

1. Каковы особенности расчета плиты проезжей части на прочность, трещиностойкость и выносливость?
2. Как определяются усилия в балках пролетных строений?
3. Как выполняется расчет балок на прочность по нормальным сечениям?
4. Как выполняется расчет балок на прочность по наклонным сечениям?
5. Как проверяется трещиностойкость балок пролетных строений?
6. Как определяются деформации балочных пролетных строений железобетонных мостов?

Железобетонные рамные, арочные и вантовые мосты

9.1. Виды рамных мостов, особенности их конструкции и область применения

В рамных мостах пролетные строения (ригели) жестко соединены с опорами (стойками). Над стойкой в ригеле возникает отрицательный изгибающий момент, что благоприятно для работы ригеля в середине его пролета. Ригель рамного моста в связи с этим может иметь меньшую высоту, чем у балки неразрезного пролетного строения с тем же пролетом.

Стойки рамных мостов работают более интенсивно, чем опоры в неразрезных балочных мостах. Они воспринимают не только вертикальные усилия, но и значительные изгибающие моменты. В связи с этим требуется их соответствующее армирование.

Рамные мосты возводят монолитными и сборными из ненапряженного и напряженного железобетона.

Рамные мосты малых пролетов возводят обычно монолитными из ненапрягаемого железобетона. В мостах на автомобильных дорогах нашли применение следующие виды рамных мостов малых пролетов (15...30 м):

- однопролетные двухшарнирные (рис. 9.1, а)

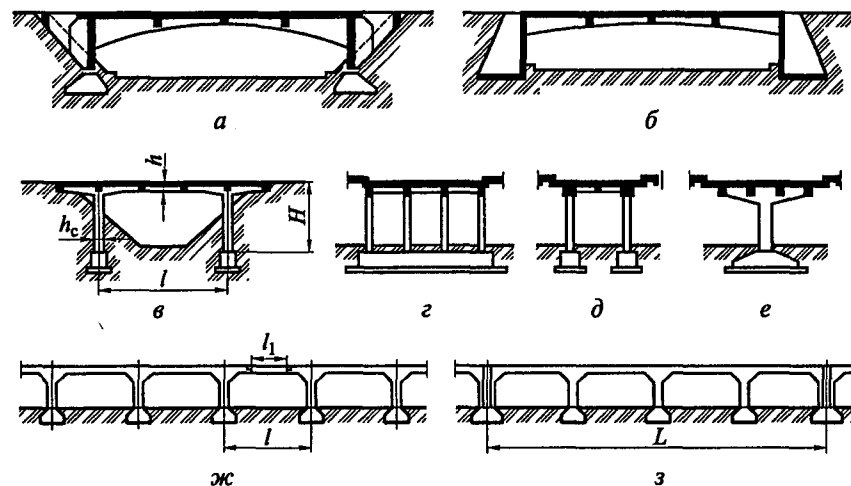


Рис. 9.1. Виды (а—з) рамных мостов малых пролетов

- однопролетные бесшарнирные с жесткими ребристыми стойками-устоями (рис. 9.1, б), пазухи которых заполняются грунтом для заделки их у фундамента;

- однопролетные консольно-рамные бесшарнирные с гибкими стойками (рис. 9.1, в) консоли в этой конструкции разгружают центральный пролет и упрощают сопряжение моста с насыпью;

- многопролетные с жестким или шарнирным креплением стоек к фундаментам (рис. 9.1, ж, з).

Для предотвращения значительных горизонтальных усилий от температурных деформаций в многопролетных рамных мостах через 50...70 м устраивают деформационные швы с применением подвесных пролетных строений между рамами длиной $l_1 = (0,3...0,5)$ пролета l (см. рис. 9.1, ж) или устройством сближенных опор между соседними пролетными строениями (см. рис. 9.1, з).

Опоры монолитных рамных мостов имеют стойки обычно под каждым ригелем (рис. 9.1, а). В монолитных рамных эстакадах опоры устраивают с двумя (рис. 9.1, д) или одной (рис. 9.1, е) стойками, чтобы не загромождать под ними пространство.

Рамные мосты средних (60...80 м) и больших пролетов (до 300 м) могут быть монолитными или сборными (рис. 9.2), возводят их навесным бетонированием или навесной сборкой. Обычно основой таких мостов служат Т-образные рамы с жесткой заделкой опоры в основание. Они позволяют создать рамно-неразрезные системы при жестком соединении консолей (рис. 9.2, а) или рамно-консольные системы при шарнирном соединении консолей, а также рамно-балочную систему при использовании подвесных пролетов (рис. 9.2, б).

Рамно-консольные мосты с шарнирным соединением консолей статически неопределимы. На величину усилий в сечениях их стоек и ригелей Т-образных рам оказывают влияние осадка фундаментов стоек, изменение температуры среды и усадка бетона.

Рамно-подвесная система статически определима, так как подвесные пролеты шарнирно опираются на консоли Т-образных рам.

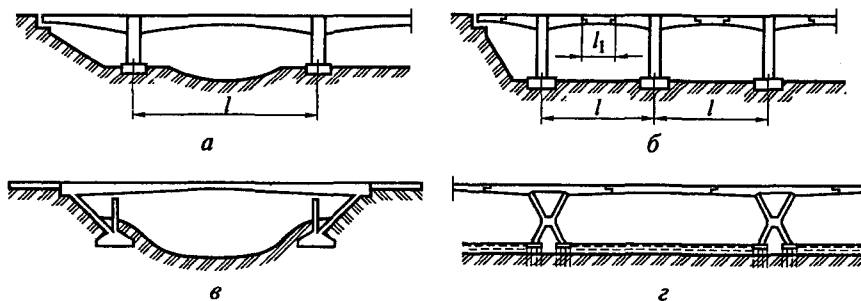


Рис. 9.2. Виды (а—г) рамных мостов средних и больших пролетов

В сечениях этих рам не возникают дополнительные усилия от осадки опор, но в пролете требуется постановка деформационных швов.

В рамных мостах больших пролетов применяют также рамную систему с наклонными стойками, получившую название «бегущая лань» (см. рис. 6.2, д).

При пролетах до 80 м используются и рамная система со стойками в виде шпренгельных треугольников (рис. 9.2, в). В этой системе вертикальный элемент стойки соединен шарнирно с пролетным строением и работает на сжатие, а наклонный элемент выполняется предварительно напряженным и работает на растяжение.

Имеются также примеры использования в рамно-подвесных мостах при пролетах до 85 м Х-образных опор (рис. 9.2, з), позволяющих применять удлиненные ригели, обеспечивать работу элементов опоры в основном на осевые усилия и выполнять опоры сборными.

Особенности конструкций рамных мостов малых пролетов. Пролетные строения рамных мостов малых пролетов по своей конструкции аналогичны монолитным неразрезным балочным пролетным строениям. Особенности конструкции определяются сопряжением ригелей (пролетных строений) со стойками (опорами). Сопряжение ригелей со стойками (рис. 9.3, а) должно быть жестким, чтобы обеспечивать восприятие и передачу изгибающих моментов. Для этого арматуру стоек заводят в ригель на $2/3$ его высоты, а арматуру ригеля соединяют с арматурой стойки. При сопряжении ригеля с крайними стойками (рис. 9.3, б) арматуру ригеля заводят в стойку по ее внешней поверхности, а арматуру стойки объединяют с арматурой ригеля.

Армирование ригеля по длине его пролета производится с учетом объемлющих эпюр изгибающего момента и поперечной силы: в середине пролета ригеля рабочая арматура расположена в нижней зоне для восприятия положительных моментов, а у опор — вверх для восприятия отрицательных моментов. Вблизи опор ус-

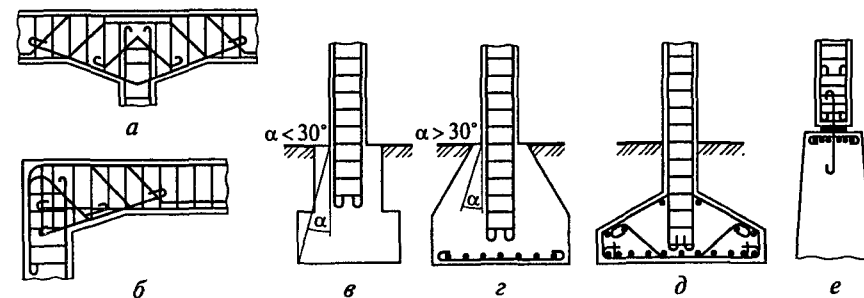


Рис. 9.3. Узлы (а—е) конструкций рамных мостов малых пролетов

траиваются отгибы стержней арматуры и устанавливают более часто хомуты для восприятия значительных поперечных сил на этих участках.

Соединение стоек рамного моста с фундаментами. Фундаменты могут быть общими под все стойки опоры (см. рис. 9.1, *г*) или отдельными (см. рис. 9.1, *д*, *е*).

