

Конструкции пролетных строений балочных железобетонных мостов и способы их строительства

мостах требуется минимальное количество деформационных швов. Их устанавливают только между торцами пролетных строений и шкафными стенками устоев. Эти швы обеспечивают плавность въезда и съезда на мост и способствуют сопряжению моста с насыпью подходов.

Одним из наиболее важных требований к сопряжению моста с насыпью является обеспечение плавности перехода от насыпи к мосту. Этому способствует устройство одинакового покрытия на мосту и подходах. Кроме того, необходимо обеспечить плавность перехода от различных упругих деформаций насыпи и пролетного строения как по величине деформаций, так и по скорости их протекания. Это достигается путем создания в местах сопряжения моста с насыпью специальных переходных участков в виде переходных плит, отмопок и подушек из щебенчатых и песчано-гравийных материалов (рис. 6.14).

Переходные плиты одним концом опираются на выступ шкафной стенки, а другим — на железобетонный лежень. Плиты укладывают с уклоном 1 : 10 в сторону насыпи и закрепляют штырями. Под плитой устраивают подушку из дренирующего материала.

Контрольные вопросы

1. Каковы основные требования к материалам, применяемым в конструкциях железобетонных мостов?
2. Каковы особенности конструкции проезжей части железобетонных мостов?
3. Каковы основные системы железобетонных мостов и области их применения?

7.1. Виды балочных мостов и области их применения

По принятой в мостах классификации балочные железобетонные пролетные строения различают по статической схеме, типу поперечного сечения пролетного строения, способу армирования и производства работ.

По *статической схеме* различают балочные железобетонные строения:

- разрезные;
- температурно-неразрезные;
- неразрезные;
- консольные.

Разрезные пролетные строения отделены одно от другого деформационными швами. Эти швы усложняют защиту опор от влаги и приводит к неровностям мостового полотна, нарушению плавности движения транспортных средств. В каждом разрезном пролетном строении на смежных опорах имеются неподвижные и подвижные опорные части.

Температурно-неразрезные пролетные строения образуются из разрезных пролетных строений путем их объединения в уровне проезжей части над промежуточными опорами. Это позволяет исключить на них деформационные швы, что улучшает эксплуатационные качества моста. В цепи температурно-неразрезных пролетных строений одна опорная часть неподвижная, остальные подвижные.

Неразрезные пролетные строения наиболее благоприятны с эксплуатационной точки зрения: они могут иметь только один деформационный шов. На каждой опоре имеют только одну опорную часть, одна из них неподвижная.

Консольные пролетные строения по характеру работы под временными нагрузками при одинаковой схеме пролетов аналогичны неразрезным пролетным строениям. Их ранее применяли для исключения неблагоприятных последствий просядков промежуточных опор. Современные конструкции опор не допускают их просядков, поэтому консольные пролетные строения перестали применять в связи со сложностью присоединения подвесной части.

По *типу поперечного сечения* различают балочные железобетонные пролетные строения:

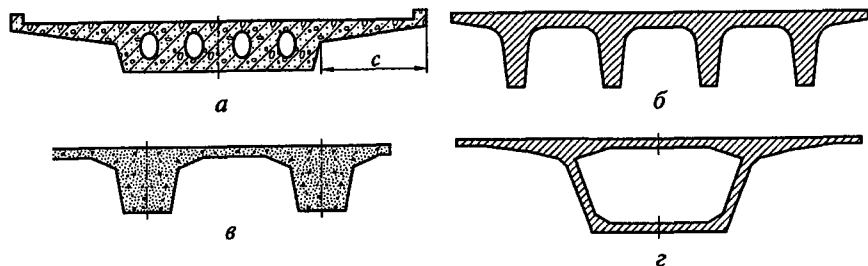


Рис. 7.1. Типы поперечных сечений балочных железобетонных пролетных строений:

а — плитное; б — ребристое; в — плитно-ребристое; г — коробчатое

- плитные при пролетах от 3...6 до 12...18 м (рис. 7.1, а);
- ребристые при пролетах 18...42 м (рис. 7.1, б);
- плитно-ребристые при пролетах 27...63 м (рис. 7.1, в);
- коробчатые при пролетах более 63 м (рис. 7.1, г).

По способу армирования различают балочные железобетонные строения:

- с ненапрягаемой арматурой;
- с предварительно-напрягаемой арматурой.

По способу производства работ различают балочные железобетонные строения:

- монолитные (наиболее надежные);
- сборно-монолитные;
- сборные (менее надежные).

7.2. Конструкции плитных и ребристых разрезных пролетных строений с ненапрягаемой арматурой

Плитные пролетные строения с ненапрягаемой арматурой представляют собой сплошную плиту постоянной толщины (рис. 7.2). Применяются при длине пролетов в пределах 3...6 м. Отличаются четкостью статической схемы при работе на изгиб и срез, малой строительной высотой (отношение толщины плиты к пролету составляет 1/12...1/16), простотой конструкции и малой трудоемкостью, что определяется распределением арматуры по всей ширине плиты в одном ярусе, простотой арматурных, опалубочных и бетонных работ. Их поперечный уклон принимается не менее 15‰ и обеспечивается наклонным расположением плиты.

