небольшой высоте стоек их можно заменить устоями (рис. 130, б). В мостах под автомобильную дорогу возможно устройство сопряжения посредством консоли. Чтобы избежать больших осадок насыпи и обеспечить плавное возрастание жесткости основания проезжей части у въезда на мост, применяют заложённые в насыпь железобетонные плиты, шарнирно прикрепленные к концам консолей (рис. 130, в).

При неравномерной осадке опор рамных систем в ригелях и стойках возникают дополнительные изгибающие моменты. Поэтому монолитные рамы применялись при малодеформируемых грунтах в основании опор. Такие же изгибающие моменты возникают в рамах большой длины от изменения температуры. Монолитные рамы реагируют также на усадку бетона. Влияние указанных факторов можно значительно уменьшить при включении в конструкцию деформационных швов или шарниров. Швы могут быть устроены путем установки двойных стоек (рис. 131, а) или подвесных балок с продольно-подвижным опиранием одного из концов (рис. 131, б).

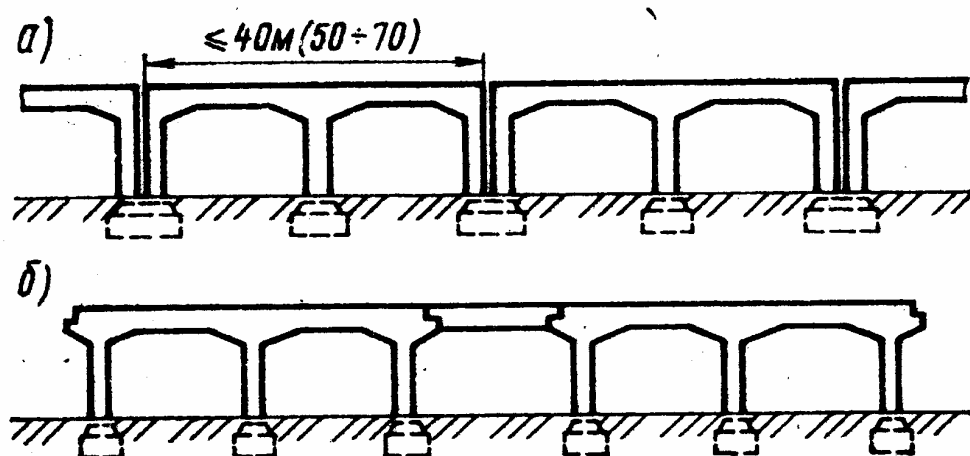


Рис. 131. Схемы рамных мостов с деформационными швами

В поперечном сечении рамный железобетонный мост под один железнодорожный путь обычно представляет собой раму с вертикальными или наклонными стойками, которые при большой высоте связаны распорками (рис. 132, а). Стойки имеют наклон для обеспечения поперечной устойчивости моста, если высота сооружения превышает расстояние между осями рам более чем в 2,5 - 3 раза. Варианты поперечного сечения рамного моста под два пути показаны на рис. 132, б.

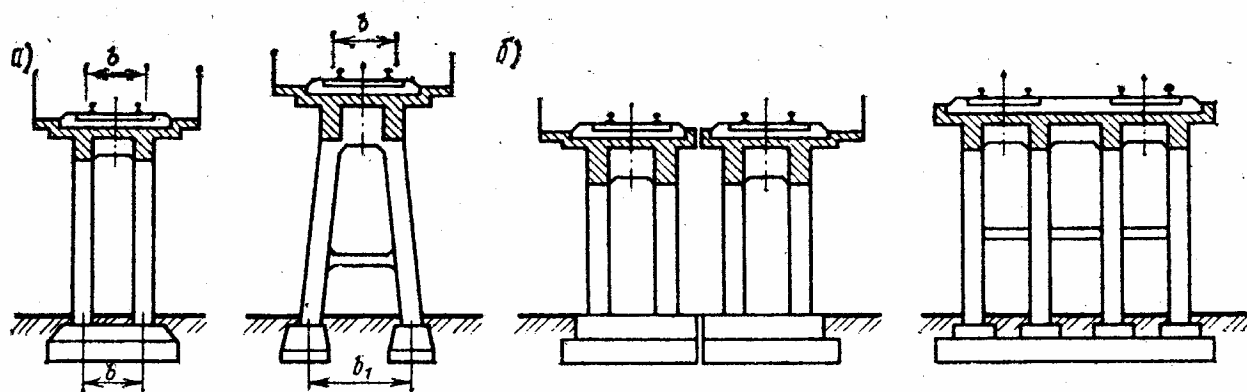


Рис.132. Поперечные разрезы рамных мостов

В первом варианте под каждый путь устроена самостоятельная конструкция из двух продольных рам. По оси моста здесь имеется шов, фундамент также разделен швом. Во втором варианте рамы объединены в единую конструкцию плитой балластного корыта, поперечными балками-диафрагмами, распорками и общим фундаментом.

Существенным недостатком рассмотренных рамных систем является трудность индустриализации их строительства. Применение элементов заводского изготовления здесь осложнено необходимостью устраивать монтажные стыки в сечениях, где возникают значительные изгибающие моменты и поперечные силы. Поэтому рамные системы в мостах рассмотренных типов применяют в настоящее время сравнительно редко, хотя имеется опыт возведения сборных железобетонных рамных мостов (преимущественно путепроводов) под автомобильную нагрузку.

С развитием конструкций и методов строительства сооружений из предварительно напряженного железобетона появились новые конструктивные формы рамных мостов, позволяющие перекрывать значительные пролеты. Основным методом сооружения современных рамных мостов - навесная сборка ригелей из отдельных блоков, без промежуточных опор или подмостей. В зарубежном строительстве при сооружении подобных систем нашел также применение способ навесного бетонирования.

В современных рамных системах основой конструкции служат Т-образные рамы, ригели которых монтируются навесным способом. Если

концы консолей в пролете соединены шарнирами, допускающими продольные перемещения, то получается рамно-консольная система (рис. 133, а). В рамно-подвесной системе на концы ригелей соседних рам устанавливаются подвесные балки (рис. 133, б).

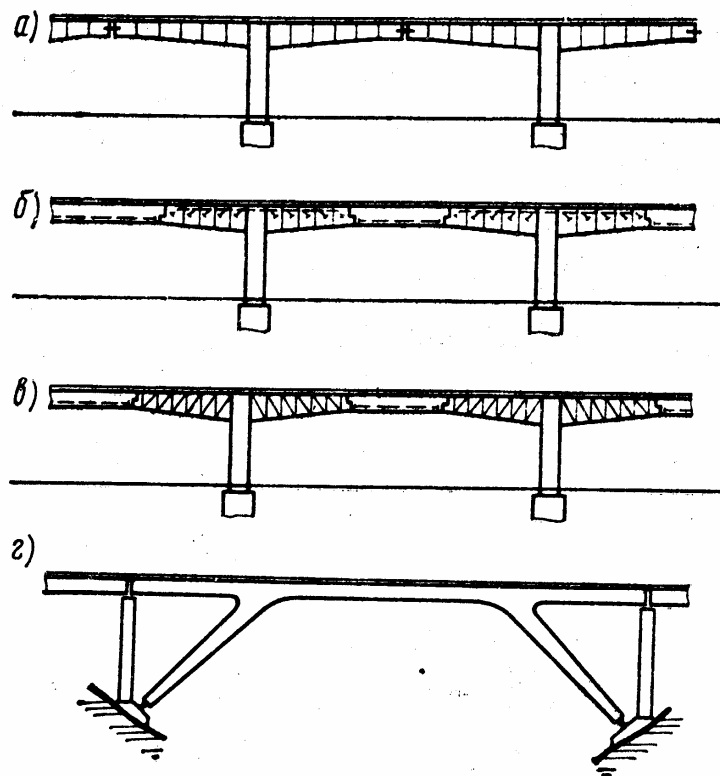


Рис. 133. Схемы рамных мостов из предварительно напряженного железобетона

В ригелях рамно-подвесной системы при монтаже и в стадии эксплуатации возникают только отрицательные изгибающие моменты, поэтому напряженную арматуру размещают здесь в верхней зоне.

В рамных системах больших пролетов находят также применение ригели сквозной конструкции с различными типами решеток. На рис. 133, в показана схема рамно-подвесного моста со сквозным ригелем, имеющим решетку с нисходящими раскосами.

В современных мостах возможно также применение рамно-неразрезных систем, в которых концы ригелей после монтажа объединены жестким стыком. В этой конструктивной схеме возрастает чувствительность к смещениям опор, воздействию температуры и усадке бетона. Кроме того, в средней части ригелей здесь требуется постановка нижней арматуры.

Разновидностью рамно-неразрезной системы является конструкция с наклонными стойками, получившая название «бегущая лань» (рис. 133, г). Такая схема целесообразна при переходе через ущелье с крутыми склонами.



Несмотря на ряд конструктивных и технологических преимуществ, рамные системы (см. рис. 133) редко применяются в железнодорожных мостах. Основной областью их применения остаются пока автодорожные мосты.

*Конструкция рамных мостов.* В настоящее время на сети железных дорог эксплуатируется большое количество рамных мостов, в основном путепроводов из монолитного железобетона.

Высота ригеля таких конструкций составляет от 1/8 до 1/16 пролета. Для выравнивания положительных моментов в ригеле соотношения крайних и средних пролетов принимали обычно  $l_1 = (0,7 - 0,8) l_2$ .

На рис. 134 показаны общий вид, продольный и поперечный разрезы рамного однопутного путепровода через два железнодорожных пути. Средний пролет выбран здесь из условия размещения стоек по краям кюветов. Высота ригеля равна 140 см, с увеличением к стойкам - до 190 см.

Плита балластного корыта армирована так же, как плита балочных пролетных строений с П-образными блоками.

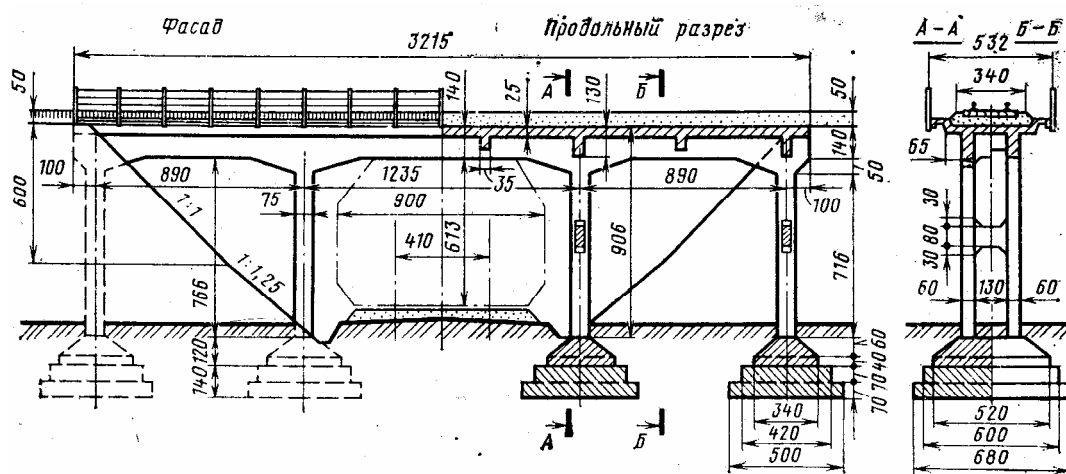


Рис.134. Конструкция рамного путепровода из монолитного железобетона

Между ребрами ригеля рассматриваемой конструкции устроены диафрагмы. Стойки рамы соединены в поперечном направлении посередине высоты распорками толщиной 40 см. Внизу стойки опираются на общий фундамент. Фундамент состоит из нижней бетонной части и верхней армированной. В верхнюю часть заделана продольная арматура стоек.

**Арочные и комбинированные железобетонные мосты.** *Общие сведения.* Арочные мосты в качестве основных несущих конструкций включают криволинейные элементы - арки или своды. Опорные сечения арочных пролетных строений закреплены и не могут смещаться в горизонтальном направлении. Поэтому при действии вертикальных нагрузок

в опорных креплениях арки возникают горизонтальные реакции - распор, что является характерной особенностью работы арочных систем.

Обычно ось арки выбирают совпадающей с кривой давления от постоянной нагрузки (изгибающие моменты при этом нулевые). Однако при действии временных нагрузок, которые могут занимать произвольное положение вдоль сооружения, в арке все же могут возникать изгибающие моменты. Поэтому, в общем случае, сечения арки работают на сжатие с изгибом (внецентренное сжатие), причем при рациональном проектировании изгибающие моменты в арке могут иметь относительно небольшие значения.

Так как бетон хорошо сопротивляется сжимающим воздействиям, сечения арок получаются обычно более экономичными по сравнению с сечениями балок того же пролета. Вместе с тем большие распоры требуют устройства более мощных фундаментов и опор. При слабых грунтах арочная система может оказаться вообще нецелесообразной. Выбор арочного варианта должен основываться на результатах анализа технико-экономических показателей вариантов безраспорных и распорных систем.

В мостах применяют различные типы арочных пролетных строений. Различают бесшарнирные, двухшарнирные и трехшарнирные арки. Конструкция бесшарнирной арки (рис. 135, а) является наиболее простой и экономичной. Такая система обладает большей жесткостью по сравнению с шарнирными арками. К недостаткам ее относится возникновение дополнительных внутренних усилий при неравномерной осадке или горизонтальном смещении опор от изменения температуры, ползучести и усадки бетона.

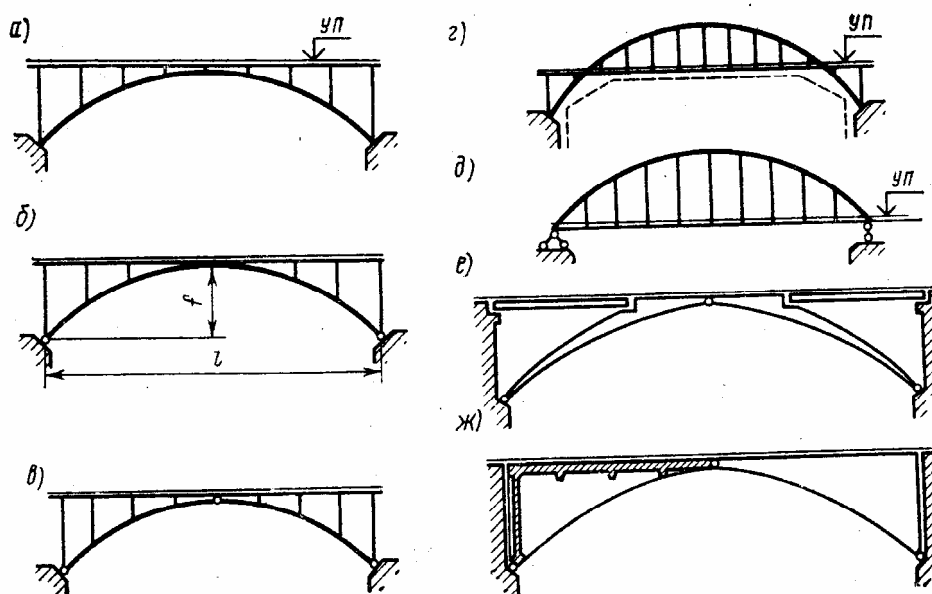


Рис. 135. Схемы арочных пролетных строений

Двухшарнирные арки (рис. 135, б) меньше реагируют на указанные воздействия. Трехшарнирные (статически определимые) арки (рис. 135, в) свободны от отмеченного недостатка. Однако они имеют наименьшую жесткость и перелом линии прогиба в замковом шарнире, что ограничивает их применение в мостах под железную дорогу.

Важной характеристикой арочных пролетных строений является отношение стрелы подъема  $f$  к пролету  $l$ , определяющее пологость арки. Чем меньше это отношение, тем больше распор, а также дополнительные внутренние усилия от изменения температуры, ползучести, усадки и смещения опор.

В арочных мостах применяют конструкции с различным расположением проезда относительно арок: с ездой поверху (см. рис. 135, а), посередине и понизу (рис. 135, г, д). Арки с ездой посередине применяют при стесненных подмостовых габаритах. В арках с ездой понизу распор воспринимается горизонтальным элементом - затяжкой. По характеру воздействия на опоры такие системы эквивалентны балочным.

В арочных пролетных строениях нагрузка от подвижного состава воспринимается конструкцией балочного типа - проезжей частью. Усилия с проезжей части на арки передаются через стойки или подвески.

В пролетных строениях с ездой поверху совместную конструкцию стоек и проезжей части называют надарочным строением. В некоторых случаях балки проезжей части опираются на свод и опору без промежуточных стоек (рис. 135, е). Имеются примеры конструкций, в которых функции надарочного строения выполняют сами арки, которые в этом случае называют дисковыми (рис. 135, ж).

В пролетных строениях арки объединяются между собой системой связей. При этом образуется пространственная конструкция, способная воспринимать различные горизонтальные нагрузки. Кроме того, связи обеспечивают устойчивость арок при продольном изгибе из их плоскости.

Арочные мосты разделяются по способу сооружения на монолитные и сборные. Монолитные арки бетонируют в пролете на криволинейных подмостях (кружалах). Сборные конструкции монтируют из готовых элементов с последующим замоноличиванием стыков.

Комбинированные системы мостов образуются путем объединения более простых конструкций. Здесь, как правило, сочетаются элементы, работающие на изгиб (балки), продольные усилия (подкосы, подпруги, ванты, гибкие арки), а также на совместное действие указанных факторов.

Наиболее целесообразна для железнодорожных мостов комбинированная система, образованная из балки и арки (арка с затяжкой). Эта конструкция (рис. 136, а) внешне безраспорная, что облегчает условия работы опор. Арки с затяжками применяют при пролетах, когда железобетонные балки становятся нецелесообразны ( $l > 33$  м), а также, когда

сооружение распорных систем затруднено по инженерно-геологическим условиям площадки строительства моста.

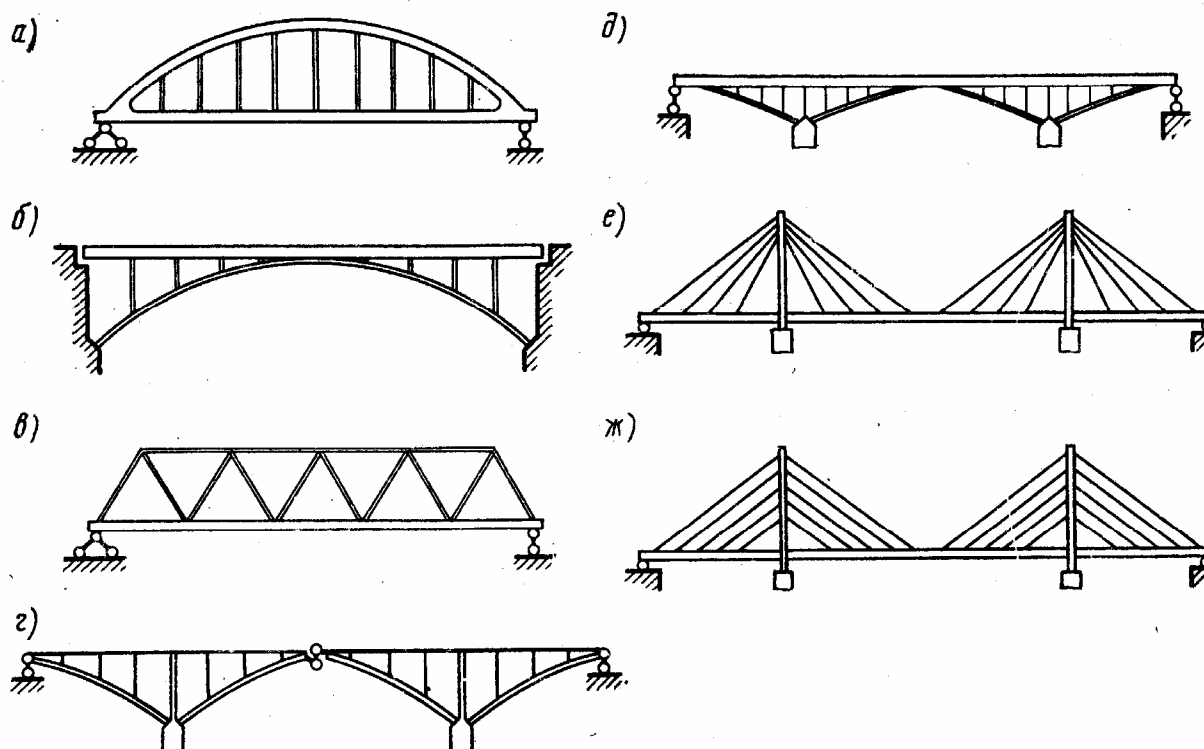


Рис. 136. Схемы комбинированных пролетных строений

Следующим типом комбинированной системы является сочетание жесткой балки и гибкой распорной арки (рис. 136, б). В такой конструкции арки малой высоты имеют относительно небольшую изгибную жесткость и воспринимают в основном сжимающие усилия. Здесь удобно применять сплошные своды, так как при их малой высоте обеспечивается значительная площадь поперечного сечения. Недостаток комбинированных систем с гибкими арками связан с повышенной их деформативностью при несимметричном (одностороннем) нагружении конструкции временной нагрузкой.

К комбинированным системам относится также конструкция со сквозными главными фермами и жестким нижним поясом, работающим в условиях изгиба и внецентренного растяжения (см. рис. 136, в). Комбинированные системы получили широкое распространение в автодорожных мостах. Здесь создано большое количество различных конструктивных форм, из которых отметим лишь некоторые.

Арочно-консольная система - образуется защемленными в опоры полуарками, объединенными затяжками (рис. 136, г). Полученные в

результате Г-образные рамы соединены между собой продольно-подвижным шарниром.

В некоторых случаях применяют систему, в которой неразрезная балка усилена подпругами (рис. 136, д).

К комбинированным системам можно отнести вантовые мосты с железобетонными балками жесткости. Вантовые мосты находят все более широкое применение в мостостроении для перекрытия средних и больших пролетов. В этих конструкциях балки жесткости поддерживаются растянутыми наклонными элементами-вантами, закрепленными на сжатых стойках-пилонах. Ванты изготовляют из стальных высокопрочных канатов. В некоторых случаях ванты заключают в железобетонные оболочки (жесткие ванты). Применяют различные схемы вантовых мостов, отличающихся типами расположения и количеством вант (рис. 136, е, ж). Для мостов с железобетонными балками жесткости характерны многовантовые системы, в которых упрощается конструкция узлов крепления вант.

При передаче горизонтальных составляющих усилий от вант на железобетонную балку жесткости большинство участков балки дополнительно обжимается, что благоприятно сказывается на ее работе.

Вантовые мосты имеют хорошие технико-экономические показатели. Они также хорошо приспособлены для навесного монтажа. Однако применение вантовых систем для железнодорожных мостов сдерживается из-за их повышенной деформативности, в том числе и в горизонтальном направлении, что связано с принципиальным конструктивным решением, а также обусловлено применением в вантах высокопрочных сталей. В последние годы вантовые системы начали применять для железнодорожных мостов небольших пролетов.

*Конструкции арочных и комбинированных мостов.* Основные конструктивные элементы арочных пролетных строений выполняют в виде отдельно стоящих арок или в виде сводов. Характерные типы поперечных сечений конструкций мостов с ездой поверху показаны на рис. 137.

В надарочном строении сводчатой арки конструкция проезжей части может быть выполнена в виде плиты, опертой на поперечные стенки-стойки. При увеличении расстояния между стенками-стойками проезжую часть выполняют в виде ребристой конструкции (рис. 137, а, б).

В пролетных строениях с отдельными арками проезжая часть имеет обычно ребристую конструкцию, опираемую на арки через стойки. В конструкциях небольших пролетов расстояния между осями арок, стоек и ребер балок проезда совпадают (рис. 137, б). При увеличении пролета расстояние между арками также возрастает по условию обеспечения горизонтальной жесткости. Оно должно составлять не менее  $1/20$  пролета или не менее  $1/5 - 1/6$  стрелы подъема арки (рис. 137, г).

При больших пролетах ширина свода или расстояние между арками может быть переменным, увеличивающимся от середины пролета к пятам. В этом случае арки имеют криволинейное очертание в плане, а стойки в поперечном направлении - наклон (рис. 137, д).

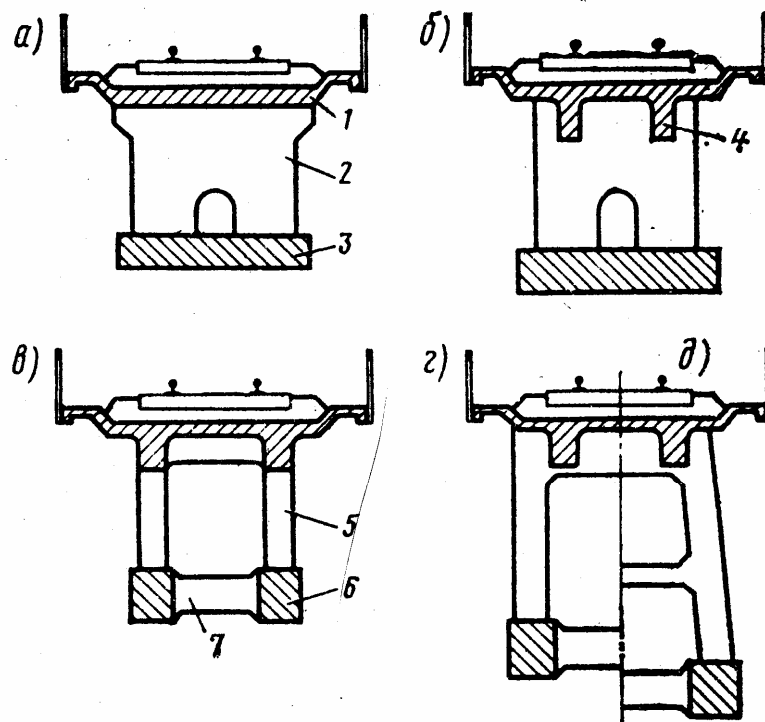


Рис. 137. Поперечные сечения арочных пролетных строений  
1 - плита; 2 - стенка-стойка; 3 - свод; 4 - балка; 5 - стойка; 6 - арка; 7 - распорка

Применяют различные типы поперечных сечений сводов и арок. (см. рис. 138). Наиболее простые по конструкции - сплошные своды (рис. 138, а). Они характерны для монолитных мостов с пролетами до 50 - 60 м. Высота свода достигает  $(1/50 \div 1/60) l$ . В мостах больших пролетов применяют пустотелые коробчатые своды (рис. 138, б). Широкие коробки сводов разделены, как правило, промежуточными стенками. При большой ширине сооружения применяют также отдельные своды (рис. 138, в), объединенные распорками. Толщина плит и стенок коробчатых сводов должна быть не менее 20 см.

Поперечные сечения отдельных арок имеют прямоугольную (рис. 138, г), двутавровую (рис. 138, д) или коробчатую форму (рис. 138, е). В сборных мостах больших пролетов коробчатое сечение может быть образовано из отдельных плоских плит заводского изготовления, соединенных сваркой закладных деталей с помощью стальных соединительных элементов.

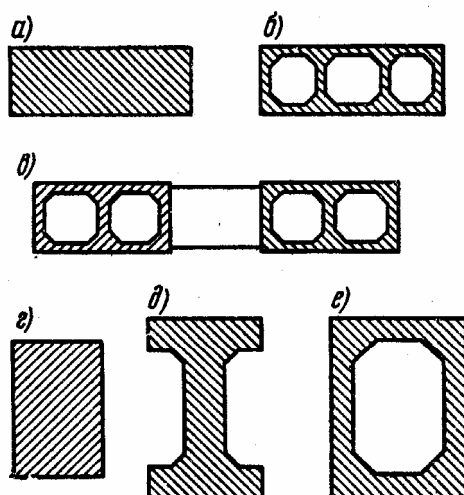


Рис. 138. Поперечные сечения сводов и арок

Высота сечения арок изменяется в пределах  $(1/30 \div 1/60) l$  при сплошном прямоугольном сечении и  $(1/25 \div 1/60) l$  при двутавровом или коробчатом сечении. В некоторых случаях высоту арок назначают переменной по длине. В бесшарнирных арках высота сечения может увеличиваться от замка к пятам в 1,2 - 1,5 раза.

Элементы арок работают в основном на сжатие и изгиб в вертикальной плоскости. При различных положениях временной нагрузки в сечениях арок могут возникать изгибающие моменты разных знаков, поэтому арки армируют в верхней и нижней зонах сечения.

Узлы сопряжения арок со стойками и распорками рассматриваемой монолитной конструкции выполнены путем заделки арматуры стоек и распорок в тело арок. Стойки в узлах сопряжения имеют армированные уширения. В сопряжениях коротких стоек с ригелем и аркой устраивают шарниры простейшей конструкции, что исключает работу таких стоек на изгиб.

В сборных пролетных строениях стыки элементов арки обычно совмещают с узлами присоединения стоек и распорок. В этом случае стыки делают достаточной ширины для размещения арматуры распорок.

На рис. 139 приведен пример конструкции сборной арки с ездой поверху под железную дорогу по проекту Гипротрансмоста. Расчетный пролет арки равен 53 м, стрела подъема 13,8 м ( $f/l = 1/3,84$ ). Отдельные арки собирают из прямолинейных монтажных элементов двутаврового поперечного сечения, причем высота всех элементов одинакова. Длина монтажных элементов арок, кроме двух, также одинакова. При этом равные панели в системе получаются за счет различной ширины монтажных швов.

Сборное надарочное строение состоит из поперечных рам, на которые опираются плитные пролетные строения проезжей части.

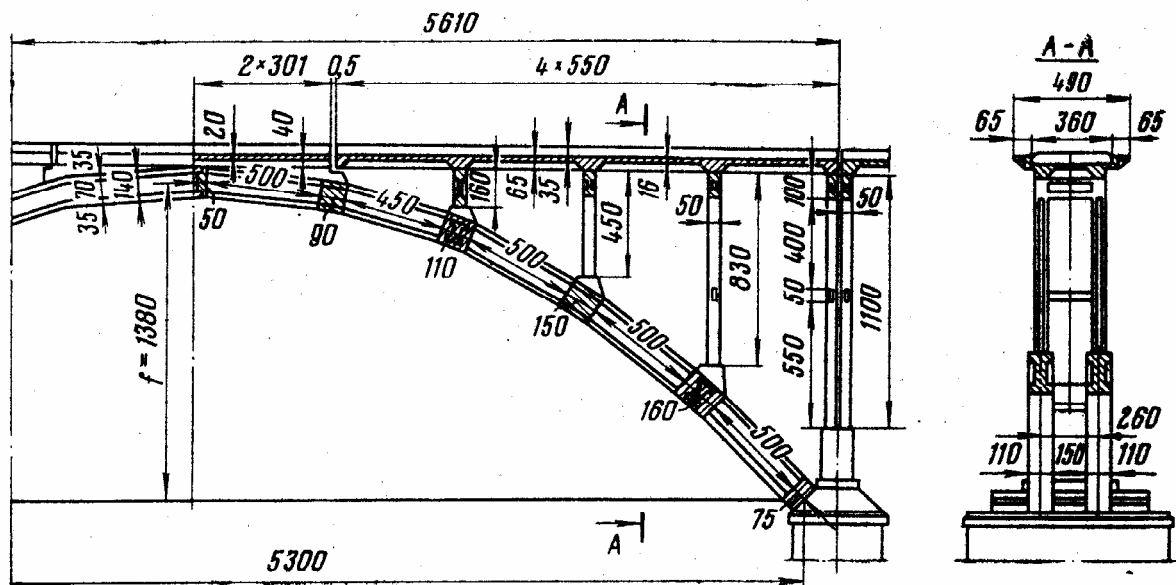


Рис. 139. Арочное пролетное строение из железобетона с ездой поверху

Примером арочного пролетного строения большого пролета из сборного железобетона является конструкция, осуществленная в СССР по проекту Гипротрансмоста (рис. 140).

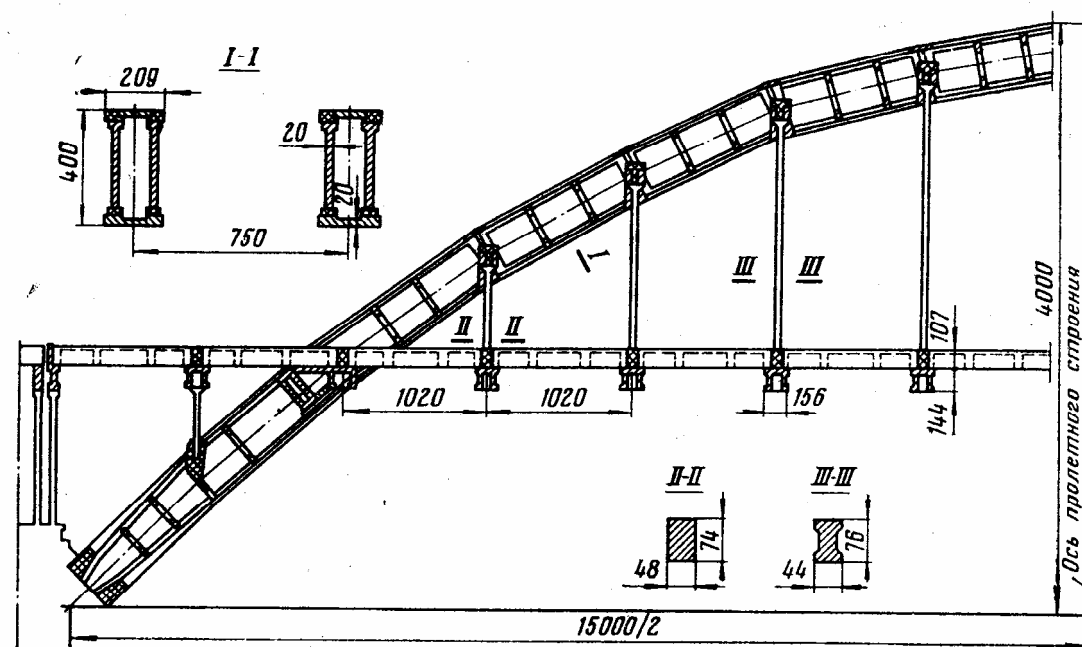


Рис. 140. Пролетное строение с коробчатой аркой и ездой посередине



Пролетные строения с бесшарнирными арками и ездой посередине имеют пролет 150 м и стрелу 40 м. Монтажные элементы арок выполнены постоянной высоты и расчленены поперечными стыками в местах прикрепления подвесок и стоек. Коробчатые поперечные сечения арок составлены из плоских элементов, объединенных на монтаже.

Продольные балки проезжей части, состоящие из двух П-образных блоков, опираются на поперечные балки П-образного сечения и объединены в неразрезную систему. Подвески, работающие на растяжение, армированы напрягаемыми пучками высокопрочной проволоки.

Наиболее распространенным типом комбинированных систем, применяемых для железнодорожных мостов, являются арки с затяжками. В этих конструкциях с ездой понизу распор воспринимается специальными элементами - затяжками, расположенными в уровне проезжей части. Арки с затяжками оказывают на опоры такое же воздействие, как и балки.