При жестком соединении стоек с фундаментами (рис. 9.3, *в*, *г*, *д*) арматуру стоек заводят в массив фундамента. При шарнирном сопряжении (рис. 9.3, *е*) с фундаментом арматуру стойки заканчивают у ее торца, где устраивают шарнир.

При весьма прочных грунтах фундаменты имеют небольшую ширину подошвы и при $\alpha < 30^\circ$ (см. рис. 9.3, *в*) могут быть выполнены из неармированного бетона. При больших ширинах фундамента, когда $\alpha > 30^\circ$, фундамент армируют внизу (см. рис. 9.3, *г*) сеткой, при весьма широких фундаментах и небольшой их высоте тело фундамента необходимо армировать нижней сеткой и отогнутыми стержнями для восприятия изгибающих моментов и поперечных сил (см. рис. 9.3, *д*).

Конструкция шарниров. Простейшая конструкция шарнира (см. рис. 9.3, *е*) включает в себя вертикальный арматурный стержень и металлическую прокладку из листовой стали толщиной 10...15 мм между торцом стойки и поверхностью фундамента. Вертикальный стержень при этом препятствует смещению стойки по горизонтали и не препятствует повороту стойки (обеспечивает шарнирное соединение), а металлическая прокладка воспринимает вертикальную опорную реакцию и не должна препятствовать повороту стойки в узле. В связи с этим хорошим материалом для прокладки является свинец.

Особенности конструкций рамных мостов средних и больших пролетов. В рамных мостах, как и в балочных, тип поперечного сечения пролетного строения зависит от величины пролета: при малых пролетах применяются сначала плитные сечения, затем по мере увеличения пролета многоребристые сечения, а при больших пролетах сечения с двумя ребрами или коробчатые.

Конструкции рамных мостов средних и больших пролетов могут быть сборными и монолитными. Ригели рамно-консольных и рамно-балочных мостов средних пролетов могут быть собраны из отдельных двутавровых балок, соединенных между собой в поперечном направлении диафрагмами, и с монолитной проезжей частью. В области средних пролетов их следует выполнять с плитно-ребристым монолитным поперечным сечением. Ригели рамных мостов больших пролетов выполняют с коробчатым сечением.

Сборные ригели рамно-консольных и рамно-подвесных мостов средних пролетов изготавливают с натяжением на упоры и армируют прямолинейной или криволинейной арматурой, располагае-

мой в соответствии с характером напряженного их состояния в стадии эксплуатации (рис. 9.4, *а*, *б*).

При значительных пролетах, если ригели изготавливают на заводе или площадке, то для обеспечения транспортировки ригеля к месту монтажа предусматривают монтажную арматуру 2 (см. рис. 9.4, *б*), а рабочую арматуру 1 натягивают на бетон, отгибают вниз для восприятия поперечных сил.

Если ригель рамного моста возводят методом навесного бетонирования или навесной сборки, то его армируют по верхнему поясу по участкам сборки или бетонирования (рис. 9.4, *в*). Арматура при этом устанавливается и напрягается в процессе уравнированного монтажа или бетонирования. Следует всегда отдавать предпочтение навесному бетонированию, которое обеспечивает большую надежность работы ригеля, благодаря имеющейся возможности объединять блоки бетонирования не только напрягаемой, но и конструктивной арматурой.

В рамно-консольных и рамно-балочных мостах вся арматура консолей проходит по верхнему поясу, так как по всей длине консоли возникает только отрицательный изгибающий момент. В рамно-неразрезных мостах в середине пролета ригеля требуется постановка напрягаемой арматуры для восприятия изгибающего момента, возникающего от второй части собственного веса и временной нагрузки.

Узлы объединения ригелей и стоек в сборных рамных мостах больших пролетов. В рамных мостах больших пролетов приопорные участки бетонирования с большей высотой принимают меньшей длины из условия, чтобы масса участков была примерно одинаковой.

Опоры рамных мостов средних и больших пролетов должны иметь большую массу. При загрузке Т-образных рам несимметричной временной нагрузкой в теле их стоек возникают значительные сжимающие силы и изгибающие моменты. Прочность и трещиностойкость стоек обеспечивается постановкой ненапрягаемой и напрягаемой арматуры. В опорах из монолитного бетона устанавливают вертикальную арматуру вдоль граней опоры, захо-

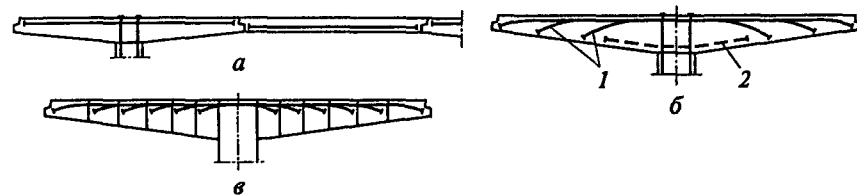


Рис. 9.4. Варианты (*а—в*) схем армирования ригелей:

1 — рабочая арматура; 2 — монтажная арматура

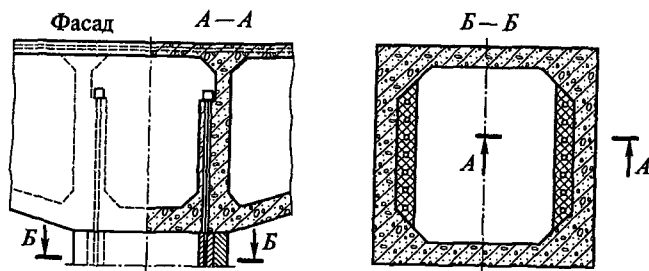


Рис. 9.5. Узел соединения ригеля со стойкой

дующую в ригель. Внизу арматуру закрепляют в фундаменте опоры или несколько выше. Нормальная сила в сечениях опоры увеличивается сверху вниз от действия собственного веса опоры, при этом растягивающие напряжения от изгибающего момента погашаются действием этой сжимающей силы, а в нижней части опоры она может оказаться ненужной.

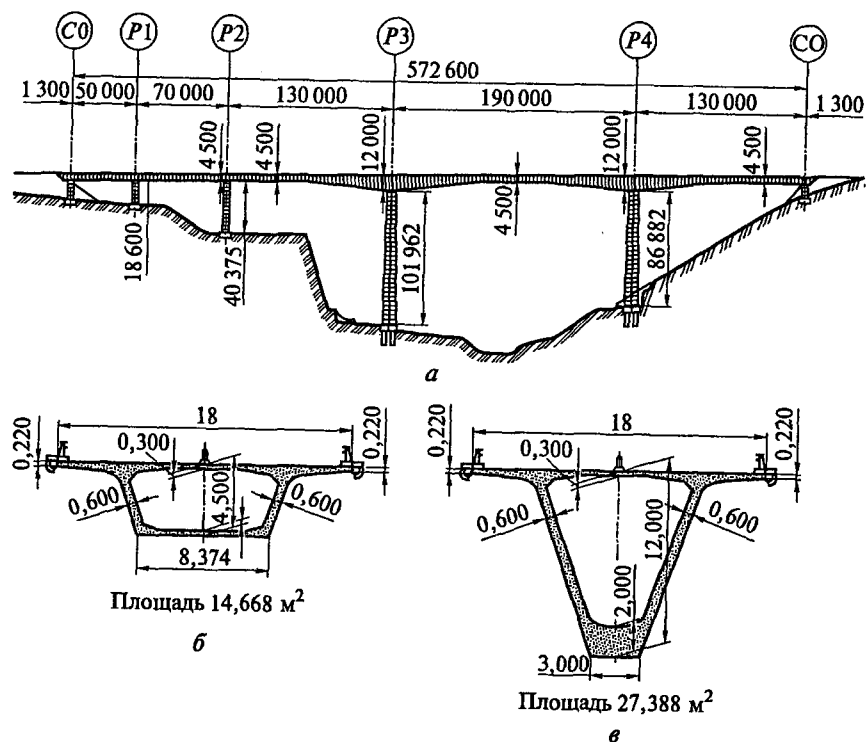


Рис. 9.6. Фасад (а) и поперечные сечения (б, в) современного рамного моста

Сечение опор рамных мостов больших пролетов чаще принимают коробчатого типа. На рис. 9.5 приведен узел сопряжения такой опоры с ригелем с помощью напрягаемой арматуры, размещаемой в полости опоры и омоноличиваемой бетоном после ее натяжения. Полости коробчатых опор заполняют обычно бетоном низкой прочности, а выше уровня воды — песком или гравием для увеличения собственного веса опоры.

В качестве примера современного рамного моста на рис. 9.6 приведен пятипролетный рамный железобетонный виадук у г. Танюс со схемой 50 + 70 + 130 + 190 + 130 при максимальной длине перекрываемого пролета (190 м), возведенный во Франции методом навесной сборки. Продольный разрез моста приведен на рис. 9.6, а, поперечные сечения ригелей в середине пролета и на опоре приведены на рис. 9.6, б, в. Высота надопорных блоков, выполненных из монолитного бетона, составляет 12 м. Наибольшая высота опор превышает 100 м. Габарит четырехполосной проезжей части моста составляет 19 м.

