

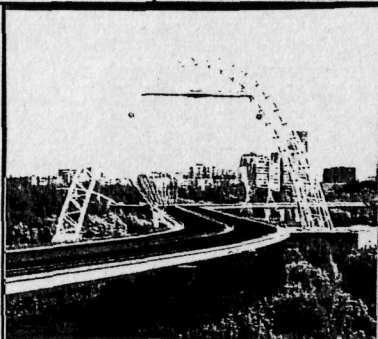
Высшее профессиональное образование

# ИНЖЕНЕРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ В ТРАНСПОРТНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

В двух книгах

Книга 2

Учебник



Транспортное  
строительство

# ИНЖЕНЕРНЫЕ СООРУЖЕНИЯ В ТРАНСПОРТНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

УЧЕБНИК

В двух книгах

Книга 2

Под редакцией д-ра техн. наук, проф. П. М. САЛАМАХИНА

*Допущено*

*Министерством образования и науки Российской Федерации  
в качестве учебника для студентов высших учебных заведений,  
обучающихся по специальности «Автомобильные дороги и аэродромы»  
направления подготовки «Транспортное строительство»*



Москва  
Издательский центр «Академия»  
2007

УДК 624(075.8)  
ББК 38я73  
И622

# РАЗДЕЛ V

## ТРАНСПОРТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ В ГОРОДАХ И НА ПЕРЕСЕЧЕНИЯХ АВТОМАГИСТРАЛЕЙ

### ГЛАВА 17

#### Конструкции транспортных сооружений в городах

##### 17.1. Виды городских транспортных сооружений

Городские надземные транспортные сооружения, обеспечивающие беспрепятственное движение транспортных средств пешеходов в городах, можно подразделить на три основные группы: пересекающие естественные препятствия местности (мосты и виадуки), предназначенные для улучшения условий движения транспортных средств и пешеходов (эстакады и путепроводы), служащие в качестве стоянок вертолетов или автомобилей.

Эстакады по расположению в плане подразделяются на прямые, криволинейные, разветвляющиеся, кольцевые и спиральные. По количеству уровней движения они могут быть одноярусными и многоярусными.

Сложные надземные транспортные пересечения являются примерами многоярусных эстакад. Они применяются в городах со сложной уличной сетью, на подходах к крупным мостам, на пересечениях с большими автомагистралями (рис. 17.1).

Когда существующие улицы не обеспечивают пропускную способность, вдоль них устраивают эстакады с одним или несколькими уровнями движения. В условиях городской застройки это практически единственный способ увеличения интенсивности движения. При организации движения транспорта вдоль городских набережных увеличение их пропускной способности достигается сооружением эстакад в пределах русла рек и каналов. В ряде случаев возникает необходимость пропуска больших транспортных потоков в определенном направлении, не совпадающем с имеющейся сетью улиц. Тогда возможен вынос движения на эстакаду, проходящую над городскими строениями в избранном направлении. Эта эстакада может быть транзитной или иметь ответвления для связи с улицами пересекаемого района.

#### Рецензенты:

директор АДИ СПбГАСУ, зав. кафедрой мостов и тоннелей,  
академик Международной академии транспорта, независимый эксперт  
ГУ РИНКЦЭ, проф. В.А. Быстров;  
Заслуженный деятель науки и техники РСФСР, д-р техн. наук,  
проф. В.В. Захаров

**Инженерные сооружения в транспортном строительстве.**  
И622 В 2 кн. Кн. 2 : учебник для студ. высш. учеб. заведений /  
[П.М. Саламахин, Л.В. Маковский, В.И. Попов и др.] ; под  
ред. П.М. Саламахина. — М. : Издательский центр «Акаде-  
мия», 2007. — 272 с.

ISBN 978-5-7695-3517-8

Приведены основные сведения об инженерных сооружениях на автомобильных дорогах: мостах, трубах, тоннелях. Рассмотрены основные системы, конструкции этих сооружений, особенности расчета и конструирования, методы и способы строительства, особенности эксплуатации и реконструкции.

Для студентов высших учебных заведений.

УДК 624(075.8)  
ББК 38я73

*Оригинал-макет данного издания является собственностью  
Издательского центра «Академия», и его воспроизведение любым способом  
без согласия правообладателя запрещается*

© Саламахин П.М., Маковский Л.В., Попов В.И. и др.,  
2007  
ISBN 978-5-7695-3517-8 (кн. 2) © Образовательно-издательский центр «Академия», 2007  
ISBN 978-5-7695-2891-0 © Оформление. Издательский центр «Академия», 2007

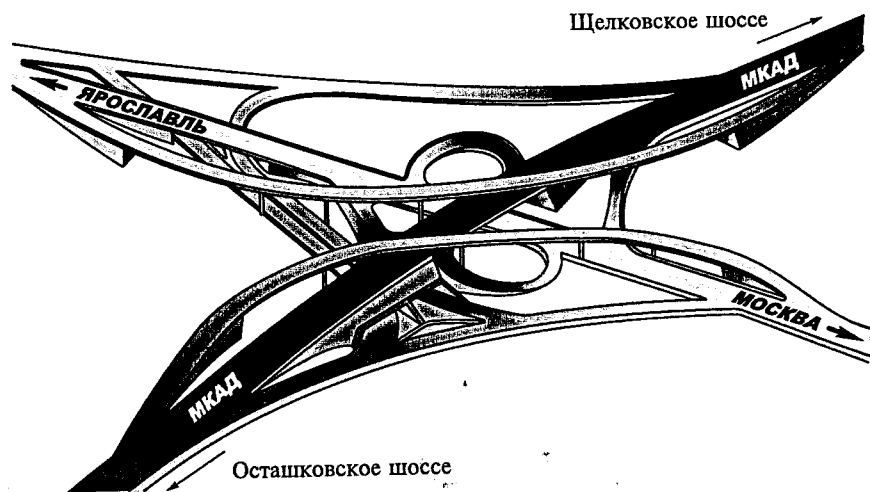


Рис. 17.1. Сложное надземное городское транспортное пересечение

Необходимость возведения эстакад возникает у аэропортов, крупных гостиниц, стадионов, в речных и морских портах. Эстакады в таких местах должны соответствовать их общему архитектурному облику и поэтому часто имеют достаточно сложную форму.

В городах, расположенных в сильно пересеченной или гористой местности, возможно устройство эстакад вдоль склонов.

К сооружениям второй группы можно отнести и подпорные стены городских набережных, так как они обеспечивают проезд вдоль рек и каналов, играя одновременно роль регулирующих движение сооружений и элементов архитектурного ансамбля города. Ко второй группе городских транспортных сооружений следует отнести и эстакады монорельсовых дорог, по которым перемещаются вагоны с пассажирами.

Обилие автомобилей в городе требует организации мест их стоянки. В центральных частях города редко можно найти достаточную площадь для устройства наземных стоянок, что приводит к заполнению улиц стоящим автотранспортом и ухудшению их пропускной способности. Во многих случаях экономически выгодно строить надземные многоярусные стоянки, относящиеся к сооружениям третьей группы. Их располагают в районах скопления большого числа автомобилей в пределах пешеходной доступности от объектов административного, культурного или бытового назначения. Иногда многоярусные стоянки занимают несколько этажей.

К третьей группе следует отнести и вертолетные площадки, обеспечивающие транспортную связь центра города с его окрест-

ностями. Вертолетные площадки располагают как на поверхности земли, так и на крышах высоких зданий.

Все перечисленные транспортные сооружения хотя и разнообразны по своей конструкции, но имеют единое назначение, заключающееся в обеспечении эффективной работы транспорта в условиях города.

## 17.2. Конструкции эстакад и путепроводов

Современные эстакады и путепроводы отличаются как разнообразием статических схем, расположением в плане, так и конструкцией. Пролетные строения эстакад и путепроводов, как и мостов, выполняют из железобетона, стали и в виде комбинаций этих материалов.

**Эстакады и путепроводы из железобетона.** Наибольшее распространение получили эстакады и путепроводы с железобетонными пролетными строениями балочной системы. Их устраивают с различными, неразрезными и реже консольными пролетными строениями.

Пролет в путепроводах определяется шириной улицы или дороги и составляет обычно не более 40...50 м. В путепроводах, расположенных над железнодорожными путями, пролеты достигают 60 м и более. Высоту пролетных строений в таких путепроводах, как правило, принимают постоянной.

В эстакадах применяют также многопролетную рамную систему. При значительной длине эстакад многопролетные рамы разделяют на секции для улучшения работы системы на горизонтальное воздействие и температурные деформации (см. рис. 9.1, з).

Широкое распространение в путепроводах, как и в мостах, находит трехпролетная рамная система с вертикальными и наклонными стойками (см. рис. 6.2, д). Соотношение пролетов в таких путепроводах принимают равным около 1 : 2. Ригель путепроводов шарнирно опирается по концам, а стойки могут быть заделаны в фундамент или сопрягаться с ним шарнирно.

Арочная система в путепроводах может быть оправдана в случае применения при весьма плотных грунтах оснований и из архитектурных соображений.

В путепроводах применяют и комбинированную систему, состоящую из трехпролетной неразрезной балки, опирающейся на вертикальные или наклонные опоры, и подкосов, соединяющих концы пролетного строения с фундаментом (рис. 17.2). В большинстве случаев подкосы размещают в конусах насыпи. Эта комбинированная система допускает регулирование усилий, благодаря чему длина боковых пролетов может составлять 1/10 длины среднего пролета. В путепроводах такой системы отпадает необходимость в



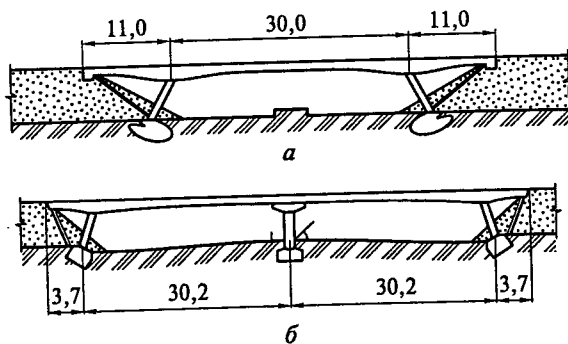


Рис. 17.2. Комбинированные системы (а, б) путепроводов

концевых опорах. При пролетах более 50 м для неразрезной балки в комбинированной системе предусматривают промежуточную опору, расположенную на разделительной полосе. Иногда путепроводы имеют вантовую схему. Такое решение может быть оправдано эстетическими соображениями или необходимостью перекрытия значительных пролетов.

Способы изготовления пролетных строений железобетонных эстакад и путепроводов не отличаются от применяемых в автодорожных мостах. Пролетные строения могут быть монолитными, сборными или сборно-монолитными.

Применение монолитного железобетона наиболее целесообразно для пролетных строений с большой кривизной или косиной, спиральных или с изменяющейся шириной по длине сооружения. Сборно-монолитные конструкции пролетных строений позволяют отказаться от подмостей и ускоряют темпы строительства, однако их труднее применять при сложной форме эстакад.

Пролетные строения, собираемые из сборных элементов, в наибольшей степени приспособлены для прямых сооружений и обеспечивают наибольшие скорости возведения.

По конструкции пролетные строения эстакад и путепроводов, как и мостов, выполняют плитными, ребристыми и коробчатыми. Область применения плитных эстакад и путепроводов балочной и рамной систем ограничена пролетами  $l = 25 \dots 30$  м. Плитные пролетные строения могут иметь постоянную или переменную высоту как в продольном, так и поперечном направлениях. При постоянной высоте поперечных сечений пролетные строения опираются на ригели рамных опор, опоры-стенки или в отдельных точках на стоечные опоры. Пролеты монолитных плит эстакад и путепроводов сплошного сечения постоянной высотой назначают порядка  $l = 10 \dots 15$  м при разрезной и  $l = 15 \dots 30$  м — при неразрезной схемах. В разрезных конструкциях высоту  $h$  принимают равной  $(1/15 \dots 1/20)l$ , в неразрезных —  $(1/20 \dots 1/30)l$ . Полную

ширину пролетного строения целесообразно задавать не более 15...20 м, чтобы не вызывать больших поперечных температурных деформаций, ухудшающих условия работы опорных частей.

Плитным пролетным строениям, опирающимся на опоры-стенки или одностолбчатые опоры, часто придают переменное поперечное сечение.

Такое изменение сечения осуществляют ступенчато или плавно по кривой. Относительную толщину свесов назначают равной  $h/c = 1/4 \dots 1/8$ , а относительную высоту несущей конструкции в утолщенной части  $h/l = 1/14 \dots 1/25$ . Для облегчения веса монолитных пролетных строений в них предусматривают пустоты.

Сборно-монолитные пролетные строения выполняют из сборных элементов — перевернутых тавров, коробчатых или сплошного сечения брусьев, объединенных для совместной работы монолитным бетоном, поперечной ненапрягаемой или напрягаемой арматурой.

Сборные плитные пролетные строения образуются чаще всего из пустотелых блоков шириной 0,3...1,0 м. Объединение в поперечном направлении осуществляют предварительно напряженной арматурой или шпонками.

Наиболее ответственным участком неразрезных плитных пролетных строений является надопорный узел. В неразрезную систему конструкцию объединяют установкой или стыковкой продольной арматуры. Разрезные плитные элементы могут быть объединены в температурно-неразрезные пролетные строения. Сборные плитные пролетные строения монтируют обычно из цельнопролетных блоков. Пролеты  $l = 10 \dots 12$  м можно перекрывать конструкциями с ненапрягаемой рабочей арматурой, а большие пролеты перекрывают сборными элементами с предварительным напряжением.

Ребристую конструкцию эстакад и путепроводов балочной и рамной систем применяют при  $l = 30 \dots 45$  м. Для монолитных пролетных строений в современных конструкциях характерно применение двух—четырех ребер в поперечном сечении. Форму ребер из условия простоты распалубливания принимают прямоугольной или трапециoidalной. Толщина ребер обычно бывает достаточной для размещения в них необходимой напрягаемой арматуры без устройства уширений, и ее назначают равной  $a = 0,2 \dots 1,0$  м. Расстояния между ребрами принимают в пределах 2...5 м.

Эффективным решением ребристых монолитных пролетных строений является применение в поперечном сечении попарно двух сближенных ребер при расстояниях в свету между ними до 4,0...4,5 м (рис. 17.3, а). В такой конструкции достигается экономия материала в сравнении с пролетными строениями, имеющими сечение, приведенное на рис. 7.3, б, при сохранении всех ее до-

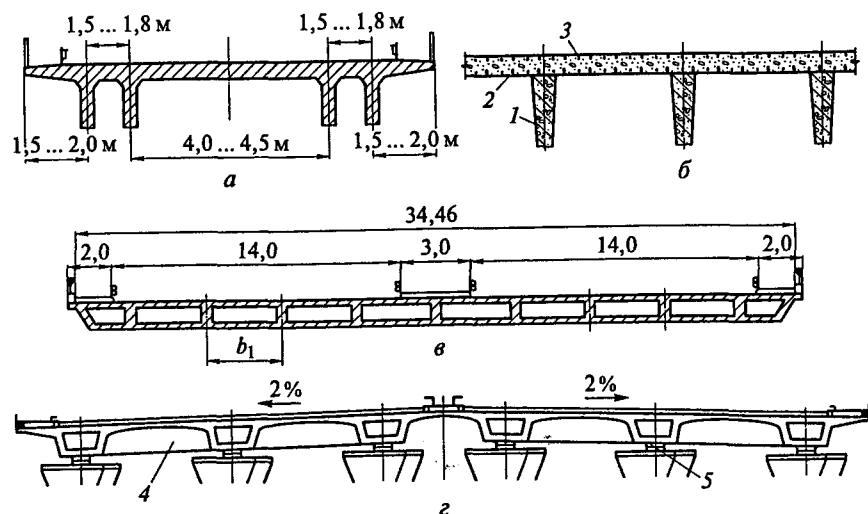


Рис. 17.3. Пролетные строения эстакад:

*а* — монолитные с попарно расположенными ребрами; *б* — сборно-монолитные; *в* — монолитные многоконтурные; *г* — монолитные с отдельными коробчатыми балками; *1* — балка заводского изготовления; *2* — лист опалубки; *3* — монолитная плита; *4* — диафрагма; *5* — опорная часть

стоинств. По расходу бетона указанное сечение приближается к замкнутому, но имеющее с ним преимущество из-за упрощения опалубки и уменьшения затрат при изготовлении.

Относительная высота монолитных ребристых пролетных строений составляет  $h/l = 1/18 \dots 1/30$ . Ребристые монолитные конструкции целесообразны для прямолинейных и криволинейных с незначительной кривизной сооружений. Возможно их применение и для косых пересечений.

Диафрагмы, обеспечивающие поперечную жесткость пролетным строениям в узких косых конструкциях, располагают нормально к продольной оси, а в широких — по косому направлению.

Сборные ребристые пролетные строения в балочно-неразрезной и рамной системах имеют относительную высоту  $h/l = 1,15 \dots 1/25$ . Расстояния между ребрами в поперечном сечении пролетного строения назначают в зависимости от способа их соединения между собой. Балки с диафрагмами устанавливают через  $0,6 \dots 1,6$  м, а бездиафрагменные балки могут быть раздвинуты до  $2,5 \dots 2,8$  м.

В качестве сборных элементов ребристых пролетных строений принимают балки таврового, П-образного сечения, а также komponуемые из плоских элементов ребер, плит и диафрагм.

В городских эстакадах и путепроводах сборные ребристые балки обычно объединяют в продольном направлении в неразрезную или рамную многопролетную систему.

Сборно-монолитные ребристые пролетные строения составляют из сборных элементов: ребер, представляющих собой разрезные балки, и монолитной плиты проезжей части, устраиваемой по верху балок (рис. 17.3, *б*). Поперечные диафрагмы выполняют монолитными или сборными. Сборные балки изготавливают прямолинейными длиной  $l = 10 \dots 40$  м и высотой  $h = (1/15 \dots 1/20)l$ . Поперечные сечения таких балок принимают прямоугольными, двутавровыми, трапецидальными и в виде перевернутых тавров. В поперечном сечении балки устанавливают с шагом  $1 \dots 3$  м. Их армируют ненапрягаемой и напрягаемой арматурой. Для объединения сборных балок с монолитной плитой проезжей части предусматривают выпуски ненапрягаемой арматуры.

Часто в качестве опалубки верхней плиты применяют тонкие железобетонные плиты (толщиной  $30 \dots 50$  мм), укладываемые по верхнему поясу сборных балок (см. рис. 17.3, *б*).

Широкое применение в эстакадах и путепроводах сложного очертания нашли коробчатые пролетные строения, имеющие повышенную жесткость на кручение. Монолитными коробчатыми пролетными строениями балочно-неразрезной и рамной систем перекрывают пролеты от 20 до 70 м. Большие по длине пролеты перекрывают вантово-балочные эстакады и путепроводы с монолитной коробчатой балкой жесткости.

Эстакады с пролетами более 70 м возводят обычно на подходах к крупным городским мостам. Высоту пролетных строений назначают чаще всего постоянной вдоль пролета. Ширину пролетного строения принимают в зависимости от заданного габарита проезда в пределах до 20 м. При большей ширине возводят рядом несколько отдельных пролетных строений.

В поперечном сечении монолитных пролетных строений предусматривают один или несколько замкнутых контуров (рис. 17.3, *в*). Из архитектурных соображений стенки пролетных строений проектируют криволинейными или наклонными. Высоту одноконтурных сечений  $h$  назначают равной  $(1/15 \dots 1/20)l$ . При этом толщина стенок обычно составляет  $0,2 \dots 0,5$  м, нижней плиты — не менее  $0,12$  м, а верхней плиты  $h_n = (1/12 \dots 1/15)b_1$ , где  $b_1$  — расстояние между стенками (см. рис. 17.3, *в*). При увеличении толщины стенок до  $b_c = 0,5 \dots 2,0$  м высота пролетного строения может быть уменьшена и будет составлять  $(1/20 \dots 1/40)l$ . Многоконтурные коробчатые пролетные строения при ширине сооружения более 20 м и при отношении  $h/B > 1,8 \dots 1/10$  по условиям работы приближаются к многопустотным плитным конструкциям.

При ширине  $B \geq 20$  м в поперечном сечении могут быть предусмотрены отдельные коробчатые балки. При расстоянии между ося-

ми балок 8... 10 м улучшение работы верхней плиты и повышение поперечной жесткости сечения достигается установкой поперечных диафрагм в промежутках между замкнутыми балками (рис. 17.3, з).

Сборно-монолитные коробчатые пролетные строения чаще всего образуют из сборных коробчатых элементов, объединенных в поперечном направлении монолитным бетоном.

Для придания эстакаде или путепроводу благоприятного внешнего вида сборные блоки выполняют с наклонными боковыми стенками или с криволинейной поверхностью.

Сборные элементы располагают в поперечном направлении почти вплотную друг к другу или с шагом, соответствующим интервалу расстановки стоек или столбов опоры.

Сборные коробчатые пролетные строения в поперечном сечении могут состоять из одного или нескольких коробчатых блоков, объединенных по плите проезжей части. Эстакады и путепроводы со сборными коробчатыми пролетными строениями рациональны при перекрытии пролетов более 30... 40 м. Ширина коробчатых блоков обычно не превышает 25 м.

При большой ширине секций коробчатых блоков поперечная жесткость иногда обеспечивается применением сборных железобетонных или стальных элементов связей.

При постоянном сечении пролетных строений их высоту назначают в пределах  $(1/20 \dots 1/30)l$ , а при переменном сечении —  $(1/30 \dots 1/50)l$  в середине пролетов и в два-три раза большую — над опорами. В отличие от монолитных конструкций сборные коробчатые элементы не имеют массивных стенок, а число замкнутых контуров обычно не превышает четырех. Расчленение несущей конструкции на узкие пространственные и плоские сборные элементы ведет к снижению массы отдельных блоков, но при этом увеличивается число стыков в пролетном строении и усложняется его монтаж.

Железобетонные пролетные строения эстакад армируют ненапрягаемой или напрягаемой арматурой. Наиболее сложно армируются косые и криволинейные несущие конструкции. Продольную рабочую и поперечную конструктивную ненапрягаемую арматуру плитных пролетных строений в широких косых конструкциях располагают параллельно внешним граням. В разрезных косых системах поперечную арматуру размещают перпендикулярно продольной оси. В узких косых конструкциях поперечную арматуру, как правило, ориентируют перпендикулярно продольной оси.

Криволинейные неразрезные пролетные строения армируют аналогично прямолинейным. Однако из-за различной жесткости зон пролетного строения, примыкающих к наружной и внутренней граням, усилия в них будут также разными. Это требует не-

равномерного размещения продольной нижней и верхней арматуры в плане.

Продольные элементы напрягаемой арматуры в плитных пролетных строениях пропускают по всей длине конструкции, плавно переводя из нижней зоны в пролете в верхнюю над промежуточными опорами. В протяженных эстакадах напрягаемую арматуру обрывают в пролетах, отгибая ее к верхней или нижней граням.

Армирование плитных пролетных строений в поперечном направлении зависит от способа опирания на опоры. В косых пролетных строениях поперечную арматуру в надопорной зоне располагают по косому направлению, а в остальной части — перпендикулярно оси моста. Если пролетное строение опирается на одностолбчатые опоры, то продольную и поперечную напрягаемую арматуру смещают к столбу путем увеличения числа арматурных элементов, изгибая в плане продольные элементы.

Поперечное армирование плит и стенок ребристых и коробчатых пролетных строений эстакад осуществляют ненапрягаемой и напрягаемой арматурой аналогично армированию пролетных строений мостов.

Продольную напрягаемую арматуру в криволинейных пролетных строениях ставят по всей длине, сгущая в плане и внутренней грани в соответствии с распределением изгибающих моментов. Нижняя арматура может быть изогнута в плане и заанкерена на внутренних гранях несущей конструкции. Верхнюю арматуру размещают в приопорных зонах на участке отрицательных изгибающих моментов.

Косые и криволинейные сборные и сборно-монолитные пролетные строения образуются из блоков различной конфигурации в плане: прямоугольных, трапециевидальных, треугольных.

Кривизна пролетных строений по фасаду обеспечивается устройством криволинейной монолитной плитой проезжей части или применением блоков с криволинейными свесами плиты проезжей части.

**Эстакады и путепроводы со стальными и сталежелезобетонными пролетными строениями.** В современных конструкциях городских эстакад и путепроводов наряду с преднапряженным железобетоном при тех же длинах пролетов для пролетных строений широко применяют сталь. Технические решения, обеспечивающие применение стали в пролетных строениях, позволяют существенно снизить вес пролетных строений, уменьшить расход бетона для оснований опор и в ряде случаев достигнуть снижения стоимости сооружений в целом.

Наиболее распространенными являются решения пролетных строений с одностенчатыми или коробчатыми балками. При этом в настоящее время заводы-изготовители, имея эффективное тех-

нологичное оборудование, изготавливают как прямолинейные, так и криволинейные балки пролетных строений.

В прямолинейных и косых путепроводах пролетами до 12... 15 м оправдано применение в качестве основных несущих элементов прокатных двутавровых балок, установленных в поперечном сечении с шагом 3,0... 3,6 м, объединенных в уровне верхнего пояса балок монолитной железобетонной плитой.

Для объединения верхних поясов стальных балок с железобетоном плиты проезжей части чаще всего в настоящее время применяют стержневые упоры. В отдельных конструкциях нашли применение гребенчатые упоры, непрерывно проходящие по всей длине верхних поясов балок. Такое решение обеспечивает наиболее надежную связь плиты с балкой.

При пролетах эстакад от 20 до 35 м и ширине проезжей части до 10... 14 м часто используют две узкие коробчатые балки, объединенные железобетонной плитой. Замкнутые формы балок улучшают вид конструкции с нижнего уровня движения автотранспорта, а при криволинейности оси эстакады — жесткость на действие крутящих моментов.

При пролетах до 50 м и более одностенчатые балки выполняют сварными. В случае широких пролетных строений (до 25... 40 м) балки располагают в поперечном сечении попарно с взаимным расстоянием 2,5... 3,0 м и с расстоянием между парными балками до 8,0... 12,0 м. Для обеспечения благоприятного распределения усилий между балками их объединяют мощными поперечными балками, образованными на монтаже из отдельных плоских блоков. Соединения поперечных балок на монтаже осуществляют на высокопрочных болтах. Местная устойчивость стенок балок обеспечивается продольными и поперечными ребрами жесткости, располагаемыми на внутренних поверхностях стенок.

В качестве опалубки для бетонирования плиты в современных условиях используют стальные листы толщиной 12... 14 мм, подкрепленные ребрами, или профилированные стальные листы толщиной 1,5... 2,0 мм. Стальные опалубочные листы часто оставляют в конструкции, и тогда опалубка называется несъемной. Она в этом случае играет также роль внешней арматуры плиты проезжей части.

В современных эстакадах цельнометаллические пролетные строения в основном выполняют либо с применением попарно расположенных одностенчатых балок, либо с достаточно узкими коробчатыми балками, объединенными ортотропной плитой проезжей части. Также применяют коробчатые пролетные строения одноконтурного поперечного сечения.

При ширине проезжей части под два направления движения до 25,0 м достаточно бывает предусмотреть две коробчатые балки или две пары одностенчатых балок с расстоянием между ними в

осях до 12... 14 м (рис. 17.4, а). Для обеспечения пространственной работы пролетного строения по длине пролета располагают решетчатые поперечные связи или при пролетах, близких к 50... 55 м, — пространственные связи только в опорных сечениях.

Для пролетных строений общей шириной поверху до 16... 18 м чаще всего применяют одну коробчатую балку с развитыми консолями. При этом консоли верхней ортотропной плиты с вылетом до 5,0... 6,0 м могут поддерживаться стержневыми подкосами (рис. 17.4, б) или мощными поперечными балками. На виражах верхний пояс коробчатой балки выполняют наклонным (рис. 17.4, в).

На городских транспортных сооружениях следует предусматривать водоотвод с проезжей части и канализацию конденсата из под покрытия проезжей части. Для отвода воды с проезжей части устанавливают водоотводные трубки диаметром 150 мм, переходящие в водоотводные трубы, обычно располагаемые по телу опор и соединенные с общей системой водоотвода. Дренажные трубки диаметром до 70 мм обеспечивают отвод конденсата.

Для обеспечения плавного проезда автотранспорта по эстакадам и путепроводам и водонепроницаемости проезжей части по концам неразрезных ветвей пролетных строений устанавливают деформационные швы с резиновыми компенсаторами.

На пролетных строениях эстакад и путепроводов, как и на мостах, должна быть обеспечена безопасность движения транспорта

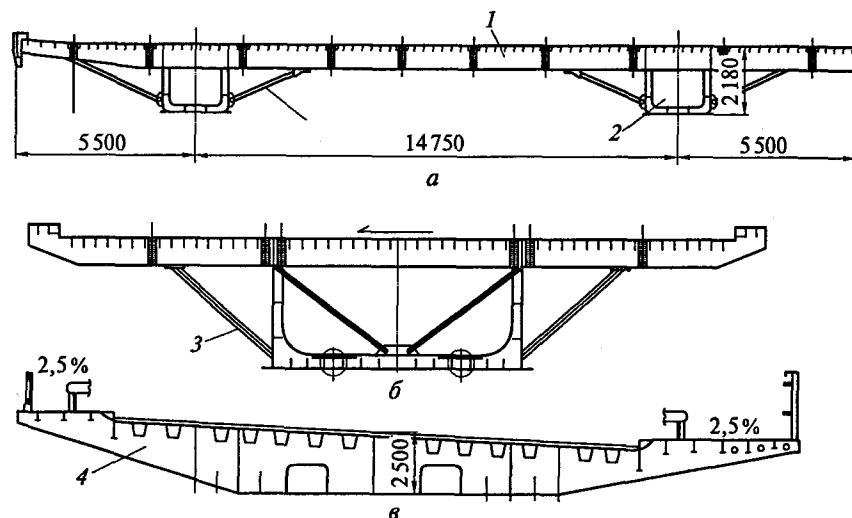


Рис. 17.4. Конструкция цельнометаллических пролетных строений эстакад: а — полуоткрытого сечения; б — одноконтурного сечения; в — с наклонным верхним поясом; 1 — ортотропная плита проезжей части; 2 — коробчатая балка; 3 — подкос; 4 — поперечная балка

и пешеходов. На современных городских транспортных сооружениях проектируют в основном стальные ограждения безопасности. При этом, как правило, устанавливают ограждения повышенной энергетической емкости. Такие ограждения имеют достаточно мощные стойки высотой 1,1 м и одну или две плоскости профилированных листов, что позволяет обеспечить надежную защиту автотранспорта от повреждения при соударении с ограждением и исключить выезд автомобилей на встречные полосы движения.

В целях смягчения шумового воздействия транспортных средств на людей и окружающую среду на эстакадах, расположенных в непосредственной близости от городской застройки, устраивают специальные шумозащитные (акустические) экраны. Экранами могут служить также естественные элементы рельефа: валы, холмы, насыпи. Функции экранов могут выполнять и высокие здания, в которых допускаются более высокие уровни шума, чем в жилой застройке (предприятия бытового обслуживания, торговли и т. п.).

Экран шумозащитного ограждения устанавливается на конце консоли верхней плиты пролетного строения. Он состоит из шумопоглощающих кассет из оцинкованной стали и звукоотражающих блоков из прозрачного поликарбоната. Высота шумозащитных экранов зависит от удаленности жилой застройки и составляет 3,0...4,0 м.

### 17.3. Конструкции многоярусных транспортных сооружений

Для обеспечения беспрепятственного движения транспорта на пересечениях нескольких скоростных автомагистралей или многополосных улиц в городах возводят многоярусные транспортные сооружения.

Существует большое разнообразие типов транспортных пересечений. Если позволяют условия местности, то наиболее простой вариант организации движения в двух уровнях осуществляется по типу «клеверного листа» (рис. 17.5, а). При этом одна из пересекающихся автомагистралей проходит на эстакаде или путепроводе. При пересечении двух автомагистралей полная развязка движения транспорта может быть обеспечена применением кольцевого путепровода (рис. 17.5, б). Такая развязка применяется в городских условиях в тех случаях, когда в узле имеется отчетливо выраженное основное направление. Если пересекаются две равнозначные по несущим потокам автомагистрали с большой интенсивностью движения, то может оказаться целесообразной развязка в трех уровнях. При этом третий уровень движения организуется над кольцевым путепроводом (рис. 17.5, в).

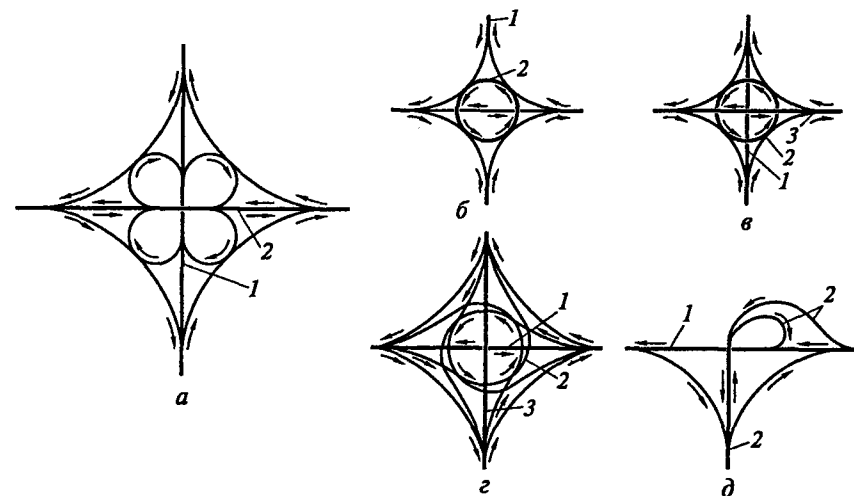


Рис. 17.5. Основные схемы (а—д) транспортных пересечений в разных уровнях:

1—3 — уровни движения

Вместо кольцевой системы развязки в трех уровнях может быть применена петлевидная система с криволинейными эстакадами на съездах (рис. 17.5, г).

Имеются случаи организации транспортных потоков в четырех уровнях.

Развязка типа «клеверный лист» требует значительной площади (6...8 га при радиусах круговых съездов 35...40 м) и большого перепробега левоповоротных потоков. Кольцевое и петлевое пересечения занимают меньшую площадь, чем «клеверный лист», в пять и более раз. Еще меньшую площадь требует пересечение в четырех уровнях. Вместе с тем увеличение числа уровней в развязке ведет к удлинению криволинейных эстакад и путепроводов в системе развязок. Выбор того или иного типа транспортного пересечения определяется соответствующими экономическими расчетами и зависит от местных условий.

Разновидностью пересечений в разных уровнях являются примыкания к большому городскому мосту и улицам. Такие примыкания организуют в двух (рис. 17.5, д) или трех уровнях.

В рассмотренных многоярусных транспортных развязках специфическими являются места разветвления или ответвления пролетных строений и опоры.

Разветвлением считают такое разделение пролетного строения, при котором число полос движения на эстакадах после разветвления остается таким же, как до разветвления (рис. 17.6, а).

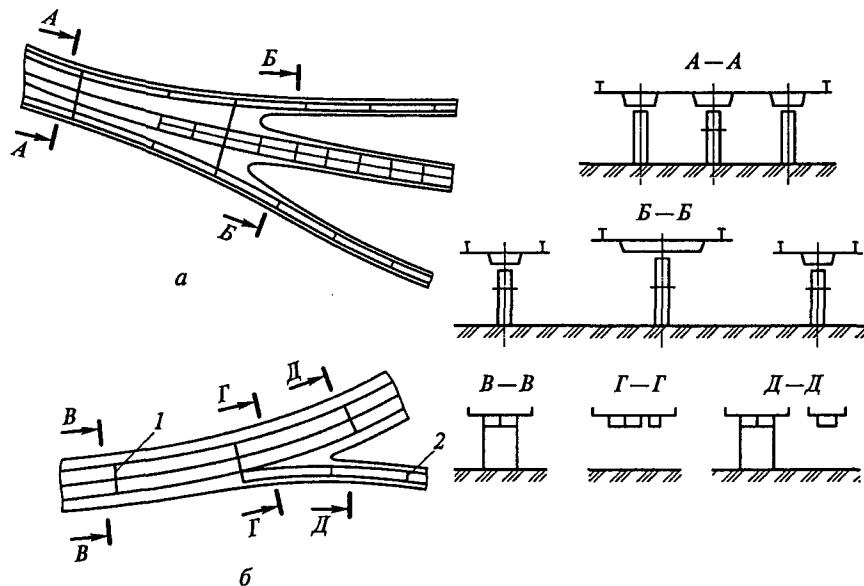


Рис. 17.6. Схемы разветвлений (а) и ответвлений (б) эстакад многоярусных транспортных пересечений:

1 — опора; 2 — диафрагма

Ответвлением считают такое разделение пролетного строения, при котором число полос движения по основному проезду сохраняется. Ответвление обеспечивает пропуск движения с меньшей интенсивностью, чем основной сквозной поток (рис. 17.6, б).

Наиболее просто осуществляется разветвление или ответвление плитных пролетных строений, при которых требуется лишь предусмотреть закругление граней несущей конструкции в месте ее разделения. По плите проезжей части возможно обеспечить разветвление и ребристых пролетных строений.

В случае разветвлений коробчатых пролетных строений вдоль конструкции предусматривают систему диафрагм, обеспечивающую постепенный переход от одного типа поперечных сечений к другим.

Так, например, возможно осуществить переход от полуоткрытого сечения с тремя замкнутыми балками (сечение А—А на рис. 17.6, а) к отдельным коробчатым сечениям (сечение Б—Б на рис. 17.6, а).

Ответвление от основной конструкции можно начинать на широкой опоре (сечение Г—Г на рис. 17.6, б). Непосредственно в месте ответвления устраивается наиболее широкая опора (см. рис. 17.6, б левее сечения Г—Г). При этом на приопорном участке про-

изводят постепенное увеличение вылета свесов верхней плиты, после зоны ответвления плиту поддерживает ребристая или коробчатая несущая конструкция.

Ответвление можно начинать и от мощной диафрагмы с консольными выступами. Конструкция пролетного строения до и после ответвления при этом может быть разной (сечение Д—Д на рис. 17.6, б).

Армирование мест разветвлений и ответвлений оказывается достаточно интенсивным из-за сложности их напряженного состояния.

Опоры эстакад, входящих в состав сложных транспортных пересечений, часто выполняют в виде столбов, устанавливаемых на раздельной полосе или между железнодорожными путями.

Общие опоры под протяженные многоярусные эстакады могут быть выполнены в виде мощного железобетонного столба, поддерживающего верхнее пролетное строение, с консолями для опирания пролетных строений съездов или разветвлений (рис. 17.7, а).

Такие опоры оказываются достаточно материалоемкими, и поэтому их применяют под эстакады с большими пролетами, перекрываемыми железобетонными или металлическими несущими конструкциями.

В стесненных городских условиях приходится возводить рамные опоры с замкнутым контуром (рис. 17.7, б) для опирания

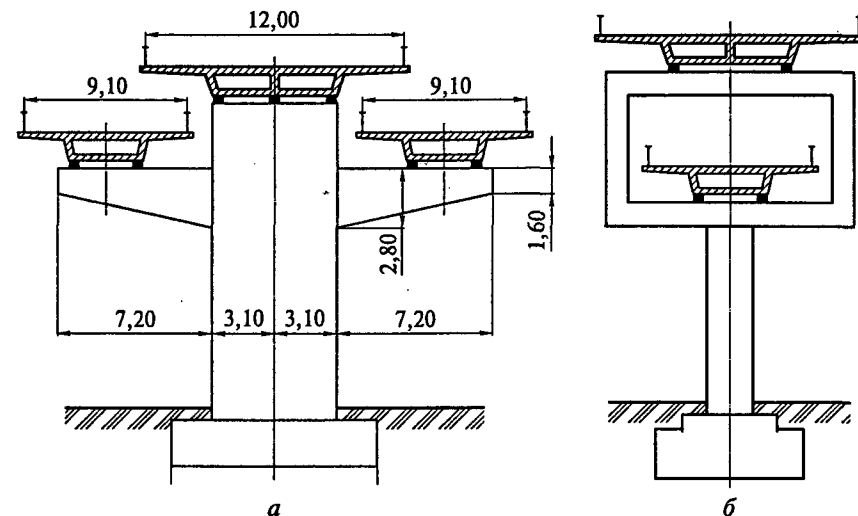


Рис. 17.7. Опоры многоярусных транспортных пересечений:

а — столбчатая с консолями; б — столбчатая с замкнутой рамной надстройкой

пролетных строений в двух уровнях. На практике находят применение также рамные П-образные и Г-образные опоры.

Опоры сложных транспортных сооружений армируют как не-напрягаемой, так и напрягаемой арматурой. Опоры, на которые опираются несколько пролетных строений, армируют напрягаемыми пучками в вертикальном и горизонтальном направлениях.

Пучки, проходящие по всей высоте опоры, имеют глухие ан-керы в фундаменте. Натяжение таких пучков производят с верха тела опоры. Арматурные элементы, расположенные в консольных частях опоры, имеют криволинейное очертание и анкеруются по боковым и нижним граням ригелей.

#### 17.4. Конструкции монорельсовых транспортных магистралей

В зависимости от способа закрепления монорельса на опорах различают навесные и подвесные системы эстакад монорельсовых транспортных магистралей. Навесные системы обычно имеют од-ностолбчатые опоры, снабженные ригелем, на который опира-ются монорельсы. Если для каждого направления движения пред-усматриваются отдельные эстакады, то опоры имеют Г-образ-ную форму или выполняются в виде одиночных столбов с неболь-шим уширением сверху (рис. 17.8, а). Для эстакад, проходящих над рекой или озером, применяют А-образные опоры.

На каждую опору могут опираться сразу два монорельса, обес-печивающие движение составов в двух направлениях. В этом слу-чае опорам чаще всего придают Т-образную форму, а монорельсы располагают симметрично относительно оси опор (рис. 17.8, б). При навесной системе вагоны перемещаются по монорельсам сверху, отстоящими один от другого на расстоянии 3,5...4,5 м.

В подвесной системе монорельсы закрепляются в ригелях опор снизу, а вагоны подвешиваются к монорельсам. Для обеспечения свободной высоты под монорельсовой магистралью не менее 5,0 м требуется устройство более высоких опор, чем в навесной систе-ме (рис. 17.8, в). Наряду с Г- и Т-образной формами опор в под-весной системе находят применение опоры в виде П-образной рамы. Опоры в навесной и подвесной системах выполняют из же-лезобетона и металла. Конструкция опор и монорельсов в подвес-ной системе обычно более сложна и материалоемка, чем в навес-ной системе. Однако вагоны подвесных дорог могут быть легче, а их движение более плавным.

Навесная и подвесная системы монорельсовых транспортных магистралей могут быть объединены в одну комбинированную систему. Такие монорельсовые эстакады стали применять в после-дние годы.

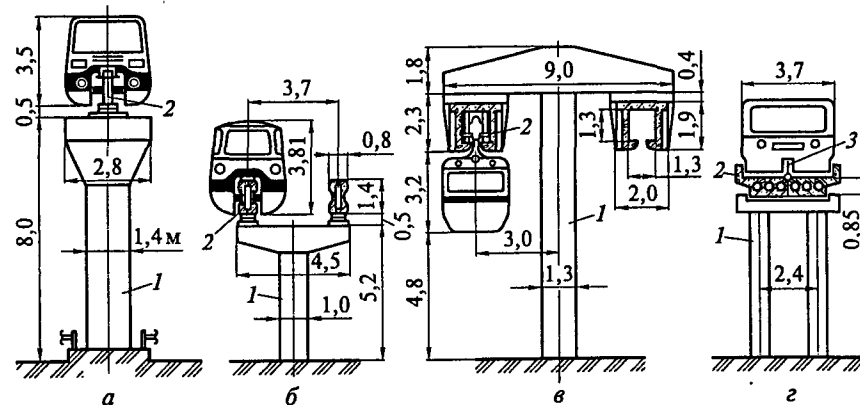


Рис. 17.8. Основные типы монорельсовых дорог:

а, б — навесной системы; в — подвесной системы; з — на воздушной подушке;  
1 — столбчатая опора; 2 — монорельс; 3 — направляющий элемент

Наряду с рассмотренными системами монорельсовых эстакад в отдельных случаях применяют эстакады с перемещающимися по ним поездами на воздушной подушке. Для создания воздуш-ной подушки между вагонами и монорельсом последнему при-дают корытообразную форму. Такая форма обеспечивается при использовании плитной несущей конструкции, по краям кото-рой предусматриваются стенки (рис. 17.8, з), а также плитно-ребристой с перевернутым П-образным сечением. Для направле-ния движения поездов в монорельсах устраивают специальные элементы.

Пролеты монорельсов обычно составляют от 15 до 30 м. При пересечениях рек, глубоких оврагов, железнодорожных путей или широких городских автомагистралей их пролеты увеличивают до 50...60 м. Иногда для пропуска монорельсов над такими препят-ствиями возводят путепроводы и мосты.

Опоры эстакад монорельсовых дорог, проходящих над город-скими улицами, обычно располагают в пределах предохранитель-ной полосы или резервной зоны.

Для предохранения проезжающих по улице автомобилей от со-ударения с опорами вокруг них предусматривают защитные огра-ждения.

По статической схеме монорельсы могут быть балочно-разрез-ной, балочно-неразрезной или рамной системы. Для обеспечения подвижности монорельсов под действием температурных дефор-маций и временной нагрузки через 60...70 м по их длине устра-ивают деформационные швы, а также устанавливают шарнирно-подвижные опорные части.



Для обеспечения плавного движения поездов, а также предотвращения раскачивания вагонов в их подвеске устраивают систему несущих и стабилизирующих колес.

Простейшая конструкция подвески вагона навесной дороги состоит из одного (или двух спаренных) несущего колеса, являющегося одновременно тяговым, перемещающегося по верхней грани монорельса, и двух стабилизирующих колес, упирающихся в боковые грани монорельса (рис. 17.9, а). Более совершенной в смысле создания надежной горизонтальной устойчивости поезда является система, имеющая четыре стабилизирующих колеса.

При подвесной системе дороги расположение колес подвески зависит от формы поперечного сечения монорельса. При П-образном сечении монорельса несущие колеса перемещаются по консольным выступам нижнего пояса, а стабилизирующие — по стенкам (рис. 17.9, б). Металлический двутавровый монорельс допускает расположение несущих колес по нижнему поясу, а стабилизирующих — по кромкам нижнего пояса и стенки.

В случае комбинированной системы монорельсовой эстакады предусматриваются две подвески: соответственно для навесной и подвесной систем. При этом несущие колеса перемещаются по специальным рельсовым путям, укладываемым по консольным поперечным балкам, которые, в свою очередь, прикрепляются к монорельсу.