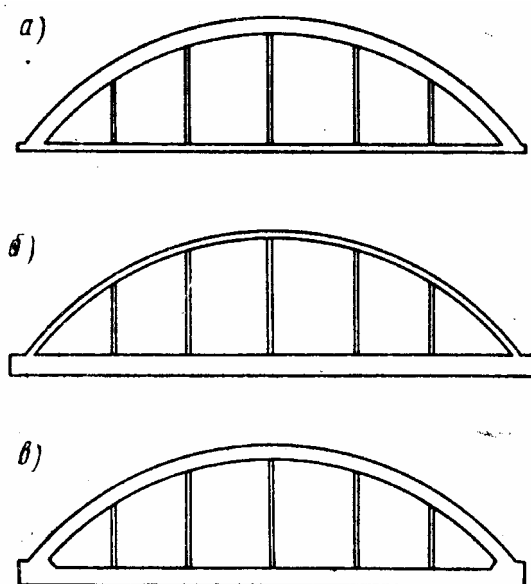


Рис. 141. Схемы арок с затяжками

Различают три типа рассматриваемых конструкций: жесткие арки с гибкими затяжками (рис. 141, а), гибкие арки с жесткими затяжками - балками жесткости (рис. 141, б) и жесткие арки с жесткими затяжками (рис. 141, в). Считается, что элемент (арка или затяжка) является жестким при отношении моментов инерции не менее 80. В этом случае изгибающие моменты в более гибком элементе малы и ими можно пренебречь. Если моменты инерции арки и затяжки отличаются не так значительно, то изгибающие моменты возникают как в арке, так и в затяжке (балке жесткости).

**Детали конструкций железобетонных пролетных строений. Мостовое полотно и тротуары.** Мостовое полотно железобетонных пролетных строений устраивают, как правило, с ездой на балласте. Возможно применение мостового полотна с непосредственным прикреплением пути к железобетонной плите, а также устройство пути на железобетонных, деревянных или металлических поперечинах.

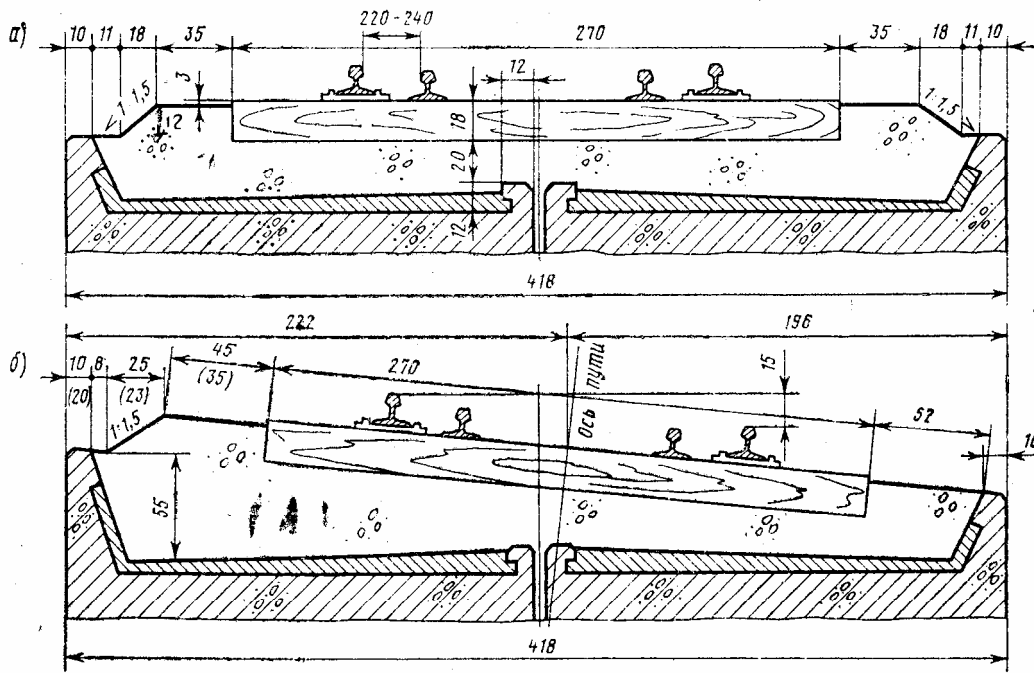


Рис. 142. Мостовое полотно на балласте  
а - на прямом участке пути; б - на кривом участке пути

Мостовое полотно при езде на балласте (рис. 142) состоит из рельсов, скреплений и шпал. При длине моста более 25 м или его расположении на кривой радиусом менее 1000 м устанавливают охранные приспособления (контруголки или контррельсы). На мостах с охранными приспособлениями на 1 км пути укладывают не менее 2000 шпал, на остальных мостах количество шпал должно быть таким же, как и на прилегающих участках. В мостах на кривых участках пути возвышение наружного рельса достигается за счет увеличения толщины балластного слоя. При этом в проекте должно быть предусмотрено повышение борта балластного корыта. Размер балластной призмы со стороны наружного рельса увеличивается на 10 см.

Показанные на рис. 142 размеры балластного корыта характерны для эксплуатируемых мостов. При строительстве новых и переустройстве существующих мостов размеры балластного корыта должны обеспечивать пропуск щебнеочистительных машин (рис. 143).

Для мостов с ездой на балласте должен применяться щебень с

достаточной сопротивляемостью удару и морозостойкостью. Для балластировки пути на мостах может также применяться асбестовый балласт, получаемый из отходов асбестового производства.

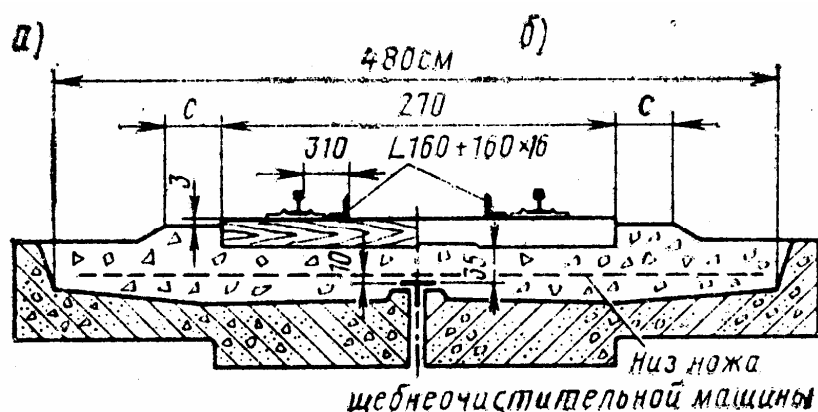


Рис. 143. Балластное корыто, предусматривающее пропуск щебнеочистительной машины  
а - с деревянными шпалами; б - с железобетонными шпалами

На железобетонных мостах в опытным порядке может применяться конструкция мостового полотна с непосредственным креплением пути к железобетонной плите.

Контруголки или контррельсы укладывают на мостах между задними гранями устоев. Концы контруголков (контррельсов) должны быть выведены за заднюю грань устоя на расстояние не менее 10 м и сведены к оси пути «челноком», заканчивающимся сварным устройством - башмаком (рис. 144).

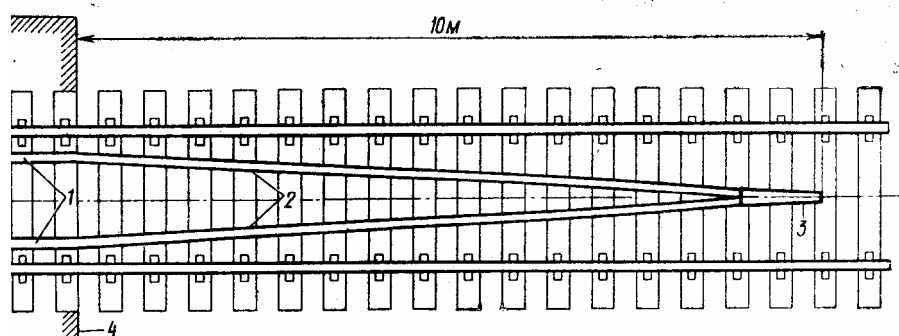


Рис. 144. Схема расположения контррельсов перед мостом  
1 - контррельсы; 2 - челнок; 3 - башмак; 4 - задняя грань устоя

На всех мостах длиной более 25 м предусматривается устройство двусторонних тротуаров с перилами для прохода обслуживающего персонала. Тротуары устраивают также на всех мостах высотой более 5 м и

на всех путепроводах и мостах, расположенных в пределах станций. В северной строительно-климатической зоне тротуары должны иметь все мосты длиной более 10 м.

Тротуары на железобетонных пролетных строениях индустриального изготовления устраивают, как правило, в виде съемных конструкций. В этом случае применяют металлические или железобетонные консоли, на которые укладывают тротуарные железобетонные плиты (рис. 145).

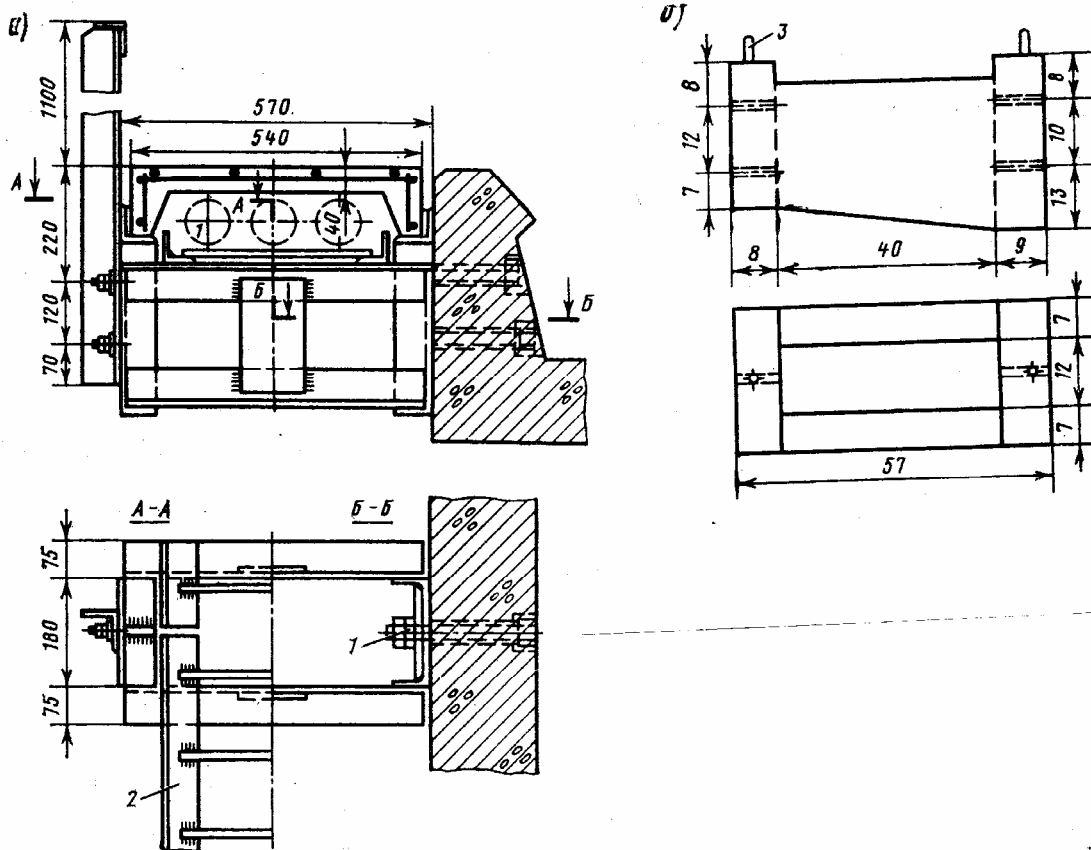


Рис. 145. Тротуарные консоли

а - металлическая консоль (на плане тротуарная плита не показана); б - железобетонная консоль

1 - болт крепления консоли; 2 - настил для коммуникаций; 3 - упорные стержни

Металлическую консоль выполняют в виде сварной коробки из уголков 75 х 8 мм и швеллера № 18а. Консоль крепят к бортику балластного корыта двумя болтами М27. Стойки перильного ограждения делают из уголков 70 х 8 мм и крепят к консоли двумя болтами М20.

Железобетонные консоли имеют также коробчатую форму. Упорные стержни здесь ставят для фиксации положения тротуарных плит. Перильное ограждение устраивают так же, как и на металлических консолях.

В мостах на кривых участках пути внутреннюю тротуарную консоль удлиняют на размер, зависящий от радиуса кривой.

На пролетных строениях с уширенным балластным корытом для пропуска щебнеочистительных машин боковые тротуары можно не устраивать.

Расстояние от оси пути до наиболее выступающих частей перил на прямых участках пути должно быть не менее 2480 мм, в мостах на кривых это расстояние увеличивается.

На всех мостах длиной более 50 м, а на участках скоростного движения и в северной климатической зоне на мостах длиной более 25 м должны предусматриваться площадки-убежища для размещения людей и материалов при проходе поездов. Убежища размещают на удлиненных железобетонных или металлических консолях через 50 м (25 м для скоростного движения) в шахматном порядке. Для новых мостов ширина убежища должна быть не менее 1 м и длина - не менее 3 м.

*Гидроизоляция и водоотвод.* Для обеспечения долговечности элементов железобетонных мостов их конструкция должна быть защищена от проникновения, в бетон воды. Длительное воздействие воды на бетон вызывает растворение и вымывание извести. Это понижает прочность бетона и приводит к его постепенному разрушению, особенно в условиях попеременного замораживания и оттаивания.

Для предохранения бетона от воздействия воды его покрывают гидроизоляцией. Гидроизоляцию устраивают на поверхности плиты балластного корыта (рис. 146). Для стока воды поверхность плиты делают с уклоном. Края изоляции закрепляют в специальных углублениях бортиков.

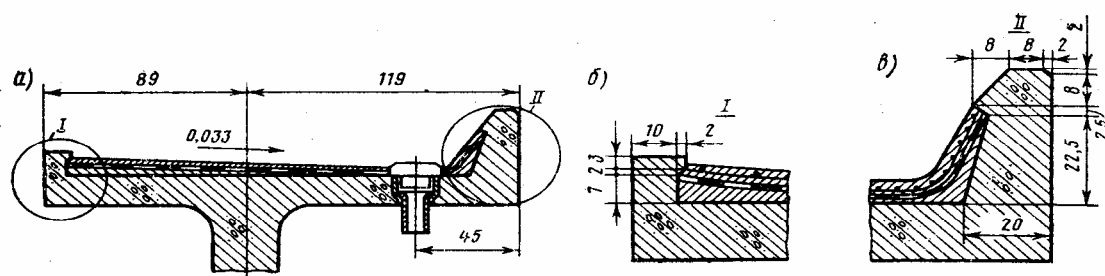


Рис. 146. Гидроизоляция балластного корыта  
а - поперечный разрез; б, в - заделка изоляции в узлах I и II

Гидроизоляция балластного корыта должна быть водонепроницаемой по всей изолируемой поверхности, обладать водо-, био- и химической стойкостью, тепломорозостойкостью и эластичностью во времени и интервале расчетных температур, сохранять сплошность при образовании на изолируемой поверхности бетона трещин допустимого раскрытия.

Гидроизоляцию наносят на подготовительный (выравнивающий) слой из

цементно-песчаного раствора или мелкозернистого бетона. Перед укладкой гидроизоляции подготовительный слой покрывают грунтовкой.

В зависимости от климатических условий района строительства применяют различные типы гидроизоляции. Битумная мастичная гидроизоляция, имеющая и марку БМ-1, может применяться во всех климатических зонах. Она состоит из четырех слоев битумной мастики, которую наносят в горячем состоянии, и трех слоев армирующего материала из стеклоткани или льно-джуто-кенафтной. На последний (отделочный) слой битумной мастики укладывают защитный слой из цементно-песчаного раствора или мелкозернистого бетона, который армируют сеткой из проволоки диаметром 2 - 4 мм с размером ячейки 45 - 75 мм. На готовую поверхность защитного слоя наносят битумную грунтовку.

Изольная рулонная гидроизоляция (индекс ИР) применяется в районах с умеренным климатом. Ее выполняют на основе безосновного рулонного изола и холодной мастики изол, упрочняемой армирующей прослойкой, наклеиваемой между рулонными слоями.

Для мостов северного исполнения применяют тиоколовую мастичную гидроизоляцию (индекс ТМ) на основе холодных самовулканизирующихся тиоколовых мастик. Такую гидроизоляцию устраивают нанесением на огрунтованную изолируемую поверхность двух слоев мастики с размещением между слоями армирующей стеклоткани. Рабочие составы тиоколовых мастик готовят на основе тиоколовой пасты СМ-1, куда непосредственно перед употреблением вводят определенное количество вулканизирующей пасты № 30; или с использованием тиоколовой пасты У-30, в которую добавляют вулканизирующую пасту № 9, ускоритель вулканизации ДФГ, а также пластификатор-дибутилфталат и растворитель.

Для районов с суровым климатом применяют также резиноподобную рулонную гидроизоляцию (индекс РПР). Ее выполняют последовательно наклейкой на изолируемую поверхность двух слоев рулонного материала, в состав которого входит техническая резина, вулканизированный бутизол и армогидробутил. В качестве клеящих составов применяют холодные мастики типа МББ-Х-120 или клей СВ-1.

Отвод воды из балластного корыта происходит через водоотводные трубки (рис. 146). Водоотводные отверстия нарушают непрерывность изоляционного слоя и могут способствовать снижению долговечности конструкции. В последнее время в плитных пролетных строениях мостов и конструкциях станционных путепроводов нашло применение устройство водоотвода в щели между соседними блоками. С этой целью поверхностям плит придают поперечный уклон к оси пути.

*Анкеры напрягаемой арматуры.* В предварительно напряженных железобетонных пролетных строениях напрягаемая арматура должна быть надежно закреплена в бетоне и обеспечивать передачу на бетон заданных

усилий обжатия. Для этого используют различные типы анкеров. Без устройства анкеров допускается применять только арматуру из стержней периодического профиля, напрягаемую на упоры.

В конструкциях с арматурой в виде пучков высокопрочной проволоки, напрягаемых на упоры, широкое распространение получили каркасно-стержневые анкеры системы МИИТа. Анкер состоит из центрального круглого стержня, приваренного к диафрагме, через пазы которой проходят проволочные пряди пучка (рис. 147).

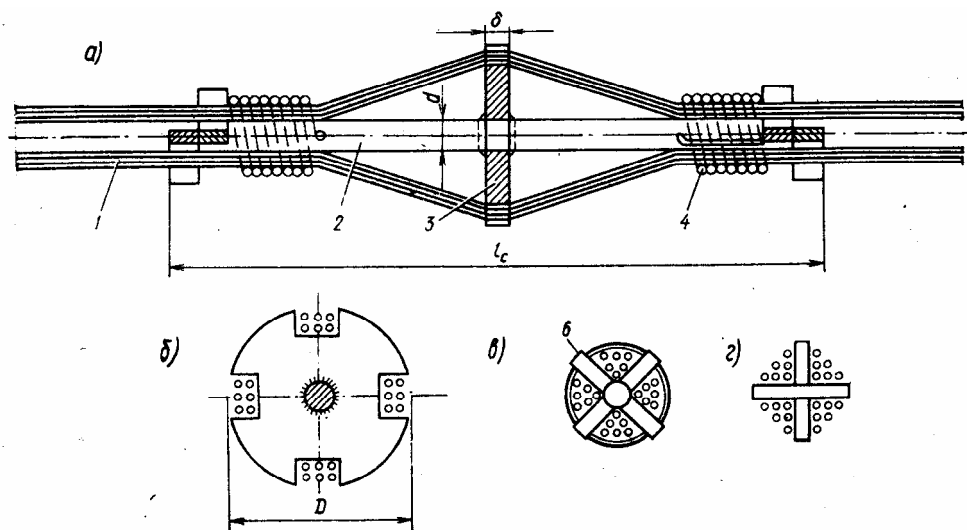


Рис. 147 . Каркасно-стержневой анкер

- а - конструкция анкера; б - диафрагма; в - упор из планок; г - сечение пучка за анкером  
 1 - проволоки пучка; 2 - центральный стержень; 3 - диафрагма; 4 - скрутка

Анкеры ставят на концах и по длине пучков в соответствии с эпюрой материалов. При изготовлении балки бетон заполняет всю полость анкера, что создает надежное закрепление арматуры в бетоне.

Для закрепления пучков при натяжении арматуры на бетон применяют концевые анкеры различной конструкции. Большое распространение имеют концевые конусные анкеры. Конусный анкер (рис. 148) состоит из колодки с коническим отверстием и конусной пробки.

Пучки арматуры могут закрепляться в анкерах также за счет создания на концах проволок утолщенных головок. В этом случае исключено проскальзывание проволок, а натяжение можно вести простыми домкратами одиночного действия. Используются натяжные монолитные и неподвижные сборные анкеры конструкции ЦНИИС (рис. 149), предназначенные для пучков из проволок с утолщенными головками.

Натяжной монолитный анкер представляет собой стальной цилиндр с

высверленными в нем отверстиями для пропуска проволок. На внутренней поверхности цилиндрического корпуса анкера выполнена резьба для захвата анкера штоком домкрата. Наружная резьба предназначена для навинчивания анкерной гайки, закрепляющей натянутый пучок на бетонной поверхности.

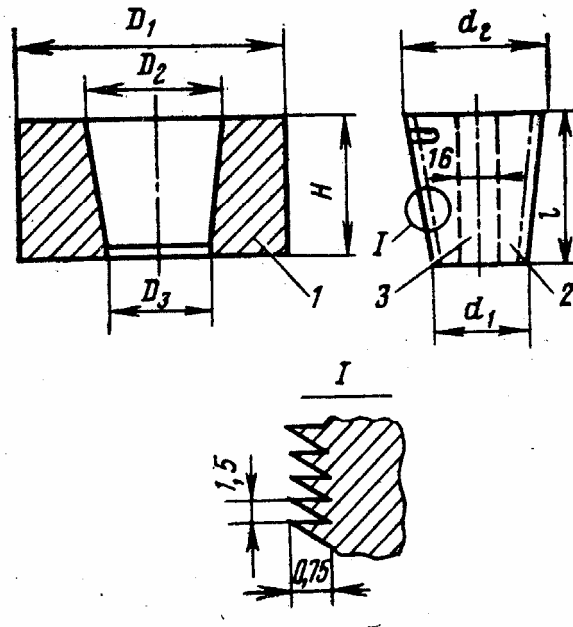


Рис. 148. Конусный анкер

1 - колодка; 2 - конусная пробка; 3 - отверстие для нагнетания

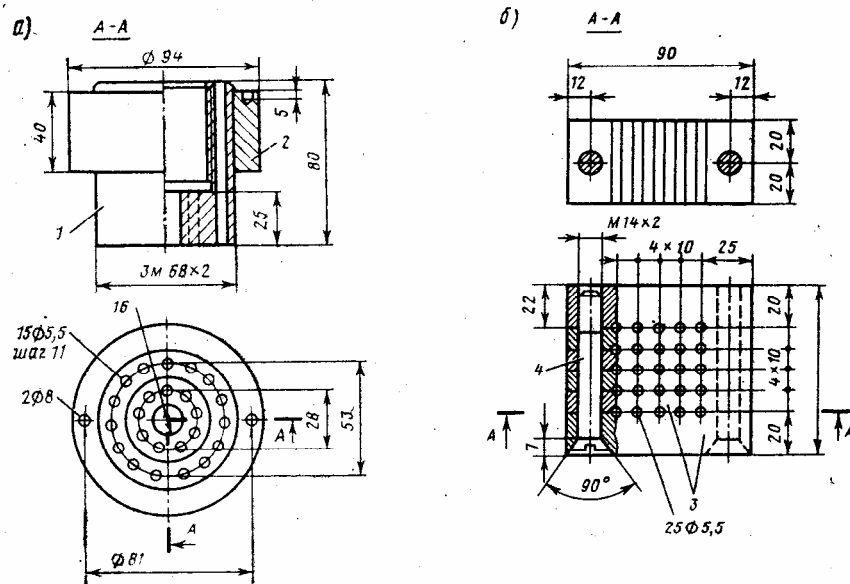


Рис.149. Анкеры для проволок с высаженными головками

а - монолитный монтажный анкер; б - сборный неподвижный анкер

1 - стальной цилиндр; 2 - гайка; 3 - пластины; 4 - винт



Для натяжения стержневой арматуры небольшой длины (например, предварительно напряженных хомутов) используются резьбовые анкеры в виде гайки, навинчиваемой на резьбу стержня. Неподвижные концы стержней закрепляются в бетоне с помощью приваренных коротышей, петли или высаженных головок (рис. 150).

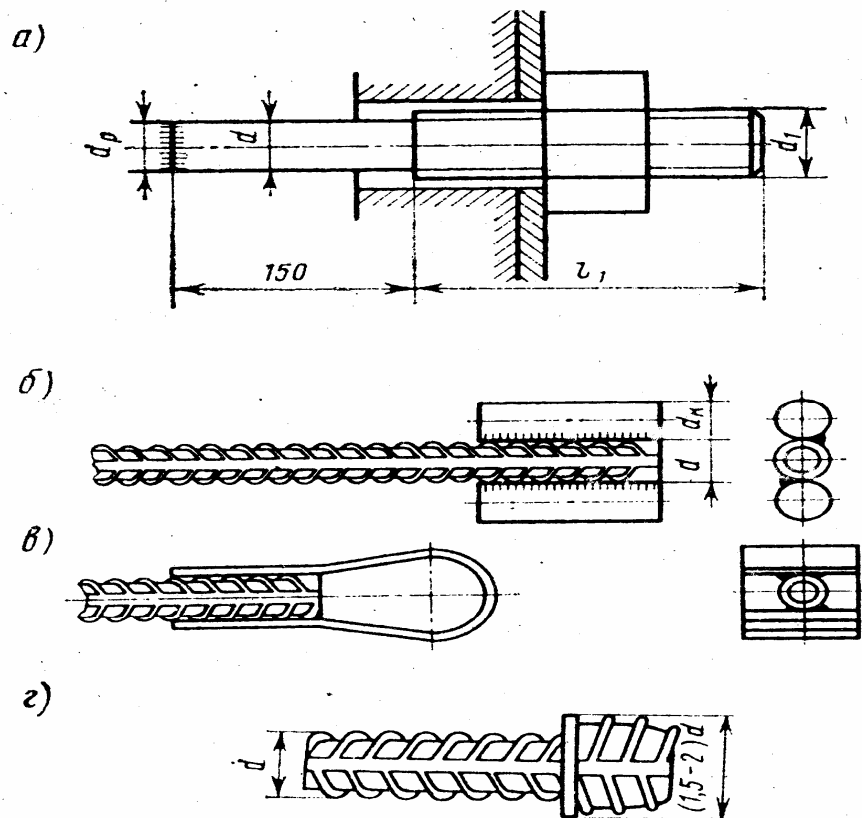


Рис. 150. Анкеры стержневой арматуры

А - резьбовой; б - с приваренными коротышами; в - с приваренной петлей; г - с высаженной головкой

*Стыки сборных элементов и составных конструкций.* Основным направлением индустриализации строительства мостов является применение сборных конструкций. Особенность конструкций индустриального типа - наличие монтажных стыков, которые должны обеспечивать совместную работу конструкции в целом, а также необходимые - прочность, выносливость, устойчивость, трещиностойкость, водонепроницаемость и долговечность. При проектировании стыков особое внимание необходимо обращать на простоту их конструкции, наименьшие затраты труда и материалов при их устройстве, возможность собирать конструкцию при различных погодных и температурных условиях, особенно в зимний период.

В пролетных строениях мостов, монтируемых из отдельных балок, применяют различные типы стыков. Продольные стыки плит проезжей

части (рис. 151, а) выполняют сваркой внахлестку выпусков арматуры с последующим обетонированием шва между плитами. Длина одностороннего связующего сварного шва должна быть не менее шести диаметров стыкуемых стержней при наименьшей толщине швов 4 мм. Такой стык надежно воспринимает изгибающие моменты, Однако его устройство осложняется необходимостью совмещать выпуски арматуры и производить сварочные работы.

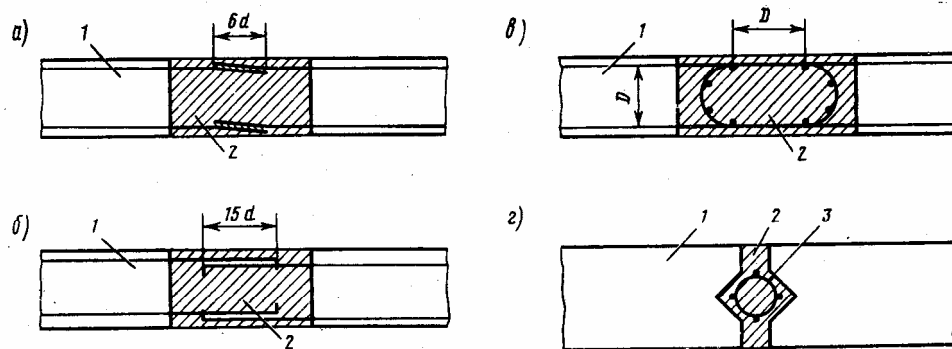


Рис. 151. Стыки арматуры плиты проезжей части  
1 - блоки плиты; 2 - бетон омоноличивания; 3 - спиральная арматура

В плитах допускается также применять стыки с взаимными выпусками арматуры периодического профиля, стыкуемыми внахлестку, а также петлевые стыки с прямой вставкой (рис. 151, б, в). При этом выпуски арматуры должны иметь определенную длину.

Надежное соединение плит можно создать, применяя стык с поперечным обжатием шва. В этом случае стыки обжимаются предварительно напрягаемой арматурой, располагаемой в закрытых или открытых каналах, идущих в плитах поперек оси моста.

Продольный шов плиты балластного корыта железнодорожных пролетных строений, монтируемых из отдельных блоков, в большинстве случаев неомоноличивают. Такой шов желательно объединять в плитных пролетных строениях длиной более 15 м или при расположении плитных пролетных строений на кривой.

Наиболее простым соединением плит балластного корыта является шпоночный стык (рис. 151, г), который выполняют путем заполнения бетоном продольного паза на стыкуемых кромках. Для улучшения работы шпонки на срез в продольный паз устанавливают спиральную арматуру. Такой стык препятствует взаимному вертикальному смещению блоков, однако, он не может воспринимать растягивающие напряжения.

Перспективны сухие продольные стыки плит, которые успешно применяют во всех типах пролетных строений. В железнодорожных пролетных строениях объединение плит сухим продольным стыком

превращает поперечное сечение в П-образную раму, что позволяет отказаться от диафрагм, и значительно снижает воздействие на стенки балок крутящего момента. Кроме того, появляется возможность создания коробчатых пролетных строений с сухими продольными стыками плит.

Сухой продольный стык двух смежных плит образуется из ряда сварных соединений - шпонок, расположенных на равных расстояниях друг от друга (рис. 152). Шпоночное соединение состоит из двух полушпонок (стальных закладных пластин), объединяемых на монтаже приваркой стальных клиновидных вкладышей. Листы полушпонок наклонены к плоскости плиты под углом  $60^\circ$  и приварены к арматуре плиты в торец контактно-дуговой сваркой. Конструкция сварного шпоночного стыка хорошо компенсирует возможные неточности при совмещении плит и надежно воспринимает любые виды воздействий.

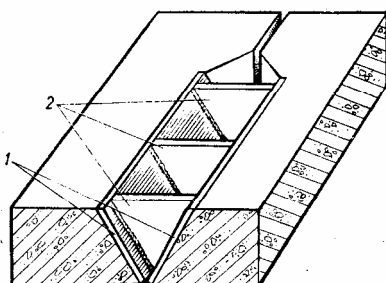


Рис. 152. Шпоночный стык плиты

1 - стальные пластины полушпонки; 2 - клиновидные вкладыши

Блоки железнодорожных пролетных строений объединяются по стыкам диафрагм путем сварки закладных деталей (рис. 153). Каждая полудиафрагма блока окаймляется уголком  $140 \times 140 \times 12$  мм, приваренным к стержневой арматуре. При монтаже блоков уголки соединяют приваркой полосовых вертикальных накладок. Такое соединение позволяет сразу начинать эксплуатацию, оставляя омоноличивание стыка на более удобное время.

Омоноличивание стыков диафрагм выполняют главным образом для предохранения стальных элементов от коррозии. Для улучшения связи бетона омоноличивания с конструкцией стыка к накладкам, имеющим отверстия, приваривают арматурные сетки. Современные неразрезные и консольные пролетные строения мостов сооружают, как правило, из отдельных блоков, с устройством поперечных монтажных стыков. В процессе монтажа стыки обжимают усилиями предварительного напряжения арматурных пучков. Сжатые стыки воспринимают большие изгибающие моменты и поперечные силы.

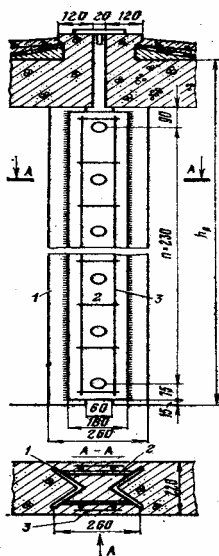


Рис. 153. Монтажный стык диафрагмы

1 - окаймляющий уголок; 2 - стальная накладка; 3 - арматурная сетка

Смежные блоки могут иметь стыки различной формы: плоские вертикальные и наклонные с уступом, а также зубчатые треугольного и трапецеидального очертаний (см. рис. 154).

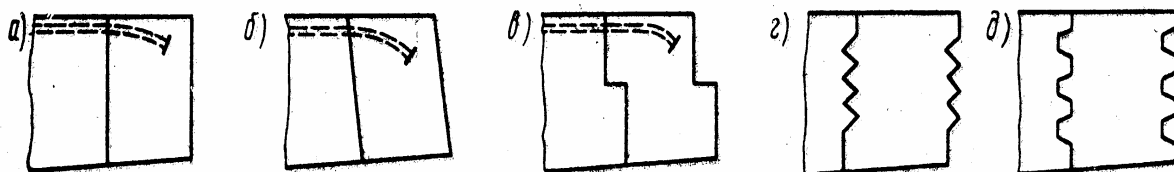


Рис. 154. Варианты поперечных стыков составных конструкций  
а - вертикальный; б - наклонный; в - ступенчатый; г - зубчатый; д - трапецеидальный

При монтаже поверхность швов покрывают клеями на основе эпоксидной смолы. Для обеспечения совпадения торцов смежных блоков при их изготовлении применяют метод отпечатка, при котором опалубкой для одного из торцов очередного блока служит торцовая поверхность предыдущего блока, Стыки сборных конструкций с поперечным членением могут выполняться также, сухими (без клея). В некоторых случаях применяют широкие стыки с последующим омоноличиванием т.е. - мокрые стыки.

## 6.4. Стальные мосты

**Общие сведения о стальных мостах.** *Характеристика стальных мостов.* Стальными называют мосты, главные пролетные строения которых изготовлены из стали. Опоры их могут быть из бетона, железобетона и других материалов.

Строительные стали обладают высокой прочностью, пластичностью и ударной вязкостью. Поэтому стальные мосты имеют наибольшие пролеты и надежно работают на тяжелые динамические нагрузки. Современные стальные мосты имеют пролеты до 1410 м, а железобетонные - до 305 м. Разработан проект стального моста пролетом 3030 м.

Стальные пролетные строения имеют различные статические схемы и разнообразные конструктивные формы. Они легко расчленяются на крупные блоки или элементы, удобные для изготовления, перевозки и монтажа. Масса стальных пролетных строений значительно меньше соответствующих железобетонных, что снижает нагрузку на опоры мостов, уменьшает транспортные и другие расходы.

Большим преимуществом стальных мостов является максимальная индустриализация их изготовления на специальных заводах, применение автоматической электросварки, высокое качество и степень заводской готовности конструкций, а также высокий уровень комплексной механизации и малая трудоемкость монтажа различными способами, в любое время года и очень короткие сроки.

Стальные пролетные строения имеют длительный срок службы. Они могут быть сравнительно просто усилены при увеличении временной подвижной нагрузки.

Основным недостатком стали является возможность ее коррозии, поэтому стальные пролетные строения требуют тщательного содержания и периодической окраски, что увеличивает эксплуатационные расходы. Однако применение антикоррозийных сталей и специальных покрытий устраняет этот недостаток.