9.2. Виды арочных мостов, особенности их конструкции и область применения

В арочных мостах основными несущими элементами являются отдельные арки или сплошные своды. Их концы закреплены на опорах так, что они не могут перемещаться не только в вертикальном, но и горизонтальном направлениях. Это предопределяет возникновение горизонтальной составляющей в опорных реакциях — распора — при воздействии вертикальных нагрузок. При рациональном использовании распора представляется возможным значительно уменьшить изгибающие моменты в сечениях арок и сводов и обеспечить работу этих элементов в основном на сжатие, что позволяет эффективно использовать бетон высокой прочности. По аркам или сводам устраиваются надарочные или надсводные строения, которые поддерживают несущие элементы проезжей части. Арочные мосты имеют существенные архитектурные преимущества перед балочными и рамными, но их конструкции более сложны, а опоры более массивны.

Основными параметрами арочных мостов являются пролет L , стрела подъема f , а также отношение f/L , которое обычно находится в пределах $1/6 \dots 1/14$.

Арочные мосты применяют при пролетах более 60 м. Крупнейший современный железобетонный арочный мост имеет пролет 390 м. Он построен в Югославии в 1980 г. и входит в состав комплекса из двух арочных мостов (другой имеет пролет 250 м), которые связывают материк, остров Святого Марка и крупнейший адриатический о. Крк. К крупнейшим арочным железобетонным

мостам относятся также мост с пролетом 305 м через р. Параматту (г. Сидней, Австралия), мост с пролетом 290 м через р. Парана на границе между Бразилией и Парагваем.

В пределах бывшего СССР наибольший пролет 228 м имеет двухъярусный мост под совмещенное движение через р. Старый Днепр в г. Запорожье, который был построен в 1948 г.

Виды арочных железобетонных мостов. Арочные железобетонные мосты различаются по статическим схемам, расположению уровня проезды, по конструкции арочной части и способам возведения.

По статической схеме они могут быть бесшарнирными, двух- и трехшарнирными. В бесшарнирных мостах (рис. 9.7, а, б) арки или своды жестко соединены с опорами и оказываются трижды статически неопределимыми. Вследствие этого в них возникают дополнительные усилия от неравномерных осадок опор, температурных колебаний, от усадки и ползучести бетона. При больших пролетах в связи с увеличением относительной гибкости влияние этих факторов снижается. Бесшарнирные арки наиболее просты в конструктивном отношении, обладают большей жесткостью по сравнению с шарнирными мостами. Кроме того, их конструкция позволяет затоплять пяты высокой водой, что позволяет понизить арку и уменьшить объем работ по устройству подходов. В двухшарнирных арочных мостах арки шарнирно присоединены к опорам. Они однажды статически неопределимы и в меньшей мере подвержены возникновению дополнительных усилий, чем бесшарнирные, но их конструкция усложняется наличием шарниров.

Трехшарнирные арочные мосты имеют третий шарнир в середине пролета арки. Они статически определимы, в них не возникают дополнительные усилия от осадок опор, колебаний температуры, ползучести и усадки бетона, поэтому их можно применять в условиях, когда существует опасность просадок опор. На-

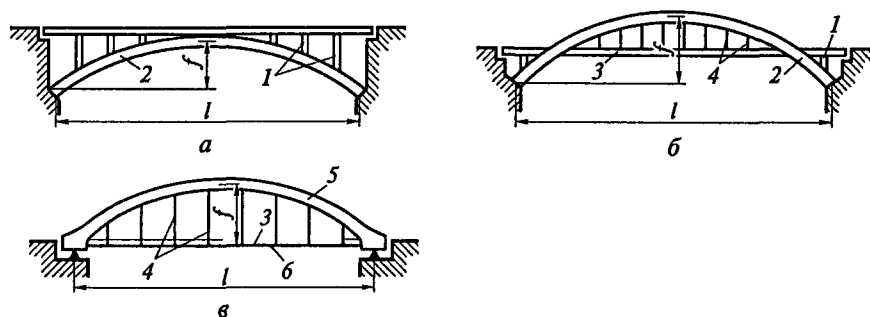


Рис. 9.7. Виды (а—в) арочных мостов по уровню проезжей части:
1 — надарочные стойки; 2 — арка; 3 — проезжая часть; 4 — подвески; 5 — жесткая арка; б — затяжка

личие трех шарниров дает возможность возведения мостов из сборных элементов, но усложняет конструкцию и снижает ее жесткость.

По уровню расположения проезда арочные мосты могут быть с ездой поверху, посередине и понизу.

Арочные мосты с ездой поверху (см. рис. 9.7, а) выгодно возводить через горные реки и ущелья. Проезжая часть в них поддерживается стойками (или стенками), опирающимися на арки (своды). В мостах с ездой посередине (см. рис. 9.7, б) в средней части пролета проезжая часть находится ниже оси арки, она поддерживается подвесками, у опор находится выше оси арки и поддерживается стойками.

Над равнинными реками строят мосты с ездой понизу (рис. 9.7, в). В них проезжая часть подвешивается к аркам подвесками, что способствует уменьшению строительной высоты моста.

По способам возведения арочные мосты могут быть монолитными, сборными и сборно-монолитными.

По конструкции основных несущих элементов арочные мосты различают:

- со сплошными сводами (при пролетах 60...80 м при езде поверху);
- с отдельными арками (при пролетах до 400 м при езде поверху, посередине и понизу);
- с арочными дисками (при пролетах 60...120 м при езде поверху).

Конструкции арочных мостов со сплошными сводами. В арочных железобетонных мостах применяется цилиндрический свод в виде криволинейной плиты, ширина которой значительно больше ее толщины. Арочные мосты со сводами наиболее просты по конструкции и имеют хороший внешний вид. Они могут быть ажурными, как металлические мосты или монументальными, как каменные. Мосты со сводами могут быть только с ездой поверху.

Своды могут иметь прямоугольное (рис. 9.8, а), ребристое (рис. 9.8, б) и коробчатое (рис. 9.8, в) поперечные сечения.

В конструктивном отношении наиболее простыми являются сплошные прямоугольные своды. Их применяют при пролетах 60...80 м, при этом толщина свода в ключе составляет $(1/60 \dots 1/70)$ пролета свода. Ширина свода в середине пролета по условиям поперечной жесткости должна быть не менее $1/15$ пролета.

Толщина бесшарнирных сводов в соответствии с эпюрой изгибающих моментов плавно возрастает к пятам на 30...40 %. При переменной ширине свода в ключе она принимается равной $1/20$ пролета, а у пят — не менее $1/10 \dots 1/12$ пролета. При устройстве нескольких параллельных сводов, не связанных между собой, ширина каждого из них должна быть не менее $1/20$ пролета и не меньше 3 м. Своды армируют криволинейными продольными ра-

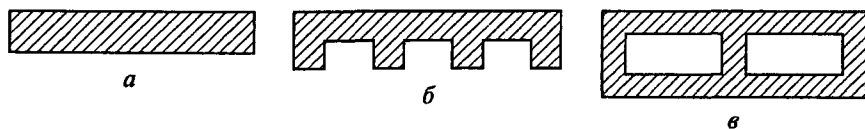


Рис. 9.8. Типы (а—в) поперечных сечений сводов арочных мостов

бочими стержнями в нижней и верхней зонах (рис. 9.9, а). Перпендикулярно рабочим стержням ставят распределительную арматуру. Верхнюю и нижнюю арматуру связывают хомутами. Процент армирования сплошных прямоугольных сводов принимают в пределах 0,2... 0,4 %. Надсводное строение при таких сводах принимают в виде поперечных стенок (см. рис. 9.9, а), поддерживающих проезжую часть.