Несущие и стабилизирующие колеса могут быть пневматическими или металлическими. Пневматические колеса в большей степени, чем металлические, способствуют развитию колебаний мо-

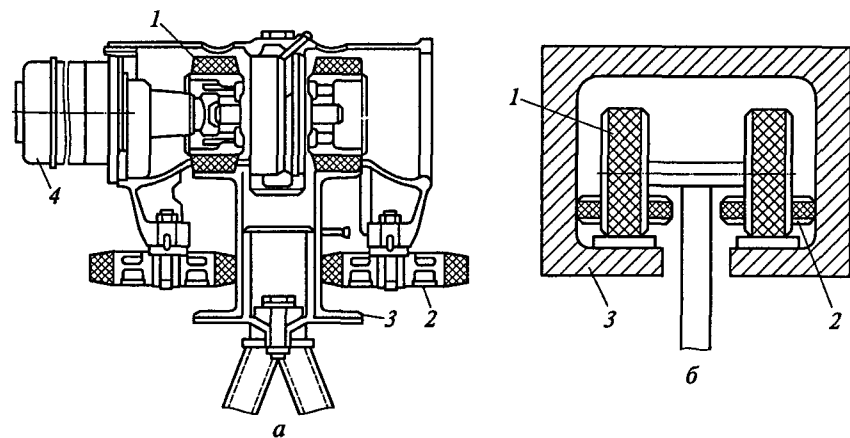


Рис. 17.9. Системы подвесок вагонов монорельсовых транспортных магистралей:

а — навесная; б — подвесная; 1 — несущие колеса; 2 — стабилизирующие колеса; 3 — монорельс; 4 — тяговый электродвигатель

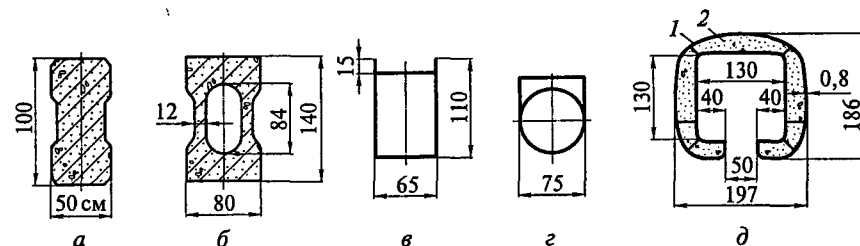


Рис. 17.10. Поперечные сечения монорельсов из железобетона (а, б), стали (в, г) и сталежелезобетона (д):

1 — стальная балка-монорельс; 2 — бетон заполнения

норейса. Удачным оказывается применение стальных колес, покрытых по ободу резиной.

Поперечные сечения монорельсов отличаются достаточным многообразием. Железобетонные монорельсы выполняют прямоугольного, двутаврового, П-образного или коробчатого сечения в зависимости от длины перекрываемых пролетов. При пролетах 15...18 м применяют прямоугольные монорельсы. Во многих случаях на их боковых поверхностях предусматривают немного выступающие площадки, которые представляют собой направляющие плоскости для стабилизирующих колес (рис. 17.10, а). При пролетах 18...25 м в монорельсах устраивают пустоты, облегчающие конструкцию (рис. 17.10, б). Если расстояние между опорами эстакад превышает 22...25 м, то используют монорельсы двутаврового, П-образного или коробчатого сечения. Иногда перечисленные типы сечений применяют и при меньших пролетах.

Железобетонные монорельсы наиболее удобны в навесной системе монорельсовой эстакады. Металлические балки в качестве монорельсов применяются как в навесной, подвесной, так и комбинированной системах эстакад. При небольших пролетах монорельс образуют из одного-двух двутавров или двух швеллеров. Для пролетов от 15 до 40 м металлические монорельсы выполняют сварными с замкнутым поперечным сечением (рис. 17.10, в, г). Такие сечения особенно целесообразны при несимметричной схеме подвески, поскольку они лучше сопротивляются кручению.

При небольших для монорельсовых эстакад пролетах, а также в комбинированных системах коробчатое сечение развивают по высоте. Стенки таких балок усиливают ребрами жесткости, а внутри монорельса располагают диафрагмы, обеспечивающие жесткость контуру поперечных сечений.

При подвесной системе монорельсовых эстакад находят применение сталежелезобетонные монорельсы. При этом монорельс может быть железобетонным и лишь выступающие консоли, поддерживающие пути для несущих колес, выполнены из металла.



Иногда металлическую балку монорельсов устраивают с внутренними замкнутыми полостями. Для уменьшения шума при проходе поездов полость заполняют монолитным бетоном (рис. 17.10, д). Движение несущих пневматических колес или колес, покрытых резиной, осуществляется по металлическим пластинам или деревянным брусам.

Применяемые для монорельсов опорные части по конструкции не отличаются от устраиваемых в мостах, эстакадах и путепроводах.

Продольная арматура железобетонных монорельсов подвесной системы обычно представляет собой пучки из высокопрочной проволоки. В монорельсах навесной системы армирование производится как напрягаемой, так и ненапрягаемой арматурой.

Важной частью монорельсовых дорог являются стрелочные переводы. Их устраивают при разветвлениях путей, на конечных станциях для перевода поездов на пути встречного направления, на промежуточных станциях и т. д. Конструктивно они могут быть двух типов: жесткими и гибкими.

Жесткую конструкцию стрелочного перевода выполняют в виде подвижного участка пути, на котором жестко закреплены и связаны между собой прямолинейная и криволинейная балки монорельсов.

Гибкая конструкция стрелочного перевода в пределах своей длины имеет металлический монорельс, отгибаемый в нужное положение в плане для стыковки с несколькими монорельсами, расположенными вне стрелочного перевода.

Неотъемлемым компонентом монорельсовой дороги являются станции, предназначенные для ожидания поездов, посадки в них и высадки. Конструкция станции зависит от местных условий, интенсивности пассажиропотоков и интервалов движения подвижного состава.

В пригородных зонах, где монорельсы пересекают небольшое количество улиц и автомобильных дорог, платформы станций могут быть расположены на высоте всего 1...2 м от поверхности земли. В пределах города платформы должны быть расположены на высоте не менее 5,0 м от уровня проезжей части на улице. Если для каждого направления движения устраивают отдельный монорельс, то станция располагается между монорельсами. Для предотвращения падения пассажиров при посадке и высадке между платформами и монорельсами должны быть предусмотрены предохранительные сетки или перекрытия.

Иногда станции устраивают непосредственно внутри городских зданий. Покрытие станций посадки и высадки в последние годы выполняют из прозрачного или дымчатого органического стекла. Лестничные сходы также оформляют стеклянным покрытием в целях предохранения лестниц от попадания дождя и снега.

Число платформ и их ширину определяют в зависимости от пассажиропотока. Длину платформ назначают на 4...8 м больше длины наибольшего состава. На широких улицах для схода с платформ проектируют пешеходные мостики.

## 17.5. Другие виды городских транспортных сооружений

Помимо рассмотренных транспортных сооружений в инфраструктуре крупных городов эксплуатируются пешеходные мосты, подпорные стены городских набережных, вертолетные площадки на крышах высоких зданий, многоэтажные надземные автостоянки, трубопроводные мосты. Все эти транспортные сооружения способствуют обеспечению надежных транспортных связей внутри города и улучшению транспортной обстановке в целом.

**Пешеходные мосты.** Пешеходные мосты предназначены для пропуска только пешеходного движения, что определяет их планировочные и конструктивные особенности. Их применяют на пересечениях как с естественными препятствиями, так и с автомобильными, железными дорогами и улицами, для создания пешеходных уровней, отдельных от всех других видов движения.

Пешеходные мосты через реки сооружают в тех случаях, когда поблизости нет городского моста с пешеходными тротуарами, а пешеходное движение достаточно интенсивно. Пролеты таких мостов через судоходные реки должны обеспечивать соответствующий подмостовой габарит.

Пешеходные мосты возводят также над железнодорожными путями вблизи станций и многополосными городскими улицами и автомагистралями. В этом случае они являются альтернативой подземным пешеходным тоннелям.

Обязательным является строительство пешеходных мостов через пруды и озера в городских парках.

В отличие от других мостовых сооружений пешеходные мосты могут иметь значительные продольные уклоны, достигающие 6 % в основной части и до 16 % — на лестничных или пандусных подходах (рис. 17.11). В пешеходных мостах через большие реки и каналы, а также вблизи вокзалов и крупных торговых центров помимо лестничных сходов предусматривают эскалаторы. Минимальную площадь занимают спиральные сходы.

В последние годы широкое применение нашли пешеходные мосты закрытого типа, имеющие покрытия из органического стекла. В таких мостах иногда предусматривают движущиеся тротуары (травелаторы) в виде непрерывной ленты. Такие тротуары-ленты проходят по пандусам и мосту и позволяют значительно увеличить пропускную способность сооружения.

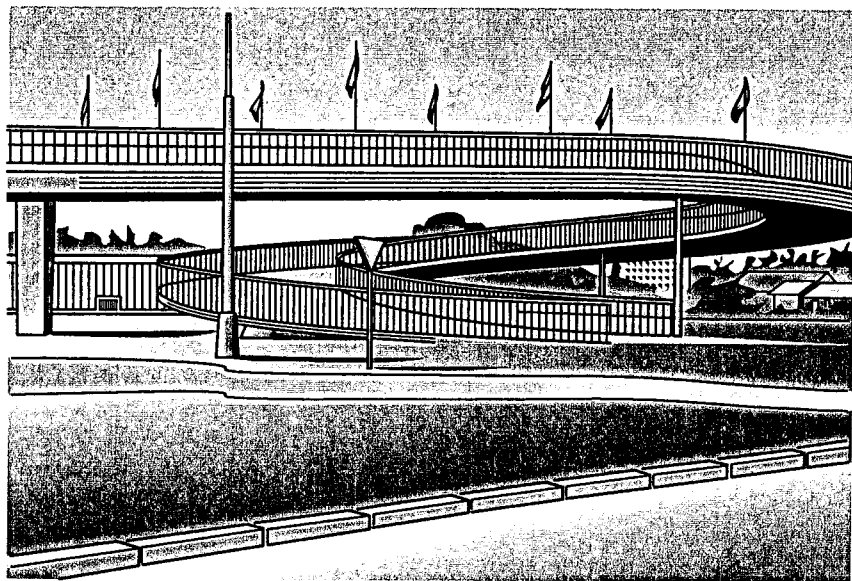


Рис. 17.11. Спиральный пандусный сход пешеходного моста

По статической схеме пешеходные мосты выполняют балочно-разрезной, балочно-неразрезной, рамной, арочной, висячей и вантовой системами. По материалу пролетных строений пешеходные мосты делают каменными, железобетонными, стальными, сталежелезобетонными и из алюминиевых сплавов. Есть примеры возведения пешеходных мостов из полимерных композиционных материалов.

Несущие элементы деревянных пешеходных мостов выполняют в основном из клееной древесины, отличающейся хорошим внешним видом и экономичностью. Такие пролетные строения при качественном содержании оказываются и достаточно долговечными. Опоры таких мостов чаще всего выполняют из железобетона.

Балочные пролетные строения имеют в поперечном сечении несколько клееных или клефанерных балок, по верху которых устраивают деревоплиту или железобетонную плиту для восприятия нагрузки от пешеходов. Железобетонную плиту целесообразно объединять для совместной работы с клееными балками. Для этого по верхнему поясу балок предусматривают опоры как в пролетных строениях сталежелезобетонной конструкции.

В некоторых случаях применяют дощатый настил, являющийся наиболее легким по сравнению с конструкциями из других материалов. Клееные неразрезные балки образуются путем устройства стыков, например внахлестку со срезкой половины тол-

щины каждого из концов блоков и последующим обжатием их болтами.

Пешеходные мосты рамной, арочной и висячей систем позволяют перекрывать достаточно большие пролеты.

Весьма распространены пешеходные мосты из железобетона. В большинстве случаев это мосты монолитной плитной конструкции, позволяющей наиболее просто реализовать сложное очертание пролетного строения в плане. Находят применение и ребристые конструкции пешеходных мостов. Обычно в поперечном сечении предусматривают две балки при ширине более 2,5 м и одну с развитой верхней плитой при меньшей ширине.

Применение той или иной системы пешеходного моста с железобетонными пролетными строениями зависит от многих факторов, в том числе от способа монтажа и применяемого оборудования. В тех случаях, когда невозможно перекрыть движение транспорта под строящимся пешеходным мостом, используют технологию монтажа цельнопролетными балками. Если представляется возможность перекрыть движение на сроки строительства, то применяют технологию бетонирования на сплошных подмостях в стационарной опалубке. В этом случае целесообразно применить балочно-неразрезную, рамную или арочную систему.

Пешеходные мосты в виде гибкой железобетонной ленты имеют весьма малую строительную высоту. Гибкая лента одновременно выполняет функции несущего кабеля и элемента жесткости. Высота ленты практически не зависит от перекрываемого пролета и в реализованных проектах составляет  $1/200$  длины пролета. Мосты с гибкой лентой выполняют как по однопролетной, так и по многопролетной схеме.

Арочная система часто используется в мостах через каналы, пруды и реки. Такие мосты возводят из монолитного железобетона или из камня. Обычно арочные мосты имеют однопролетную схему.

В целях уменьшения собственного веса пролетных строений, особенно при перекрытии больших пролетов, целесообразно применение легких бетонов в несущих конструкциях.

Применяя стальные пролетные строения для пешеходных мостов, удается перекрывать относительно большие пролеты и уменьшать строительную высоту конструкции. Наиболее распространены для металлических пешеходных мостов балочная, рамная, висячая и вантовая системы.

Мосты с одностенчатыми стальными балками применяют при пролетах до 10...15 м. В поперечном сечении устанавливают две или более балок с взаимным расстоянием 1,5...3,0 м. В качестве проходной части устраивают железобетонную или стальную ортотропную плиту.

В современных пешеходных вантовых мостах широко применяют коробчатые балки с ортотропными плитами. При частом рас-

положении поперечных балок удается понизить высоту балки жесткости до 30...50 см (рис. 17.12, а).

Применяя алюминиевые сплавы, удается облегчить несущую конструкцию. При этом балки могут быть выполнены в виде узких коробок (рис. 17.12, б). Коробчатые балки можно располагать по краям пешеходного прохода, а ортотропную плиту устроить в уровне нижних поясов балок. Возможно по верхнему поясу узких алюминиевых коробчатых балок устроить ортотропный настил, состоящий из покрывающего листа и поперечных алюминиевых фермочек. В мостах шириной 4,0...6,0 м возможно применение одной широкой стальной коробчатой балки.

Для повышения комфортабельности движения пешеходов строятся закрытые пешеходные мосты. При этом наиболее часто применяют стальные несущие конструкции в виде ферм, балок, в том числе наклонных, и ортотропной плиты (рис. 17.12, в). Для таких конструкций важное значение имеет антикоррозионная за-

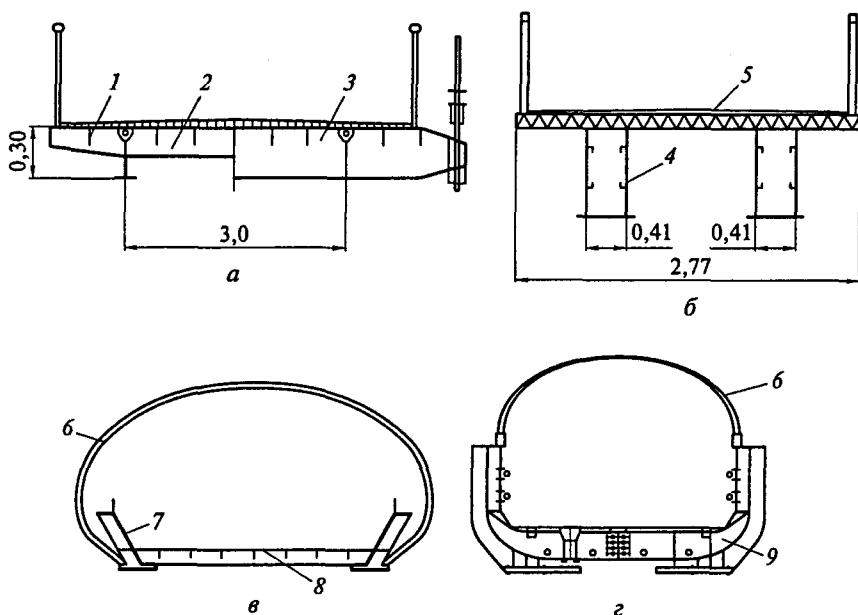


Рис. 17.12. Поперечные сечения пролетных строений пешеходных мостов:

а — с двумя балками малой высоты; б — с коробчатыми балками из алюминиевых сплавов; в, г — с остеклением; 1 — продольное ребро ортотропной плиты; 2 — промежуточная поперечная балка; 3 — повышенная поперечная балка в местах крепления вант; 4 — коробчатая балка из алюминиевого сплава; 5 — поперечная фермочка; 6 — остекление; 7 — наклонная стальная главная балка; 8 — ортотропная плита; 9 — криволинейная поперечная балка

щита стальных элементов, что достигается использованием металлizationsно-лакокрасочных покрытий.

Большое значение для городских пешеходных мостов имеет создание архитектурного облика сооружения. Для повышения эстетических достоинств пешеходных мостов используют различные приемы, включающие окраску поверхностей конструкций, придание специальных форм пролетным строениям и опорам, подсветка в темное время суток и т.д.

**Подпорные стены городских набережных.** В городах, расположенных на берегах рек, каналов, озер или морей, возникает необходимость в укреплении берегов и их оформлении. Вдоль берегов нередко устраивают магистральные улицы, разбивают бульвары и парки. Набережные используются и для причаливания судов, посадки и высадки пассажиров, а иногда и для погрузочно-разгрузочных работ.

Для удержания берегов от размыва и разрушения под действием подвижных нагрузок применяют подпорные стены. Виды и их конструкция зависят от рельефа берега, городской застройки и других факторов. В зависимости от рельефа берега набережная может быть одноярусной или многоярусной. Одноярусные набережные устраивают при высоте подпорных стен над уровнем воды до 5,0...6,0 м. В двухярусных набережных верхний ярус используется для движения транспорта, а нижние — для пешеходов.

Подпорные стены современных набережных выполняют в основном массивными из бетона или из тонкостенных железобетонных элементов сборной или монолитной конструкции. Применяют также легкие анкерные и шпунтовые подпорные стены.

Совершенствование конструкций подпорных стен идет по пути применения пространственных конструкций, состоящих из мембран и оболочек. Такие конструкции позволяют получить наиболее выразительные решения фасада стен, что бывает очень важно для городских условий.

Подпорные стены, бетонируемые на месте строительства, возводятся из бетона или с минимальным количеством конструктивной арматуры. Высота бетонных подпорных стен составляет 2,0...3,0 м. Толщина подпорной монолитной стены поверху составляет не менее 0,4 м. Изменение толщины стены по высоте необходимо для восприятия возрастающих с глубиной горизонтальных давлений на подпорную стену. Ширина стены по обрезу должна быть не менее  $0,4h$ , где  $h$  — высота подпорной стены (рис. 17.13, а). Подошва фундамента должна быть заглублена не менее чем на 1,0 м (рис. 17.13, б).

Основание подпорных стен может быть естественным или на сваях и столбах в зависимости от залегающих грунтов. Для уменьшения опрокидывающего момента, передающегося на подпорную стену, в массивных подпорных стенах устраивают разгружа-

ющие площадки из железобетонных плит или анкерные элементы (см. рис. 17.13, а). Этой же цели служат горизонтальные фундаментные элементы монолитных подпорных стен уголкового профиля (см. рис. 17.13, б).

Железобетонные подпорные стены сооружают при высоте засыпки до 4,0...7,0 м. Толщину таких стен назначают не менее 0,15 м (см. рис. 17.13, б). Армируют подпорные стены сетками и каркасами. В монолитных подпорных стенах по длине устраивают деформационные швы с шагом 10...15 м в случае массивной конструкции и с шагом 30...40 м — в случае применения железобетонных стен.

Усовершенствование конструкций подпорных стен шло по пути применения железобетона, уменьшения расхода материалов и использования таких несущих элементов, которые упростили бы работу на восприятие внешних воздействий. Применяя контрфорсы для вертикальных стен, удалось существенно снизить расход железобетона в конструкциях подпорных стен (рис. 17.13, в).

В железобетонных контрфорсных стенах, применяемых при высоте засыпки до 7,0...12,0 м, используются цилиндрические, параболические и коноидальные оболочки. Эти типы оболочек в направлении пролета между соседними контрфорсами работают

преимущественно на сжатие с небольшими краевыми моментами, что позволяет практически исключить рабочую арматуру и значительно снизить толщину оболочки. В сборно-монолитных подпорных стенах контрфорсного типа сама стена устраивается монолитной, а фундамент — сборным из отдельных блоков, расположенных с шагом 3,0...4,0 м (см. рис. 17.13, в). Масса блоков может быть различной, и она определяется возможностями краевого оборудования.

Более совершенной конструкцией контрфорсной подпорной стены является стена в виде железобетонной оболочки. Такие стены также могут быть выполнены полностью из монолитного железобетона (рис. 17.13, г) либо из сборных элементов оболочки и свай (рис. 17.13, д).

Наиболее совершенными могут считаться контрфорсные мембранные подпорные стены. В качестве мембран используются синтетические нетканые материалы или стеклопластик. Такие подпорные стены могут применяться при высоте подпора грунта до 24,0 м.

В практике строительства подпорных стен в разных странах нашли применение сборные конструкции стен, у которых грунт используется как активная среда для обеспечения устойчивости стен. Особенностью этих стен является применение поперечных анкерных элементов вилкообразной формы.

В ряде стран (Германия, Франция) в 1970—1980-е годы, а в настоящее время и в нашей стране, при строительстве городских транспортных сооружений получили распространение подпорные стены из армированного грунта, принцип работы которых подобен подпорным стенам с анкерными железобетонными элементами. Такие подпорные стены имеют ограждающие стены, например, из железобетонных плитных блоков.

К каждому такому блоку прикрепляют стальные полосы или арматурные стержни длиной более 0,8Н, укладываемые поперек стены в области засыпки (рис. 17.13, е). По мере укладки рядов блоков и монтажа арматурных стержней устраивают грунтовую засыпку слоями толщиной 25...30 см с уплотнением. Для устройства засыпки пригодны грунты, обычно применяемые для насыпей дорог.

Стоимость подпорных стен из армированного грунта меньше, чем подпорных стен из железобетона на 20...60 % при высоте стен от 2,0 до 6,0 м. Армированный грунт отличается монолитностью, исключаяющей возможность возникновения концентрации давления на основание. В то же время он представляет собой податливую конструкцию, обеспечивающую адаптацию к деформациям основания.

Гибкие подпорные стены устраивают из железобетонного или стального шпунта, например в случае тесненных городских ус-

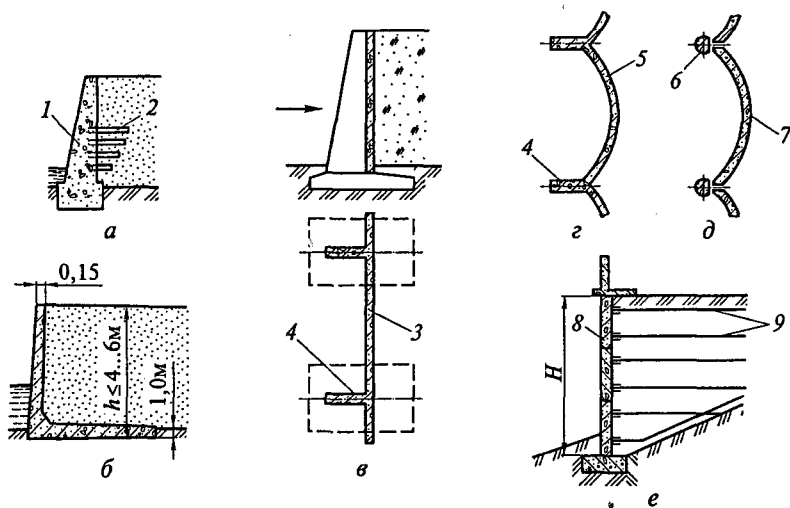


Рис. 17.13. Монолитные и сборно-монолитные подпорные стены набережных:

а — вертикальная; б — уголкового профиля; в — контрфорсная; г, д — оболочечные; е — из армированного грунта; 1 — массивная стена; 2 — железобетонная разгружающая плита; 3 — монолитная стена; 4 — контрфорс; 5 — монолитная железобетонная оболочка; 6 — свая; 7 — сборный элемент оболочки; 8 — блоки ограждающей стены; 9 — стальные полосы

ловий. Для повышения сопротивляемости гибкой подпорной стены распору грунта ее верхнюю часть можно заанкерить в грунте засыпки.

Стальные гибкие подпорные стены строят с облицовкой наружной поверхности. На верхней части стены устраивают карниз. Подпорные стены из стального шпунта экономичны и менее трудоемки, чем железобетонные.

Конструкция подпорных стен постоянно совершенствуется. В качестве ограждающих элементов подпорных стен предлагается, например, использовать складчатые железобетонные оболочки различной формы. Максимальная толщина железобетонной складки может быть всего 10 см, а минимальная — 7 см. Стены такой конструкции имеют повышенную жесткость на изгиб из своей плоскости.

**Надземные автостоянки.** Одной из важнейших проблем современных крупных городов является парковка автомобилей. Как показывают исследования, автомобили индивидуального использования большую часть времени находятся на стоянках, чем в пути. Это обстоятельство приводит к тому, что многие городские улицы заполнены стоящими автомобилями, препятствующими использованию улиц на полную ширину. Возникают проблемы с парковкой автотранспорта у крупных торговых центров, станций метро, стадионов, офисов.

В целях улучшения транспортной обстановки в городах строят многоэтажные автостоянки. Наиболее экономичными являются надземные автостоянки.

Автостоянки предназначены для стоянки автомобилей без их технического обслуживания. В этой связи к таким стоянкам предъявляются требования по облегченным условиям въезда и установки автомобилей, а также беспрепятственного выезда со стоянки.

Наиболее распространены автостоянки рампового типа. Такие стоянки отличаются экономичностью, относительной простотой возведения, небольшими сроками строительства. Первые рамповые автостоянки появились в США в 1935 г.

Оптимальным является строительство автостоянок с 6...7 этажами. Коэффициент использования площадей в них составляет более 60 %. Наиболее крупные автостоянки рампового типа вмещают более 2 000 автомобилей.

Для стоянки 1 000...1 500 автомобилей возводят автостоянки с наклонными перекрытиями (рис. 17.14). Этот тип стоянок отличается наиболее полным использованием имеющихся площадей, но требует более длинных перемещений автомобилей внутри стоянок.

Конструктивно многоэтажные автостоянки представляют собой здания, чаще всего из монолитного железобетона, в наибольшей степени отвечающим требованиям пожароустойчивости и

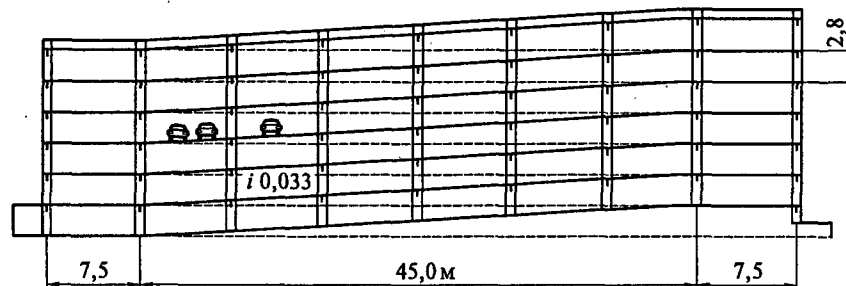


Рис. 17.14. Схема автостоянки с наклонными перекрытиями

коррозионной стойкости. Здания автостоянок образуются из фундамента, колон, перекрытий, рампы, лифтовых шахт и стеновых ограждений.

Надземные автостоянки монтируют также из стальных конструкций. Имеются примеры сочетания стальных и железобетонных конструкций для строительства многоэтажных автостоянок. Стальные каркасные автостоянки наиболее эффективны в качестве временных сооружений, возводимых на период резкого увеличения автомобилей в определенных местах города. Такие автостоянки являются чаще всего сборно-разборными.

В густой городской застройке с узкими улицами возникает необходимость сооружения автостоянок на ограниченной площади. В этом случае возводят так называемые механизированные автостоянки. Такие автостоянки позволяют использовать более 80 % площади здания. Автомобили без водителей на лифтах поднимаются на нужный этаж и затем горизонтальным перемещением направляются на место стоянки. В центральной части здания круглого или прямоугольного очертания в плане обычно располагается шахта с лифтоподъемником, а по бокам — боксы для стоянки автомобилей. В шахте имеются несколько лифтоподъемников для одновременного подъема и спуска автомобилей. Лифтоподъемник снабжается поворотной платформой со специальной тележкой, которая автоматически выдвигается с автомобилем на место хранения.

**Вертолетные площадки на крышах зданий.** Вертолетный транспорт получает все большее применение в городских условиях в связи с огромным ростом числа автомобилей и ухудшением в связи с этим транспортной обстановки. Основное преимущество вертолетного транспорта состоит в возможности обеспечения высоких скоростей передвижения, большой маневренности и независимости от дорожных условий. Недостатки связаны с малой провозной способностью, относительной дороговизной, шумом и зависимостью от погодных условий.

В отличие от аэропортов вертолетные площадки, не требуя специального отвода земель, могут быть построены на крышах высоких городских зданий. По сравнению с наземными площадками надземные также имеют преимущества, заключающиеся в возможности размещения вертолетных станций в центре города и более облегченных условиях захода вертолетов на площадку.

К недостаткам площадок на крышах зданий следует отнести: трудность размещения вертолетов, необходимость устройства специальных подъемников для пассажиров, сложность устройства топливно-заправочных средств, сложность эвакуации с площадки неисправного вертолета.

Примером использования крыши здания для устройства вертолетной площадки может служить городской аэровокзал в Нью-Йорке. Оригинальное решение реализовано в ОАЭ: вертолетная площадка круглой формы вынесена от крыши высотного здания на стальных подкосах.

Лучшая форма вертолетной площадки — круг или квадрат. Размеры площадки зависят от летно-технических характеристик и конструктивных размеров вертолетов, температурного режима района, способов взлета вертолетов.

Летно-технические характеристики вертолетов являются основным фактором, определяющим размер вертолетной площадки и конструкцию покрытия.

Для наиболее безопасного и экономичного взлета и посадки с использованием «воздушной подушки» у поверхности площадки, образуемой несущим винтом, рекомендуются размеры площадок не менее  $30 \times 30$  м для легких вертолетов массой до 4,0 т,  $60 \times 60$  м для средних массой до 12,0 т и  $80 \times 80$  м для тяжелых массой более 12 т.

Вертолетная площадка для нескольких вертолетов должна иметь специальные места их стоянок и рулежки. Размеры мест стоянок составляют по площади от 25 до 200 м<sup>2</sup> в зависимости от типа вертолетов. Ширину рулежных дорожек принимают от 6 до 15 м.

Вертолетная площадка должна иметь уклоны на поверхности для отвода воды. На взлетно-посадочной площадке должен быть обеспечен уклон не более 2,5 %, на рулевых дорожках — не более 3 % и на стоянках — не более 1,5 %.

Несущие конструкции перекрытий вертолетных площадок рассчитывают на воздействие временной подвижной нагрузки, передаваемой от колес вертолета с учетом динамического фактора. Распределение давления от колес вертолета принимают распределенными по кругу. При расчете должны быть учтены все горизонтальные воздействия и постоянные нагрузки от веса покрытия.

1. Перечислите основные виды городских транспортных сооружений.

2. При каких условиях в городе возводят многоярусные транспортные пересечения?

3. Каким образом komponуются сборно-монолитные конструкции пролетных строений железобетонных эстакад?

4. Каким образом обеспечивается устойчивость вагонов на монорельсовых эстакадах?

5. Что такое контрфорсные подпорные стены?

## Особенности расчета транспортных сооружений в городах

### 18.1. Особенности расчета эстакад сложного очертания в плане

Расчет эстакад в современных условиях производят в основном на основе метода конечных элементов (МКЭ), что позволяет в значительной степени уменьшить трудозатраты проектировщиков при одновременном получении подробных результатов во всех интересующих сечениях и узлах пролетных строений и опор. Учитывая, что в городских условиях эстакады имеют обычно сложное очертание, применение МКЭ является по сути единственной возможностью.

В мировой практике существует большое разнообразие программ расчета и проектирования, базирующихся на аппроксимации несущих конструкций стержнями, плоскими и объемными конечными элементами (рис. 18.1).

Задача расчета по МКЭ сводится в общем случае к составлению и решению систем линейных алгебраических уравнений вида

$$[R]\{Z\} + \{R_p\} = 0, \quad (18.1)$$

где  $[R]$  — матрица единичных коэффициентов метода перемещений;  $\{R_p\}$  и  $\{Z\}$  — векторы реакций  $r_{ij}$  в заделках по направлению  $i$  от внешней нагрузки  $P$  и искомых перемещений  $z_i$ .

С помощью комбинации конечных элементов и с единых методических позиций могут быть аппроксимированы и рассчитаны самые разнообразные по геометрии пространственные конструкции пролетных строений эстакад с наиболее полным отражением специфических свойств железобетона под действием различных постоянных и временных нагрузок.

Выбор расчетной модели МКЭ для сложных мостовых конструкций является непростой задачей, при решении которой во многих случаях требуются теоретические и экспериментальные исследования.

Один из наиболее известных способов задания пространственной мостовой конструкции является ее представление в виде какого-то количества точек в пространстве, соединенных в определенном порядке. Эти точки могут соединяться криволинейными или прямыми линиями. Пространственные точки могут быть любыми особыми точками конструкции: перелома осей, разветвления, прикрепления связей и опирания и т.д. Линии, соединя-

ющие эти точки, также могут быть любыми пространственными кривыми, представляющими собой оси элементов конструкции, проходящие через центры тяжести сечений, а также оси, проходящие через центры изгиба или какие-либо другие заданные точки сечений, и т.п.

Задание конструкции и анализ ее схемы значительно упрощаются, если принимаются следующие дополнительные условия:

- все точки конструкции с координатами в пространстве соединяются прямыми линиями;
- соединения элементов конструкции, не передающие какое-либо усилие, и опорные закрепления моделируются шарнирно-подвижными связями, причем в месте их прикрепления шарнир перерезает сходящиеся к нему элементы;
- во всех точках системы сходящиеся в них элементы конструкции считаются жестко соединенными, передающими все виды силовых воздействий.

Порядок расчета сооружений по такой модели разбивается на три основных этапа:

1) подготовительный этап, включающий в себя изображение расчетной схемы рассматриваемого сооружения, разбиение расчетной схемы на отдельные элементы, нумерацию узлов и элементов, выбор общей системы осей координат. Затем составляются исходные матрицы жесткости отдельных элементов в местной

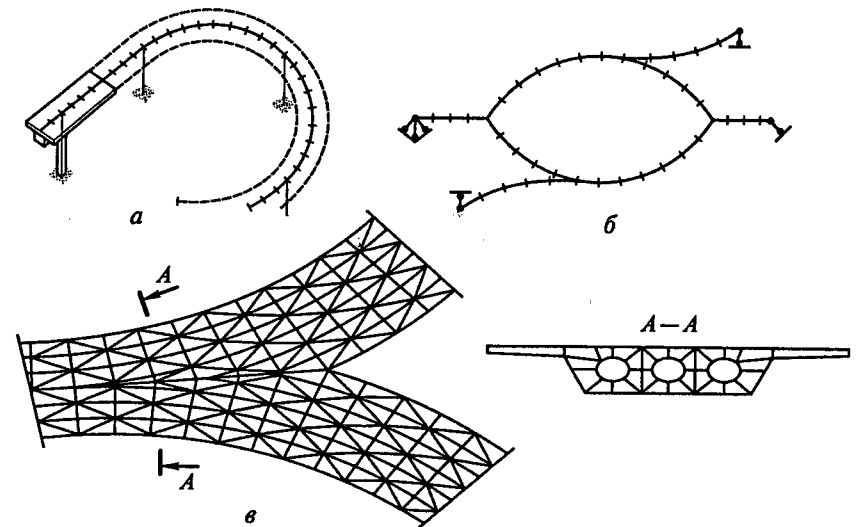


Рис. 18.1. Идеализация пролетных строений криволинейных эстакад конечными элементами:

*a* — в виде пространственных блоков пролетного строения; *б* — стержнями; *в* — пространственными элементами



системе осей координат  $[k]'$  и матрицы направляющих косинусов  $[c]$ , формируется вектор внешних нагрузок  $\{P\}$  после предварительного преобразования внеузловых нагрузок к узловым;

2) вычислительная часть расчета включает в себя определение матрицы жесткости отдельных элементов в общей системе осей координат  $[k] = [c]^T [k]' [c]$  и последующее формирование матрицы жесткости  $[R]$  для сооружения в целом. По формуле  $\{\Delta\} = [R]^{-1} \{P\}$  вычисляют вектор перемещений узловых точек сооружения в общей системе осей координат;

3) от вектора перемещений производится переход к деформациям, а от них — к усилиям и напряжениям.

Более подробно теория расчета по МКЭ и другими численным методам приведена в учебной и специальной литературе.

Для предварительной оценки напряженно-деформированного состояния криволинейных пролетных строений эстакад возможно использование и более приближенных методик, учитывающих многообразие силовых и деформационных факторов.

Криволинейные и косые пролетные строения можно рассматривать как брусья или тонкостенные стержни с недеформируемым или деформируемым контуром поперечного сечения. Для таких случаев разработаны соответствующие методики, позволяющие получать усилия, линейные и угловые перемещения, необходимые для проектирования. Для различных случаев закрепления криволинейных брусев по концам и кривизне имеются таблицы, значительно упрощающие приближенный расчет.

## 18.2. Особенности расчета конструкций монорельсовых транспортных магистралей

В общем случае расчеты элементов конструкций монорельсовых дорог не отличаются от используемых при проектировании автотранспортных эстакад и путепроводов. Вместе с тем имеются и специфические расчеты, присущие только рассматриваемым конструкциям. Прежде всего это относится к определению усилий в криволинейном монорельсе. Действительно, при движении состава по горизонтальной кривой на его вагоны действуют их вес и центробежная сила, передающиеся через упругие подвески на монорельс. Значение усилий зависит от способа подвески и ее упругости.

Рассмотрим криволинейный монорельс в навесной системе эстакады, на который действует движущийся состав (рис. 18.2). Обозначим через  $P$  вес временной нагрузки, воспринимаемый одной осью вагона; через  $Z$  — центробежную силу, действующую также на одну ось вагона. Будем полагать, что подвеска состоит из двух несущих и четырех стабилизирующих колес. При

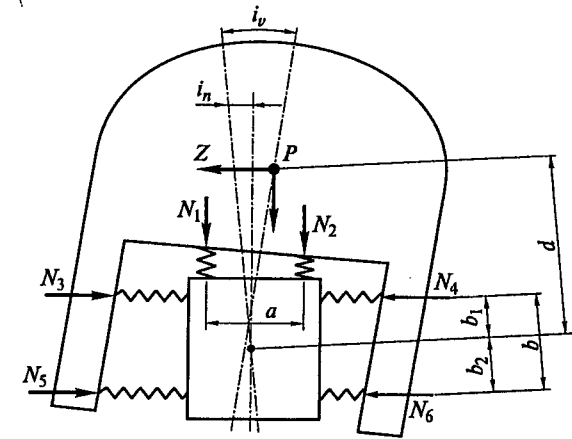


Рис. 18.2. Схема к расчету криволинейного монорельса

этом суммарную податливость одного несущего колеса и его ресоры примем равной  $c$ , а одного стабилизирующего колеса —  $c_1$ .

Для определения неизвестных усилий, действующих на балку от несущих ( $N_1$  и  $N_2$ ) и стабилизирующих ( $N_3...N_6$ ) колес, а также неизвестного угла наклона вагона  $i_v$ , составим уравнения равновесия и совместности деформаций. При этом будем считать, что силы  $N_1...N_6$  приложены перпендикулярно граням монорельса. Условия равновесия запишутся следующим образом:

$$\begin{aligned} (N_1 + N_2) \operatorname{ctg} i_n + (N_3 - N_4 - N_5 + N_6) \operatorname{tg} i_n &= P; \\ -(N_1 + N_2) \operatorname{tg} i_n + (N_3 - N_4 + N_5 - N_6) \operatorname{ctg} i_n &= -Z; \\ (N_3 - N_4) b_1 + (N_6 - N_5) b_2 + (N_2 - N_1) a/2 &= P d \operatorname{tg} i_v = -Z d, \end{aligned} \quad (18.2)$$

где  $b_1$  и  $b_2$  — плечи сил  $N_3...N_6$  относительно центра тяжести монорельса;  $a$  — расстояние между силами  $N_1$  и  $N_2$ ;  $d$  — расстояние между центрами тяжести монорельса и вагона.

Если считать конструкцию вагона абсолютно жесткой, то угол поворота, определяемый по разности деформаций любых двух упругих подвесок, должен быть одинаковым, можно записать:

$$\begin{aligned} (N_6 - N_4) c_1 / b &= (N_3 - N_5) c_1 / b; \\ (N_6 - N_4) c_1 / b &= (N_2 - N_1) c / a; \\ (N_2 - N_1) c / a &= \operatorname{tg}(i_v - i_n). \end{aligned} \quad (18.3)$$

Горизонтальное поперечное смещение на уровне центра тяжести монорельса также должно быть одинаковым для стабилизирующего колеса слева и справа от него, т.е.

$$(N_3 - N_5) c_1 b_2 / b + N_5 c_1 = -(N_6 - N_4) c_1 b_1 / b - N_4 c_1. \quad (18.4)$$



Системы уравнений (18.4) и (18.3) являются нелинейными. Учитывая допустимое значение поперечных уклонов, можно принять:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg}(i_v - i_n) &= \operatorname{tg} i_v - \operatorname{tg} i_n = i_v - i_n; \\ \operatorname{tg} i_n &= 0; \operatorname{ctg} i_n = 1. \end{aligned} \quad (18.5)$$

Учитывая формулы (18.5), системы уравнений (18.2)...(18.4) становятся линейными, из которых затем определяют неизвестные усилия и угол наклона вагона.

Если в результате расчета получается отрицательное усилие в подвеске, то это означает, что соответствующее колесо выключается из работы. Для стабилизирующих колес такое положение допустимо, так как выключающееся колесо передает усилие другому, расположенному на том же уровне. Избежать отрыва колес возможно путем их установки на монорельс с предварительным обжатием подвески. Отрыв ведущих колес вагона недопустим.

Задача распределения усилий в элементах монорельса от давления колес вагона решается приближенными способами.

#### Контрольные вопросы

1. В чем заключается применение метода конечных элементов для расчета криволинейных пролетных строений эстакад?
2. Какие аналитические методы расчета сложных в плане пролетных строений эстакад могут быть применены для определения усилий и перемещений?
3. Какую систему уравнений необходимо составить, из решения которой можно определить усилия и угол наклона в криволинейном монорельсе?

## РАЗДЕЛ VI

# ОПОРЫ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ И ВОДОПРОПУСКНЫЕ ТРУБЫ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

### ГЛАВА 19

## Конструкции опор

#### 19.1. Виды опор и фундаментов

Опоры мостов, путепроводов и других транспортных сооружений предназначены для поддержания пролетных строений и передачи давлений от них основанию.

Существующие виды опор можно классифицировать следующим образом:

- а) в зависимости от расположения:
  - *концевые* (или устои);
  - *промежуточные*;
- б) в зависимости от жесткости в продольном направлении:
  - *жесткие* (каждая опора воспринимает все горизонтальные нагрузки);
  - *гибкие* (перераспределяющие горизонтальные усилия между собой пропорционально жесткости каждой);
- в) в зависимости от времени службы:
  - *капитальные* (рассчитанные на весь срок эксплуатации мостов);
  - *временные* (используемые в течение некоторого периода времени);
- г) по виду среды расположения низа опор:
  - *обычные* (в грунтовой среде);
  - *плавучие* (в водной среде).

В зависимости от высоты опор и заглубления фундаментов их стоимость по отношению к общей стоимости сооружения составляет до 50 %, а трудозатраты по их возведению — до 70 % от полных трудозатрат.

Устои мостовых сооружений в отличие от промежуточных опор воспринимают также боковые давления грунта насыпи подходов и обеспечивают плавный проезд транспорта от податливой на-

Опоры путепроводов и других городских транспортных сооружений должны отвечать требованиям видимости и пассивной безопасности при возможном наезде на них автомобилей.

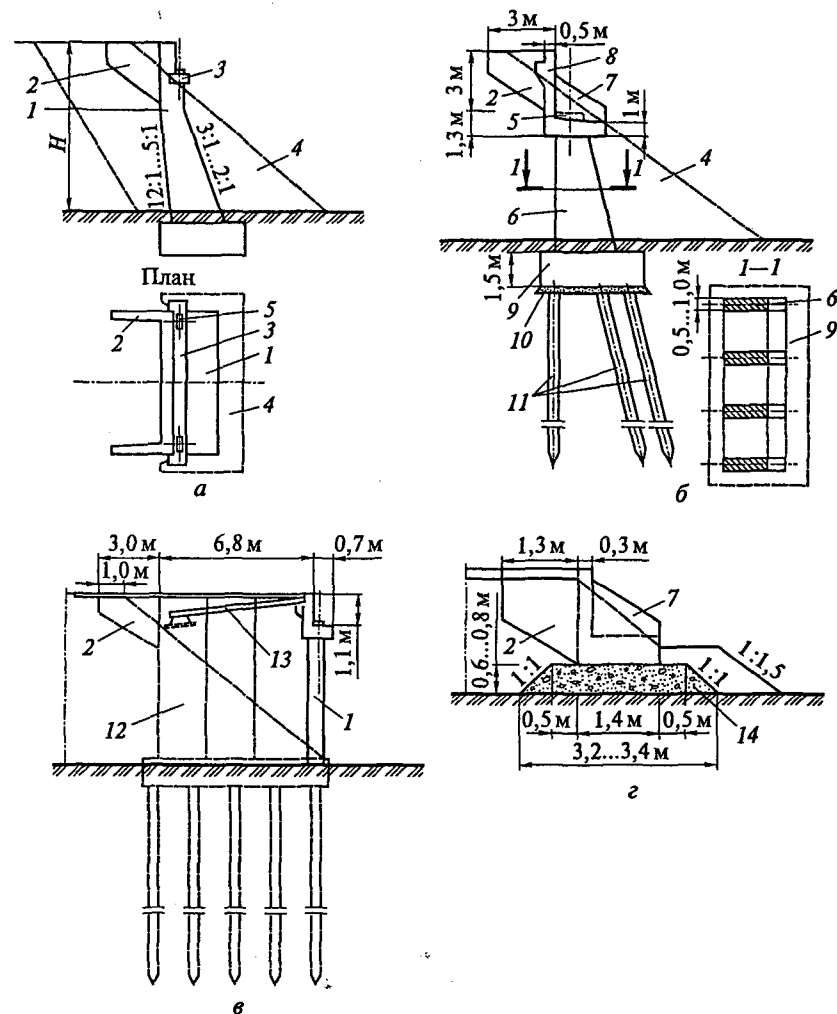
1) *обсыпные* (рис. 19.1, а, б) — свайные (однорядные, двухрядные, козловые), стоечные (однорядные и козловые с фундаментами на естественном и свайном основаниях), столбчатые, массивные;

3) *лежневые* (рис. 19.1, г).

Устои мостов и путепроводов воспринимают значительное неравномерное давление грунта засыпки, что в сочетании с другими нагрузками вызывает большие усилия в их конструктивных элементах и основании и приводит к повышенной материалоемкости.

В зависимости от действующих на опоры нагрузок и прочности залегающих грунтов основания опор могут быть естественными или искусственными. *Естественным основанием* является грунт, расположенный по низу фундаментной части опоры, которая в свою очередь представляет собой плиту, опирающуюся на грунт и воспринимающую давление, передающееся на тело опоры. *Искусственным основанием* является конструкция, расположенная в толще грунта и улучшающая свойства этого грунта в целях восприятия нагрузок и распределения их в расположенных ниже слоях грунта.

Конструкция искусственного основания входит в общем случае в состав фундамента опоры. Фундаменты опор конструктивно могут выполняться в виде массива бетона, бутобетона, железобе-



*а* — обсыпной массивный; *б* — обсыпной столбчатый; *в* — необсыпной тонкостенный; *г* — лежневый; *1* — подпорная стена; *2* — открылок; *3* — подферменная площадка; *4* — конус насыпи; *5* — подферменник; *6* — столб прямоугольного сечения; *7* — диафрагма; *8* — стенка шкафной части; *9* — ростверк фундамента; *10* — щебеночная подготовка; *11* — сваи фундамента; *12* — обратная стенка из сборных плит; *13* — переходная плита; *14* — щебеночная подушка

Фундаменты в виде сплошного массива имеют глубину заложения не более 5...6 м и опираются на достаточно прочные грун-

ты основания. Такие фундаменты еще называют фундаментами на естественном основании.