Одежда мостового полотна и тротуаров в монолитных плитных пролетных строениях применяется обычная: асфальтобетон толщиной 7 см, защитный слой бетона 3...4 см, гидроизоляция 1 см, выравнивающий слой бетона 3...4 см.

Их продольное и поперечное армирование выполняется из стержней гладкой или периодического профиля арматуры или сварных сеток с соблюдением конструктивных требований, установленных в СНиП 2.05.03-84*. Армирование пролетного строения вдоль пролета определяется с учетом огибающих эпюр изгибающих моментов и поперечных сил и имеет вид, представленный на рис. 7.2. К опорам половина рабочей арматуры, требуемой в середине пролета, отгибается кверху в три приема с углами наклона стержней 30...45°. Это позволяет обходиться без хомутов, так как отогнутые стержни надежно перекрывают наклонные и вертикальные сечения плиты в приопорных зонах, где имеет место значительная поперечная сила.

Ребристые пролетные строения с ненапрягаемой арматурой применяются при длине пролетов 12...21 м. Они состоят из главных балок, диафрагм и плиты проезжей части (рис. 7.3).

Главные балки являются основными несущими элементами пролетного строения при его работе на общее действие нагрузки. Они обычно объединяются между собой диафрагмами, которые устанавливают в опорных сечениях, в середине и четвертях пролета, если расстояние между ними не меньше 4...6 м. Диафрагмы обеспечивают пространственную работу элементов пролетного строения. Плита проезжей части в них работает на местное действие нагрузки, участвует в распределении временной нагрузки между главными балками и работает в качестве сжатой зоны пролетного строения при его работе на общее действие нагрузки.

В поперечном сечении монолитных ребристых пролетных строений представляется возможным применять наиболее целесообразное количество главных балок в зависимости от величины пролета по условию минимальных расходов бетона. Оно обычно уменьшается с увеличением пролета. При малых пролетах оно стремится

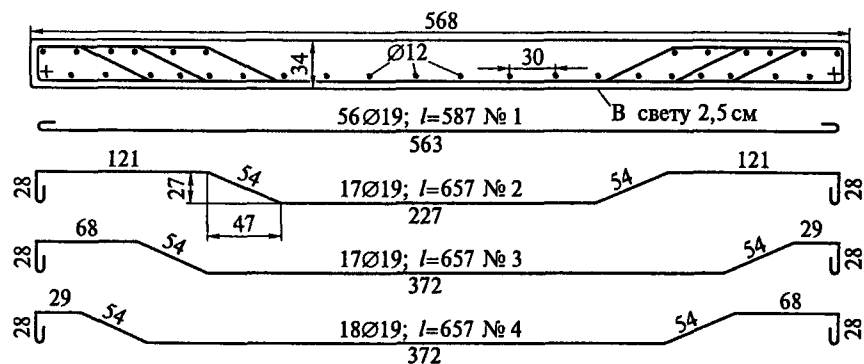


Рис. 7.2. Схема продольного армирования монолитного пролетного строения длиной 6 м

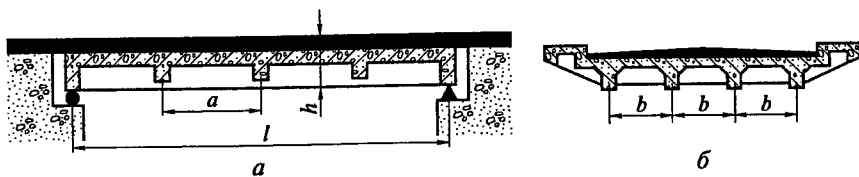


Рис. 7.3. Фасад (а) и поперечное сечение (б) ребристого монолитного железобетонного пролетного строения

ся к бесконечности, что и определяет применение плитных пролетных строений при малых пролетах.

Расстояние b между главными балками при их пролетах 12...27 м составляет 1,5...2,5 м. Иногда расстояние между главными балками увеличивают до 4...6 м, в этом случае между главными балками устанавливаются второстепенные продольные балки, уменьшающие пролет плиты проезжей части.

Практическое применение нашли два вида этих пролетных строений:

- диафрагменные с Т-образными поперечными сечениями главных балок;
- бездиафрагменные с Т-образными поперечными сечениями главных балок.

Арматуру в элементах монолитных хребристых пролетных строений размещают так, чтобы она имела хорошую связь с окружающим бетоном, не мешала укладке бетона при изготовлении конструкции и была надежно защищена от воздействия влаги и воздуха. Арматуру выполняют из стержней периодического профиля или из гладкой проволоки. Все рабочие стержни растянутой арматуры гладкой проволоки для обеспечения их анкеровки в бетоне должны иметь на концах полукруглые крюки с внутренним диаметром не менее 2,5 диаметра стержня (рис. 7.4, а). Концы сжатых стержней из круглой проволоки, а также концы стержней периодического профиля в растянутой зоне заканчиваются прямыми крюками.