При больших пролетах целесообразно применять своды коробчатого сечения (рис. 9.9, б). Они имеют высоту 1/55... 1/65 пролета, требуют меньших расходов бетона, но сложнее в производстве. Благодаря сосредоточению материала по верхней и нижней плитам коробчатый свод значительно рациональнее сплошного пря-

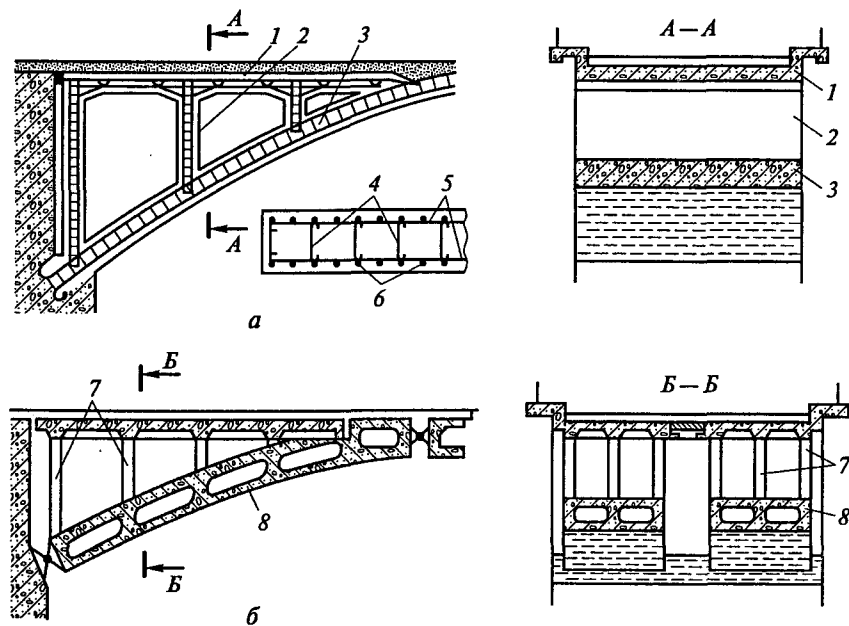


Рис. 9.9. Конструкция надсводных строений с прямоугольными (а) и коробчатыми (б) сводами:

1 — плита проезжей части; 2 — надсводная стенка; 3 — свод; 4 — хомуты; 5 — распределительная арматура; 6 — рабочая арматура свода; 7 — надсводная стойка; 8 — коробчатый свод

моугольного. Пустоты в них составляют 30... 50 % поперечного сечения свода. Относительная высота коробчатых сводов несколько больше, чем сплошных, и составляет 1/40... 1/60 пролета. Процент армирования ребристых сводов в связи с меньшей площадью бетонного сечения несколько больший, чем в сплошных, и составляет 0,8... 1,2 %.

При ребристых и коробчатых сводах надсводное строение состоит из надсводных стоек, поддерживающих проезжую часть. Стойки опираются на ребра сводов и поддерживают плиту проезжей части с помощью продольных и поперечных балок (см. рис. 9.9, б).

Среди построенных мостов с железобетонными сводами имеется много примеров оригинальных конструкций. Ярким примером арочного моста со сводами является мост в Красноярске через главное русло р. Енисей (рис. 9.10). Он имеет пять пролетов по 150 м, каждый из которых перекрыт двумя трехшарнирными двухсекционными коробчатыми сводами шириной по 7,3 м, высотой 3,2 м со стрелой подъема 18,6 м. Высота свода принята постоянной по всему пролету с целью упрощения процесса изготовления. Отношение стрелы к пролету 1/8,3; отношение толщины к пролету 1/47. Толщина сводчатых плит 20 см, стенок — 30 см. Конструкция надсводного строения состоит из плоских поперечных рам, расставленных на расстоянии 9,5 м, поверх которых уложены элементы проезжей части (рис. 9.10, б). Стойки рам имеют большую ширину 7,21 м, почти равную ширине свода, и являются стенками толщиной 40 см по фасаду моста. Три крайние наиболее высокие рамы жестко соединены с аркой, четвертая опирается на своды шарнирно, а пятая представляет собой качающуюся стенку-валок с шарнирами вверху и внизу. По рамам устроено неразрез-

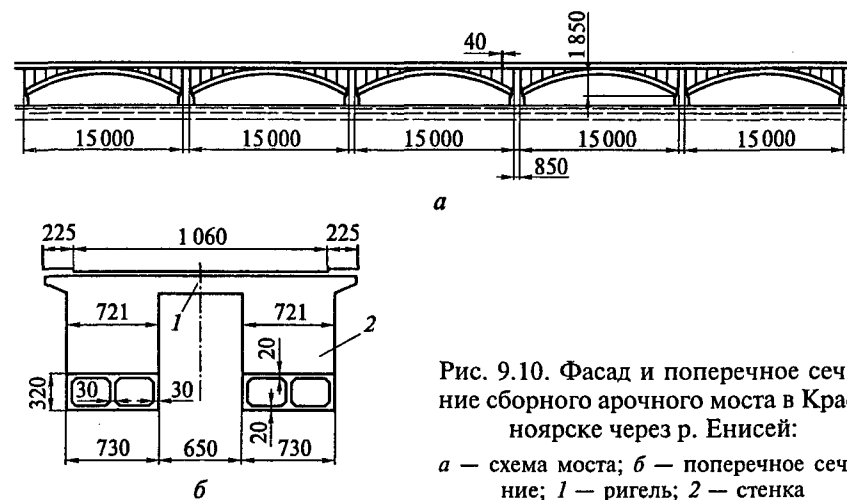


Рис. 9.10. Фасад и поперечное сечение сборного арочного моста в Красноярске через р. Енисей:

а — схема моста; б — поперечное сечение; 1 — ригель; 2 — стенка

ное пролетное строение проезжей части из ребристых балок пролетом 9,5 м шириной 3 м и высотой 0,8 м. Армированы они сварными каркасами по два каркаса в каждом ребре.

Элементы рам заготавливали в летнее время на открытой площадке, ребристые элементы проезжей части — в пропарочных камерах непрерывного действия. Арочные пролетные строения изготовляли на берегу в виде отдельных полусводов длиной 75 м и массой 1 500 т с последующей подачей в пролет наплаву. Установка на опорные части производилась с помощью воздушной системы балансировки плашкоутов. Мост был сдан в эксплуатацию в октябре 1961 г.

Конструкции мостов с раздельными арками. Переход от сплошного свода к системе параллельных сводов, а от них к параллельным раздельным аркам является примером целесообразной концентрации материала в более мощных и более эффективных элементах. Пролетные строения мостов с арками сооружают монолитными, сборными или устраивают сборное надарочное строение с монолитными арками.

Конструкция монолитного арочного моста с отдельными арками представлена на рис. 9.11. Конструкция его надарочных строений включает опирающиеся на арки стойки (рис. 9.11, а, в), поддерживающие проезжую часть с помощью системы продольных и поперечных балок. По стойкам размещается ригель, который воспринимает нагрузку от плитных или балочных пролетных строений. Конструкция поперечной рамы зависит от ширины моста и количества арок в поперечном его сечении. Она может иметь две, четыре или шесть стоек, объединенных одним или несколь-

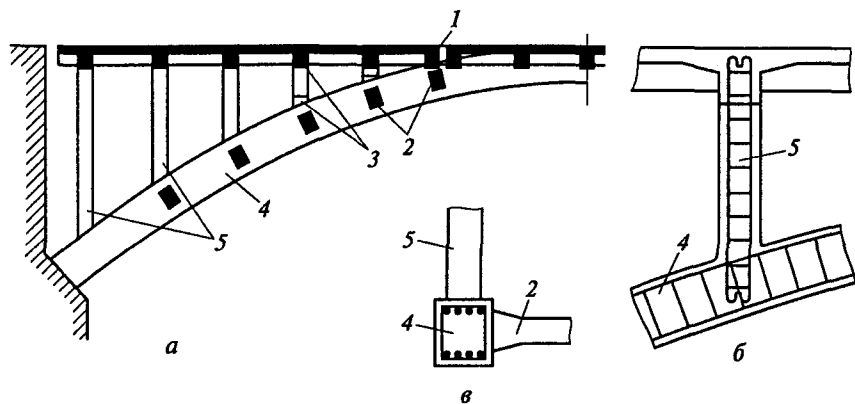


Рис. 9.11. Надарочное строение (а) монолитного арочного моста с отдельными арками и его узлы (б, в):

1 — деформационный шов в проезжей части; 2 — распорки между арками; 3 — шарниры в надарочных стойках; 4 — арка; 5 — надарочные стойки

кими ригелями. При большой высоте стойки рам для уменьшения их свободной длины соединяют поперечными распорками.

Конструкцию проезжей части в мостах с арками отделяют от арок швами 1 (см. рис. 9.11, а), чтобы предотвратить появление дополнительных усилий в ней и в надарочных стойках от совместной работы с арками. В плоскости поперечных рам надарочного строения следует размещать и распорки 2 между арками, что существенно улучшает работу пролетного строения на воздействие временной нагрузки.

В коротких стойках, относительная жесткость которых больше, чем длинных, могут возникать дополнительные усилия от температурных деформаций. На их концах поэтому устраивают шарниры 3, что исключает возникновение изгибающих моментов.