В настоящее время наиболее распространены фундаменты в виде буронабивных столбов и забивных свай. Фундаменты в виде кессонов и опускных колодцев применения практически не находят из-за их высокой трудоемкости и низкой технологичности.

По способу возведения опоры (тело опор) мостовых сооружений могут быть монолитными, сборными и сборно-монолитными.

В большинстве случаев наиболее предпочтительны монолитные опоры, возводимые на месте в стационарной или перемещающейся инвентарной опалубки. В районах с преобладанием отрицательных температур применяются сборные и сборно-монолитные опоры, монтируемые из блоков заводского изготовления с частичным использованием монолитного бетона или железобетона.

Высота опор назначается в зависимости от требований судоходства (на реках или других водных препятствиях), условий движения транспорта (особенно в городах) и местности. Так, на несудоходных реках высота опор определяется наименьшим возвышением низа пролетных строений или верха опоры над уровнем высоких вод. На реках с ледоходом верх подферменных площадок под опорные части должен быть выше УВВ не менее чем на 0,5 м.

Высота опор путепроводов над железной дорогой или трамвайными путями должна определяться исходя из высоты габаритных размеров приближения под путепроводом с учетом высоты крепления контактной сети.

При проектировании опор их основные размеры и особенно их верха должны быть увязаны с конструкцией пролетных строений. Передача усилий от главных балок пролетных строений на опоры должна обеспечивать наиболее эффективную работу их тела. В случае достаточно узких пролетных строений с шириной понизу до 4...6 м целесообразно применять опоры с постоянным сечением по всей высоте или предусматривать небольшое уширение поверху. В этом случае тело опоры испытывает в основном сжимающие напряжения.

При значительной ширине пролетных строений, состоящих из нескольких главных балок, верх опор выполняется чаще всего в виде сильно армированного ригеля, воспринимающего значительные изгибающие моменты. Тело опор в этом случае состоит из нескольких столбов или стенок (рис. 19.2, а).

При большой высоте моста верхнюю часть опор целесообразно выполнять облегченной, например в виде отдельных столбов. Наиболее удачно такое решение оказывается при коробчатых балках пролетного строения с полуоткрытым поперечным сечением (рис. 19.2, б).

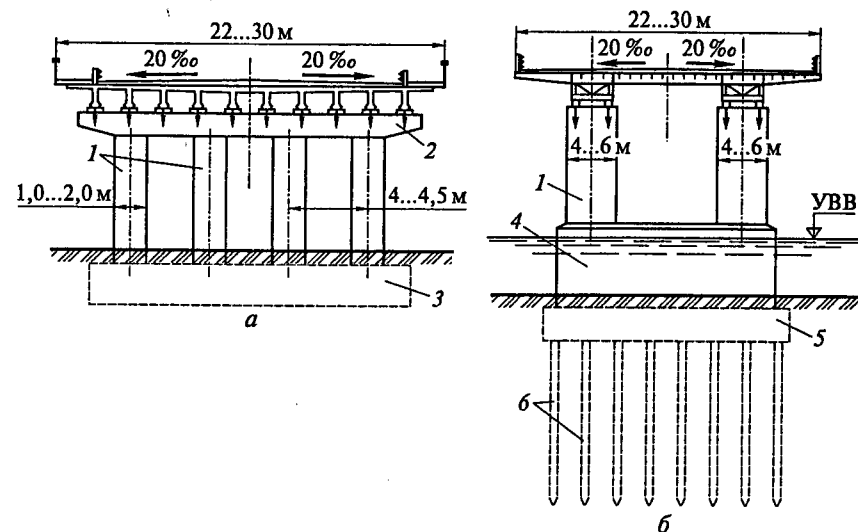


Рис. 19.2. К разновидностям промежуточных опор мостовых сооружений: а — в виде нескольких столбов, объединенных ригелем; б — в виде массива с облегченной столбчатой верхней частью; 1 — тело опоры из нескольких столбов; 2 — ригель; 3 — фундамент на естественном основании; 4 — массивная часть опоры; 5 — ростверк фундамента; 6 — свайное основание фундамента

Для городских транспортных сооружений важное значение имеют их высота и размер поперечного сечения столбчатой части опор. При многобалочной конструкции железобетонного пролетного строения ригель в простейшем случае располагается по верху столбов тела опоры и столбы жестко объединяются с ригелем. Размер поперечного сечения столбов определяется из условия работы столбов на внецентренное сжатие, а ригеля на изгиб (рис. 19.3, а).

В целях уменьшения высоты мостового сооружения можно предусмотреть так называемый скрытый ригель (рис. 19.3, б). В тех случаях, когда необходимо обеспечить работу столбов опоры от вертикальных нагрузок на центральное сжатие и тем самым уменьшить размеры сечения столбов, можно предусмотреть опирание ригеля на столбы через опорные части (рис. 19.3, в). При этом опорные части должны быть шарнирно-неподвижными, чтобы не произошло их смещения с верха столба.

Для расположения опорных частей по верху опор предусматривают подферменные площадки, с прямоугольным местным утолщением — подферменниками. В соответствии со СНиП 2.05.03-84\* высота подферменников должна быть не менее 15 см. Опорные части на подферменниках должны располагаться так, чтобы расстояние от граней опорных частей до боковых граней подферменников было бы не менее 15 см.

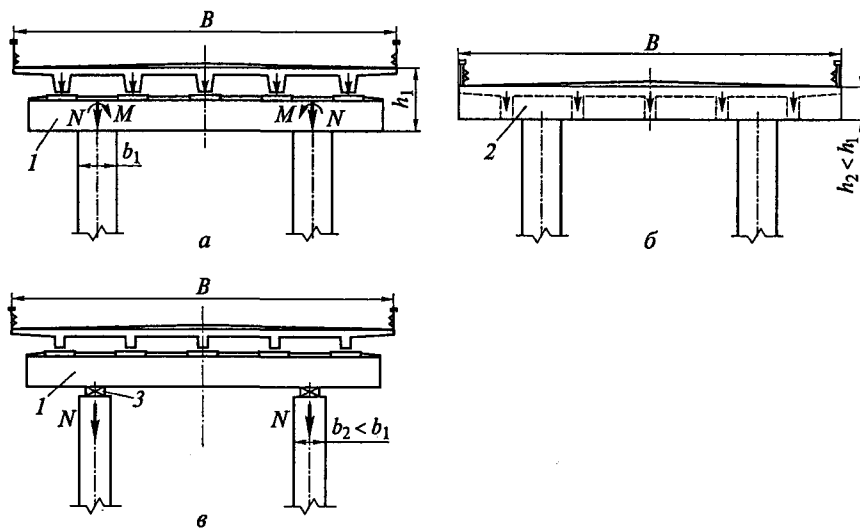


Рис. 19.3. Возможные технические решения по ригелям опор:

*а* — с расположением по верху столбов и заделкой в них; *б* — со скрытым расположением в одном уровне с верхом балок пролетного строения; *в* — с шарнирным опиранием на столбы тела опоры; 1 — ригель; 2 — скрытый ригель; 3 — шарнирно-неподвижная опорная часть

Расстояние от граней подферменников до граней оголовка или ригеля должно быть не менее:

Вдоль моста при пролетах, см:

от 15 до 30 м .....	15
от 30 до 100 м .....	25
свыше 100 м .....	35

Поперек моста, см:

для плитных пролетных строений .....	20
для всех остальных типов пролетных строений	
при опорных частях:	
резиново-металлических .....	20
плоских и тангенциальных .....	30
катковых и секторных .....	50

Оголовок устраивают с небольшими свесами для исключения потеков воды по телу опоры. Ранее по нижней грани выступающей части оголовка предусматривали так называемый слезник (канавку) для более эффективного отвода воды с верха опор.

По форме тело современных опор выполняют различной конфигурации, придавая тем самым благоприятный архитектурный вид всему сооружению. Форма тела опоры должна гармонировать

с формой пролетного строения, чтобы обеспечивать единый архитектурный ансамбль мостовому сооружению.

Прямоугольная форма тела опоры хорошо сочетается с коробчатыми пролетными строениями особенно при высоте опор до 20...30 м. Часто при такой или большей высоте опор граням тела опоры придают уклоны. В виадуках, пересекающих глубокие ущелья и имеющих высоту опор до 100 м и более, в целях уменьшения расхода бетона и одновременного придания жесткости опоре сечению опор придают двутавровую форму. Для пролетных строений с двумя или более главными балками (сплошного или полукруглого поперечного сечения) под каждую балку целесообразно предусмотреть отдельный столб прямоугольного сечения или с закругленными гранями (см. рис. 19.2, б). В русловой части моста такие опоры обычно устраивают с массивной нижней частью, подверженной воздействию ледохода. Ранее массивную часть опор снабжали специальной ледорезной частью, имевшей наклон 30 : 1...40 : 1. В современных мостах на реках с ледоходом тело опор облицовывают естественным камнем или применяют бетон с вторичной защитой наружных слоев, повышающей истирающую способность материала опор.

Опоры мостов, расположенных на суходоле, а также опоры путепроводов и эстакад в городах при пролетах до 30...40 м могут устраиваться в виде столбов, образующих и тело опоры и фундамент одновременно. Такие опоры называют еще безростверковыми. Они целесообразны в городских условиях, когда условия возведения широких опор бывают затруднены. Этот тип опор позволяет успешно использовать их для опирания косых и криволинейных пролетных строений.

При сравнительно небольших пролетах (до 20...24 м) возможно устройство опор-стенок, которые могут быть образованы из сборных плитных элементов или забетонированы на месте. Такие опоры по характеру работы являются гибкими. Также к гибким опорам относят свайные опоры, образованные из забивных свай.

Устои современных мостовых сооружений выполняют чаще всего обсыпного типа с устройством конуса насыпи или необсыпного типа с передней подпорной стеной. Последние находят применение в основном в городских транспортных сооружениях. Устои указанных типов целесообразны при высоте насыпи подходов более 3...4 м и пролетах не менее 20...30 м. При малых пролетах (до 15...20 м) и высоте насыпи до 2...3 м применяют лежневые устои.

Тело устоя обсыпного типа состоит из подпорной стены или столбов (или куста свай), объединенных поверху насадкой с откосными крыльями, входящими в насыпь подходов (см. рис. 19.1, а, б). Для обеспечения устойчивости устоя подпорная стена засыпается со стороны пролета грунтом, который образует конус на-

сыпи, который обычно укрепляется тем или иным способом (георешеткой, монолитным бетоном, сборными железобетонными плитками и т. п.).

Необсыпные устои современных конструкций выполняют из железобетона. Подпорная стена устоя имеет сверху подферменную площадку для размещения подферменников, на которые устанавливают опорные части. Фундамент устоя выполняют на забивных сваях, буронабивных столбах или оболочках. Для поддержания откосов насыпи подходов устоя снабжают обратными стенами (см. рис. 19.1, в). При необходимости удерживать откосы насыпи подходов на всем ее протяжении в створе обратных стен устоя устраивают подпорные стены, конструкция фундамента которого может меняться в зависимости от давления, передаваемого на него.

Лежневые устои в простейшем случае представляют собой шкафную часть обсыпного или необсыпного устоев. Основанием такого устоя является щебеночно-песчаная подушка толщиной 70...80 см (см. рис. 19.1, г).

Надежная работа устоя связана с качественным уплотнением грунта насыпи в сопряжении с мостом и креплением конуса и

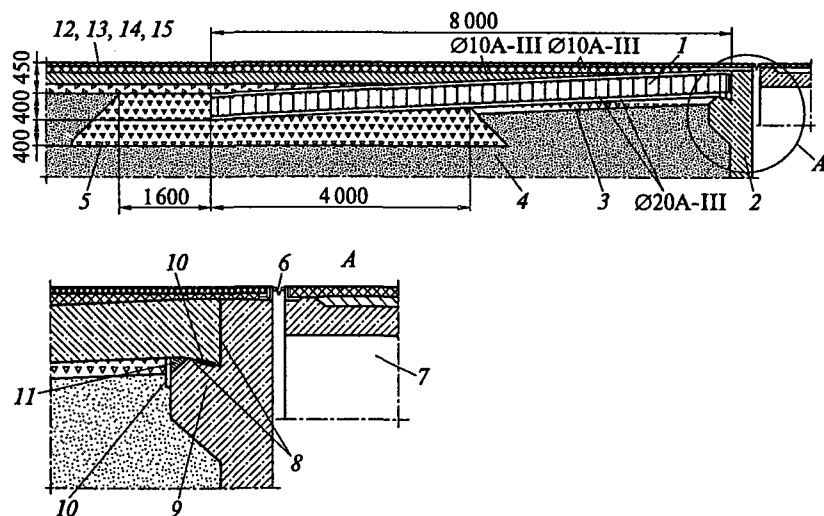


Рис. 19.4. Конструкция переходной плиты:

1 — железобетонная плита; 2 — устой; 3 — слой щебня слоем толщиной 10 см; 4 — дренирующий грунт; 5 — подушка из щебня, устраиваемая по способу заклинки; 6 — деформационный шов; 7 — пролетное строение; 8 — упругая прокладка; 9 — закладная деталь шкафной стенки; 10 — закладная деталь переходной плиты; 11 — песок, пролитый битумом; 12 — горячий плотный крупнозернистый асфальтобетон на битуме БНД 60/90; 13 — то же, на битуме БНД 90/130; 14 — щебень изверженных пород; 15 — песок с  $K \geq 3$  м/сут толщиной 8 см

прилегающих откосов. Для улучшения сопряжения мостового сооружения через устой с насыпью подходов применяют заглубленные с наклоном переходные железобетонные плиты (рис. 19.4). Крайне важно обеспечить надежный водоотвод с проезжей части мостового сооружения и подходов для предупреждения попадания воды в тело насыпи подходов. Увлажненный грунт насыпи за устоем проседает, создавая неровности перед въездом на мост и, как следствие, дополнительные удары временных подвижных нагрузок на конструкции пролетных строений.

Промежуточные опоры мостов рамной системы чаще всего выполняют массивными или коробчатого сечения. Поскольку эти опоры воспринимают значительные изгибающие моменты, то их армируют рабочей арматурой и нередко осуществляют предварительное напряжение опор пучковой продольной арматурой.

Промежуточные опоры мостов балочно-вантовой системы воспринимают значительные по величине балочные опорные реакции и поэтому их выполняют полностью массивными или облегченными за счет вырезов в теле.

Концевые опоры рамных мостов в основном не отличаются по своей конструкции от аналогичных опор мостов балочных систем, так же как и концевые опоры балочно-вантовых мостов при закреплении вант в балке жесткости.

Опоры арочных мостов, воспринимающие распор от арок или сводов, выполняют несимметричными при разной длине смежных пролетов, что связано с необходимостью уравнивать изгибающие моменты по обрезу фундамента. Из-за передачи больших по величине распоров на крайние опоры арочных мостов, их фундаменты требуют существенного развития в сторону насыпи подходов (рис. 19.5).

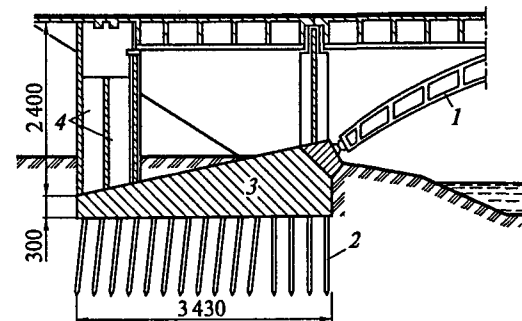


Рис. 19.5. Опора моста арочной системы:

1 — арка; 2 — забивные сваи фундамента; 3 — тело опоры; 4 — техническое помещение

## 19.2. Конструкции свайных, стоечных и столбчатых опор

Свайные и стоечные опоры нашли широкое применение в мостах с пролетами до 15... 20 м. Конструкция этих опор отличается простотой и малой трудоемкостью при возведении (рис. 19.6, а). Тело свайных опор образуется из забивных свай призматического сечения или буроопускных центрифугированных железобетонных труб.

В отечественной практике применяли типовые железобетонные призматические сваи сечением  $30 \times 30$ ,  $35 \times 35$  и  $40 \times 40$  см, а также железобетонные полые цилиндрические сваи диаметром 0,6 м. Поскольку при забивке свай достаточно сложно обеспечить их точное проектное положение, то ригель этих опор (насадка) обычно выполняют монолитным. Армирование насадки выполняют в виде сварных каркасов из стержней периодического профиля диаметром 20... 24 мм. Сваи тела опор объединяют с насадкой выпусками продольной арматуры, которые разводят и связывают хомутами (рис. 19.6, б).

В случае применения полых цилиндрических свай предварительно производят бурение скважин, в которые затем и опускают центрифугированные сваи. После этого насосом нагнетают цементный раствор, который заполняет как затрубное, так и внутри-трубное пространство. Когда все сваи будут готовы, на них устанавливают такие же, как и сваи, трубчатые стойки и сваривают стыки.

Устройство фундамента опор может быть осуществлено в проектное положение достаточно точно и поэтому насадки опор могут быть как монолитными, так и сборными. При пролетах 20... 25 м возможно применение стоечных опор, тело которых состоит из нескольких отдельно расположенных стоек, заделанных в фундамент. При этом фундамент представляет собой, как правило, ростверк со свайным основанием.

Указанные опоры часто применяют в эстакадной части городских мостов.

Если пролетные строения опираются на насадки свайных и стоечных опор через шарнирно-неподвижные опорные части, то мостовое сооружение работает в продольном направлении как многопролетная рама с защемленными снизу стойками. Совместная работа таких опор с пролетными строениями на горизонтальные нагрузки делает мосты такой системы весьма экономичными по расходу материалов на опоры.

Из-за повышенной гибкости свайные и стоечные опоры могут при большом числе пролетов воспринимать настолько большие изгибающие моменты от температурных деформаций пролетных строений, что может потребоваться увеличение поперечного се-

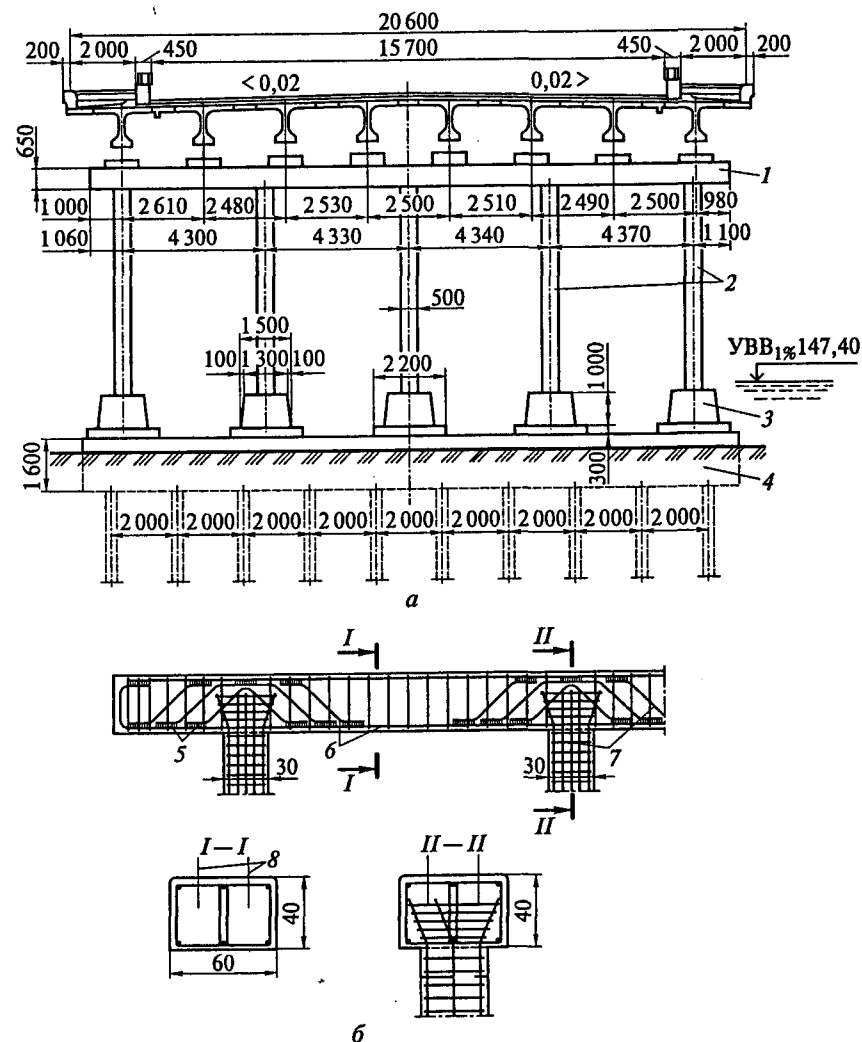


Рис. 19.6. Конструкция стоечной опоры:

1 — насадка; 2 — стойки; 3 — сборная стаканная часть фундамента; 4 — монолитный ростверк; 5 — сварные швы; 6 — каркасы из арматуры диаметром 22 мм А-II; 7 — хомуты диаметром 6 мм А-I; 8 — штыри

чения до размеров, при которых исключается основная особенность опор — повышенная гибкость.

Чтобы избежать указанного недостатка, необходимо разбить мостовое сооружение на отдельные секции, каждая из которых могла бы работать как самостоятельная продольная рама. Одна секция от другой отделяется двухрядными плоскими опорами,

каждая из которых имеет отдельный ригель. Свайные и стоечные опоры работают как гибкие при длине каждой крайней секции до 35...40 м и промежуточной — до 40...45 м. Рекомендуемая высота свайных и стоечных опор не более 5...6 м.

В мостах со свайными и стоечными опорами сопряжение с насыпью подходов осуществляют конусом или устоями в виде заборной железобетонной стенки.

К свайным опорам относятся и так называемые козловые устои (см. рис. 19.1, б). В отечественной практике применялись козловые устои типовой конструкции, разработанные для пролетных строений длиной до 42 м и высотой насыпи подходов до 8 м. При этом в конструкции тела устоев использовали типовые призматические сваи. Разновидностью такого вида устоев являются концевые опоры, образованные из центрифугированных свай диаметром 0,4 м.

Свайные и стоечные опоры иногда применяют в мостах на реках с ледоходом небольшой интенсивности. В этом случае однорядные свайные опоры защищают отдельно стоящим кустом свай или даже одной сваей.

Грани ледорезных свай усиливают стальным уголковым профилем.

В последние годы вместо стоечных и свайных опор применяют столбчатые опоры. Условно к таковым можно относить опоры с одним из размеров поперечного сечения более 1 м. Наибольшей простотой отличаются столбчатые опоры без ростверков в фундаменте.

В отечественной практике такие опоры стали возводить начиная со второй половины 1960-х годов. Первоначально такие опоры сооружали из свай-оболочек диаметром 0,8... 1,0 м из звеньев длиной до 8 м с толщиной стенок 10... 12 см. Звенья свай-оболочек соединяли с помощью фланцевых стыков болтами. Внутренние полости оболочек заполняли гидрофобным песком на высоту возможного колебания горизонтов воды для исключения опасности разрыва оболочек замерзающей внутри водой. Нижнюю часть оболочек на высоту 2,5 м заполняют бетоном для обеспечения необходимой несущей способности свай-оболочек под нижними их концами.

Столбчатые опоры имеют ряд достоинств, одним из которых является отсутствие работ по возведению ростверков.

Это преимущество приводит к снижению расхода железобетона примерно в 2—2,5 раза по сравнению с опорами массивной конструкции.

В современных условиях безростверковые опоры наиболее часто выполняют монолитными. При этом фундаментная часть опор представляет собой несколько буронабивных столбов диаметром 0,8...1,5 м, а надземная часть выполняется с различной формой

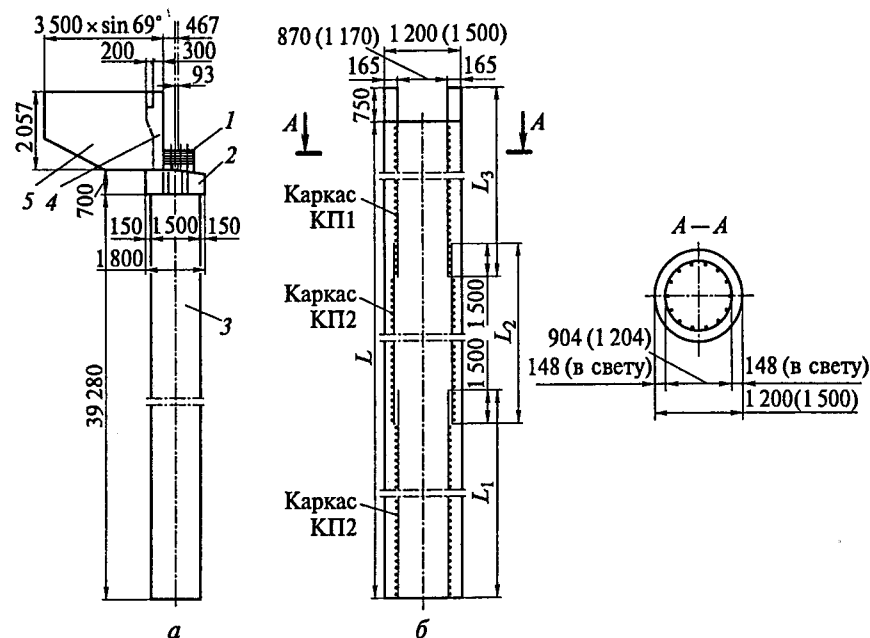


Рис. 19.7. Конструкции (а, б) безростверкового столбчатого устоя:  
1 — подферменник; 2 — насадка; 3 — столб; 4 — стенка шкафной части устоя;  
5 — открьлок

поперечного сечения. Конструкция промежуточных опор и устоев отличается только оформлением их верха.

При диаметре столбов 1,2...1,5 м и высоте насыпи до 6...8 м столбы устоя могут располагаться только вертикально (рис. 19,7, а). Подземная часть таких столбчатых опор выполняется чаще всего буронабивной конструкции.

Надземная часть бетонируется в инвентарной стальной сборно-разборной опалубке. Армирование столбов осуществляется цилиндрическими каркасами с рабочей арматурой класса А-III (рис. 19.7, б).

В районах, имеющих сезоны с продолжительными отрицательными температурами и вечной мерзлотой, в качестве столбов применяют железобетонные оболочки диаметром 1,2...1,5 м, погружаемые обязательно ниже уровня вечной мерзлоты.

Наиболее широкое применение в современной практике мостостроения нашли одностолбчатые опоры. При этом в широких мостах, путепроводах и эстакадах с габаритом проезда более 12...15 м, имеющих в поперечном сечении коробчатую или двуребристую конструкцию под каждое направление движения, предусматривают отдельные столбы.

Чаще всего сечение столба тела опоры выполняют одинаковым по всей высоте, что упрощает ее возведение в перемещающейся опалубке. В городских условиях в целях повышения архитектурных качеств сооружения столбам придают переменное по высоте сечение.

При этом форма поперечного сечения столба может быть весьма разнообразной. Обычно наибольший размер поперечного сечения столба опоры не превышает 5...8 м. В высоких виадуках этот размер может быть и больше.

Важной конструктивной частью столбчатых опор является их верх, оформленный чаще всего в виде специального уширения — оголовка. В случае когда пролетное строение образовано из двух

главных балок шириной до 1...1,5 м, целесообразно предусмотреть под каждую балку отдельный столб без уширения сверху (рис. 19.8, а).

В местах расположения деформационных швов приходится развивать верх столбов в продольном направлении эстакады, применяя небольшой оголовок (рис. 19.8, б).

Для коробчатых пролетных строений характерно применение одностолбчатых опор с различной конфигурацией оголовков (рис. 19.8, в, г, д). Использование оголовков позволяет уменьшить размеры поперечного сечения опор, но при этом сами оголовки требуют интенсивного армирования. Форма оголовка при достаточно тонкой столбчатой части опоры существенным образом влияет на архитектурный облик сооружения.

В отдельных случаях улучшению эстетического вида эстакады или виадука способствует скрытие верха опоры с опорными частями (рис. 19.8, е).

Для мостовых сооружений, имеющих несколько главных балок, становится целесообразным использование нескольких столбов при образовании тела опоры. Передача усилий от балок пролетных строений столбам производится через объединяющий столбы ригель (рис. 19.9, а, б). В многостолбчатых опорах размер поперечного сечения столбов составляет 1,5...3 м при взаимном расстоянии между столбами 2...4 м.

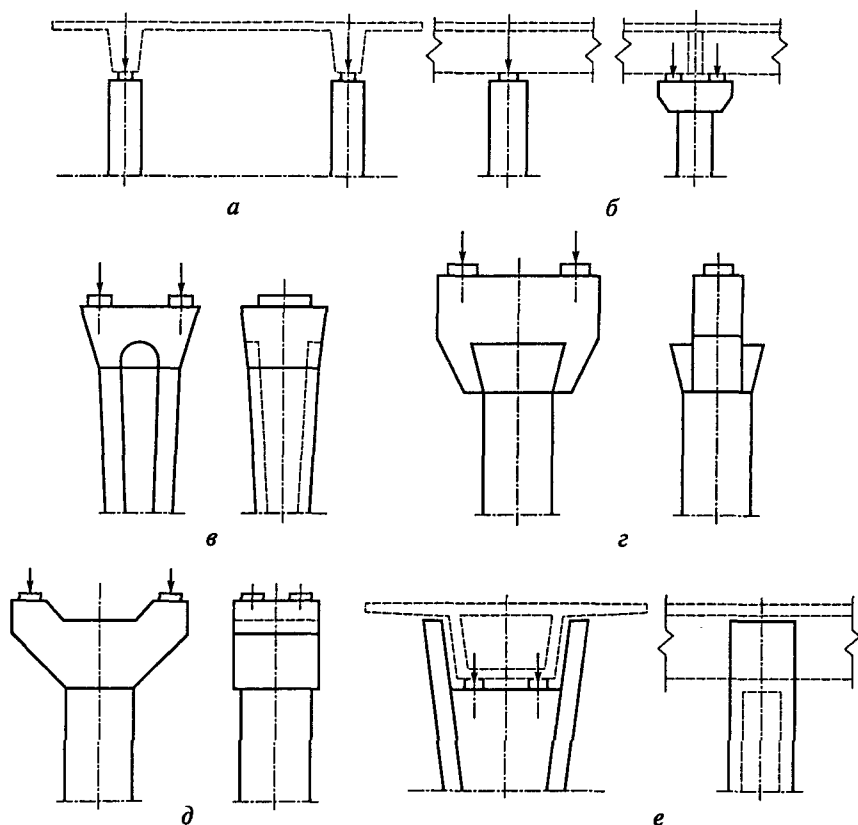


Рис. 19.8. Виды оголовков столбчатых опор:

а — без ригеля; б — с уширением верха столба в месте расположения деформационного шва; в, г, д — с различной конструкцией оголовка под пролетные строения с двумя главными балками; е — со скрытым оголовком под коробчатое пролетное строение

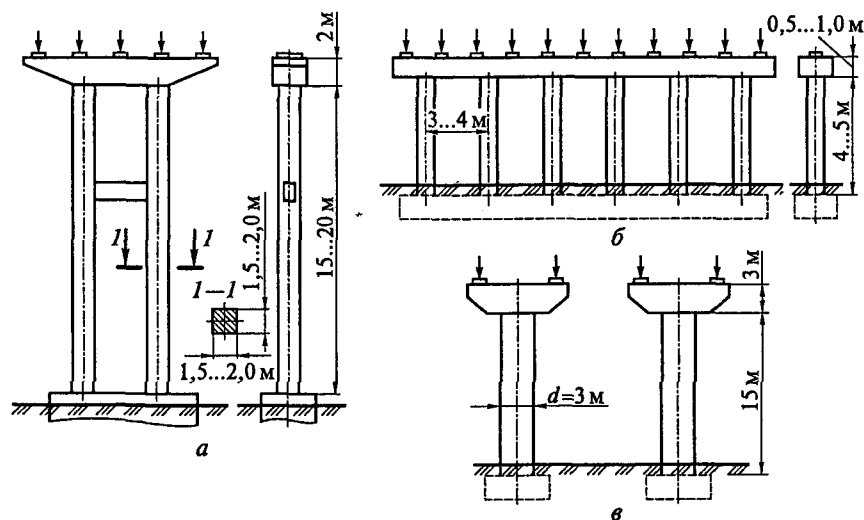


Рис. 19.9. Виды столбчатых опор:

а — двухстолбчатая в высоких мостах; б — многостолбчатая в мостах малых пролетов; в — одностолбчатая под каждое направление движения



При большой высоте столбов в целях уменьшения их гибкости столбы соединяют между собой специальными распорками (см. рис. 19.9, а).

В путепроводах, имеющих высоту опор до 5...6 м, столбы достаточно объединить между собой ригелем и фундаментной плитой (см. рис. 19.9, б).

Чаще всего многостолбчатые опоры имеют общий фундамент (см. рис. 19.9, а, б). В некоторых случаях, например когда строительство ведется в две очереди, целесообразно устраивать под каждой столб самостоятельный фундамент (рис. 19.9, в). Такое решение характерно и для разветвляющихся пролетных строений городских эстакад.

В путепроводах большое значение имеет уменьшение объема земляных работ на подходах. В этом случае столбы опоры объединяют скрытым ригелем, уменьшающим высоту сооружения.

Для защиты от проникновения воды к арматуре и разрушения бетона столбчатых опор на реках применяют антикоррозионное лакокрасочное покрытие на эпоксидной и полиуретановой основе.

Такие покрытия повышают долговечность и эксплуатационную надежность моста в целом.

### 19.3. Конструкции сборных и сборно-монолитных опор

Сборные опоры мостов были распространены в нашей стране в 1960—1980-х годах. Это было связано с необходимостью строительства большого числа мостов в различных регионах страны в течение всех сезонов года. Тот же период характеризовался и максимальным применением типовых конструкций пролетных строений в мостостроении.

Основное преимущество сборных конструкций опор заключается в обеспечении наибольших темпов строительства при минимальном объеме монолитного бетона. Наибольший эффект от применения сборного железобетона в конструкциях опор достигается при обеспечении стандартизации блоков независимо от длины пролетных строений.

В примененных на практике сборных опорах использованы два типа блоков: горизонтальные и вертикальные.

Наиболее простым техническим решением является образование тела опоры из плоских вертикально расположенных железобетонных плит, объединенных между собой шпоночными соединениями.

Блоки плит имеют сверху выпуски арматуры, заделываемые в «окна» блоков ригеля монолитным бетоном. Нижние части плит-

ных блоков заанкериваются в монолитном ростверке фундамента опоры.

Сборные опоры могут быть образованы полностью из элементов заводского изготовления: ригеля, тела опоры, ростверка и свай основания.

Такие опоры использовались под пролетные строения длиной до 30 м.

Телескопическая опора состоит из железобетонных блоков тела опоры, имеющих сквозные прямоугольной формы проемы, и ригеля, образованного из нескольких Т-образных блоков. Образующиеся в теле опоры каналы заполняются монолитным бетоном. Предварительно в эти каналы устанавливают вертикальный арматурный каркас, обеспечивающий объединение горизонтальных блоков тела опоры между собой. Сборный железобетонный ригель обжимается натягаемой арматурой из пучков высокопрочной проволоки.

Блоки тела опоры укладываются на слой цементного раствора. Вес блоков составляет 3...8 т.

При большой ширине опор (до 20 м) сборные опоры монтируют из контурных блоков небольшого размера (40×50 см) и веса (3...5 т), армированных только на восприятие монтажных нагрузок.

Монтаж контурных блоков сопровождается заделкой швов. После установки четырех-пяти рядов контурных блоков производится заполнение образовавшегося ядра бетонными блоками весом 4...5 т и монолитным бетоном.

Практика эксплуатации сборных опор указанных ранее типов показала, что эти опоры не обладают достаточной трещиностойкостью.

Этого недостатка лишены сборные пустотелые опоры без заполнения и особенно при наличии предварительного напряжения.

Промежуточное положение между сборными и монолитными опорами занимают сборно-монолитные опоры. Расход сборного и монолитного бетона на такие опоры сопоставим в отличие от сборно-монолитных опор, у которых объем монолитного бетона составляет от общего объема не более 5...10 %. Тело сборно-монолитных опор образуется из контурных блоков, выполняющих одновременно роль опалубки и монолитного ядра. Контурные блоки изготавливают из бетона классов В25...В30, что исключает необходимость в установке облицовки из натурального камня в районах с суровыми климатическими условиями.

Конструкция сборно-монолитной опоры моста с большим пролетом показано на рис. 19.10. Выше уровня высоких вод тело опоры выполнено из железобетонных оболочек, заполненных монолитным бетоном. Ниже УВВ массивная часть тела опоры образована из контурных блоков, внутреннее пространство между которы-

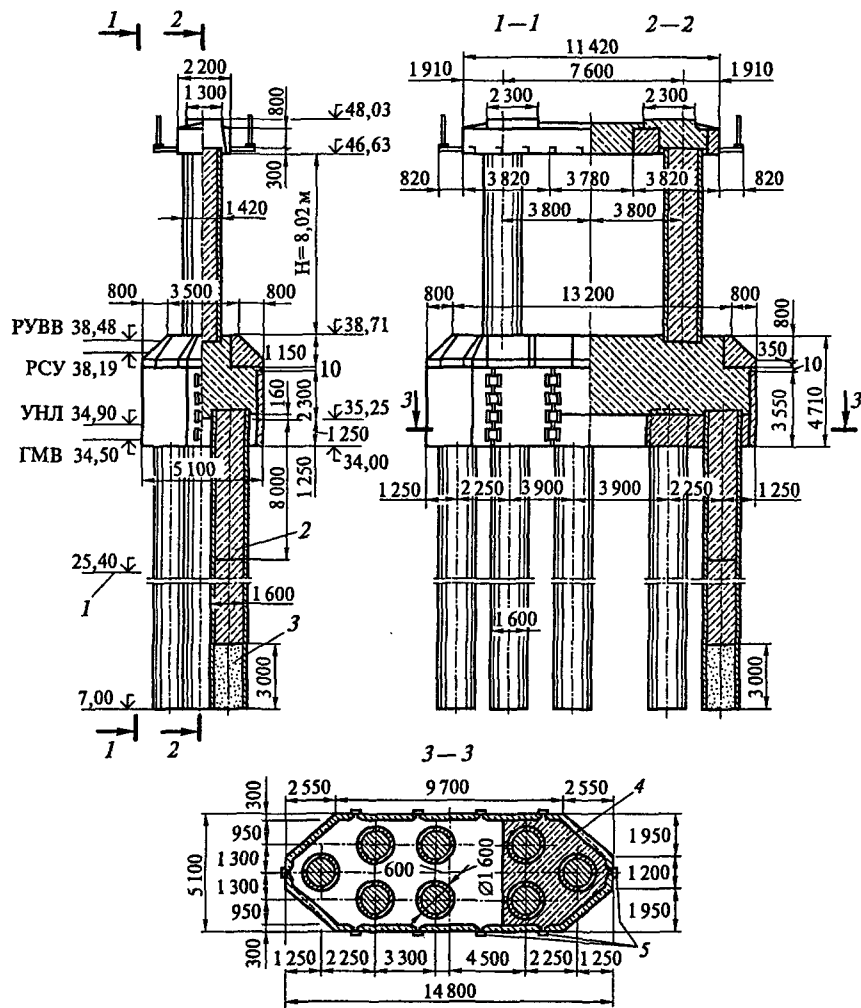


Рис. 19.10. Конструкция промежуточной сборно-монолитной опоры:

1 — отметка дна после местного размыва; 2 — граница подводного бетона; 3 — грунтовая пробка; 4 — монолитный бетон; 5 — металлические накладки

ми также заполнено монолитным бетоном. Фундамент опоры представляет собой поле оболочек с заполнением бетоном в верхней части и грунтом — в нижней.

Сборно-монолитные опоры в современных условиях целесообразны для районов с суровыми климатическими условиями. Оправдано может быть применение таких опор и в районах с умеренным климатом.

К сборно-монолитным следует отнести и свайные устои современных мостов и путепроводов. У таких опор тело представляет собой ряд свай заводского изготовления. Шкафная часть при этом бетонится на месте.

Достоинством сборно-монолитных опор является экономия стоимости и трудозатрат до 20... 40 % по сравнению с монолитными опорами.

Недостатки этих опор связаны с необходимостью снижения экзотермического воздействия монолитного бетона при возведении массивных опор, а также предотвращения сколов бетона контурных блоков при их транспортировке.

## 19.4. Конструкции монолитных опор

Современное мостостроение характеризуется широким применением монолитного железобетона, в том числе и для возведения опор различных мостовых сооружений. Для опор мостов через большие реки применение монолитного бетона позволяет получить конструкцию, обладающую наименьшей вероятностью образования ослаблений в процессе эксплуатации под воздействием течения воды и ледохода. В мостах малых пролетов и городских транспортных сооружениях монолитным опорам можно придать любую форму, наиболее эффективную по расходу материалов и гармонирующую с окружающей местностью и застройкой.

Проектирование мостов с пролетами, превышающими 100 м и более, связано с применением опор значительной массы и больших размеров, что в известной степени затрудняет их строительство и содержание в процессе эксплуатации.

В этом отношении монолитные опоры являются наиболее предпочтительными.

Надфундаментная часть монолитных опор в зависимости от их высоты, величины передаваемых на них нагрузок, конструкции пролетных строений и эстетических требований может выполняться в виде массива, столбов различной формы или тонкостенной коробки.

Ранее в массивных опорах (1950—1960-е годы), подверженных воздействию интенсивного ледохода, предусматривали наклонные ледорезные грани. При этом в плане телу опоры придавали обтекаемую форму. В современных конструкциях опор на мостах через большие реки даже в северных условиях полностью отказались от ледорезных граней и специальной облицовки естественным камнем. Это стало возможным благодаря применению плотных и морозостойких бетонов, а также специальных покрытий наружной поверхности тела опор.

Массивные опоры из монолитного бетона имеют большие запасы прочности и практически не требуют армирования. Только подферменники и оголовки таких опор, воспринимающие сосредоточенные воздействия от балок пролетных строений, имели интенсивное армирование.

В целях более рационального использования бетона опор верхнюю часть массивных опор оформляли ригелем или выполняли в виде столбов, что давало возможность существенно уменьшить расход бетона на опору. В конструкциях массивных опор больших мостов более позднего периода с появлением коробчатых пролетных строений верхняя облегченная часть стала выполняться в виде массивных столбов.

Монолитными выполняют и концевые опоры арок, и анкерные опоры висячих мостов. При этом из-за передачи на эти опоры значительных по величине усилий от арок и оттяжек кабелей эти опоры приходится развивать как по высоте, так и по длине.

Монолитные опоры современных мостовых сооружений отличаются большим многообразием форм, подчиненным прежде всего обеспечению надежной работе сооружения в целом, удобному содержанию в процессе эксплуатации и созданию благоприятного архитектурного вида.

Монолитные опоры армируют как обычной, так и напрягаемой арматурой.

Необходимость применения предварительного напряжения связана с требованием обеспечения прочности и трещиностойкости конструкции, особенно в высоких опорах виадуков и эстакад, а также в широких пролетных строениях, опирающихся на ригели с большим вылетом консолей.

Мосты с пролетами до 30...40 м и ребристыми пролетными строениями в настоящее время имеют, как правило, монолитные опоры с уширением в верхней части или с небольшим наклоном боковых граней. При уширении таких мостов форму опор сохраняют, а пролетные строения при этом могут применять и другой конструкции. В городских мостах с пролетами более 40...50 м монолитные опоры в целях уменьшения расхода железобетона делают сужающимися к низу. При этом надводную часть выполняют чаще всего в виде столбов.

Монолитная опора городского путепровода или эстакады по соображениям обеспечения наилучшей видимости при проезде под сооружением должна быть достаточно тонкой, а из-за необходимости опираться на участки с большим количеством инженерных коммуникаций в земле иметь и узкий фундамент.

В высоких виадуках монолитные опоры сплошного сечения становятся нерациональными и поэтому их выполняют тонкостенной коробчатой конструкции.

1. По каким основным признакам классифицируют опоры автодорожных мостов?
2. На какие группы можно подразделить применяемые на практике устой мостов?
3. Каковы основные виды фундаментов опор мостов?
4. При какой длине пролетов целесообразны свайные и стоечные опоры?
5. Из каких соображений назначают длину неразрезных секций многопролетных мостов со стоечными опорами?
6. Каковы условия применения сборных и сборно-монолитных опор?

## ГЛАВА 20

### Расчет опор

#### 20.1. Определение нагрузок, действующих на промежуточные опоры и устои

Расчет опор мостов и других транспортных сооружений производят в соответствии с действующими нормами по методике предельных состояний на постоянные и самые невыгодные сочетания временных нагрузок (раздел 2 «Нагрузки и воздействия. Сочетания нагрузок» СНиП 2.05.03-84\*). Опоры являются одним из элементов системы пролетное строение — опоры — фундамент — грунт, и поэтому правильнее производить их расчет исходя из конечно-элементной аппроксимации системы на базе численных методов. Так именно и поступают при проектировании сложных мостовых сооружений. Тем не менее для мостовых сооружений простых систем, а также не имеющих сложного очертания в плане опоры можно рассматривать как отдельные элементы системы, подверженные воздействию внешних вертикальных и горизонтальных сил. Опоры рассчитывают по I и II группам предельных состояний по прочности, трещиностойкости и устойчивости положения (по сдвигу и против опрокидывания).

Опоры, имеющие постоянное сплошное или коробчатое сечение по всей высоте, рассчитывают по прочности в одном сечении, а именно по обрезу фундамента. Если верх опоры снабжен ригелем, то должна быть выполнена проверка прочности в корне консоли ригеля. Если тело опоры по высоте меняет размер сечения, то проверку прочности проводят и в местах изменения сечения.

Определение вертикальных нагрузок на опоры сводится к вычислению вертикальных реакций от собственного веса пролетных строений справа и слева от рассчитываемой опоры  $G_1$  и  $G_2$ , от собственного веса опоры выше обреза фундамента  $G$ , от временной подвижной нагрузки и толпы на тротуарах  $A_1$  и  $A_2$  при загрузке двух смежных пролетов или одного большего по величине (в случае балочно-разрезных пролетных строений). Если часть тела опоры расположена ниже УВВ или УМВ, то при определении нагрузки от собственного веса опоры следует учесть гидростатическое давление воды путем уменьшения нормативного веса погруженной в воду части. Реакции от пролетных строений прикладываются в осях опорных частей, а нагрузка от собственного веса опоры прикладывается по центру тяжести сечения (рис. 20.1, а, б).

Горизонтальные нагрузки, учитываемые при расчете опор в зависимости от их вида, прикладываются по двум взаимно-перпендикулярным направлениям: вдоль и поперек моста. К продольным горизонтальным нагрузкам относятся силы торможения  $T$ . Их определяют в размере 50 % только от распределенной нагрузки АК. Поперечная горизонтальная нагрузка связана с ударами подвижной временной нагрузки. Эту нагрузку  $T_l$  принимают независимо от числа загружаемых полос нагрузки АК в виде равномерно распределенной нагрузки интенсивностью  $0,39K$ , кН/м, или в виде сосредоточенной силы  $5,9K$ , кН, где  $K$  — класс нагрузки. Давление льда при первой его подвижке (УНЛ) и при высоком ледоходе (УВЛ), давление ветра на пролетное строение и часть опоры выше УМВ воздействуют на опору как вдоль моста ( $F_{Hn}$  и  $F_{Hb}$ ,  $W_{ts}$  и  $W_{tp}$ ), так и поперек ( $F_{Hn}$  и  $F_{Hb}$ ,  $W_{ts}$  и  $W_{tp}$ ).