Отдельные стержни арматуры для обеспечения необходимой длины стыкуют электросваркой встык. При этом в месте стыка получается небольшое утолщение (рис. 7.4, б). Имеет перспективу объединение стержней периодического профиля в монтажных условиях путем обжигания на концах стержней металлических трубок (рис. 7.4, в).

Сварные сетки (рис. 7.4, г) изготавливаются из пересекающихся стержней контактной сваркой и в готовом виде устанавливают в конструкцию. В местах стыкования соседние сетки укладывают внахлестку одна на другую с перекрытием на длину не менее 30 диаметров стержней сетки и не менее 25 см.

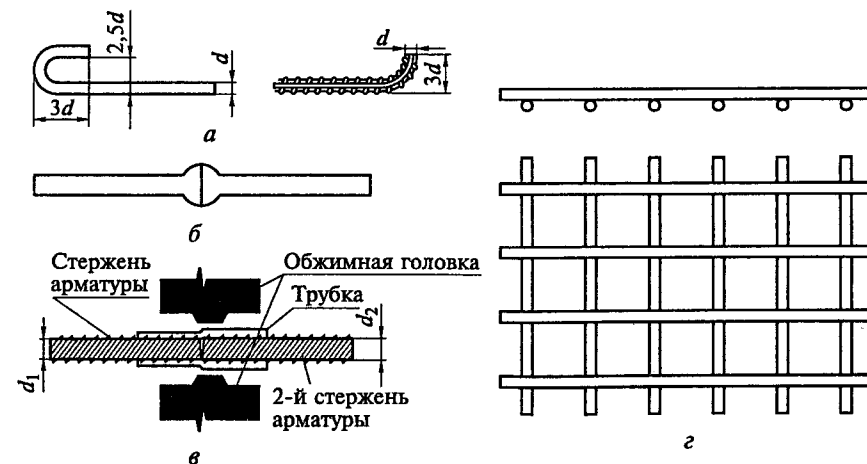


Рис. 7.4. Отдельные стержни арматуры (а), арматурные сетки (б) и способы стыковки стержней (в, г)

Плита проезжей части упруго защемлена в поддерживающих ее главных балках и поперечных диафрагмах. От временной нагрузки в середине пролета плиты проезжей части монолитных и сборных бездиафрагменных пролетных строений возникают положительные изгибающие моменты, а на опорах отрицательные. В связи с этим на опорах плиты арматуру следует располагать в ее верхней зоне, а в середине пролета — в нижней (рис. 7.5).

Стержни рабочей арматуры плиты следует располагать с учетом требований СНиП 2.05.03-84* к толщине защитного слоя. Кроме того, необходимо удовлетворять требованиям СНиП 2.05.03-84* к минимальным диаметрам арматуры и расстояниям между ними. На участках действия отрицательных изгибающих моментов рабочую арматуру вверх плиты устанавливают на длине $1/4...1/6$

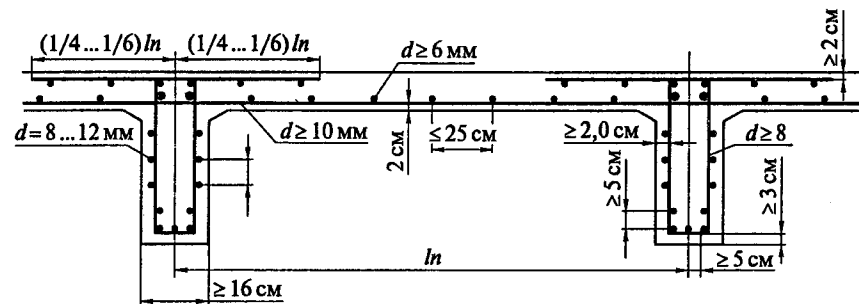


Рис. 7.5. Расположение ненапрягаемой арматуры в плите проезжей части и главных балках пролетного строения

пролета плиты, а нижнюю рабочую арматуру доводят до опоры в количестве не менее трех стержней на 1 м ширины плиты или 1/4 (по площади сечения) нижней арматуры в середине пролета.

Стержни распределительной арматуры, располагаемой перпендикулярно к рабочей арматуре, должны иметь диаметр не менее четверти диаметра продольных стержней и устанавливаться в количестве не менее четырех на 1 м ширины плиты. Кроме того, распределительную арматуру устанавливают во всех местах перегиба рабочей арматуры.

Толщина плиты на конце консоли должна быть не менее 10 см, в средней части между ребрами — не менее 15 см. В бездиафрагменных пролетных строениях плита проезжей части работает как неразрезная балка на упругом основании. Ее армируют сварными сетками в верхней и нижней зонах.

Главные балки пролетных строений армируют (см. рис. 7.5) отдельными стержнями или сварными каркасами. Диаметр рабочей арматуры принимают не менее 12 мм, а защитный слой бетона для нее — не менее 3 см. По условиям укладки бетона расстояния между отдельными стержнями должны быть не менее 5 см в вертикальных и горизонтальных направлениях.

Диаметр хомутов в стыках балок по всей длине, кроме концевых участков балок, принимают не менее 8 мм, а на концевых участках — не менее 10 мм.