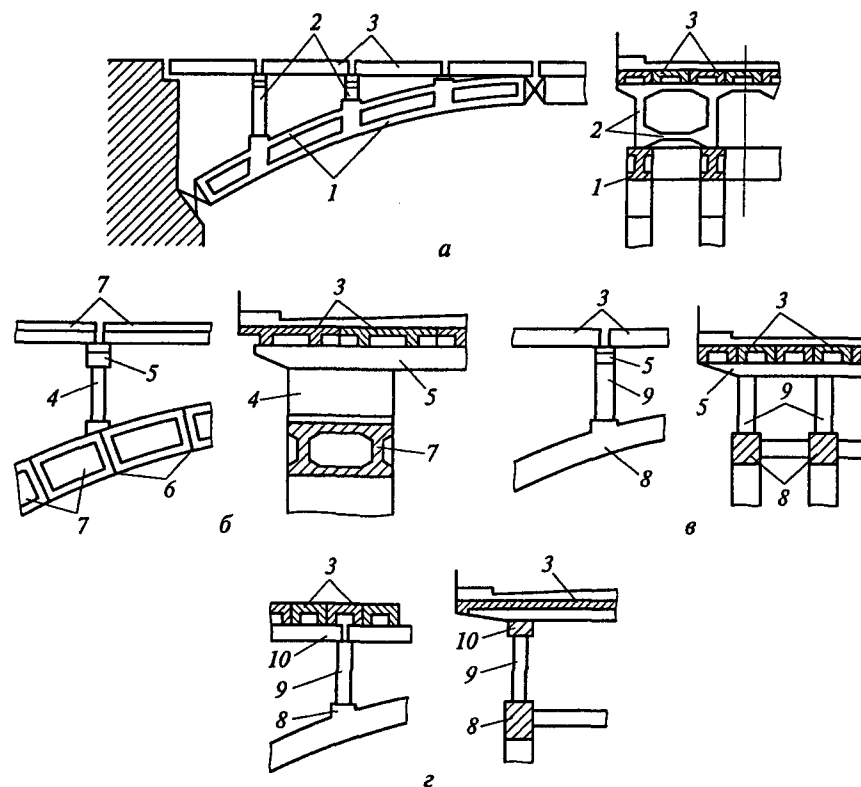


Рис. 9.12. Варианты (а—г) надарочных строений сборного арочного моста с отдельными арками:

1 — сборный блок — полуарка; 2 — рамы надарочного строения; 3 — сборные элементы проезжей части; 4 — надсводная стенка; 5 — ригель; 6 — швы между блоками; 7 — блоки арки; 8 — арка; 9 — надарочная стойка; 10 — продольный прогон

Конструкция сборного арочного моста с отдельными арками представлена на рис. 9.12. В полностью сборных арочных мостах арки монтируют из двух полуарок 1 (рис. 9.12, а) или из более мелких блоков 7 (рис. 9.12, б).

Монтаж полуарок кранами применялся при пролетах до 40...60 м, при доставке полуарок на плаву такие конструкции применялись при пролетах до 150 м. Монтаж арок из мелких блоков позволил обеспечить строительство арочного моста с рекордным пролетом 390 м.

Надарочное строение сборных мостов возводят сборным из стоек, поперечных стенок или рам, поддерживающих элементы проезжей части. По стойкам 9 укладывают ригели 5, на которые опирают плитные или ребристые элементы 3 проезжей части (рис. 9.12, в). Стойки и ригели надарочной части могут быть объединены в рамные блоки (см. рис. 9.12, а). Над арками вместо стоек могут быть применены надсводные стенки 4 (см. рис. 9.12, б). По стенкам укладывают ригель, на который опираются блоки проезжей части. Применяют также надарочную конструкцию, в которой по стойкам монтируют продольные балки 10 (рис. 9.12, г), а по ним блоки — проезжей части из типовых элементов балочных пролетных строений.

Выбор количества арок при компоновке пролетного строения. При проектировании арочного моста с ездой поверху представляется возможным произвести выбор количества арок и расстояний между ними с учетом комплекса конструктивных, экономических и архитектурных требований в зависимости от габарита моста и величины его пролета. Расстояния между арками обычно колеблется от 2...3 до 5...6 м.

При ширине проезжей части до 8 м обычно принимают две арки на расстоянии 4...6 м. В мостах большей ширины количество арок увеличивают, принимая его всегда четным. Для обеспечения общей устойчивости и пространственной жесткости пролетного строения расстояние между осями крайних арок должно быть не менее 1/20 пролета, а смежные арки должны быть связаны поперечными и продольными связями.

При езде понизу и по середине пролетное строение по конструктивным соображениям может иметь только две арки, расстояние между которыми определяется шириной ездового полотна.

Форма и размеры поперечного сечения арок. Арки могут иметь прямоугольное, двутавровое или коробчатое сечение в зависимости от величины их пролета. Наиболее просты в исполнении арки прямоугольного сечения, но они не экономичны по расходу материала по сравнению с двутавровыми и коробчатыми. Отношение высоты h к ширине b их сечения колеблется от 1/2 до 2. Более рациональны высокие сечения, у которых $h = (1,5...2,0) b$. Относительная высота этих арок обычно составля-

ет $h/L = 1/40...1/60$. Высота арок прямоугольного сечения обычно не превышает 1 м.

Арки с высотой сечения более 1 м выполняют двутавровыми, а при высоте более 2 м — коробчатыми. Коробчатые сечения арок наиболее целесообразны по расходу материала, но по технологическим и эксплуатационным соображениям они могут применяться только при больших их высотах, когда обеспечивается доступ персонала во внутреннюю их полость.

Отношение высоты h арок к их пролету L для двутавровых и коробчатых арок составляет $h/L = 1/30...1/50$, что больше чем для прямоугольных.

Изменение сечения арки по длине пролета. Высоту арок иногда проектируют с переменной высотой по длине пролета в соответствии с огибающей эпюрой изгибающих моментов: в бесшарнирных арках высоту уменьшают от опоры к середине пролета, в трехшарнирных — увеличивают к четверти пролета. По технологическим соображениям высоту арки по длине пролета чаще принимают постоянной.

Армирование отдельных арок. Арки обычно армируют продольными криволинейными стержнями по верхней и нижней зонам сечения, которые соединяют хомутами.

В монолитных арочных мостах обычно применяют в качестве арматуры самонесущие арматурные каркасы в виде сквозных металлических ферм, которые способны воспринять все нагрузки в период бетонирования пролетного строения. В бесшарнирных арках основная продольная арматура должна быть надежно заанкерена в теле опоры на глубину, составляющую полторы высоты сечения арки в пяте при прямоугольном ее сечении, и половине высоты ее сечения в пяте — при тавровом и коробчатом сечении.

Шарниры арочных мостов. В мостах с пролетами более 150 м где величины опорных реакций достигают весьма больших величин целесообразно применять стальные шарниры в виде подушек с цилиндрическими поверхностями разных радиусов (рис. 9.13, а, б).

В мостах с пролетами от 60 м возможно применение железобетонных шарниров с касанием по цилиндрическим поверхностям разных радиусов. В целях повышения прочности бетона при работе на местное смятие и получения необходимой формы цилиндрической поверхности их покрывают листовой сталью (рис. 9.13, в).

Для пролетов 49...50 м для арочных сводов возможно применение простейших шарниров (рис. 9.13, г) с плоским касанием через свинцовые прокладки с шириной, составляющей 1/3...1/4 высоты свода. Для ограничения смещения шарнира сквозь прокладки в середине сечения свода пропускают специальные арматурные стержни. Зазоры в месте контакта арки с телом опоры заполняются мастикой. Бетон арки и опоры в месте их контакта усиливается сетками арматуры (см. рис. 9.13, г).

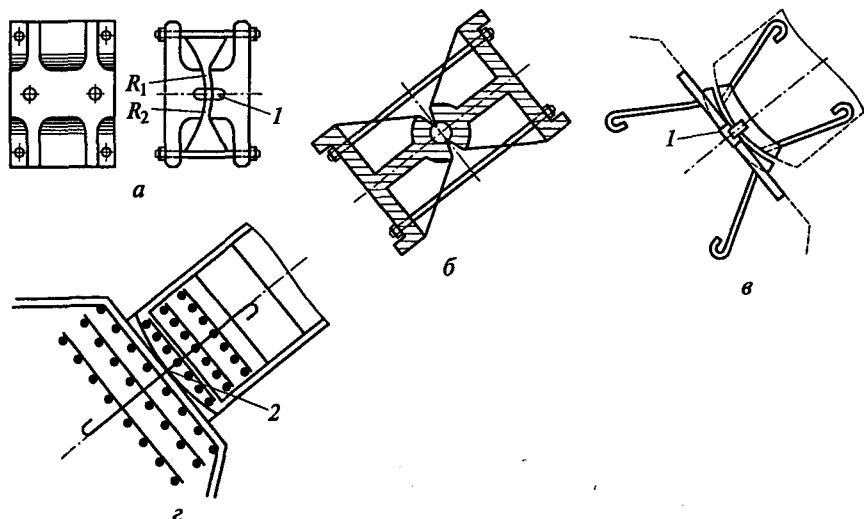


Рис. 9.13. Варианты (а—г) конструкций шарниров арочных мостов:

1 — штырь; 2 — свинцовая прокладка

Особенности конструкции арочных мостов с ездой понизу и посередине. Арки с ездой понизу или посередине обычно используют в мостах при малой строительной высоте.