Силы торможения при расчете промежуточных опор следует прикладывать к центру тяжести неподвижных опорных частей, поперечные удары временной подвижной нагрузки — к поверхности проезжей части, ледовую нагрузку — на уровнях ГНЛ и УВЛ (см. рис. 20.1, а, б).

На мостах, расположенных на судоходных реках, необходимо учитывать горизонтальную нагрузку от навала судов. Величина этой нагрузки зависит от судоходного класса реки и прикладывается на высоте 2 м от расчетного судоходного уровня (РСУ) вдоль и поперек моста по середине ширины или длины тела опоры ( $C_l$  и  $C_p$ ). Обычно эти нагрузки учитываются при расчете опор мостов на реках с классом судоходства не ниже VI. Для однорядных свайных опор мостов через водные пути VI, VII классов нагрузку вдоль осей моста допускается учитывать в размере 50 %.

На криволинейных эстакадах с радиусом кривизны в плане менее 600 м от временных подвижных нагрузок создаются центробежные силы  $T_c$ , прикладываемые в уровне поверхности проезжей части (см. рис. 20.1, б). Эту нагрузку от действия нормативной нагрузки АК принимают с каждой полосы движения в виде равномерно распределенной нагрузки, и она должна находиться в диапазоне от  $12,7K/r$  до  $0,49K$ , кН/м, где  $K$  — класс нагрузки;  $r$  — радиус кривизны.

Через шарнирно-подвижные опорные части передаются силы сопротивления трению от температурных деформаций под воздействием постоянных нагрузок.

В районах с вечномерзлыми или сезонно-замерзающими пучинистыми грунтами по периметру фундамента опоры в пределах деятельного слоя (оттаивающий и замерзающий в разные сезоны поверхностный слой) возникают силы морозного пучения. Эти силы в состоянии приподнять опору с пролетным строением. Вертикальные касательные силы морозного пучения принимают в соответствии со СНиП 2.02.04-88.

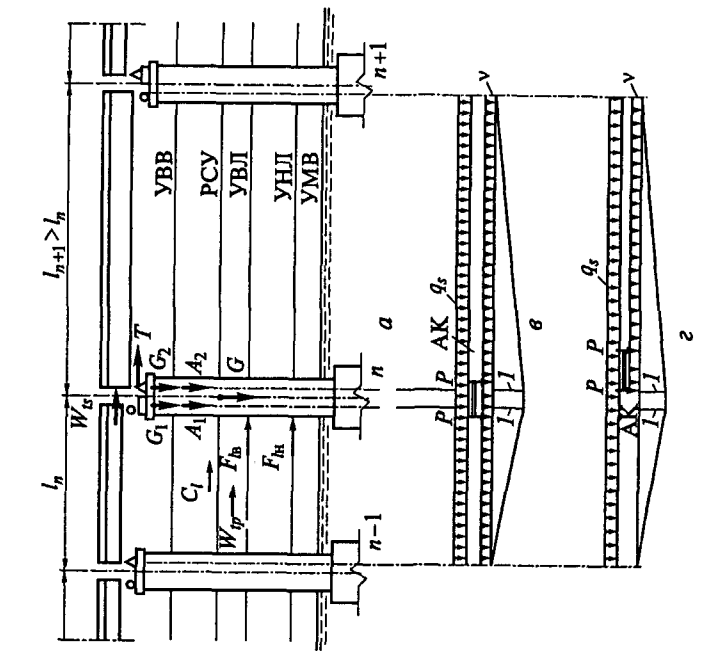
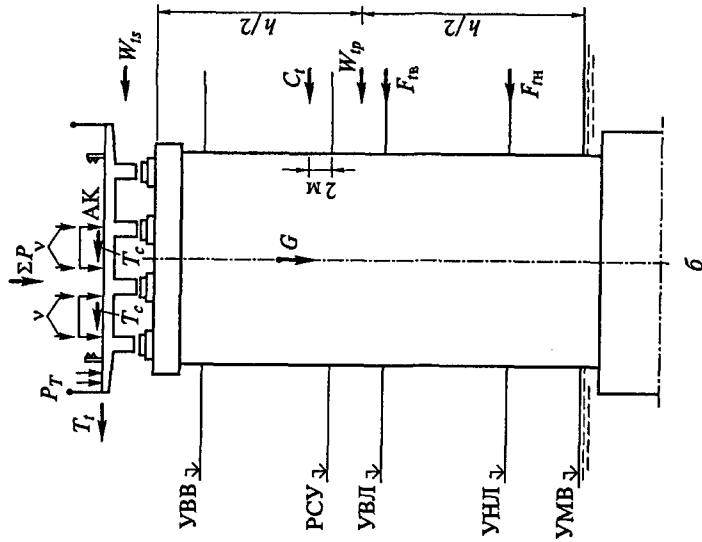


Рис. 20.1. Нагрузки, действующие на промежуточную опору:

*a* — схема нагрузок, действующих на опору вдоль моста; *б* — схема нагрузок, действующих на опору поперек моста; *в* — нагружение линии влияния давления на опору при расположении временной подвижной нагрузки на двух смежных пролетах; *г* — то же, при расположении временной подвижной нагрузки на пролете большей длины; *д* — интенсивность нагрузки от веса пролетного строения; *ж* — нагрузка от толпы на тротуарах; *з* — интенсивность распределенной нагрузки *AK*; *п* — нагрузка на ось тележки нагрузки *AK*



Нагрузки, действующие на опоры, рассматривают в неблагоприятных сочетаниях для получения наибольших вертикального, продольного и поперечного горизонтальных воздействий. В зависимости от этого расположение временной подвижной нагрузки и толпы на тротуарах в поперечном направлении будет различным. Для получения максимального вертикального давления временная подвижная нагрузка должна быть расположена на всех полосах и оба тротуара заполнены толпой (рис. 20.1, *в*, см. рис. 20.1, *б*). При необходимости получения наибольшего горизонтального воздействия вдоль моста временная подвижная нагрузка на всех полосах и толпа на двух тротуарах должны быть расположены на большем из смежных по отношению к опоре пролетах (рис. 20.1, *г*), также должна быть учтена тормозная сила или навал судов. Наибольшее горизонтальное воздействие на промежуточную опору поперек моста достигается при учете временной подвижной нагрузки на двух смежных пролетах при наибольшем смещении к низовому краю проезжей части и толпы на одном низовом тротуаре. Кроме того, должны быть учтены ледовая нагрузка (или от навала судов), а также поперечные удары подвижной нагрузки в низовую сторону и поперечная ветровая нагрузка (см. рис. 20.1, *б*).

Во всех случаях определения нагрузок на промежуточные опоры производится учет гидростатического давления воды до *УМВ* или до *УВВ* в зависимости от сочетания нагрузок. Если фундамент опоры в качестве основания имеет скальный грунт, то гидростатическое давление воды можно учитывать только при расчете опоры на устойчивость положения.

Промежуточные опоры, имеющие массивную нижнюю часть и столбчатую верхнюю, а также многостолбчатые опоры проверяют по прочности в местах заделки столбов. Столбы по месту заделки рассчитывают на внецентренное сжатие с учетом динамического коэффициента. Расчетным является один из крайних столбов при несимметричном расположении временной нагрузки на проезжей части (рис. 20.2). Давление на столб от временной нагрузки определяется в простейшем случае введением коэффициента поперечной установки  $\eta$ . Для крайнего столба он определяется по формуле, учитывающей распределение по методу внецентренного сжатия:

$$\eta = \frac{1}{n} \left( 1 + \frac{6e}{a} \frac{n-1}{n+1} \right),$$

где *n* — число столбов поперек моста; *e* — эксцентриситет равнодействующей временной нагрузки ( $N_{вр}$  или  $N_{т}$ ) по отношению к оси опоры поперек моста; *a* — расстояние между симметрично расположенными крайними столбами.

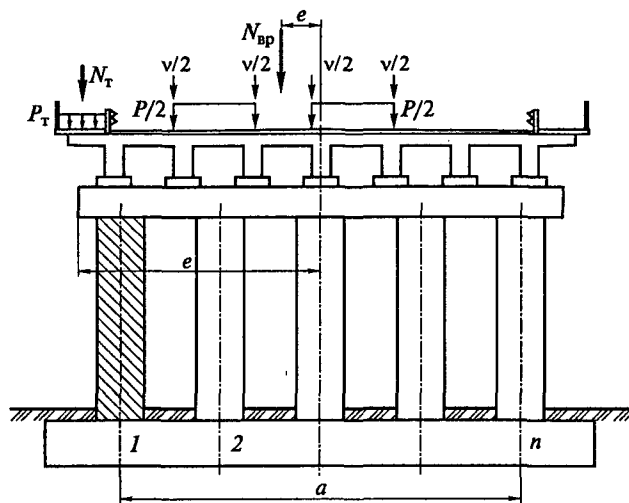


Рис. 20.2. Схема к расчету столбчатой опоры:

$P_T$  — нагрузка от толпы на тротуарах;  $e$  — эксцентриситет временной нагрузки (подвижной АК или НК-80 или толпы на тротуарах);  $N_{вр}$  — равнодействующая временной подвижной нагрузки;  $N_T$  — равнодействующая нагрузки от толпы на тротуарах;  $1, 2, \dots, n$  — номера стоек опоры

При этом вертикальные постоянные нагрузки и горизонтальные воздействия можно равномерно распределять между всеми столбами.

Для столбов опор поперечная ветровая нагрузка сопоставима по величине с продольным торможением и ледовой нагрузкой, поэтому крайние столбы опоры могут оказаться в условиях одно-временного действия изгибающих моментов в двух взаимно перпендикулярных направлениях. В этом случае расчет прочности ведется на косое внецентренное сжатие на суммарный изгибающий момент:

$$\sum M_{xy} = \sqrt{\sum M_x^2 + \sum M_y^2}, \quad (20.1)$$

где  $\sum M_x$  и  $\sum M_y$  — суммарные изгибающие моменты относительно осей  $x$  и  $y$ .

В отличие от промежуточных опор устои не воспринимают поперечные давления ледовой нагрузки и ветра, но воспринимают давление грунта насыпи подходов и конусов. В этой связи отпадает необходимость расчета устоя в поперечном направлении.

Вертикальные воздействия от собственного веса пролетных строений и устоя определяют так же, как и для промежуточных опор.

Горизонтальное давление грунта  $E_1$  определяют общепринятыми методами механики грунтов без учета трения по контактной

поверхности грунта и тела устоя. Существенным является также передающееся через грунт насыпи давление временной подвижной нагрузки  $E_2$ , если она расположена на призме обрушения (рис. 20.3). Воздействие временной подвижной нагрузки принимают равномерно распределенным по площадке со сторонами  $a \times b$  и заменяют эквивалентным слоем грунта толщиной  $h_3$ . Тележку временной нагрузки вдоль движения следует при этом установить так, чтобы край площадки распределения совпадал с задней гранью устоя. При этом размеры площадки распределения воздействия от колеса принимаются равными:

в поперечном направлении

$$a_1 = a_2 + 2h;$$

в продольном направлении

$$b_1 = b_2 + 2h, \quad (20.2)$$

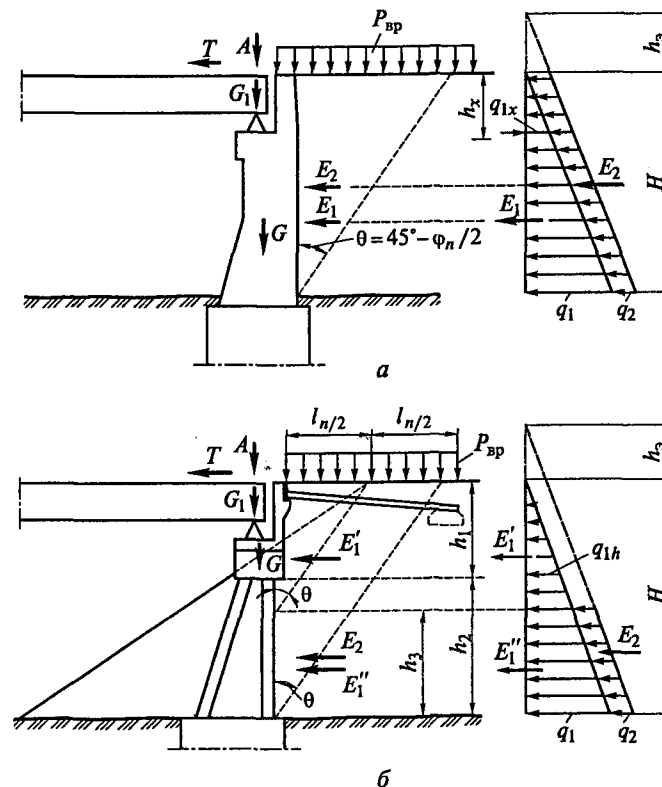


Рис. 20.3. Нагрузки на устои:

$a$  — со сплошной лобовой стенкой;  $b$  — козловой конструкции с переходной плитой

где  $a_2$  и  $b_2$  — размеры отпечатков колеса тележки на поверхности покрытия поперек и вдоль движения;  $h$  — толщина покрытия.

В случае воздействия нагрузки АК размеры площадки распределения при двух загруженных полосах составят, м:

$$a = a_1 + 4,9;$$

$$b = b_1 + 1,5.$$

Величина эквивалентного слоя грунта определяется при этом по формуле

$$h_3 = \frac{\sum P_{\text{вр}}}{ab\gamma_n}, \quad (20.3)$$

где  $\sum P_{\text{вр}}$  — суммарная нагрузка на площадке  $a \times b$ ;  $\gamma_n$  — объемный вес грунта насыпи.

Для нагрузки АК

$$\sum P_{\text{вр}} = 2(P + va_1b);$$

для нагрузки НК-80, т,

$$\sum P_{\text{вр}} = 80.$$

Опоры мостовых сооружений рассчитывают на воздействие различных сочетаний нагрузок. Поскольку вероятность одновременного воздействия нескольких нагрузок мала, то расчетные значения нагрузок определяют путем введения коэффициента сочетаний нагрузок. При этом к временной подвижной нагрузке вводится коэффициент сочетаний, равный единице, а ко всем остальным нагрузкам — менее единицы (табл. 5 СНиП 2.05.03-84\*). В общем случае расчетное значение любой  $i$ -й нагрузки определяют по формуле

$$N_{pi} = N_{ni}\gamma_{fi}\eta_1, \quad (20.4)$$

где  $N_{ni}$  — нормативное значение  $i$ -й нагрузки;  $\gamma_{fi}$  — коэффициент надежности;  $\eta_1$  — коэффициент сочетаний.

Горизонтальное боковое давление грунта от веса насыпи на устой (см. рис. 20.3, а) определяют по формуле для сыпучих тел:

$$q_1 = \gamma_n H \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi_n/2), \quad (20.5)$$

где  $\gamma_n$  — нормативное значение удельного веса грунта;  $H$  — высота насыпи до рассматриваемого уровня грунта, м;  $\varphi_n$  — нормативный угол внутреннего трения (при засыпке дренирующим песчаным грунтом может быть принят  $\varphi_n = 35^\circ$ ).

Для устоев, имеющих сплошную лобовую стену, равнодействующая бокового давления грунта

$$E_1 = 0,5Hq_1b, \quad (20.6)$$

где  $b$  — ширина лобовой стены устоя.

Для устоев, имеющих столбчатую или козловую конструкцию, та же равнодействующая определяется по формулам:

в пределах шкафной части устоя

$$E'_1 = 0,5h_1q_{1h}b;$$

ниже шкафной части

$$E''_1 = 0,5h_2(q_{1h} + q_1)b_1,$$

где  $h_1$  — высота шкафной части устоя;  $q_1$  — интенсивность бокового давления на уровне низа шкафной части;  $b_1$  — удвоенная ширина столбов, свай или стоек, м;  $h_2$  — высота сквозной части устоя.

При наличии переходных плит (см. рис. 20.3, б) на участке, равном половине длины плиты  $l_n/2$ , возможно образование пустоты и временная нагрузка  $P_{\text{вр}}$  принимается условно распределяющейся на устой в виде сосредоточенного давления  $A_p$  на грунт.

При расчете устоев учитывают также вертикальные усилия от временных нагрузок  $A$ , постоянных нагрузок  $G_1$ , веса устоя  $G$  (см. рис. 20.3). Силы торможения  $T$  прикладывают в уровне проезжей части (п. 2.20 СНиП 2.05.03-84\*).

## 20.2. Проверка устойчивости опор

Проверки устойчивости положения выполняются в основном для устоев, испытывающих значительные боковые воздействия. При расчете устоев должны быть выполнены проверки на опрокидывание, плоский и глубинный сдвиг по цилиндрической поверхности. Наиболее важны проверки устойчивости для устоев на естественном основании. На рис. 20.4, а приведена схема устоя с нагрузками для расчета устоя на устойчивость.

Проверку на опрокидывание проводят по формуле

$$M_u \leq m M_z / \gamma_n, \quad (20.7)$$

где  $M_u$  — момент опрокидывающих сил относительно оси возможного поворота устоя, проходящей через переднюю грань фундамента (для приведенной на рис. 20.5, а схемы  $M_u = Th_1 + Eh_2$ );  $m$  — коэффициент условий работы, принимаемый при скальном основании равным 0,9 и в остальных случаях — 0,8;  $M_z$  — момент удерживающих сил относительно той же оси (для приведенной на рис. 20.4, а схемы  $M_z = G_1c_1 + G_2c_2 + Ac_3$ );  $\gamma_n$  — коэффициент надежности по назначению, принимаемый равным 1,1 при расчетах на стадии эксплуатации и равным 1,0 — на стадии строительства.

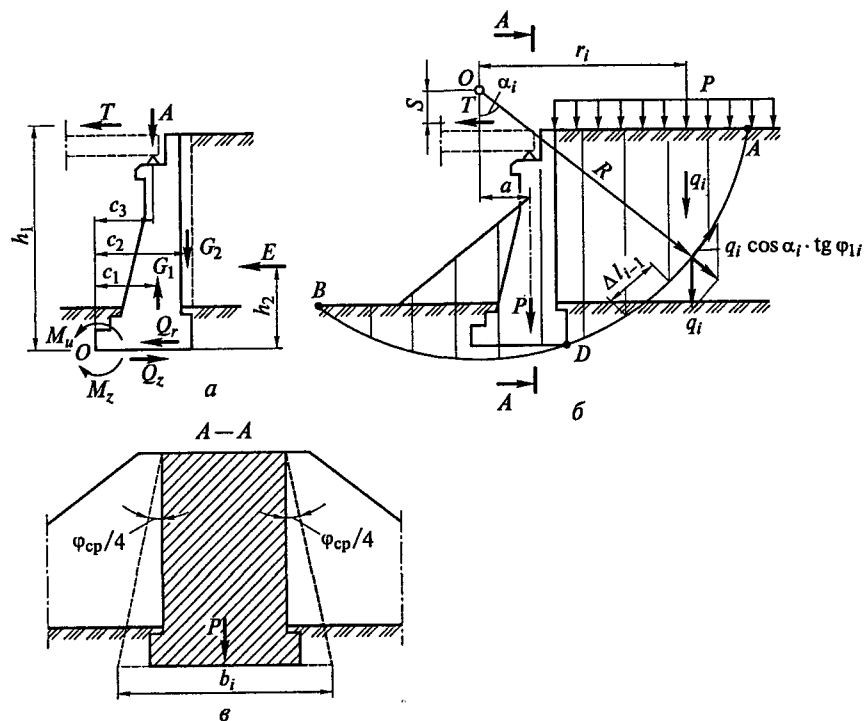


Рис. 20.4. Схемы для расчета устоя на опрокидывание, горизонтальный сдвиг (а) и глубинный сдвиг (б, в)

Проверку устойчивости по горизонтальному сдвигу следует выполнять по формуле

$$Q_r < (m Q_z) / \gamma_n, \quad (20.8)$$

где  $Q_r$  — сдвигающая сила (для схемы рис. 20.5, а  $Q_r = T + E$ );  $m$  — коэффициент условий работы, равный 0,9;  $Q_z$  — удерживающая сила, равная силе трения нижней плоскости фундамента о грунт (для схемы рис. 20.5, а  $Q_z = \psi(A + G_1 + G_2)$ );  $\gamma_n$  — коэффициент надежности по назначению.

Значения коэффициента трения  $\psi$  зависят от вида грунтов под подошвой фундамента устоя и принимаются следующими:

Глины, глинистые известняки, сланцы:	
во влажном состоянии .....	0,25
в сухом состоянии .....	0,30
Суглинки и супеси .....	0,30
Пески .....	0,40
Гравийные и галечниковые грунты .....	0,50
Скальные грунты .....	0,60

Для устоев высотой более 10...12 м, а также в случаях, когда над подстилающими глинистыми грунтами расположены водонасыщенные песчаные грунты, требуется сделать проверку на так называемый глубинный сдвиг. Расчет производят в предположении, что сдвиг устоя вместе с грунтом происходит по круглоцилиндрической поверхности скольжения, проходящей через заднюю грань фундамента устоя (рис. 20.4, б). В случае устоев со свайным основанием поверхность скольжения проходит по концам свай.

Положение центра  $O$  и радиуса  $R$  поверхности скольжения, вызывающей наибольший сдвиг, определяют методом попыток. Отсеченный цилиндрической поверхностью  $ADB$  объем грунта вертикальными параллельными плоскостями разбивают на элементарные участки, вычисляют их вес  $q_i$  и радиусы  $r_i$  до вертикали, проходящей через центр вращения  $O$ . Временную нагрузку включают в вес элементарных участков.

Устойчивость против глубинного сдвига обеспечена, если выполняется условие

$$M_{\text{опр}} \leq m M_{\text{уд}} / \gamma_n, \quad (20.9)$$

где  $M_{\text{опр}}$  — момент сдвигающих сил относительно центра вращения  $O$  (для схемы рис. 20.4, б)  $M_{\text{опр}} = \sum q_i r_i + TS + Pa$ ,  $P$  — равнодействующая отвеса фундамента;  $m$  и  $\gamma_n$  — коэффициенты, принимаемые такими же, как и в формуле (20.7);  $M_{\text{уд}}$  — момент удерживающих сил относительно центра вращения  $O$ ,

$$M_{\text{уд}} = R \left[ \sum_1^n (t_i + C_i) \right], \quad (20.10)$$

где  $t_i$  — сила трения  $i$ -го участка вдоль поверхности скольжения  $ADB$  в направлении от  $B$  к  $A$ ,  $t_i = q_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_{1i}$ ;  $C_i$  — сила сцепления  $i$ -го участка вдоль поверхности скольжения,  $C_i = b_i \Delta l_i c_{1i}$ ;  $b_i$  — условная ширина поверхности скольжения грунта в пределах  $i$ -го участка, принимаемая по рис. 20.4;  $\alpha_i$  — угол наклона поверхности скольжения в точке приложения веса  $q_i$ ;  $\operatorname{tg} \varphi_{1i}$  — коэффициент внутреннего трения грунта основания;  $c_{1i}$  — расчетное удельное сцепление грунта.

После проведения расчетов при различном положении центра вращения  $O$  определяют близкое к действительному (в рамках принятой гипотезы) его положение.

Устойчивость устоев при воздействии горизонтальных нагрузок может быть повышена путем придания подошве фундаментов наклонного положения. Так поступают, например, при проектировании устоев арочных мостов, подверженных значительным по величине распорам. Такое конструктивное решение позволяет уменьшить сдвигающую силу  $Q_r$  вдоль наклонной подошвы фундамента.



Расчетные значения опрокидывающих и сдвигающих сил при всех расчетах на устойчивость принимают с коэффициентами надежности по нагрузке больше единицы, а удерживающих — меньше единицы.

### 20.3. Проверка прочности и трещиностойкости опор

Железобетонные опоры должны быть проверены на прочность и трещиностойкость. В общем случае кроме проверок тела опор необходимо выполнить проверки прочности подферменников и ригелей, воспринимающих сосредоточенные давления от пролетных строений.

Проверку прочности тела опор осуществляют на действие нормальных сил  $N$  и изгибающих моментов  $M$  в местах изменения сечения и по обрезу фундамента.

Из-за неточностей при возведении опор при расчете тела опор необходимо учитывать вероятность появления случайных эксцентриситетов, которые определяют по формуле

$$e_{\text{ссл}} = l_0/400, \quad (20.11)$$

где  $l_0$  — расчетная длина тела опоры (столба, стойки), принимаемая по указаниям СНиП 2.05.03-84\* в зависимости от условий закрепления по концам.

Для опор мостовых сооружений статически определимых систем начальный расчетный эксцентриситет равнодействующей продольных сил  $N$  относительно центра тяжести сечения:

$$e_c = M/N + e_{\text{ссл}}, \quad (20.12)$$

где  $M$  — расчетный изгибающий момент в рассматриваемом сечении тела опоры.

Для опор статически неопределимых систем  $e_c$  принимают равным эксцентриситету, полученному из статического расчета, но не менее  $e_{\text{ссл}}$ .

Расчет сечений опор производят либо только по прочности либо по прочности и устойчивости в зависимости от величины эксцентриситета  $e_c$ . Для установления вида расчета вначале определяют ядровое расстояние

$$r = W/A_b, \quad (20.13)$$

где  $W$  — момент сопротивления рассчитываемого сечения;  $A_b$  — площадь поперечного сечения.

Для прямоугольного сечения (рис. 20.5, а) имеем

$$r_x = b/6; \quad r_y = h/6.$$

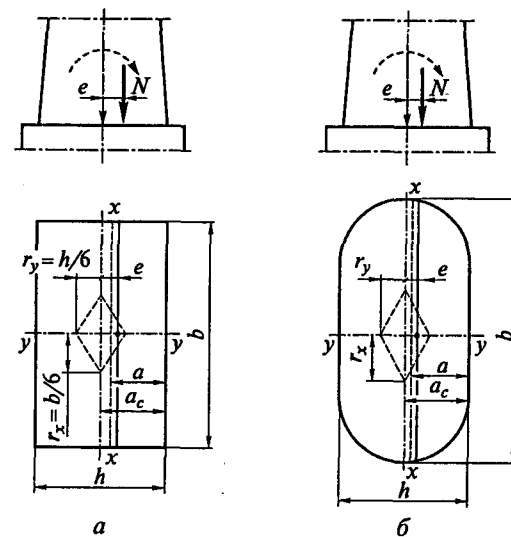


Рис. 20.5. Схемы к расчету сечений опор на прочность и устойчивость: а — при прямоугольном сечении; б — при сечении с закругленными гранями

При  $e_c \leq r$  (равнодействующая усилий находится в пределах ядра сечения) выполняют расчет по прочности и устойчивости. Проверку устойчивости выполняют по формуле

$$N \leq \phi R_b A_b, \quad (20.14)$$

где  $\phi$  — коэффициент продольного изгиба, определяемый п. 3.55 по СНиП 2.05.03-84\*;  $R_b$  — расчетное сопротивление бетона по прочности на сжатие.

Проверку прочности железобетонного сечения производят по формуле

$$N \leq R_b A_b. \quad (20.15)$$

В случае, когда  $e_c \geq e_{\text{ссл}}$ , достаточно выполнить только проверку по прочности:

$$N \leq R_b A_b, \quad (20.16)$$

где  $A_b$  — площадь сжатой зоны сечения.

Расположение нейтральной оси сечения определяют по формуле

$$a = a_c - e_c \eta, \quad (20.17)$$

где  $a$  — расстояние от точки условного приложения продольной силы  $N$  до наиболее сжатой грани сечения;  $a_c$  — расстояние от оси, проходящей через центр тяжести всего сечения, до наиболее сжатой грани сечения;  $\eta$  — коэффициент, учитывающий влияние

прогиба на прочность ( $\eta = 1/(1 - N/N_{cr})$ , где  $N_{cr}$  — условная критическая сила, определяемая по формулам раздела «Бетонные и железобетонные конструкции» СНиП 2.05.03-84\*).

Равнодействующая продольных сил  $N$  должна находиться в пределах поперечного сечения, что обеспечивается условием

$$e_c \eta \leq 0,8a_c. \quad (20.18)$$

В простейшем случае прямоугольного сечения проверку внецентренно сжатых элементов производят по формуле

$$N \leq R_b b x, \quad (20.19)$$

где  $x$  — высота сжатой зоны сечения, определяемая по формуле  $x = h - 2e_c \eta$ .

При расчете сечений непрямоугольной формы (рис. 20.5, б) их можно приводить к эквивалентному по площади сечению. В случае симметричного сечения с закругленными гранями размеры эквивалентного сечения прямоугольной формы определяют по следующим формулам:

$$h_n = (1 - 0,316h/b)h/(1 - 0,216h/b); \quad (20.20)$$

$$b_n = \{[1 - (0,433 - 0,125h/b)h/b]/(1 - 0,216h/b)\}b. \quad (20.21)$$

Подферменники рассчитывают на местное смятие, что регламентируется п. 3.16 СНиП 2.05.03-84\* и армируют косвенной ар-

матурой (располагаемой перпендикулярно действию сил). Расчет ведут при таком расположении временной нагрузки, при которой получают наибольшее значение опорной реакции.

Прочность на местное смятие проверяют по первому предельному состоянию:

$$N \leq R_{b,red} A_{loc}, \quad (20.22)$$

где  $N$  — расчетное усилие на подферменник, определенное без динамического коэффициента;  $A_{loc}$  — площадь смятия (на рис. 20.6),  $A_{loc} = a_1 b_1$ ;  $R_{b,red}$  — приведенное расчетное сопротивление бетона на осевое сжатие, определенное по формуле

$$R_{b,red} = R_b \varphi_{loc,b} + \varphi \mu R_s \varphi_{loc,s}. \quad (20.23)$$

В формуле (20.23)  $R_b$  и  $R_s$  — расчетные сопротивления бетона и арматуры подферменников, МПа;  $\varphi_{loc,b} = \sqrt[3]{A_d/A_{loc}} \leq 3$ ,  $\varphi$  и  $\mu$  — соответственно коэффициент эффективности косвенного армирования и коэффициент армирования сечения сетками или спиралями, определенные по формулам раздела «Бетонные и железобетонные конструкции» СНиП 2.05.03-84\*;  $\varphi_{loc,s} = 4,5 - 3,5A_{loc}/A_{ef}$ ;  $A_{ef}$  — площадь бетона, заключенного внутри контура сеток косвенного армирования, считая по их крайним стержням, при этом должно удовлетворяться условие  $A_{loc} < A_{ef} < A_d$ ,  $A_d$  — расчетная площадь, принимаемая в соответствии с рис. 20.7;  $\mu = (n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y)/A_{ef} s$ ;  $n_x$ ,  $A_{sx}$ ,  $l_x$  — соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержней сетки в направлении  $X$ ;  $n_y$ ,  $A_{sy}$ ,  $l_y$  — то же, в направлении  $Y$ ;  $s$  — расстояние по вертикали между осями крайних сеток;  $\varphi = 1/(0,23 + \psi_1)$  при  $\psi_1 = \mu R_s/(R_b + 10)$ .

Числом сеток и стержней в каждой сетке, их сечением и длиной задаются в соответствии с рекомендациями по конструированию.

Расчеты ригелей из железобетона сводятся к расчету его консоли как заделанной одним концом балки (рис. 20.7). Расчетную длину консоли ригеля определяют по формуле

$$l_p = l_k + \Delta_1, \quad (20.24)$$

где  $l_k$  — вылет консоли за пределы тела опоры;  $\Delta_1$  — глубина условной заделки.

При закругленных и заостренных гранях тела опоры соответственно принимают:  $\Delta_1 = R/3$ ;  $\Delta_1 = h_{оп}/3$  (рис. 20.7, б).

При прямоугольной форме тела опоры  $\Delta_1 = 0$ .

Для одностолбчатой опоры круглого сечения заделку ригеля считают по оси столба.

Расчетные сечения для проверки прочности на изгиб и подбора продольной арматуры, хомутов и отгибов назначают в двух-

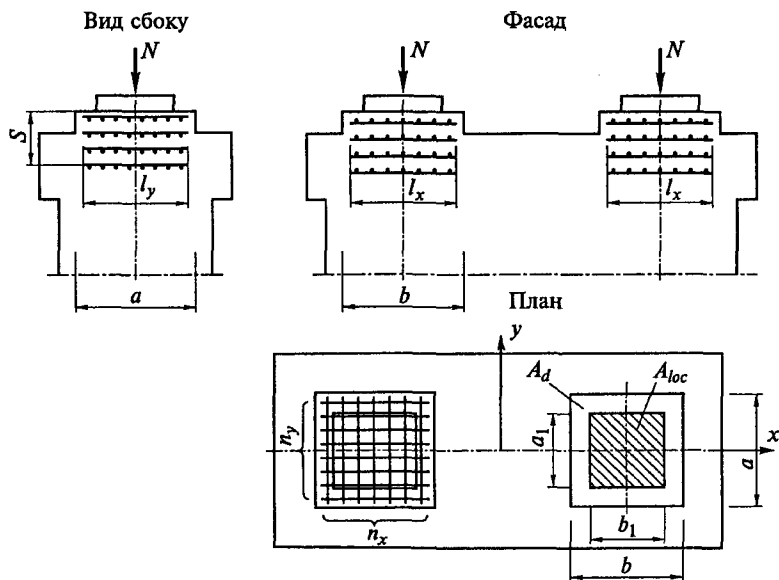


Рис. 20.6. Схемы к расчету подферменников на прочность

## Устройство фундаментов и возведение тела опор

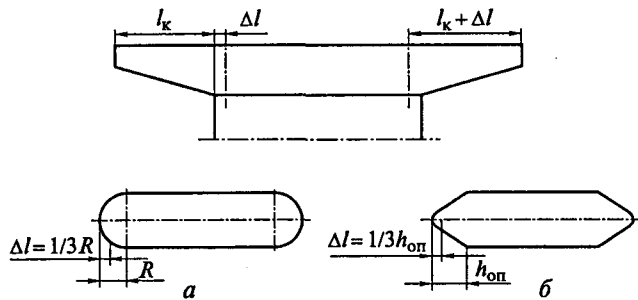


Рис. 20.7. Схемы к расчету консолей ригелей опор:

*a* — при закругленных гранях тела опоры; *б* — при заостренных гранях опоры

трех местах по длине консоли. Ригели из преднапряженного бетона кроме того должны быть проверены на стадии натяжения по прочности на внецентренное сжатие и трещиностойкость.

Расчеты тела опор по образованию и раскрытию трещин выполняют аналогично расчетам балок. Предельная ширина раскрытия трещин  $\Delta_{cr}$  для элементов опор мостов должна быть не более 0,2 мм по категории 3б и 0,3 мм — по категории 3в, за исключением стоек опор и свай, для которых  $\Delta_{cr} = 0,2$  мм.

### Контрольные вопросы

1. Какие виды расчетов необходимо проводить при проектировании опор мостов?
2. Каковы особенности расчета опор в условиях вечномерзлых грунтов?
3. Каким образом определяются нагрузки на отдельный столб много-столбчатой опоры?
4. Как учитывается воздействие временной подвижной нагрузки при расчете устоев?
5. В чем заключается проверка устоя на опрокидывание?
6. При каких условиях происходит сдвиг опоры по круглоцилиндрической поверхности?

### 21.1. Разбивка осей и контуров фундаментов

Расположение осей опор и контуров их фундаментов должны соответствовать принятым проектным решениям. В этой связи разбивочные работы по закреплению осей опор являются крайне необходимыми для возведения сооружения в целом.

Разбивку осей опор производят на основе знаков геодезической разбивочной основы (ГРО). Создание геодезической разбивочной основы является задачей заказчика строительного объекта. Перед началом работ подрядчиков на объекте ГРО должна быть передана им заказчиком. В современных условиях заказчик поручает техническому надзору выверить имеющуюся ГРО и только после этого передает ее подрядчику. Невыверенная и переданная подрядчику ГРО может вызвать необходимость выполнения дополнительных объемов работ, что в итоге ведет к удорожанию строительства.

Исходные опорные знаки располагают на продольной оси мостового сооружения. В случае строительства протяженных мостовых конструкций (более 300 м) производят закрепление опорных знаков на дублирующей оси параллельной основной. При этом закрепление опорных знаков выполняют так, чтобы они сохранялись на весь период строительства.

Исходными данными для разбивочных работ являются координаты и высотные отметки ГРО и вычисленные координаты элементов моста или другого транспортного сооружения в той же системе. Разбивку осей повторяют на всех этапах возведения опоры начиная от устройства котлованов до монтажа или бетонирования верха опор. Точность разбивок зависит от характера выполняемых работ. Например, при устройстве фундаментов среднеквадратичное отклонение не должно превышать 50 мм, а при назначении центров надфундаментной части — не более 12 мм.

Для разбивочных работ в строительстве используют геодезические приборы: теодолиты, дальномеры, а также лазерное оборудование.

Наиболее просто разбивку осей и контуров фундаментов производят для мостовых сооружений малой длины (до 30...50 м). Для этого обычно используют исходные осевые знаки или в отдель-

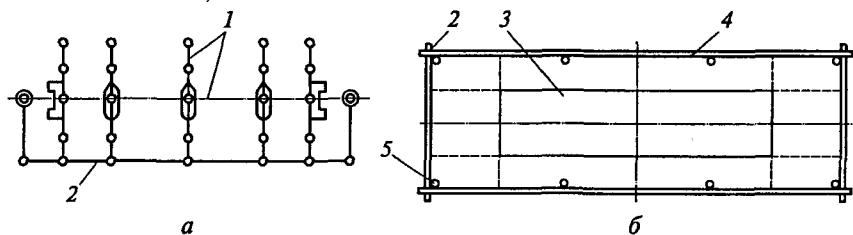


Рис. 21.1. Схемы к разбивке осей и контуров фундаментов:

*a* — разбивка осей опор и фундаментов; *б* — разбивка контура фундаментов; 1 — ось сооружения и фундамента; 2 — параллельная ось; 3 — контур фундамента; 4 — обноски; 5 — столбики закрепления обноски

ных случаях — знаки параллельной оси (рис. 21.1). Оси фундаментов опор восстанавливают вдоль осевой линии сооружения с использованием светодальномеров (в простейших случаях — с использованием стальных рулеток).

От центра фундамента разбивают ось будущей опоры, которая может располагаться перпендикулярно или косо в зависимости от расположения мостового сооружения в плане. Контур фундамента закрепляют по обе стороны от оси колышками или другими надежными знаками. В целях облегчения последующей детальной разбивки контура фундамента и тела опоры устраивают так называемую обноску из пиломатериалов, на которой фиксируют оси и грани тела опоры.

Для мостовых конструкций большой длины при разбивке осей и контуров фундаментов используют знаки ГРО. При вычислении координат применяют дирекционный угол оси сооружения и координаты исходных осевых знаков. При расположении сооружения на кривых используют дирекционные углы направлений тангенсов и центры кривых.

При применении лазерных приборов разбивку осей опор мостов и их фундаментов производят методом прямой засечки от знаков триангуляции (рис. 21.2, *a*). Если сооружение располагается на суходоле (путепроводы, эстакады), то разбивку осей можно производить от знаков ГРО методами инженерной геодезии (рис. 21.2, *б*).

Зная координаты искомой точки *A* и знака *II* (см. рис. 21.2, *б*), определяют приращение между ними:

$$x - X = \Delta_x; y - Y = \Delta_y. \quad (21.1)$$

Тангенс румба искомого направления

$$\operatorname{tg} \alpha = \Delta_y / \Delta_x. \quad (21.2)$$

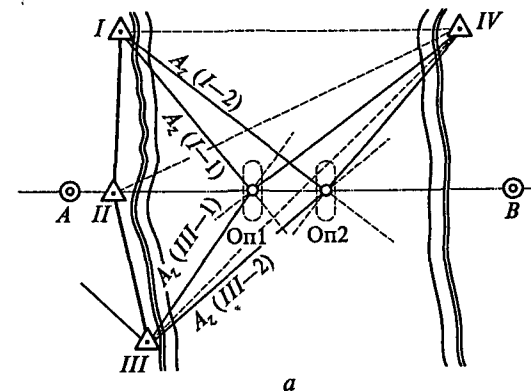


Рис. 21.2. Схемы к разбивке опор и фундаментов лазерными приборами: *a* — прямой угловой засечкой центров опор или фундаментов в русле; *б* — полярным способом

Дирекционный угол направления зависит от знаков приращения координат и определяется по следующей формуле (см. рис. 21.2, *б*):

$$A_z(II - A) = 360^\circ - \alpha. \quad (21.3)$$

Расстояние от искомой точки

$$l = \Delta_y \operatorname{cosec} \alpha = \Delta_x \sec \alpha. \quad (21.4)$$

Разбивку каждой искомой точки производят с двух или трех знаков, а положение точки определяют как среднее из отдельных разбивок.

Параллельную ось восстанавливают от любого опорного знака, вычисляя предварительно пикетаж знака и расстояние от него до оси моста по формулам:

$$\begin{aligned} l &= \Delta_x \sin \alpha - \Delta_y \cos \alpha; \\ n &= \Delta_x \cos \alpha + \Delta_y \sin \alpha, \end{aligned} \quad (21.5)$$

где  $l$  — расстояние между параллельной осью и осью моста;  $\Delta_x$  и  $\Delta_y$  — приращения координат между исходной точкой на оси моста и опорным знаком;  $\alpha$  — дирекционный угол оси моста;  $n$  — разность пикетажных значений исходной точки и знака.

Разбивку центров опор и фундаментов в акваториях приходится производить повторно на различных этапах строительства. При этом применяют метод прямой засечки от знаков триангуляции или выносят и закрепляют на берегах створные линии, фиксирующие грани опор, фундаментов или ось сооружения.

При разбивочных работах нужно учитывать неточности изготовления пролетных строений, особенно сборной конструкции заводского изготовления. В этой связи при подготовке исходных данных для разбивки расчетные значения длин пролетных строений необходимо принимать с учетом среднегодовых температур материалов, а не равными проектным размерам. Неучет указанного фактора может привести к ошибкам в определении центров опор и их фундаментов, превышающим нормативные значения.

Высотные разбивки ведут от высотной опорной сети. Проектные отметки подошвы или обреза фундаментов переносят в натуру с помощью нивелиров, устанавливаемых в наиболее удобных местах для высотного нивелирования. Высотные разбивки наиболее удобно выполнять лазерными нивелирами. Горизонтальное проложение линии или плоскости выражается видимым лучом и его пятнами на поверхности. Точность передачи достигает до 3 мм при нивелировании на расстоянии до 300 м.

## 21.2. Сооружение фундаментов мелкого заложения

Фундаменты опор, расположенных на суходолах или в поймах рек, а также на мелководье с прочными грунтами, часто устраивают в открытых котлованах на естественном основании. При отсутствии грунтовых вод в пределах глубины фундамента котлован может быть устроен без крепления с естественными откосами. В случае водоносных грунтов необходимо предусматривать искусственное водопонижение или специальное ограждение котлована. В общем случае к фундаментам мелкого заложения относят такие, глубина которых не превышает 6...7 м.

При глубине котлованов без ограждений до 5 м крутизну откосов назначают в зависимости от вида грунтов и естественной влажности. При более глубоких котлованах крутизну назначают на основе расчетов его устойчивости. В переувлажненных суглинистых и глинистых грунтах крутизна откосов не должна превышать 1 : 1, а в лессовидных и супесчаных сильно увлажненных грунтах требуется устройство ограждений.

Открытые котлованы без ограждений отрывают бульдозерами, скреперами, драглайнами и экскаваторами. Выбор способа разработки зависит от вида грунта, формы котлована, объемов работ и технических возможностей. В случае нескальных грунтов бульдозерами и скреперами обычно отрывают котлованы под фундаменты широких мостовых сооружений, а в остальных случаях применяют драглайны или экскаваторы.

В скальных грунтах разработку котлованов под фундаменты мелкого заложения ведут буровзрывным способом.

При возведении фундаментов опор внутри города необходимо предусматривать поверхностную планировку и защиту котлованов от притока воды, открытый водоотлив и водопонижение иглофильтрами, подсыпку поверхностного слоя песчано-гравийной смесью с последующим уплотнением для обеспечения движения транспортных средств во время строительства.

В качестве ограждающих устройств котлованов в современном строительстве используют закладное крепление, стальные шпунты и анкерные железобетонные стены.

Закладное крепление является наиболее простым и применяется при ширине котлована до 4...5 м. Оно выполняется путем забивки стоек по периметру котлована, за которые устанавливают доски или железобетонные плиты. Стойки крепления заглубляют ниже отметки дна котлована не менее чем на 0,5...1,0 м.

Наиболее распространены в строительстве шпунтовые ограждения, обеспечивающие не только крепление стенок котлована, но и защищающие его от притока грунтовых вод (рис. 21.3).

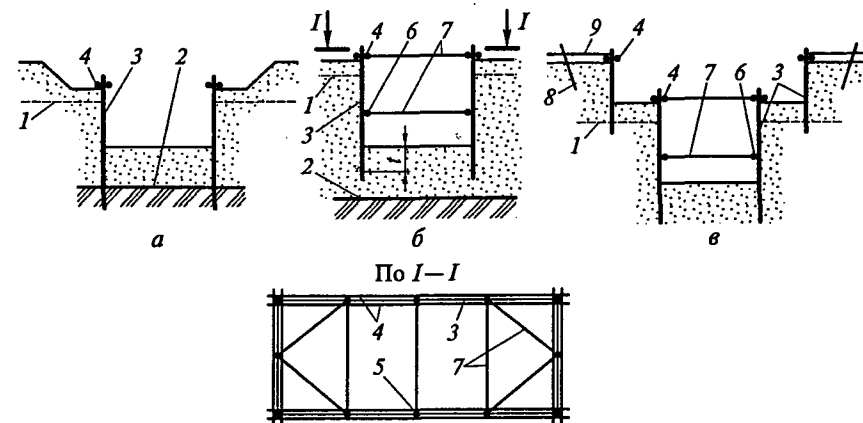


Рис. 21.3. Схемы шпунтовых ограждений:

a — без креплений; б — с распорным креплением; в — с анкерным креплением; I — уровень грунтовых вод; 2 — водоупорный грунт; 3 — шпунтовые стены; 4 — направляющие схватки; 5 — маячные сваи; 6 — обвязка; 7 — распорки; 8 — анкерные сваи; 9 — схватки

Шпунтовые ограждения состоят из шпунтин, погружаемых в грунт до разработки котлована, маячных свай и направляющих схваток. Глубина погружения шпунта определяется грунтовыми условиями. Если водоупор расположен неглубоко по отношению к дну котлована, то шпунт погружают немного ниже этого слоя (рис. 21.3, *а*). При расположении водоупора значительно ниже дна котлована шпунт погружают на глубину, при которой не происходит вымывания грунта при откачке воды из котлована (рис. 21.3, *б*). В обоих случаях шпунт должен быть заглублен ниже дна котлована на величину  $t$ , обеспечивающую его прочность и устойчивость, но не менее 1 м при связных, крупнопесчаных и гравелистых грунтах и 2 м при мелкопесчаных и плавунных грунтах.

В глубоких котлованах иногда применяют шпунтовые ограждения в двух уровнях (рис. 21.3, *в*).