Стальные мосты сооружают на различных дорогах в районах с любыми климатическими условиями. На железных дорогах России они составляют более 50 % протяженности всех мостов.

Применение стальных мостов должно быть обосновано технико-экономическими расчетами. Обычно стальные мосты экономически целесообразны при больших пролетах, а в некоторых случаях и при средних. Применение больших пролетов сокращает количество опор, что при высоких опорах и глубоких фундаментах существенно снижает объемы и трудоемкость работ, сокращает продолжительность и стоимость строительства мостов.

Главные задачи в области стальных мостов следующие: снижение расхода стали, широкое внедрение высокопрочных сталей, укрупнение элементов пролетных строений на заводах, упрощение монтажных стыков, дальнейшее совершенствование электросварки, технологии заводского изготовления и монтажа стальных пролетных строений.

*Материалы стальных мостов.* Для конструкций мостов, работающих на многократно повторяющиеся тяжелые динамические нагрузки, применяют высококачественные углеродистые и низколегированные, мартеновские и конверторные, горячекатаные стали, удовлетворяющие требованиям действующих ГОСТов и СНиПов.

*Марки стали.* Мостовые конструкции изготавливают из сталей различных марок, отличающихся друг от друга химическим составом, способом выплавки и термообработки, механическими и другими свойствами.

Для основных несущих элементов пролетных строений применяют специальные стали марок 16Д, 15ХСНД и 10ХСНД 1, 2 и 3-й категорий.

Для второстепенных элементов мостовых конструкций применяют стали марок ВСтЗ, ВСт2, 09Г2С, 10Г2С, 14Г2 и др.

*Классы стали.* В зависимости от механической прочности все стали подразделяются на семь классов, которые обозначают буквой С (сталь) и числами, показывающими: в числителе - временное сопротивление, а в знаменателе - предел текучести стали (в кН/см<sup>2</sup>). Например, сталь марки 10ХСНД относится к классу С52/40.

Кроме того, стали делятся на три группы: обычной прочности - включающие малоуглеродистые стали класса С38/23; повышенной прочности - низколегированные стали классов С44/29, С46/33 и С52/40, и высокой прочности - термоупрочненные стали классов С60/45, С70/60 и С85/75.

*Выбор марок сталей.* Для конструкций мостов применяют различные марки сталей, в зависимости от назначения моста (железнодорожный или автодорожный), типа исполнения (обычного или северного), вида элемента (несущий или второстепенный), способа монтажных соединений (сваркой или высокопрочными болтами), вида и толщины проката и других особенностей.

При выборе марки стали необходимо учитывать, что для районов с расчетной минимальной температурой воздуха  $T_{min}$  до минус 40° С включительно применяют конструкции обычного исполнения, для районов с  $T_{min}$  ниже минус 40° С до минус 50° С включительно - северного исполнения группы А, а для районов с  $T_{min}$  ниже минус 50° С - северного исполнения группы Б. Следует также учитывать, что с повышением прочности стали стоимость ее увеличивается, а расход уменьшается.

Для несущих элементов сварных пролетных строений, опор и эксплуатационных устройств мостов обычного исполнения с монтажными

соединениями высокопрочными болтами или сваркой без стыковых вертикальных швов применяют углеродистую сталь марки 16Д и низколегированные стали марок 15ХСНД, 15ХСНД-2, 10ХСНД и 10ХСНД-2; северного исполнения А - стали марок 15ХСНД-2 и 10ХСНД-2, а северного исполнения Б - 10ХСНД-3 и 15ХСНД-40. Для таких же элементов, но с монтажными сварными стыковыми вертикальными швами, выполненными автоматом, для обычного исполнения применяют стали марок 15ХСНД-2 и 10ХСНД-2, северного исполнения А - 15ХСНД-3 и 10ХСНД-3, а северного исполнения Б - только сталь марки 10ХСНД-3.

Для несущих сварных элементов тротуаров, смотровых приспособлений и мостового полотна обычного исполнения допускается применение стали марки ВСтЗсп5, а без сварных соединений - стали марки ВСтЗсп4. При толщине проката до 10 мм включительно применяют полуспокойную сталь тех же марок. Для этих же элементов северного исполнения допускается применение стали марок 10Г2С1Д-6, 10Г2С1-6, 09Г2СД-6, 09Г2С-6, 09Г2Д-6, 09Г2-6 и 14Г2-6.

Для ограждающих элементов тротуаров и смотровых приспособлений при обычном и северном исполнении применяют сталь марки ВСтЗпс2, для настилов ходов - СтЗпс2, для заполнения перил и нерабочих прокладок - СтЗкп2.

*Сортамент стали.* Мостовые конструкции изготовляют из листовой и фасонной горячекатаной стали, выпускаемой металлургическими заводами и удовлетворяющей требованиям ГОСТов и СНиПов. Сортамент сталей см. в разделе 3,3 настоящего Пособия.

**Основные виды стальных пролетных строений.** *Основные части пролетных строений.* Стальные пролетные строения мостов состоят из следующих частей: 1) проезжей части (мостового полотна, продольных и поперечных балок); 2) главных несущих элементов (балок, арок, ферм и др.); 3) продольных и поперечных связей между главными несущими элементами; 4) смотровых приспособлений (рис. 155).

Мостовое полотно предназначено для движения транспортных средств и пешеходов. Железнодорожное мостовое полотно бывает безбалластным и с балластом. Безбалластное полотно состоит из путевых рельсов и контруголков или контррельсов, прикрепленных к деревянным или металлическим поперечинам, к железобетонным или стальным плитам. Тротуары с перилами устраивают обычно на металлических кронштейнах (рис. 155, а). Мостовое полотно с ездой на балласте состоит из рельсов, контруголков, шпал и балласта, уложенного в железобетонное или стальное корыто с тротуарами и перилами. Мостовое полотно располагают на главных несущих элементах (см. рис. 155, а) или на продольных балках проезжей части (рис. 155, б).

Продольные и поперечные балки проезжей части устраивают в

пролетных строениях с ездой понизу (см. рис. 155, б), а также с ездой поверху при значительных (более 2,5 м) расстояниях между осями главных несущих элементов поперек пути. Продольные балки прикрепляют к поперечным, а поперечные балки - к главным несущим элементам пролетных строений. Таким образом, балки проезжей части воспринимают временную подвижную нагрузку от мостового полотна и передают ее главным несущим элементам.

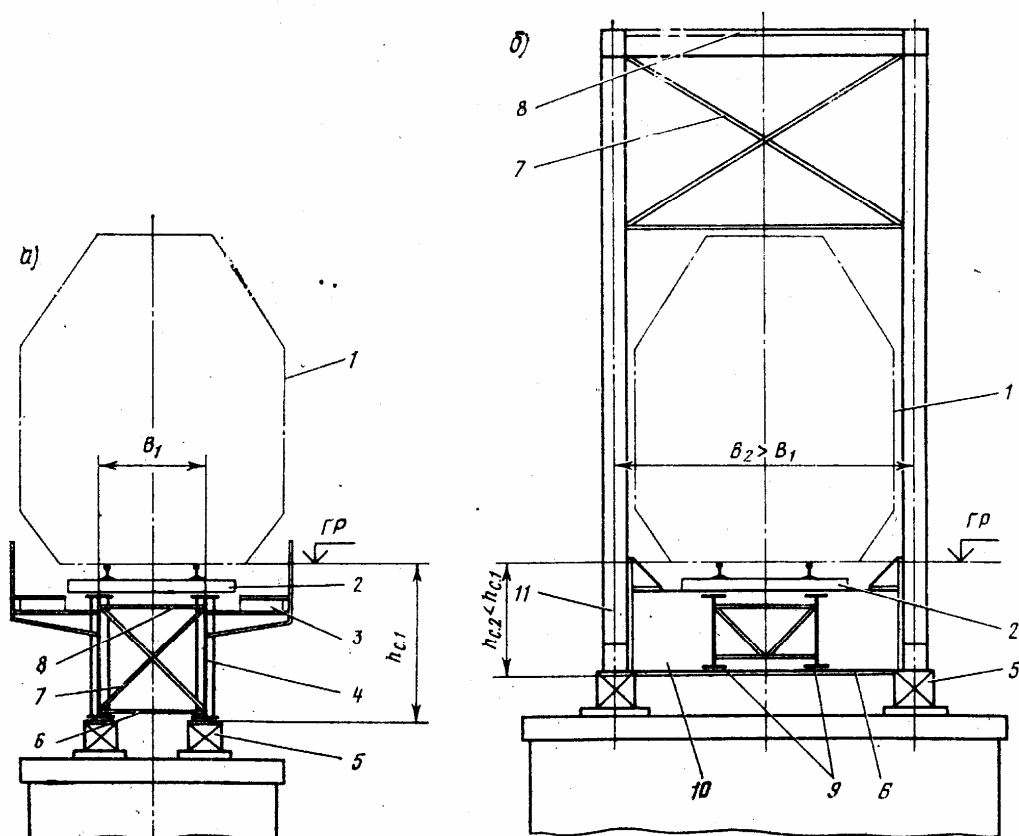


Рис. 155. Поперечные разрезы стальных пролетных строений

1 - габарит приближения строений; 2 - мостовое полотно; 3 - тротуар с перилами; 4 - главная балка со сплошной стенкой; 5 - опорная часть; 6 - нижние продольные связи; 7 - поперечные связи; 8 - верхние продольные связи; 9 - продольные балки; 10 - поперечная балка; 11 - главная ферма

Главные несущие элементы пролетных строений представляют собой балки, фермы, рамы, арки и другие конструкции различных статических схем. Они перекрывают пространство между опорами моста, воспринимают временную подвижную и постоянную нагрузки от проезжей части и передают их опорам.

Продольные и поперечные связи устраивают между главными несущими элементами. Продольные связи располагают обычно в плоскостях верхнего и нижнего поясов главных элементов (см. рис. 155). Связи



обеспечивают пролетным строениям пространственную геометрическую неизменяемость, жесткость и устойчивость.

Смотровые приспособления представляют собой лестницы, трапы с перилами, катучие тележки, подъемные люльки и другие устройства для осмотра, очистки, окраски и ремонта любой части стального пролетного строения.

*Основные виды пролетных строений.* Стальные пролетные строения мостов имеют различные статические и конструктивные схемы, способы соединения элементов, виды мостового полотна и другие особенности.

По статической схеме главные несущие элементы стальных пролетных строений делятся на балочные (разрезные, консольные, неразрезные), рамные (неразрезные, с наклонными стойками и др.), арочные (трех-, двухшарнирные и бесшарнирные), висячие (с гибким кабелем, шарнирной цепью и др.) и комбинированные (балка с аркой, балка с кабелем, вантовые и др. системы).

По конструктивному решению пролетные строения подразделяются на сплошностенчатые и сквозные - из линейных стержней.

По виду металла пролетные строения бывают из углеродистой или низколегированной стали, обычного или северного исполнения и др.

По способу соединения элементов стальные пролетные строения делятся на клепаные, сварные и болтовые, а также на клепано-сварные и болто-сварные, когда элементы изготовляют на заводах сварными, а на монтаже соединяют заклепками или болтами.

По уровню расположения проезжей части пролетные строения бывают с ездой поверху (см. рис. 155, а), понизу (см. рис. 155, б) и посередине, а также с двухъярусным расположением проезжей части. Пролетные строения с ездой поверху, как правило, отличаются меньшим расходом стали. Кроме того, применение их снижает объем опор.

По виду мостового полотна пролетные строения бывают с ездой по деревянным брусам, металлическим поперечинам, железобетонной плите, балласту, стальной ортотропной плите и др.

**Конструкция пролетных строений со сплошными балками.** *Общие сведения.* Стальные пролетные строения со сплошными балками состоят из следующих основных частей: мостового полотна, главных балок, продольных и поперечных связей и смотровых устройств. Они могут быть с ездой поверху и понизу.

Мостовое полотно пролетных строений со сплошными балками бывает на деревянных или металлических поперечинах, на железобетонной или стальной ребристой плите и на балласте.

Главные балки являются основной несущей частью пролетных строений. Они могут быть простой разрезной, консольной и неразрезной

системы. В настоящее время применяют сварные балки из высокопрочных низколегированных сталей, двутаврового или коробчатого поперечного сечения, постоянной или переменной высоты.

Главные балки могут быть биметаллическими - с поясами из более прочной стали, чем стенка, сталежелезобетонными - с железобетонной плитой, объединенной со сжатыми поясами стальных балок, а также предварительно напряженными - с обжатými растянутыми поясами балок стальными тросами или пучками из высокопрочной проволоки. Такие главные балки отличаются меньшим расходом стали, но более сложной технологией изготовления и монтажа.

Продольные и поперечные связи между главными балками обеспечивают пространственную геометрическую неизменяемость и жесткость пролетных строений. Продольные связи воспринимают горизонтальные поперечные нагрузки от ветра и ударов подвижного состава. Кроме того, продольные связи, расположенные в плоскости сжатых поясов, уменьшают свободную длину поясов и повышают их устойчивость. Поперечные связи обеспечивают более равномерное распределение нагрузок между главными балками.

В настоящее время пролетные строения со сплошными балками применяют в железнодорожных мостах для пролетов от 18 до 55 м, а сталежелезобетонные - до 88 м. Пролетные строения с ездой поверху пролетами до 33,6 м изготавливают одноблочными цельноперевозимыми, а больших пролетов - крупноблочными. Эти пролетные строения имеют простую конструкцию, низкие трудоемкость и стоимость изготовления, малую продолжительность монтажа и высокие эксплуатационные качества.

*Пролетные строения с ездой поверху на деревянных поперечинах.* Современные железнодорожные однопутные пролетные строения с ездой поверху на деревянных поперечинах имеют две сварные главные балки двутаврового сечения, объединенные продольными и поперечными -связями (рис. 156).

Мостовое полотно на деревянных поперечинах (рис. 157) обеспечивает безопасное и плавное движение поездов с высокими скоростями, а также проход колес подвижного состава в случае схода их с рельсов.

Поперечины или мостовые брусья изготавливают из древесины сосны, лиственницы и других пород, пропитанных антисептиком. Размеры сечения брусьев принимают в зависимости от расстояния между осями балок. Например, при этих расстояниях до 2 м включительно применяют брусья сечением 20 x 24 см, а при расстояниях 2,3 - 2,5 м - сечением 24 x 30 см. Длина брусьев равна 3,25 м. Мостовые брусья укладывают непосредственно на пояса балок с расстояниями в свету между брусьями не менее 10 и не более 15 см. Расположение брусьев с меньшими расстояниями в свету затрудняет проветривание и смену брусьев, очистку и окраску поясов балок.

При больших расстояниях между брусьями колеса, сошедшие с рельсов, будут совершать резкие удары, которые могут вызвать сдвиг и излом брусьев, крушение поезда на мосту.

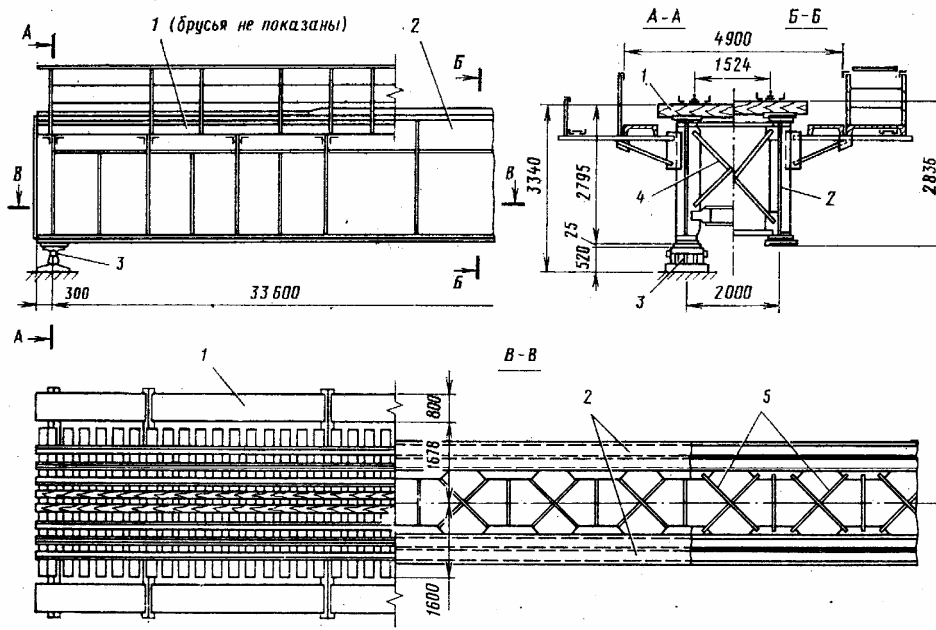


Рис. 156. Пролетное строение с ездой поверху на деревянных поперечинах

1 - мостовое полотно; 2 - главная балка; 3 - опорная часть; 4 - поперечные связи; 5 - продольные связи

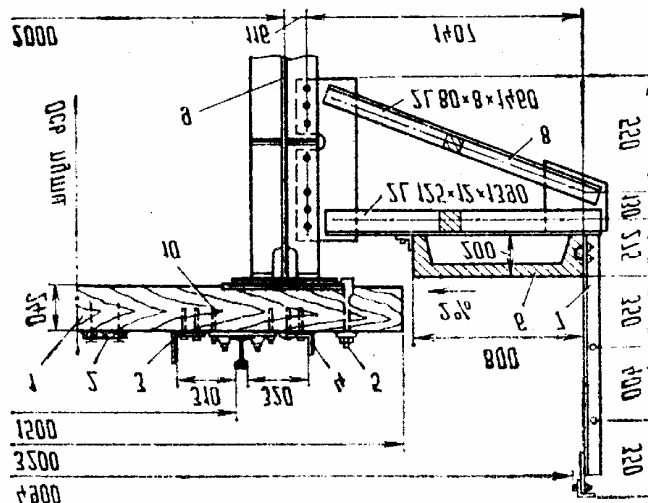


Рис. 157. Мостовое полотно на деревянных поперечинах

1 - поперечина (мостовой брус); 2 - дощатый настил; 3 - контруголок; 4 - противоугонный уголок; 5 - лапчатый болт; 6 - железобетонная тротуарная плита; 7 - перила; 8 - консоль; 9 - главная балка; 10 - путевой шуруп

Для предотвращения смещения брусьев поперек оси моста и создания строительного подъема рельсовому пути в нижних плоскостях брусьев делают врубки глубиной не менее 1 и не более 3 см. Каждый брус притягивают к верхним поясам балок лапчатыми болтами диаметром 22 мм. Для препятствия продольному смещению (угону) брусьев вдоль оси моста укладывают с наружной стороны путевых рельсов противоугонные или охранные уголки сечением 160x100x14 мм и прикрепляют их к каждому брусу двумя путевыми шурупами. Кроме того, брусья прикрепляют болтами к противоугонным упорам из уголков с вертикальной полкой не менее 120 мм, расположенным на верхних поясах балок не реже чем через 5 м.

На мостах длиной выше 25 м и на всех мостах, расположенных на кривых радиусом менее 1000 м, для удержания на мосту сошедшего с рельсов подвижного состава с внутренней стороны путевых рельсов укладывают контруголки сечением 160x16 мм и прикрепляют их также к каждому брусу двумя путевыми шурупами.

На мостах длиной более 25 м или высотой более 5 м, а также на всех мостах в пределах станций и на путепроводах пролетные строения имеют отдельные тротуары из железобетонных плит на стальных консолях с перилами. Консоли выполняют из стального уголка и прикрепляют высокопрочными болтами к вертикальным ребрам жесткости главных балок. Для удобства осмотра мостового полотна и смены брусьев тротуары располагают в пониженном уровне. На длинных местах для укрытия людей устраивают на удлиненных консолях площадки-убежища шириной не менее 1 м; располагают их обычно в шахматном порядке через 25 м.

По оси пути на мостовых брусьях устраивают настил из двух досок сечением 20x3 см.

Главные балки (рис. 158) имеют обычно сварные двутавровые сечения высотой, равной 1/11 - 1/12 их расчетного пролета.

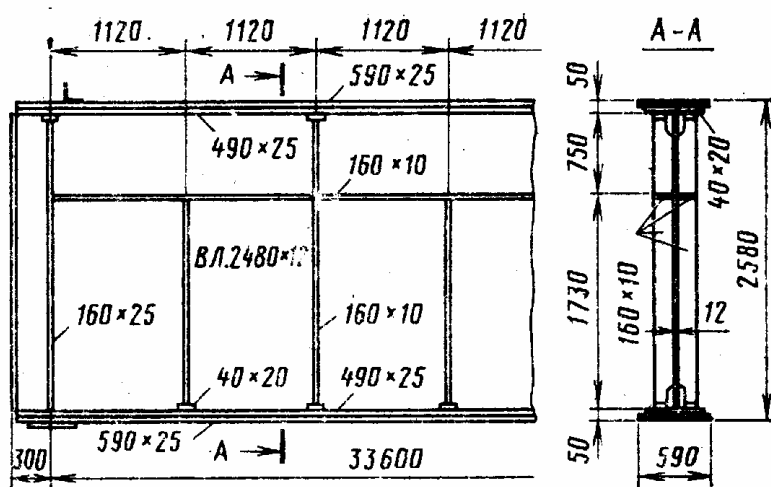


Рис. 158. Конструкция главной сварной балки

Высота балки влияет на соотношение масс поясов и стенки: чем больше высота балки, тем меньше масса ее поясов и больше масса стенки. Оптимальную высоту балки определяют из условий минимального расхода стали, прочности и вертикального прогиба и с учетом условий изготовления, перевозки и монтажа балки.

Пояса балок имеют ширину не менее 240 мм по условию прочности древесины брусьев при её смятии поперек волокон и не более  $20t$  и 600 мм по условию местной устойчивости сжатого пояса, где  $t$  - толщина пояса. Ширина растянутых поясов не ограничена. Пояса состоят из одного листа толщиной не более 60, 50 и 40 мм (соответственно в конструкциях обычного, северного А и Б исполнения) или из двух листов, отличающихся по ширине не менее чем на 100 мм для удобства наложения продольных сварных швов. Листы поясов сваривают по длине швом встык. Для экономии расхода металла сечения поясов уменьшают от середины пролета к концам балки в соответствии с эпюрой моментов. Изменение площади поперечного сечения поясов достигается применением листов разной длины, толщины и ширины. Для уменьшения концентрации напряжений в стыках листов устраивают плавные переходы от одного размера к другому с уклонами.

Расстояние между осями главных балок поперек оси пути определяется в основном условием устойчивости пролетного строения против опрокидывания и требованием горизонтальной жесткости. Обычно это расстояние принимают не менее  $1/16 - 1/20$  пролета.

Продольные связи располагают в уровнях верхних и нижних поясов балок. Распорки и диагонали связей выполняют из одиночных уголков и прикрепляют с помощью уголков и фасонки высокопрочными болтами.

Поперечные связи располагают в опорных сечениях и между ними. Элементы связей выполняют также из одиночных уголков и прикрепляют высокопрочными болтами к уширенным вертикальным ребрам жесткости. В крайних поперечных связях вместо нижних распорок устраивают поддомкратные балки двутаврового сечения.

Смотровые устройства (рис. 159) состоят из вертикальной лестницы с площадкой для спуска на опору и хода между главными балками на нижних продольных связях. Пролетные строения северного исполнения, кроме того, имеют два наружных продольных хода с перилами.

Типовые пролетные строения имеют расчетные пролеты 18,2; 23,0; 27,0 и 33,6 м, расстояния между осями главных балок 2,0 м. Основные элементы пролетных строений изготавливают из низколегированных сталей в обычном и северном исполнении. Важным преимуществом этих пролетных строений является максимальная унификация их элементов и деталей, что снижает трудоемкость и стоимость изготовления. Типовые пролетные строения целиком перевозят по железным дорогам и устанавливают на опоры консольными кранами, продольной надвижкой или другими способами.

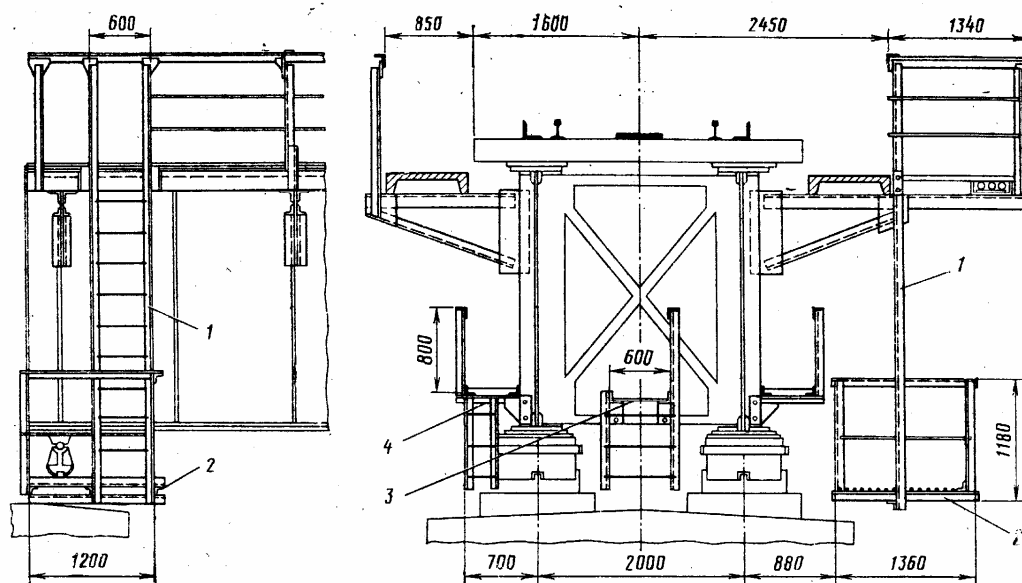


Рис. 159. Смотровые устройства

1 - лестница; 2 - площадка с перилами; 3 - смотровой ход; 4 - наружный ход пролетного строения северного исполнения

*Сталежелезобетонные пролетные строения.* Характерной особенностью сталежелезобетонных пролетных строений является жесткое прикрепление железобетонной плиты проезжей части к стальным главным балкам (рис. 160). Такая конструкция позволяет включить плиту в совместную работу с балками, вызывает сжатие железобетонной плиты при изгибе балок, что существенно уменьшает площадь сечения стальных верхних поясов балок. При этом не требуется устраивать верхние продольные связи, повышается горизонтальная жесткость пролетных строений, снижается расход стали на 12 - 18 %.

Сталежелезобетонные пролетные строения с ездой на балласте имеют хорошие эксплуатационные качества, но отличаются более высокой стоимостью, трудоемкостью и продолжительностью монтажа.

Мостовое полотно с ездой на балласте (рис. 161) состоит из путевых рельсов, контруголков, шпал, балласта и железобетонной плиты с бортиками, тротуарами и металлическими перилами.

Рельсовый путь укладывают со строительным подъемом за счет изменения толщины балластного слоя под шпалами. При этом расстояние от нижней плоскости шпал до верха защитного слоя на водораздельных точках должно быть не менее 20 см.

Преимуществом мостового полотна с ездой на балласте является однородность пути на мосту и подходах, что создает более благоприятные условия для движения поездов, упрощает содержание и ремонт пути, а

недостатками - значительный собственный вес (до 39,2 кН/м пути), вероятность увеличения толщины балластного слоя и смещения оси пути относительно оси пролетного строения, сложность устройства и ремонта гидроизоляции и водоотвода, возможность образования льда в балласте.

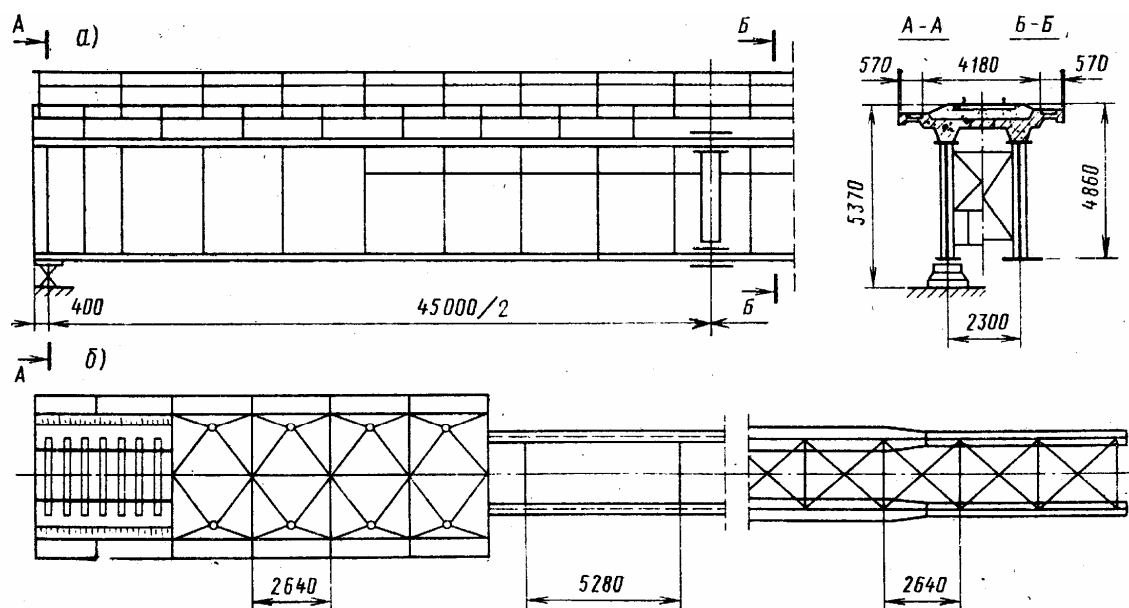


Рис. 160. Сталежелезобетонное пролетное строение с ездой на балласте  
 а - фасад; б - план мостового полотна, железобетонной плиты, верхних поясов балок и нижних продольных связей

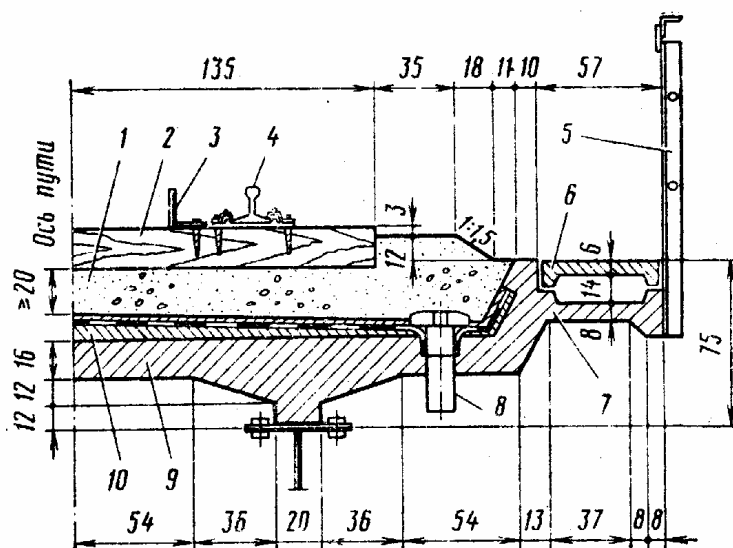


Рис. 161. Мостовое полотно с ездой на балласте  
 1 - балласт; 2 - шпала; 3 - контруголок; 4 - путевой рельс; 5 - перила; 6 - тротуарная плита; 7 - борт с консолью; 8 - водоотводная трубка; 9 - железобетонная плита; 10 - подготовка, гидроизоляция и защитный слой

Железобетонная плита мостового полотна может быть монолитной или сборной. Устройство монолитной плиты требует выполнения на площадке строительства моста опалубочных, арматурных, бетонных и гидроизоляционных работ, что существенно повышает трудоемкость, продолжительность и стоимость сооружения сталежелезобетонных пролетных строений, особенно в холодное время года.

Современные железнодорожные сталежелезобетонные пролетные строения имеют сборные железобетонные плиты с поперечными швами. Расчетная ширина блоков плит 4 м, их длина равна 3 м, а толщина посередине - 16-24 см. Для размещения упоров и закладных деталей, прикрепляющих железобетонную плиту к верхним поясам стальных балок, толщину плиты над балками увеличивают с устройством вутов. Плита имеет бортики с консолями для укладки кабелей и других коммуникаций, установки тротуарных плит и прикрепления перил. В торцах блоков плиты делают выпуски арматурных стержней для соединения блоков между собой.

Блоки изготавливают из бетона марок по прочности В30 или В40 и по морозостойкости не менее F300. Для защиты железобетона от воды внутреннюю поверхность блоков плиты покрывают на заводе гидроизоляцией с защитным слоем и устраивают водоотводные трубки. Габаритные размеры и монтажный вес блоков плиты с изоляцией позволяют перевозить их по железным и автомобильным дорогам и устанавливать на место стреловыми кранами.

Железобетонную плиту прикрепляют к стальным балкам с помощью гибких анкеров из арматурных стержней с крюком или петлеобразной формы, жесткими упорами из отрезков уголков с ребрами, из швеллеров, тавров, труб или полос, а также высокопрочными болтами (см. рис. 162).

Анкеры и упоры воспринимают сдвигающие силы, возникающие при изгибе сталежелезобетонной балки, а также от разности температур балки и плиты, от усадки и ползучести бетона. Прикрепляют их к поясам балок обычно сваркой, что вызывает нежелательную концентрацию напряжений в поясах балок. Объединение железобетонной плиты с упорами стальных балок осуществляют заполнением отверстий (окон) в плите бетоном на быстротвердеющем цементе с последующим устройством гидроизоляции и защитного слоя, что повышает трудоемкость, продолжительность и стоимость крепления плиты к балкам, особенно в холодное время года.

В современных железнодорожных пролетных строениях железобетонные плиты прикрепляют к стальным балкам высокопрочными (фрикционными) болтами с помощью стальных закладных деталей. Этот способ крепления можно выполнять в любое время года, но он требует дополнительного расхода металла, усложняет изготовление плит.

Закладная деталь (рис. 162, ж) состоит из соединенных сваркой горизонтального листа с отверстиями диаметром 28 мм для высокопрочных



болтов диаметром 22 мм, вертикальных листов и гибких анкеров, закрепляющих деталь в плите. Отверстия в горизонтальном листе детали и верхних поясах балок сверлят по единому шаблону. Закладную деталь устанавливают в опалубку плиты по кондуктору до бетонирования.