В мостах с ездой понизу или посередине устраивают две арки, поднимающиеся над проезжей частью (рис. 9.14), которая расположена между ними. Отношение стрелы к пролету арок при езде понизу принимается обычно в пределах $1/4 \dots 1/7$, в зависимости от местных условий. Обычно арки связывают системой распорок, располагая их над габаритом проезда в средней части пролета. Нависая над проездом, распорки связей неблагоприятно влияют на внешний вид сооружения. Между тем отсутствие поперечных

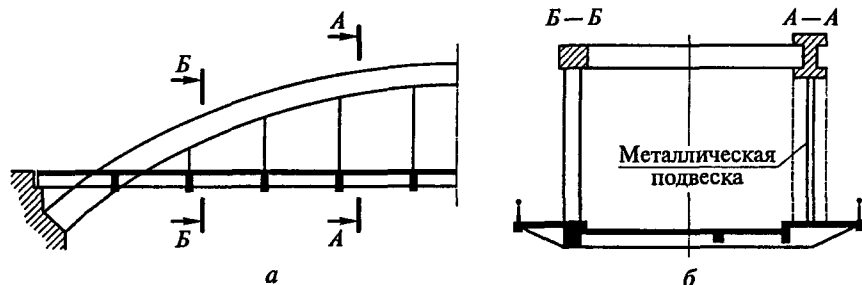


Рис. 9.14. Фасад (а) и поперечное сечение (б) арочного моста с ездой понизу

связей над проездом уменьшает поперечную жесткость и допустимо лишь в случае принятия специальных мер по обеспечению боковой устойчивости открытых арочных поясов. Поэтому поперечная жесткость пролетного строения является одной из главных задач, которую приходится решать при проектировании мостов с ездой понизу. Часто устройство связей определяет основные размеры сооружения и системы арок.

Для улучшения внешнего вида массивные поперечные распорки между арками иногда заменяют легкой решетчатой конструкцией, образующей над проездом ажурный свод.

9.3. Виды вантовых мостов, особенности их конструкции и область применения

Вантовыми называют мосты (рис. 9.15), основными элементами пролетных строений которых являются наклонные прямолинейные ванты 2, подвешивающие балки жесткости 1 к пилонам 3.

Наклонные ванты крепятся к пилонам и поддерживают балку жесткости, являясь для нее упругими опорами. Особую роль играют крайние ванты 4, соединяющие верх пилона с неподвижной точкой. Они препятствуют горизонтальным перемещениям верха пилона при действии временных нагрузок и обеспечивают системе большую жесткость в вертикальной плоскости. Ванты работают только на растяжение, пилоны — в основном на сжатие, балка жесткости — на изгиб и на воздействие горизонтальных составляющих усилий в вантах. Балка жесткости поддерживается вантами во многих местах и работает как бы на упругом основании, в ней не возникают значительные изгибающие моменты, поэтому она может иметь небольшую высоту. Она может опираться и на пилоны, в этом случае в зоне опирания возникают значительные отрицательные моменты. Чтобы их избежать, в последнее время стали отказываться от опирания на пилоны, передавая вес балки жесткости и временной нагрузки на пилоны только через ванты.

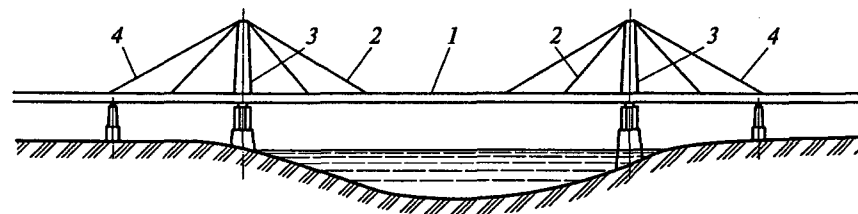


Рис. 9.15. Элементы вантового моста:

1 — балка жесткости; 2 — ванта; 3 — пилон; 4 — крайняя ванта

Вантовые мосты с железобетонными балками жесткости и пилонами стали применять недавно. Первый из них был построен в Венесуэле через оз. Маракайбо в 1962 г., второй — в СССР через гавань р. Днепр в Киеве в 1963 г. К настоящему времени в мире существует не более 50 вантовых железобетонных мостов, но они имеют значительные перспективы развития. Они позволяют перекрывать пролеты до 350...600 м. Их обычно возводят на пересечении глубоких рек, морских заливов или проливов, в устье рек, где сооружение опор сложно и поэтому дорого. В настоящее время в железобетонных вантовых мостах рекордный пролет 440 м достигнут в мосту, построенном в 1983 г. в Испании (мост Барриос де Луна).

Вантовым мостам свойственны привлекательные архитектурные формы, поэтому их часто строят в городах.

Схемы вантовых мостов различают в зависимости от количества пилонов, системы и количества плоскостей вант. При одном пилоном (рис. 9.16, а) ванты расположены относительно него несимметрично, к балке жесткости в основном пролете крепятся под различными углами, в том числе малыми. Это требует различных конструктивных решений узлов их крепления, что нетехно-

логично, а наличие малых углов прикрепления приводит к возникновению в вантах больших усилий и снижению жесткости пролетного строения. Тем не менее схема с одним пилоном оказывается приемлемой в городских условиях по архитектурным соображениям, так как может вписаться в ансамбль местности и сооружений города у реки. В большом пролете такого моста могут быть установлены обычные опоры, при этом ближайшую к вантам (см. рис. 9.16, а) размещают на расстоянии $a_1 = (1 \dots 2) a$, где a — расстояние между точками крепления двух наиболее удаленных от пилона вант.

Пилон вантового моста может быть наклонен к вертикали (рис. 9.16, б) под углом $\beta = 10 \dots 20^\circ$. Помимо архитектурного эффекта это позволяет передать на пилон часть горизонтального усилия от вант основного пролета. В однопилонных мостах крайние ванты можно крепить к устоям. В этом случае балка жесткости упирается в один из устоев, передавая на него горизонтальное усилие (см. рис. 9.16, б).

Вантовые мосты с двумя пилонами (рис. 9.16, в), крайние ванты которых закреплены к торцам балки жесткости, работают как системы с воспринимаемым распором в балке жесткости. В них на пилоны от вант передаются в основном вертикальные усилия, так как их ванты расположены симметрично относительно пилонов. Углы наклона вант у них принимают не менее 30° , чтобы в них не возникали значительные усилия и деформации. Балка жесткости в этих мостах может поддерживаться в большом числе точек, что благоприятно для ее работы.

Расстояния a между точками крепления вант к балке жесткости изменяются в широких пределах: от 5...10 до 50...60 м. В зависимости от этого изменяется высота h балки жесткости. Ее принимают обычно постоянной по всей длине и равной $(1/15 \dots 1/20) a$.

В вантовых мостах применяют разнообразные системы расположения вант, их «рисунки». Наиболее часто применяют две системы вант: «пучок» и «арфа». В системе «пучок» (рис. 9.17, а) ванты сходятся в верхней части пилона в одной горизонтальной плоскости. При большом их числе это усложняет узел крепления их к пилонам. В этой системе ванты имеют разные углы крепления к балке жесткости, средние ванты больше наклонены к ней, что способствует уменьшению возникающих в них усилий. При наличии в этой системе крайних опорных вант в пилонах не возникают изгибающие моменты, они работают только на сжатие. В системе «арфа» (рис. 9.17, б) ванты крепятся к пилонам в нескольких уровнях и имеют одинаковый наклон к балке жесткости. Узлы крепления вант к балке жесткости и к пилонам в ней однотипны. При большом числе вант эта система позволяет унифицировать узлы крепления вант к балке жесткости и к пилонам, унифицировать элементы балки жесткости и эффективно использовать воз-