В качестве стальных шпунтов в отечественной практике применяют стальные шпунтины плоского, корытного и зетового профилей длиной от 8 до 24 м, имеющих по концам специальные

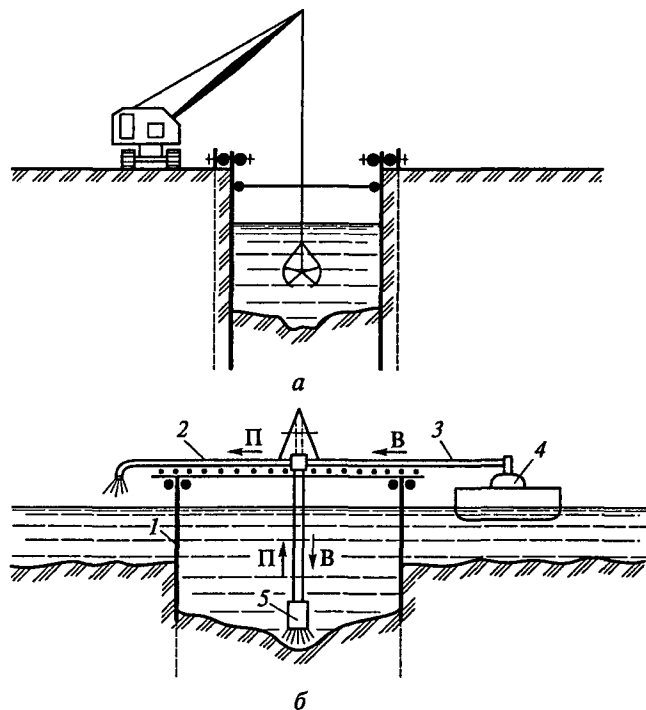


Рис. 21.4. Способы разработки котлована без откачки воды:

*а* — грейфером; *б* — эрлифтом; 1 — ограждение котлована; 2 — пульповоды; 3 — воздуховодные трубы; 4 — компрессор на понтоне; 5 — эрлифт; В — воздух; П — пульпа

замки, обеспечивающие соединение шпунтин между собой и водонепроницаемость ограждения. Шпунт корытного профиля жестче и применяется при глубоких котлованах и больших изгибающих моментах от давлений воды и грунта.

Разработку грунта в котлованах с водой производят кранами с навесным рабочим органом в виде грейфера или эрлифтами (рис. 21.4).

Анкерные железобетонные стены применяют при возведении фундаментов подземных гаражей и многоэтажных автостоянок. В конструктивном отношении такой тип крепления котлованов представляет собой стену в грунте. Технология возведения стен в грунте подробно представлена в разд. VIII «Автомобильные и городские тоннели».

Бетонирование фундаментов мелкого заложения осуществляют в опалубке. Опалубку выполняют из стальных или дощатых щитов. Стальные щиты обычно являются инвентарными конструкциями, которые используются многократно (рис. 21.5).

Предварительно по дну котлована устраивают слой подготовки из щебня, гравия, крупнозернистого песка или песчано-гравийной смеси. Назначение подготовки — укрепить верхний слой основания и предотвратить вытекание бетонной смеси из нижнего слоя бетона фундамента. Подготовку толщиной 10... 15 см укладывают ровным слоем и уплотняют.

Свежая кладка легко размывается водой, и поэтому при бетонировании фундамента воду из котлована постоянно выкачивают. После возведения фундамента шпунт выдергивают, а оставшиеся пазухи между стенками котлована и гранями фундамента заполняют грунтом или камнем.

Если бетонирование фундамента ведут в шпунтовом ограждении без откачки воды, то вначале укладывают слой бетона подводным способом. После затвердения бетона производят откачку воды, после чего бетонирование остальной части фундамента ведут насухо. Схема подводного бетонирования фундамента приведена на рис. 21.6. При этом способе трубы, опущенные в котлован, должны быть постоянно на всю высоту заполнены бетонной смесью, а нижнее отверстие должно находиться ниже верхней поверхности укладываемой смеси не менее чем на 1 м. При данном

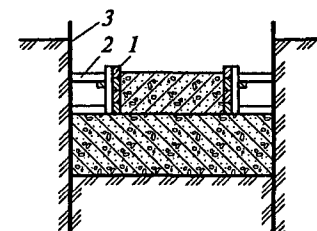


Рис. 21.5. Возведение фундамента мелкого заложения:

1 — щит из досок; 2 — распорка; 3 — ограждение котлована

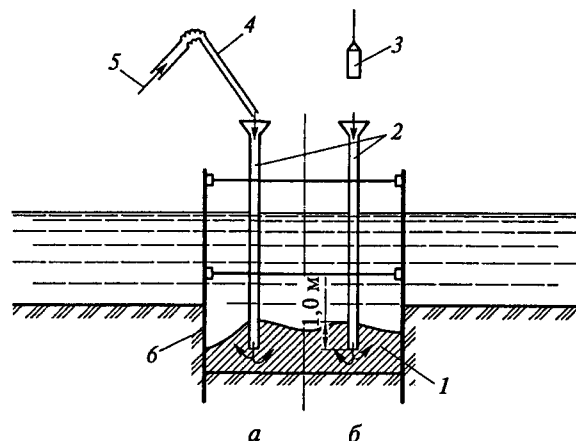


Рис. 21.6. Схема подводного бетонирования методом вертикально перемещающихся труб:

1 — подводный бетон; 2 — бетонолитные трубы с приемной воронкой; 3 — бадья с бетонной смесью; 4 — бетоновод; 5 — направление движения бетонной смеси; б — крепление котлована

способе бетонирования консистенция бетонной смеси должна быть пластичной с осадкой конуса 14...16 см. Укладывают смесь без перерывов с интенсивностью 0,3...0,4 м<sup>3</sup>/ч на 1 м<sup>2</sup>.

Более 50 % территории России занимают вечномерзлые грунты, поэтому вопросы проектирования и строительства искусственных сооружений на них представляются очень важными. К таким грунтам и породам относят те, которые имеют нулевую или отрицательную температуру и содержат замерзшую воду. Механические свойства мерзлых грунтов зависят от количества в них незамерзшей воды. При строительстве фундаментов в условиях мерзлых грунтов требуется учет влияния на устойчивость и эксплуатационную надежность физико-механических процессов, происходящих в слоях сезонного промерзания-оттаивания и вечномерзлого грунта. Промерзание в пределах деятельного слоя влажных пылевато-глинистых грунтов, пылеватых и мелких песков, как правило, сопровождается морозным пучением. Взаимодействие грунта, испытывающего морозное пучение, с фундаментом приводит к воздействию на него сил морозного пучения: нормальных и касательных.

При строительстве мостовых сооружений в условиях вечной мерзлоты котлованы под фундаменты опор разрабатывают после предварительного оттаивания или рыхления их взрывным способом. Для оттаивания грунтов используют пожоги, паропрогрев и электропрогрев. При взрывном способе разрыхления на площади будущего котлована в шахматном порядке пробуривают мелкие

скважины, в которые опускают взрывчатое вещество. Все заряды подрывают одновременно.

Мерзлые грунты разрабатывают без крепления, если котлован устраивается в зимний период. В летний период стенки котлованов в пределах деятельного слоя необходимо раскреплять, а в пределах вечной мерзлоты — раскреплять и защищать от оттаивания засыпкой влажным песком, шлаком или торфом в специальной опалубке. Бетонирование или монтаж сборных фундаментов производят сразу после разработки котлована, не допуская оттаивания котлована.

В период выполнения работ по устройству фундаментов на поверхности мерзлого грунта необходимо устроить канавы для отвода талых грунтовых вод.

### 21.3. Погружение свай и оболочек

На практике существуют несколько способов погружения свай и оболочек в основание фундаментов опор. Наиболее употребительны забивка и вибропогружение. Забивка свай производится молотами, смонтированными на копровых установках. Молоты подразделяются на следующие виды:

- подвесные (падающие);
- паровоздушные одиночного и двойного действия;
- дизельные.

Ранее применявшиеся малопроизводительные подвесные молоты представляют собой тяжелую чугунную отливку, имеющую сверху петлю для подвески к тросу и направляющую для движения молота вдоль стрелы копра. Сила удара создается падением молота с высоты направляющего устройства.

Более производительны паровоздушные молоты, приводящиеся в движение сжатым воздухом или паром. Паровоздушные молоты одиночного действия имеют вес ударной части от 1 до 6 т. Полный вес молота составляет около 9 т. Число ударов в минуту доходит до 30. Молоты одиночного действия применяют для забивки свай в тяжелые грунты. Паровоздушные молоты двойного действия имеют вес ударной части от 100 до 1500 кг. Давление пара или воздуха в паровоздушных молотах составляет 6...8 атм.

Достоинство молотов двойного действия — большое число ударов в минуту, что препятствует засасыванию свай в вязкие грунты. Недостаток паровоздушных молотов — необходимость в паровом котле или компрессоре, что создает громоздкость сваебойной установки.

В современной практике применяют в основном дизель-молоты, работающие по принципу двухтактного двигателя и приводящиеся в действие энергией взрыва горючего, взбрызгиваемого в

цилиндр. Существуют две разновидности дизель-молотов: штанговые и трубчатые. В штанговых молотах ударной частью служит подвижный цилиндр, а в трубчатых молотах — поршень. Схемы и характеристики применяемых на практике дизель-молотов можно найти в справочной литературе.

Энергия удара трубчатого молота больше, чем штангового, при равном весе ударных частей, и поэтому трубчатый молот может забивать более тяжелые сваи. Дизель-молоты отечественного производства имеют вес ударной части от 450 до 3 500 кг.

Достоинства дизельных молотов состоят в следующем: экономичность за счет применения дешевых сортов горючего, компактность и транспортабельность из-за отсутствия громоздких силовых установок, высокая производительность и быстрое приведение в работу.

Необходимая энергия удара молота может быть приблизительно определена по величине несущей способности сваи:

$$W \geq 25 P_{\text{lim}}; \quad (21.6)$$

$$P_{\text{lim}} = P_0 / (k m_2),$$

где  $W$  — энергия удара молота, принимаемая по таблицам технических характеристик свайных дизель-молотов, кг·м;  $P_{\text{lim}}$  — предельная несущая способность сваи;  $P_0$  — расчетная несущая способность сваи по грунту, т;  $k$  — коэффициент однородности, равный 0,7;  $m_2$  — коэффициент условий работы.

Подобранный молот необходимо проверить на соответствие его весу забиваемой сваи по формуле

$$K = (Q + q) / W, \quad (21.7)$$

где  $K$  — коэффициент применимости молота;  $Q$  — полный вес молота, кг;  $q$  — вес сваи с наголовником и надбавком, кг.

Величина коэффициента  $K$  не должна превышать 5 при использовании молотов двойного действия и трубчатых дизельных и 6 при использовании молотов одиночного действия и штанговых дизельных.

Для погружения стального шпунта, свай из двутавров и стальных труб, а также железобетонных свай используют вибромолоты.

В вибромолоте вибратор в виде закрепленных в литом корпусе двух электродвигателей с дебалансами на осях опирается через пружины на наголовник, жестко прикрепляемый к свае. При вращении дебалансов возбуждаются колебания вибратора, в ходе которых его литой корпус ударяет по наковальне, жестко соединенной с наголовником. Таким образом, свая подвергается как вибрационному, так и ударному воздействиям.

Если наковальню, жестко соединенную с закрепленным на свае наголовником, расположить над корпусом вибратора, то молот

будет выдергивать сваю. Такие вибромолоты называются шпунто-выдергивателями.

При затруднении погружения свай применяют подмыв струей воды. Сущность подмыва заключается в том, что к острию сваи при помощи трубок подают под большим давлением струю воды, размывающую грунт вокруг сваи. В результате свая, не встречая сопротивления, погружается значительно легче. Для того чтобы надежно обеспечит несущую способность сваи, погружение с подмывом заканчивают, не доходя 1...2 м до проектной отметки, после чего сваю добивают без подмыва.

Оборудование для подмыва состоит из насоса, напорного водопровода и подмывных трубок с наконечниками (рис. 21.7, а). Подмывные трубки располагают симметрично по граням сваи, прикрепляя их к свае хомутами или скобами (рис. 21.7, б).

Ориентировочно при подборе оборудования для подмыва можно пользоваться данными табл. 21.1.

В мостостроительных организациях находят применение копровые установки сборно-разборной конструкции, универсальные копры и навесное копровое оборудование к самоходным установкам на гусеничном ходу или пневмоколесах.

Простейшими сборно-разборными копрами погружают вертикальные сваи длиной до 12 м. Их используют, как правило, вместе с легкими и средними дизель-молотами (рис. 21.8, а).

В универсальных копрах платформа может поворачиваться относительно вертикальной оси, а стрела наклоняться вперед и назад. Универсальные копры используют с самыми тяжелыми ди-

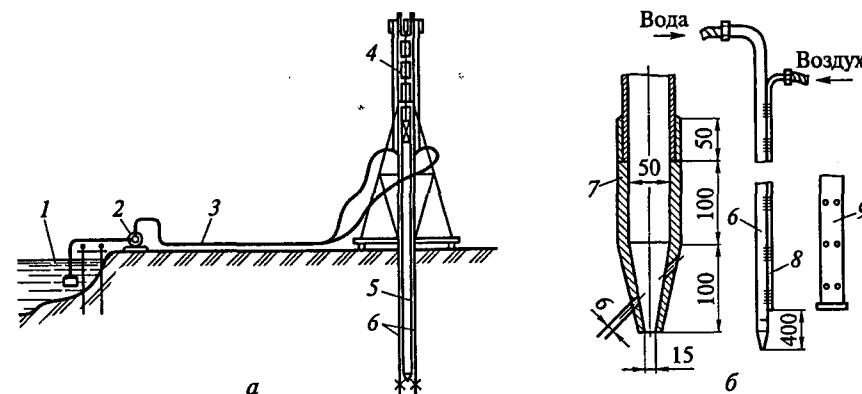


Рис. 21.7. Схемы (а, б) подмыва свай:

1 — водоем; 2 — насос; 3 — водонапорные трубы; 4 — копер; 5 — свая; 6 — подмывные трубки; 7 — наконечник подмывной трубы; 8 — воздуховодная труба; 9 — концевая часть воздуховода



Таблица 21.1

## Необходимые данные для подбора оборудования для подмыва

Грунт	Глубина погружения сваи в грунт, м	Необходимый напор у наконечника, атм.	Расход воды на сваю, л/мин
Мелкий песок	5...10	2,5...5,0	300...400
Супесь, суглинок	5...10	4...7	400...800
Среднезернистые пески	5...10	5...8	600...1000
Крупнозернистые пески, гравий	5...10	7...12	800...1500

зельными и паровоздушными молотами для погружения наиболее длинных и массивных свай.

Наиболее производительным и совершенным является навесное копровое оборудование на современных транспортных средствах. В состав такого оборудования входят направляющая стрела и телескопическая распорка, обеспечивающая заданное наклонное или вертикальное положение направляющей стрелы (рис. 21.8, б).

Каркасы (рис. 21.8, в), применяемые для погружения свай и оболочек, представляют собой временные обустройства, в которых предусмотрены зафиксированные отверстия, соответствующие проектному положению свай в ростверке. Каркасы собирают на болтах из стального профильного проката. Чаще всего каркасы применяют при глубине воды более 3...4 м и закрепляют на месте с помощью маячных свай, устанавливаемых в направляющие отверстия каркаса.

Кондукторами называют бетонные и железобетонные конструкции, в которых устроены каналы или ячейки, обеспечивающие заданные положение и направление свай или оболочек при погружении (рис. 21.8, г). В качестве кондукторов обычно используют сборные конструкции плит ростверков сооружаемых фундаментов.

При проведении свайных работ необходимо соблюдать определенную последовательность их забивки. На рис. 21.9 показана последовательность забивки свай при различной форме свайного поля. В узких фундаментах используется синусоидальная траектория забивки (рис. 21.9, а), в близких к квадратным — спиральная от периферии к центру (рис. 21.9, б). При связных грунтах целесообразна секционная последовательность забивки свай (рис. 21.9, в). В этом случае сначала погружают сваи в отдельных рядах, обеспечивающих деление ростверка на секции, а затем погружают сваи в рядовой последовательности. Указанная технология позволяет

избежать уплотнения грунта в средней части свайного поля и тем самым обеспечивает приблизительно равные условия забивки всех свай.

Вибропогружатели используют для погружения свай и оболочек в несвязные грунты. В связных грунтах вибропогружатели неэффективны. Сущность вибрационного способа погружения свай

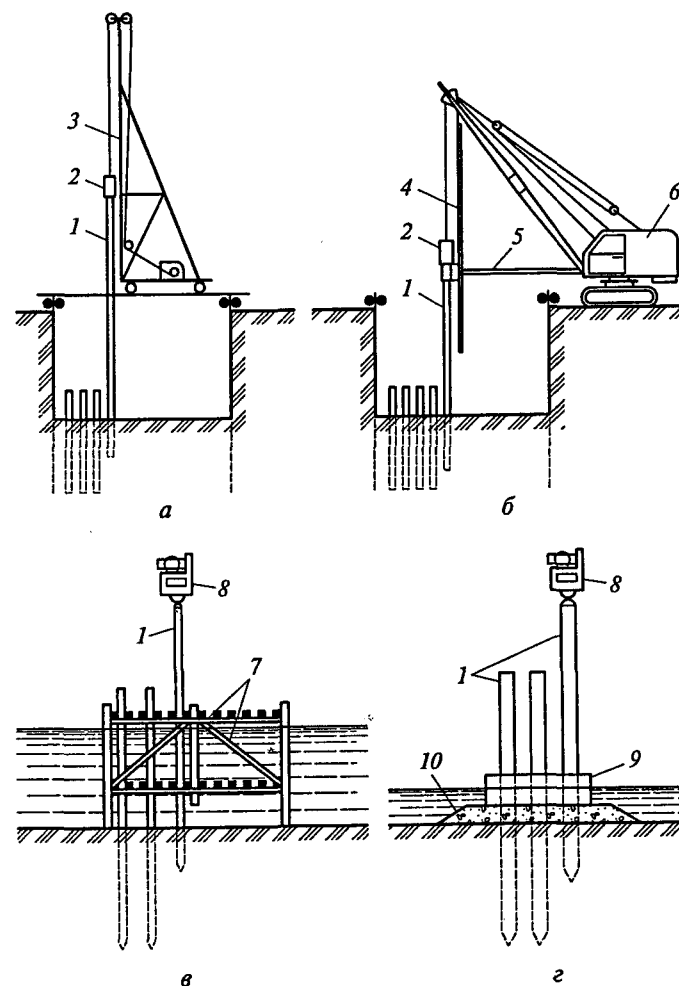


Рис. 21.8. Виды устройств для погружения свай и оболочек:

а — простейший копер; б — копровое оборудование на самоходном транспортном средстве; в — направляющий каркас для погружения свай; г — кондуктор-ростверка для погружения оболочек; 1 — свая; 2 — молот; 3 — копер; 4 — направляющая стрела; 5 — распорка; 6 — транспортное средство на гусеничном ходу; 7 — каркас; 8 — вибропогружатель; 9 — кондуктор-ростверка; 10 — подсыпка

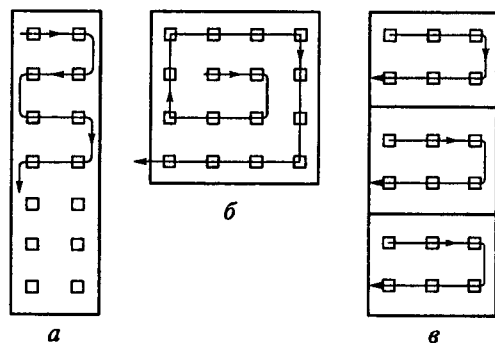


Рис. 21.9. Последовательность (а—в) погружения отдельных свай

заключается в том, что с помощью вибраций, сообщаемых свае и окружающему грунту, значительно уменьшаются силы трения, в результате чего свая легче погружается в толщу грунта.

Для погружения железобетонных свай применяют вибропогружатели с частотой 400...600 колебаний в 1 мин и возмущающей силой 20...30 т. Легкие сваи и шпунты целесообразно погружать вибропогружателями с более высокой частотой и меньшей возмущающей силой.

При погружении центрифугированных железобетонных оболочек вибропогружатель жестко закрепляют на оболочке болтами. При опускании оболочки в слабосвязных и песчаных грунтах для ускорения работ применяют, как и для свай, подмыв.

По мере погружения оболочки из внутренней полости извлекают грунт. Песчаные, супесчаные и размываемые глинистые грунты можно разрабатывать напором воды, выбрасывая их в виде пульпы эрлифтом или гидроэлеватором. Связные грунты, а также грунты с включениями в виде валунов размером до 25 см в вертикальных оболочках разрабатывают грейферами. Если грейфер не размещается внутри оболочки, а также в случаях грунтов со скальными включениями и плотных связных с коэффициентом консистенции  $B < 0$ , то применяют специальное оборудование для ударно-канатного или вращательного бурения, которое монтируется на транспортных средствах. После удаления грунта внутреннюю полость оболочки заполняют бетонной смесью. При сооружении фундаментов в воде бетонирование внутренних полостей ведут методом подводного бетонирования.

#### 21.4. Сооружение свай и столбов в грунте

В современном мостостроении широкое распространение имеют буронабивные (или буровые) сваи и столбы. При их устрой-

стве минимизируется динамическое воздействие технологического оборудования, и по этой причине такие конструкции основной опор могут применяться в условиях тесной городской застройки, когда даже незначительные динамические воздействия могут привести к повреждению рядом расположенных зданий и сооружений.

Для устройства в грунте сваи или столба разбуривают скважину, в которую устанавливают арматурный каркас сваи или столба, после чего производят бетонирование. При этом условно к буронабивным сваям относят те, у которых диаметр не превышает 1 м, а к буронабивным столбам — при диаметре 1 м и более. Современные бурильные машины и оборудование позволяют быстро и экономично устраивать глубокие скважины в разнообразных геологических условиях и разбуривать в основаниях скважин уширения для увеличения несущей способности сооружаемых свай или столбов.

Различают ударное и вращательное бурение. При ударном бурении и грунт в забое скважины разрыхляют или раздробляют ударами рабочего органа, который сбрасывают с некоторой высоты. В качестве рабочего органа при малосвязных грунтах используют бур-грейфер, которым и рыхлят грунт, и выбирают его из скважины. Твердые грунты разрыхляют или раздробляют долотом и извлекают из скважины эрлифтом, гидроэлеватором, грейфером или желонкой.

Скальные грунты разбуривают трех- или четырехперыми долотами. При этом долото поднимают и сбрасывают на крученном тросе с высоты около 1 м. В момент удара долота о грунт трос ослабевает и упруго скручивается. Натягиваясь и раскручиваясь при подъеме долота, трос поворачивает его на небольшой угол в плане. Благодаря этому долото каждый раз разрыхляет новый участок забоя, что и обеспечивает равномерное по его площади разрушение грунта.

Если в процессе бурения дисперсных грунтов на пути бура-грейфера встречается валун, то его сдвигают в сторону с помощью конического долота. Для крепления стенок скважины обычно применяют обсадные трубы, погружаемые в скважину по мере углубления и извлекаемые после заполнения скважины бетонной смесью.

Современные бурильные установки виброударного действия с буром-грейфером монтируются на гусеничном ходу, они снабжены инвентарными обсадными трубами. Особенностью таких установок является применение бура-грейфера специальной конструкции, уширителя для создания утолщений по концам свай и столбов и механизма погружения обсадных труб, снабженного гидравлическими домкратами поступательного и возвратно-вращательного действия.

Вращательное бурение производят различными видами роторных буров или турбобурами, расположенных на гусеничном ходу. На рабочие органы бура вращение передается от ротора, обычно расположенного на поверхности, через жесткую штангу или колонну буровых труб. Применяются ковшовые и шнековые буры, которые не только режут и рыхлят грунт, но и выбирают его из скважины.

Устойчивость грунта на стенах скважин обеспечивают как обсадными трубами, так и избыточным гидростатическим давлением, создаваемым внутри скважины путем заполнения ее водой или глинистым раствором.

При роторном бурении приводная штанга обеспечивает достаточную прямолинейность скважины, а вращающийся рабочий орган: ковшовый бур, шнек или шарошечное долото — требуемую форму и размер ее поперечного сечения. Поэтому в данном случае можно обходиться без обсадных труб, если устойчивость стен скважины обеспечивается гидростатическим давлением воды или глинистого раствора. В плотных и средней плотности сухих или влажных глинистых грунтах допускается бурение скважин без крепления стен. При устройстве скважин вблизи существующих сооружений в напластованиях низкопрочных оплывающих грунтов применение обсадных труб обязательно.

Часто обсадные трубы применяют для разработки только верхнего небольшого участка скважины в пределах водонасыщенных неустойчивых грунтов, а далее бурение ведут, используя для предотвращения оползания грунта давление глинистого раствора или воды. Такие укороченные обсадные трубы называются патрубками.

На местности, покрытой водой, используют патрубки, необходимые для формирования стволов свай и столбов в воде. В качестве патрубков применяют стальные трубы или железобетонные оболочки. Стальные трубы обычно используют многократно, а железобетонные оболочки оставляют в составе изготавливаемой конструкции. Сваи и столбы, изготовленные с применением несъемных обсадных труб, называются буро-обсадными.

Современные буровые установки имеют механизм для погружения и извлечения обсадных труб и сменное рабочее оборудование, позволяющее вести как ударное, так и вращательное бурение. Диаметр устраиваемых буронабивных столбов достигает 2 м. Наиболее часто в практике строительства применяют буронабивные сваи диаметром 0,6 и 0,8 м, буронабивные столбы диаметром 1,2 и 1,5 м. Глубина погружения буронабивных свай и столбов достигает до 30 м и более.

Для устройства уширений по концам свай чаще всего применяют ромбовидный уширитель, который раскрывается под действием веса буровой штанги и закрывается при подъеме штанги

под действием собственного веса и веса ковша с разбуренным грунтом. Диаметр уширенной части составляет до 3,5 м.

Применение шнекового оборудования позволяет непрерывно извлекать разрыхленный грунт из скважин. Технологическая схема устройства буронабивного столба при бурении скважин шнеком представлена на рис. 21.10. Вначале производится центровка и установка шнека в вертикальное положение (рис. 21.10, а). Далее осуществляется бурение до проектной отметки (рис. 21.10, б). После этого начинается извлечение шнека с одновременным заполнением скважины пластичной бетонной смесью (рис. 21.10, в). Наиболее эффективно заполнение скважины можно выполнять с применением бетононасоса по бетоноводным трубам. После полного извлечения шнека из скважины и окончания заполнения ее бетонной смесью (рис. 21.10, г) производятся зачистка верха скважины и удаление извлеченного из скважины разрыхленного грунта (рис. 21.10, д). Последним этапом является погружение с помощью вибропогружателя арматурного каркаса в незатвердевшую бетонную смесь скважины (рис. 21.10, е).

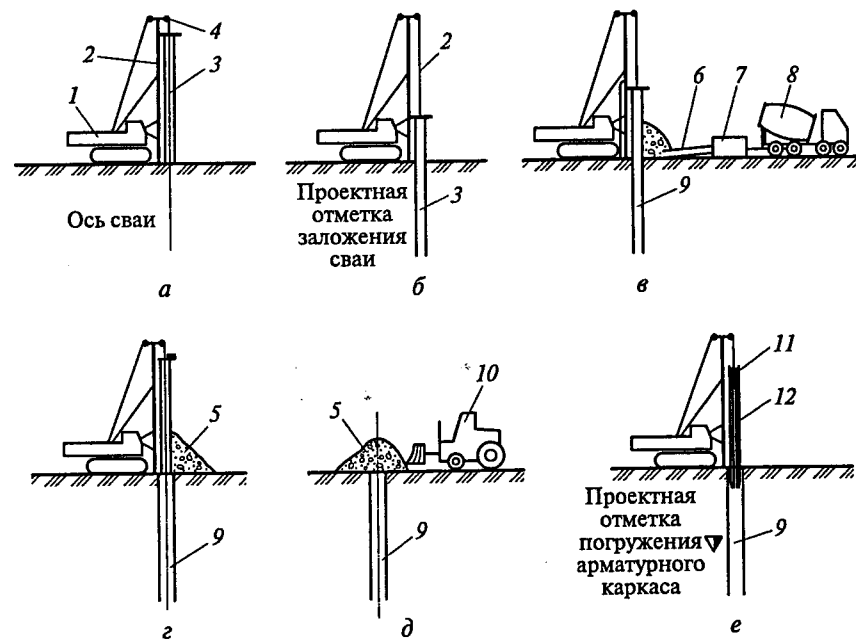


Рис. 21.10. Технология устройства буронабивных столбов с использованием шнекового оборудования:

1 — буровая машина на гусеничном ходу; 2 — направляющая мачта; 3 — непрерывный шнек; 4 — лебедка; 5 — извлеченный из скважины грунт; 6 — бетоноводные трубы; 7 — бетононасос; 8 — бетоновоз; 9 — подвижная бетонная смесь; 10 — погрузчик; 11 — вибропогружатель; 12 — арматурный каркас

В настоящее время разрабатывается оборудование для более экономичного колонкового бурения, при котором разбуривается кольцевая выточка по периметру скважины, после чего отделяется и извлекается kern неразрушенной скалы.

После бурения скважины тщательно очищают от наплывшего грунта и шлама. Размеры скважин, пробуренных без обсадных труб, проверяют специальными мерниками. Затем производят установку арматурного каркаса и укладку бетонной смеси.

В условиях вечной мерзлоты методы возведения оснований из монолитных столбов и свай, представленные ранее, малопригодны из-за низких температур, поэтому применяют столбы сборной конструкции, которые устанавливают в заранее пробуренные скважины. Основной принцип возведения столбчатых оснований опор состоит в предотвращении деградации мерзлого грунта. В этой связи большое значение имеет сохранение растительного покрова (мха, торфа, деревьев и кустарников). При бурении скважин должен быть обеспечен такой температурный режим, при котором не происходит оттаивания грунта стенок скважины. Наиболее просто этот принцип реализуется при скальных грунтах.

Существует несколько способов устройства свайных или столбчатых оснований в вечномерзлых грунтах:

- предварительно пробуривают скважину с поперечными размерами, превышающими размеры столба (свай), заполняют скважину грунтовым раствором и затем погружают столб, вдавливая его в скважину с заполнением, обеспечивая вмораживание столба в грунт;
- после пробуривания скважины погружают столб (сваю) и затем имеющиеся пазухи заполняют грунтом или песчано-цементной смесью;
- погружают столб (сваю) в предварительно оттаянный грунт с последующим его вмораживанием.

Для восстановления природной температуры вечномерзлых грунтов применяют различные способы. Один из таких способов предусматривает применение установки, работающей по принципу циркуляции незамерзающей жидкости (например, керосина) по петлевидному трубопроводу, погруженному в грунт.

## 21.5. Устройство плиты свайного ростверка

Котлован для заглубляемой в грунт плиты свайного ростверка, как правило, разрабатывают до погружения свай. Методы разработки грунта, конструкции креплений стен котлована и ограждений его от воды принимают в зависимости от местных условий точно так же, как и при сооружении фундаментов мелкого заложения (см. подразд. 21.2).

При образовании фундаментов из нескольких свай, оболочек или столбов приходится устраивать объединяющую их конструктивную часть опоры — плиту ростверка. Эта необходимость отпадает при устройстве безростверковых опор, образующих тело и фундамент из отдельных столбов.

В практике фундаментостроения применяются монолитные и сборные железобетонные ростверки. При устройстве монолитных ростверков используют различные типы инвентарной опалубки. В опалубку устанавливают арматуру и укладывают бетонную смесь, которую затем уплотняют глубинными вибраторами. После приобретения бетоном требуемой прочности опалубку демонтируют для повторного применения. При сложной форме ростверка опалубку изготавливают из деревянных щитов.

Трудоемкость работ по устройству монолитных ростверков снижает экономическую эффективность свайных фундаментов и усложняет производство работ, особенно в зимний период. Поэтому в ряде случаев могут быть успешно применены сборные свайные ростверки. При этом в плите предусматривают отверстия под сваи, что позволяет рассматривать такие сборные плиты одновременно как кондукторы для погружения свай (рис. 21.11). При сборной конструкции плиты ростверка не требуется ограждение котлована и обеспечивается качественная защита бетона плиты от агрессивного воздействия воды. Кроме того, максимально исключаются

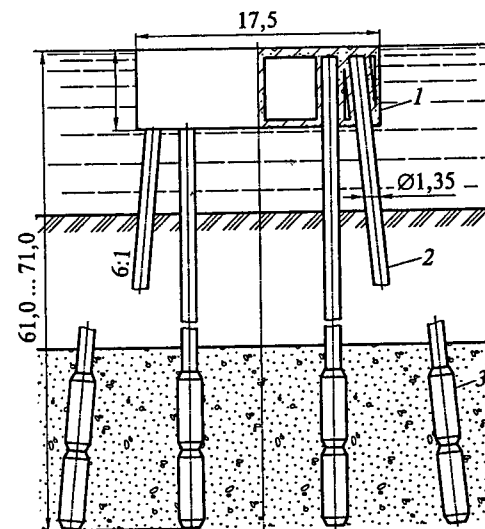


Рис. 21.11. Сборная плита ростверка опоры:

1 — полая сборная плита; 2 — железобетонная оболочка; 3 — уширение оболочки

арматурные и бетонные работы на месте, что способствует сокращению трудозатрат при возведении ростверка.

В котлованах сухих или со слабым притоком грунтовых вод после погружения забивных устройств или устройства буронабивных свай и срезки их на проектной отметке плиту ростверка укладывают непосредственно на выровненное дно котлована как в фундаментах на естественном основании (см. подразд. 21.2). Если приток воды через дно котлована значителен, то после устройства свай или столбов на дне котлована методом вертикально перемещающихся труб устраивают тампонажный слой бетона. Когда подводный бетон наберет требуемую прочность, котлован осушают, срезают излишки свай, очищают поверхность тампонажного слоя и ведут бетонирование плиты ростверка (рис. 21.12, а).

При устройстве плиты ростверка в воде, над поверхностью дна водотока, конструкцию ограждения, обеспечивающего выполнение работ насухо, назначают в зависимости от глубины воды. При глубине до 4...6 м ограждение устраивают из шпунта, забиваемого в дно водотока. В полость ограждения отсыпают грунтовую подушку до отметки подошвы ростверка (рис. 21.12, б). Если шпунт забить невозможно, ограждение выполняют в виде бездонного ящика с водонепроницаемыми стенками, который устанавливают на дно водотока и в полость которого отсыпают грунтовую подушку. Дальнейшие работы производят теми же методами и в том же порядке, как и при сооружении плиты ростверка в грунте.

При большой глубине воды плиты ростверков сооружают в ограждениях в виде ящиков с днищем. Ящики обычно представляют

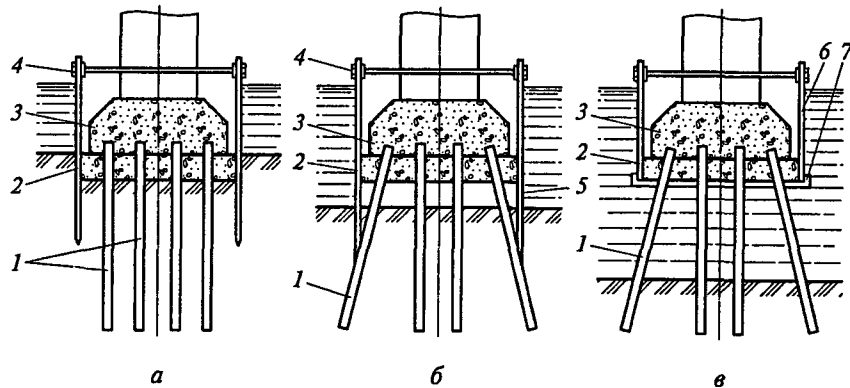


Рис. 21.12. Схемы сооружения монолитной плиты свайных ростверков:

а — при незначительном заглублении в грунт дна; б — при глубине воды до 4...6 м; в — при глубине воды более 6 м; 1 — свая; 2 — подводный бетон; 3 — плита ростверка; 4 — шпунтовое ограждение; 5 — песчаная подсыпка; 6 — инвентарные щиты; 7 — деревянное днище

собой единую конструкцию с каркасами для погружения свай. Ящики-каркасы делают из дерева, металла, а иногда из железобетона или из инвентарных понтонов. Ящик-каркас устанавливают в проектное положение и погружают сваи, оболочки или обсадные трубы буронабивных столбов. После погружения забивных или устройства буронабивных свай или столбов на днище ящика укладывают тампонажный слой бетона. В осушенном ящике производят весь комплекс работ по бетонированию или сборке плиты ростверка (рис. 21.12, в).

При глубине воды до 10...12 м в качестве ограждения целесообразно использование инвентарных понтонов, образующих ограждение-перемышку. Понтоны опускают на дно, балластируя их водой. Воду из ограждения до требуемой отметки откачивают вообще без тампонажного слоя или с тампонажным слоем из глины, уложенной на дно. Опалубку плиты ростверка в этом случае подвешивают на забитых сваях.

Все большее применение на практике находят свайные фундаменты с ростверками, располагаемыми над меженным уровнем воды. В этом случае работы по сооружению плит ростверков упрощаются и снижается трудоемкость их возведения.

В мостах больших пролетов ростверки опор имеют большие размеры, для их уменьшения применяют отдельные ростверки под несколько свай или столбов. Для восприятия ледовой нагрузки устраивается железобетонная льдозащитная оболочка, повторяющая контуры ростверка.

## 21.6. Возведение тела опор

Технология возведения тела опор зависит от их конструкции, месторасположения опоры и местных условий.

Монолитные опоры бетонировать в опалубке различной конструкции. На практике нашли применение стационарная, сборная щитовая, подвижная (скользящая) опалубки и опалубка-облицовка. Тип опалубки выбирают в зависимости от размеров и сложности формы тела опор, а также от количества однотипных опор.

Ранее для бетонирования тела опор применяли только деревянную щитовую опалубку, изготавливаемую на строительной площадке. В настоящее время чаще всего применяют щитовую сборно-разборную металлическую опалубку. В случае тела сложных геометрических форм применяют комбинацию разных типов опалубок.

К опалубкам предъявляют требования прочности, устойчивости, жесткости, соответствия проектным формам бетонированной конструкции, непроницаемости бетонной смеси, способам бетонирования.

Стационарную опалубку обычно применяют для тела опор, имеющих сложную индивидуальную форму. Такая опалубка состоит из каркаса и заполнения в виде строганных досок или фанеры. Щиты опалубки объединяются в пространственную систему с помощью стальных тяжей диаметром 16...22 мм.

Нижнюю обвязку опалубки крепят к плите ростверка или фундаменту анкерными болтами, оставляемыми в теле бетона. Внешнюю поверхность опалубки закрывают полимерной пленкой или жестью для ее непроницаемости. Внутренние плоскости опалубки перед бетонированием рекомендуется обмазывать растворами, позволяющими легко отделять ее от бетона.

Деревянные опалубки практически малопригодны для повторного применения, так как около 40...60 % исходного материала после демонтажа остается поврежденным.

Опалубка, изготовленная из щитов, используемых многократно, позволяет резко сократить расход материалов и трудоемкость опалубочных работ. Эффективность такой опалубки зависит от ее оборачиваемости. Стоимость работ по монтажу опалубки, как правило, составляет до 30 % от стоимости возведения опоры. Деревянно-металлическая щитовая опалубка образуется из листовой стали толщиной 2...5 мм и деревянных брусьев, играющих роль ребер жесткости. Размеры щитов назначают из условия транспортабельности и удобства монтажа. Обычно площадь щитов составляет 4...12 м<sup>2</sup>, в отдельных случаях доходит до 20 м<sup>2</sup>.

Цельнометаллическая опалубка образуется из плоских элементов или из секций, имеющих криволинейные поверхности. Так, для круглых столбчатых тел используют опалубку, каждая секция которой состоит из двух блоков, соединяемых на болтах. Цельнометаллическая опалубка монтируется с помощью кранов. После набора бетоном требуемой прочности секцию или несколько секций демонтируют и переставляют на более высокий уровень будущего тела опоры.

При сложной форме тела опор приходится компоновать опалубку из щитов разной конструкции. На участках постоянного сечения тело опоры бетонировать в опалубке из стальных щитов одинаковой формы, а в пределах, например, верхней части сложной конфигурации опалубку выполняют из дерева. При большом числе опор одинаковой формы, что характерно для мостов или эстакад большой длины, сложные по форме участки также могут бетонировать в стальной сварной опалубке (рис. 21.13, а). Для удержания верхних секций опалубки в рабочем положении используют специальное приспособление с держателями (рис. 21.13, б).

Скользкая металлическая опалубка применяется при бетонировании высоких опор с постоянным сечением. Такая опалубка состоит из стального каркаса и опалубочных щитов, перемещающихся вдоль тела опоры с помощью домкратов. Стальной кар-

кас в простейшем случае состоит из двух замкнутых горизонтально расположенных рам, к которым прикрепляются металлические щиты опалубки. Для уменьшения сил трения на контакте щитов с бетонной смесью внутренние поверхности щитов покрывают листами фторопласта.

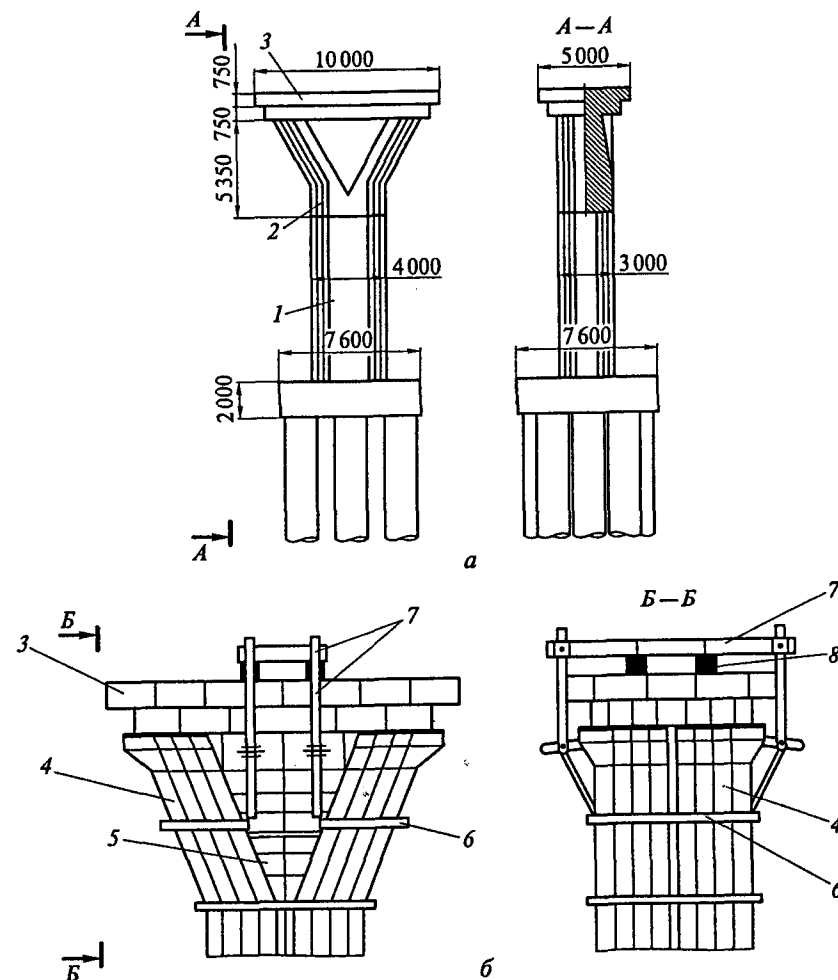


Рис. 21.13. Конструкция опалубки тела опоры сложной формы:

а — общий вид опалубки; б — опалубка верхушки опоры; 1 — металлическая опалубка участка постоянного сечения; 2 — деревянная опалубка участка переменной формы; 3 — металлическая опалубка оголовка; 4 — деревянные щиты опалубки в уширенной части тела опоры; 5 — металлические щиты опалубки на участке между наклонными столбами верхней части тела опоры; 6 — ребро жесткости; 7 — приспособление для удерживания щитов опалубки; 8 — гидравлические домкраты

Тело опоры бетонируют в скользящей опалубке непрерывно. Скорость движения опалубки должна быть такой, чтобы уложенный бетон приобрел необходимую прочность для сохранения формы тела опоры. Скорость скольжения опалубки может быть определена по формуле

$$v = H/(t_{\text{схв}} + 2) \text{ при } Q = v\Omega, \quad (21.8)$$

где  $H$  — высота щита опалубки, м;  $t_{\text{схв}}$  — время от начала приготовления до конца схватывания бетона, ч;  $Q$  — необходимая производительность бетононасоса, м<sup>3</sup>/ч;  $\Omega$  — площадь бетонирования, м<sup>2</sup>.

Бетонную смесь для бетонирования опор в настоящее время доставляют в автобеносмесителях. К русловым опорам автобетоносмесители доставляются плавсредствами или по монтажным эстакадам. Возможна транспортировка бетонной смеси по бетоноводным трубам, уложенным на наплавном понтонном мосту. Подача смеси осуществляется насосами.

Подача бетонной смеси к бетонируемой конструкции может осуществляться с помощью простейшего устройства — кубла, подвешенного к стреле крана. Современные конструкции таких устройств имеют коническую форму и представляют собой воронку с затвором, обеспечивающим регулирование отверстия подачи бетонной смеси. Используемые краны на пневмоходу имеют вылет стрелы до 30...35 м при грузоподъемности до 25...28 т.

Применяемые на практике автобетононасосы монтируются на автомобильном шасси; они снабжены манипулятором, приемным хоппером и бетоноводными трубами, а также насосом. Манипуляторы автобетононасосов могут подавать бетонную смесь на высоту до 50 м и по горизонтали до 45 м. Производительность автобетононасосов составляет 120...180 м<sup>3</sup>/ч. Бетоноводные трубы имеют диаметр 100...125 мм. Находят применение также автобетононасосы, укомплектованные бетоносмесителем с объемом 7...10 м<sup>3</sup>.

Автобетононасосы позволяют производить бетонирование при большой высоте и ширине опор. При этом основным фактором, влияющим на темпы укладки бетонной смеси, является производительность бетонных заводов и количество автобетоновозов для доставки смеси к месту строительства.

Чтобы ускорить процесс твердения уложенного бетона и предотвратить его неравномерную его усадку, поверхность бетона поливают водой и покрывают влагоемкими материалами, особенно в жаркое время. Перед возобновлением бетонирования после перерыва необходимо снять с поверхности уложенного бетона цементную пленку, очистить и промыть поверхность.

При бетонировании в зимних условиях необходимо учитывать, что замерзание бетона в процессе схватывания не допускается, так как это снижает его прочность. Только после приобретения

бетоном прочности не менее 79 % от проектной такое замораживание возможно.

На практике применяют несколько способов зимнего бетонирования. При бетонировании массивных опор применяют, как правило, способ термоса. Этот способ заключается в подогреве минеральных материалов и воды и использовании утепленной опалубки. Утеплитель размещается в этом случае между внешней и внутренней плоскостями щитов опалубки. Теплопроводность опалубки и начальная температура смеси должны обеспечивать условия схватывания и твердения до того, как температура бетона станет отрицательной. Продолжительность остывания бетонной смеси до 0 °С

$$X = (600 t_6 + ЦЭ) R_0 V / F(t_{6,c} - t_n) \beta; \quad (21.9)$$

$$R_0 = \sum h_i / \lambda_i, \quad (21.10)$$

где  $t_6$  — температура свежееуложенного бетона;  $Ц$  — расход цемента;  $Э$  — экзотермия цемента при средней температуре твердения 15 °С;  $R_0$  — общее термическое сопротивление опалубки;  $V$  — объем бетона;  $F$  — поверхность охлажденного бетона;  $t_{6,c}$  — средняя температура бетона за время остывания;  $t_n$  — средняя температура наружного воздуха;  $\beta$  — коэффициент продуваемости;  $h_i$  — толщина слоев гидроизоляции и листов опалубки;  $\lambda_i$  — коэффициент теплопроводности материалов утепления опалубки.

При определении требуемой температуры бетонной смеси в период укладки необходимо учитывать тепловые потери при ее транспортировании, которые не должны превышать 30 % содержащегося в ней тепла.

Бетонирование тонкостенных тел опор производят в тепляках, которые представляют собой объемлющие конструкции, образованные из каркаса и покрытия. После бетонирования удаление тепляков возможно после того, как разность температур наружного воздуха и бетона в середине бетонируемой конструкции не достигнет 30 °С.

Еще одним способом зимнего бетонирования является такой, при котором применяют добавки, обеспечивающие незамерзание бетона при низких температурах.