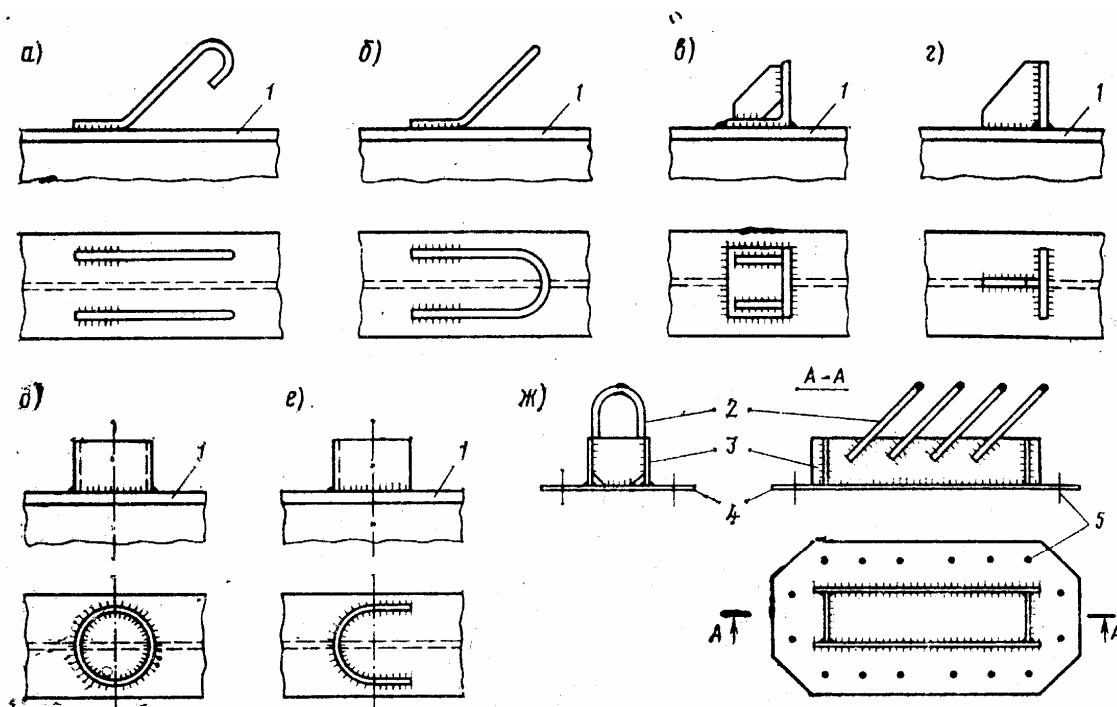


Рис. 162. Анкеры и упоры для прикрепления железобетонной плиты к стальной балке

а - гибкий анкер с крюком; б - гибкий петлевой анкер; в - жесткий упор из уголка; г - то же, тавровый; д - то же, кольцевой; е - то же, подковообразный; ж - закладная деталь с гибкими анкерами и горизонтальным листом для крепления железобетонной плиты к стальной балке высокопрочными болтами (на плане анкеры не показаны);  
 1 - верхний пояс стальной балки; 2 - гибкий петлевой анкер; 3 - вертикальный лист; 4 - горизонтальный лист; 5 - отверстие для высокопрочных болтов

После укладки всех блоков плиты и натяжения высокопрочных болтов на полное расчетное усилие блоки соединяют между собой сваркой выпусков арматуры и заполнением швов бетоном с последующем устройством гидроизоляции и защитного слоя. Наличие мокрых процессов, а также сварочных и гидроизоляционных работ осложняет соединение блоков плиты, особенно в холодное время года. Соединение блоков железобетонных плит осуществляют также эпоксидным клеем с обжатию стыков домкратами.

Стальные балки сталежелезобетонных пролетных строений обычно имеют сварное двутавровое сечение. Стальные балки длиной 45 м и более

изготавливают крупными блоками, которые соединяют при монтаже высокопрочными болтами с помощью вертикальных и горизонтальных накладок.

Стальные балки объединяют нижними продольными и поперечными крестовыми связями. Роль верхних продольных связей выполняют железобетонные плиты.

Типовые сталежелезобетонные пролетные строения изготавливают из сталей марок 10Г2С1Д и 15ХСНД для обычных и северных условий под один железнодорожный путь с ездой поверху на балласте пролетами 18,2-55 м.

Конструкции стальных балок, связей и железобетонных плит максимально унифицированы. Стальные балки пролетных строений 18,2-33,6 м объединяют связями на заводе и перевозят одним блоком, а пролетных строений 45,0-55,0 м - крупными блоками, которые соединяют на монтаже.

*Коробчатые пролетные строения.* Коробчатые пролетные строения состоят из сварных сплошностенчатых коробчатых балок и мостового полотна с ездой на поперечинах, балласте, железобетонной или стальной плите (см. рис. 163).

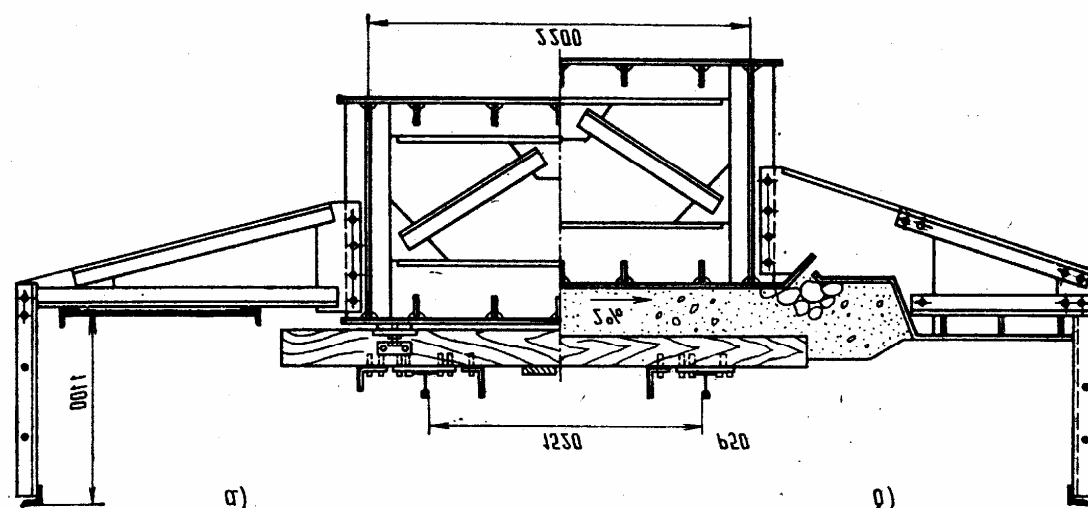


Рис. 163. Коробчатые пролетные строения  
а - с ездой на деревянных поперечинах; б - с ездой на балласте

Коробчатые балки имеют замкнутое сечение, состоящее из верхнего и нижнего горизонтальных листов, усиленных ребрами, и вертикальных или наклонных стенок с ребрами жесткости.

Верхние и нижние горизонтальные листы балок усилены ребрами, приваренными с одной стороны листов. Ребра выполняют из полосовой стали или профилей с утолщенной кромкой (с головкой), а также тавровой, угловой или другой формы (рис. 164). Такую конструкцию называют ортотропной плитой или настилом. Ортотропные плиты обычно делают с

продольными ребрами, опертymi на поперечные балки, прикрепленные к вертикальным ребрам жесткости стенок.

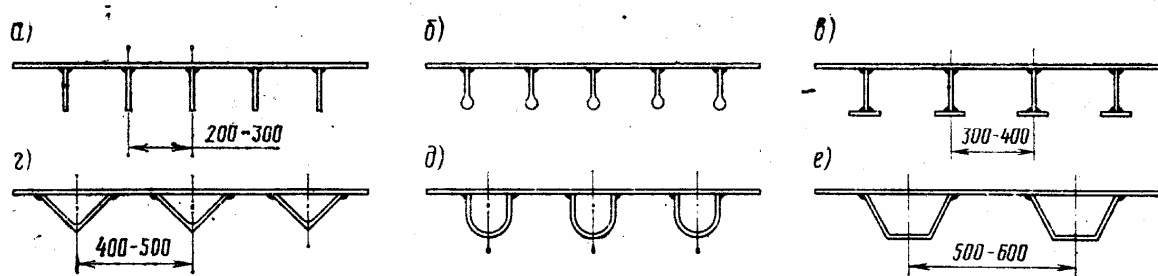


Рис. 164. Виды ребер ортотропной плиты

а - из полосовой стали; б - то же, с утолщенной кромкой; в - из тавров; г - из уголков; д - из полукруглых профилей; е - трапециевидальные

Коробчатые пролетные строения не имеют продольных связей, потому что их роль выполняют верхняя и нижняя ребристые плиты балки. Поперечные связи устраивают из уголков или листов-диафрагм, располагая их примерно через 5 м. По торцам балок иногда устраивают сплошные диафрагмы для герметизации внутреннего пространства балок, что улучшает эксплуатационные качества коробчатых пролетных строений. Коробчатые балки имеют повышенную вертикальную, горизонтальную и, особенно, крутильную жесткость.

Мостовое полотно с поперечинами коробчатых пролетных строений (см. рис. 163, а) имеет такую же конструкцию, как у пролетных строений с двутавровыми балками (см. рис. 157), а с ездой на балласте - как у сталежелезобетонных (см. рис. 161).

Стальное балластное корыто состоит из верхней ортотропной плиты, коробчатой балки и двух бортовых блоков, прикрепляемых при монтаже пролетных строений высокопрочными болтами к ребрам жесткости стенок балки (см. рис. 163, б). Стальное корыто требует надежной защиты от коррозии, поэтому внутренние поверхности стальных листов покрывают эпоксидной смолой, другими синтетическими материалами или делают корыто из двухслойных биметаллических листов, состоящих из основного слоя (сталь марки 09Г2) и плакирующего (сталь 12Х18Н10Т). Для стока воды верхнюю плиту балки делают с двускатным уклоном 2 %. Воду из балластного корыта отводят в щель между ортотропной плитой и бортовыми блоками по всей длине пролетного строения. Перед балластировкой пути щель засыпают крупным щебнем. Коробчатые пролетные строения с ездой на балласте имеют большую массу стали, чем сталежелезобетонные.

Мостовое полотно с ездой по стальной плите состоит из путевых рельсов, охранных и контруголков, прикрепленных непосредственно к ортотропной плите. Тротуары с перилами устраивают на консолях,

прикрепляемых к ребрам жесткости стенок балки (рис. 165). Применение такого мостового полотна обеспечивает уменьшение строительной высоты, простоту отвода воды, возможность механизированной очистки пути, меньшую интенсивность коррозии верхнего стального листа, доступность осмотра, простоту смены рельсов.

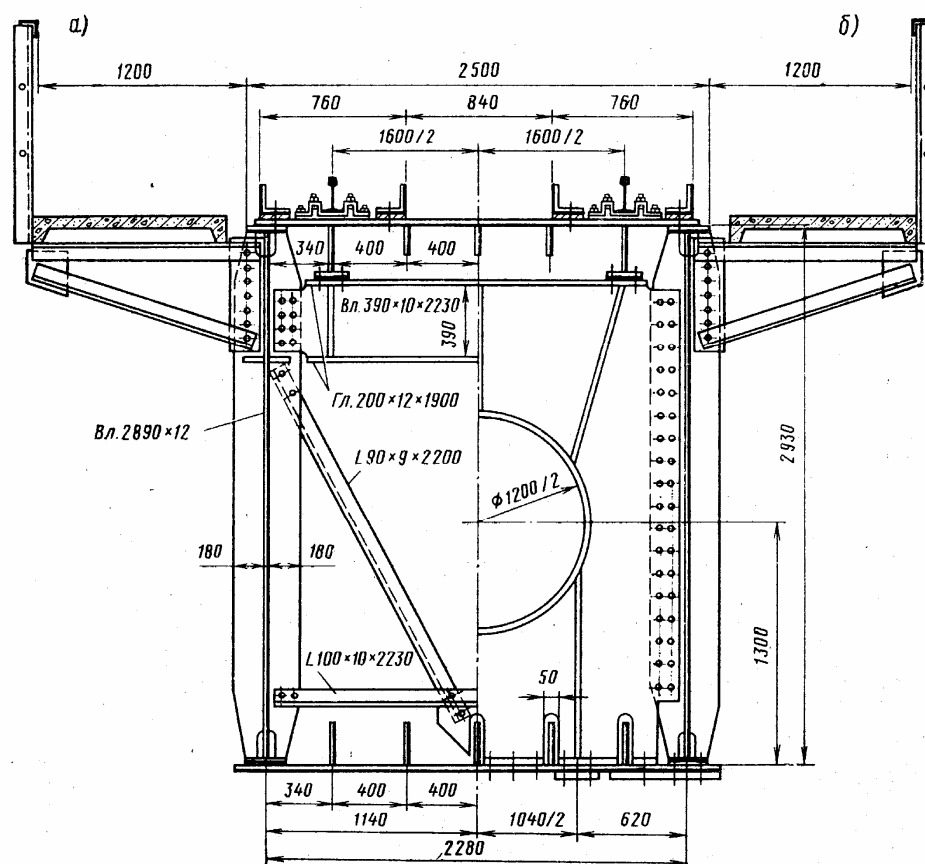


Рис. 165. Коробчатое пролетное строение с ездой по стальной ребристой плите

а - поперечное сечение в пролете; б - то же, на опоре

Коробчатые пролетные строения с непосредственным креплением рельсов к стальному листу имеют меньший расход металла, чем пролетные строения с ездой на балласте. Они более технологичны для заводского изготовления, имеют меньшую трудоемкость и продолжительность монтажа по сравнению со сталежелезобетонными пролетными строениями, обладают повышенной эксплуатационной надежностью.

ВНИИ транспортного строительства, НИИ мостов, Гипротрансмост и Ленгипротрансмост разработали опытные коробчатые пролетные строения с ездой на балласте и по стальной плите.

Основные размеры коробчатых пролетных строений соответствуют

аналогичным типовым сталежелезобетонным, что обеспечивает их взаимозаменяемость.

Коробчатые балки пролетом до 45 м включительно изготавливают, перевозят и устанавливают на опоры целиком.

*Пролетные строения с ездой понизу.* Пролетные строения с ездой понизу состоят из мостового полотна, балок проезжей части, главных балок со сплошной стенкой, нижних продольных связей (рис. 166).

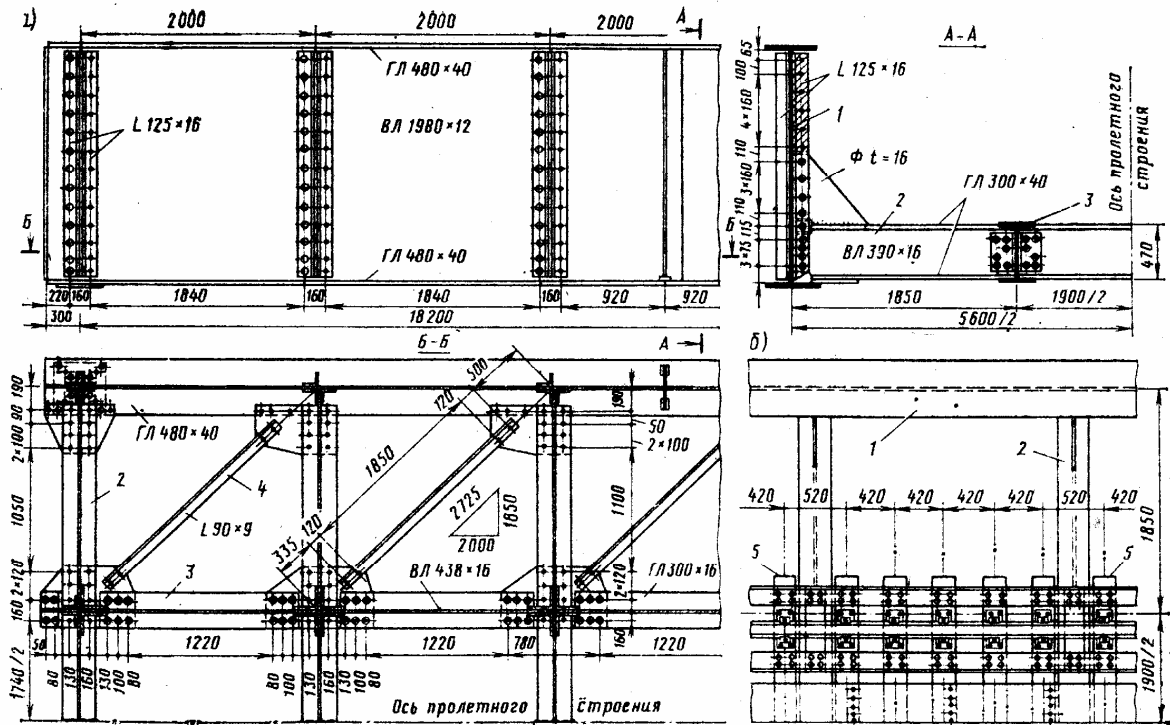


Рис. 166. Пролетное строение с ездой понизу

а - внутренний фасад главной балки; б - план мостового полотна с металлическими поперечинами (тротуарные плиты не показаны)

1 - главная балка; 2 - поперечная балка; 3 - продольная балка; 4 - раскос (диагональ) нижних продольных связей; 5 - поперечина

Расположение проезжей части между главными балками в уровне нижних поясов существенно уменьшает строительную высоту пролетных строений, но увеличивает расход стали. Применение этих пролетных строений снижает высоту и объем насыпей подходов к мосту, но увеличивает ширину и объем опор. Обычно пролетные строения с ездой понизу применяют в исключительных случаях, когда это диктуется условиями трассы дороги.

Характерной особенностью пролетных строений с ездой понизу является отсутствие верхних продольных связей, вследствие чего верхние сжатые пояса главных балок имеют большую свободную длину. В этом случае устойчивость верхних поясов обеспечивается полурамами,

состоящими из поперечных балок и вертикальных уголков жесткости стенок главных балок.

Мостовое полотно пролетных строений с ездой понизу может быть с ездой на деревянных или металлических поперечинах и на железобетонных безбалластных плитах.

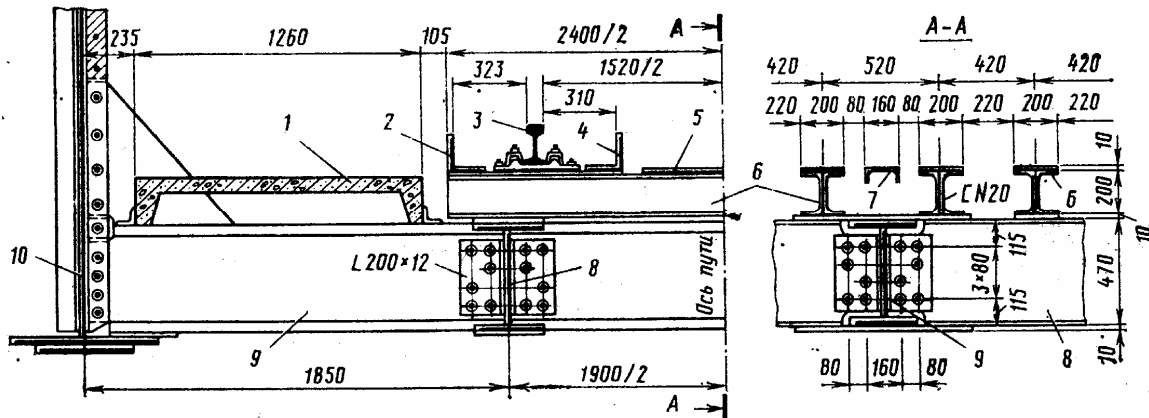


Рис. 167. Мостовое полотно с металлическими поперечинами  
 1 - железобетонный тротуар; 2 - охранный уголок 160x16; 3 - путевой рельс с креплением; 4 - контруголок 160x16; 5 - рифлёный лист; 6 - металлическая поперечина (швеллер № 20); 7 - коротыш (швеллер № 16); 8 - продольная балка; 9 - поперечная балка; 10 - главная балка

Мостовое полотно с металлическими поперечинами (рис. 167) состоит из путевых рельсов с креплениями, охранных и контруголок, металлических поперечин и тротуарных плит. Металлические поперечины изготовляют из швеллеров или двутавров и укладывают на продольные балки с расстояниями между осями до 0,5 м. Над поперечными балками между металлическими поперечинами устанавливают коротыши из швеллеров, препятствующих провалу колес поезда при сходе рельсов. Применение металлических поперечин увеличивает срок службы мостового полотна, но повышает расход стали.

Продольные и поперечные балки имеют обычно двутавровые сечения одинаковой высоты. В некоторых случаях высоту поперечных балок принимают больше продольных балок или вместо продольных и поперечных балок применяют ортотропную плиту с непосредственным прикреплением рельсов к металлическому листу.

Главные балки имеют двутавровое или коробчатое сечение, обладающее большой жесткостью при кручении. Верхние пояса главных балок принимают широкими для увеличения жесткости в горизонтальной плоскости. Стенки балок укрепляют вертикальными уголками жесткости с треугольными фасонными листами (топориками), повышающими жесткость узлов полурам, обеспечивающих устойчивость верхних поясов.

Нижние продольные связи обычно состоят из одиночных уголков (диагоналей), соединяющих нижние пояса главных и продольных балок. Роль распорок связей выполняют поперечные балки.

Типовые пролетные строения с ездой понизу разработаны для обычных и северных условий. Они имеют пролеты 18,2 - 33,6 м, строительную высоту в пролете 0,8 м, расстояние между осями главных балок 5,6 м, между продольными балками 1,9 м и между поперечными балками 2,0 - 2,2 м. Мостовое полотно может быть на металлических поперечинах или на сборных железобетонных безбалластных плитах, не включенных в совместную работу с продольными балками. Конструкция элементов и размеры пролетных строений унифицированы. Заводские соединения элементов выполняют электросваркой, а монтажные - высокопрочными болтами.

Масса стали этих пролетных строений примерно в 2,5 раза больше, чем сталежелезобетонных.

**Конструкция пролетных строений с балочными фермами. Проезжая часть.** Стальные пролетные строения с балочными фермами состоят из проезжей части, главных ферм, продольных и поперечных связей и смотровых устройств (см. рис. 168).

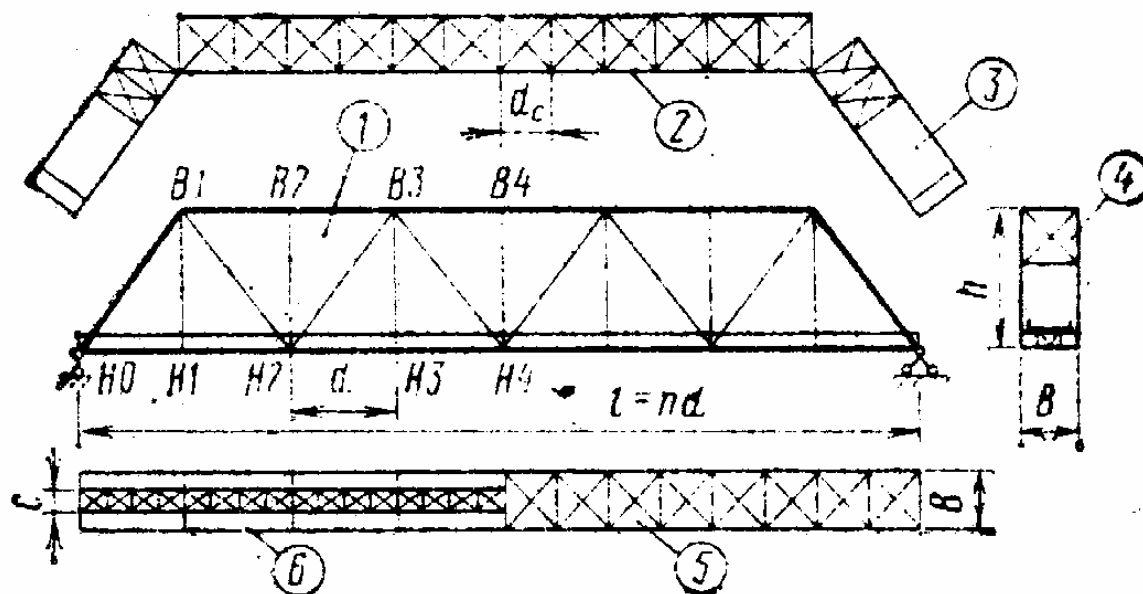


Рис. 168. Схема стального пролетного строения

1 - главная ферма; 2 - верхние продольные связи; 3 - порталная рама; 4 - поперечные связи; 5 - нижние продольные связи; 6 - проезжая часть

Проезжая часть может быть расположена понизу или поверху пролетного строения. Главные фермы из линейных элементов имеют различные очертания поясов и системы решеток. Конструкция этих пролетных строений легко поддается унификации и стандартизации. В нашей стране разработаны типовые пролетные строения с фермами из высокопрочных низколегированных сталей и болтосварными соединениями. Их широко применяют на мостах для средних и больших пролетов в любых климатических условиях.

Проезжая часть стальных пролетных строений с фермами состоит из мостового полотна, продольных балок со связями и поперечных балок.

Мостовое полотно железнодорожных пролетных строений с фермами устраивают на деревянных или металлических поперечинах и на железобетонных или стальных ребристых плитах.

Мостовое полотно с железобетонной безбалластной плитой состоит из путевых рельсов, контруголок, железобетонной плиты, тротуаров и перил (см. рис. 169).

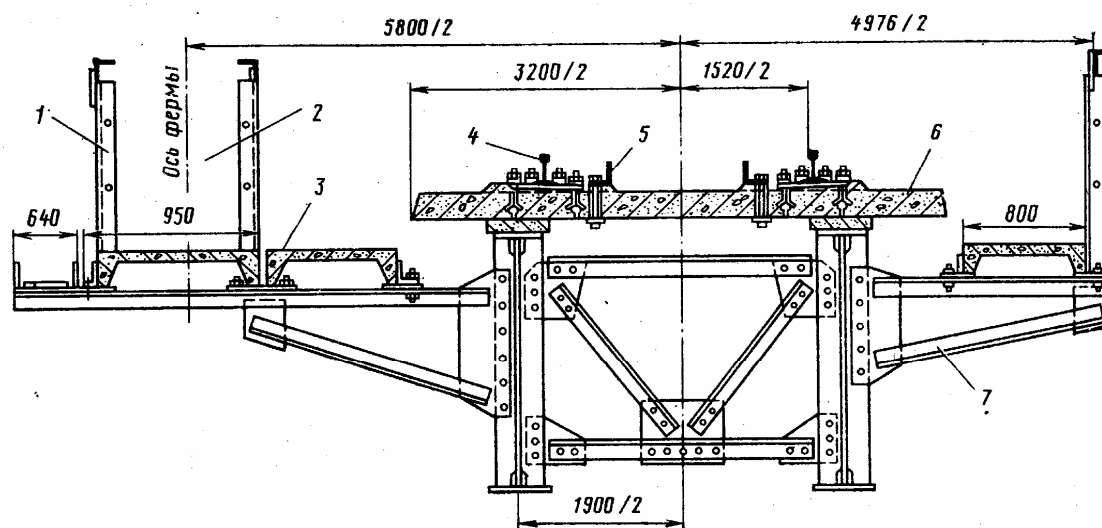


Рис. 169. Мостовое полотно с безбалластной железобетонной плитой  
 1 - перила; 2 - убежище; 3 - тротуар; 4 - рельс; 5 - контруголок; 6 - железобетонная плита; 7 - консоль

Железобетонная плита, как правило, не включена в совместную работу с продольными балками. Она состоит из блоков толщиной 16 см, шириной 3,2 м и длиной до 3 м обычного или северного исполнения. Верхние и боковые поверхности плит покрыты гидроизоляцией. Блоки укладывают на деревянные подкладки, расположенные примерно через 0,5 м. Толщину подкладок принимают в соответствии с профилем верхних поясов балок и кривой строительного подъема, но не менее 4 см. Блоки прикрепляют к поясам балок высокопрочными шпильками. Движение поездов можно



открывать без подливки плит раствором. Плиты подливают цементно-песчаным или песчано-клеевым раствором в теплое время года в промежутках между поездами. Слой подливки армируют сетками. Поперечные швы плит заполняют тиоколовым герметиком.

Мостовое полотно со стальной ребристой плитой устраивают при совместной работе балок проезжей части с поясами главных ферм. Стальной настил образует с продольными балками П-образную конструкцию и заменяет собой продольные связи между балками. Применение такого мостового полотна снижает массу проезжей части, но незначительно увеличивает расход стали.

Балочную клетку из продольных и поперечных балок устраивают в пролетных строениях с ездой понизу, а также с ездой поверху при расстояниях между осями главных ферм более 2,5 м. Расположение балок проезжей части бывает в одном уровне (см. рис. 170, а)

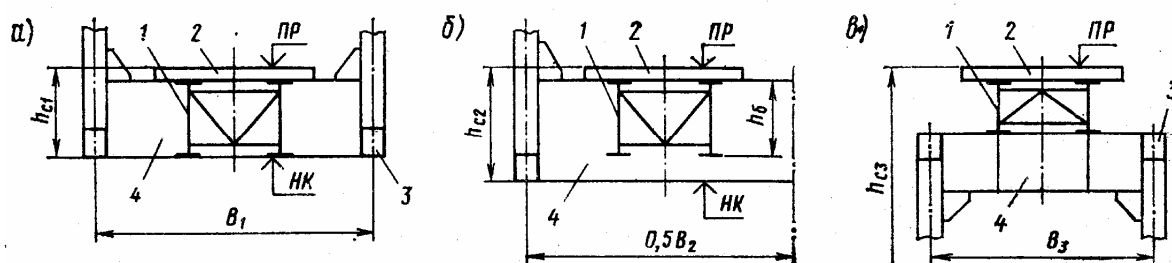


Рис. 170. Схемы расположения балок проезжей части  
1 - продольная балка; 2 - ездовое полотно; 3 - главная ферма; 4 - поперечная балка

с верхними или нижними поясами продольных и поперечных балок в одной плоскости (рис. 170, б), этажное - в разных уровнях (рис. 170, в). Расположение балок одинаковой высоты в одном уровне упрощает конструкцию прикрепления продольных балок к поперечным и обычно применяется в пролетных строениях с ездой понизу. Расположение балок с верхними поясами в одной плоскости усложняет прикрепление продольных балок и применяется при большой высоте поперечных балок в пролетных строениях большой ширины. Этажное расположение продольных балок и поперечных увеличивает строительную высоту пролетных строений, уменьшает высоту опор и обычно применяется в пролетных строениях с ездой поверху.

Продольные и поперечные балки в современных пролетных строениях представляют собой сварные двутавры, состоящие из вертикального листа (стенки) и двух горизонтальных листов (поясов).. Расстояние между осями продольных балок назначают не более 1,9 м.

Связи между продольными балками устраивают для обеспечения общей устойчивости балок и выравнивания их работы (прогибов) под нагрузкой. Продольные связи располагают в уровне верхних поясов балок так, чтобы поперечины мостового полотна при изгибе не нажимали на них.

Продольные балки соединяют с поперечными фрикционными болтами при помощи вертикальных уголков, прикрепляющих стенки продольных балок к поперечным, и горизонтальных накладок («рыбок»), соединяющих пояса продольных балок. Если продольные балки имеют меньшую высоту, чем поперечные, то их прикрепляют при помощи «столика», вертикальных уголков и горизонтальных накладок (рис. 171, а).

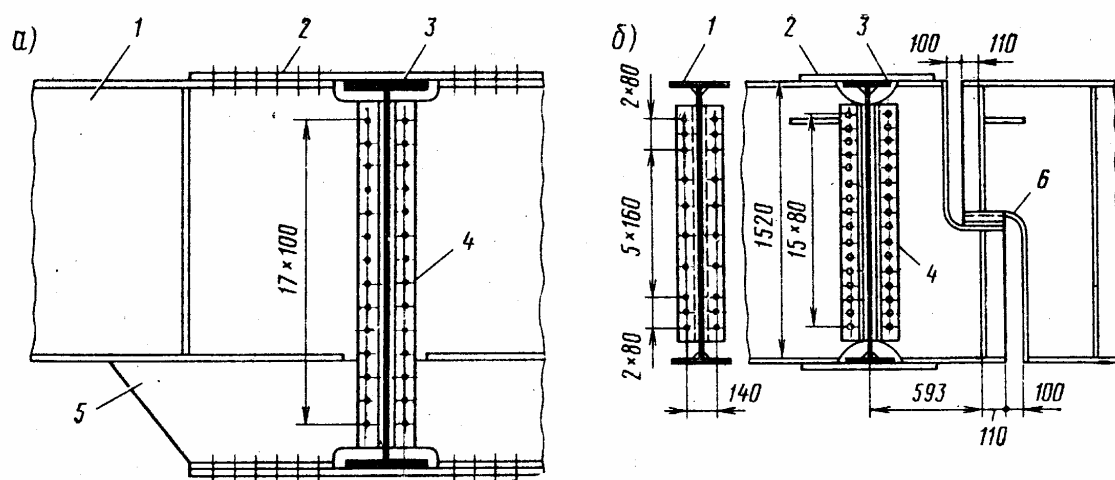


Рис. 171. Узлы балок проезжей части

- 1 - продольная балка; 2 - горизонтальная накладка (рыбка); 3 - поперечная балка; 4 - вертикальный уголок; 5 - приставка для увеличения высоты продольно балки (столик); 6 - продольно-подвижная опорная часть

При этажном расположении балок проезжей части стенки продольных балок соединяют вертикальными накладками, а пояса - горизонтальными. Нижние пояса продольных балок прикрепляют к верхним поясам поперечных балок болтами. Стенки поперечных балок под продольными усиливают опорными ребрами.

Поперечные балки прикрепляют к главным фермам высокопрочными болтами при помощи вертикальных уголков и треугольных фасонки, прикрепленных к верхним поясам балок. Нижние пояса поперечных балок прикрепляют к фасонкам нижних продольных связей.

Нагрузки от мостового полотна передаются на продольные балки, а затем на поперечные балки и главные фермы, поэтому балки работают на изгиб. Кроме того, деформация поясов главных ферм вызывает в продольных балках растяжение (при езде понизу) или сжатие (при езде поверху), а в

поперечных балках - изгиб в горизонтальной плоскости. Балки проезжей части можно частично исключить из совместной работы с поясами главных ферм устройством продольно-подвижного опирания (разрыва) продольных балок (рис. 171, б).

*Главные фермы.* Главные фермы стальных пролетных строений представляют собой плоские геометрически неизменяемые стержневые конструкции, состоящие из нижнего и верхнего поясов и элементов решетки: раскосов, стоек и подвесок. Современные главные фермы имеют, как правило, сварные элементы, соединенные в узлах высокопрочными болтами. Фермы имеют различные очертания поясов и системы решеток.

Очертание поясов существенно влияет на распределение и величину усилий в элементах ферм, определяет конструктивные, технологические и эксплуатационные качества ферм, а также расход стали, трудоемкость и стоимость изготовления и монтажа. Главные фермы имеют полигональные или параллельные пояса.

Фермы с полигональными поясами при езде понизу имеют верхний полигональный пояс (см. рис. 172, а), а при езде поверху - нижний (см. рис. 172, б).

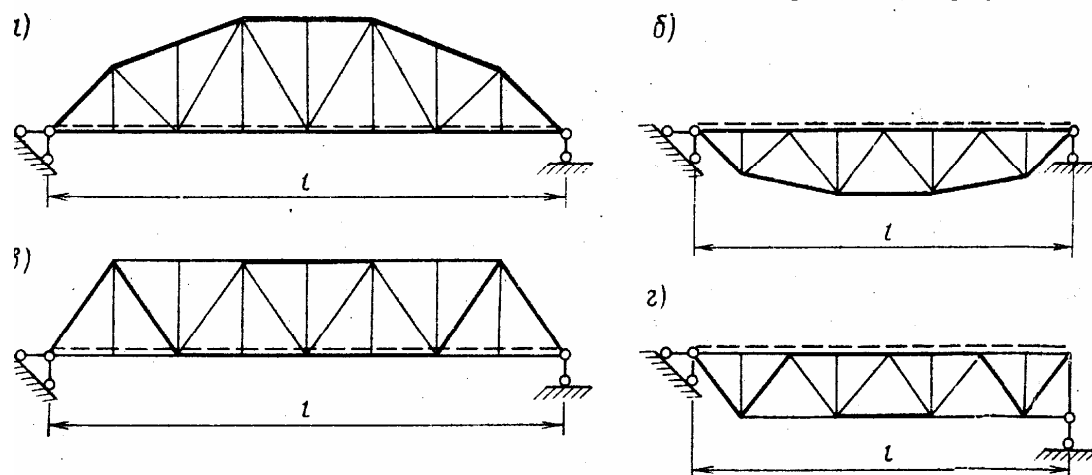


Рис. 172. Схемы главных ферм

Эти фермы имеют большое количество элементов разной длины и разных узлов из-за разных наклонов элементов, что повышает трудоемкость и стоимость их изготовления и монтажа.