Защитный слой бетона между хомутами и боковой или нижней поверхностями балок должен быть не менее 2 см. Каждый хомут должен охватывать в одном ряду не более пяти растянутых и не более трех сжатых стержней. Расстояние между соседними хомутами вдоль балки устанавливают с шагом, не превышающим 10 см на концевых участках балки, 15 см на при опорных участках балки, простирающихся от границ концевых участков до четвертей пролета, 20 см на среднем участке балки длиной, равной 1/2 пролета. Концевые участки балки простираются от ее торца в сторону пролета на длину, равную высоте балки.

Наибольшее распространение ненапрягаемая арматура в сборных балках получила в виде многорядных сварных каркасов (рис. 7.6, а). Они индустриальны в изготовлении и удобны в монтаже. Сварной каркас состоит из ряда стержней продольной рабочей арматуры, уложенных один на другой без промежутков и сваренных между собой продольными швами толщиной не менее 4 мм. Если в одном вертикальном ряду поставлено более трех-четырех стержней, то над ними устанавливают прокладки того же диаметра и длиной не менее шести диаметров, а далее вновь ставят три-четыре стержня без разрыва. Просветы, образованные прокладками, обеспечивают лучшее сцепление с окружающим бетоном. Расстояние между соседними вертикальными каркасами должно быть не менее 5 см или двух диаметров рабочей арматуры. Защитный

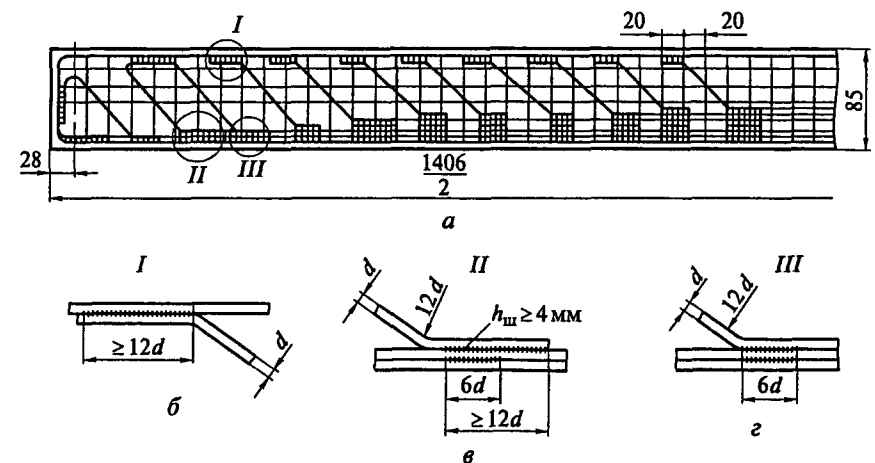


Рис. 7.6. Общий вид сварного каркаса (а) и конструкции его узлов I, II и III (б—з)

слой бетона тот же, что и для отдельных стержней. Рабочие стержни продольной арматуры каркаса отгибают под углом 30...60°, но не менее двух стержней от всех каркасов должны быть доведены до опоры. Радиус отгиба должен быть не менее 12 диаметров отгибаемого стержня периодического профиля или 10 диаметров для гладкого стержня (рис. 7.6, б, в, з).

Допускается приварка дополнительных отогнутых стержней к стержням основной арматуры. В этом случае к каждому стержню рекомендуется приваривать не более двух дополнительных отгибов с диаметром, в два раза меньшим диаметра основного продольного стержня. Такие отгибы прикрепляют сварными швами длиной не менее 12 диаметров отгиба (см. рис. 7.6, б). Расположение мест отгибов определяется условием, чтобы на участке с отгибами в каждое вертикальное поперечное сечение балки должен попадать хотя бы один отгиб. Вдоль боковых стенок балки устанавливают продольную арматуру периодического профиля диаметром 8...14 мм на расстояниях по высоте 10...12 диаметров. Эта арматура предохраняет бетон от появления усадочных трещин. Арматуру ставят снаружи хомутов.

7.3. Конструкции разрезных и температурно-неразрезных пролетных строений с напрягаемой арматурой

Разрезные пролетные строения с напрягаемой арматурой выполняют сборными и сборно-моноклитными с использованием

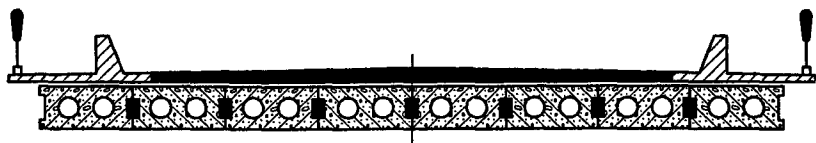


Рис. 7.7. Компоновка поперечного сечения плитного пролетного строения из блоков с круглыми пустотами

плитных и ребристых исходных элементов. К ним относятся разрезные сборные пролетные строения с арматурой, напрягаемой на упоры, из пустотных плит длиной от 6 до 18 м. Они состоят из уложенных параллельно друг другу плит, объединенных в поперечном направлении бетонными шпонками для обеспечения совместной работы (рис. 7.7). Количество плит в поперечном сечении пролетного строения зависит от габарита моста.