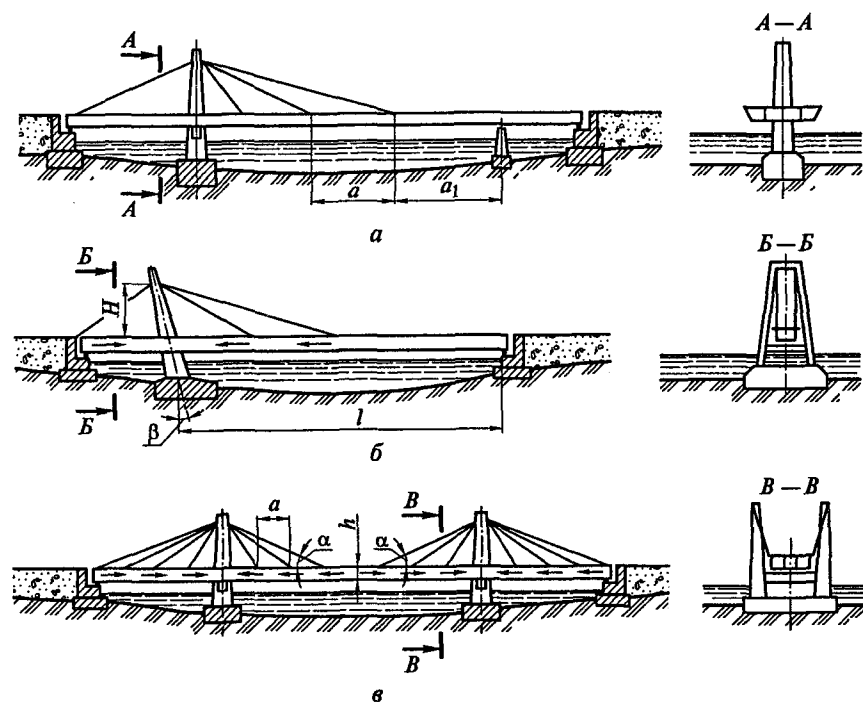


Рис. 9.16. Вантовые мосты с одним (а, б) и двумя (в) пилонами

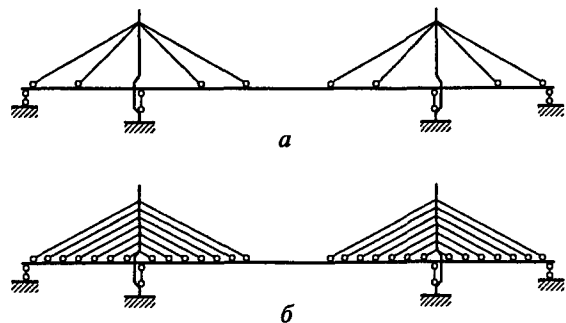


Рис. 9.17. Схемы расположения вант в мостах:

а — «пучок»; б — «арфа»

возможности их индустриального изготовления и строительства. Однако при одностороннем загрузении основного пролета пилон интенсивно работает на изгиб от горизонтальных составляющих усилий в вантах.

В поперечном сечении пролетного строения ванты располагают в одной или в двух плоскостях. В широких мостах возможно и большее количество их плоскостей. Количество плоскостей вант и число вант в одной плоскости оказывают существенное влияние на архитектурные достоинства моста, на работу и конструкцию балки жесткости и пилонов.

При расположении вант в двух плоскостях используют П-образные, А-образные и двустоечные пилоны (рис. 9.18, а, б, в), проезжая часть размещается между ними, а тротуары выносятся на консоли за плоскости вант. При использовании А-образных

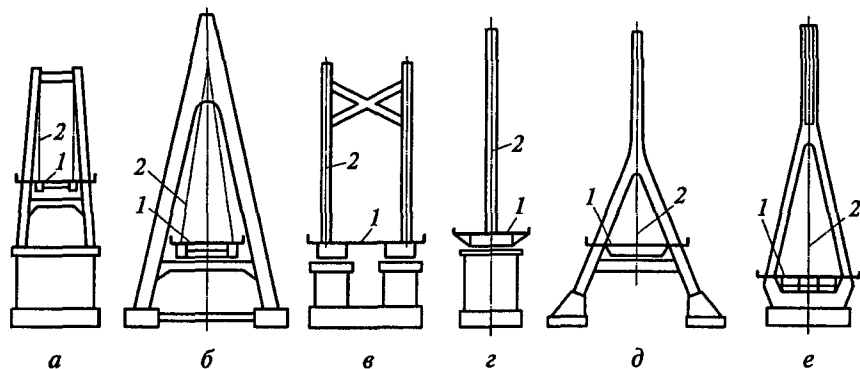


Рис. 9.18. Конструктивные формы пилонов с двумя (а—в) и одной (г—е) плоскостями вант:

1 — балка жесткости; 2 — плоскость расположения вант

пилонов ванты располагают в двух наклонных плоскостях, а при П-образных — в двух вертикальных плоскостях. Две плоскости вант позволяют рассредоточить и уменьшить усилия в балке жесткости и в вантах, обеспечить благоприятные условия работы балки жесткости при несимметричном ее загрузении относительно продольной оси. При двух плоскостях вант балка жесткости может иметь небольшую жесткость на кручение и быть выполнена из плитных или ребристых элементов.

При расположении вант в одной плоскости используют одностоечные (рис. 9.18, г) или А-образные (рис. 9.18, д, е) пилоны. Одностоечный пилон и ванты в этом случае размещают в пределах ширины разделительной полосы между проезжими частями двух направлений движения. Одностоечные пилоны требуют меньше материала и проще в изготовлении, но узел их пересечения с балкой жесткости сложен: пилон необходимо пропустить через балку жесткости с сохранением ее несущей способности в зоне ослабления. Пилоны А-образной формы (см. рис. 9.18, д, е) сложнее в изготовлении, но обеспечивают свободный пропуск балки жесткости между его стойками, обладают большей жесткостью в поперечном направлении.

Балка жесткости при одной плоскости вант при несимметричном ее загрузении работает не только на изгиб, но и на кручение и должна иметь значительную жесткость при кручении.

Высоту пилонов вантовых мостов принимают из условия, чтобы угол наклона наиболее удаленной ванта был не меньше 30° .

Конструкции элементов вантовых мостов. Конструкция балок жесткости в основном зависит от ширины проезжей части, числа плоскостей вант, расстояния между точками закрепления вант и незначительно от величины основного пролета. При увеличении числа вант в одной плоскости открывается возможность выполнения балок жесткости даже из простейших унифицированных элементов, применяемых в простейших балочных мостах. При двух плоскостях вант в зависимости от ширины проезжей части и числа вант в одной плоскости балки жесткости могут быть плитными, ребристыми и корабчатыми.

Плитные балки жесткости вантовых пешеходных мостов могут быть выполнены из унифицированных пустотных плитных блоков, если расстояние между точками крепления вант не превышает 15...18 м, а ширина проезжей части не более 8 м. Блоки в плите жесткости объединяются в поперечном направлении шпунтовыми стыками, а в продольном — монолитными поперечными балками. Поперечные балки воспринимают также изгибающий момент, действующий в поперечном направлении; их используют и для прикрепления плиты жесткости к вантам.

С возрастанием главного пролета почти линейно растет сжимающая балку жесткости нормальная сила. Для ее восприятия при-

ходится выполнять балку жесткости с большей высотой. При расстояниях между точками крепления вант 15... 30 м балку жесткости можно формировать из унифицированных двутавровых балок, объединяя их в местах крепления вант поперечными монолитными балками — диафрагмами, способными воспринимать изгибающий момент в поперечном направлении, воспринимать усилия от вант в наклонной плоскости и передавать их на продольные балки, составляющие балку жесткости.

При тех же расстояниях между точками крепления вант нашли применение балки жесткости, составленные из двух широко расставленных П-образных балок, по которым укладывают поперечные балки проезжей части. Крайние балки размещаются в плоскостях вант, имеют поперечные диафрагмы, к которым крепятся ванты. Такая конструкция балки жесткости была впервые применена в вантовом мосту через гавань р. Днепр в Киеве.

При ширине проезжей части более 12 м целесообразно применение балок жесткости коробчатого сечения, имеющих значительную жесткость при кручении. При одноплоскостной системе вант только коробчатая форма сечения балки жесткости может надежно сопротивляться изгибу и кручению. Коробчатые балки имеют большую жесткость при изгибе и кручении, одинаково хорошо приспособлены к восприятию как положительных, так и отрицательных моментов, обладают хорошими аэродинамическими параметрами, имеют привлекательный вид, удобны при транспортировке и монтаже.

Конструкции вант и пилонов. Ванты формируют из одного или нескольких канатов: витых или параллельных проволок. Предпочтение отдается канатам из параллельных проволок, имеющим больший модуль упругости. В месте прикрепления вант к балке жесткости или к пилону каждый канат ванты закрепляется отдельно с помощью анкеров, конструкции которых аналогичны анкерам для арматурных пучков, напрягаемых на бетон. На рис. 9.19 приведено поперечное сечение канатов из параллельных проволок для вант моста через р. Днепр в Киеве. Он образован из 91 проволоки диаметром 5 мм. При формировании канатов зазоры 2 между проволоками 1 заполнялись полимерным материалом, который в течение 3 мес сохранял способность к вязкопластичному деформированию. Канат обматывали вначале лентой 3 из стеклоткани, а затем лентой 4 из нержавеющей стали толщиной 0,5 мм. По окончании монтажа канаты окрасили полимерной краской с алюминиевой пудрой.