Фермы с параллельными поясами (рис. 172, в, г) имеют большую на 2 - 5 % массу стали, чем фермы с полигональными поясами, но меньшую трудоемкость и стоимость изготовления и монтажа благодаря большому количеству однотипных элементов и узлов. Кроме того, горизонтальный верхний пояс удобен для перемещения сборочного крана, что упрощает и сокращает сроки монтажа пролетных строений. В настоящее время предпочтение отдают фермам с параллельными поясами.

Решетка ферм состоит из наклонных элементов - раскосов, работающих на растяжение и сжатие; вертикальных элементов - стоек, работающих на сжатие, и подвесок - на растяжение, а также из стяжек и распорок для уменьшения свободной длины элементов. Главные фермы имеют раскосную, ромбическую, треугольную, шпренгельную и другие решетки (см. рис. 173).

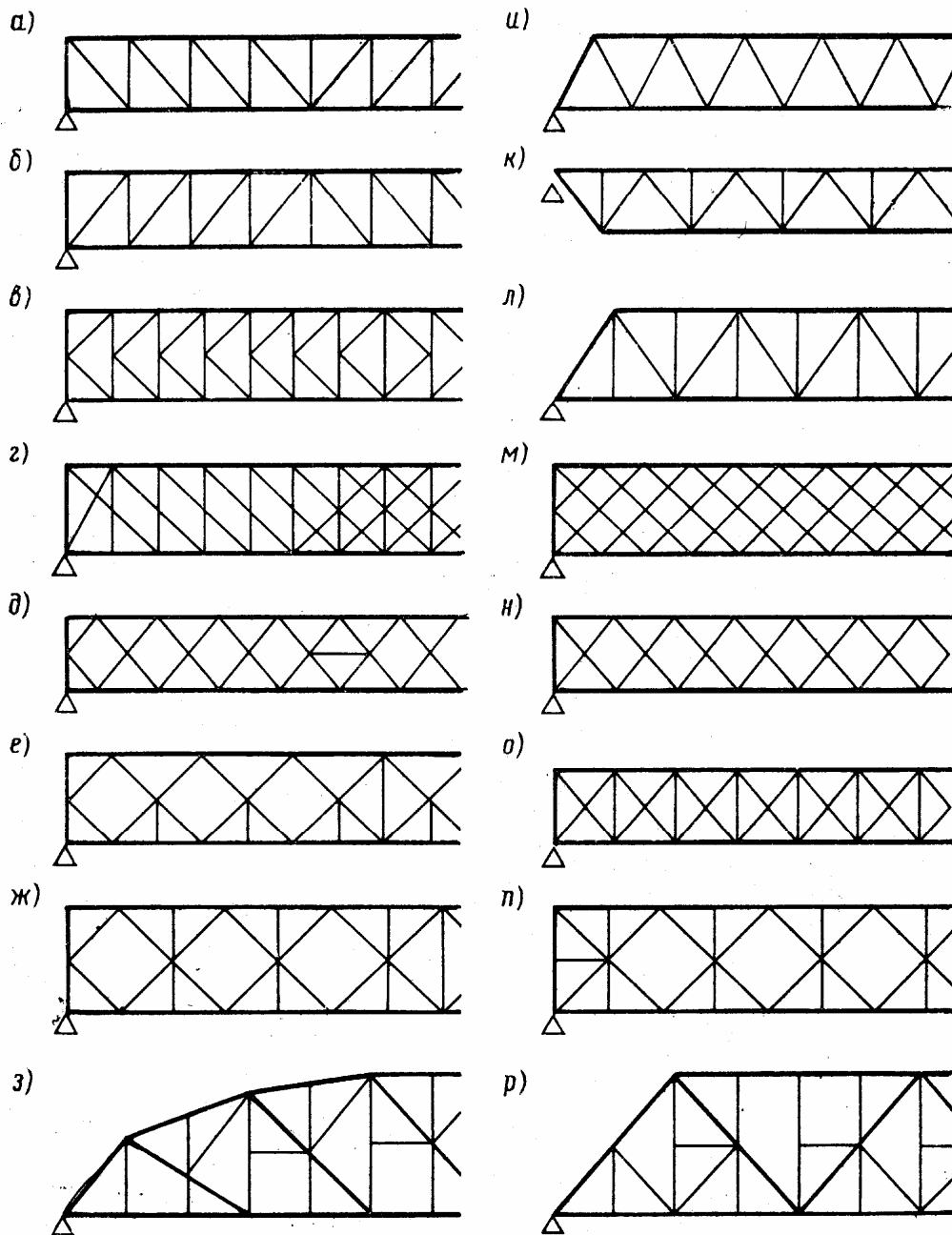


Рис. 173. Схемы решеток ферм

Раскосные решетки состоят из нисходящих преимущественно растянутых раскосов и сжатых стоек (рис. 173, а) или из восходящих преимущественно сжатых раскосов и растянутых подвесок (рис. 173, б). Для

больших пролетов применяют полураскосную (рис. 173, в) и многораскосную (рис. 173, г) решетки.

Ромбическая решетка состоит из перекрещивающихся раскосов и одного горизонтального или вертикального элемента, обеспечивающего геометрическую неизменяемость фермы (рис. 173, д). Характерная особенность ромбической решетки состоит в том, что она имеет крайние средние узлы, образованные крайними раскосами. Для больших пролетов применяют ромбические решетки с полуподвесками (рис. 173, е) и с полуподвесками и полустойками (рис. 173, ж).

Треугольная решетка состоит из восходящих и нисходящих раскосов (рис. 173, и) со стойками (рис. 173, к) или со стойками и подвесками (рис. 173, л), уменьшающими длину панелей ферм. Сложением простых треугольных решеток можно получить многорешетчатую (рис. 173, м), двойную треугольную (двухрешетчатую) (рис. 173, н), крестовую (рис. 173, о) и двойную треугольную с полуподвесками и полустойками (рис. 173, п) решетки.

Шпренгельная решетка состоит из основной раскосной (рис. 173, д) или треугольной (рис. 173, р) решетки и шпренгелей, расположенных у верхнего (см. рис. 173, з) или нижнего (см. рис. 173, р) поясов.

Кроме указанных, применяют безраскосные фермы, имеющие между поясами только вертикальные элементы - стойки. Неизменяемость этих ферм обеспечивается жесткими узлами. Элементы их работают на сжатие или растяжение и на изгиб.

Выбор вида решетки фермы производят путем сравнения вариантов на основе минимума расхода стали, количества элементов и узлов, трудоемкости, стоимости и других технико-экономических показателей.

Для главных ферм малых пролетов наилучшей является простая треугольная решетка (см. рис. 173, и), для средних пролетов (до 110 м включительно) - треугольная решетка с подвесками и стойками (см. рис. 173, л), которые уменьшают длину панелей ферм, пролеты продольных балок, снижают массу стали проезжей части, а также сокращают свободную длину верхних поясов. Для больших пролетов (более 120 м) применяют треугольную решетку с подвесками, стойками и шпренгелями у нижнего пояса (см. рис. 173, р), позволяющими сохранить оптимальную длину панелей и угол наклона раскосов при большой высоте ферм. Для уменьшения свободной длины верхних сжатых поясов подвески шпренгелей продолжают до верхних поясов, а для уменьшения свободной длины стоек и подвесок ставят горизонтальные стяжки.

Основные размеры главной фермы - расчетный пролет, высота фермы и длина панели.

Расчетный пролет фермы - расстояние между центрами опорных узлов по горизонтали. Для современных пролетных строений железнодорожных

мостов его принимают от 33 до 110 м, кратным 11 м, а также 127,4, 144,8 и 158,4 м. Для возможности установки пролетных строений на существующие опоры необходимый расчетный пролет получают изменением длины крайних панелей ферм.

Высота главной фермы - это расстояние между осями сечений нижнего и верхнего поясов по вертикали. Ее назначают из условий минимального расхода стали, требуемой жесткости фермы и габарита приближения конструкций. Высота ферм обычно составляет  $1/5 - 1/7$  расчетного пролета. В железнодорожных мостах с ездой понизу высоту главных ферм принимают не менее 8,5 м для беспрепятственного движения транспорта.

Длина панели фермы - это расстояние между центрами соседних узлов поясов. Данная величина влияет на массу стали главных ферм, балок проезжей части и связей между главными фермами. Увеличение длины панелей уменьшает количество элементов и узлов фермы, но увеличивает пролеты продольных балок, массу стали проезжей части. Длину панелей принимают равной 5,5—11 м.

Угол наклона раскосов влияет на конструкцию узлов фермы. При значительных отклонениях угла наклона раскосов от  $45^\circ$  увеличиваются размеры узловых фасонных листов и общий расход стали. Величина наиболее выгодного по расходу металла угла наклона раскосов к горизонтали лежит в интервале  $40 - 50^\circ$ .

Высота фермы, длина панели и угол наклона раскосов взаимно связаны. При увеличении пролета и высоты ферм оптимальная длина панели и угол наклона раскосов достигаются применением подвесок, стоек и шпренгелей.

Расстояние между осями ферм определяется требованиями горизонтальной жесткости и устойчивости против опрокидывания пролетного строения, а при езде понизу - также и габаритом приближения строений. По условию горизонтальной жесткости расстояние между осями ферм принимают не менее  $1/20 - 1/25$  пролета при езде понизу и не менее  $1/16 - 1/20$  пролета при езде поверху. При этом горизонтальные колебания пролетных строений под проходящими поездами не опасны. По условию габаритности для однопутных железнодорожных пролетных строений с ездой понизу расстояние между осями ферм должно быть не менее 5,5 м, а для двухпутных - не менее 9,6 м.

Для повышения уровня унификации, улучшения технологии изготовления и монтажа, снижения трудоемкости и стоимости, конструктивную форму главных ферм близких пролетов принимают одинаковой. То же самое относится к высоте этих ферм и длине их панели. Так, например, современные главные фермы пролетами 88 и 110 м имеют параллельные пояса, треугольную решетку с подвесками и стойками, одинаковую высоту 15 м, длину панелей 11 м и расстояние между осями ферм 5,8 м.

*Элементы ферм.* Элементы главных ферм представляют собой прямолинейные стержни, воспринимающие большие продольные усилия и поэтому имеющие значительные площади поперечного сечения. Здесь наиболее часто применяют сечения коробчатой и Н-образной формы, которые обладают большой жесткостью в вертикальной и горизонтальной плоскостях.

Коробчатые сечения состоят из двух вертикальных и двух горизонтальных листов, жестко соединенных сварными швами. Вертикальные листы являются основными, поэтому толщина их больше, чем горизонтальных. Коробчатые сечения имеют рациональное распределение металла, большую жесткость при изгибе и кручении. Они экономичны по расходу металла, менее подвержены коррозии, но сложнее в изготовлении.

Элементы поясов ферм бывают коробчатого сечения с нижним горизонтальным перфорированным листом (см. рис. 174, а), герметичные - из сплошных листов (рис. 174, б) и с выпусками верхнего или нижнего горизонтального листа для прикрепления элементов связей (рис. 174, в, г).

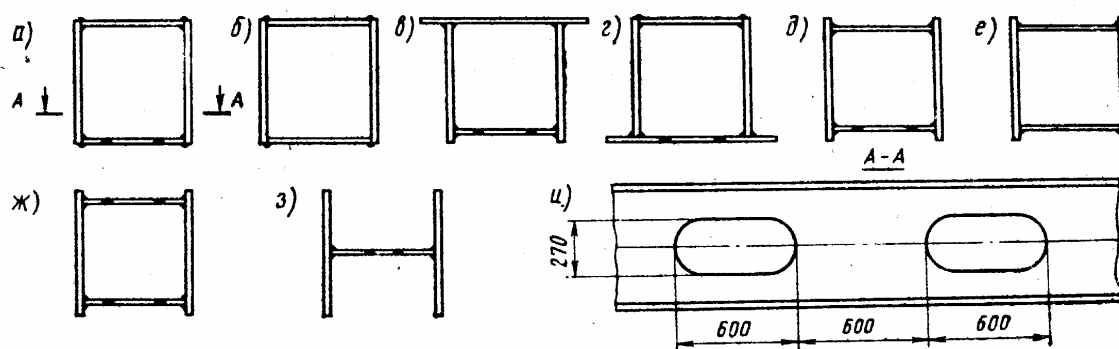


Рис. 174. Сечения элементов главной фермы

Опорные и промежуточные сжатые раскосы бывают также коробчатого сечения с одним (рис. 174, д) или двумя перфорированными листами (рис. 174, ж) и герметичные (рис. 174, е).

Для возможности очистки и окраски внутренних поверхностей элементов и установки монтажных болтов перфорированные листы имеют овальные отверстия шириной 270 и длиной 600 мм (рис. 174, и).

Коробчатые элементы из сплошных листов герметизируют установкой по их концам сплошных поперечных диафрагм или отгибом и соединением горизонтальных листов (рис. 175, а) или установкой подковообразных заглушек (рис. 175, б), препятствующих проникновению внутрь коробок влаги, снега и грязи. Применение герметичных элементов сокращает площадь их окраски и замедляет коррозию стали, что снижает эксплуатационные расходы и увеличивает срок их службы.

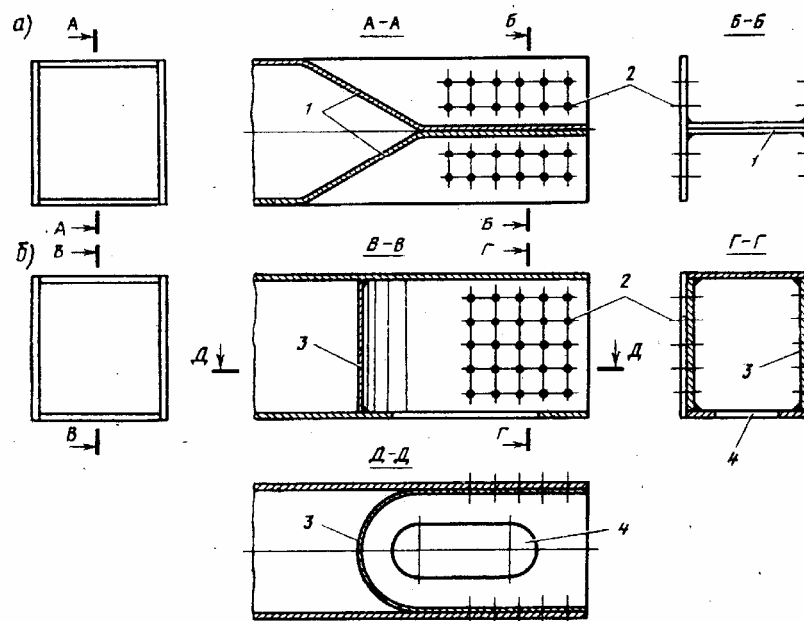


Рис. 175. Герметизация коробчатых элементов  
 а - отгибом горизонтальных листов; б - подковообразной заглушкой  
 1 - горизонтальные листы; 2 - отверстия для болтов; 3 - подковообразная заглушка; 4 - отверстие для монтажа узла

Н-образные сечения состоят из двух вертикальных и одного горизонтального листа, соединенных сваркой (рис. 174, з). Преимуществом этих сечений является удобная для изготовления простая открытая конструкция. Трудоемкость их изготовления в 1,35 - 1,65 раза меньше, чем при коробчатых сечениях. Недостатки Н-образных сечений состоят: в следующем:

- в возможности загрязнения и необходимости частой очистки и окраски горизонтальных элементов;
- в опасности быстрой коррозии стали из-за скапливающихся в них воды, снега и грязи, несмотря на дренажные отверстия в листах диаметром 50 мм;
- в непрямом перекрытии стыка вертикальными накладками, что ведет к местным перенапряжениям металла при переходе усилия из горизонтального листа в вертикальные накладки и снова в лист;
- в трудности развития поперечного сечения, ограниченного местной устойчивостью выступающих вертикальных листов;
- в меньшей жесткости относительно горизонтальной оси.

Поэтому Н-образные сечения применяют для наклонных и вертикальных элементов, воспринимающих небольшие усилия.

Элементы главных ферм должны быть прочными и устойчивыми, иметь простую конструкцию, состоящую из минимального числа деталей. С



наименьшей длиной сварных швов, удобную для изготовления, транспортирования и монтажа, а также для осмотра, окраски и усиления.

Размеры сечений элементов назначают в соответствии с действующими усилиями, маркой стали, требованиями технологии изготовления, монтажа и эксплуатации. Высоту сечений элементов обычно принимают не более  $1/15$  их длины. Ширину сечений назначают из условия примерно равной гибкости элемента в плоскости и из плоскости фермы. Все элементы фермы должны иметь одинаковую ширину для простоты соединения их в узлах. Внутренние размеры коробчатых сечений должны быть не менее  $440 \times 460$  мм для возможности прохода двухдугового сварочного аппарата. Толщина вертикальных листов из углеродистой стали должна быть не более 50 мм, а из низколегированной - не более 40 мм. Горизонтальные листы должны иметь толщину не менее 10 мм. Соотношения между толщиной и шириной листов должны удовлетворять требованиям норм проектирования мостов, гарантирующим местную устойчивость сечений элементов.

*Узлы главных ферм.* Узлы ферм представляют собой соединения концов элементов, оси которых сходятся в одной точке - центре узла (см. рис. 176, а). К узлам ферм также прикрепляют поперечные балки и элементы связей.

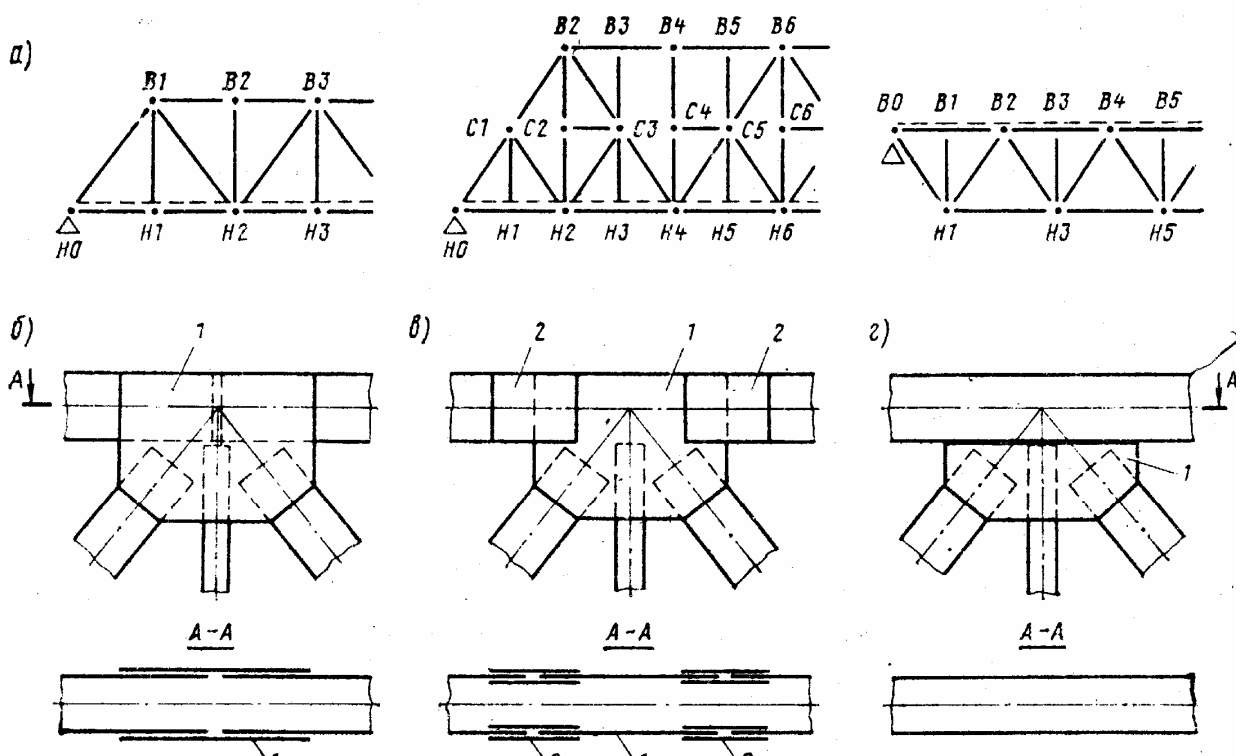


Рис. 176. Виды узлов главной фермы  
 а - нижние (Н), верхние (В) и средние (С) узлы ферм с различными решетками; б - с фасонками-накладками; г - с фасонками-приставками  
 1 - узловый фасонный лист; 2 - стыковая накладка

Концы элементов ферм соединяют при помощи фасонных листов: фасонок-накладок, охватывающих концы элементов (рис. 176, б), фасонок-вставок, заменяющих в узле вертикальные листы элементов и со стыками поясов вне узла (рис. 176, в) и фасонок-приставок, прикрепленных к поясам ферм (рис. 176, г). В современных фермах применяют фасонки-накладки с монтажным стыком элементов поясов в центре узла, что упрощает заводское изготовление элементов, позволяет собирать фермы любым способом и в любом направлении, сокращает количество монтажных высокопрочных болтов.

Фасонка должна быть простой формы, без входящих углов, иметь минимальные размеры и толщину не менее 12 мм. Для снижения трудоемкости и повышения качества изготовления форму и размеры узловых фасонных листов и стыковых накладок, а также расположение отверстий для монтажных болтов унифицируют, что дает возможность применять одинаковые кондукторы-шаблоны, обеспечивающие высокую точность и взаимозаменяемость деталей (рис. 177).

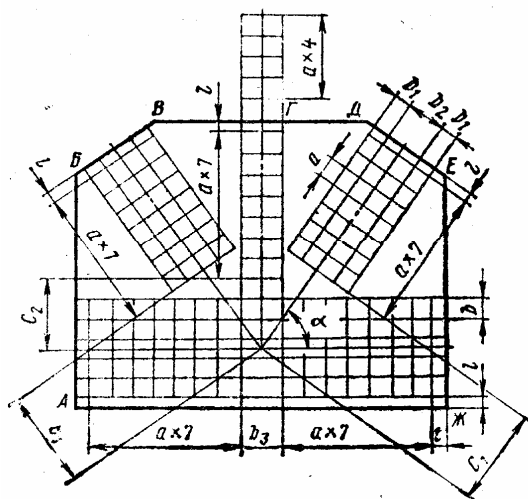


Рис. 177. Схема расположения отверстий для монтажных болтов на узлом фасонном элементе

Конструкция узлов ферм должна быть простой и удобной для монтажа, без щелей и узких мест, где может скапливаться вода и грязь и которые трудно очищать и окрашивать.

*Связи между фермами.* Главные фермы стальных пролетных строений соединяют в плоскостях верхних и нижних поясов продольными связями, а в плоскостях раскосов, подвесок или стоек - поперечными связями (см. рис. 168).

Продольные связи представляют собой также фермы, поясами которых являются пояса главных ферм.

Решетка связей может быть треугольной, ромбической, крестовой,

полурабкосной и другой системы. Треугольная решетка (рис. 178, а) имеет простую конструкцию, но при сжатии (растяжении) поясов вызывает изгиб их в плоскости ферм. Ромбическая решетка (рис. 178, б) при расположении распорок в узлах главных ферм вдвое уменьшает свободную длину элементов поясов из плоскости ферм, но также является причиной изгиба поясов. Лучшей является крестовая решетка (рис. 178, в), в которой изгибу поясов при их деформации препятствуют распорки или поперечные балки. Полурабкосную (рис. 178, г) и двойную треугольную с распорками (рис. 178, д) системы продольных связей применяют в широких, например, двухпутных пролетных строениях.

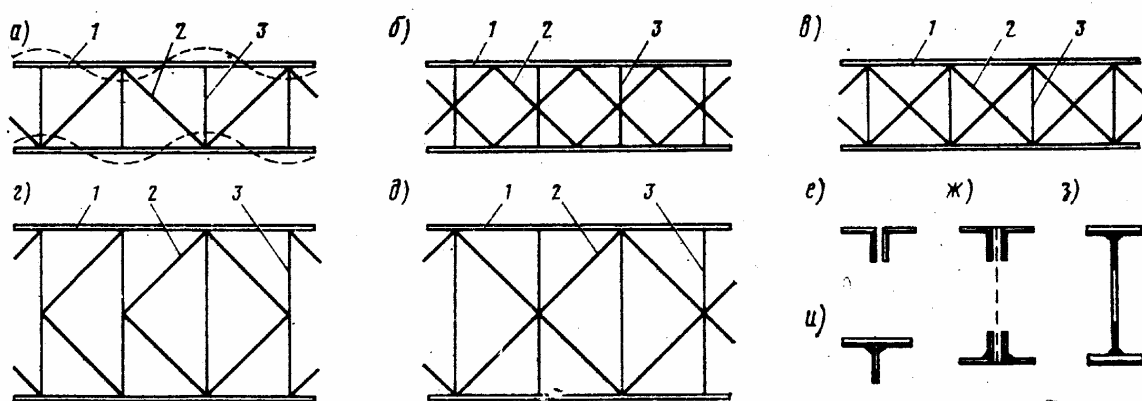


Рис. 178. Схемы решеток и сечений элементов продольных связей  
1 - пояс главной фермы; 2 - раскос (диагональ); 3 - распорка

Элементы связей устраивают из прокатных или сварных уголков, тавров, двутавров или швеллеров (рис. 178, е - и). Форму и размеры сечений принимают в зависимости от усилий и свободной длины элементов. При небольших усилиях и малой длине диагонали связей применяют угольковое или тавровое сечение, а при больших усилиях и длине - двутавровое. Для уменьшения свободной длины диагонали связей прикрепляют к поясам продольных балок или к нижним фасонкам поперечных связей между продольными балками.

Тормозные рамы устраивают в железнодорожных пролетных строениях с продольными балками, не соединенными с продольными связями главных ферм. Они передают продольные тормозные усилия от балок проезжей части на пояса ферм и далее на неподвижные опорные части. Тормозные рамы располагают посередине пролета (рис. 179, а), а при наличии разрывов продольных балок - посередине участка между разрывами продольных балок (рис. 179, б). Рамы образуют из диагоналей продольных связей и дополнительных раскосов или из диагоналей связей и распорок между продольными балками (см. рис. 179, а и б).

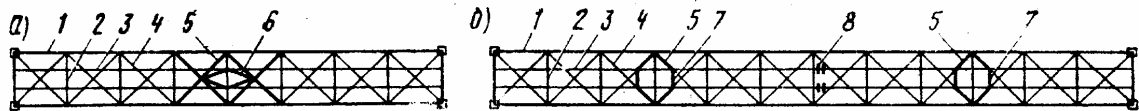


Рис. 179. Схемы тормозных рам

1 - нижний пояс главной фермы; 2 - поперечная балка; 3 - продольная балка (связи между продольными балками не показаны); 4 - диагональ продольных связей между фермами; 5 - тормозная рама; 6 - дополнительный раскос; 7 - распорка; 8 - разрыв продольной балки

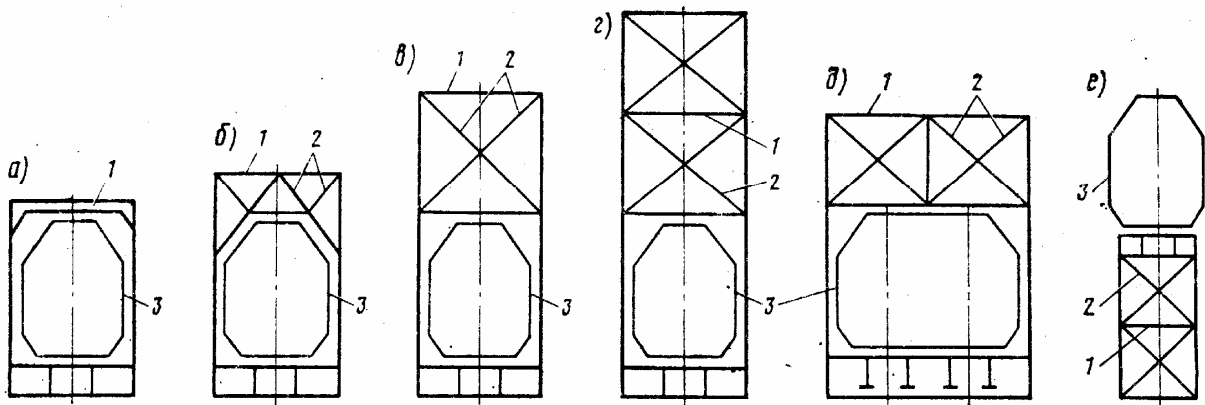


Рис. 180. Схемы поперечных связей и порталных рам  
1 - распорка; 2 - раскос; 3 - габарит приближения строений

Поперечные связи между главными фермами располагают в вертикальных плоскостях стоек и подвесок ферм или в наклонных плоскостях промежуточных раскосов через 11 - 12 м. При малой высоте главных ферм поперечные связи состоят из сплошной распорки с жесткими узлами (рис. 180, а) или стержневых фермочек (рис. 180, б). При большой высоте ферм связи между верхом габарита приближения строения и верхними поясами ферм имеют сквозное стержневое заполнение крестовой системы (рис. 180, в - д). Пролетные строения с ездой поверху имеют поперечные связи крестовой системы (рис. 180, с). Элементы поперечных связей устраивают из уголков, тавров или двутавров и прикрепляют к узловым фасонкам болтами. Портальные рамы передают ветровую и другие поперечные нагрузки с верхних продольных связей на опоры. Их располагают по концам пролетных строений в плоскостях опорных раскосов или стоек или первых подвесок главных ферм и устраивают сплошной или крестовой системы (см. рис. 180).

*Типовые пролетные строения.* Современные типовые пролетные строения с балочно-разрезными фермами изготавливают из низколегированных

сталей для обычных и северных условий. Главные фермы их имеют параллельные пояса и треугольную решетку с подвесками и стойками при езде понизу (см. рис. 173, л) и только со стойками при езде поверху (см. рис. 173, к). Пояса и сжатые раскосы ферм имеют коробчатые сечения, а растянутые раскосы, подвески и стойки - Н-образные. Балки проезжей части включены в совместную работу с поясами главных ферм. Мостовое полотно может быть с ездой на деревянных поперечинах и безбалластных железобетонных плитах.

Важным преимуществом типовых пролетных строений с фермами является высокая степень унификации элементов и деталей, применение сварных заводских соединений и монтажных соединений на высокопрочных болтах, что снижает расход стали на 6 - 10 % и трудоемкость изготовления и монтажа на 12 - 18 %. Все типовые пролетные строения допускают сборку их навесным способом;

Расчетные пролеты типовых пролетных строений с ездой понизу равны 33 - 110 м, т.е. они кратны 11 м. Эти пролеты образуют три серии: в первую - включены пролетные строения с расчетными пролетами 33, 44 и 55 м, во вторую - 66 и 77 м и в третью - 88 и 110 м.

Пролетные строения каждой серии имеют одинаковую высоту главных ферм, длину панелей и расстояние между осями ферм. Это обеспечивает большое количество однотипных элементов главных ферм, связей и балок проезжей части.

Расчетные пролеты типовых пролетных строений с ездой поверху равны 44, 55 и 66 м. Они также имеют одинаковую длину панелей и расстояние между осями главных ферм, а пролетные строения 44 и 55 м - одинаковую высоту главных ферм, что обеспечивает высокую степень унификации элементов.

**Балочно-неразрезные и консольные пролетные строения.** *Общие вопросы.* Главной несущей частью этих пролетных строений являются многопролетные статически неопределимые сплошнотенчатые балки или стержневые фермы, опирающиеся на одну шарнирно-неподвижную опорную часть и две или более шарнирно-подвижные.

Преимуществами балочно-неразрезных пролетных строений по сравнению с разрезными являются:

- меньшая масса стали при больших пролетах;
- большая вертикальная и горизонтальная жесткость;
- плавное очертание линии прогибов, обеспечивающее высокие скорости движения транспортных средств и снижение их динамического воздействия;
- уменьшение объема кладки опор, воспринимающих центральное вертикальное давление;

- возможность навесной сборки без усиления пролетных строений. Основные недостатки их следующие:
- значительные перемещения конца пролетного строения при изменении температуры, затрудняющие устройство и содержание сопряжения мостового полотна;
- увеличение тормозной силы, а, следовательно, и объема опоры, на которую она передается.

При неравномерных осадках опор в неразрезных пролетных строениях возникают дополнительные напряжения. Однако современные методы расчета позволяют определять ожидаемые осадки опор и учитывать их при проектировании, а возможность регулирования положения опорных частей по высоте и другие способы позволяют создавать оптимальное напряженное состояние, снижать расход стали. Экономическая эффективность балочно-неразрезных пролетных строений по сравнению с разрезными возрастает с увеличением доли постоянной нагрузки, т. е. с увеличением длины пролетов.

*Пролетные строения с неразрезными балками.* По расходу стали эти пролетные строения экономичнее разрезных при пролетах более 44 м. Пролеты неразрезных балок в целях унификации конструкции целесообразно принимать одинаковыми. При трех пролетах и более крайние пролеты принимают равными 0,7 - 0,8 среднего, что обеспечивает примерное равенство положительных изгибающих моментов во всех пролетах, экономию стали. Однако, конкретные условия проектирования мостов часто приводят к значительным отступлениям от оптимальной разбивки на пролеты.

Неразрезные балки имеют двутавровые или коробчатые сечения со стальной ортотропной или железобетонной плитой, включенной в совместную работу со стальными балками. Высоту балок принимают постоянной (рис. 181, а) или переменной (рис. 181, б), увеличенной над промежуточными опорами для восприятия больших опорных моментов; при этом нижний пояс может иметь прямолинейный вут или плавное очертание, что лучше в архитектурном отношении, но усложняет и удорожает изготовление балок. При параллельных поясах высоту балок принимают равной  $1/25 - 1/35$  большего пролета, а при криволинейном нижнем поясе высота балок в середине главного пролета составляет  $1/40 - 1/60$ , а над промежуточными опорами -  $1/20 - 1/30$  большего пролета.

Для железнодорожных мостов разработаны балочно-неразрезные пролетные строения с ездой поверху пролетами по схемам  $n \times 45$  и  $45 + n \times 55 + 45$  м. Они имеют унифицированные для всех пролетов сварные коробчатые сечения с вертикальными стенками постоянной высоты и поясами - ортотропными плитами.

Мостовое полотно может быть с ездой на балласте, на деревянных поперечинах или с непосредственным прикреплением рельсов к верхней

стальной ребристой плите. Для удобства перевозки неразрезные пролетные строения расчленены на блоки длиной от 16,5 до 23,5 м. Их собирают навесным способом консольным краном ГЭПК-130 или на насыпи с последующей продольной надвижкой.

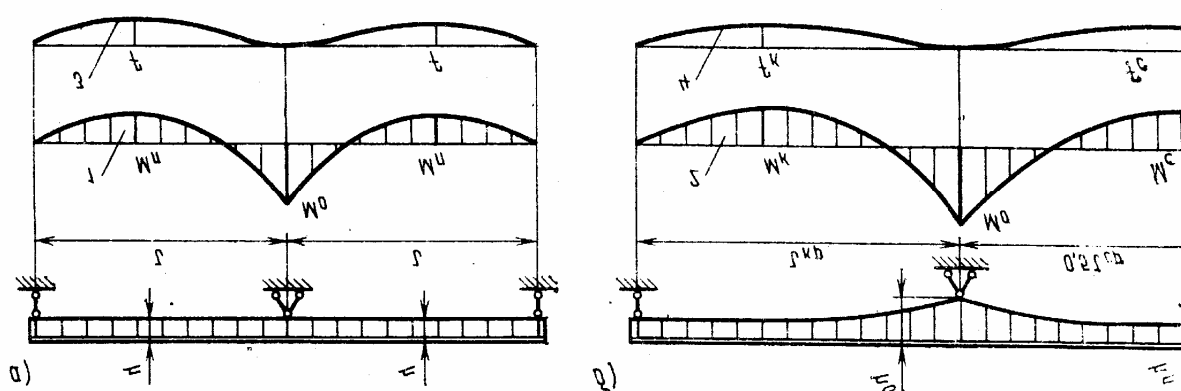


Рис. 181. Схемы неразрезных балок  
1, 2 - эпюры моментов; 3, 4 - линии прогибов балок

*Пролетные строения с неразрезными фермами.* Эти пролетные строения по сравнению с разрезными имеют меньший расход стали при пролетах 100 м и более.