При пролетах 6...9 м плиты опираются на ригель через два слоя рубероида и цементный раствор толщиной 2...3 см, при больших пролетах — через резиновые или металлические опорные части.

Для автодорожных и городских мостов в России разработаны унифицированные пролетные строения из пустотных плит длиной 6, 9, 12, 13 и 18 м. Толщина плит принята соответственно 0,3; 0,45; 0,6; 0,75 м. Ширина плит принята 1 м. В плитах пролетом 6 и 9 м пустоты выполняют круглыми (рис. 7.8, а), а при пролетах 12...18 м — овальными (рис. 7.8, б). Отверстия в плитах выполняют в виде усеченного конуса с основаниями, отличающимися диаметром на величину, обеспечивающую извлечение пуансонов из сформированной на стенде плиты без повреждения ее внутренней поверхности.

Армирование плит ненапрягаемой арматурой производится горизонтальными и вертикальными сварными сетками (рис. 7.9).

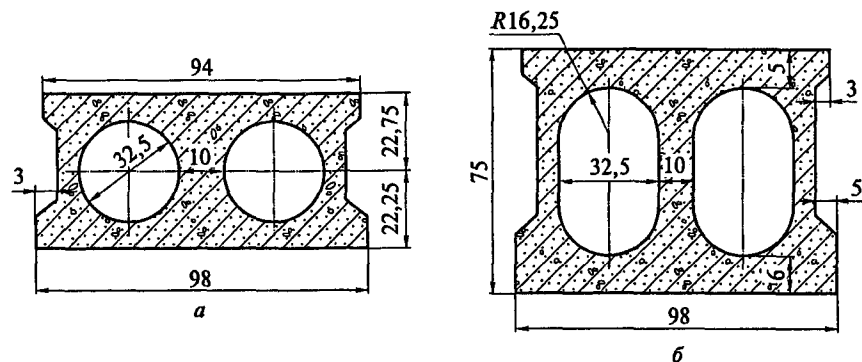


Рис. 7.8. Поперечные сечения блоков плитных пролетных строений с круглыми (а) и овальными (б) пустотами

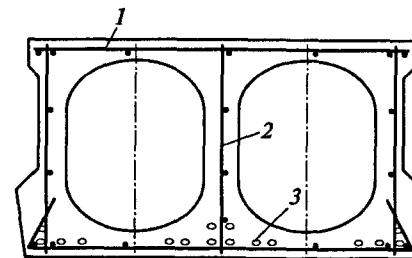


Рис. 7.9. Армирование блока ненапрягаемой и напрягаемой арматурой:
1 — горизонтальные сетки; 2 — вертикальные сетки; 3 — арматура

Горизонтальные сетки 1 плит изготавливают плоскими с шагом стержней 150 мм. Арматура в этих сетках является конструктивной, она не включается в расчет. Вертикальные сетки 2 ребер выполнены из продольных и поперечных ненапрягаемых стержней горячекатаной стали класса А-1 с диаметром стержней 8...12 мм. В средней части пролета поперечные стержни размещаются по конструктивным соображениям с шагом 200 мм, а на концевых участках для обеспечения восприятия поперечной силы с шагом 100 мм.

Напрягаемая арматура 3 в плитах выполняется из семипроволочных прядей К-7 диаметром 15 мм или из спаренных проволок диаметром 5 мм периодического профиля. Она располагается в нижней части плиты в зонах, примыкающих к ребрам, разделяющих пустоты.

Поперечное объединение плит осуществляется при помощи бетонных шпонок (рис. 7.10). Этот узел способен воспринимать только поперечную силу между блоками, но этого достаточно для

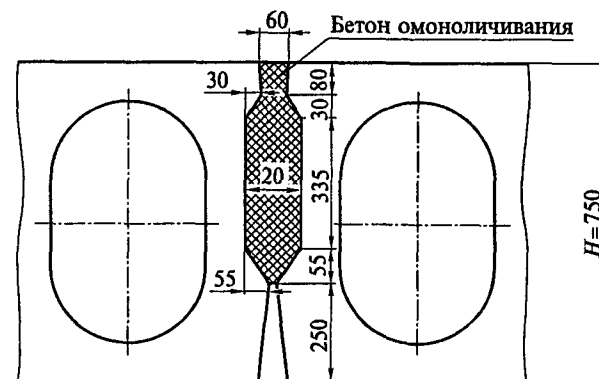


Рис. 7.10. Узел омоноличивания блоков плитного строения

омоноличивания, так как изгибающие моменты в поперечном направлении узких пролетных строений практически не возникают.

В России для пролетов 12, 15, 18, 21, 24 и 33 м разработаны и ребристые унифицированные предварительно напряженные пролетные строения с натяжением арматуры на упоры. Они komponуются из цельноперевозимых балок таврового сечения (рис. 7.11). Изменение ширины моста достигается изменением количества балок, устанавливаемых по ширине моста на расстоянии 210...240 см. Объединение балок производится по плите проезжей части продольными швами омоноличивания. Тротуары выполнены обычно пониженного типа с перильными и защитными ограждениями. Одежда проезжей части обычная с поперечным уклоном. У тротуаров располагаются водоотводные трубы.