В ряде случаев монолитные опоры мостов выше обреза фундамента облицовывают естественным камнем, бетонными блоками и железобетонными плитами в целях повышения сопротивления истиранию поверхностного слоя, повышения морозостойкости и по архитектурным соображениям (рис. 21.14).

Навесную облицовку подвешивают к телу опоры и затем омоноличивают с ней. Облицовку из железобетонных плит устанавливают перед бетонированием, она служит и опалубкой. Облицовку тела опор можно обрабатывать в грубый прикол, с чистой





## Водопропускные трубы под насыпями автомобильных дорог

### 22.1. Оголовки и фундаменты водопропускных труб

Оголовки водопропускных труб обеспечивают сопряжение тела трубы с насыпью, создают благоприятные условия протекания по ним воды, а также предотвращают продольные деформации труб от воздействия горизонтального давления насыпи. Применяют порталные, раструбные, воротниковые и обтекаемые оголовки (рис. 22.1).

Наибольшее применение получили порталные и раструбные оголовки. Портальные оголовки (рис. 22.1, а) более просты в изготовлении, но их конструкция не обеспечивает плавного входа в трубу и протекания по ней воды, поэтому их применяют для труб с отверстием 0,5...0,75 м при малых расходах и небольших скоростях течения.

Раструбные оголовки (рис. 22.1, б), состоящие из порталной стенки и двух откосов постоянной или переменной высоты, развернутых в плане относительно оси трубы под углом 18...25°, обеспечивают наиболее плавное протекание воды и широко применяются как в безнапорных, так и в напорных трубах. Для обеспечения более полного использования поперечного сечения трубы при пропуске водного потока у входного оголовка иногда первые звенья труб устраивают с переменной высотой сечения.

У воротниковых оголовков (рис. 22.1, в) крайние звенья труб срезают наклонно в соответствии с углом заложения откоса насыпи и окаймляют поясом-воротником. Внешний вид трубы с таким оголовком привлекателен, но из-за неблагоприятных условий вхождения воды в трубу такие оголовки применяют только при малых расходах воды.

Обтекаемые оголовки (рис. 22.1, г) имеют переменную высоту сечения в виде усеченного конуса (в круглых трубах) или пирамиды (в прямоугольных трубах), что обеспечивает благоприятные условия протекания воды.

Русло водотока у входных и выходных оголовков, а также откосы насыпи около трубы являются ответственными конструктивными элементами. При сооружении водопропускных труб их укрепляют от возможного размыва различными способами: каменной наброской, железобетонными плитами, монолитным бе-

тоном или габионами. Тип укрепления выбирается с учетом скорости протекания воды, а также на основе технико-экономического анализа.

Для равномерной передачи давления на грунт и противодействия сдвигу элементы трубы опирают на фундамент или естественное надежное основание в зависимости от инженерно-геологических условий, высоты насыпи и величины отверстия трубы. В бесфундаментных трубах звенья опирают на естественное грунтовое основание (рис. 22.2, а) либо на специальную грунтовую подушку из щебеночно-песчаной или гравийно-песчаной смеси (рис. 22.2, б). Такие трубы применяют при крупнообломочных и плотных песчаных грунтах, а также при прочных глинистых грунтах с величиной условного сопротивления более 250 кПа. Типовые конструкции бесфундаментных труб малых диаметров 0,5...0,75 м укладывают при насыпях высотой от 0,9...3,5 м, а диаметр 1,0 м устраивают в насыпях до 7 м.

Если грунты основания имеют условное расчетное сопротивление от 100 кПа до 150 кПа, то звенья труб рекомендуется непосредственно опирать на жесткие фундаменты из сборных железобетонных элементов или из монолитного бетона (рис. 22.2, в, г).

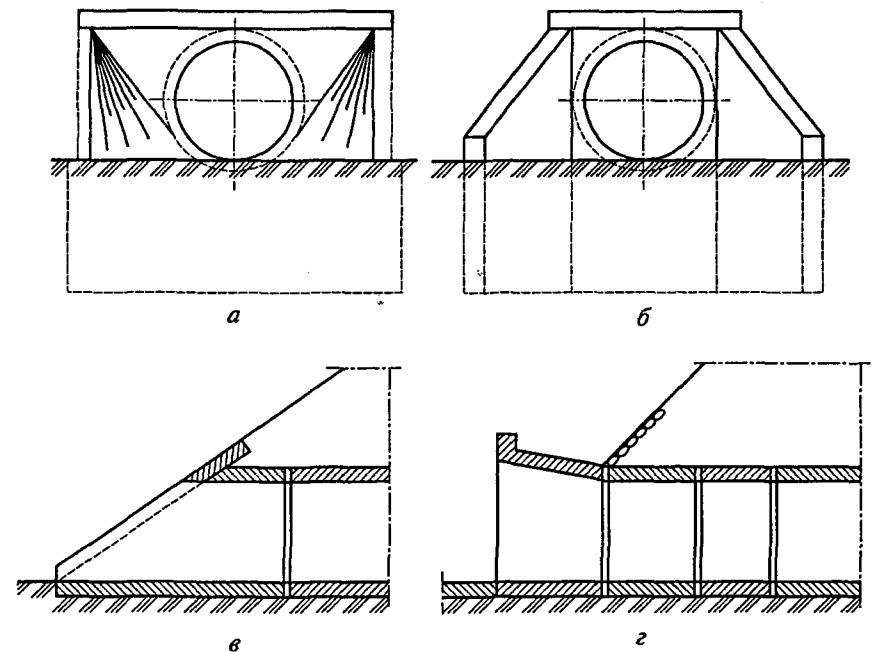


Рис. 22.1. Типы оголовков водопропускных труб:

а — порталный; б — раструбный; в — воротниковый; г — обтекаемый

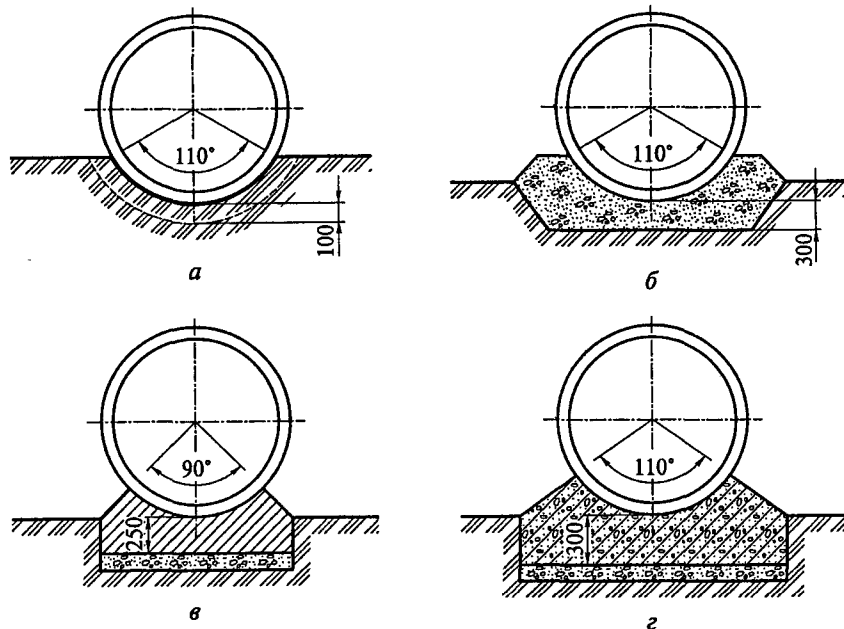


Рис. 22.2. Типы фундаментов труб:

*а* — естественное грунтовое основание; *б* — искусственная грунтовая подушка; *в* — фундамент из сборных железобетонных элементов; *г* — фундамент из монолитного бетона

При слабых или неустойчивых грунтах (болотистых, пластичных глинистых, вечномёрзлых), для которых величина условного сопротивления не превышает 100 кПа, часто применяют свайные фундаменты.

## 22.2. Конструкции каменных, бетонных и железобетонных труб

Каменные и бетонные трубы в прошлом выполняли из массивных боковых стенок со сводами. Их пролеты достигали 4... 5 м. По статической схеме своды, как правило, выполняют бесшарнирными, реже двух- и трехшарнирными. Очертание сводов обычно принимают по круговой кривой со стрелой подъема  $f = (\frac{1}{2} \dots \frac{1}{3})l$ .

Стены труб могут иметь отдельный или общий фундамент, что зависит от геологических условий. При слабых грунтах целесообразно устраивать общий фундамент, что снижает величину давления по его подошве. Иногда для улучшения работы общего фун-

дамента устраивают обратный свод, который одновременно является лотком для протекания воды.

Для всех элементов каменных труб применяют бутовый камень с условным сопротивлением не менее 40 МПа. Для кладки используют цементный раствор прочностью не ниже 10 МПа. Каменные трубы являются надежными, долговечными сооружениями с малыми эксплуатационными расходами, но не удовлетворяют современным требованиям индустриального строительства.

На дорогах низких технических категорий иногда применяют круглые бетонные трубы из звеньев с плоской подошвой. Звенья таких труб имеют отверстия диаметром 1 и 1,25 м с толщиной стенок 14... 18 см и длиной 1 м. В подошвенной части звена применяют сварную сетку из арматуры диаметром 10 мм класса А-II. Разработано два варианта звеньев из бетона: класса В30 и В40. Эта конструкция требует значительного расхода бетона сравнительно высоких классов. Такие трубы можно укладывать под насыпь высотой до 7 м.

В настоящее время на автомобильных дорогах нашли широкое применение сборные железобетонные трубы. Разработаны типовые проекты звеньев круглых железобетонных труб (рис. 22.3, *а*) с отверстиями диаметром 0,5; 0,75; 1,0; 1,25 и 1,5 м.

Трубы с отверстием 0,5 м применяют на съездах, с отверстием 0,75 м — при насыпях высотой до 1,5 м, с отверстием 1,0... 1,5 м — при насыпях высотой до 7,5 м. Длину звеньев таких труб принимают равной 2,0... 3,0 м. Арматурный каркас круглых труб состоит из двух рядов рабочей арматуры класса А-II, расположенной по окружности и выполненной в виде спирали, поперечной арматуры в виде хомутов и распределительной продольной арматуры класса А-I. Толщина стенок звеньев  $h = 8 \dots 16$  см. Железобетонные трубы

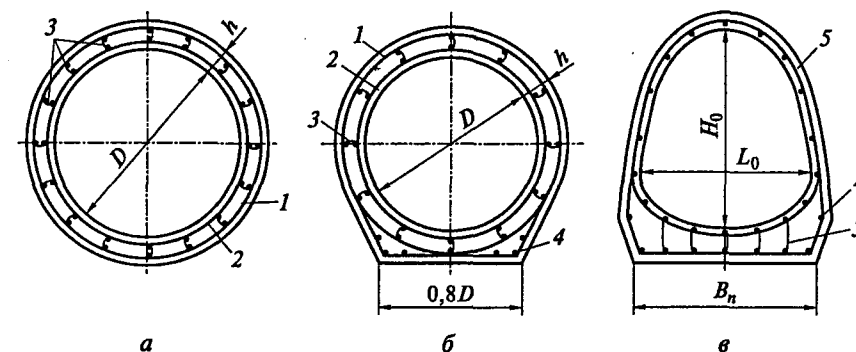


Рис. 22.3. Конструкция звеньев железобетонных труб:

*а* — круглой; *б* — круглой с плоской подошвой; *в* — овоидальной с плоской подошвой; 1, 2 — рабочая и кольцевая арматура; 3 — хомуты; 4 — арматурная сетка дна; 5 — арматурная спираль свода

изготавливают из тяжелого бетона со средней плотностью от 2,2 до 2,5 т/м<sup>3</sup> классом не ниже В30, водонепроницаемостью не меньше W6 и морозостойкостью для умеренных условий (среднемесячная температура наиболее холодного месяца – 10 °С и выше) F200, для суровых и особо суровых условий — F300.

Звенья круглых железобетонных труб сложно равномерно опирать на основание или фундамент. Для устранения этого недостатка разработан типовой проект звеньев круглых железобетонных труб с отверстием 1,0; 1,25; 1,5 и 2,0 м с плоской подошвой (рис. 22.3, б). Длина звеньев 2...3 м, толщина стенки 10...24 см. Ширина подошвы 0,8D. Армирование у этих звеньев принято таким же, как у звеньев круглых труб.

Кроме того, пята армируется дополнительными сетками. Эти трубы с отверстием 1,0 и 1,25 м спроектированы для насыпей высотой 7 и 8 м соответственно, а трубы с отверстием 1,5 и 2,0 м — под насыпи высотой до 20 м.

При высоких насыпях поперечному сечению трубы придают овоидальное очертание (рис. 22.3, в), близкое к кривой давления насыпи в целях уменьшения возникающих изгибающих моментов. В таких трубах верхний свод работает как внецентренно сжатый элемент, что позволяет упростить схему армирования. Такая конструкция труб может быть применена при насыпях высотой более 12 м.

При сооружении водопропускных труб часто применяют железобетонные звенья, предназначенные для коллекторов, длиной 2...6 м, имеющие торцевые участки раструбной формы. Технико-экономические расчеты Воронежского филиала Гипродорнии показали, что эти трубы из длинномерных звеньев по сравнению с трубами из обычных (коротких) звеньев имеют следующие преимущества: удобство монтажа, существенная экономия материалов, темпы строительства повышаются и т.д. Им были разработаны проектные решения водопропускных труб из длинномерных звеньев на основе существующего типового проекта для труб с

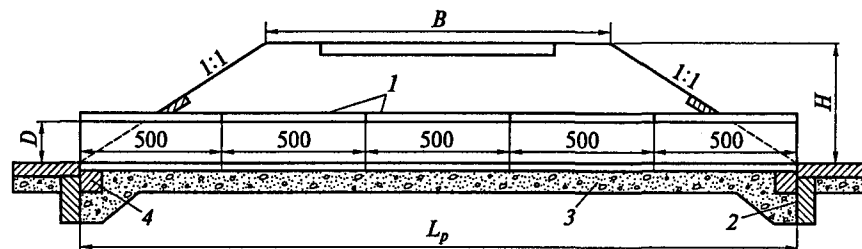


Рис. 22.4. Схема труб из длинномерных звеньев на жестком фундаменте: 1 — длинномерные звенья; 2 — противопольтрационный экран; 3 — щебеночно-песчаная подушка; 4 — оппорный блок из монолитного бетона

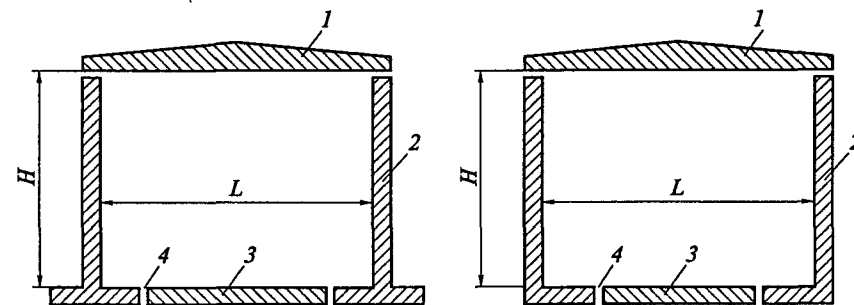


Рис. 22.5. Конструкция прямоугольных труб из сборных блоков: 1 — блоки перекрытия; 2 — стеновые блоки; 3 — лотковые блоки; 4 — стык омоноличивания

короткими звеньями. Предусмотрены два варианта труб: бесфундаментные и на жестких фундаментах (рис. 22.4). Для этих труб разработаны звенья длиной 5 м из обычного железобетона с отверстиями 1,0; 1,25 и 1,5 м, а также из предварительно напряженного железобетона с отверстиями 1,0; 1,2 и 1,6 м. Для удобства объединения звеньев на одном их конце создается раструбное уширение.

Прямоугольные звенья труб применяют при необходимости пропуска относительно больших расходов воды, а также при использовании их в качестве скотопрогонов. Применяют две разновидности сборных прямоугольных труб: замкнутые и незамкнутые.

Замкнутое звено прямоугольной трубы удобно при монтаже в короткие сроки. Для насыпей высотой до 20 м разработаны типовые проекты таких звеньев с отверстиями 2; 2,5; 3 и 4 м. Длина этих звеньев при ширине до 4 м принята 1 м. Для труб с отверстием шириной 4 м, предназначенных для наибольшей высоты насыпи, в целях уменьшения их монтажного веса принята длина 0,75 м. В их стенках с толщиной 13...30 см, выполненных из гидротехнического бетона класса В30, применена рабочая арматура периодического профиля класса А-II и распределительная арматура класса А-I. Масса звеньев составляет от 3,5 до 10,3 т. Звенья прямоугольных труб укладывают на сборные железобетонные плиты или на монолитные фундаменты, что существенно повышает материалоемкость водопропускных труб такой конструкции.

Незамкнутые звенья состоят из двух стеновых блоков, одного лоткового и блока перекрытия (рис. 22.5). При сооружении труб из этих звеньев необходимо устраивать монтажные стыки, это требует применять сварку и выполнять работы по бетонированию, что усложняет работы и увеличивает их продолжительность.

### 22.3. Конструкции металлических и полимерных труб

В настоящее время наряду с железобетонными трубами нашли широкое применение металлические трубы как в нашей стране, так и за рубежом.

На основе исследований, выполненных в ЦНИИС, проектным институтом Ленгипротрансмост разработан типовой проект гофрированных труб с диаметром отверстия 1,5...3 м; ведется их массовое строительство во всех регионах страны.

По форме поперечного сечения они подразделяются на круглые, эллиптические, овоидальные, арочные и мосты-трубы.

Круглые металлические трубы (рис. 22.6) спроектированы для применения при насыпях высотой до 13 м из гофрированных листов, соединяемых болтами диаметром 15...20 мм. Материалом труб, предназначенных для обычных природно-климатических условий, может быть конструкционная медистая сталь марки 15 СП, а для труб в северном исполнении — низколегированная сталь марки 09Г2Д. Размер гофра составляет 50 мм по высоте и 150 мм по длине при толщине стенки 1,5...2,5 мм. За рубежом иногда применяют гофрированные трубы с толщиной стенки до 4,3 мм, что позволяет их использовать при высоте насыпи до 20 м.

Для защиты металла от коррозии все элементы труб оцинковывают, а на наружную поверхность трубы после ее сборки наносят два слоя горячего битума. В лотке трубы по периметру дуги окружности с центральным углом 120° укладывают слой асфальтобетона так, чтобы он располагался на 1 см выше вершины гофра.

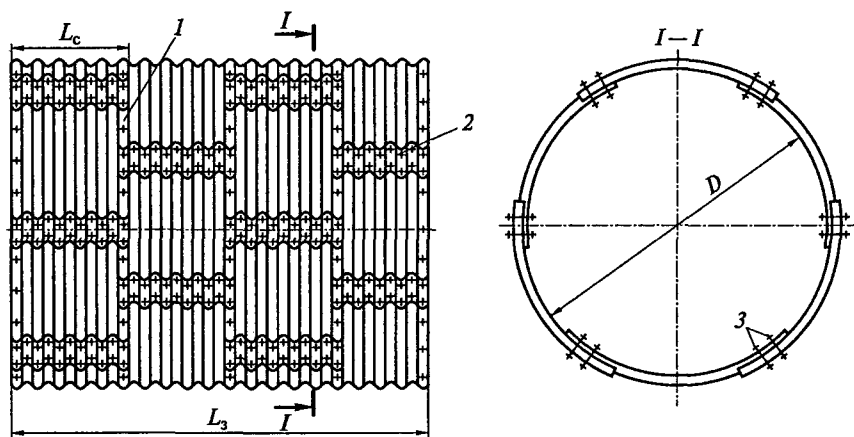


Рис. 22.6. Конструкция стальной гофрированной трубы:

$L_c$  — длина секции трубы;  $L_z$  — длина звена трубы;  $I$  — поперечный (кольцевой) стык; 2 — продольный стык; 3 — болты

ра, предназначенного для защиты цинкового покрытия от механических повреждений.

Металлические гофрированные трубы устраивают без фундаментов. При глинистых грунтах концевые участки труб укладывают на специальную грунтовую подушку, обработанную цементом, а при песчаных грунтах концевые участки трубы опираются на специальный блок и устраивают противофильтрационный экран.

В конструкции трубы отсутствуют оголовки. Подводящие и отводящие русла надежно укрепляют в целях защиты от размыва, особенно их выходной участок.

По сравнению с железобетонными трубами металлические гофрированные трубы имеют преимущества: малый вес элементов, удобство транспортировки и складирования, простота сборки, более высокие темпы строительства.

В настоящее время появилась возможность применения в дорожном строительстве труб из синтетических полимерных материалов (стеклопластика, полимербетона, поливинилхлорида и полиэтилена). Основным положительным качеством таких материалов является их химическая стойкость в агрессивных средах и водонепроницаемость, недостатком считается склонность к старению, т. е. к изменению физико-механических свойств во времени. Кроме того, пока трубы из полимерных материалов значительно дороже, чем из традиционных строительных материалов.

В 1970-х годах был разработан проект и осуществлено строительство круглых водопропускных труб из полиэфирного стеклопластика с наполнителем из стекловолокна. В конструкциях этих труб с отверстием 1; 1,5 и 2 м был применен гофрированный лист толщиной 3...8 мм с двумя типоразмерами гофра: 139×50 и 194×70 мм. Труба с отверстием 1 м была выполнена из трех гофрированных элементов, а трубы с отверстиями 1,5 и 2 м — из четырех.

Известны примеры выполнения водопропускных труб из полимербетона. Конструктивно они выполняются аналогично трубам из обычного бетона с плоской подошвой. Длина их звеньев 2...3 м. Их обычно укладывают на подушку из песчано-гравийной или песчано-щебеночной смеси, а при наличии крупных или среднезернистых песков — непосредственно на спланированное основание.

За рубежом в последнее время находят применение полимерные трубы из поливинилхлорида (ФРГ) и полиэтилена (США и Великобритания).

По характеру статической работы под нагрузкой полимербетонные трубы занимают среднее положение между жесткими трубами и гибкими.

## 22.4. Основы расчета труб

На трубы под насыпями автомобильных дорог действует постоянная нагрузка от давления грунта и временная от подвижной нагрузки, которые создают вертикальное и горизонтальное давление на трубу.

На стены труб изнутри действует также давление воды, которое во многих случаях снижает наружное давление, но повышает его на фундамент и основание.

Под воздействием вертикального давления грунта засыпки возникают вертикальные перемещения трубы, труба также подвергается изгибным деформациям, величина которых зависит от ее изгибной жесткости. Кроме того, грунт, окружающий трубу, дает осадку, величина которой зависит от его упругих свойств.

При расчетах труб рассматривают две схемы взаимных осадок насыпи по бокам трубы и осадки столба грунта, расположенного над трубой (рис. 22.7).

При жестких трубах (рис. 22.7, а) осадка насыпи больше, чем осадки столба грунта над трубой на величину  $\Delta$ . В результате развиваются направленные вниз силы трения  $P_t$  по боковым поверхностям, что приводит к концентрации усилия от давления засыпки на трубу, при этом  $q_1 > q_2$ . При нежестких трубах (рис. 22.7, б)  $q_1 < q_2$ , что связано с уменьшением давления на трубу.

Отмеченная особенность учитывается при расчетах усилия от давления грунта введением приведенного коэффициента вертикального давления  $C_v$ .

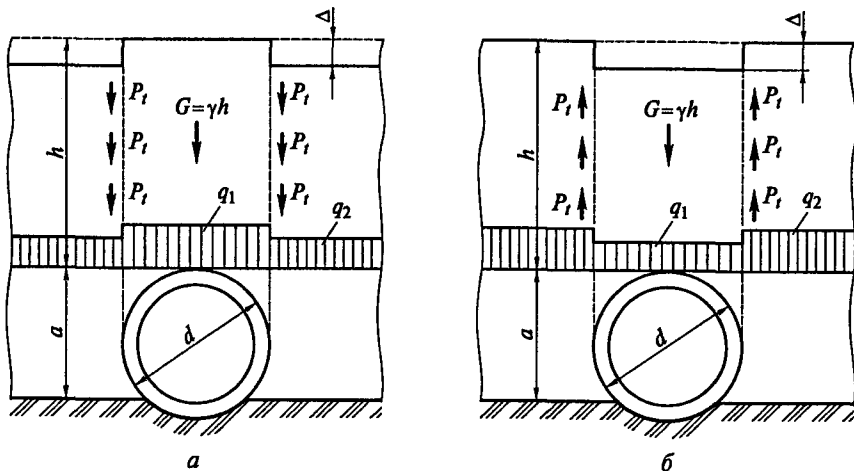


Рис. 22.7. Схемы взаимных осадок насыпи над трубой и по ее бокам:

а — жесткая труба; б — нежесткая труба

Вертикальное давление грунта от веса насыпи  $P_v$ , кПа, для звеньев труб в соответствии с п. 6 СНиП 2.05.03-84\* принимается:

$$P_v = C_v \gamma_n h, \quad (22.1)$$

где  $\gamma_n$  — нормативный удельный вес грунта, кН/м³ (тс/м³);  $h$  — высота засыпки над трубой от верха дорожного покрытия до верха звена, м;  $C_v$  — коэффициент вертикального давления грунта для железобетонных и бетонных звеньев, определяемый по формуле

$$C_v = 1 + B \left( 2 - B \frac{d}{h} \right) \tau_n \operatorname{tg} \varphi_n, \quad (22.2)$$

где  $d$  — диаметр (ширина) звена (секции) по внешнему контуру, м;  $\varphi_n$  — нормативный угол внутреннего трения грунта засыпки трубы, °, принимаемый равным 30° для звеньев труб в насыпи, 25° — для оголовков труб;

$$B = \frac{3}{\tau_n \operatorname{tg} \varphi_n} \frac{sa}{h}; \quad (22.3)$$

$$\tau_n = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi_n}{2} \right), \quad (22.4)$$

где  $s$  — коэффициент, принимаемый равным 1,2 при неподатливых фундаментах (на скальном основании или на сваях-стойках), 1,1 — при малоподатливых фундаментах (на висячих сваях), 1,0 — при массивных фундаментах мелкого заложения и грунтовых (нескальных) основаниях;  $a$  — расстояние от основания насыпи до верха звена (секции) трубы, м.

Если  $B > h/d$ , то следует принимать  $B = h/d$ .

При расчете гибких (из гофрированного металла и т. п.) звеньев (секций) труб и при определении давления на грунтовые не- скальные основания коэффициент  $C_v$  следует принимать равным единице.

Расчетное боковое (горизонтальное) давление  $P_n$ , кПа, вычисляется по формуле

$$P_n = \gamma_n h_x \tau_n, \quad (22.5)$$

где  $h_x$  — высота засыпки от верха дорожного покрытия до середины высоты звеньев (секций) трубы.

Давление от подвижного состава на автомобильных дорогах общего пользования следует принимать от одиночных колесных и гусеничных нагрузок — НК-80 и НГ-60.

Расчетное вертикальное давление  $P_{vk}$  на звенья труб, кПа, при высоте засыпки 1 м и более от временных подвижных нагрузок вычисляется по формуле

$$P_{vk} = \psi / (3 + h), \quad (22.6)$$

в которой для НК-80  $\psi = 186$ , а для НГ-60  $\psi = 108$ .

При высоте засыпки меньше 1 м давление на рассматриваемую часть трубы определяют с учетом распределения давления в грунте под углом к вертикали  $26,5^\circ$ .

Расчетное значение горизонтального давления от временных нагрузок НК-80 и НГ-60  $P_{hk}$ , кПа, вычисляется по формуле

$$P_{hk} = p_{vk} \tau_n, \quad (22.7)$$

в которой  $P_{vk}$  принимается по формуле (22.6)

На нагрузку АК расчет труб не производят, так как ее воздействие на трубу существенно слабее, чем воздействие нагрузок НК-80 и НГ-60.

Полные вертикальное и горизонтальное давления на трубы определяют суммированием давлений от постоянной и временной нагрузок.

Секции прямоугольных труб рассчитывают как рамы замкнутого контура на упругом основании, загруженные по всем сторонам соответствующей высоты заглубления распределенной нагрузкой (рис. 22.8, а). Эпюра изгибающих моментов в элементах такой рамы имеет вид, представленный на рис. 22.8, б. В элементах рамы от действующих нагрузок возникают и осевые усилия. Подбор сечений этих элементов производят как внецентренно сжатых.

Звенья круглых труб под воздействием давления от временной и постоянной нагрузок находятся в условиях радиального сжатия, которое распределено по контуру трубы неравномерно (рис. 22.8, в). Под действием этой нагрузки по периметру кольца возникают

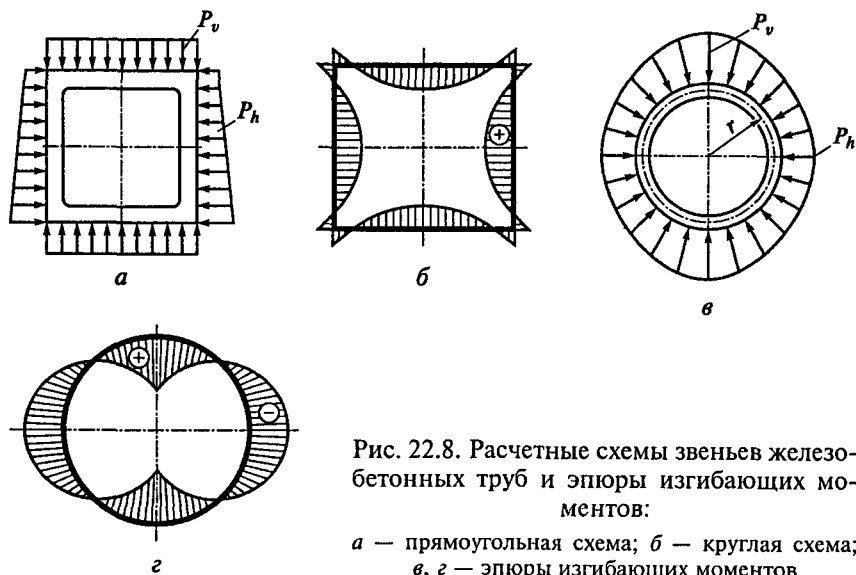


Рис. 22.8. Расчетные схемы звеньев железобетонных труб и эпюры изгибающих моментов:

а — прямоугольная схема; б — круглая схема; в, з — эпюры изгибающих моментов

изгибающие моменты, характер эпюры которых приведен на рис. 22.8, з. Наибольшее значение положительного момента в замкнутом сечении можно вычислить по приближенной формуле

$$M = 0,25 Pr^2 \left[ 1 - \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\Phi_n}{2} \right) \right] \gamma, \quad (22.8)$$

где  $r$  — средний радиус звена, м;  $P$  — расчетное значение усилия на звено от собственного веса грунта и временной нагрузки, принимаемое для труб под автомобильные дороги по формуле

$$P = (\gamma_{fv} P_v + \gamma_{fk} P_{vk}), \quad (22.9)$$

где  $\gamma$  — коэффициент условий работы, принимаемый в зависимости от условий опирания звена,  $\gamma = 1$  — при грунтовом основании;  $\gamma = 0,9$  — при опирании звеньев на фундамент через бетонную подушку с углом охвата  $\alpha \geq 120^\circ$ ;  $\gamma_{fv}$  — коэффициент надежности по нагрузке от веса насыпи, равный 1,3;  $\gamma_{fk}$  — то же, от временной нагрузки, равный 1,2.

В средней части по высоте в рабочем положении трубы возникают отрицательные моменты (см. рис. 22.8, з), абсолютные значения которых несколько меньше максимального значения положительного момента. Трубу следует конструировать так, чтобы она в любом положении была способна воспринимать возникающие моменты обоих знаков, что обеспечивается двойным армированием (см. рис. 22.3), т. е. размещением спиральной арматуры у внешней и внутренней поверхности трубы с обеспечением для каждой из них требуемой толщины защитного слоя.

Расчет на прочность на действие положительного и отрицательного изгибающих моментов производится по правилам расчета изгибаемых железобетонных элементов по условию

$$M \leq M_{пр},$$

где  $M_{пр}$  — предельный изгибающий момент, воспринимаемый сечением звена.

Предельное раскрытие трещин при расчете сечения трубы на трещиностойкость при этом не должно превышать 0,02 см.

Гофрированные стальные трубы рассчитывают по предельному равновесию, характеризуемому деформационным критерием и сопровождающемуся значительными изменениями формы поперечного сечения трубы (рис. 22.9) и развитием пластических деформаций при изгибе стенки. Это позволяет примерно вдвое увеличить предельные нагрузки по сравнению с нагрузками, получаемыми при расчете с использованием только упругой стадии работы материала гофрированной трубы.

Условие, гарантирующее конструкцию этой трубы в эксплуатации от наступления первого предельного состояния, характе-

ризуемого предельным статическим равновесием взаимодействующей системы «конструкция — грунт», удовлетворяется неравенством

$$P < P_{calc},$$

где  $P$  — интенсивность вертикального давления грунта на трубу от постоянных и временных нагрузок с учетом коэффициентов перегрузки согласно действующим нормам;  $P_{calc}$  — расчетная несущая способность трубы в грунте, т.е. интенсивность предельно допустимой нагрузки из условия предельного статического равновесия рассчитываемой системы.

Расчетную несущую способность трубы  $P_{calc}$ , кгс/см<sup>2</sup>, определяют по формуле

$$P_{calc} = K_{yb} q_{1p},$$

где  $K_{yb}$  — коэффициент увеличения несущей способности трубы за счет упругого отпора окружающего грунта,  $K_{yb} = 1 + 12,1x \cdot 10^{-4} / \sqrt{G}$ ;  $q_{1p}$  — расчетная несущая способность трубы вне грунта для рекомендуемых сталей, кгс/см<sup>2</sup>,  $q_{1p} = 0,032 \cdot 10^{16} W^2 / D^2$ ;  $W$  — момент сопротивления продольного (вдоль трубы) сечения брутто стенки на единицу длины трубы, см<sup>3</sup>/см;  $D$  — диаметр трубы по средней линии гофров, см;  $G$  — обобщенный показатель жесткости взаимодействующей системы «конструкция — грунт», см<sup>3</sup>/кгс,  $G = W / (D^2 E_{tr})$ ;  $E_{tr}$  — компрессионный модуль деформации грунта

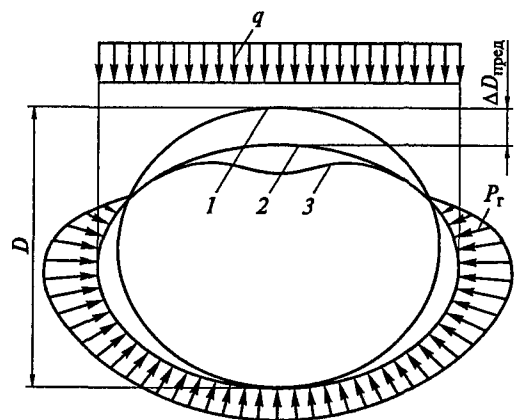


Рис. 22.9. Расчетная схема деформирования гибкой стальной трубы под действием нагрузки  $q$  и упругого отпора грунта  $P_r$ :

1 — сечение трубы до деформации; 2 — то же, в момент предельного статического равновесия; 3 — то же, в предельном состоянии;  $D$  — диаметр трубы;  $\Delta D_{пред}$  — предельная деформация

засыпки, принимаемый на основе компрессионных испытаний, кгс/см<sup>2</sup> (в пределах 50...600 кгс/см<sup>2</sup>).

Нормы проектирования рассматриваемых труб (ВСН 176-78) содержат, кроме приведенного главного расчета, расчеты предельных относительных значений уменьшения вертикального диаметра  $\Delta D_{пред}$ , расчет осадок труб в целях назначения строительного подъема, проверку общей устойчивости формы поперечного сечения трубы и расчет болтовых стыковых соединений.

Расчет болтовых соединений продольных стыков производится на суммарные сдвигающие усилия от действия осевой сжимающей силы и изгибающего момента, соответствующего образованию пластического шарнира в стенке трубы. Расчет ведется в предположении, что усилия между всеми болтами соединения распределяются равномерно.

## 22.5. Основы технологии строительства труб

**Разбивочные работы.** До начала постройки трубы с места ее сооружения удаляется все, что может помешать выполнению работ. При наличии подземных коммуникаций производится их перенос, что должно быть согласовано с организациями, в ведении которых находятся эти объекты. Русло действующего водотока с помощью специальных канав необходимо отвести от участка.

Геодезические и разбивочные работы при строительстве труб должны обеспечить положение их в плане и профиле в соответствии с проектом. При разбивке оси трубы на местности восстанавливается ось трассы, строго устанавливается место положения продольной оси трубы от ближайшего пикета трубы и закрепляется с помощью двух столбов, на которых строго по оси трассы забивают гвоздь. В этой точке центрируется вертикальная ось теодолита и переносится в натуру угол между продольной осью трубы и направлением трассы дороги. Продольную ось трубы закрепляют контрольными столбиками (по два с каждой стороны), устанавливаемыми так, как показано на рис. 22.10. С ближайшего репера на столбы, закрепляющие продольную ось трубы, передаются нивелированием отметки.

Затем у продольной оси трубы с помощью металлической рулетки и эккера разбивают котлован, по контуру которого забивают колья и устраивают обноску (см. рис. 22.10). Закрепительные столбы и высотные реперы устанавливают так, чтобы была обеспечена их сохранность на все время постройки трубы вплоть до сдачи ее в эксплуатацию.

При строительстве трубы осуществляется геодезический контроль положения оси трубы в плане и по высоте, контроль отметок

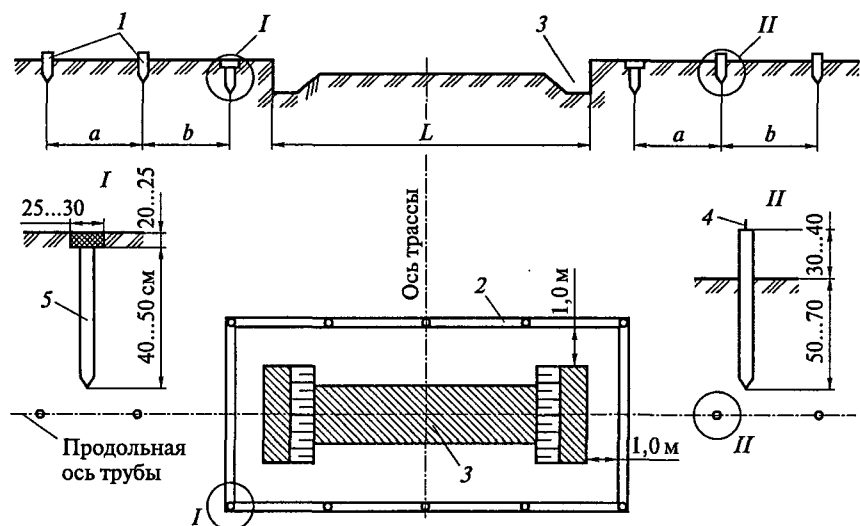


Рис. 22.10. Схема разбивки котлована трубы:

*I* — выносные колья; *2* — обноска из брусьев (или досок); *3* — котлован; *4* — гвоздь; *5* — свая обноски; *L* — длина котлована; *a* = 10...15 см; *b* = 10...15 см

дна котлована под фундамент трубы, контроль положения в плане и по высоте элементов трубы.

**Разработка котлованов и устройство фундаментов.** Методы и способы рытья котлованов зависят от гидрологических условий, места строительства трубы, а также от условий строительства и наличия средств механизации.

Котлованы в песчаных грунтах разрабатывают до проектной отметки, а в глинистых грунтах — ниже проектной отметки на 0,1...0,2 м. В слабых песчаных и мокрых глинистых грунтах дно котлована после отрывки уплотняют слоем щебня толщиной не менее 10 см.

В случае расположения трубы на склонах естественные поверхности участка под котлован должны быть выровнены по возможности до одинаковых отметок с обеих сторон котлована на ширину, необходимую для прохода монтажного крана. Если котлован устраивают в теле насыпи существующего земляного полотна, то откосам насыпи должно быть придано заложение, обеспечивающее их естественную устойчивость.

Разработка котлованов производится с использованием экскаваторов, бульдозеров и других землеройных машин. Грунт из котлована удаляется от него так, чтобы на всех этапах работ не создавались препятствия для передвижения строительных машин. Выравнивание дна котлована перед устройством подушки выполняется ручными инструментами.

В законченном котловане необходимо устраивать водоотводные канавы для выпуска из него воды или устраивать водосборные колодцы для откачки воды насосами.

Подготовленный котлован должен быть освидетельствован и принят с оформлением акта комиссией с участием представителя заказчика. Песчано-гравийную или песчано-щебеночную подушку устраивают путем подачи материалов в котлован самосвалами и разравнивания его горизонтальными слоями толщиной не более 15 см с тщательным уплотнением механическими трамбовками. По оси трубы с круглыми звеньями с помощью специальных трамбовок, имеющих криволинейную контактную поверхность, устраивают лоток по дуге окружности, соответствующей величине наружного диаметра звена.

Плиты прямоугольных труб укладывают на щебеночную (гравийную) подушку толщиной не менее 30 см, тщательно выравнивают ее и втрамбовывают в грунт основания котлована.

**Монтаж звеньев и оголовков труб.** При значительных уклонах места расположения трубы ее монтаж следует начинать с монтажа выходного оголовка. После установки всех элементов оголовка приступают к монтажу звеньев труб. При небольших уклонах допускается одновременный монтаж входного и выходного оголовков. При этом необходимо тщательно контролировать расстояние между внутренними гранями обоих оголовков с учетом фактических длин звеньев, поступающих на стройплощадку, и образуемых между ними в процессе монтажа швов. Подъем и установку звеньев длиной до 4...5 м осуществляют кранами с помощью траверс (рис. 22.11). Звенья бесфундаментных круглых труб укладывают на подготовленную гравийно-песчаную подушку. С обеих сторон спланированного лотка до начала засыпки трубы грунт необ-

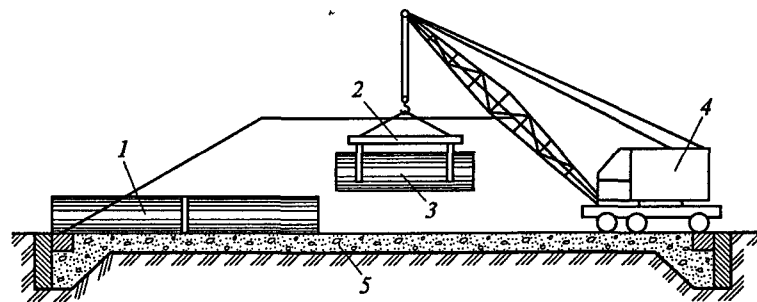


Рис. 22.11. Монтаж круглой одноочковой трубы из длинномерных элементов:

*1* — смонтированная часть трубы; *2* — траверса; *3* — монтируемый блок; *4* — монтажный кран; *5* — грунтовая подушка



ходимо тщательно уплотнить в целях создания плотного контакта звеньев с грунтовым основанием.

Швы между звеньями по окончании монтажа плотно запечатывают снаружи и изнутри жгутом из пакли, пропитанной битумом. Жгуты, поставленные с внутренней стороны, заделывают внутрь шва на 2...3 см от поверхности звена.

**Устройство гидроизоляции и засыпка труб грунтом.** До засыпки труб грунтом после заполнения зазоров между звеньями в сухую погоду при температуре воздуха не ниже  $+5^{\circ}\text{C}$  в соответствии с проектом выполняются обмазочные или оклеечные гидроизоляционные работы.

Изолируемые поверхности трубы перед нанесением как обмазочной, так и оклеечной гидроизоляции грунтуют битумным лаком. Оклеечная гидроизоляция выполняется из двух-трех слоев битумной мастики толщиной 2...3 мм, армируемой различными материалами: тканями, гидроизолом, рубероидом, пергаментом. Полотна рулонного материала соединяют внахлестку шириной 10...15 см. Обмазочная гидроизоляция выполняется из двух слоев асбестобитумной мастики, которую наносят шпателем слоями толщиной 1,5...3 мм. Каждый последующий слой наносят только после отвердения и высыхания уложенного ранее.

Швы в стыках звеньев или секций труб конопатят с обеих сторон паклей, пропитанной битумом. С наружной стороны трубы поверх пакли наносят слой горячей битумной мастики и наклеивают два слоя стеклопластика шириной 25 см, которые покрывают битумной мастикой (рис. 22.12). С внутренней стороны трубы шов на глубину 3 см заделывают цементным раствором.

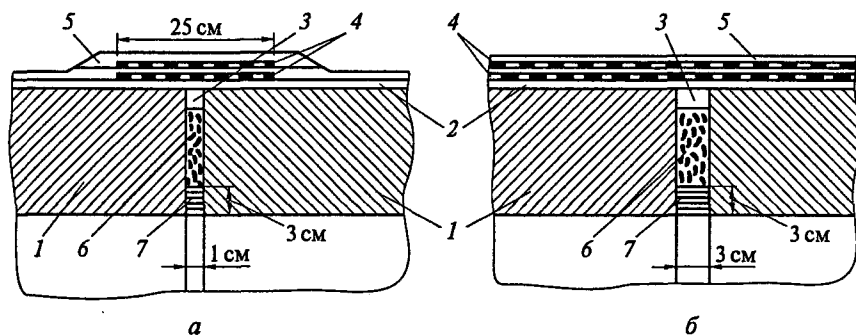


Рис. 22.12. Гидроизоляция стыков звеньев труб:

а — при обмазочной гидроизоляции; б — при оклеечной гидроизоляции; 1 — звено трубы; 2 — битумный лак; 3 — слой асбестобитумной мастики толщиной 1,5...3 мм; 4 — стеклоткань (два слоя); 5 — отделочный слой из битумной мастики; 6 — пропитанная битумом пакля; 7 — цементный раствор

После устройства гидроизоляции трубу засыпают грунтом. Засыпка труб производится местными хорошо уплотняемыми однородными грунтами, применяемыми при отсыпке земляного полотна, а при наличии вблизи строящейся трубы песчаного карьера используют песчаный грунт. Вначале грунтом заполняются и уплотняются пазухи между стенками котлована и фундаментом. Затем приступают к устройству уплотняющей призмы вокруг трубы. Труба может сооружаться раньше отсыпки земляного полотна или одновременно с его отсыпкой, или после отсыпки в ее прогале.

Отсыпку грунта уплотняющей призмы производят наклонными слоями не круче 1:5, толщиной 15 см одновременно с двух сторон с послойным уплотнением. Особое внимание следует уделять уплотнению пазух, образуемых круглыми трубами. Вышележащую часть насыпи (при высоте до 8 м) отсыпают горизонтальными слоями. Если же высота превышает 8 м, то над трубой устраивают разуплотняющую призму с коэффициентом уплотнения 0,85...0,90, в то время как для остальной части засыпки этот показатель должен быть не менее 0,96...0,98.

В ходе засыпки трубы осуществляется контроль за степенью уплотнения грунта не реже чем через 1,5 м по высоте насыпи и равномерно по площади слоя.

После окончания засыпки труб и уплотнения грунта проводятся работы по укреплению откосов насыпей у оголовков для предотвращения их размыва.

Наиболее надежным является укрепление откосов монолитным бетоном. Укладку бетона по откосу насыпи ведут снизу вверх. Уложенный бетон выравнивают поверхностными вибраторами.

### Контрольные вопросы

1. Какое назначение имеют оголовки водопропускных труб?
2. Почему в круглых железобетонных водопропускных трубах устанавливают два слоя спиральной арматуры?
3. Какие основные преимущества имеют металлические трубы?
4. Чем определяются отличия в работе металлических и железобетонных труб под действием нагрузок?