Главные неразрезные фермы обычно имеют два-три пролета; большее число пролетов не дает заметной экономии стали, но значительно увеличивает перемещения конца фермы и тормозную силу.

Двухпролетные неразрезные фермы имеют обычно одинаковые пролеты, в трехпролетных (для экономии стали) крайние пролеты равны 0,7 - 0,8 среднего пролета. Для взаимозаменяемости расчетные пролеты неразрезных ферм принимают равными пролетам разрезных ферм.

Неразрезные фермы могут быть с параллельными поясами (рис. 182, а, б) и полигональным верхним (рис. 182, в) или нижним поясом. Высоту ферм принимают равной  $1/8 - 1/10$  пролета. При полигональном очертании поясов высоту ферм над промежуточными опорами увеличивают для уменьшения усилий в поясах. Неразрезные фермы имеют решетки, аналогичные разрезным. Длину панелей во всех пролетах фермы принимают одинаковой, а в среднем опорном узле желательно иметь сходящиеся к нему раскосы.

Выбор очертания поясов и типа решетки ферм, видов поперечных сечений и способов соединения элементов, системы продольных и поперечных связей, конструкции и положения проезжей части и вида мостового полотна балочно-неразрезных пролетных строений производят так же, как для разрезных ферм. Вследствие большей горизонтальной жесткости неразрезных пролетных строений расстояние между осями главных ферм при прочих равных условиях принимают меньше, чем у разрезных.

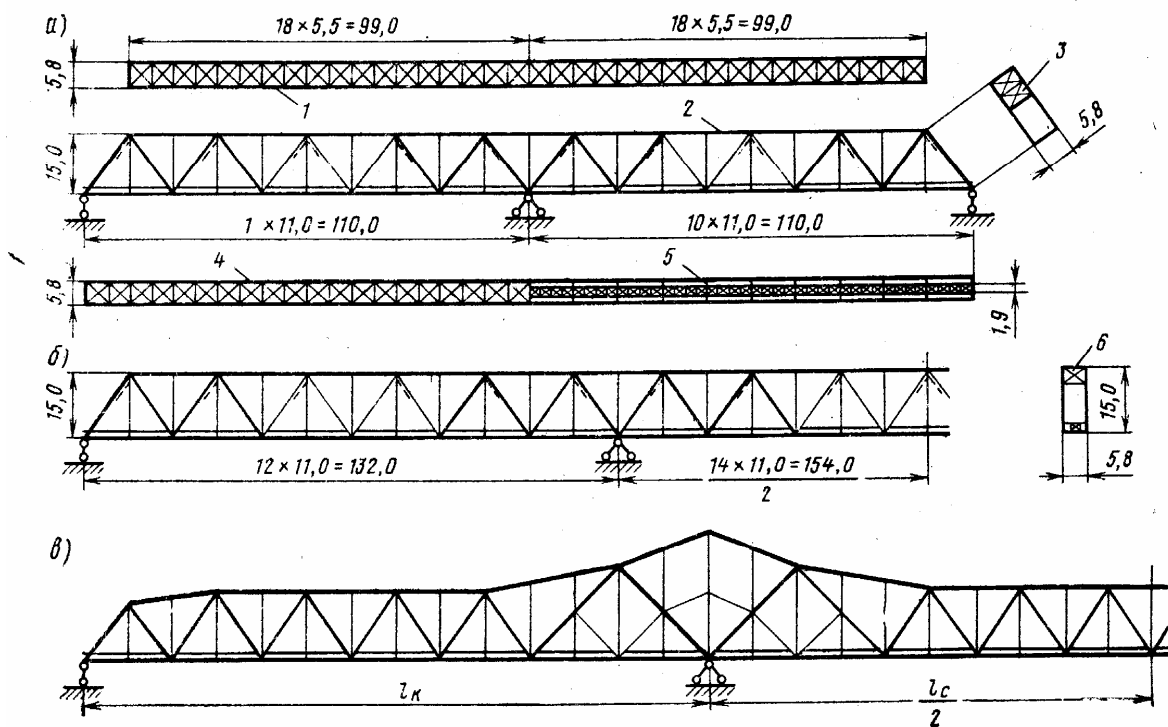


Рис. 182. Схемы пролетных строений с неразрезными фермами  
 1 - верхние продольные связи; 2 - главная ферма; 3 - порталная рама; 4 - нижние продольные связи; 5 - балки проезжей части; 6 - поперечные связи

Типовые пролетные строения с неразрезными фермами под один железнодорожный путь с ездой понизу имеют пролеты: 2 x 110; 2 x 132; 110 + 132 + 110 и 132 + 154 + 132 м, а с ездой поверху - 2 x 55 и 2 x 65 м.

Они запроектированы из термически упроченной стали марки 10ХСНД и могут применяться в обычных и северных условиях.

Пролетные строения с ездой понизу имеют главные неразрезные фермы с параллельными поясами, расчетной высотой 15 м и панелью равной 11 м (см. рис. 182 а, б). Расстояние между осями главных ферм  $B = 5,8$  м. Для пролета  $l = 154$  м отношение  $B : l$ , равное  $1/26,6$ , является смелым решением. Элементы и узлы ферм, балки проезжей части, продольные и поперечные связи неразрезных пролетных строений приняты такими же, как у типовых разрезных. Балки проезжей части включены в совместную работу с поясами главных ферм. Элементы связей приняты таврового и двутаврового сечений с перфорированной стенкой. Пролетные строения с ездой поверху имеют двухпролетные с параллельными поясами фермы высотой 6,0 м, панелью 5,5 м и расстоянием между осями главных ферм равным 3,9 м. Балки проезжей части расположены в плоскости верхних поясов главных ферм и включены в совместную работу с ними.

Важное преимущество типовых неразрезных пролетных строений



состоит в том, что элементы главных ферм и связей, а также балки проезжей части изготавливают на заводах с максимальным использованием имеющегося оборудования и кондукторов типовых разрезных пролетных строений. При этом заводские соединения выполняют электросваркой, а монтажные - высокопрочными болтами.

*Балочно-консольные пролетные строения.* Главной несущей основой этих пролетных строений являются многопролетные шарнирные статически определимые сплошнотенчатые балки или фермы. Они состоят из подвесных и анкерных пролетных строений с одной или двумя консолями (рис. 183). Пролет, включающий подвесное пролетное строение и консоли анкерного, называют сборным. В зависимости от числа консолей у анкерного пролетного строения различают одноконсольные (см. рис. 183, а) и двухконсольные (рис. 183, б) балочно-консольные пролетные строения.

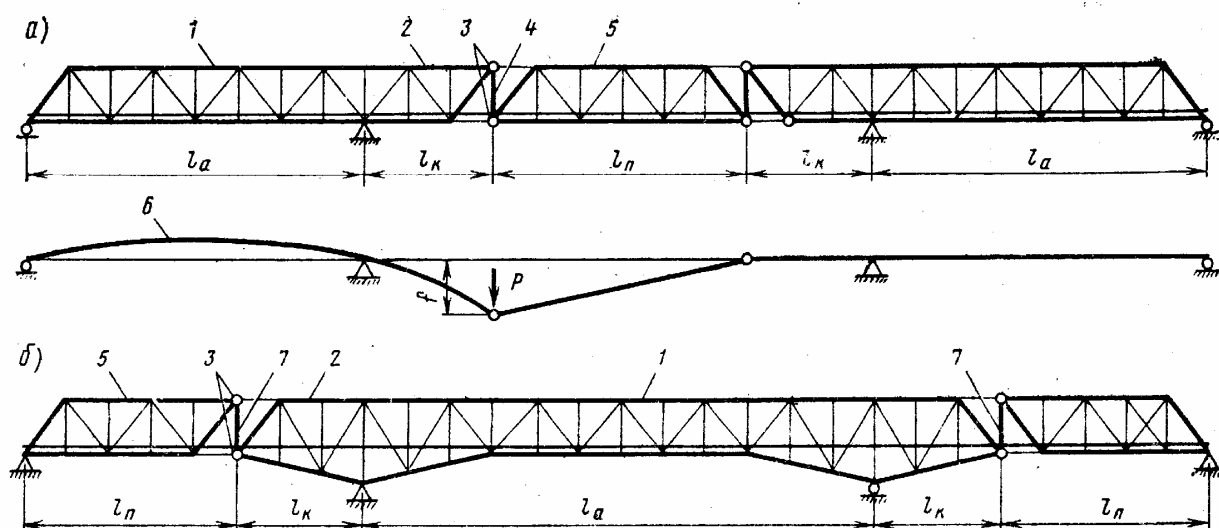


Рис. 183. Схемы балочно-консольных ферм

1 - анкерный пролет; 2 - консоль; 3 - шарнир; 4 - подвеска; 5 - подвесной пролет; 6 - линия прогиба фермы; 7 - стойка

Преимуществами балочно-консольных пролетных строений являются:

- меньшая масса стали по сравнению с балочно-разрезными;
  - отсутствие дополнительных напряжений при неравномерной осадке опор;
  - возможность применения при слабых грунтах;
  - уменьшение объема кладки опор;
  - меньшие длина «температурных пролетов» (см. рис.183, б) и тормозная сила по сравнению с неразрезными;
  - возможность навесной сборки без усиления пролетных строений.
- Основные недостатки их следующие:
- пониженная вертикальная и горизонтальная жесткость;

- значительный прогиб конца консолей;
- наличие перелома линии прогибов (см. рис. 183, а), что увеличивает динамическое воздействие и ограничивает скорость движения, а также приводит к расстройству сопряжений подвесных пролетов с консолями;
- большое число сопряжений проезжей части, усложняющих конструкцию и эксплуатацию пролетного строения.

Конструкция консольных пролетных строений со сплошными балками аналогична неразрезным и отличается только наличием шарнирных соединений подвесных пролетов с консолями (рис. 184, а). Консольные балки имеют двутавровые или коробчатые сечения со стальной ортотропной или железобетонной плитой постоянной или переменной высоты.

Пролетные строения с консольными фермами состоят из проезжей части, главных ферм, продольных и поперечных связей. Конструкция проезжей части их аналогична разрезным пролетным строениям и расположена поверху, понизу, посередине или в двух уровнях. Консольные фермы имеют параллельные или полигональные пояса и различные системы решеток.

Фермы с горизонтальным верхним и полигональным нижним поясами экономичны по расходу стали при больших пролетах, уменьшают высоту промежуточных опор, удобны для навесной сборки. Длину крайних пролетов ферм принимают равной 0,7 - 0,8 средних, а длину консолей - 0,2 - 0,4 большого пролета. Высоту ферм над промежуточными опорами по условию жесткости принимают равной 0,5 - 0,7 длины консоли, а в середине анкерных пролетов - несколько меньше, чем у разрезных. Прогиб конца консоли не должен превышать  $1/250$  длины консоли.

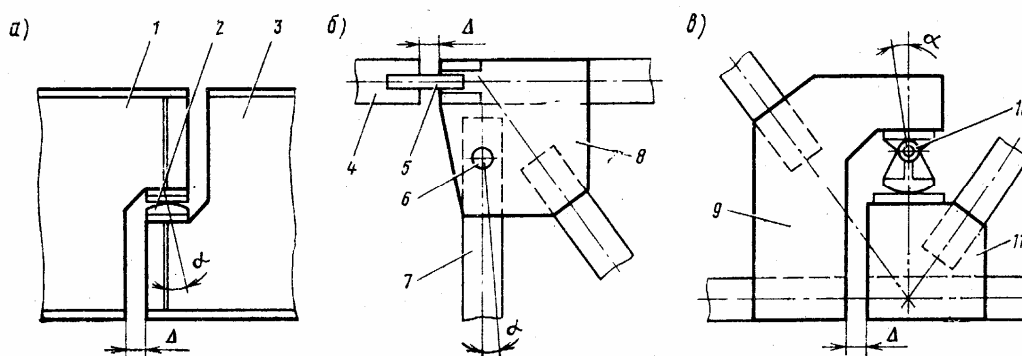


Рис. 184. Схемы сопряжения подвесного пролетного строения с консолью

1 - конец подвесного пролетного строения; 2 - тангенциальная опорная часть; 3 - консоль; 4 - нулевой элемент пояса; 5 - продольно-подвижное соединение; 6 - шарнир; 7 - подвеска (стойка); 8 - фасонка узла консоли; 9 - узел подвесной фермы; 10 - опорная часть; 11 - узел консоли

Подвесные пролетные строения соединяют с консолями при помощи качающихся подвесок или стоек (рис. 184, б), а также обычных опорных частей (рис. 184, в). Конструкция этих сопряжений не должна препятствовать повороту опорных сечений обоих концов и продольному перемещению одного конца подвесного пролетного строения. Качающиеся подвески прикрепляют к узлам ферм цилиндрическими болтами-шарнирами (рис. 184, б). Для увеличения площади смятия шарниров толщину узловых фасонки и концов подвесок увеличивают при помощи накладок. Нулевые элементы поясов соединяют с фасонками: при шарнирно-подвижном сопряжении ферм - уголками или швеллерами (см. рис. 184, б), а при шарнирно-неподвижном - болтами-шарнирами.

Качающиеся стойки опирают на узлы ферм с помощью цилиндрических или сферических подушек. При опирании верхних или нижних узлов подвесного пролетного строения на соответствующие узлы консолей размещают: на одном конце - шарнирно-неподвижные, а на другом - шарнирно-подвижные опорные части (рис. 184, в).

**Арочные и рамные пролетные строения.** *Арочные пролетные строения.* Главной несущей частью этих пролетных строений являются сплошностенчатые арки или арочные фермы. Характерная особенность арок состоит в том, что при действии вертикальной нагрузки на их опорах возникают вертикальные и горизонтальные (распор) реакции, благодаря которым изгибающие моменты в арках меньше, чем в аналогичных балках.

Арки по статической схеме подразделяются на бесшарнирные (рис. 185, а), двухшарнирные (рис. 185, б) и трехшарнирные (рис. 185, в) с ездой поверху, понизу, посередине или в двух уровнях.

Бесшарнирные арки имеют наименьшую массу стали, но при изменении температуры и перемещениях опорных заделок в их сечениях возникают дополнительные напряжения, поэтому бесшарнирные арки требуют прочных и надежных оснований и фундаментов.

Двухшарнирные арки менее чувствительны к перемещениям их опорных шарниров, поэтому они получили наиболее широкое применение.

Трехшарнирные арки статически определимы и могут применяться при слабых грунтах. Кроме указанных, применяют многопролетные арочно-неразрезные (рис. 185, г) и арочно-консольные (рис. 185, д) пролетные строения, имеющие меньший расход стали, чем однопролетные. Арочно-неразрезные пролетные строения, кроме того, обеспечивают плавное скоростное движение транспортных средств, но требуют регулирования положения опорных частей. Арочно-консольные пролетные строения имеют сложные сопряжения подвесных пролетов с консолями и вследствие перелома линии прогибов - повышенное динамическое воздействие транспортных средств.

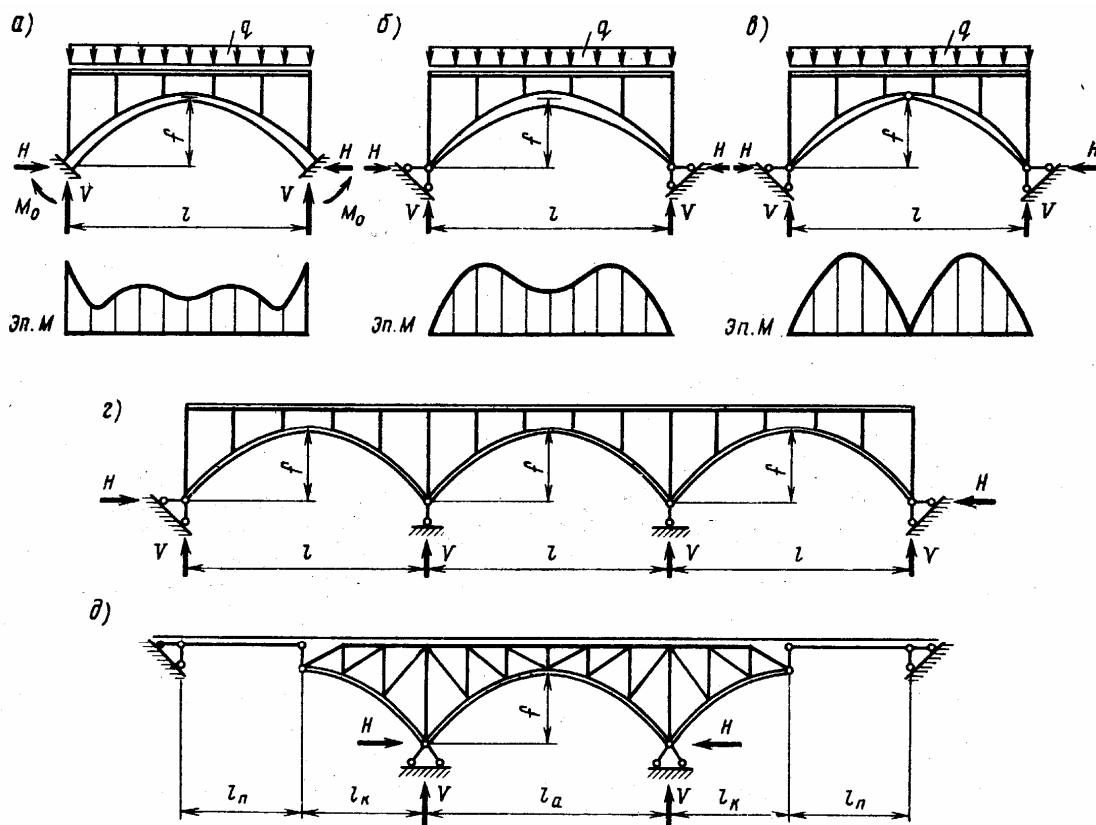


Рис. 185. Статические схемы арок

Основные преимущества арочных пролетных строений по сравнению с балочно-разрезными следующие:

- меньший расход стали при больших пролетах;
- большая вертикальная жесткость;
- лучшие архитектурные качества.

Недостатки их:

- сложность унификации и типизации криволинейных арочных конструкций;
- увеличение объема кладки опор;
- необходимость устройства более сложных и дорогих фундаментов, воспринимающих, кроме вертикального давления, горизонтальный распор арок.

Арочные пролетные строения обычно применяют в городах, а также при строительстве через большие водотоки и горные ущелья.

Стальные арочные пролетные строения состоят из мостового (ездового) полотна, балок проезжей части, стоек (при езде поверху) или подвесок (при езде понизу), сплошных арок или арочных ферм, продольных и поперечных связей (рис. 186, а).

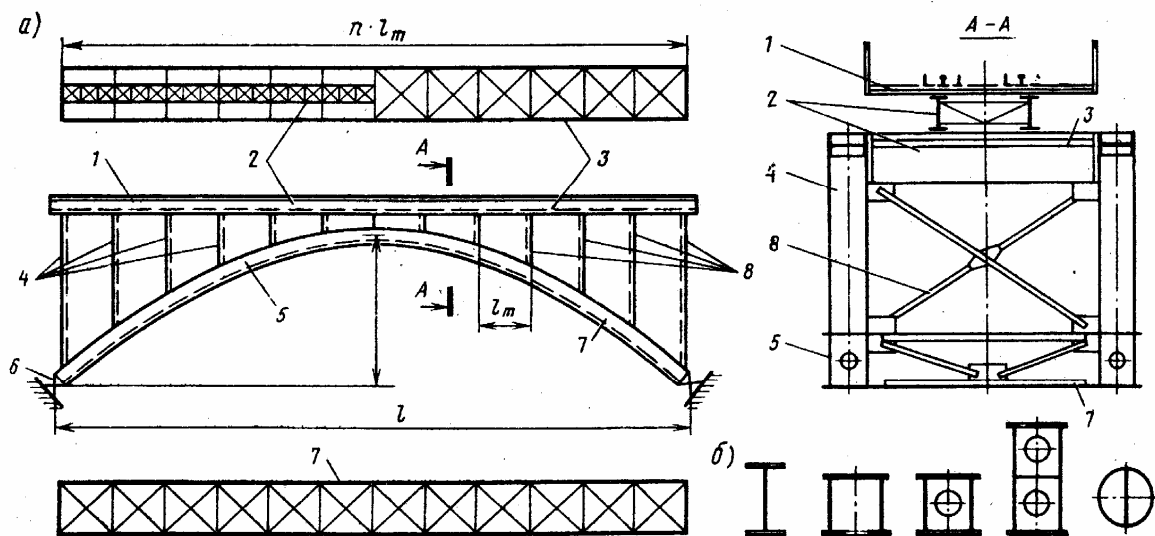


Рис. 186. Конструкция арочного пролетного строения и формы сечений арок

1 - мостовое полотно; 2 - балки проезжей части; 3 - верхние продольные связи; 4 - надъарочная стойка; 5 - арка; 6 - опорная часть; 7 - продольные связи в плоскости арок; 8 - поперечные связи

Мостовое полотно и балки проезжей части имеют конструкцию, подобную балочным пролетным строениям. Надъарочные стойки выполняют двутаврового, коробчатого или кольцевого сечения. Вместе с поперечными балками проезжей части стойки образуют рамы с жёстким или шарнирным креплением к аркам. Подвески обычно имеют Н-образное сечение. В плоскостях проезжей части и арок устраивают продольные связи крестовой, полураскосной или другой системы. Поперечные связи располагают в плоскостях надъарочных стоек или подвесок.

*Конструкция сплошнотенчатых арок.* Продольные оси арок со сплошными стенками имеют параболическое, круговое и другие очертания. При параболическом очертании продольные усилия в сечениях арки имеют меньший эксцентриситет, вследствие чего уменьшаются величины изгибающих моментов, уменьшается требуемая площадь сечения арки, сокращается расход стали.

Арки кругового очертания имеют более простую конструкцию, меньшую трудоемкость возведения и стоимость изготовления и монтажа, но требуют больше стали. Размер стрелы подъема арок существенно влияет на распор: чем меньше стрела подъема, тем больше распор арок и, следовательно, больше объем кладки опор. Пологостью арки называют отношение стрелы подъема к пролету арки. Оптимальная пологость арок составляет примерно  $1/5 - 1/6$ . Не рекомендуется применять арки пологостью

менее  $1/8 - 1/10$ . В исключительных случаях пологость арок может достигать величин  $1/15 - 1/18$ .

Арки имеют двутавровые, П-образные, коробчатые и кольцевые сечения (рис. 186, б), состоящие по возможности из толстых одиночных листов и, в крайнем случае, - из сварных пакетов. Двутавровые сечения применяют для арок небольших пролетов. Для очень больших пролетов применяют коробчатые сечения с продольными диафрагмами. Для сохранения неизменяемости коробчатых сечений ставят поперечные диафрагмы с отверстиями (лазами) для осмотра и ремонта арок.

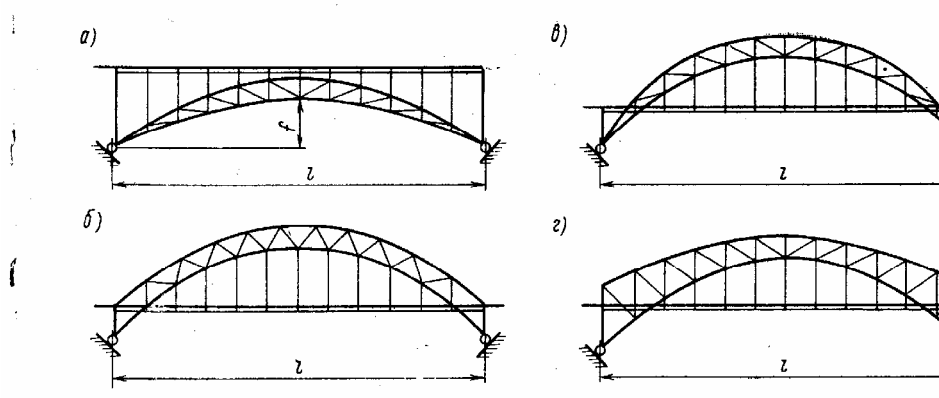


Рис. 187. Схемы арочных ферм

Высоту сплошных арок назначают равной примерно  $1/40$  пролета. Высоту сечений принимают постоянной или переменной в соответствии с эпюрой моментов. Арки переменной высоты имеют меньшую массу стали, но большую трудоемкость изготовления.

Расстояние между осями крайних арок по условию поперечной жесткости должно быть не менее  $1/40$  от пролета.

*Конструкция арочных ферм.* Наиболее распространенные двухшарнирные арочные фермы имеют серповидное очертание поясов с наибольшей высотой посередине пролета, постепенно уменьшающейся к опорным шарнирам (рис. 187). Такое очертание поясов соответствует эпюре моментов и обеспечивает наименьшую массу стали, но вследствие разных длин элементов поясов и решетки эти фермы имеют большую трудоемкость и стоимость изготовления.

Арочные фермы с параллельными поясами (рис. 187, б) имеют большее количество однотипных элементов, что снижает трудоемкость и стоимость их изготовления. Фермы с параллельными поясами в средней части и уменьшающейся высотой на концах (рис. 187, в) имеют средние показатели между фермами с параллельными поясами и серповидными. Портальные арочные фермы (рис. 187, г), высота которых увеличивается от середины

пролета к опорам, не соответствуют эпюре моментов, имеют большую массу стали и трудоемкость изготовления, но удобны для навесной сборки от опор к середине пролета.

Стрела подъема арочных ферм составляет от 1/4 до 1/10 пролета, а высота от 1/14 до 1/16 пролета.

Элементы арочных ферм имеют коробчатые и Н-образные сечения, как у балочных ферм. Узлы арочных ферм также подобны узлам балочных ферм.

*Рамные пролетные строения.* Главной несущей частью рамных пролетных строений являются жестко соединенные в одну систему балки (ригели) со стойками (см. рис. 188).

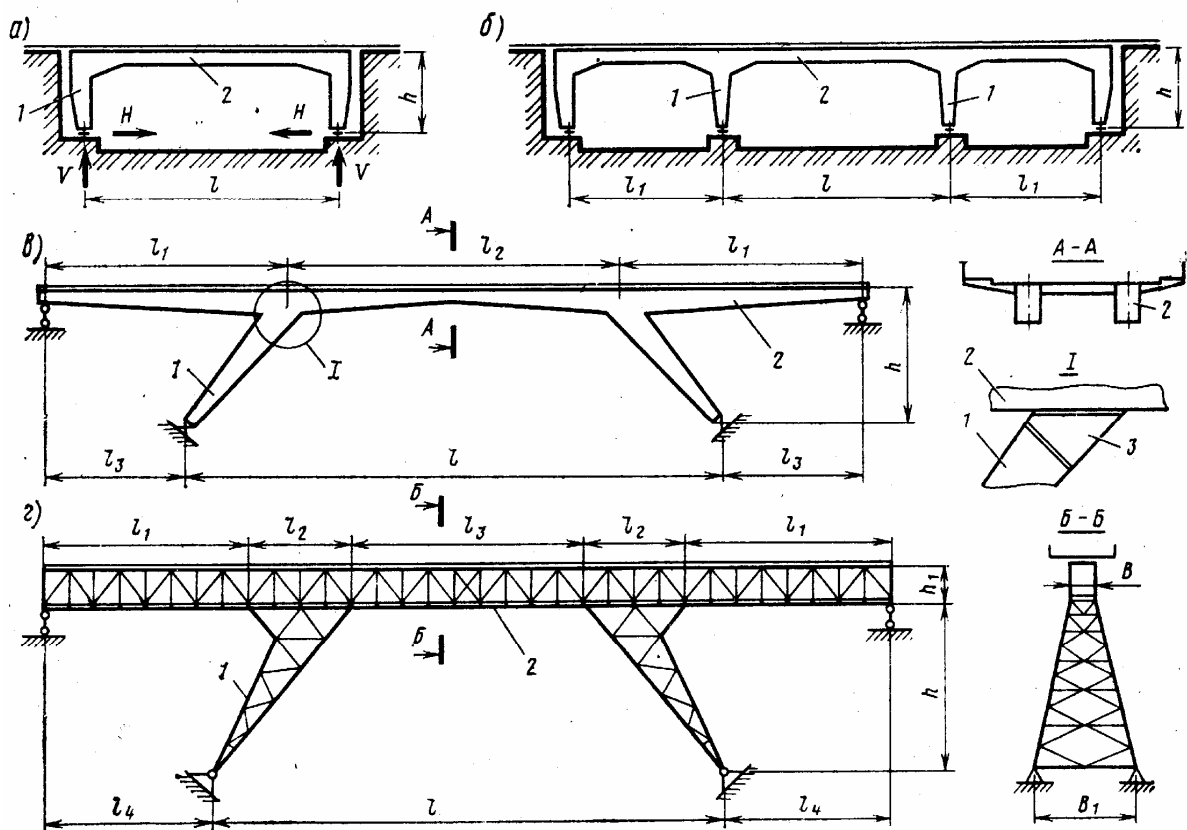


Рис. 188. Схемы рам

1 - стойка; 2 - ригель; 3 - вставка

Рамы опирают на фундаменты обычно с помощью шарнирных опорных частей. Непосредственное опирание рам на фундаменты существенно сокращает объем кладки опор, что снижает трудоемкость и продолжительность строительства.

Рамные пролетные строения имеют разнообразную конструкцию. Они бывают однопролетными (рис. 188, а) и многопролетными, консольными и неразрезными (рис. 188, б), с наклонными стойками или рамно-подкосной системы.

Рамы небольших пролетов и высоты имеют ригели и стойки

двутаврового сечения, а больших пролетов - коробчатые сечения (рис. 188,в) или фермы (рис. 188, г).

Стальные рамные пролетные строения применяют в путепроводах, эстакадах и виадуках, перекинутых через горные ущелья и долины рек.

**Пролетные строения комбинированных систем.** Комбинированными называют пролетные строения, главная несущая часть которых состоит из нескольких объединенных простых систем, совместно воспринимающих нагрузки, например, из арки с затяжкой, балки с аркой, балки с фермой и др. Эти пролетные строения бывают одно- и многопролетными, неразрезными и консольными. Они имеют статически неопределимые, сложные, индивидуальные схемы.

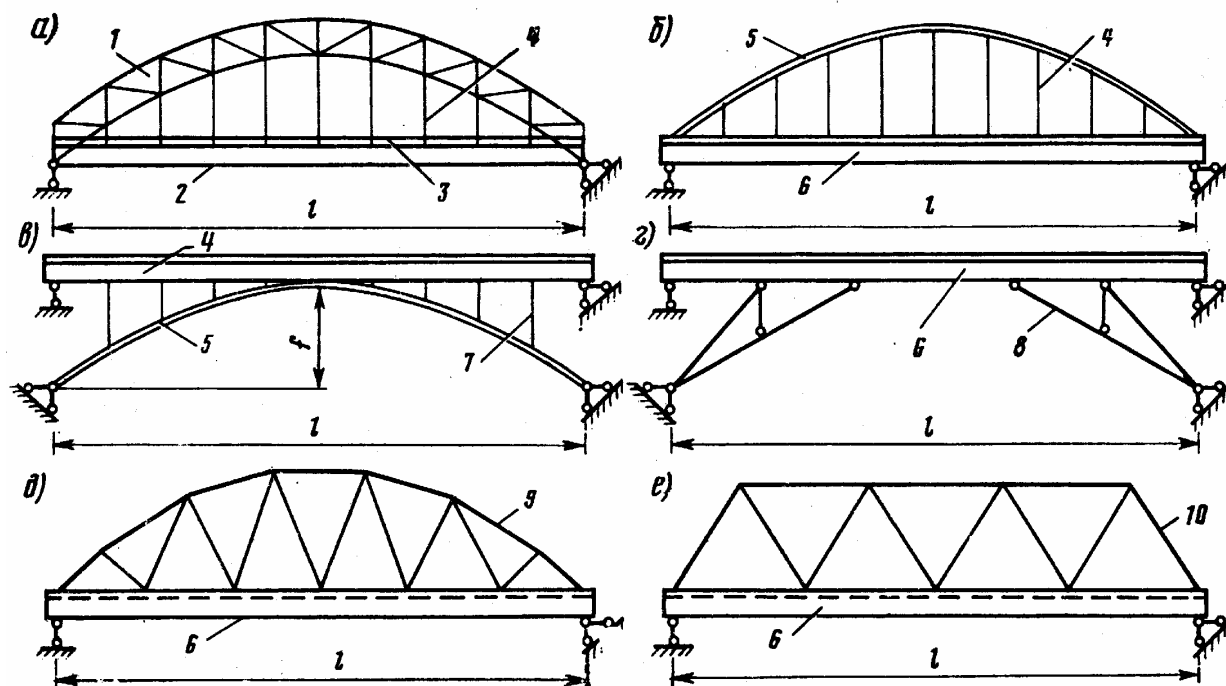


Рис 189. Схемы пролетных строений комбинированной системы  
 1 - арочная ферма; 2 - гибкая затяжка; 3 - проезжая часть; 4 - подвеска;  
 гибкая арка; 6 - балка; 7 - стойка; 8 - подкос; 9 - ферма с полигональным  
 верхним поясом; 10 - ферма с параллельными поясами

Арка с затяжкой (рис. 189, а) состоит из жесткой сплошной арки или стержневой арочной фермы с гибкой затяжкой, соединяющей пяты арок и воспринимающей их распор, благодаря чему арки становятся безраспорными, что уменьшает объем кладки и стоимость опор, особенно при слабых грунтах. Арки соединены продольными и поперечными связями в устойчивую пространственную систему. Проезжая часть прикреплена к аркам подвесками.

Балка с гибкой аркой состоит из жесткой сплошностенчатой балки или



фермы и гибкой арки, расположенной сверху (рис. 189, б) или снизу балки (рис. 189, в). Проезжая часть в первом случае расположена между балками, во втором - сверху балки. При езде понизу распор арок воспринимают балки жесткости, что уменьшает объем кладки опор, а при езде поверху - передается опорам моста. Балки жесткости обычно имеют двутавровое или коробчатое сечение высотой  $1/40 - 1/60$  пролета, а гибкие арки - Н-образное, коробчатое или кольцевое. Нагрузки в этой системе распределяются между балкой и аркой пропорционально их жесткости.

Балка с подкосами (рис. 189, г) состоит из жесткой балки или фермы и нескольких пар подкосов, поддерживающих балку или ферму. Балка работает в основном на изгиб, а подкосы - на сжатие. Реакции подкосов передаются на опоры моста. Эта система имеет такие же показатели, как балка, усиленная гибкой аркой снизу.

Балки с фермами или фермы с жестким нижним поясом имеют полигональный верхний пояс (рис. 189, д) или параллельные пояса (рис. 189, с). Жесткая балка позволяет применять внеузловое прикрепление поперечных балок, простую треугольную решетку, оптимальные панели ферм и балок проезжей части.

Наиболее перспективной комбинированной системой для железнодорожных мостов является ферма с жестким нижним поясом. Пример, такого цельносварного пролетного строения, предложенного К. Г. Протасовым, показан на рис. 190. Пролетное строение имеет большое количество одинаковых элементов, что упрощает их изготовление. Нижний жесткий пояс состоит из блоков двутаврового сечения высотой 2 м, что упрощает перевозку и монтаж.