Конструкция тавровых балок ребристых пролетных строений приведена на рис. 7.12. Высота тавровых балок составляет примерно $1/20$ пролета. Толщина плиты проезжей части ранее принята была 15 см, в настоящее время толщина плиты увеличивается до 18 см за счет увеличения толщины защитного слоя до 5 см по соображениям обеспечения требуемой долговечности пролетного строения. Толщина ребер в средней части пролета 16 см, в приопорных зонах увеличивается до 26 см. В нижней части ребра уширены для обеспечения размещения пучков напрягаемой арматуры.

Крайние балки пролетных строений отличаются от промежуточных количеством пучков напрягаемой арматуры, а также наличием односторонних выпусков арматуры.

Плита этих пролетных строений армируется двумя плоскими сварными сетками, размещенными у нижней и верхней ее кромок. Стенка армируется двумя сварными сетками, размещенными у внешних поверхностей. Они имеют конструктивные продольные стержни и рабочие поперечные стержни. Продольные стержни примыкают к стенкам и играют роль противоусадочной арматуры.

Нижнее ребро балок армируется двумя сварными каркасами, охватывающими зону размещения пучков напрягаемой арматуры.

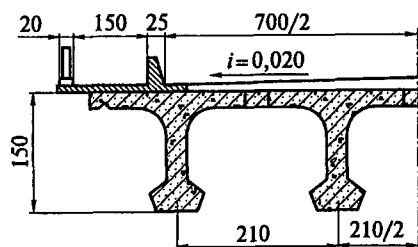


Рис. 7.11. Компонировка поперечного сечения сборных ребристых пролетных строений с напрягаемой арматурой

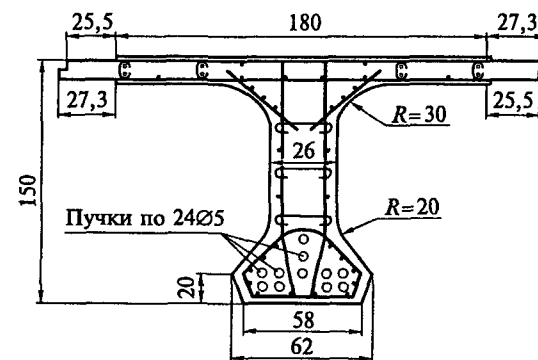


Рис. 7.12. Поперечное сечение ребристых балок в пролете и на опоре и их армирование ненапрягаемой и напрягаемой арматурой

В зоне присоединения плиты к стенкам наклонно размещены стержни противоусадочной арматуры.

Напрягаемую арматуру в этих балках выполняют из высокопрочной проволоки диаметром 3...6 мм, что позволяет экономить металл и создавать в арматуре высокие напряжения. Для удобства армирования высокопрочную проволоку диаметром 5 мм объединяют в пучки (рис. 7.13) с числом проволок от 18 до 60.

Проволоки в пучке располагаются концентрически с обмоткой каждого ряда тонкой проволокой. Пучок может быть образован из готовых семипроволочных прядей. При армировании балок используют прямолинейные и криволинейные пучки (рис. 7.14).

Прямолинейные пучки по всей длине нижнего пояса балки более технологичны, чем криволинейные. Но в стадии создания предварительного натяжения в верхнем поясе балок могут возникать большие растягивающие напряжения. В этот период балка загружена только собственным весом и эксцентрично приложенной силой предварительного обжатия. Для предотвращения трещин в этой ситуации при прямолинейном расположении пучков арматуры часть из них следует исключать из работы в приопорной зоне путем размещения в полиэтиленовых трубках или путем изоляции паклей.

При армировании криволинейными или полигональными пучками в приопорных зонах отмеченная ранее ситуация не возникает. Кроме того, на приопорных участках создается усилие предварительного натяжения, приложенное под углом к горизонтали. Вертикальная составляющая этого усилия уменьшает поперечную силу на при-

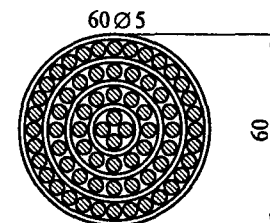


Рис. 7.13. Конструкция пучка напрягаемой арматуры

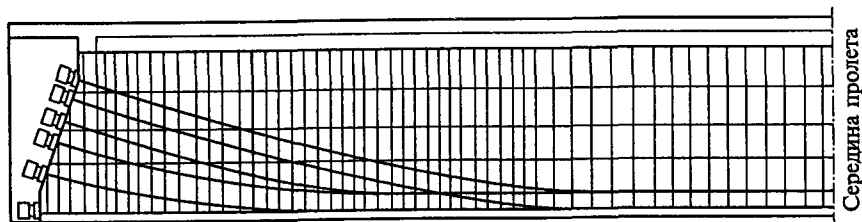


Рис. 7.14. Расположение прямолинейных и криволинейных пучков напрягаемой арматуры по длине балки

опорном участке, знак которой противоположен знаку поперечной силы от усилия предварительного натяжения в пучке. Уменьшение суммарной поперечной силы у опоры позволяет уменьшить расходы стали на хомуты или уменьшить толщину стенки.