Для этих канатов были разработаны и оригинальные анкера (рис. 9.20), основными элементами которых являются стакан 7 с конической внутренней полостью 8, упорный диск 1 с коническими отверстиями, втулка 2 из мягкого металла. Предварительно разведенные и расплюснутые концы проволоки 9 крепятся в упор-

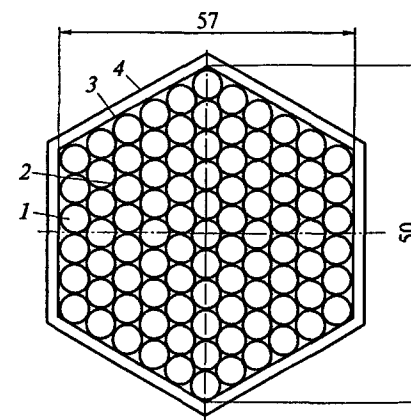


Рис. 9.19. Поперечное сечение каната из параллельных проволок:
1 — проволока; 2 — зазор; 3 — лента из стеклоткани; 4 — лента из нержавеющей стали

ном диске 1. Внутренняя полость 8 заполняется смесью холодного отверждения на основе эпоксидной смолы. Повышению выносливости проволок в местах перегиба проволок способствует втулка 2 из мягкого металла. Стальная трубка 3 используется для гидроизоляции пучка у входа в анкер. Обвязочная спираль 6 и защитная лента 5 из нержавеющей стали входят в трубку, а зазор между трубкой и лентой заполняется тиоколовым уплотнением 4.

В качестве примера рассмотрим железобетонный вантовый мост через гавань р. Днепр в Киеве (рис. 9.21, а), построенный в 1963 г. по проекту инженера В.И. Кириенко. Он имеет 11 пролетов по

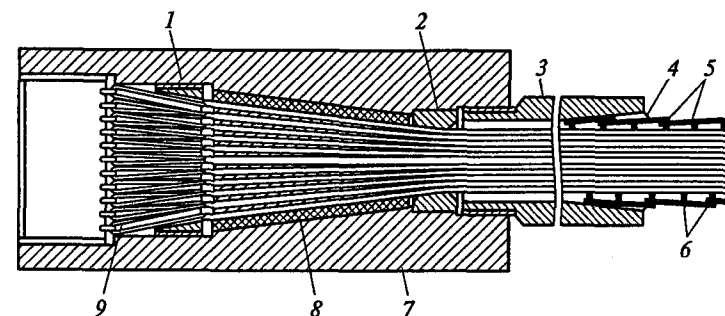


Рис. 9.20. Конструкция анкера для каната:
1 — упорный диск; 2 — втулка из мягкого металла; 3 — стальная трубка; 4 — тиоколовое уплотнение; 5 — лента из нержавеющей стали; 6 — обвязочная спираль из оцинкованной проволоки; 7 — стакан; 8 — внутренняя полость; 9 — проволока

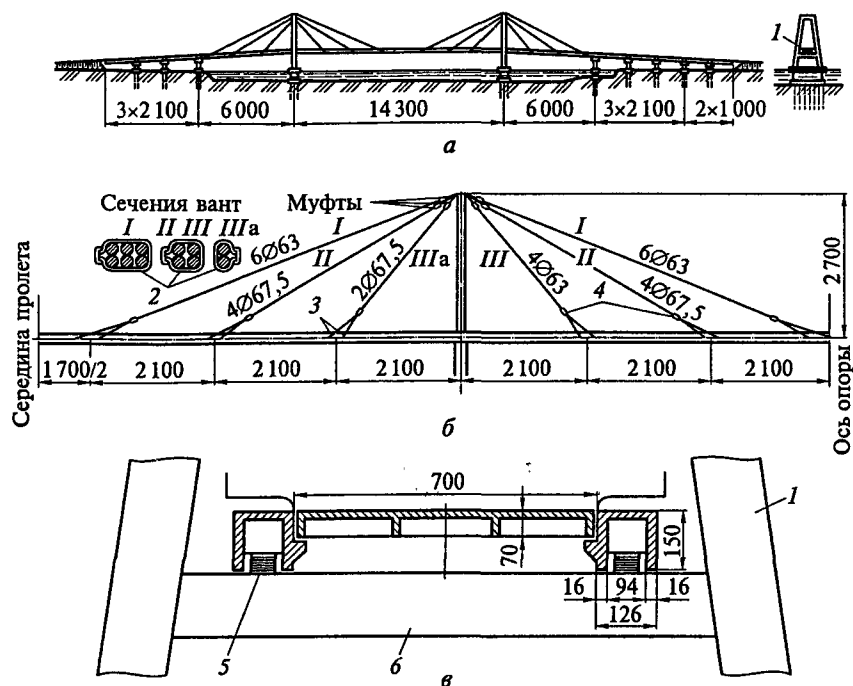


Рис. 9.21. Фасад (а), схема вант (б) и поперечное сечение балки жесткости (в) вантового моста в г. Киеве:

1 — стойка пилона; 2 — обжимки вант; 3 — анкерные стаканы; 4 — муфты; 5 — опорные части; б — распорка пилона

схеме: $21 \times 3 + 63 + 143 + 63 + 21 \times 3 + 17 \times 2$ м и рассчитан на пропуск двух колон автомобилей; ширина его проезжей части 7 м, тротуаров — по 1,5 м.

Пилоны этого моста П-образной формы выполнены из монолитного железобетона. Балка жесткости опирается на пилоны и опоры эстакадной части моста и подвешена к пилонам вантами: в средней части основного пролета расстояние между креплениями 17 м, в остальной части — 21 м (рис. 9.21, б). Венты этого моста выполнены в виде пучков стальных канатов диаметром 63...67 мм (см. рис. 9.21, б). Они огибают пилон, опираясь на общую стальную опорную часть. Закрепление вант на пилоне осуществлено накладками с болтами.

В поперечном сечении балки жесткости расположены две неразрезные главные балки (рис. 9.21, в) высотой 1,5 м и шириной 1,26 м, по которым устроена проезжая часть из балок таврового сечения, уложенных поперек моста на выступы главных балок. Плоскости вант совпадают с осями главных балок. Усилия от вант

передаются на стенки главных балок через короткие и жесткие диафрагмы, которые размещены внутри главных балок (см. рис. 9.21, в) и работают в основном на срез.

Конструктивное решение вантового моста через гавань р. Днепр привлекло внимание многих инженеров, в том числе и за рубежом. Оно было использовано при дальнейшем развитии вантовых мостов.

Выдающийся пример представляет собой железобетонный вантовый мост Броттон через р. Сену, построенный в 1977 г. и имеющий пролет 320 м при высоте судоходного габарита 50 м (рис. 9.22, а). В нем реализована идея одноплоскостных многовантовых мостов с железобетонной коробчатой балкой жесткости. Для поддержания балки жесткости использовалась параллельная система вант («арфа») с расстоянием между узлами крепления к балке жесткости, равным 5 м. Рассредоточение канатов в этой многовантовой системе улучшило условия работы балки жесткости: уменьшило изгибающие моменты в ней и усилия в мостах крепления вант к ней. Это упростило конструкцию узла крепления, а также облегчило условия для навесного монтажа. Мост рассчитан на четыре полосы движения и имеет два тротуара по 1,5 м (рис. 9.22, б). Балка жесткости принята коробчатого сечения с оригинальным креплением к ней вант (рис. 9.22, в). Вместо ранее применявшихся тяжелых сплошных поперечных балок диафрагм применены сквозные конструкции — распределительные фермы. Воз-

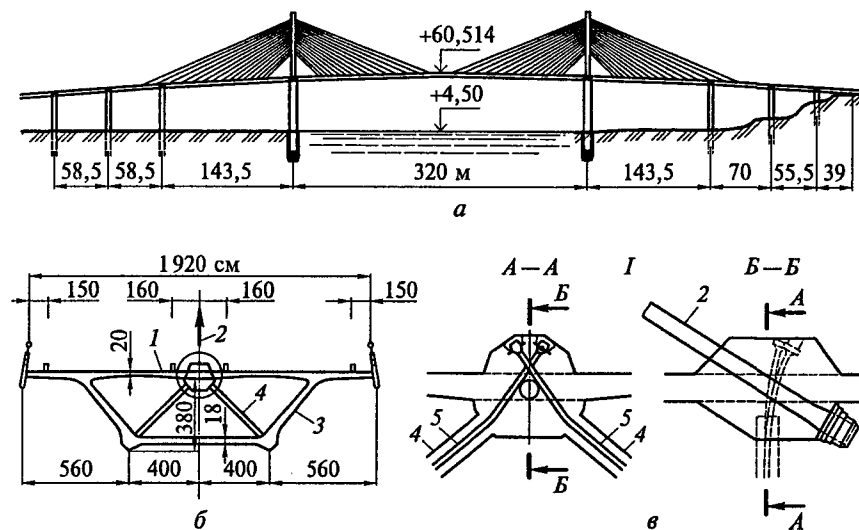


Рис. 9.22. Схема (а) моста Броттон и поперечное сечение (б) его балки жесткости и узел крепления ванты (в):

1 — верхняя плита; 2 — ванта; 3 — наклонная стенка; 4 — раскос; 5 — арматура