**Многопролетные комбинированные системы.** Состоят из балочных и арок ферм, соединенных в неразрезную или консольную конструкцию (рис. 191, а), из неразрезных балок с гибкими арками с ездой посередине (рис. 191, б) или поверху (рис. 191, в), а также неразрезных балок, усиленных над опорами полуарками-подпругами (рис. 191, г) или фермами (рис. 191, д). Эти системы обладают высокой вертикальной жесткостью, позволяют регулировать величину и распределение усилий в элементах, что позволяет сокращать расход стали.

Вантовые и висячие комбинированные системы представляют собой одно- или многопролетные балки или фермы, усиленные гибкими канатами или цепями.

В вантовых системах прямолинейные гибкие канаты - ванты имеют радиальное (рис. 192, а), веерное (рис. 192, б), параллельное (рис. 192, в) и другое расположение в одной или двух плоскостях. Висячие системы имеют свободно висящие кабели или цепи, концы которых закреплены за балки (рис. 192, г) или анкерные опоры (рис. 192, д). Подвески их могут быть вертикальными или наклонными для увеличения жесткости системы.

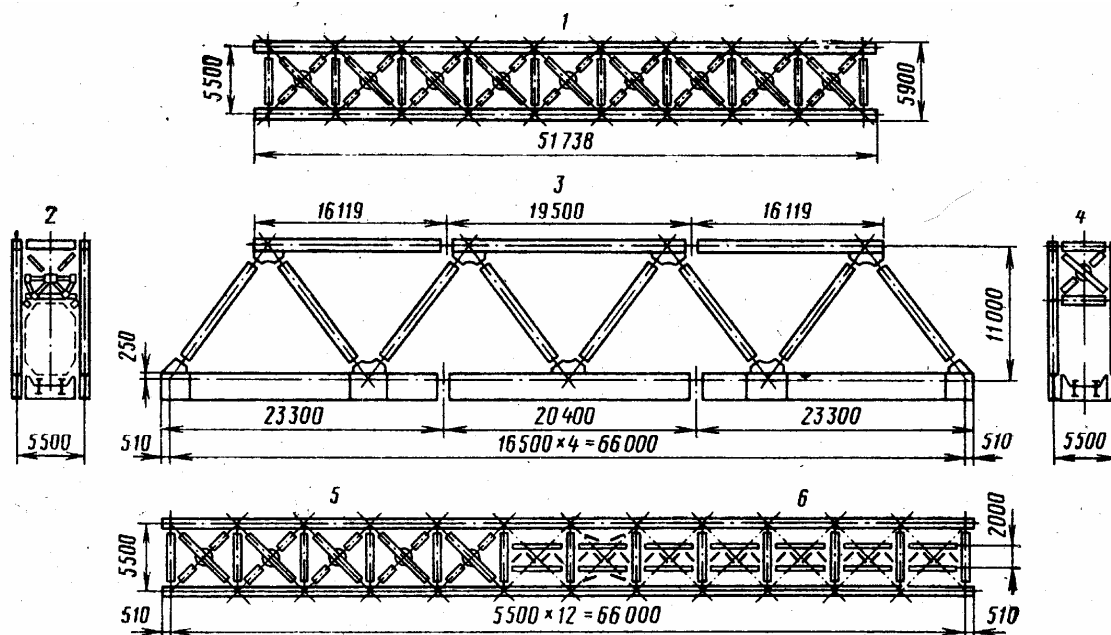


Рис. 190. Схема пролетного строения с фермами с жестким нижним поясом

1 - верхние продольные связи; 2 - порталная рама; 3 - главная ферма; 4 - поперечные связи; 5 - нижние продольные связи; 6 - балки проезжей части

Вантовые и висячие системы бывают с одним или двумя, вертикальными или наклонными пилонами в виде П-образных (см. рис. 192, а), А-образных (см. рис. 192, б) и других рам или отдельно стоящих стоек из стали или железобетона.

Достоинствами вантовых и висячих систем являются:

- рациональное использование высокопрочных сталей в растянутых элементах;
- способность перекрывать очень большие пролеты;
- высокая экономичность конструкций при больших пролетах;
- возможность навесной сборки;
- высокие архитектурные качества.

Основной недостаток их состоит в пониженной вертикальной и горизонтальной жесткости.

#### **Опоры железобетонных и металлических мостов. Общие сведения.**

Опоры мостов передают нагрузки с пролетного строения на основание (грунт). Опоры являются ответственными элементами моста и должны обладать достаточной прочностью и устойчивостью. Стоимость опор с фундаментами составляет примерно 50 % общей стоимости искусственного сооружения. Постройка опор трудоемка и требует больших временных затрат.

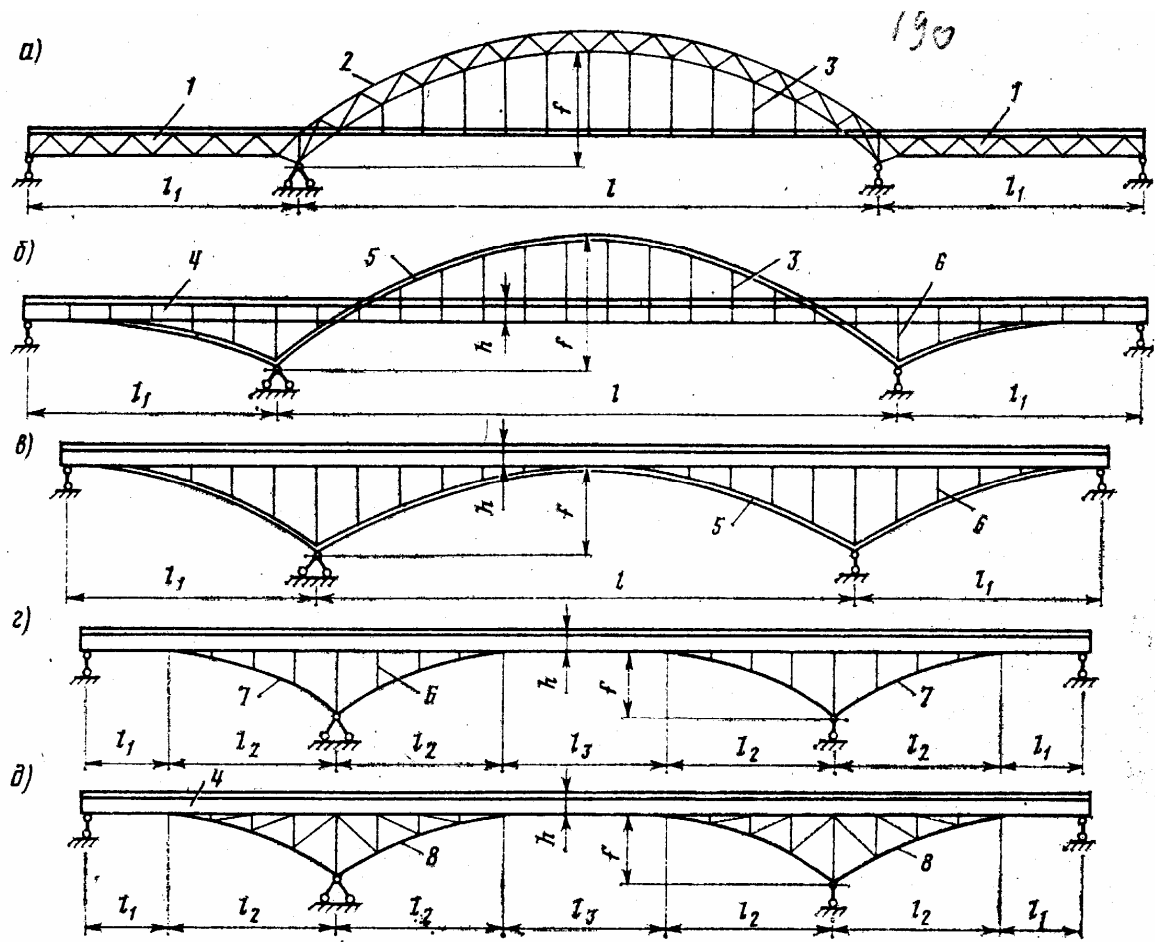


Рис. 191. Схемы многопролетных комбинированных систем  
 1 - балочная ферма; 2 - арочная ферма; 3 - подвеска; 4 - сплошностенчатая неразрезная балка; 5 - гибкая арка; 6 - стойка; 7 - гибкая полуарка (подпруга); 8 - стержневая ферма

Изготовление и монтаж пролетных строений более индустриализованы, чем сооружение опор.

Опоры мостов условно разделяют на промежуточные (быки) и концевые (устои). Такое деление оправдано различными условиями эксплуатации и передачи нагрузок. Промежуточные опоры работают, как правило, в зоне переменного уровня воды, находясь под воздействием ледохода, навала судов. Устои чаще размещают на суходоле. На устои, кроме вертикальных нагрузок, действуют большие горизонтальные силы от давления грунта и торможения.

В плане тело опоры может иметь разное очертание: прямоугольное, закругленное, круглое. Форма тела опоры определяется классом реки и в первую очередь интенсивностью ледохода. Опоры, возводимые на суходоле, бывают, как правило, прямоугольной или круглой формы. Русловые опоры должны иметь такое очертание, которое обеспечивало бы пропуск высоких

вод под мостом без подмыва оснований опор. С этой целью очертанию опоры в плане придают закругленную форму в носовой и кормовой частях или принимают ее в виде круга. При ледоходе необходимо заострение носовой части.

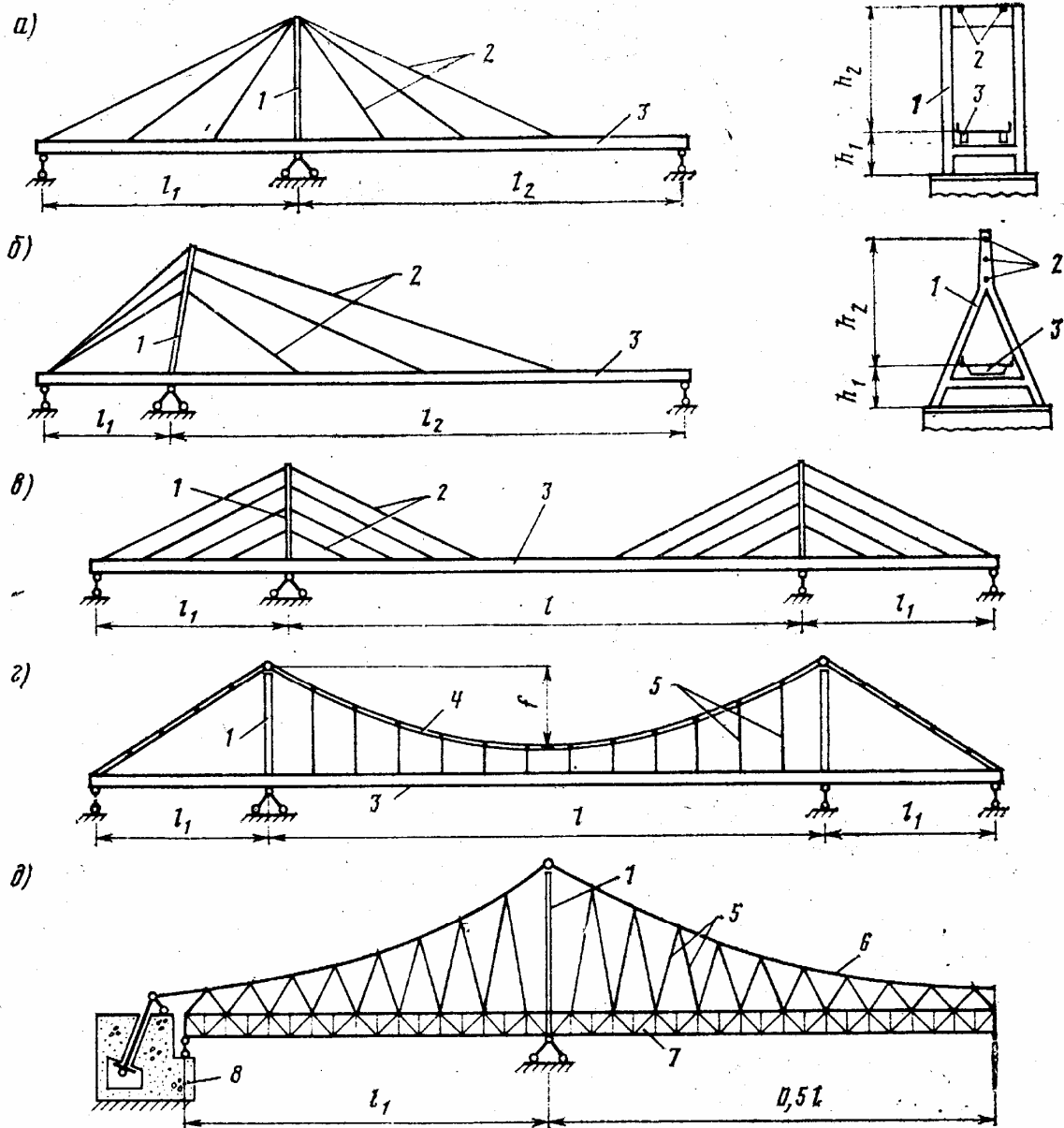


Рис. 192. Схемы вантовых и висячих систем

1 - пилон; 2 - канаты-ванты; 3 - балка жесткости; 4 - цепь; 5 - подвеска; 6 - кабель; 7 - ферма жесткости; 8 - анкерная опора

При среднем ледоходе (Волга, Кама) режущему ребру придают наклон к вертикали ( $\sim 10 : 1$ ), который называют ледорезом. Для сильного ледохода (Северная Двина, Енисей, Обь и др.) устраивают ледорез с наклоном

режущего ребра, лежащим в интервале 1:1 - 2:1 (см. рис. 193).

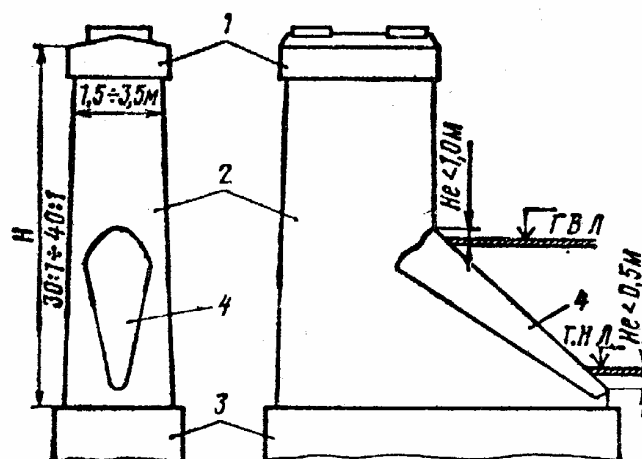


Рис. 193. Монолитная бетонная опора с ледорезом  
1 - оголовок; 2 - тело опоры; 3 - фундамент; 4 - ледорез

В суровых климатических условиях, кроме устройства ледорезов, требуется облицовка тела опоры естественным камнем или блоками из бетона класса не менее В60. С целью сокращения стоимости сооружения облицовку можно применять только в пределах зоны переменного уровня воды. Современные опоры мостов возводят из бетона и железобетона классов В20 - В45 в трех вариантах: монолитном, сборном и сборно-монолитном.

Для сооружения опор в монолитном варианте применяют низкотермальные цементы невысокой активности. Это позволяет понизить экзотермический эффект и уменьшить деформации усадки бетона. Несоблюдение этих требований приводит к трещинообразованию в теле опоры.

В настоящее время широко используются как массивные опоры, так и облегченные. Существующие конструктивные решения опор пока полностью не унифицированы. Типовые решения содержат примерно более 150 различных вариантов сборных блоков. В связи с этим главным направлением совершенствования конструкций опор является унификация основных размеров их элементов.

*Промежуточные опоры.* Промежуточную опору (бык) можно условно разделить (рис. 193) на три конструктивных элемента: подферменную плиту (оголовок), тело опоры и фундамент.

В ряде случаев по производственным соображениям целесообразно опоры и фундамент выполнить из одного конструктивного элемента (сваи, столба, оболочки).

Высота опоры  $H$  - расстояние от обреза фундамента до верха опоры - может изменяться от нескольких метров до нескольких десятков метров.

Например, высота опоры моста зависит от требований норм подмостовых габаритов; высота опор виадуков - от рельефа местности и требуемого уровня проезда; высота опор путепроводов определяется требованиями к габаритам приближения строений.

Размеры оголовка в плане назначают из условия размещения опорных частей. Расстояние между осями опорных частей определяют типом пролетного строения и его длиной.

В массивных опорах (см. рис. 193) размеры оголовка и тела опоры в плане близки друг к другу. В сборных и сборно-монолитных вариантах размеры тела опоры (особенно в поперечном к оси сооружения направлении) могут быть значительно сокращены (рис. 194), что позволяет получить существенную экономию в кладке опоры.

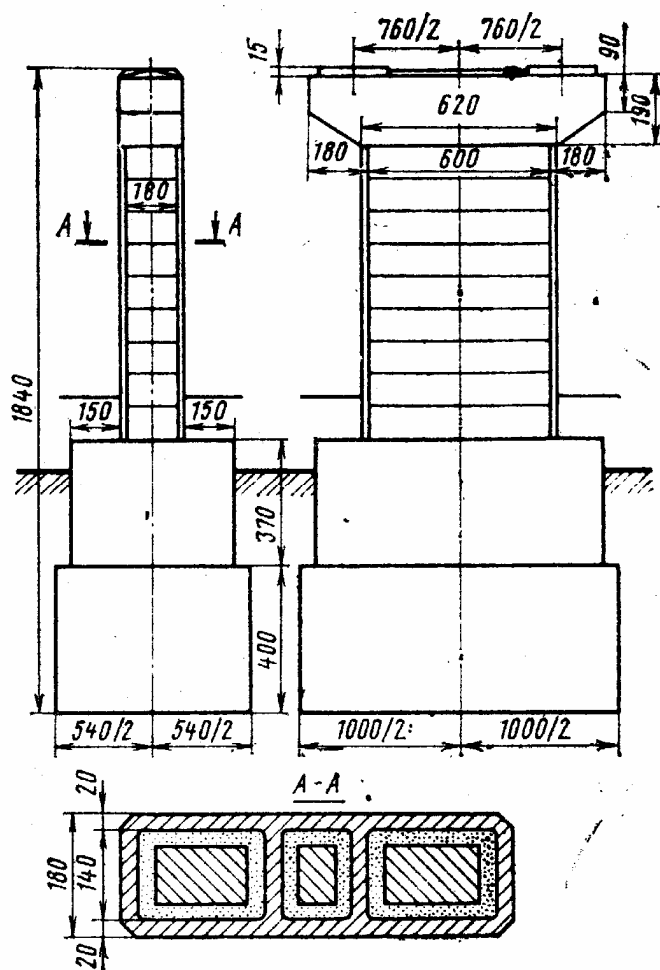


Рис. 194. Сборно-монолитная опора с железобетонным ригелем

Толщину оголовков массивных опор принимают обычно 0,5 - 0,6 м. Верхняя поверхность оголовка, кроме площадок под опорные части, должна иметь уклоны не менее 1 : 10 для отвода воды. Оголовок имеет свесы во все стороны размером обычно не менее 10 см, которые улучшают архитектурный

вид опоры и не допускают образования подтеков при стоке воды.

В сборных опорах оголовков часто выполняет функции несущей конструкции - ригеля, размеры которого по вертикали определяются его расчетом на прочность. В этих случаях высота оголовка может достигать 1,5 м и более.

В ряде случаев целесообразно устраивать промежуточные опоры сборно-монолитными (см. рис. 195).

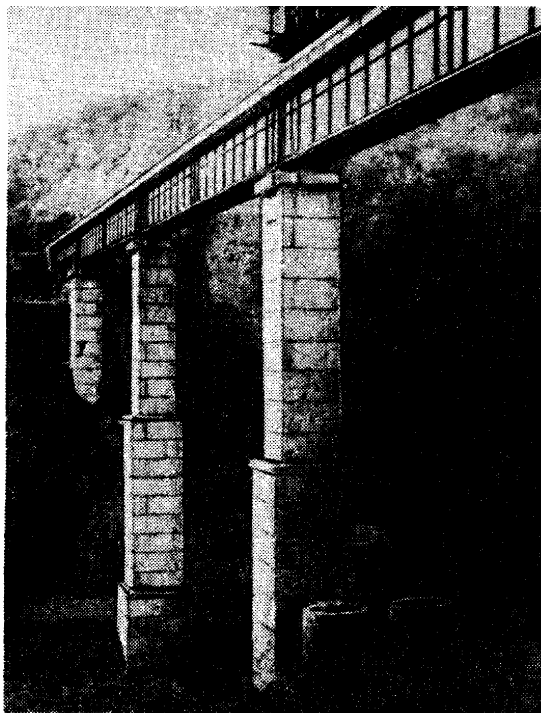


Рис.195. Сборно-монолитные опоры железнодорожного виадука, выполненные из блоков (высота опор до 40 м)

В этих конструкциях опалубкой монолитного бетона служат железобетонные облицовочные блоки заводского изготовления. В сборных опорах широкое применение находят железобетонные оболочки диаметром 0,6 - 3 м. Известны случаи применения железобетонных оболочек диаметром 5 м. Надежность работы таких опор, устанавливаемых на реках, обеспечивается заполнением полостей бетоном до уровня высокой воды, а также устройством соединительной стенки, позволяющей опоре более эффективно сопротивляться ледовой нагрузке.

В виадуках (рис. 196) при высоте опор до 10 м успешно применяются контурные замкнутые блоки высотой 1 - 1,2 м с толщиной стенок 0,35 м без заполнения внутренней полости. В сейсмических районах такие опоры применяют с последующим преднапряжением. Для пропуска высокопрочной арматуры по периметру блока предусмотрены каналы.

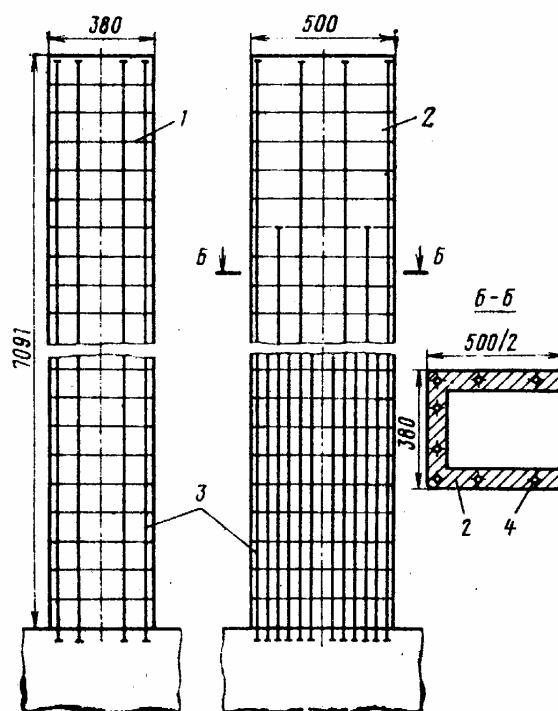


Рис. 196. Полносборная опора с напрягаемой арматурой  
 1 - клеевой стык между блоками; 2 - контурный замкнутый блок; 3 - пучки из высокопрочной проволочной арматуры; 4 - отверстия (каналы) для пропуска напрягаемой арматуры

Изготовление элементов по гибкой технологии, при которой строгая параллельность опорных плоскостей блоков достигается с помощью специальных матриц и агрегата-кантователя, позволяет получить стандартные блоки («кирпичи»), каждый из которых в пределах определенной зоны может быть установлен в любой последовательности. Гибкая технология позволяет без дополнительных операций получать блоки с различным числом отверстий. Достаточно просто могут быть изменены и геометрические размеры. Соединение между блоками клеевое.

На небольших реках с толщиной льда до 0,3 м успешно применяют свайно-эстакадные мосты с пролетными строениями небольшой длины. Полносборные опоры таких мостов (рис. 197) состоят из прямоугольных в сечении свай и объединяющих насадок (ригелей). Высота опоры обычно не превышает 5 - 6 м.

В тех случаях, когда приходится возводить мост на прочных грунтах и сваи забить невозможно, применяют стоечные опоры: стойки внизу опираются на фундамент, а сверху объединены ригелем.

Темп монтажа моста, запроектированного из сборных железобетонных элементов заводской готовности, может быть увеличен, если удачно



расчленены опоры на блоки и хорошо продумана конструкция их сооружения.

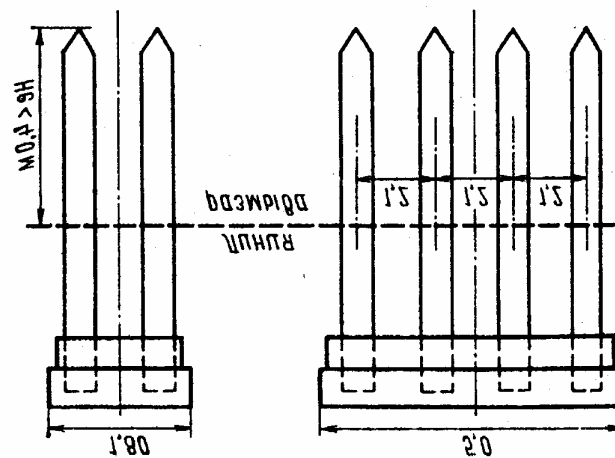


Рис. 197. Полносборная опора свайно-эстакадного моста

На рис. 198 приведена русловая сборная опора двухъярусного моста. Интересное конструктивное решение может быть получено при использовании в высоких опорах виадуков и путепроводов железобетонных центрифугированных оболочек, объединяемых между собой стальными фланцами на высокопрочных болтах (рис. 199).

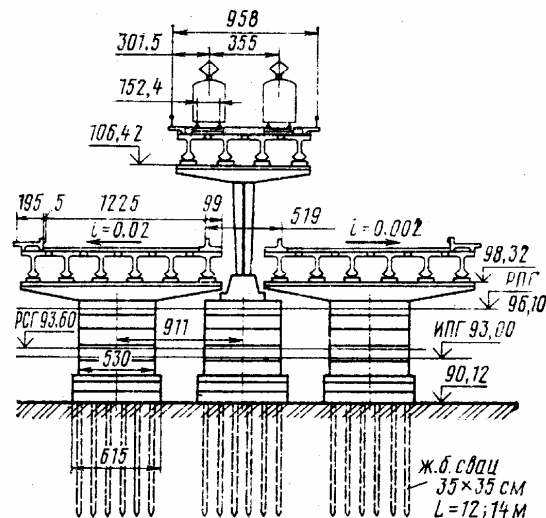


Рис. 198. Русловая сборная опора двухъярусного моста

Козловые опоры обладают значительной жесткостью при малом расходе материала.

Опоры рамных и рамно-консольных мостов проектируют с учетом особенностей их работы. Жесткое сопряжение ригелей с опорами вызывает в них при несимметричном нагружении значительные изгибающие моменты.

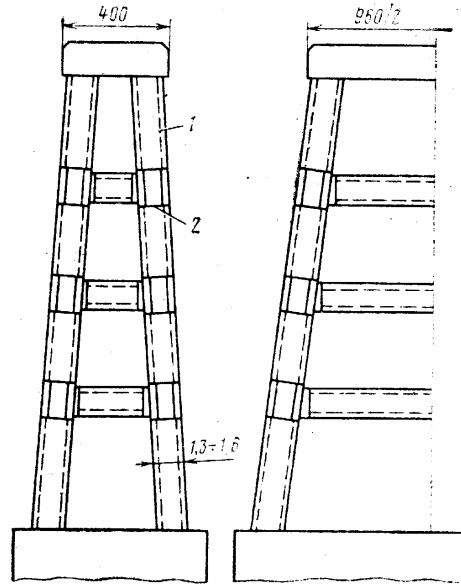


Рис. 199. Козловая опора виадукa из центрифугированных железобетонных оболочек

1 - центрифугированная железобетонная оболочка; 2 - фланцевый стык на высокопрочных болтах

Такие опоры густо армируют обычной или напрягаемой арматурой.

В последние годы находят применение облегченные конструкции монолитных железобетонных опор рамных мостов. Следует отметить, что «гибкие» опоры виадуков (рис. 200) позволяют уменьшить приложенный к ним изгибающий момент и сократить расход материалов.

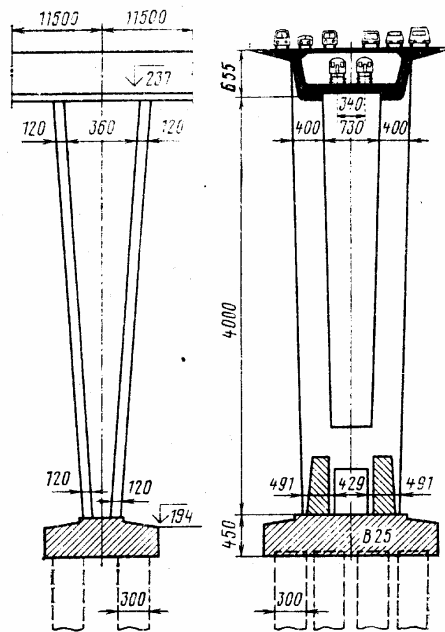


Рис. 200. Гибкая опора рамного виадукa под совмещенную езду

*Концевые опоры.* Устои предназначены для сопряжения моста с насыпью и опирания на них крайнего пролетного строения. Конструктивные формы устоев разнообразны. Условно конструкции устоев можно разделить на два вида: необсыпные и обсыпные.

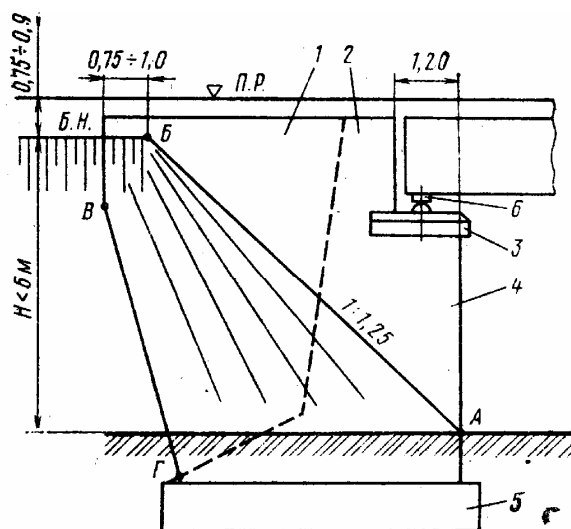


Рис. 201. Необсыпной устой

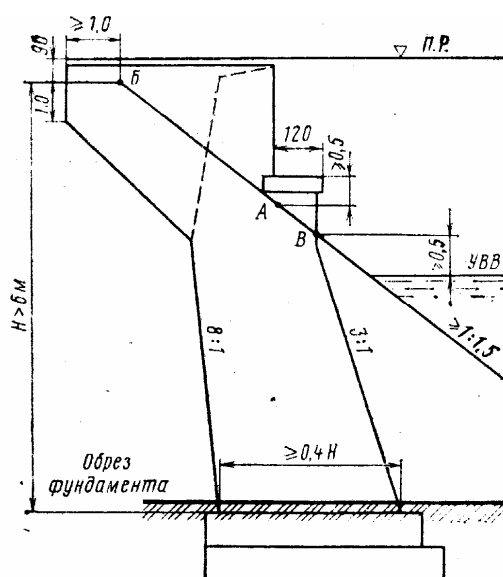


Рис. 202. Обсыпной устой

В необсыпных устоях (рис. 201) конус насыпи не выходит за переднюю грань и фундамент устоя. В конструкции устоя можно выделить следующие части:

подферменную плиту 3, шкафную стенку 2, переднюю стенку 4,

конструкцию, сопрягающую устой с насыпью подходов /, фундамент 5. В обсыпных устоях (рис. 202) насыпь смещена в сторону пролета, стесняя тем самым живое сечение реки. Обсыпные устои требуют меньшего расхода бетонной кладки, но их применение увеличивает длину моста. Необсыпные устои чаще применяют в малых мостах при высотах насыпи  $H < 6$  м, а обсыпные - в средних и больших мостах (при  $H > 6$  м). Окончательное решение принимают после сравнения технико-экономических показателей различных вариантов.

Ширина устоя (размер поперек оси моста) зависит от габарита проезжей части и расстояния между крайними опорными частями. Для необсыпных устоев однопутных железнодорожных мостов она может быть принята в первом приближении 330 - 400 см, для обсыпных - 450 - 500 см.

В настоящее время часто проектируют устои из сборных железобетонных элементов. Устои большого моста под совмещенное движение в одном уровне показаны на рис. 203.

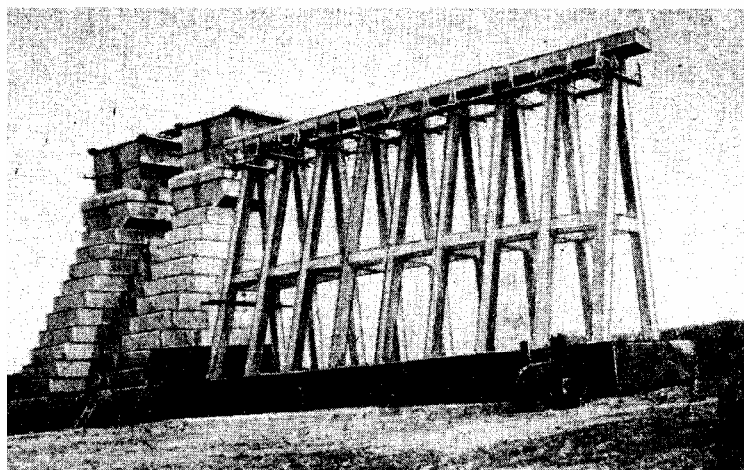


Рис. 203. Сборные устои большого моста

Левые два устоя - обсыпные под два железнодорожных пути. Правый устой - облегченный козловой типа - предназначен для автодорожной части моста.

Широкое распространение получили устои из центрифугированных железобетонных оболочек (рис. 204).

Использование в устоях (рис. 205) железобетонных оболочек малого диаметра, например 0,6 м, требует увеличения их количества как по фасаду, так и в поперечном направлении.

Фундаментная плита, подферменная площадка и крылья могут быть как монолитными, так и сборными. Вместо оболочек часто применяют железобетонные стержни сечением 50 x 50 см (50 x 60 см).

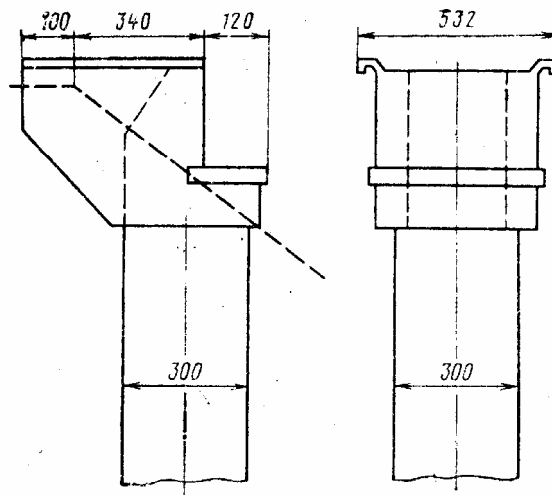


Рис. 204. Устой из центрифугированной железобетонной оболочки большого диаметра

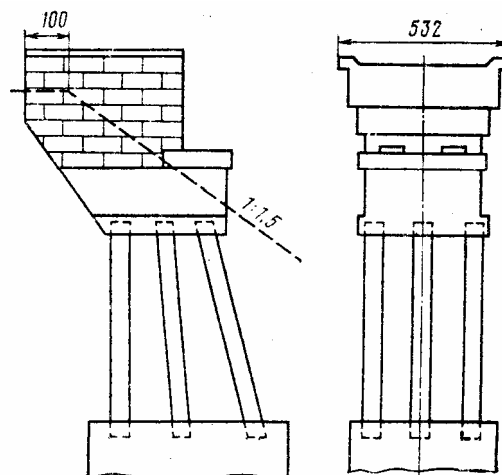


Рис.205. Сборный устой козлового типа

Для районов вечной мерзлоты в конструкцию устоев могут быть включены железобетонные столбы сплошного сечения диаметром 80 см, которые вводятся в предварительно пробуренные скважины диаметром 90 - 100 см (рис. 206). После установки столбов в проектное положение зазор между скважиной и грунтом заполняется цементно-песчаным раствором. Насадки и шкафные блоки устоя в этих случаях выполняют в виде сборной конструкции. Крутизну откосов насыпи принимают более пологой. В зависимости от категории грунта она может изменяться от 1 : 1,5 до 1 : 3, 1 : 4, а в отдельных случаях - до 1 : 5.