Передача усилия с пучка на бетон после его твердения осуществляется с помощью специальных анкеров. На рис. 7.15 приведена конструкция каркасно-стержневого анкера МИИТа. Он имеет стальной стержень 4, на середине длины которого закреплена диафрагма 5 с пазами, а по концам — крестообразные упоры 2.

В анкере пучок 1 напрягаемой арматуры раскладывается на четыре пряди и прихватывается по его концам у крестообразных упоров проволочными скрутками 3. В образующуюся полость между прядями пучка проникает бетон, который заклинивает пучок в

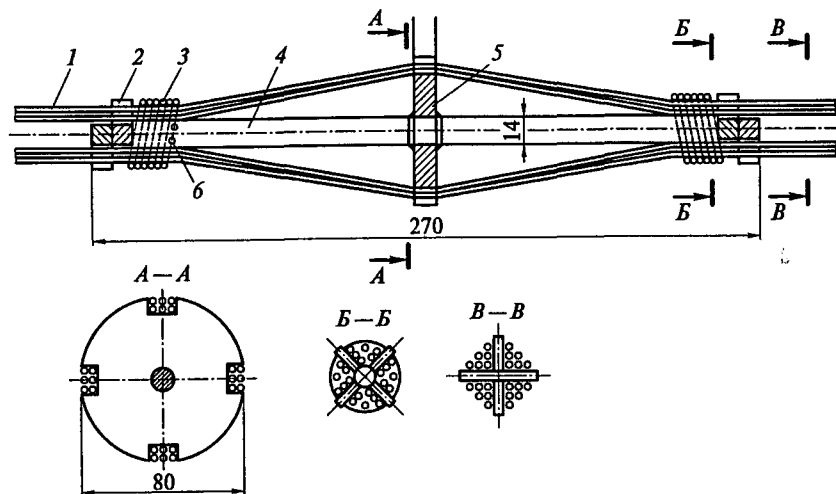


Рис. 7.15. Конструкция каркасно-стержневого анкера:

1 — пучок; 2 — крестообразные упоры; 3 — скрутки из мягкой проволоки; 4 — стержень; 5 — диафрагма с пазами; 6 — отверстие для заводки проволоки скрутки

бетонном массиве балки. Для усиления бетона в месте передачи усилия перед анкером устанавливают спиральную арматуру.

Натяжение пучков на упоры и передача усилия на бетон производится при 80 % его прочности с соблюдением симметричности натяжения и передачи путем поочередного обрезания двух симметричных пучков.

В случае, если не представляется возможным транспортировать целую перевозимые балки, применяют пролетные строения, образованные из составных по длине балок с натяжением арматуры на бетон. Проектом унифицированных сборных пролетных строений в России предусмотрены составные по длине балки длиной 15, 18, 24, 33 и 42 м.

Пролетные строения из этих балок komponуются в поперечном направлении так же, как и из целых перевозимых. При этом возможно создание их как диафрагменных, так и как бездиафрагменных. Изменение ширины моста достигается изменением количества балок.

Каждая балка составляется из отдельных заранее изготовленных блоков (рис. 7.16), армированных ненапрягаемой арматурой в виде каркасов. Для размещения напрягаемой арматуры в блоках устраивают каналы, которые могут быть внутренними (закрытыми) или наружными (открытыми). Все промежуточные (внутренние) блоки принимаются длиной 6 м по соображениям транспортировки и такелажа, а концевые блоки принимаются длиной 4,5 или 3 м, что определяется необходимостью обеспечения проектной длины пролетного строения.

Балки пролетного строения получают путем укрупнительной сборки из блоков на площадке у строящегося объекта. Блоки устанавливают на площадке в проектной последовательности и омоноличивают по швам цементным раствором или клеем. После этого в каналы протягивают напрягаемую арматуру и создают в ней усилие натяжения, которое сразу передается на бетон. На торцах концевых блоков предусмотрены стальные листы толщиной 20 мм, которые служат упором для анкеров при натяжении арматуры.

Ненапрягаемая арматура в этих блоках такая же, как в соответствующих целых перевозимых балках. Однако она не стыкуется в

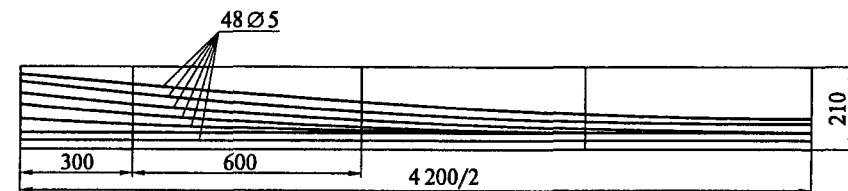


Рис. 7.16. Составные по длине балки с натяжением на бетон

поперечных швах омоноличивания балок, что снижает надежность работы поперечных балок на поперечную силу в поперечных швах омоноличивания.