## ОСНОВЫ ОРГАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЭКСПЛУАТАЦИИ, РЕМОНТА И РЕКОНСТРУКЦИИ МОСТОВ

### ГЛАВА 23

#### Основы организации строительства и производства работ

##### 23.1. Основы современной организации строительства мостов

Современное мостостроение характеризуется непрерывным ростом объемов строительства и преобразованием его в индустриальное на основе передовой технологии с использованием современной техники, обеспечивающей максимальную механизацию и автоматизацию трудоемких процессов с превращением строительной площадки в монтажную. Значительные объемы работ переносятся на высокомеханизированные индустриальные предприятия, изготавливающие элементы сборных сооружений с последующей доставкой их на объект для монтажа. Почти полностью исключается влияние сезонности, обеспечивается равномерное распределение объемов работ в течение года.

Металлические мосты давно строят индустриальным методом. Их конструкции изготавливают на хорошо оборудованных специализированных заводах и доставляют на строительную площадку отдельными монтажными узлами и элементами.

Индустриальный метод получил широкое применение и при строительстве сборных железобетонных искусственных сооружений.

В целях снижения себестоимости и повышения качества работ предприятия, изготавливающие элементы мостовых конструкций, специализируются на выпуске однородной продукции. Непременное условие специализации — унификация, т. е. сведение к рациональному минимуму количества размеров и форм элементов, применяемых в строительстве мостов.

Форма отдельных элементов должна быть удобной для изготовления, а габаритные размеры и вес соответствовать грузоподъемности транспортных средств и монтажного оборудования. С переносом изготовления элементов сборных конструкций на цент-

рализованные предприятия появляется возможность четкого разделения строительных работ по месту исполнения и виду производства на заготовительные, транспортные и строительно-монтажные.

Увеличение объема сборных конструкций и рост механизации сопровождаются совершенствованием строительного процесса, внедрением поточного метода, т. е. проведение всех строительно-монтажных работ в строгой технологической последовательности.

Наряду с переходом на монтаж сооружений из элементов заводского изготовления основой индустриальных методов строительства является комплексная механизация строительно-монтажных работ.

Под комплексной механизацией подразумевают выполнение всех операций технологического процесса машиной, комплектами машин, увязанных между собой по производительности, и механизированным инструментом. Состав и расстановка машин в комплекте должны обеспечивать последовательность операций, выполнение работ в минимальные сроки с наименьшими затратами и стоимостью.

Тип и количество машин в комплекте назначают с учетом объемов основных работ, предусматривая создание полного производственного потока от получения элементов конструкций и строительных материалов на складе до введения сооружения в эксплуатацию.

В состав комплекта механизмов обычно входят: краны для погрузочно-разгрузочных работ, транспортные средства для перевозки оборудования, строительных материалов и элементов сборных конструкций, сваебойное оборудование, краны для установки конструкций в проектное положение и т. п.

Основное условие подбора машин в комплект — максимальное использование их в строительстве. Кроме основных строительных машин и оборудования в состав специализированных подразделений включают передвижные механизированные мастерские и при необходимости электростанции.

Мостовые сооружения строят специализированные организации. К ним относятся мостотресты, мостоотряды, мостопоезда, кроме того, в последние годы появилось много новых организаций различных форм собственности, такие как акционерное общество (АО), корпорация и т. п.

Мостовые специализированные подразделения представляют собой хорошо оснащенные механизмами и оборудованием подразделения, способные возводить уникальные сооружения — большие и внеклассные мосты на автомобильных и железных дорогах и в городах.

При строительстве транспортных сооружений используют два способа ведения работ: хозяйственный и подрядный.

Строительство хозяйственным способом выполняется силами и средствами самого заказчика. Для этого в его составе должны быть соответствующие строительные подразделения небольшой мощности. Поэтому применение хозяйственного способа оправдано при небольших объемах работ, в основном при проведении ремонтных работ и т. п. Новое строительство и реконструкция обычно выполняется подрядным способом.

Подрядчик — это строительная организация или фирма, получившая в установленном порядке или на конкурсной основе право на строительство объекта. Возможно привлечение нескольких подрядчиков, специализирующихся на строительстве в тех или иных видах сооружений или видов работ. В этом случае заказчик, как правило, вступает в отношения с основным из них — генеральным подрядчиком, который, в свою очередь, привлекает необходимых ему субподрядчиков.

Практика передачи подрядных работ через конкурсные торги должна способствовать образованию рыночной конкуренции между подрядчиками.

Заказчиками являются дирекции строящихся объектов, управления дорог, в состав которых входят технические инспекции, осуществляющие контроль и приемку законченных работ. Контроль соответствия выполненным работам проекту выполняет и проектная организация, осуществляя авторский надзор. На больших и ответственных объектах также организуется инженерное и научное сопровождение. Постоянный и систематический контроль качества работ осуществляет технический персонал подрядчика, непосредственно руководящий работами, т. е. бригады, мастера, прорабы, инженеры технических отделов и др.

Если создание моста связано с переустройством энергетических коммуникаций, линий связи, различных трубопроводов, то для выполнения этих работ привлекаются специализированные монтажные организации по субподрядному договору с генеральным подрядчиком.

Кроме заводов и баз, находящихся в ведении специализированных мостостроительных подразделений, для изготовления конструкций мостов используют по возможности заводы любых ведомств, находящиеся в районе строительства. При этом руководствуются экономически целесообразной дальностью возки конструкций по дорогам, а также другими факторами, влияющими на стоимость транспортировки конструкций с места их изготовления на строительную площадку.

Если нет возможности воспользоваться постоянно действующими заводами или доставка их продукции оказывается нерентабельной, организуют специальные временные базы. Располагают их вблизи источников сырья, в местах сосредоточения больших мостостроительных работ. Длительность эксплуатации таких

предприятий не превышает трех—пяти лет, производительность 5 тыс. м<sup>3</sup> изделий в год, а радиус действия 150 км. Их продукцию вывозят по существующим или вновь проложенным дорогам. В зависимости от размера и веса конструкций применяют соответствующий вид транспорта.

При постройке мостов больших пролетов целесообразно применение стальных или монолитных железобетонных пролетных строений, сооружаемых способом навесного бетонирования. Способ навесного бетонирования может успешно конкурировать с другими способами возведения больших пролетных строений, особенно когда требуется устройство в русле реки подмостей или вспомогательных опор.

### **23.2. Общие сведения о проектах организации строительства и производства работ**

Транспортные сооружения строят на основании утвержденного технического проекта. Проект организации строительства (ПОС) входит в состав технического проекта, а проект производства работ (ППР) разрабатывают на основе рабочей документации и утвержденного ПОС.

При возведении малых мостов и труб на строящейся автодороге ПОС и ППР обычно разрабатывают на основе обязательных технологических правил и карт, входящих в состав типовых проектов сооружений. При строительстве средних и больших сооружений ПОС и ППР разрабатывают индивидуально для каждого сооружения.

ПОС разрабатывается проектной организацией как обязательный раздел ТЭО и утверждаемой части инженерного проекта. В отдельных случаях Генпроектировщик может привлечь для разработки ПОС специализированную проектно-технологическую организацию.

ПОС разрабатывается для принятого варианта технического решения строительства.

Исходными данными для разработки ПОС являются: материалы инженерных изысканий; принятое техническое решение; предполагаемые для использования средства механизации, порядок обеспечения строительства основными видами ресурсов; условия поставки строительных конструкций и материалов; данные об условиях обеспечения трудовыми ресурсами, наличии жилья и др.

В состав ПОС входят: календарный план строительства, в котором определяются сроки и очередность строительства основных и вспомогательных зданий и сооружений, распределение инвестиций и объемов строительно-монтажных работ по частям сооружения и периодам; стройгенпланы; организационно-технологиче-

ские схемы; ведомости объемов основных и вспомогательных работ; ведомость потребности в строительных конструкциях и материалах с распределением по периодам строительства; график потребности в основных строительных машинах и трудовых ресурсах, мест для знаков закрепления разбивочных осей сооружений; пояснительная записка.

Пояснительная записка содержит: характеристики условий строительства, обоснование принятых способов производства работ, указания о методах осуществления геодезического контроля качества выполнения работ, мероприятия по охране труда и техники безопасности, обоснование потребности в основных строительных ресурсах, перечень специальных вспомогательных сооружений и устройств.

В заключительной части пояснительной записки приводят общую продолжительность строительства с учетом подготовительного периода, максимальную численность работающих, затраты труда на выполнение строительно-монтажных работ и др.

Проект производства работ разрабатывают на основании рабочей документации и утвержденного ПОС. Одновременно с ППР разрабатывают рабочие чертежи СВСиУ. ППР является обязательным документом для строителей, служит руководством для эффективного выполнения работ с высоким качеством, а также для оперативного планирования, контроля и учета строительных работ.

ППР разрабатываются подрядными строительными организациями или по их заказу проектно-технологическими организациями.

В состав ППР на возведение сооружения или его части включаются: календарный план производства работ по объекту или комплексный сетевой график; строительный генеральный план; графики поступления на объект конструкций и материалов, движения рабочих сил и строительных машин; технологические схемы (карты) на выполнение отдельных видов работ; решения по производству геодезических работ; решения по технике безопасности; решения по прокладке временных инженерных сетей; перечни технологического инвентаря; схемы строповки грузов; пояснительная записка.

Пояснительная записка содержит необходимые обоснования решений по производству работ, в том числе выполняемых в зимнее время, потребности в материально-технических и энергетических ресурсах и решения по их покрытию и пр.

При строительстве небольших мостов и труб ППР может состоять только из графика работ, стройгенплана и краткой пояснительной записки.

В отличие от ПОС, в котором рассматриваются общие вопросы организации строительства сооружения, в ППР более детально и

конкретно разрабатывают технологию производства работ, т.е. технологические схемы (карты) на выполнение работ.

Состав, порядок разработки, согласования, утверждения и использования ПОС и ППР регламентируются СНиП 3.01.01-85\*.

Основная задача при разработке ПОС и ППР заключается в обеспечении наименьшей стоимости сооружения, наиболее высокого уровня производительности и механизации труда, а также значительного сокращения сроков строительства при высоком его качестве. Для выбора оптимального решения в проекте рассматривают несколько возможных вариантов, из которых выбирают наиболее эффективный.

### **23.3. Основы планирования и управление строительством**

По временам года объем работ нужно распределять так, чтобы строительная организация была загружена равномерно в течение всего срока строительства.

Для мостов в первую очередь надо учитывать режим реки, так как колебания горизонта воды в период строительства, начало и конец паводка, ледовый режим, скорость течения воды в реке определяют сроки и способы производства отдельных видов строительных работ.

Не менее важны данные о колебаниях температуры воздуха, длительности периода положительных температур, направлении и силе господствующих ветров.

Климатические условия влияют на сроки планирования отдельных видов работ, характер и конструкцию вспомогательных сооружений и приспособлений.

На реках весной в период их вскрытия и прохождения высоких вод проводят противопаводковые мероприятия.

Период паводка должен быть использован для проведения работ в местах, не доступных для воды. Зимний период, когда на реке имеется достаточно мощный ледяной покров, целесообразно использовать для свайных работ в русле, устройства оснований и сборки речных опор, монтажа пролетных строений и других работ, на которые мало влияют отрицательные температуры.

При назначении фронта работ следует учитывать директивные сроки, наличие необходимого оборудования и имеющееся в распоряжении строительства количество рабочих нужных квалификаций.

При планировании важно правильно назначить сроки подготовительных и основных работ. Начало основных работ должно быть увязано с окончанием тех подготовительных работ, от которых зависят основные работы. Увязке подлежат также сроки смеж-

ных работ. Например, нельзя отсыпать конусы, пока не возведены устои. Однако некоторые смежные работы, особенно при сжатых сроках строительства и больших объемах работ, целесообразно вести параллельно. При строительстве металлических мостов часто монтируют опоры и собирают пролетные строения так, чтобы надвигать или устанавливать последние сразу же после окончания возведения опор.

Поточный метод строительства дороги предусматривает окончание строительства отдельных частей сооружения или целых объектов в определенной технологической последовательности.

При расположении в радиусе действия одной строительной организации нескольких однотипных мостов целесообразно возводить их поточным методом. В этом случае организуют специализированные бригады по определенным видам работ, например: забивка свай и устройство шпунтовых ограждений, сооружение фундаментов и монтаж сборных конструкций опор, монтаж пролетных строений, устройство гидроизоляции и защитного слоя, монтаж тротуаров и перил и т. п. Специализированные бригады последовательно переходят с одного моста на другой. В результате на нескольких мостах в одно и то же время выполняются различные работы. Вместе с бригадами перемещают и закрепленное за ними оборудование. Такой же поток может быть создан и на строительстве одного мостового сооружения с большим количеством пролетов.

Другой метод организации работ предусматривает возведение всего сооружения или крупной его части одной комплексной бригадой, которую комплектуют из рабочих разных профессий и квалификаций. Комплексные бригады организуют для сооружения отдельных труб, малых и средних мостов, путепроводов, а на строительстве больших мостов — для возведения отдельных участков: эстакадной части, отдельных опор с большими объемами различных работ и т. п. Комплексные бригады уместны при строительстве широким фронтом, а на узком фронте работ более приемлемы специализированные бригады.

Для оперативного управления строительным процессом служат календарные (линейные) и сетевые графики работ. При составлении графиков решают следующие вопросы: распределение работ по времени года; очередность выполнения отдельных видов работ; последовательность завоза на строительство элементов сборных конструкций, материалов, инвентарного оборудования, необходимых в каждый отрезок времени; потребность в механизмах и трудовых затратах. Решение этих вопросов отражается в различных линейных графиках. Сетевые графики, кроме того, позволяют выявить виды и технологическую последовательность работ, от которых в первую очередь зависят сроки строительства.

Линейный график строительства группы мостов и других искусственных сооружений составляют совместно с линейным графиком строительства участка автомобильной дороги. В нем указывают сроки начала и конца постройки каждого из сооружений в увязке со сроками основных дорожных работ, а также сроки возведения земляного полотна, устройства основания проезжей части дороги, устройства покрытия и т. п.

Календарный график организации строительства, являющийся основным документом ПОС, показывает распределение инвестиций и объемов основных работ по частям сооружений (монтаж опор и пролетных строений, устройство регуляционных сооружений и др.) и периодам строительства. Кроме того, график показывает движение рабочих, строительных машин и транспорта с объекта на объект на всем участке строительства. В правильно составленном графике должно быть предусмотрено равное количество рабочих на протяжении всего строительства или увеличение в начале строительства с постепенным сокращением в конце. Значительное увеличение или сокращение количества рабочих на короткий промежуток времени в течение строительства недопустимо.

Рабочий график строительства сооружения составляет строительная организация. На нем в соответствии с реальными условиями показывают уточненные сроки и затраты труда на каждый вид строительно-монтажных работ. Рабочий график имеет подробный перечень всех работ.

Рабочий график составляют на основе подробной ведомости объемов работ по строительству. Он служит исходным документом для составления декадных (недельных) рабочих графиков на отдельные виды работ. Это, как правило, посменный и почасовой графики, т. е. в них отражают ежесменное и ежечасное выполнение работ. Посменные и почасовые графики обычно входят составной частью в технологические карты.

При разработке ППР, а также в рамках текущего и оперативного планирования строительства могут применяться все виды упомянутых календарных графиков.

Сетевые графики (СГ), составляемые в ПОС и ППР, используют в процессе строительства как неотъемлемый элемент системы сетевого планирования и управления. Они позволяют: выявлять с любой степенью детализации виды работ, выявлять критические операции и сосредоточивать на них внимание, проводить многовариантный анализ и выбирать оптимальную стратегию планирования строительства.

В настоящее время существуют множество разновидностей сетевых моделей и высоко развита теория сетевого планирования.

Далее кратко рассмотрим методику построения наиболее простого и распространенного вида СГ. Это графическая модель про-

цесса строительства моста, изображенная в виде кружков, связанных стрелками (рис. 23.1).

Сетевой график состоит из следующих элементов: событие, работа, ожидание, зависимость.

**Событие** — это факт окончания одной или нескольких работ, необходимый и достаточный для возможности начала одной или нескольких других работ (например, закончена забивка свай, можно устраивать монолитный ростверк). Событие фиксирует окончание одних и начало других работ и не имеет продолжительности. События изображают кружком, внутри которого проставляют его порядковый номер.

**Работа** — это производственный процесс, требующий затрат времени и ресурсов (например, доставка конструкций, забивка свай, устройство монолитного ростверка). Работу обозначают на графике сплошной стрелкой, соединяющей два кружка (два события: начальное и конечное); сверху указывают наименование работы, под стрелкой — продолжительность работы в днях. Длина и направление стрелок не связаны с продолжительностью работ.

**Ожидание** — это процесс, требующий только затрат времени без затрат других ресурсов. Ожидание является технологическим и организационным перерывом между последовательно выполняемыми работами (например, твердение бетона, ожидание теплого времени года). Изображают ожидание так же, как работу, — сплошной стрелкой.

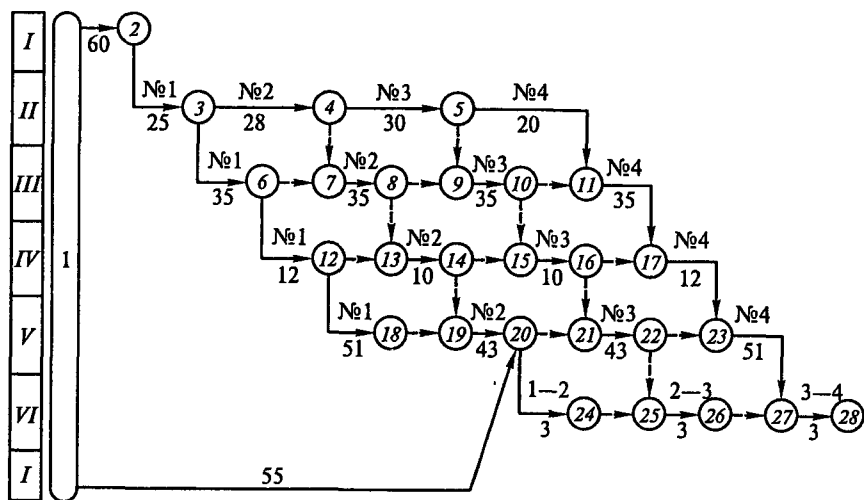


Рис. 23.1. Сетевой график строительства моста:

*I* — подготовительные работы; *II* — разработка котлованов; *III* — забивка свай; *IV* — устройство монолитного ростверка; *V* — возведение опор; *VI* — монтаж пролетных строений; № 1...4 — номера опор; 1...28 — виды работ

**Зависимость (фиктивная работа)** — технологическая или организационная взаимосвязь между работами; она не требует затрат времени и ресурсов (например, при работе одним копром забивка свай на одной опоре зависит от окончания свайных работ на другой). Зависимость изображают пунктирной стрелкой, соединяющей два кружка (два связанных события).

Событие, с которого начинается процесс постройки, отраженный в сетевом графике, называется исходным (например, подготовительные работы 1, 2 и 1...20 (см. рис. 23.1). Событие, отражающее конечную цель данного строительного процесса, называется завершающим (например, монтаж пролетных строений пролета 3, 4, изображенный на рис. 23.1, как работа 27, 28).

Непрерывная последовательность работ в СГ называется *путем*. Продолжительность пути определяется суммой продолжительностей составляющих его работ. Путь наибольшей продолжительности, заключенный между исходным и завершающим событиями, называется *критическим*. Длина критического пути определяет общую продолжительность строительства объекта.

Стрелки на критическом пути изображают более толстыми линиями или другим цветом.

В СГ точно устанавливается, какая работа должна быть выполнена до начала следующей, и обеспечивается наглядное представление о технологической последовательности работ. На СГ выявляются работы, от которых зависит продолжительность строительства (длина критического пути); появляется возможность прогнозирования его хода, т.е. возможность предвидеть, каким образом отклонения от графика отразятся на выполнении технологического процесса, так как на графике четко определяется взаимозависимость отдельных работ.

Сокращение срока строительства возможно только при сокращении продолжительности критического пути, т.е. при уменьшении продолжительности работ, лежащих на этом пути. Этого можно добиться своевременным перераспределением ресурсов, совершенствованием технологии строительства, применением более производительных механизмов и т.п. Процесс изыскания способов сокращения критического пути называется *оптимизацией графика по времени*. Следует отметить, что оптимизация СГ является очень трудоемким процессом, невозможным без использования ЭВМ.

При составлении СГ, так же как и при составлении линейных графиков, продолжительность работ, трудоемкость, количество рабочих и другие исходные данные определяют на основании ППР, нормативных источников и накопленного опыта. В случае изменения условий строительства сетевой график в отличие от линейного (календарного) составлять заново не требуется, достаточно лишь изменить цифры, показывающие продолжительность работ.

В сетевом графике кроме работ, выполняемых непосредственно на строительной площадке, отражают сроки изготовления и поставки элементов сборных конструкций, транспортирование их с места изготовления на строительную площадку, а также работы по переустройству коммуникаций и другие работы, связанные со строительством сооружения.

Сетевое планирование является наиболее совершенной формой управления строительством транспортных сооружений.

#### 23.4. Организация строительной площадки, охрана окружающей среды и техника безопасности

Организация строительной площадки осуществляется в соответствии с стройгенпланом, разрабатываемым в ПОС и ППР. Основное требование при проектировании строительной площадки — эффективная реализация организационно-технологических решений по постройке сооружения в совокупности с обеспечением нормального функционирования производственно-управленческой базы строительства.

При возведении транспортных сооружений в зависимости от их размера и типа, объемов работ и ряда местных производственных условий определяют размер и характер строительных площадок. Для возведения малых мостов и труб строительная площадка (рис. 23.2) должна иметь: подъездные дороги, рабочие мостики, места складирования доставляемых элементов конструкций и установки тяжелых монтажных агрегатов. Временные производственные и жилые здания в этом случае, как правило, не строят, а при необходимости используют сборные бытовые помещения или передвижные вагончики.

При строительстве средних и особенно больших транспортных сооружений в состав строительных площадок (рис. 23.3) входят: комплекс различных временных административно-управленческих и производственных зданий и сооружений, подъездные пути, энергетические установки, устройства водоснабжения, компрессорные, подъездные и внутрипостроечные дороги, насосные установки, бетоносмесительные узлы, полигоны и производственные цехи и т. п.

При большом сроке строительства сооружения приходится возводить также жилые и культурно-бытовые здания: общежития, столовые, клубы, спортивные площадки и т. п.

План строительной площадки составляют после ознакомления с местными условиями на основе разработанных ППР и с учетом установленных сроков строительства моста. Выбирая местоположение строительной площадки, учитывают возможность устройства подъездных путей (автомобильной и железной дороги или

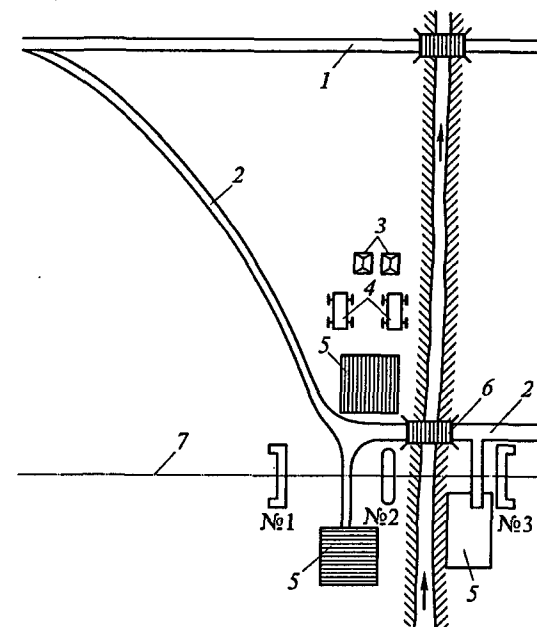


Рис. 23.2. План строительной площадки малого моста:

1 — существующая дорога; 2 — подъездная дорога; 3 — временные домики; 4 — вагончики на колесах; 5 — склад сборных конструкций; 6 — рабочий мостик через водоток; 7 — ось строящейся новой дороги; № 1...3 — опоры строящегося моста

использования водного пути), а также стремятся расположить площадку на берегу, незатапливаемом в период строительства.

При широком использовании в строительстве поступающих извне сборных конструкций для фундаментов, опор и пролетных строений важно правильно наметить расположение и обустройство складов. На складах осуществляют укрупнительную сборку, отделку и подготовку элементов к монтажу, поэтому расположение элементов конструкций и оборудования не должно создавать стесненных условий для выполнения подготовительных работ.

В случае устройства на строительной площадке временных полигонов для изготовления сборных конструкций или же при значительном объеме бетонных работ монолитных частей сооружений большое внимание уделяют расположению и составу сооружений бетонного хозяйства. Местоположение бетоносмесительных установок, складов заполнителей, цемента и механизмов должно обеспечивать поточность процесса переработки материалов и транспортирования смеси.

Все временные здания и обустройства как правило, должны быть инвентарными, сборно-разборной конструкции, при разме-



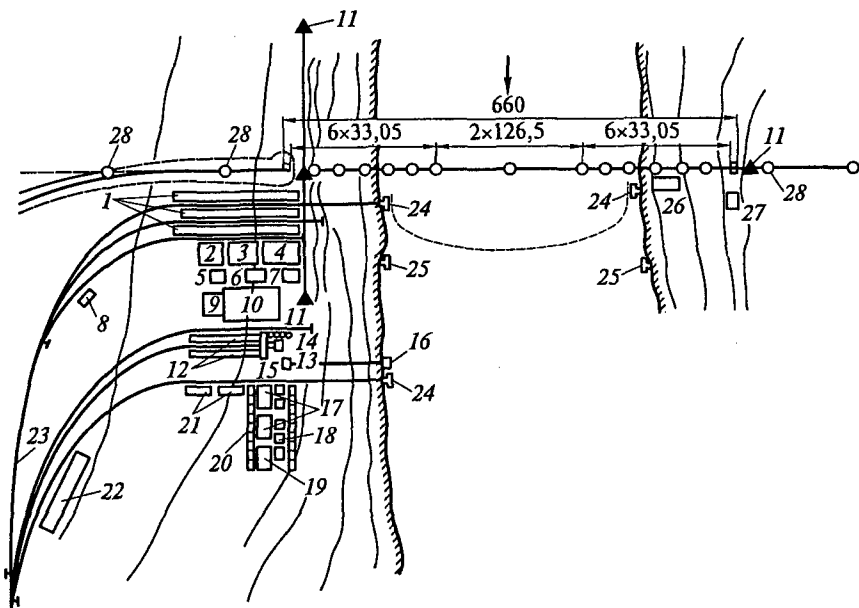


Рис. 23.3. План строительной площадки большого моста:

1 — склад сборных конструкций; 2, 3 — помещения мастерских; 4 — склад; 5 — электростанция; 6 — столовая; 7 — здание управления; 8 — склад ГСМ; 9 — гараж; 10 — стоянка машин; 11 — геодезические опорные пункты; 12 — склады минеральных материалов; 13 — бетономесительная установка; 14 — склад цемента; 15 — водонапорная башня; 16 — водоприемник; 17 — площадка бетонирования; 18 — технологические ямы; 19 — плотницкая мастерская; 20 — подкрановый путь; 21 — арматурный склад и цех; 22 — склад лесоматериалов; 23 — железнодорожная ветка; 24 — причалы; 25 — паромная переправа; 26 — левобережный склад; 27 — прорабская на левом берегу; 28 — пункты закрепления оси моста

щении которых на стройплощадке учитывают их назначение и тип. Например, здания механической мастерской, компрессорной и силовой станций, гаража группируют в одном месте; административные помещения располагают ближе к центру производства; помещения для обогрева и питания рабочих, медицинский пункт и туалеты располагают в местах большого скопления рабочих; временные жилые здания размещают с некоторым удалением от производства в незатопляемой зоне, в местах, пригодных для жилья по санитарным условиям.

Между временными зданиями должны быть промежутки в 15...20 м, достаточные по ширине для проезда и необходимые для противопожарных мероприятий.

При проектировании строительных площадок крупных сооружений предусматривают устройство временного водоснабжения,

электроснабжения. Немалое значение здесь имеет обеспечение стройплощадки телефонной и радиосвязью. При небольшой глубине реки, слабом судоходстве и широком использовании сборных конструкций строительную площадку располагают на одном берегу.

Для транспортирования оборудования сборных конструкций и материалов сооружают временный рабочий мост. Склад сборных конструкций часто располагают по оси сооружения в пределах пойменной его части или на месте будущей насыпи подходов.

На больших реках с оживленным судоходством строительные площадки обычно устраивают на обоих берегах, а иногда и на острове, если такой имеется в районе мостового перехода. Одна из площадок обычно бывает главной, на ней располагают большую часть складов и мастерских, полигон, административные здания, жилой городок и т. п.

Для нормальной работы нескольких строительных площадок они должны иметь транспортное сообщение в виде средств речного флота, паромных переправ, подвесных дорог, а также телефонную и радиосвязь.

При строительстве городских транспортных сооружений организация строительных площадок в стесненных условиях города вызывает ряд затруднений. В этом случае склады, полигоны и другие сооружения приходится размещать на ближайших свободных площадках.

Иногда площадки располагают вблизи от станции железных дорог, в местах прибытия и разгрузки материалов, конструкций и оборудования, используя для подачи грузов к месту строительства автомобильный транспорт. Однако в условиях города часто можно избежать постройки вспомогательных зданий и сооружений за счет использования местной строительной индустрии: получить от нее товарный бетон, обработанный лесоматериал, опалубку, арматуру и т. д.

В городах проще решаются вопросы обеспечения электроэнергией, водой, жильем рабочих и инженерно-технического персонала и т. п.

Во всех случаях при организации строительной площадки должны быть обеспечены охрана труда и техника безопасности.

Необходимо ограждать строительную площадку, иметь безопасные проезды через железнодорожные пути; должны быть установлены спасательные посты возле переправ, помещения для сушки одежды, ограждения мест погрузочно-разгрузочных и монтажных работ и других опасных зон.

**Охрана окружающей среды.** В условиях современного строительства охране окружающей среды придается первостепенное значение, для чего разрабатываются и реализуются соответствующие комплексные мероприятия.



Мероприятия по предотвращению загрязнения воздушного бассейна включают применение газо- и пылеулавливающих установок, в особенности при погрузо-разгрузочных операциях с цементом.

Важен периодический контроль состояния двигателей внутреннего сгорания строительных машин и транспортных средств с обеспечением содержания токсичных примесей в выхлопных газах не выше установленных норм.

На стройплощадках создаются системы очистки сточных вод, а также системы оборотного водоснабжения, в особенности для обеспечения производственных процессов с высоким уровнем водопотребления, например установок для промывки заполнителей для бетона.

Защита от шума, особенно в условиях городской застройки, осуществляется путем применения соответствующих методов строительства (например, замены забивных свай на буровые, шпунтовых ограждений на ограждения типа «стена в грунте»), а также мероприятий по снижению уровня шума строительно-монтажных оборудований.

Устройство строительных площадок, особенно в условиях линейного строительства искусственных сооружений, нередко наносит вред природным ландшафтам, сельскохозяйственным угодьям.

Весьма важны мероприятия по рекультивации территорий стройплощадок: засыпка траншей и котлованов, планировка территорий, обратный завоз растительного грунта, посадка зеленых насаждений.

**Техника безопасности при строительстве.** Монтаж мостовых конструкций связан с перемещением тяжелых элементов. Неточная их установка, а также нарушение правил эксплуатации монтажных механизмов, при помощи которых элементы перемещают, могут привести к несчастным случаям. Поэтому монтаж можно начинать только при наличии ППР, утвержденного главным инженером строительной организации.

Монтажники должны иметь документы, удостоверяющие знание ими безопасных методов выполнения работ.

При работе на воде и над водой должна быть организована спасательная станция (спасательный пост), оборудованная необходимыми спасательными средствами.

Плавучие установки также должны быть снабжены спасательными средствами, а работающие на воде или над водой монтажники должны иметь спасательные пояса или надувные спасательные жилеты.

При строительстве путепроводов подмосты, люльки, подъемные лебедки необходимо располагать за пределами габарита движения транспорта перекрываемой дороги.

Устойчивость свай и оболочек в начальный период их погружения должна обеспечиваться направляющими каркасами.

Вибропогружатели необходимо оборудовать подвесными инвентарными площадками с настилом шириной не менее 0,8 м для размещения рабочих, присоединяющих наголовник вибропогружателя к оболочке.

Непогруженные оболочки, возвышающиеся над рабочим настилом менее чем на 1 м, должны быть закрыты щитами, снимаемыми только на время опускания бурового инструмента, эрлифта и бетонолитной трубы.

Запрещается применять блочную кладку в котлованах, имеющих внутреннее крепление стенок, мешающее укладке блоков.

При натяжении натягаемой арматуры должны быть приняты меры, обеспечивающие безопасность людей в случае обрыва натягиваемых пучков или стержней.

Систему подачи раствора для инъектирования каналов необходимо перед эксплуатацией проверить опрессовкой при давлении, превышающем на 20 % рабочее давление.

Всем рабочим (кроме верхолазов, имеющих специальное разрешение прораба или мастера) запрещается подъем и спуск непосредственно по элементам монтируемых конструкций и временных устройств. Монтажники, работающие на высоте, должны иметь предохранительные пояса.

В район монтажа нельзя допускать посторонних лиц, а зона действия кранов должна быть ограждена.

Монтажный кран после приведения его в рабочее состояние должен быть освидетельствован ответственными лицами с составлением акта.

Поднимать и опускать элементы необходимо плавно, не допуская ударов, вращений и раскачивания. Снимать стропы с монтируемого элемента нельзя до закрепления последнего на ранее смонтированной части сооружения. Монтажные краны, перемещаемые по рельсам, необходимо надежно закреплять от самопроизвольного перемещения. Во избежание недопустимых перегрузок монтируемой конструкции места установки крана на ней должны быть определены заранее и намечены яркой несмываемой краской.

В любой момент подъема или опускания конструкций на гидравлических домкратах свободный выход поршня домкрата не должен быть более 2 см.

Процесс сооружения мостов, труб и других искусственных сооружений включает в себя множество общестроительных операций и приемов работ, при выполнении которых необходимо выполнять требования по технике безопасности в строительстве, предусмотренные в СНиП III-4-80, а также «Правил техники безопасности при строительстве и ремонте автомобильных дорог».

1. Что понимается под комплексной механизацией строительства мостов?
2. Какие имеются виды мостостроительных организаций?
3. Что входит в состав проекта организации строительства и кто его разрабатывает?
4. Что входит в состав проекта производства работ и кто его разрабатывает?
5. Какие разрабатывают виды календарных графиков? Укажите достоинства и недостатки каждого из них.
6. Какие группы сооружений размещаются на строительной площадке?

## Содержание мостов и труб

### 24.1. Понятие об эксплуатации мостов и труб и обеспечивающих ее работах

*Эксплуатация мостов и труб* — использование их потребительских свойств (пропускной способности, грузоподъемности, безопасности движения и долговечности) для безопасного пропуска с установленными скоростями различных транспортных средств с установленными осевыми нагрузками в течение установленного срока с целью получения прибыли.

Качество сооружения как совокупность его потребительских свойств оценивается степенью их соответствия установленным к ним требованиям. В процессе эксплуатации качество сооружения снижается в связи с проявлением допущенных дефектов и возникновением различных повреждений.

*Дефекты* — недостатки мостовых сооружений и труб, которые возникают на стадиях проектирования или строительства в результате нарушения установленных норм. Так, отсутствие (или недостаточность) продольного уклона проезжей части, допущенное в проекте, является дефектом проектирования, а несоблюдение установленных проектом поперечных или продольных уклонов проезжей части на стадии строительства является дефектом строительства. Примерами дефектов, возникших на стадии строительства, являются раковины в теле бетона вследствие некачественного его вибрирования при укладке, нанесение масляной краски на неочищенную от ржавчины поверхность металлических конструкций, применение в элементах деревянных мостов нешкуренных бревен т. п.

*Повреждения* — недостатки, возникающие в ходе эксплуатации мостов и труб под воздействием различных факторов: силовых, температурных, влажностных, химических и т. п. Примерами повреждений являются силовые трещины в бетонных и металлических элементах; коррозия арматуры или металлических элементов моста; деструкция бетона плит проезжей части пролетных строений, вызванная воздействием влаги, проникшей к плите вследствие повреждения гидроизоляции плиты; гнивание древесины в элементах деревянных мостов и т. п.

Целью эксплуатации мостов и труб является получение прибыли, что может быть достигнуто лишь при поддержании необходимого уровня их потребительских свойств.

Со временем уровень потребительских свойства эксплуатируемых мостов снижается из-за морального и физического старения.

Моральное старение мостов связано с необходимостью увеличения пропускной способности, грузоподъемности, повышения уровня безопасности движения сверх проектной; физическое старение — с повреждениями несущих его элементов в процессе эксплуатации, что приводит к снижению уровня их потребительских свойств.

Задачами организаций и служб, осуществляющих эксплуатацию искусственных сооружений, являются:

- обеспечение бесперебойного, безопасного и комфортного движения транспортных средств с массой, соответствующей расчетным перспективным нагрузкам, без снижения установленных Правилами дорожного движения скоростей в течение нормативных сроков службы сооружения;
- обеспечение безопасного пропуска судов под мостами и транспортных средств под путепроводами;
- обеспечение безопасности движения пешеходов;
- предупреждение появления повреждений в элементах искусственных сооружений, своевременное их выявление и устранение;
- сохранение потребительских свойств сооружений в течение нормативных сроков службы;
- поддержание в надлежащем состоянии внешнего вида сооружения.

При выполнении этих задач служба эксплуатации выполняет следующий комплекс работ:

- технический надзор за сооружениями;
- постоянный уход за сооружениями;
- профилактика предупреждения появления дефектов;
- планово-предупредительный ремонт.

Служба эксплуатации принимает решение о необходимости капитального ремонта, реконструкции или замене сооружения.

*Технический надзор* за сооружением предназначен для своевременного обнаружения повреждений и дефектов, снижающих транспортно-эксплуатационные качества сооружения. Он предусматривает постоянный и периодические осмотры, специальные осмотры (обследования), диагностику и при необходимости испытания сооружения.

Постоянный осмотр осуществляется в виде осмотров сооружений мостовыми мастерами ежедневно городских искусственных сооружений и один раз в 10 дней сооружений на автомобильных дорогах в целях своевременного обнаружения появляющихся повреждений. По результатам осмотров делаются записи в книгах искусственных сооружений и выполняются в рамках ухода работы по устранению выявленных недостатков.

Периодические осмотры производятся руководством эксплуатирующей организации совместно с мостовым мастером в установленные сроки (обычно весной и осенью), при появлении крупных повреждений, а также после выполнения значительных по объему ремонтных работ.

По нормам Росавтодора (ВСН 4-81) деревянные и наплавные мосты рекомендуется осматривать не реже одного раза в квартал; металлические, железобетонные, бетонные и каменные мосты и трубы — не реже одного раза в полугодие; цельносварные, а также усиленные сваркой стальные и сталежелезобетонные пролетные строения в зимний период — не реже одного раза в месяц, а при температуре воздуха ниже  $-20^{\circ}\text{C}$  — ежедневно. Эти периодические осмотры в упомянутых нормах неудачно называются текущими в отличие от других видов периодических осмотров, выполняемых осенью или весной. Следует отметить, что по нормам русского языка текущим осмотром следует называть любой вид осмотра (постоянный или периодический) в момент его выполнения.

Специальные осмотры (обследования) выполняются специализированными организациями с использованием специального измерительного оборудования по специальным программам в целях выявления их технического состояния и проверки их соответствия установленным к ним требованиям. Задачи и порядок выполнения этих работ изложены в гл. 24.

Диагностика — оценка состояния парка мостовых сооружений, выполняющаяся при маршрутном их осмотре специализированными организациями в целях контроля достоверности информации в электронной базе данных об их состоянии с периодичностью один раз в 5 лет.

*Постоянный уход за сооружениями* — является одним из элементов их содержания, основной задачей которого является поддержание сооружения в надлежащем состоянии. При этом оперативно устраняются небольшие повреждения, влияющие на безопасность движения, очищаются все элементы конструкций и подходов от снега, грязи, мусора, а также выполняются работы по организации пропуска ледохода, паводковых вод и сверхнормативных нагрузок. Уход выполняется постоянно в течение года.

*Профилактика предупреждения появления дефектов* — предупредительные меры для поддержания мостового сооружения в исправном состоянии, обеспечивающие устранение небольших дефектов и повреждений на стадии, когда они не являются опасными для сооружения и требуют для их устранения минимальных затрат. Примерами профилактических работ являются: герметизация трещин в бетоне, гидрофобизация поверхности бетона, подкраска металлических поверхностей, заливка мастикой деформационных швов и т. п.

*Планово-предупредительный ремонт* обеспечивает устранение дефектов на ранней стадии износа элементов сооружения (до 25 %) при относительно малых денежных затратах и предупреждает снижение грузоподъемности, безопасности движения и долговечности сооружения.

Содержание мостовых сооружений и труб, включающее в себя постоянный уход, профилактические работы и планово-предупредительный ремонт, выполняется без прекращения эксплуатации сооружений. Периодичность профилактических работ составляет 1—5 лет, а планово-предупредительных — 10—15 лет.

*Ремонт* — восстановление первоначальных потребительских качеств сооружения. Он может включать в себя ремонт и восстановление несущих конструкций, усиление или замену отдельных элементов, ремонт гидроизоляции по всей площади мостового полотна и т. п. Эти работы выполняются в соответствии со специально разработанной проектно-сметной документацией при прекращении или существенном ограничении эксплуатации сооружения. Таким образом, ремонт (капитальный) является не элементом эксплуатации моста, а работой, выполняющейся в интересах ее продолжения.

*Реконструкция* — улучшение первоначальных потребительских качеств сооружения в целях удовлетворения появляющимся новым требованиям по грузоподъемности (усиление) или пропускной способности (уширение). Работы по реконструкции выполняются также в соответствии со специально разработанной проектно-сметной документацией при полном прекращении эксплуатации сооружения.

*Замена сооружения* — строительство нового сооружения вместо старого в случае, если его ремонт или реконструкция становятся экономически нецелесообразными, обычно при износе более 60 %. Выполняется при полном прекращении эксплуатации в соответствии со специально разработанной проектно-сметной документацией.

## **24.2. Организация работ по содержанию мостов и труб**

Структура службы содержания мостов и труб зависит от состава парка искусственных сооружений и его состояния и формируется с учетом технико-экономических соображений. В настоящее время принята двухуровневая структура мостовой службы:

I уровень — мостовые подразделения в штате аппарата заказчика (федерального, областного или местного органа исполнительной власти, осуществляющего функции по управлению госу-

дарственным имуществом в сфере автомобильного транспорта и дорожного хозяйства);

II уровень — производственное подразделение подрядчика по содержанию мостовых сооружений. Деятельность подрядчика осуществляется по контракту на конкурсной основе независимо от формы собственности.

Мостовая группа заказчика осуществляет контроль деятельности привлекаемых мостовых организаций на всех стадиях эксплуатации сооружений — от разработки их проекта (участие в рассмотрении и утверждении проектной документации), строительства (участие в работе комиссий по приемке скрытых работ и вводу объектов в эксплуатацию, контроль сроков и качества выполняемых работ) до последующей эксплуатации (организация всех видов обследований и мониторинга).

Одной из основных задач мостовой группы заказчика является разработка производственных программ содержания и ремонта сооружений с определением средств на их выполнение. Проблема решается во взаимодействии с научными организациями. Эффективность программ существенно зависит от достоверности исходной информации (несвоевременное ее обновление — одна из причин использования недостоверной информации при выполнении анализа). К ключевым задачам также следует отнести инвентаризацию сооружений, сбор информации с мест ее получения, ведение автоматизированного банка данных о мостовых сооружениях, контроль и анализ технического состояния сооружений. Пока техническая документация юридического значения существует в традиционной бумажной форме, организация хранения исполнительных и строительных документов, заключений, отчетов, актов, технических паспортов возлагается на службы заказчика.

В ведении управляющего собственностью находятся такие вопросы, как выбор на конкурсной основе подрядных организаций на выполнение производственной программы, анализ условий движения по сооружениям, выдача согласований и разрешений на перевоз тяжеловесных и негабаритных грузов, выдача технических условий и разрешений на прокладку коммуникации в зоне сооружений.

Для выполнения комплекса работ по содержанию мостовых сооружений привлекаются производственные мостовые подразделения подрядчика. В состав работ входят: постоянный надзор (один из видов надзора), постоянный уход, предупреждение появления опасных дефектов (профилактика), плановый предупредительный ремонт, организация движения по сооружениям, а также учет мостовых сооружений. При приемке мостов в эксплуатацию на своем участке после ремонта, реконструкции или строительства, выполненными любыми организациями, подрядчик входит в состав рабочей и Государственной комиссий.

В рамках учета подрядчик ведет книги мостовых сооружений и журналы производства работ по содержанию.

Взаимоотношения между заказчиком и подрядчиком устанавливаются на контрактной основе. В соответствии с выделяемым объемом финансирования устанавливается комплекс показателей, отражающих определенное техническое состояние конструктивных элементов и общий вид сооружений, а также комплекс необходимых работ по содержанию.

В контракте обычно предусматриваются штрафные санкции, которые может наложить заказчик на подрядчика при необеспечении требуемого уровня содержания. Судебные иски владельцев транспортных средств на возмещение ущерба, причиненного автомобилям по причине неудовлетворительного состояния элементов сооружения, предъявляются управляющему государственной собственностью, т. е. заказчику.

### 24.3. Содержание пролетных строений

Работы по содержанию пролетных строений включают в себя уход, профилактику и планово-предупредительные работы на всех основных элементах пролетных строений: мостовом полотне, несущих конструкциях и опорных частях.

Работы по уходу за элементами мостового полотна направлены в первую очередь на обеспечение безопасности движения. В зону обслуживания также входят подходы на длине по 6 м с каждой стороны, лестничные сходы, поперечные водоотводные лотки, ограждения безопасности на длине по 18 м, знаки организации движения, освещение.

Элементы мостового полотна должны постоянно очищаться от грязи и посторонних предметов. Особое внимание уделяется местам скопления мусора: водоотводным трубкам, деформационным швам, полосам безопасности.

В зимний период проезжая часть и тротуары очищаются от снега и льда. Периодичность работ по уборке снега, борьбе с гололедом на мостах и подходах принимается с учетом климатологических данных из условия максимальной толщины слоя рыхлого снега на проезжей части не более 10 мм.

К ежегодным профилактическим работам относятся: ямочный ремонт, устранение волн и наплывов, заделка трещин на основе битумного вяжущего слоя и восстановление слоя износа в покрытии проезжей части; заделка раковин и сколов, восстановление защитного слоя тротуарных блоков, поверхности парапетов; окраска перильных ограждений и ограждений безопасности. Норматив на год обычно составляет 5...10 % от площади элемента (для окрашивания — 50 % длины).

Такие виды работ, как локальный ремонт гидроизоляции, восстановление покрытия на тротуарах, выправка и частичная замена металлического барьерного ограждения, выполняют по мере накопления повреждения (норматив для локального ремонта гидроизоляции составляет 1 %, для остальных — при развитии повреждения на 5...10 % от длины или площади).

Повреждения перильного ограждения устраняют в момент обнаружения по временной, а затем по постоянной схемам.

Замена мастики в деформационных швах, зачеканка зазоров между тротуарными блоками должны выполняться в рамках профилактики с периодичностью 5 лет.

Качественное выполнение работ по содержанию мостового полотна увеличивает долговечность не только элементов мостового полотна, но и нижележащих несущих конструкций.

Обеспечение безопасности движения осуществляется производственным подразделением пассивными (нанесение горизонтальной и вертикальной разметки, установка дорожных знаков, обслуживание навигационных знаков и другой судовой сигнализации) и активными мерами (установка ограждений безопасности, защитных ограждений опор, при необходимости — габаритных ворот). При наличии освещения на мосту подрядчик также содержит все оборудование, обеспечивающее его исправную работу.