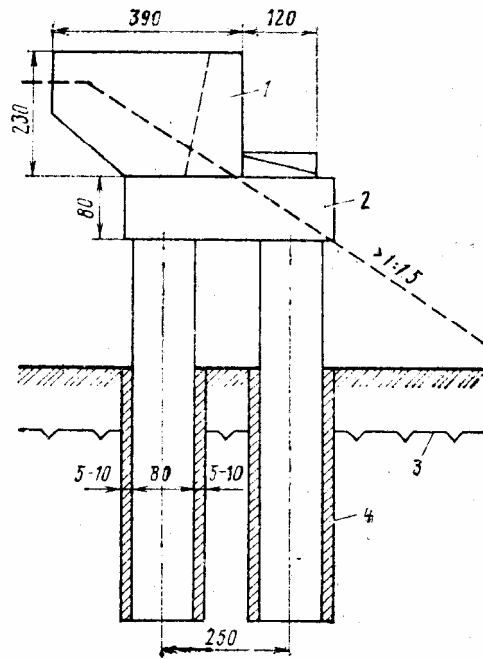


Рис. 206. Устой столбчатого типа  
 1 - шкафной блок; 2 - насадка; 3 - граница мёрзлого грунта; 4 - цементно-песчаный раствор

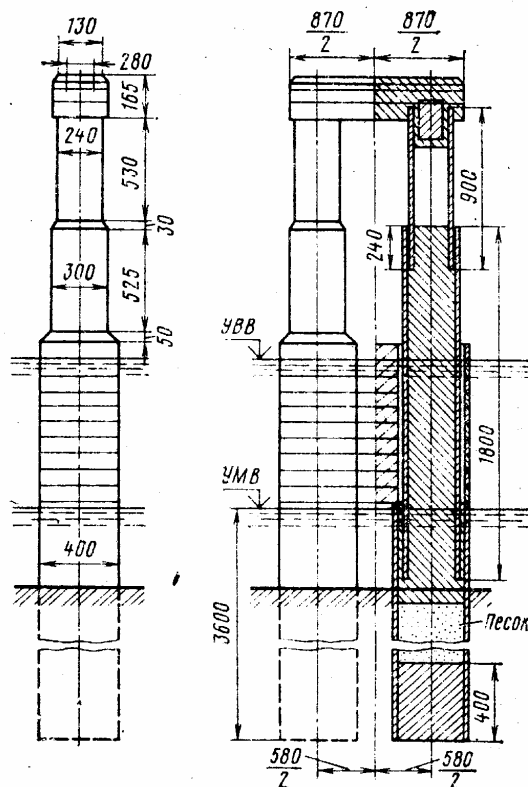


Рис. 207. Безростверковая опора

В тех случаях, когда столбчатые фундаменты сооружают из отдельно стоящих вертикальных столбов, а надземная часть столбов является телом опоры, конструкцию называют безростверковой (см. рис. 207).

Такие типы опор экономичны как по расходу материалов, так и по трудовым затратам. При фундаментах глубокого заложения безростверковые опоры позволяют уменьшить в 2 - 4 раза потребность в бетоне и сократить продолжительность работ в 1,5 - 3,0 раза (по сравнению с массивным фундаментом).

Столбы обычно сооружают из готовых сплошных блоков или оболочек, опущенных в предварительно пробуренные скважины без принуждения. Зазоры между столбом и грунтом могут быть заполнены грунтом, сухой цементно-песчаной смесью или бетонным раствором. При благоприятных грунтовых условиях такие опоры можно сооружать и с принудительным погружением оболочек.

Если по тем или иным причинам затруднительно использовать столбы из готовых блоков или оболочек, применяют буронабивные столбы. Их сооружают, заполняя предварительно пробуренную в грунте скважину бетонной смесью. В зависимости от геологических и гидрологических условий скважины разрабатывают насухо или подводным способом, принимая меры против обрушения стенок. Обычно буронабивные столбы устраивают под защитой инвентарной стальной обсадной трубы, извлекаемой по окончании работ.

Преимущество буронабивных столбов (по сравнению с принудительно погружаемыми сваями и оболочками) состоит в возможности изготавливать нестыкованные сваи - столбы большой длины. Вторым преимуществом можно считать гарантированное сооружение столба в любых гидрогеологических условиях.

К наиболее существенным недостаткам буронабивных столбов могут быть отнесены следующие:

- буронабивные сваи можно нагружать через 28 сут. после их изготовления, т. е. после набора бетоном расчетной прочности;
- возможность появления скрытых дефектов, не поддающихся контролю.

При сооружении мостов в зоне вечной мерзлоты столбчатые опоры являются единственно возможным вариантом.

Опыт проектирования больших и внеклассных мостов убедительно свидетельствует о целесообразности более широкого внедрения столбов-свай, в том числе и в фундаментах глубокого заложения.

В последние годы при сооружении малых и средних мостов часто применяют однорядные конструкции опор. В этом случае шесть железобетонных свай заменяют двумя мощными столбами 0,8 - 1,0 м. Столбы погружают в предварительно пробуренные скважины и опирают на

плотные грунты. Верх столбов объединяют насадкой (рис. 208). Такие конструкции опор широко использовались при строительстве мостов Байкало-Амурской железнодорожной магистрали.

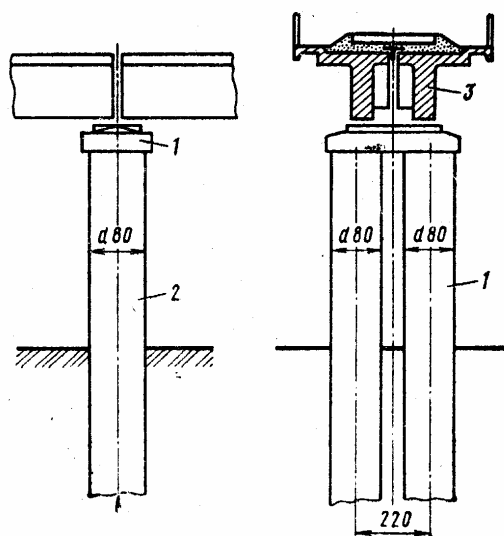


Рис. 208. Однорядная опора железнодорожного моста  
1 - насадка; 2 - железобетонные столбы; 3 - пролетное строение

Для защиты столбов промежуточных опор от ледохода их поверхность покрывают стальными листами.

При мощном ледоходе требуются более массивные конструкции опор.

**Опорные части железобетонных и металлических балочных мостов.** *Назначение опорных частей и их размещение.* Опорные части мостов, в зависимости от возложенных на них функций, подразделяют на подвижные и неподвижные (см. рис. 209). Конструкция подвижных опорных частей должна удовлетворять следующим требованиям:

- обеспечивать свободное продольное перемещение опорного сечения пролетного строения, обусловленное деформацией от нагрузки и температурных воздействий;
- обеспечивать беспрепятственный поворот опорного сечения пролетного строения на угол, возникающий от изгиба пролетного строения;
- препятствовать смещению пролетного строения в поперечном к оси моста направлении. В широких мостах при  $B > 15$  м требуются опорные части другого типа, обеспечивающие беспрепятственную деформацию пролетного строения не только в продольном, но и в поперечном направлениях (см. рис. 210);
- передавать сосредоточенные опорные давления с пролетного



строения на опору, распределяя его на определенную расчетом опорную площадку.

Конструкции неподвижных опорных частей должны обеспечивать требования, предусмотренные для подвижных опорных частей и, кроме того, фиксировать пролетное строение на опоре. Этот тип опорных частей должен обеспечивать восприятие и передачу на опору горизонтальной силы  $T$ , возникающей от торможения поезда на мосту, силы тяги, ветровой и других нагрузок.

Схемы опирания пролетных строений разных систем на опорные части приведены на рис. 209.

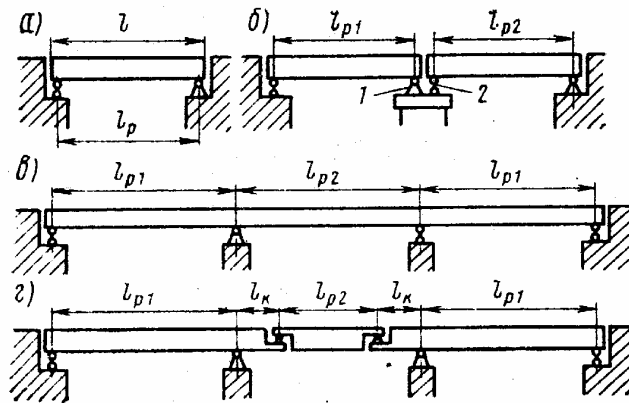


Рис. 209. Схемы размещения опорных частей  
 а - однопролетного моста; б - многопролетного моста; в - неразрезного моста; г - консольного моста с подвесным пролетом;  
 1 - неподвижная опорная часть; 2 - подвижная опорная часть

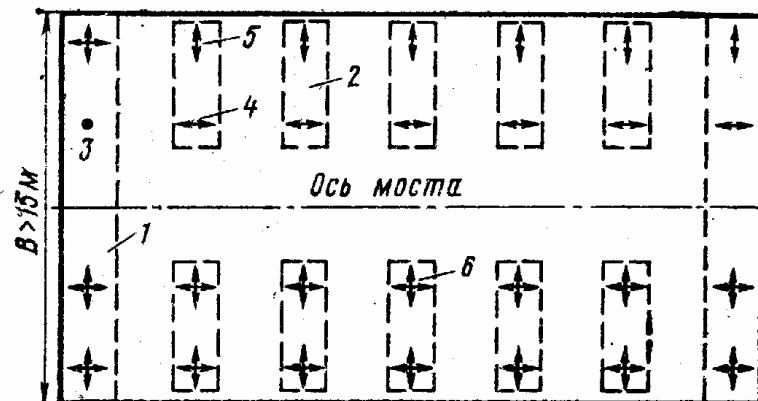


Рис. 210. План размещения опорных частей в широких мостах ( $B > 15$  м)  
 1 - устой; 2 - опоры; 3 - неподвижная опорная часть; 4 - подвижная (в продольном направлении) опорная часть; 5 - то же, в поперечном направлении; 6 - всесторонне подвижная опорная часть

Размещать опорные части в плане следует таким образом, чтобы ожидаемые деформации пролетного строения вызывали возможно меньшие дополнительные усилия.

Стальные пролетные строения при сравнимых условиях легче и податливее, чем бетонные. Поэтому в широких железобетонных мостах опорные части должны допускать продольное и поперечное вращения.

Пример опирания пролетного строения многопролетного моста при ширине более 15 м приведен на рис. 210.

Если в консольных системах подвесных пролетных строений необходимо сохранить неизменным расстояния между осями опорных плит опорных частей, которые устанавливаются под подвесным пролетным строением, то неподвижные опорные части анкерных пролетов ставят со стороны консолей (рис. 209, а).

Изготовление и установка опорных частей требуют высокой квалификации, так как надежность работы пролетных строений в значительной степени определяется условиями их опирания.

*Виды опорных частей.* Опорные части изготавливают из разных материалов: стали, железобетона, резины и др. С целью снижения сил трения в современных опорных частях широко используют фторопласт и другие синтетические материалы.

Углы поворота опорных сечений, продольные деформации пролетных строений и опорные реакции зависят от жесткости пролетного строения, длины пролета и обращающейся нагрузки. Поэтому для небольших пролетных строений (до 9 м включительно) допускается устройство недорогих, простых в изготовлении и эксплуатации плоских опорных частей из стальных листов толщиной не менее 20 мм.

В нижний стальной лист впрессовывают штырь диаметром 50 мм, а в верхнем листе просверливают круглое отверстие в неподвижной опорной части и вырезают овальное в подвижной.

Для уменьшения сил трения между листами могут быть проложены асбестовые прокладки. Установка нижнего листа производится на предварительно выровненную бетонную поверхность подферменной площадки.

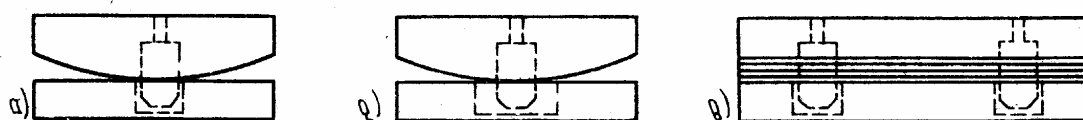


Рис. 211. Опорные части тангенциального типа  
а - фасад неподвижной опорной части; б - фасад подвижной опорной части; в - вид поперек моста подвижной и неподвижной опорных частей

Плотность опирания опорной части на подферменную плиту может быть обеспечена разными способами: обработкой бетонной поверхности бучардой, подсыпкой сухого цемента, подливкой цементного раствора, применением свинцовых прокладок. Для пролетных строений пролетами равными 9 - 18 м используют стальные опорные части тангенциального типа (см. рис. 211).

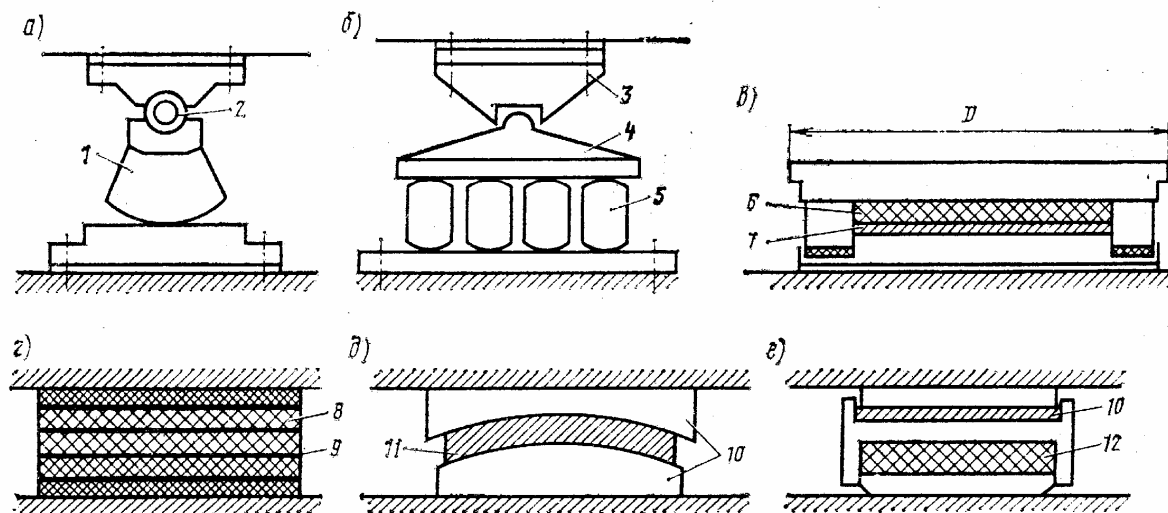


Рис. 212. Опорные части под пролетные строения средних и больших пролетов

1 - секторный балансир; 2 - шарнир; 3 - верхний балансир; 4 - нижний балансир; 5 - срезанный каток; 6 - эластомер (упругий резиновый материал); 7 - фторопластовая прокладка; 8 - слой каучука; 9 - тонкая листовая сталь; 10 - антифрикционная прокладка; 11 - стальные балансиры; 12 - резиновая прокладка

Толщину стальных листов в этом типе опорных частей принимают обычно не менее 50 мм. Нижний лист обрабатывают по круговой кривой. Фиксация верхнего балансира, как и в плоских опорных частях, обеспечивается с помощью стального штыря, запрессованного в нижний балансир. Стальные опорные части выпускают двух типов: литые и сварные. Для литых опорных частей используют сталь 25Л. Сварные - могут быть изготовлены из прокатной стали.

Для опирания железобетонных пролетных строений длиной более 18 м и стальных длиной более 25 м используют катковые опорные части. В зависимости от опорной реакции число катков может меняться от одного до четырех. Диаметр катков обычно принимают 100 - 200 мм. В многокатковых опорных частях с целью уменьшения размеров балансиров применяются

срезанные катки.

Подвижные опорные части могут быть секторными (рис. 212, а). В этом типе опорных частей угол поворота обеспечивается шарниром, а продольное перемещение - сектором.

Для пролетных строений больших длин обычно применяют шарнирно-катковые подвижные опорные части (рис. 212, б) или опорные части стаканного типа (рис. 212, в). В опорных частях стаканного типа угол поворота обеспечивается деформацией резинового вкладыша, а продольное смещение - фторопластовой прокладкой, имеющей низкий коэффициент трения. Подвижные и неподвижные опорные части могут иметь различную высоту. В этом случае подферменные площадки одной опоры размещают на разных отметках, что создает дополнительные трудности при бетонировании оголовка опоры. Избежать этого можно, назначив высоты подвижных и неподвижных опорных частей одинаковыми.

В настоящее время наряду с традиционными металлическими опорными частями все чаще применяются опорные части из полимерных материалов. В зависимости от конструктивного оформления полимерные опорные части могут быть деформируемыми, скользящими и комбинированными. Полимерные опорные части обладают большими возможностями, чем стальные. Легко, например, обеспечить линейные и угловые перемещения во всех направлениях, так как угловые осуществляются путем изменения формы эластичного материала опорной части - резины. Для увеличения прочности материалов опорной части ее армируют тонкими стальными листами ( $\delta = 0,8 - 2$  мм), завулканизированными через 5 - 25 мм (см. рис. 212, г).

Скользящие опорные части имеют антифрикционную прокладку из фторопласта (рис. 212, д). Комбинированные опорные части выполняют из резиновых и стальных элементов с включением фторопластовых прокладок (рис. 212, е). Имея много преимуществ, резинометаллические опорные части обладают одним существенным недостатком - упругие и прочностные характеристики резины зависят от температуры окружающей среды. Это уменьшает надежность их работы при отрицательных температурах. Поэтому в железнодорожных мостах, как правило, применяют более надежные стальные опорные части.

*Конструкция опорных частей.* Проектными организациями разрабатываются как типовые, так и индивидуальные проекты конструкций опорных частей. Стандартные опорные части, изготовленные по типовым проектам, применяются для типовых железобетонных и металлических пролетных строений.

Конструкция тангенциальных опорных частей приведена на рис. 211. Подвижная опорная часть отличается от неподвижной наличием овального отверстия в верхнем балансира размером вдоль пролета 100 мм.

Катковая опорная часть (рис. 213) предназначена для опирания балок длиной 24 м из предварительно напряженного железобетона.

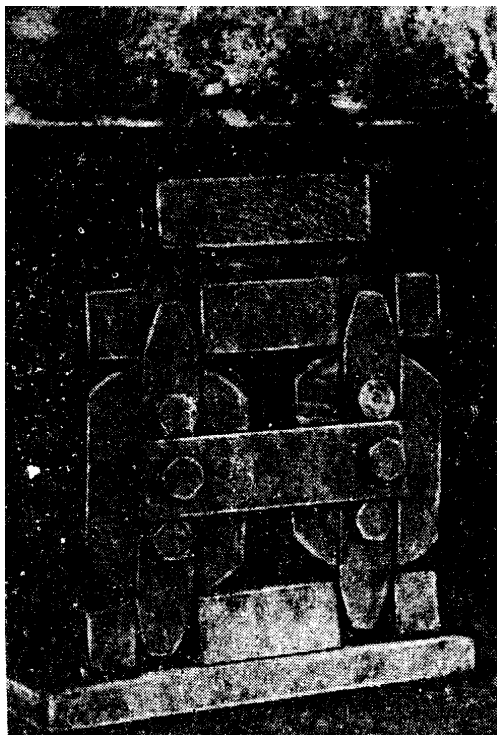


Рис. 213. Катковые опорные части

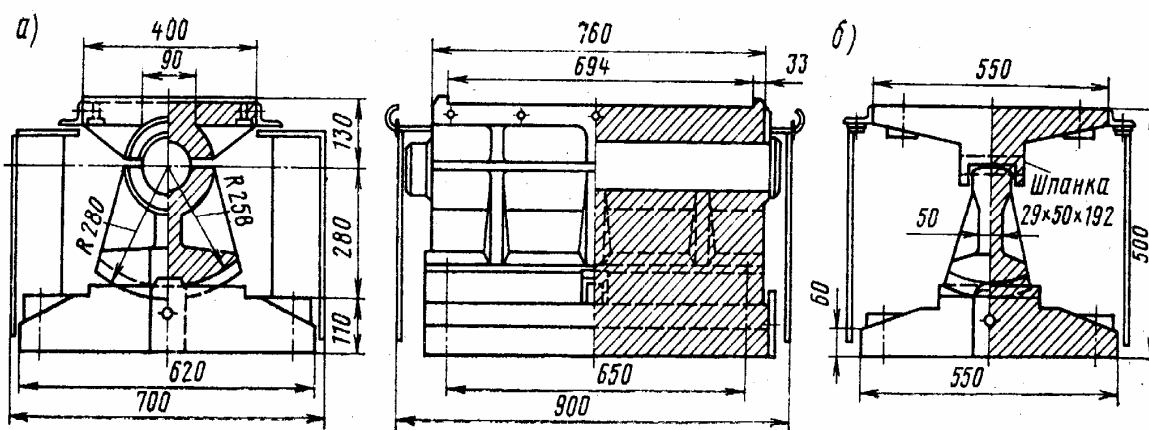


Рис. 214. Опорные части секторного типа  
а - с шарнирным опиранием верхнего балансира на сектор; б - с тангенциальным опиранием

На рис. 214 приведена конструкция секторных литых опорных частей, применяемых при пролете более 18 м.

В неподвижной опорной части отсутствует секторный балансир.

Верхняя плита сопрягается с нижней посредством стального шарнира.

При незначительных опорных давлениях (до 2000 кН) может быть применена однокатковая подвижная опорная часть. Опорная часть в этом случае состоит из верхнего балансира, катка диаметром 200 мм и нижней опорной плиты. Для фиксации верхнего балансира относительно нижней плиты в опорной плите и балансира предусмотрены шпонки, а в катке - шлиц.

Для предотвращения угона катков в продольном направлении служат стальные планки, приваренные к торцам катков. Планки входят в пазы верхнего балансира и нижней плиты. Под пролетные строения больших пролетов (металлических и железобетонных мостов) устанавливают шарнирно-катковые опорные части (рис. 215).

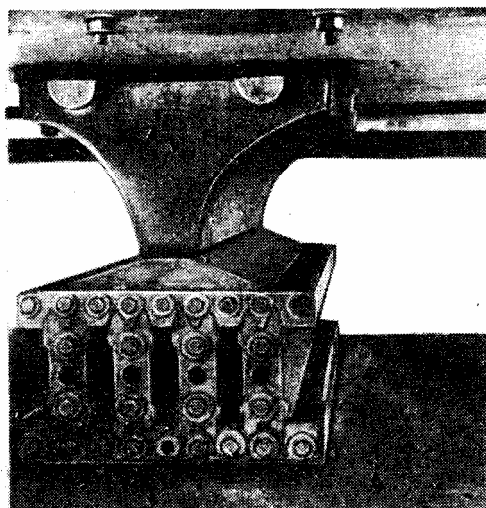


Рис. 215. Шарнирно-катковая опорная часть большой грузоподъемности

Опорные части такого типа имеют два балансира (верхний и нижний), которые сопрягаются с помощью шарнира или аналогично тангенциальным опорным частям. Оба типа сопряжений обеспечивают беспрепятственный поворот конца пролетного строения. Продольное перемещение обеспечивается катками, на которые опирается нижний балансир.

Фиксация балансиров и катков от поперечного смещения обеспечивается продольными шпонками, а также пазами в катках. На торцах катков прикреплены (сваркой или болтами) стальные планки, предотвращающие завал катков.

Защита опорных частей от загрязнения осуществляется с помощью футляра из листовой стали.

## Список литературы

1. Александровский С.В., Бакма П.Ф., Михайлов В.В., Маркаров Н.А. Предварительно-напряженный и самонапряженный железобетон в США,-М.: Стройиздат, 1974.- 320 с.
2. Архитектурные конструкции/ З.А. Казбек-Казиев, В.В. Беспалов, Ю.А. Дыховичный и др., под ред. З.А. Казбек-Казиева: учебник для вузов. - М.: Высшая школа, 1989. - 342с.: ил.
3. Байков В.Н., Стронгин С.Г. Строительные конструкции: учебник для вузов. - 2-е изд., перераб. - М.: Стройиздат, 1980. - 364с.: ил.
4. Гражданские и промышленные здания. Ч. II. Промышленные здания. Под ред. М.С. Туполева. - М.: Госстройиздат, 1963. - 199с.
5. Гаскин В.В., Иванов И.А. Строительные конструкции. Учебное пособие/ - Иркутск: ИрГТУ. 2002. - 149 с.
6. Железобетонные пролетные строения мостов индустриального изготовления (Конструирование и методы расчета) / Л.И. Иосилевский, А.В. Носарев, В.П. Чирков, О.В. Шепетовский. - М.: Транспорт, 1986. - 216 с.
7. Захаров Л.В., Колоколов Н.М., Цейтлин А.Л. Сборные неразрезные пролетные строения мостов/ Под ред. Н.М. Колоколова. - М.: Транспорт, 1983. - 232 с.
8. Инженерные конструкции. Под ред. Е.М. Бабича. - Львов: Вища школа. Изд-во при Львовском университете, 1979. - 287с.
9. Инженерные конструкции. Учебник для вузов по специальности «Архитектура»/ В.Н. Голосов, В.В. Ермолов, Н.В. Лебедева и др.; под. ред. В.В. Ермолова. - М.: Высшая школа, 1991. - 408с.: ил.
10. Конструкции гражданских зданий. Учебник для вузов. Под ред. М.С. Туполева. Изд.2-е, исправ. и доп. - М.: Стройиздат, 1973. - 236с.
11. Конструкции промышленных зданий. Учебное пособие для вузов. Под общей ред. А.Н. Попова. - М.: Стройиздат, 1972. -- 304с.: ил.
12. Маклакова Т.Г., Нанасова С.М., Шароненко В.Г. Проектирование жилых и общественных зданий. Учебное пособие для вузов. /Под.ред. Т.Г. Маклаковой. - М.: Высшая школа, 1998. -- 400с.: ил.
13. Мосты и тоннели на железных дорогах: Учебник для вузов / В.О. Осипов, В.Г. Храпов, Б.В. Бобриков и др. : Под ред. В.О. Осипова - М.: Транспорт, 1988. - 367 с.
14. Проектирование металлических мостов: Учебник / А.А. Петропавловский, Н.Н. Богданов, Н.Г. Бондарь и др. Под ред. А.А. Петропавловского. - М.: Транспорт, 1982. - 320 с.

15. Проектирование деревянных и железобетонных мостов. Под. ред. А.А. Петропавловского. Учебник для студентов высш. учеб. заведений, обучающихся по специальности "Мосты и тоннели". М., "Транспорт", 1978. - 360 с.
16. Справочник проектировщика. Сборные железобетонные конструкции. Под общ. ред. В.И. Мурашова. - М.: Госстройиздат, 1959. - 604с.: ил.
17. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов. 2-е изд., перераб. и доп. - М: Транспорт, 1981 - 360 с.
18. Туполев М.С., Шкинев А.М., Попов А.А. Гражданские и промышленные здания. 4.1. Гражданские здания. - М.: Госстройиздат, 1962. -275с.
19. Шерешевский И.А. Конструирование промышленных зданий и сооружений: учебное пособие для студентов строительных специальностей вузов. - 3-е изд., перераб. и доп. - Л.: Стройиздат, Ленингр. отделение, 1979.- 168 с.: ил.



## Содержание

<b>Предисловие</b> .....	3
<b>Глава 1. Общая часть</b> .....	4
1.1. Историческая справка о развитии строительных конструкций.....	4
Дерево и пластмассы. Металл. Железобетон.	
1.2. Проектирование строительных конструкций.....	10
Предельные состояния. Нормативные сопротивления. Нагрузки и воздействия.	
<b>Глава 2. Основы конструкций из дерева и пластмасс</b> .....	15
2.1. Свойства дерева как конструкционного материала.....	15
Свойства древесных пород, их достоинства и недостатки. Виды лесоматериала. Достоинства и недостатки лесоматериала. Строение древесины. Влажность, усушка и разбухание и борьба с их влиянием. Гниение и пожарная опасность. Строительная фанера.	
2.2. Прочностные свойства древесины.....	22
Длительное сопротивление древесины. Анизотропия. Сопротивление древесины при различных напряженных состояниях. Зависимость прочности от влажности и температуры.	
2.3. Соединения элементов деревянных конструкций.....	32
Классификация соединений. Требования, предъявляемые к соединениям. Соединения без специальных связей. Соединения с деревянными связями. Соединения со связями, работающими на изгиб. Соединения со связями, работающими на растяжение. Клеевые соединения.	
2.4. Настилы. Прогонь и балки. Стропила наслонные. Клеефанерные плиты покрытий.....	46
2.5. Номенклатура плоских сплошных конструкций.....	52
Общие вопросы. Составные балки. Арочные конструкции. Рамные конструкции.	
2.6. Строительные пластмассы.....	61
Процессы получения пластмасс. Основные полимерные материалы. Стеклопластики. Термопластичные материалы. Древесные пластики. Теплоизоляционные материалы. Материалы для изготовления пневматических конструкций. Физико-механические характеристики конструкционных	

пластмасс. Нормативные и расчетные сопротивления конструкционных пластмасс.	
<b>Глава 3. Основы металлических конструкций</b>	<b>74</b>
3.1. Область применения металла	74
3.2. Стали, их состав и свойства	75
Механические свойства стали. Химический состав стали.	
3.3. Сортамент стали	79
3.4. Соединения металлических конструкций	82
Электросварные соединения. Болтовые соединения.	
Центрально-сжатые колонны. Внецентренно-сжатые колонны.	
3.5. Балки и балочные клетки	90
3.6. Колонны	93
3.7. Фермы	97
Типы и области применения ферм. Очертания ферм, их высота, системы решеток, длина панели. Связи между фермами.	
<b>Глава 4. Основы железобетонных конструкций</b>	<b>106</b>
4.1. Общие сведения о железобетоне	106
Сущность железобетона. Предварительно-напряженный железобетон. Виды железобетонных конструкций.	
4.2. Основные свойства и характеристики бетона, арматуры, железобетона	109
Тяжелый бетон. Арматура. Механические свойства арматурных сталей. Классификация арматуры и ее применение в конструкциях. Арматурные изделия. Соединения арматуры. Закладные детали. Сцепление арматуры с бетоном.	
<b>Глава 5. Сборные конструкции производственных зданий</b>	<b>123</b>
5.1. Одноэтажные здания	123
Конструктивные решения зданий. Фундаменты.	
Колонны. Основные несущие конструкции покрытий.	
Второстепенные элементы конструкций покрытий.	
Подкрановые балки. Крупнопанельные стены.	
Фундаментные балки.	
5.2. Многоэтажные здания	139
Особенности проектирования многоэтажных производственных зданий. Основные типы каркасов многоэтажных производственных зданий.	

<b>Глава 6. Мосты</b> .....	146
6.1. Общие сведения о мостах.....	146
Основные виды мостов. ....	146
Краткий исторический очерк развития мостостроения. ....	153
Основные положения проектирования мостов.....	156
6.2. Деревянные мосты.....	158
Особенности работы деревянных конструкций в мостах. ....	158
Основные системы деревянных мостов. ....	162
Конструкции деревянных мостов малых пролетов. ....	164
Деревянные опоры. ....	172
Ледорезы.....	178
6.3. Железобетонные мосты.....	180
Основные системы железобетонных мостов. ....	180
Материалы и их характеристики. ....	183
Балочные железобетонные мосты. ....	185
Рамные железобетонные мосты. ....	196
Арочные и комбинированные железобетонные мосты. ....	200
Детали конструкций железобетонных пролетных строений. ....	209
6.4. Стальные мосты.....	220
Общие сведения о стальных мостах.....	220
Основные виды стальных пролетных строений.....	222
Конструкция пролетных строений со стальными балками.....	224
Конструкция пролетных строений с балочными фермами.....	238
Балочно-неразрезные и консольные пролетные строения.....	252
Арочные и рамные пролетные строения.....	258
Многопролетные комбинированные системы.....	264
Опоры железобетонных и металлических мостов.....	265
Опорные части железобетонных и металлических балочных мостов.....	279
<b>Список литературы</b> .....	286
<b>Содержание</b> .....	288

Гаскин Виталий Вениаминович  
Иванов Игорь Анатольевич

## **Строительные конструкции**

Учебное пособие

Редактор Л.И. Рубанова  
Компьютерная верстка – Гаскина В.В.

.....  
Лицензия № 021231 от 23.07.97

Подписано в печать:

Формат 60x84 / 16. Печать офсетная.

Усл. Печ. л. 18,1 Уч. изд. л. 18,3

План 2005 г.

Заказ 1445

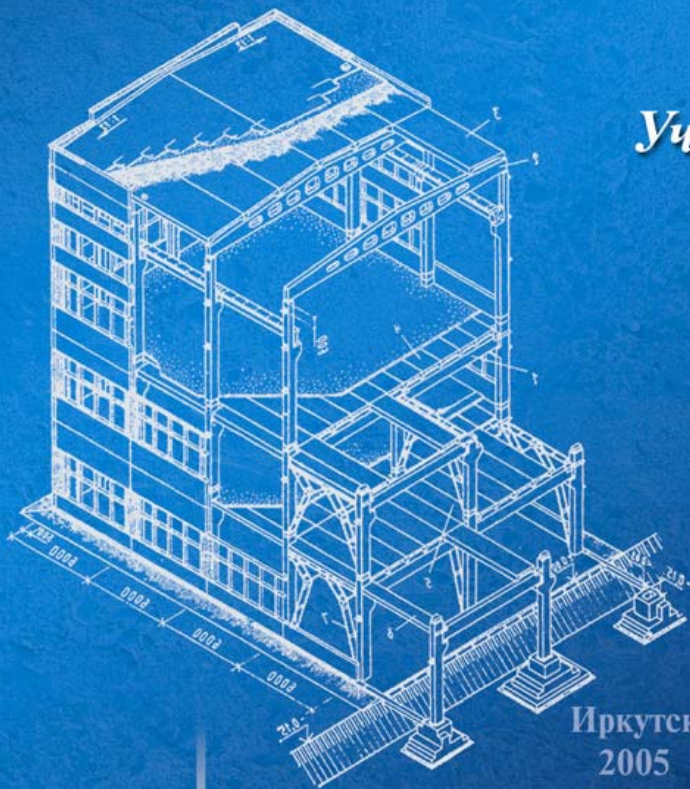
.....  
Отпечатано в Глазковской типографии, Иркутск, ул. Гоголя, 53

Федеральное агентство железнодорожного транспорта  
Иркутский государственный университет  
путей сообщения

В.В. Гаскин  
И.А. Иванов

# ОСНОВЫ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

*Учебное пособие*



Иркутск  
2005