Напрягаемая арматура сборных по длине балок выполняется из пучков проволок диаметром 5 мм. Часть пучков проходит прямолинейно в закрытых каналах по всей длине балки, другая часть отгибается вверх по прямолинейным каналам.

Закрепление пучков на торцах балок обеспечивается конусными анкерами (рис. 7.17), состоящими из корпуса обоймы 2 и конусной пробки 1.

Натяжение арматуры производится в два-три приема, первое натяжение осуществляют до отверждения клея, что обеспечивает хорошее заполнение поперечных швов при минимальной их толщине.

Конструкция узлов объединения балок ребристых бездиафрагменных и диафрагменных пролетных строений с напрягаемой арматурой аналогичны соответствующим конструкциям узлов объединения балок ребристых бездиафрагменных и диафрагменных пролетных строений с ненапрягаемой арматурой.

Разрезные пролетные строения на всех опорах имеют деформационные швы, которые при эксплуатации моста создают ряд проблем:

- нарушается их герметичность, вследствие чего вода проникает на торцы пролетного строения и опоры и создает условия для последующей деградации бетона и коррозии арматуры;
- нарушается ровность проезжей части, вследствие чего усиливается динамическое воздействие временной нагрузки и нарушается комфортность и безопасность движения.

Эти проблемы устраняются при применении температурно-неразрезных пролетных строений (рис. 7.18). Температурно-неразрезными пролетными строениями называют пролетные строения, образованные путем объединения разрезных балочных пролетных строений в уровне проезжей части таким образом, чтобы при горизонтальных и температурных воздействиях они работали как неразрезные, а при вертикальных воздействиях — как разрезные. Конструкция объединения пролетных строений должна обеспе-

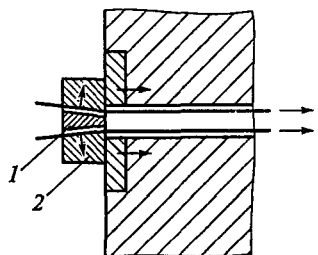


Рис. 7.17. Конструкция и схема работы конусного анкера:

1 — конусная пробка; 2 — корпус обоймы

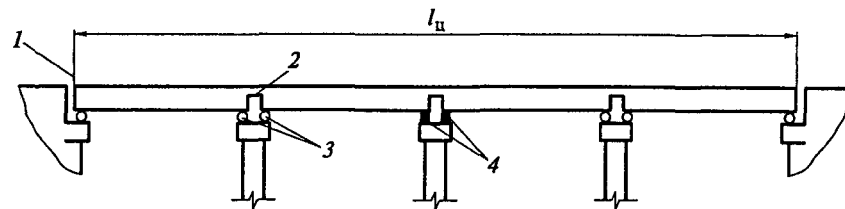


Рис. 7.18. Цепь температурно-неразрезных пролетных строений:

1 — деформационный шов; 2 — соединительная плита; 3 — подвижные опорные части; 4 — неподвижная опорная часть

чивать восприятие горизонтальных усилий и не препятствовать повороту их торцов.

Группа разрезных пролетных строений объединенных таким образом создают температурно-неразрезную цепь. Необходимо стремиться к созданию возможно большей длины такой цепи. Характер деформирования этой цепи при воздействии температуры зависит от способа расстановки подвижных и неподвижных опорных частей. Смещение пролетного строения происходит от неподвижной опорной части в обе стороны.

В зависимости от типа конструктивного решения разрезные пролетные строения объединяются в температурно-неразрезные различными способами:

- ребристые пролетные строения — по плите проезжей части в пределах всей ширины пролетного строения (рис. 7.19, а);
- плитные пролетные строения — стыковыми накладками (рис. 7.19, б).

Для обеспечения объединения сборных ребристых пролетных строений по плите проезжей части исходные элементы изготавливают с недобетонированной на концах плитой с выпусками горизонтальной арматуры (см. рис. 7.19, а). Длину соединительной плиты принимают не меньше расстояния между опорными сечениями смежных пролетных строений. В пределах этой части плиты

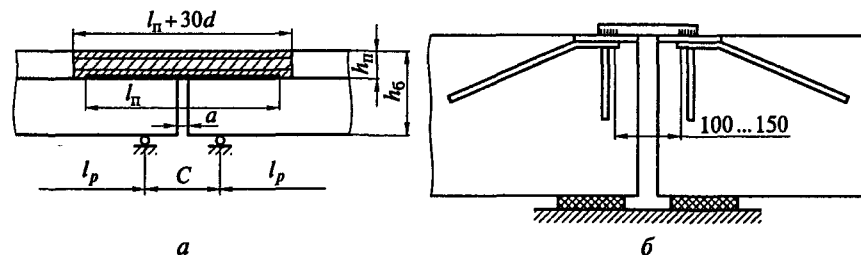


Рис. 7.19. Способы объединения ребристых (а) и плитных (б) пролетных строений в температурно-неразрезные