Уход за пролетными строениями в зимнее время не предусмотрен. В остальные периоды года выполняются работы по очистке их поверхностей от грязи, промывке опорных узлов балок, нанесению вертикальной разметки по низу фасадных балок путепроводов над автодорогами.

На деревянных мостах в рамках работ по уходу также производятся подтяжка болтов в сопряжениях деревянных элементов, срубка поверхностного загнившего слоя древесины, антисептирование древесины путем заложения паст в узлах и сопряжениях.

Состав профилактических работ зависит от материала пролетных строений. Профилактика железобетонных мостов включает в себя:

- устройство козырьков в тротуарных плитах для устранения попадания воды на фасадные поверхности конструкций;
  - гидрофобизацию фасадных конструкций, а также опорных узлов;
  - заделку трещин и сколов, устранение повреждений защитного слоя бетона конструкций в единичных случаях;
  - устранение нарушений связей;
  - защиту единичных обнажений арматуры от коррозии.
- Профилактика стальных и сталежелезобетонных мостов включает в себя:
- подкраску одиночных повреждений лакокрасочного покрытия с зачисткой металла;

- ремонтную окраску металла в приопорных зонах, отдельных поясов балок, ферм, раскосов ферм, связей с подготовкой металла под окраску;

- подтяжку высокопрочных болтов;
- стабилизацию трещин в металле сверлением отверстий (как временную меру);

- устройство козырьков для устранения попадания воды на фасадные поверхности конструкций;

- гидрофобизацию фасадной части железобетонной плиты;
- заделку одиночных раковин и сколов бетона, имеющих обнажение арматуры, затирку широких трещин (более 0,3 мм) полимеррастворами;

- восстановление контактного слоя между плитой и балкой, а также заполнение раствором швов между плитами (с использованием полимерных составов);

- пропитку бетона окон объединения плит с балками.

Ввиду малых объемов профилактические работы для деревянных конструкций обычно не разделяют на элементы: мостовое полотно, пролетные строения, опоры, — а предусматривают следующие работы:

- антисептирование свай;
- замена отдельных досок настила проезжей части;
- замена отдельных деревянных деталей, тротуаров, перил;
- усиление отдельных деревянных элементов конструкции проезжей части, насадок и свай опор.

При уходе за резиновыми опорными частями следят, чтобы они не загрязнялись веществами, разрушающими резину, в первую очередь, это жиры и масла. При образовании начальных трещин в резине в профилактических целях рекомендуется заполнение их герметиками. Опорные части с расслоением и коррозией металлических пластин заменяют при плановом ремонте.

Металлические детали опорных частей регулярно очищают от ржавчины и окрашивают. Рабочие поверхности стальных опорных частей смазываются графитовой эмульсией. Отсутствующие детали защитных кожухов, крышки футляров должны быть своевременно восполнены.

При уходе за катковыми и валковыми опорными частями обеспечивают чистоту площадей качения. При профилактических работах поверхности железобетонных валков покрывают защитными составами.

В консольно-подвесных пролетных строениях, построенных до 1962 г., особое внимание следует обращать на состояние опорных столиков. В них могут появляться трещины или сколы бетона под опорными частями из-за недостаточного армирования.

Дефекты опорных частей, как правило, устраняют при подъеме пролетных строений. Во всех случаях опорные части необходи-

мо возвращать в проектное положение с учетом фактической температуры на момент выполнения работ.

## 24.4. Содержание опор

Содержание опор сводится к поддержанию чистоты ригелей и подферменных площадок, обеспечению водослива с них, своевременному устранению дефектов в их надводных и подводных частях, а также к наблюдению за положением опор.

Нормальный водослив с подферменных площадок обеспечивается при гладкой их поверхности уклонами не менее 2 % в наружную сторону. Отсутствие уклонов или выполнение сливов из цементных растворов снижает долговечность опор, так как сливы из цементных растворов растрескиваются и отслаиваются, пропуская воду к телу опоры, и препятствуют ее испарению. Новые сливы следует устраивать из полимерцементных растворов. В профилактических целях целесообразно проводить гидрофобизацию ригелей опор один раз в 5 лет.

В профилактику также включают работы по ремонту подферменников с трещинами и сколами путем укрепления их обоями, локальному восстановлению защитного слоя, заделке сколов, раковин и трещин, защите оголенной арматуры, заделке одиночных швов в кладке, окраске опор.

## 24.5. Особенности содержания мостовых переходов и труб

Мостовой переход изменяет естественный режим водного потока. Наибольшие изменения водного режима характерны для извилистых равнинных рек с широкими затопляемыми поймами при устройстве подходов в насыпи.

Профилактическим мероприятием против местных размывов в условиях слабых грунтов является укрепление дна вокруг опоры. Укрепление может выполняться фашинными тюфяками с каменной пригрузкой, габионами и матрацами Рено, применением антиразмывных композиций Ю. А. Андрианова.

На реках с большой скоростью течения и высокой волной разрушению могут подвергаться и регуляционные сооружения. Защита выполняется мощением сборными бетонными или монолитными железобетонными конструкциями по щебеночной подготовке. Эффективным решением является применение матрацев Рено с устройством каменной рисбермы по подошве из габионов Маккафери. Матрацы, как и тюфяки из сочлененных бетонных или железобетонных плит, по мере развития размыва опускаются.

Благодаря конструктивным особенностям в них не возникают повреждения, связанные с неравномерным размывом и просадкой.

Аварийные запасы материалов в виде камней и мешков с глиной на случай возникновения в паводок непредвиденных ситуаций заготавливают заранее. После прохождения паводка обычно восстанавливают проектную конструкцию укрепления откосов. Однако если размывы происходят часто, это указывает на то, что допущена ошибка в проекте или изменились местные условия. Анализ информации, полученной в системе надзора, позволяет оценить потребность в переустройстве системы укрепления или даже самих регуляционных сооружений.

В процессе эксплуатации водопропускных труб и малых мостов возможно образование искусственных водоемов перед сооружениями и за ними. Из-за подпора высокая турбулентность потока на выходе может привести к размывам русла и даже к размыву земляного полотна фильтрационными потоками сквозь тело насыпи или в результате перелива.

Состав работ по уходу за руслом зависит от вида максимального стока. При преобладании стока от весеннего снеготаяния иногда достаточно проводить сезонные мероприятия по пропуску паводка. Если же максимальные расходы воды формируются от дождевого стока, русло необходимо поддерживать в работоспособном состоянии в течение всего теплого периода года.

Расчистку русла от мусора и кустарника выполняют в верховую и низовую стороны на длине не менее чем 20...30 м. Необходимо иметь в виду, что причина заболачивания поймы может находиться далеко от зоны ответственности подрядчика. В этом случае работы должны выполняться как дополнительные.

Содержание русла включает в себя также предотвращение неблагоприятных воздействий льда. На реках с сильным ледоходом изучают и систематизируют данные о ледовом режиме водотока (возможность и время образования шуги, донного льда, заторов; время ледостава, первой подвижки льда; максимальную толщину льда; начало, продолжительность, характер и горизонт весеннего ледохода). Мероприятия по защите мостов от вредного воздействия льда выполняют с учетом местных условий не только в период ледохода, но и на протяжении всего осенне-зимнего периода. Зимой на ряде рек и особенно в зоне водохранилищ происходят изменения уровня горизонта ледяного покрова. Примерзший к опорам лед может повреждать их кладку, а в ослабленных сооружениях вызывать и более опасные повреждения. Для их предотвращения вокруг опор устраивают проруби (майны) шириной 0,5 м. Толщина льда в них на протяжении зимы не должна превышать 0,15...0,20 м.

Перед ледоходом ледяной покров рек ослабляют, разрабатывая майны и борозды, раздробляя ледяные поля. Борозды прорубают

вдоль реки перед каждой опорой для уменьшения давления льда при первой подвижке. Для ликвидации заторов льда и устройства майн на судоходных реках могут использоваться суда ледокольного типа.

При подготовке моста к пропуску ледохода необходимо непрерывно получать сведения о ледовой обстановке как в верховье реки, так и в низовье. При получении информации о том, что с верховья движутся ледяные поля размерами в поперечнике более пролета моста, необходимо раздроблять их в 1,5...2 км от моста. При этом работы производят только специалисты-взрывники при наличии разрешения природоохранительных органов, используя подводное взрывание льда через лунки. Аналогичным образом производится ликвидация донного льда.

Взрывание шуги (осенний ледоход) производится зарядами (в исключительных случаях), бросаемыми с берега и непосредственно с моста, но только в те места, где шуга уплотняется и образуется затор. Затопы льда возникают у поворотов реки, островов, мелей, кос и у других препятствий. При образовании затора ниже моста появляется опасность подпора воды и прохода льда под мостом выше проектных отметок. Кроме того, в случае несвоевременной ликвидации затора он будет постепенно приближаться к мосту. Затор выше моста также весьма опасен тем, что накапливаемая потенциальная энергия в случае его прорыва переходит в кинетическую. Движущиеся с высокой скоростью нагроможденные друг на друга льдины могут причинить значительный ущерб опорам, вплоть до разрушения. Ликвидация заторов производится взрывным способом начиная с низовой стороны затора.

Во время пропуска ледохода и паводка организуют постоянное наблюдение за режимом водотока и его воздействием на искусственное сооружение. При необходимости на мостах устанавливают круглосуточное дежурство служб наблюдения и специальных бригад, обеспеченных необходимыми механизмами и имеющих надежную связь с представителями по чрезвычайным ситуациям.

В летний период необходимо своевременно очищать трубы от мусора и ила, а зимой — от снега и льда. Очистку производят вручную скребками или с помощью гидромонитора. При использовании гидромонитора трубу сначала очищают с низовой стороны, освобождают ее от мусора и ила, а затем производят окончательную промывку трубы с верховой стороны.

Для предотвращения засорения труб пловущими предметами перед ними устанавливают ограждения в виде гребенки или сетки. В зимнее время отверстия труб рекомендуется закрывать щитами, чтобы предотвратить занос их снегом. При частых оттепелях трубы не закрывают, а регулярно очищают от снега и наледей. Оставляемое отверстие должно быть достаточным для пропуска водотока.



## 24.6. Планово-предупредительный ремонт мостов и труб

Работы по ремонту мостов и труб довольно разнообразны. Их виды и последовательность должны выбираться с учетом стремления устранить причину возникновения повреждений. Например, при последовательности работ: ремонт гидроизоляции деформационных швов — ремонт сливов опор — заделка трещин с протечками в теле опоры на каждом этапе эффект будет положительным. Если поменять последовательность, то эффект станет отрицательным: поступление воды в тело опоры продолжается, а истечение прекращено. При отрицательных температурах разрушение тела опоры уже будет происходить от давления внутреннего льда.

**Ремонт гидроизоляции проезжей части.** Внешними признаками нарушения гидроизоляции могут быть подтеки и следы выщелачивания бетона на нижней поверхности плиты проезжей части. Иногда в местах просачивания влаги образуются stalactites в виде сосулек из извести белого, рыжего (окрашивание ржавчиной) или серо-черного (окрашивание частицами битума) цвета. Все дефекты гидроизоляции, как правило, устраняют при ремонте проезжей части пролета или всего моста, локальный ремонт гидроизоляции выполняют в рамках ППР.

Локальный ремонт выполняют в местах наиболее частого нарушения гидроизоляции: у тротуаров, водоотводных трубок, около деформационных швов. Ремонт гидроизоляции около деформационных швов обычно совмещают с ремонтом самих швов.

В зависимости от состояния локальный ремонт выполняют на полосе шириной 1 м без снятия защитного слоя или с его снятием (если при вскрытии выясняется, что разрушен и выравнивающий слой, то локальный ремонт не выполняют, а планируют полную замену элементов дорожной одежды).

Последовательность работ по первому варианту:

- вырубка покрытия на ширине 1 м вдоль тротуара;
- нарезка штрабы 3 × 4 см, очистка паза и заливка горячей мастикой;
- очистка, сушка поверхности защитного слоя;
- обработка ГКЖ-94 за два раза и покрытие битумным лаком;
- восстановление асфальтобетонного покрытия.

Последовательность работ по второму варианту:

- вырубка покрытия на ширине 1 м вдоль тротуара;
- вырубка защитного слоя на ширине 0,8 м вдоль тротуара;
- укладка новой двухслойной гидроизоляции поверх очищенной старой с выпуском на тротуарный блок;
- восстановление защитного слоя;
- восстановление асфальтобетонного покрытия.

**Ремонт деформационных швов.** На малых и средних автодорожных мостах по-прежнему наиболее часто используют закрытые швы с компенсатором из оцинкованного железа. Стоимость их невысока, но они имеют малый срок службы (потеря водонепроницаемости может наступить после 3... 5 лет эксплуатации и даже раньше). Работы по их содержанию минимальны. На дорогах с малой интенсивностью движения цена ремонта или замены такого шва также небольшая. На дорогах республиканского и областного значения экономические и социальные потери от ухудшения условий движения транспорта при проведении ремонта превышают стоимость этого ремонта. Поэтому от недолговечных конструкций на дорогах с высоким грузопотоком следует отказаться.

На пролетных строениях длиной до 20 м при ремонте швов выполняют следующие работы: вырубка покрытия на ширине 1 м, расчистка зазора и заполнение новым уплотнителем, укладка покрытия.

При пролетах более 20 м почти всегда требуется ликвидация протекания воды и устранение бугров над швом. Поэтому выполняют ступенчатую вырубку слоев одежды, закрепление компенсатора полимерцементной подливкой с приданием уклонов «по чешуе» стыков, усиление гидроизоляции, заполнение петли компенсатора, восстановление слоев дорожной одежды. Вместо армирования покрытия над швом переходят к заполненному компенсаторному шву с асфальтобетонными кромками (мастичное заполнение).

К ремонтным работам готовят несколько швов, чтобы можно было сразу укладывать приготовленную асфальтобетонную смесь. Движение транспортных средств осуществляют по свободной полосе шириной не менее 3 м.

**Планово-предупредительный ремонт железобетонных пролетных строений и опор.** Эти работы условно подразделяют на шесть групп:

- 1) ремонт трещин;
- 2) предотвращение повреждений;
- 3) ремонт поверхностей, поврежденных на глубину до 10 мм;
- 4) ремонт поверхностей с повреждениями глубиной до 30 мм (без обнажения арматуры);
- 5) ремонт поверхностей с повреждениями на всю толщину защитного слоя (с обнажением арматуры);
- 6) локальный ремонт раковин и сколов.

Без выявления механизма появления трещины и влияния на работоспособность конструкции правильный выбор способа ремонта невозможен. Заделка трещин может проводиться следующими методами:

- нанесение защитных покрытий (окраска, гидрофобизация, нанесение пленкообразующих материалов или жидких составов на основе цемента);



- шпаклевание или затирка тестоподобными составами;
- подача ремонтного состава низкой вязкости самотеком;
- подача ремонтного состава под давлением (инъектирование).

Бетон с температурно-усадочными трещинами рекомендуется защищать от воздействия среды путем нанесения специальных пленочных покрытий. Покрытия позволяют замедлить или смягчить процессы тепло- и влагообмена бетона конструкции со средой и исключают развитие этих трещин. В качестве защитных покрытий применяют краски на основе поливинилацетатной эмульсии и латекса, а также на основе перхлорвиниловых смол и кремнийорганических эмалей. В условиях повышенной агрессивности среды используют покрытия на основе эпоксидных смол.

Трещины вдоль арматурных стержней, появившиеся от расхода защитного слоя продуктами коррозии, существенно не изменяют свое раскрытие при движении временной нагрузки. Поэтому их можно лечить с применением жестких полимерцементных составов. Однако простая затирка результатов не дает: трещины появляются вновь. Рекомендуется защитный слой удалять или прорезать в нем штрабы шириной около 1 см, арматуру очищать от коррозии и только потом восстанавливать защитный слой полимерцементным тестом.

Если трещины связаны с неравномерной просадкой фундамента, то за ними наблюдают. По завершению просадки трещины можно лечить. Если процесс не прекращается или состояние конструкций приближается к опасной стадии, выполняют дорогостоящие работы по усилению фундаментов и только после этого — ремонт элементов с трещинами.

Способ ремонта нормальных трещин в растянутой зоне изгибаемых железобетонных элементов зависит от величины раскрытия трещин. В конструкциях с напрягаемой арматурой коррозионно-опасными считаются трещины с раскрытием более 0,1 мм, а с обычной арматурой — более 0,2 мм. Специальных мер по заделке трещин малого раскрытия не применяют, но при профилактике защитного слоя рекомендуется кистью втирать в трещины полимерцементный состав, даже если само защитное покрытие наносится методом распыления. Коррозионно-опасные трещины, раскрывающиеся при проходе временной нагрузки не более чем на 0,1 мм, можно герметизировать жесткими полимерцементными или полимерными составами. При раскрытии от действия временной нагрузки на большую величину («дышащие» трещины) применение этих составов эффекта не даст: разрыв произойдет, как правило, по старому бетону. В этом случае следует применять для герметизации эластичные составы (тиоколовые, каучуко-битумные, наиритовые).

Герметизация трещин эластичными составами практически не влияет на напряженно-деформированное состояние конструкции.

Такой способ ремонта непригоден, если нарушение сплошности бетона из-за трещины может привести к перераспределению усилий, разрушению хомутов и рабочей арматуры. Для ремонта наклонных трещин в приопорной зоне или трещин, отделяющих полку от ребра при взаимном перемещении кромок от 0,2 мм, более подходит силовая герметизация. Силовая герметизация предусматривает восстановление целостности бетона инъектированием полимерными клеями и установку по всей длине трещины силового элемента. Часть усилий, которая воспринималась арматурой, будет передаваться на силовой элемент (приклеенная пластина из стали, стеклопластика или углепластика). Размеры силового элемента определяются расчетом соединения. Если имеется такая возможность, силовую герметизацию следует выполнять на нагруженном элементе. В этом случае он будет работать не только на усилие от временной нагрузки, но и на часть постоянной. Необходимо иметь в виду, что вибрация и перемещения от временной нагрузки отрицательно сказываются на процессе полимеризации. Если нет возможности организовать объезд, следует устранить неровности ездового полотна и ограничить скорость движения до 25... 30 км/ч на срок не менее чем на 8... 10 ч.

К числу эффективных профилактических мероприятий по предотвращению повреждений поверхности относится гидрофобизация, увеличивающая долговечность железобетонных конструкций. Процесс гидрофобизации заключается в нанесении методом распыления на подготовленную бетонную поверхность 5... 10%-го раствора гидрофобизирующего состава, приготовленного на основе эмульсии КЭ-30-04 или ГКЖ-94. Гидрофобизацию фасадных поверхностей пролетных строений целесообразно проводить один раз в 5 лет.

Компенсация недостаточной толщины защитного слоя, замедление процессов карбонизации и повреждения от воздействия хлоридов могут выполняться окрашиванием бетонных поверхностей перхлорвиниловыми эмалями, например ХВ-16, ХВ-124; ХВ-785, ХВ-1120, хлорсульфированным полиэтиленом ХП-799, ХП-5212, ХП-7120. Эмали наносятся на подготовленные поверхности по грунтовке лаками ХВ-784, ХП-734. Возможно также применение кремнийорганических, полиуретановых, эпоксидных и хлоркаучуковых эмалей, тиоколовых дисперсий и растворов.

Повреждения защитного слоя устраняют затиркой цементно-песчаными и полимерцементными тестом или растворами, в том числе кальматирующими составами на основе цементов (кальматрон, кальмафлекс и т. п.). Затирка, а также замена защитного слоя на небольших площадях выполняются вручную. При больших объемах работ наиболее эффективным считается торкретирование. При торкретировании не только увеличивается скорость выполнения работ, но и улучшается качество ремонтного слоя за счет больше-

го уплотнения и лучшего сцепления с бетоном и арматурой. При наличии углублений до 50 мм торкретирование следует выполнять по закрепленной сетке. Сетка устанавливается на расстоянии порядка 15 мм от поверхности конструкции и на 12... 15 мм должна закрываться торкретом.

Глубокие и объемные повреждения ремонтируют с применением опалубки. Опалубка может быть как разборной, так и оставляемой. Выполняют в опалубке такие работы, как устранение сколов и раздробленного трещинами бетона балок в зоне опирания; ликвидация расстройств кладки и подферменных камней; ликвидация износа и разрушения облицовки в подводной части русловых опор. Железобетонные обоймы в виде рубашек и поясов (рис. 24.1) при ППР армируют конструктивно в отличие от обойм, применяемых при усилении конструкций, которые армируют по расчету.

Железобетонные пояса предупреждают развитие имеющихся в опоре дефектов и повреждений. Высота пояса составляет 1,0... 1,5 м, а толщина 0,25... 0,4 м. В верхней части пояса устраивают слив с уклоном не менее 1/10. Горизонтальные трещины закрывают одним поясом, вертикальные перекрывают одним, двумя и более поясами по высоте опоры в зависимости от протяженности повреждения. Участки между поясами оштукатуривают. В районах с умеренным климатом применяют монолитный бетон класса В25 по прочности. В зоне переменных горизонтов воды и льда, а также при суровых климатических условиях рекомендуется применять бетон класса В35 и выше. Морозостойкость должна быть не ниже F300 в солях. Армирование выполняют как вязаными каркасами, так и сетками. Сетки по краям замыкают в каркас П-образными хомутами. При «недышащих» и неразвивающихся повреждениях применяют арматуру 12ØАIII, иначе — до 25ØАIII. Для объедине-

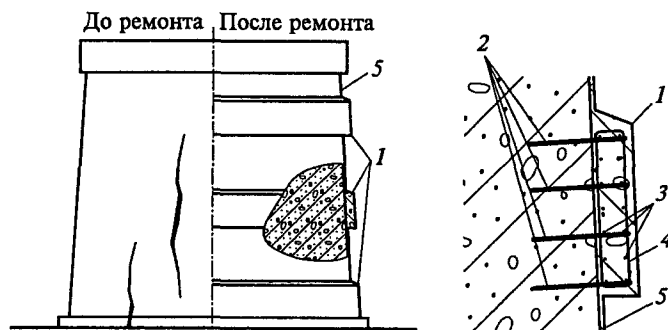


Рис. 24.1. Ремонт промежуточной опоры железобетонными поясами:  
1 — железобетонные пояса; 2 — анкера; 3 — арматура пояса; 4 — хомут; 5 — штукатурный слой

ния поясов с телом опоры употребляют клеиваемые анкера. Диаметр анкеров составляет 20... 25 мм, а глубина заделки — 60... 75 мм (30 диаметров). Для заделки анкеров используют цементно-песчаные растворы как на саморасширяющихся, так и на обычных порландцементях. Хорошие результаты дает применение клеевых составов на основе эпоксидных смол.

Железобетонные оболочки (иногда их называют рубашками) применяют при ремонте расстройств кладки, облицовки или трещиноватой поверхности с рыхлым, раковистым бетоном на значительной площади тела опоры. Как и в случае поясов, если оболочка устраивается не для усиления (не по расчету), то размеры ее элементов назначают конструктивно. Обычно по условиям производства работ в опалубке толщина оболочки составляет не менее 16 см. Низ защитной рубашки опирают на фундаментную плиту или опускают ниже дневной поверхности грунта на 0,5 м, верх доводят до прокладного ряда или железобетонного пояса. Бетонирование ведется полосами с устройством температурных швов через 3 м. Армирование выполняют сетками с ячейками 100... 200 мм из арматуры класса А-I с диаметрами 10... 16 мм. Сетки вязальной проволокой крепятся к анкерам. Свободные концы анкеров загивают или разделяют под «ласточкин хвост», на клеиваемой части делают насечку типа «ерш». Анкера устанавливают в шахматном порядке с шагом 0,5... 0,8 м. При диаметре анкеров 16... 20 мм глубина их заделки составляет 8... 10 диаметров.

При повреждениях в подводной части опор рубашки устраивают под защитой перемычек (рис. 24.2, а) или в оставляемой опалубке (рис. 24.2, б).

Водонепроницаемые перемычки из шпунта или бездонных ящиков устанавливают таким образом, чтобы расстояние было доста-

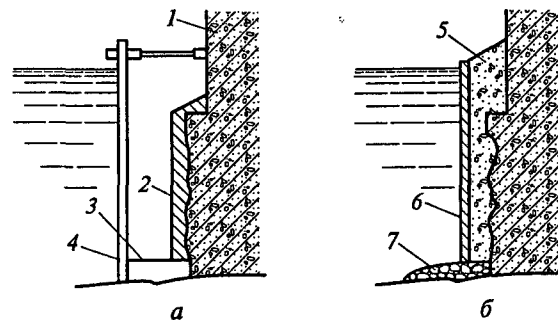


Рис. 24.2. Ремонт подводной части опоры:

а — под защитой водонепроницаемого ограждения; б — с применением оставляемой опалубки; 1 — тело опоры; 2 — железобетонная рубашка; 3 — тампонажный слой; 4 — водонепроницаемая перемычка; 5 — монолитный бетон; 6 — оставляемая опалубка; 7 — каменная отсыпка

точным для устройства и разборки опалубки. Для предотвращения поступления донной воды устраивают методом подводного бетонирования тампонажную подушку толщиной 0,5... 1,5 м. После набора бетоном тампонажного слоя 70 % прочности выполняют откачку воды. Для прекращения течи по швам перемычки с внешней стороны опускают в воду смесь опилок с глинистым порошком. По мере увеличения давления воды на стенки ограждения из-за перепада уровней ставят распорки. Количество и шаг распорок определяются расчетом. После подготовки бетонной поверхности, установки анкеров и арматурных каркасов приступают к монтажу опалубки. При монтаже опалубки возникает необходимость в перекреплении распорок — каждый моноэлемент заменяется на два (внутри и снаружи опалубки). По мере бетонирования внутренние распорки удаляют. Через 7 сут (если проектом не предусмотрено иное) опалубка демонтируется, распорки перекрепляются на бетон рубашки. После устранения дефектов и сдачи работ по устройству железобетонной оболочки защитная перемычка разбирается. Достоинство способа — возможность контролировать качество выполняемых работ на всех стадиях, недостаток — высокая трудоемкость и энергоемкость.

При сооружении оболочки без водоотлива энергозатраты и трудозатраты значительно ниже, но возникают трудности при выполнении контроля качества и подготовке бетонной поверхности, которая выполняется водолазами. Бездонный ящик устанавливается на каменную отсыпку. Монтаж ящика может выполняться из стальных листов, усиленных ребрами жесткости; сборных железобетонных плит; тканевых контейнеров с арматурными каркасами, заполняемыми бетонной смесью по шлангам. Заполнение пазух между телом опоры и защитной конструкцией ведется методом вертикально-подъемной трубы или восходящего раствора. Бездонный ящик (оставляемая опалубка) после выполнения всех работ не демонтируют.

В устоях с обратными стенками из-за загрязнения песка за устоем глинистыми частицами возможно ухудшение дренирующих свойств засыпки. Это приводит к скоплению воды, и при ее замерзании — к изменению профиля дороги, появлению трещин в передней стенке, а также трещин, отделяющих боковую стенку от передней. При ремонте в первую очередь необходимо заменить загрязненный грунт дренирующим (песок, гравий, щебень). Обычно замену грунта осуществляют с устройством перекрытой прорези в насыпи. При этом выполняют и ремонт гидроизоляции со стороны подхода. После устранения причины появления трещин их можно лечить рассмотренными ранее способами, в том числе с применением поясов и рубашек.

Массивные опоры старой постройки с бутовой кладкой на известковых и цементно-песчаных растворах низкой прочности,

имеющие внутренние повреждения, ремонтируют способом цементации. Суть способа — нагнетание под давлением цементного раствора в тело опоры через пробуренные для этой цели скважины. Бурение ведут по швам облицовки. Скважины диаметром 36... 75 мм располагают в шахматном порядке. Бурение может быть как односторонним, так и двухсторонним. Промывку скважин водой выполняют сверху вниз, нагнетание раствора — снизу вверх и от центра к краям. Трещины и пустые швы на поверхности предварительно герметизируют, скважины закрывают пробками. Начинают нагнетать раствор при водоцементном соотношении 1 : 10 при давлении 0,1 МПа, которое постепенно повышают до 0,5... 1,0 МПа с доведением соотношения массы цемента к массе воды до 1 : 1. Скважина качественно зацементирована, если при принятом давлении процесс поглощения раствора прекращается.

**Планово-предупредительный ремонт металлических пролетных строений.** Наиболее распространенными работами являются: защита от коррозии, перекрытие поврежденных элементов накладками (при механическом и коррозионном повреждении), правка элементов «на месте», замена отдельных элементов. В заклепочных соединениях могут быть значительными работы по замене слабых заклепок на высокопрочные болты. Операции выполняются без перерыва движения при последовательной замене по одной заклепке. В соединениях с количеством заклепок 20 и более допускается кратковременное отсутствие до 10 % заклепок или болтов (отверстия закрывают сборочными пробками). Головки заклепок срезают пустотелой фрезой либо просверливают обычным сверлом с диаметром на 4 мм меньше, чем тело заклепки, и срубают зубилом.

Допускается срезка головок газовым резаком. После удаления тем или иным способом головки оставшуюся часть заклепки выбивают из отверстия бородком или высверливают. Устанавливают болты с номинальным диаметром на 1... 4 мм меньше диаметра заменяемой заклепки. При необходимости отверстия рассверливают до требуемого размера. Болты затягивают до упора гайковёртом и до расчетного усилия — динамометрическим ключом. Необходимо иметь в виду, что при натяжении последних болтов уменьшаются усилия в ранее установленных болтах, также может произойти ослабление тех заклепок, которые не предполагали заменять.

Для перекрытия повреждений используют металлические накладки. Накладки могут быть односторонними и двухсторонними, плоскими и уголковыми (рис. 24.3). Толщина накладок должна быть не менее 10 мм, а площадь сечения — не меньше площади элемента на поврежденном участке. При назначении размеров накладки соблюдают следующие рекомендации:

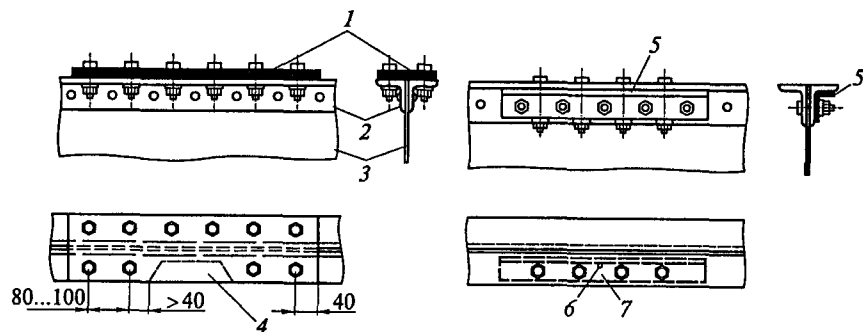


Рис. 24.3. Схемы перекрытия повреждений:

1 — плоская накладка; 2 — поясной уголок; 3 — стенка балки; 4 — повреждение; 5 — уголковая накладка; 6 — стабилизационное отверстие; 7 — трещина

- расстояние от края повреждения (в случае перекрытия трещин — от кромки просверленного стабилизационного отверстия) до оси первого ряда болтов не менее 40 мм;
- крепление с каждой стороны повреждения осуществляется не менее чем двумя рядами болтов;
- расстояние между болтами 80...100 мм;
- расстояние от края накладки до оси последнего ряда болтов не менее 40 мм.

Пояса клепаемых балок балочной клетки часто проще заменить новыми с применением уголков того же сечения. При этом добавляют горизонтальный лист толщиной 10 мм и шириной на 20 мм большей, чем ширина существующего пояса.

При значительной коррозии рыбок (или наличия в них трещин) их, как правило, заменяют. Толщина и размеры рыбки определяются расчетом. Не следует принимать толщину менее 12 мм, а каждый конец рыбки крепить менее чем шестью болтами.

При замене элементов в соединительной решетке связей заклепки замещают монтажными болтами по одной без перерыва в движении. Операцию непосредственной замены элемента и установки 50 % высокопрочных болтов проводят при ограниченном движении. Одновременные работы в смежных панелях запрещены.

При искривлении сжатых и растянутых элементов в них возникают дополнительные изгибающие моменты. Особенно опасны повреждения такого рода в сжатых элементах, которые могут потерять устойчивость. Если стрела искривления превышает 1/7 радиуса инерции сечения, то следует выполнять поверочный расчет. Временно сжатый элемент усиливают деревянным брусом или металлическим двутавром, закрепляемым стяжками или хомутами.

Изогнутые элементы могут быть подвергнуты холодной или горячей правке на месте. При холодной правке, которая осуществляется домкратами, упираемыми в траверсу, элемент повторно получает пластические деформации. Механические характеристики при этом изменяются, возможно образование трещин. Нагрев металла имеет свои отрицательные стороны, так как может вызвать структурные изменения, поэтому температура в зоне правки должна быть в пределах 750...850 °С (красно-вишневый, красный цвет), а охлаждение постепенным.

Особенностью ремонта трещин в сварных конструкциях является то, что накладками перекрывают все сечение элемента, а не только поврежденную часть. Допускается приварка накладок при надлежащем контроле сварных швов.

Очень важными являются работы по защите от коррозии. Потери от коррозии ежегодно составляют около 10 % от объема выпускаемого металла. На мостах при неудовлетворительной защите скорость развития коррозии составляет 0,1...0,2 мм в год. Разрушение металла может происходить путем химического взаимодействия с окружающей средой (морская вода, рудная пыль, реагенты для борьбы с гололедом и т.п.) или взаимодействия гальванических элементов на поверхности металла. Из всего многообразия видов на эксплуатируемых мостах наибольшую распространенность имеет электрохимическая коррозия. При электрохимической коррозии металл стремится освободиться от дополнительной энергии, присоединенной в результате различных металлургических процессов. Для процесса освобождения энергии, при котором сталь превращается в оксид железа (ржавчину), необходима разность потенциалов и образование коррозионной пары. Процесс можно представить следующим образом:

1) железо переходит на аноде в положительный ион железа с освобождением электронов  $\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{++} + 2\text{e}$ , ионы железа растворяются в воде, а электроны переходят в катод;

2) электроны образуют на катоде с кислородом и молекулами воды отрицательные гидроксидные ионы  $2\text{H}_2\text{O} + \text{O}_2 + 4\text{e} \rightarrow 4(\text{OH})^-$ ;

3) ионы железа взаимодействуют в воде с гидроксидными ионами и образуют гидроксиды железа  $(\text{Fe}(\text{OH})_2)$ ;

4) гидроксиды железа реагируют с водой и кислородом, образуя продукты разъедания металла  $(\text{Fe}_2(\text{OH})_3 \cdot n\text{H}_2\text{O})$  или коричневую ржавчину.

Защитить металл от коррозии означает прервать цепочку в любом месте (устранить условия для продолжения процесса). Заметим, что при относительной влажности до 40 % коррозия не возникает даже при наличии загрязнений. При относительной влажности воздуха более 70 % влага адсорбируется на поверхности, при суточном колебании температуры возможно образование конденсата, т.е. создаются условия для образования коррозионной

пары. Температура, конструктивные особенности, структура и химический состав металла, напряженно-деформированное состояние также влияют на образование и развитие коррозии, но управление этими факторами на стадии эксплуатации невозможно или нецелесообразно. Стоимость защиты от коррозии значительно снижается, когда вопрос проработан должным образом на стадии проектирования, а при строительстве применяются конструкции с качественным готовым защитным покрытием, выполненным в заводских условиях. По статистике заново окрашиваются 75 % элементов, причем от 10 до 20 % прокорродировавших элементов заменяют или усиливают.

Защита металла от коррозии покрытиями основана на их изолирующем, барьерном, пассивирующем или протекторном действии.

Изолирующие покрытия исключают проникновение агрессивной среды к защищаемой поверхности. Обычно это металлизационные покрытия из анодных по отношению к подложке материалов, но могут быть и стеклоэмалевыми. Наибольшее распространение получили барьерные лакокрасочные покрытия. В зависимости от содержания в них пигментов и наполнителей они могут быть еще и пассивирующими. Покрытия, действие которых основано на пассивации, содержат химические вещества, тормозящие анодную реакцию. В протекторные покрытия входят наполнители, являющиеся по отношению к стали анодами (например, цинк и алюминий), обеспечивающие катодную защиту.

Основными требованиями, которым должно отвечать антикоррозионное покрытие, являются обеспечение надежной защиты в течение запланированного межремонтного периода и технико-экономическая целесообразность. Покрытие должно длительно сохранять свои свойства в условиях эксплуатации защищаемого объекта. Поэтому выбор типа покрытия должен быть увязан конструктивными особенностями объекта, напряженно-деформированным состоянием, характером и степенью агрессивности среды, температурой, влажностью.

Для каждого покрытия существует определенное значение толщины, количества слоев, при которых покрытие приобретает эффективное защитное действие.

Срок службы защитного покрытия существенно зависит от качества подготовки поверхности. Очистку от ржавчины, шелушащейся краски можно выполнять различными способами: механическим, термическим, химическим.

К механическому способу относят чистку: ручную скребками и металлическими щетками, механизированную щетками и иглофрезами, паро- и водоструйную, пескоструйную, дробеструйную. Применение смеси чугуновой и цинковой дроби позволяет не только очищать поверхность, но наносить тонкий слой

цинка. Недостатком является то, что толщину слоя цинка невозможно контролировать, а при оборачиваемости дроби менее 5—8 раз экономические показатели будут хуже, чем у пескоструйной обработки. При пескоструйной очистке, применяя песок соответствующей крупности, можно получать оптимальную для каждого вида защитного покрытия шероховатость. Если принять за единицу срок службы покрытия, нанесенного на опескоструенную поверхность, то при подготовке механизированным или ручным инструментом он уменьшается в 2—4 раза и в 5—6 раз соответственно.

Термический способ не требует специального дорогостоящего оборудования: очистка может выполняться газовыми горелками. Достоинства — лучшие условия для сушки грунтовочного слоя. Недостатки — необходимость контроля температуры и потребность в дополнительном удалении нагара щетками.

Химический способ — применение смывок и преобразователей ржавчины. Модификаторы ржавчины представляют собой кислые ингибированные растворы с грунтовкой, стабилизирующие состояние ржавчины, образующие на поверхности барьерную пленку.

Недостаток — невозможность осуществления контроля за полнотой преобразования ржавчины в нерастворимые соли железа, а также за наличием остатков фосфорной кислоты.

При защите конструкций мостов и труб от коррозии применяют покрытия, относящиеся к группам атмосферостойких, водостойких и химически стойких. Удовлетворительной водостойкостью при невысокой цене и требованиям к подготавливаемой поверхности обладают битумные покрытия. Для уменьшения хрупкости при отрицательных температурах используют полимерные добавки.

Срок службы значительно увеличивается при нанесении битумного покрытия на цинконаполненные грунтовки. Хорошие физико-химические свойства и небольшая стоимость у алкидных (пентафталевых и глифталевых) покрытий, стойких к динамическим воздействиям и колебаниям температуры, что обуславливает их широкое использование.

Покрытия на основе фенолоформальдегидных и фуриловых смол характеризуются высокой водо- и химстойкостью, но их применение сдерживает низкое сцепление с металлом. Этому недостатка лишены покрытия на основе виниловых полимеров. Ценным свойством сополимеров винилхлорида считается и возможность нанесения на старое покрытие в холодную погоду. Недостатком является высокое содержание растворителя. Это усложняет процесс окраски организацией противопожарных мероприятий, обуславливает многослойность покрытия. Кроме того, эксплуатация возможна при температуре не выше 45 °С из-за выделения свободно-

го хлористого водорода при высоких температурах. Высокие показатели: износостойкость, прочность, эластичность, адгезия, водо- и газонепроницаемость и химическая стойкость — позволяют считать эффективными для использования в антикоррозионной защите *полиуретановые* покрытия. Высокая стоимость препятствует их широкому применению.

Стоимость *эпоксидных* покрытий при аналогичных технических показателях несколько ниже полиуретановых. Их можно модифицировать (в том числе и полиуретанами) каменноугольными материалами, нефтяными битумами, каучуками, получая необходимые свойства. Эпоксидные покрытия могут наноситься в один-два слоя без предварительной грунтовки (как и полиуретановые).

Отличным защитным эффектом благодаря «самозалечиванию» обладают *цинкосиликатные* покрытия (могут конкурировать с цинковыми горячего нанесения и металлизационными). Основными компонентами такого покрытия являются цинковая пудра и силикаты щелочных металлов или органосиликаты. Покрытия способны отверждаться при высокой влажности и отрицательной температуре.

Перспективным является использование материалов, не содержащих растворителей. Новые виды красок — порошковые, получаемые из термореактивных смол и термопластичных полимеров, — образуют более долговечные покрытия со специальными свойствами.

К сожалению, для формирования слоя необходим высокотемпературный нагрев, обеспечиваемый в заводских условиях. Последовательное нанесение слоев плазменной струей при ремонте эксплуатируемых металлических конструкций возможно, но качество покрытия при этом снижается.

Наиболее пригодный для такого напыления материал — термостойкий фторопласт.

**Планово-предупредительный ремонт труб.** Обнаруженные повреждения труб необходимо устранять в летний период. При небольших и затухающих осадках звеньев труб раскрывающиеся швы между ними заделывают просмоленной паклей, а затем цементным раствором, лоток трубы выравнивают бетоном.

В случае просачивания воды через швы между звеньями железобетонных труб, а также через своды и стены бетонных и каменных труб необходим ремонт гидроизоляции. При этом вскрывают насыпь над дефектным участком, заполняют швы паклей, пропитанной битумной мастикой, затем перекрывают швы несколькими слоями рулонного материала (рубероида, гидроизола) на битумной мастике.

На остальную часть поверхности трубы наносят слои битумной мастики.

## Контрольные вопросы

1. Каковы задачи организаций и служб, осуществляющих эксплуатацию искусственных сооружений?
2. Какая в настоящее время существует структура службы содержания мостов и труб?
3. Каков состав работ по содержанию пролетных строений из различных материалов?
4. Каков состав работ по содержанию опор мостов и труб?
5. Каковы особенности содержания мостовых переходов?
6. Какие существуют виды и способы планово-предупредительного ремонта мостов и труб из различных материалов?

## Ремонт и реконструкция мостов и труб

### 25.1. Сроки службы мостов, необходимость ремонта и виды реконструкции мостов и труб

Период эксплуатации мостовых сооружений подразделяют обычно на три этапа. Так, железобетонное сооружение на первом этапе эксплуатируется без снижения надежности. В этот период протекают основные длительные деформации, возрастает прочность бетона, нормально функционирует система водоотвод—гидроизоляция. Вероятность безотказной работы несущих конструкций сохраняется на уровне, обеспечиваемом СНиП 2.05.03-84\* (например, для пролетных строений  $P = 0,9986$ ; индекс надежности равен 3,0). Продолжительность этого периода зависит от качества строительства и составляет 7...9 лет. На этом этапе за мостом осуществляется лишь уход.

На втором этапе происходит снижение потребительских качеств сооружения из-за физического износа. Длительность этого периода определяется работоспособностью пролетных строений и реке опор, а в других элементах (покрытие, деформационные швы, система гидроизоляция—водоотвод) допускаются отказы, устраняемые или предупреждаемые в рамках работ по содержанию. При проведении планово-предупредительных работ восстанавливают наиболее поврежденные элементы, продляя этап работоспособного состояния. Продолжительность второго этапа определяется временем, за которое вероятность безотказной работы основных несущих конструкций снижается до некоторой величины  $P_p$ . По исследованиям А.А. Потапкина  $P_p = 0,90$ , т.е. индекс надежности равен 1,3. Это отвечает 25...30%-му несоответствию функциональных возможностей функциональным требованиям. В общем случае это может быть вызвано не только физическим, но и моральным износом и не обязательно связано с грузоподъемностью. Суммарная длительность первого и второго этапов определяет период работоспособного состояния  $T_{p1}$ , или наработку на первый отказ. Величина  $T_{p1}$  зависит от многих факторов, в том числе от материала и типа пролетных строений, географического положения, качества содержания. Средняя продолжительность с увеличением финансирования на содержание увеличилась с 18 лет в 1995—1997 г. до 30 лет в 2004—2005 г. для железобетонных и сталежелезобетонных мостов, для стальных — в 1,5 раза больше.

На третьем этапе при снижении индекса надежности до 1,3 сооружение должно закрываться на ремонт или реконструкцию. После ремонта или реконструкции потребительские качества сооружения должны быть восстановлены или улучшены, а индекс надежности опять должен быть равен 3,0. Теоретически ремонт (реконструкция) рассматривается как точка регенерации, таких точек может быть несколько. На практике снижение индекса надежности до 0,9 после первого ремонта для мостов с железобетонными пролетными строениями происходит в среднем через 23 г., после второго — еще быстрее. Как правило, после второго отказа реконструкция или ремонт экономически менее выгодны, чем замена сооружения. Таким образом, для большинства сооружений срок службы (календарная продолжительность эксплуатации до момента снятия с эксплуатации) определяется моментом второго отказа.

Если выполнение ремонта задерживается и по каким-то причинам должно быть перенесено на более поздний срок, дальнейшая временная эксплуатация моста возможна лишь при введении ограничений на скорость, массу или траекторию транспортных средств, дистанцию между автомобилями. Со временем эти ограничения ужесточаются. Предельным считается уровень, соответствующий вероятности безотказной работы  $P = 0,5$ . По грузоподъемности для потребителя это означает, что масса автомобиля в колонне при неконтролируемом режиме не более 18 т, а при движении по заданной траектории — не более 20 т; контролируемый пропуск одиночной нагрузки — масса не более 32 т. Обычно период, при котором надежность с  $P = 0,9$  снижается до  $P = 0,5$ , длится около 15 лет.

Ремонт или реконструкцию сооружения проводят в основном, когда не удовлетворяются требования, предъявляемые к сооружению со стороны дороги или со стороны пересекаемого препятствия. В связи с этим основными целями и видами этих работ являются:

- увеличение грузоподъемности (усиление);
- увеличение пропускной способности и безопасности движения (уширение);
- повышение транспортно-эксплуатационных свойств (уширение с усилением, отказ от деформационных швов на промежуточных опорах);
- увеличение отверстия моста;
- увеличение подмостового габарита, количества судоходных пролетов.

Реконструкцию в связи с необходимостью подчеркнуть архитектурную выразительность или повысить экономичность содержания специально не выполняют, а учитывают эти требования при выполнении указанных ранее работ.



## 25.2. Усиление пролетных строений и опор мостов

Грузоподъемность пролетного строения определяется наименьшим классом по грузоподъемности его элементов. Поэтому часто достаточно усилить небольшую группу элементов. Повысить класс слабого элемента можно, увеличив его несущую способность, уменьшив усилия от сопутствующих и второй части постоянных нагрузок, уменьшив усилия от временных нагрузок. Рассмотрим основные способы решения поставленной задачи.

**Замена элементов мостового полотна.** Замена элементов полотна на конструкции с меньшей массой, например переход на тонкослойные покрытия или замена сточного треугольника, оклеечной гидроизоляции и защитного слоя одним выполняющим их функций слоем на безусадочных или саморасширяющихся цемен-тах; замена железобетонной плиты стальной ортотропной.

**Добавление материала в сечение.** При данном способе усиления высота сечения значительно не увеличивается, эффект достигается за счет увеличения площади растянутой арматуры (рис. 25.1) и площади поясов изгибаемых элементов (рис. 25.2) или площади сечения растянутых (сжатых) элементов (рис. 25.3). Обычно добавляют материал того же типа, но с лучшими прочностными характеристиками. Перспективным является направление с использованием углепластика, ламели которого могут быть наклеены как на стальные, так и на бетонные поверхности.

В изгибаемых элементах добавляемый материал следует располагать как можно дальше от соответствующей нейтральной оси. При усилении сжатых (растянутых) элементов добавление металла может быть выполнено в любой части сечения, но при этом следует избегать значительного смещения осей симметрии. Особенно это касается усиления с искусственным регулированием усилий, например с установкой предварительно напряженных затяжек (рис. 25.4).

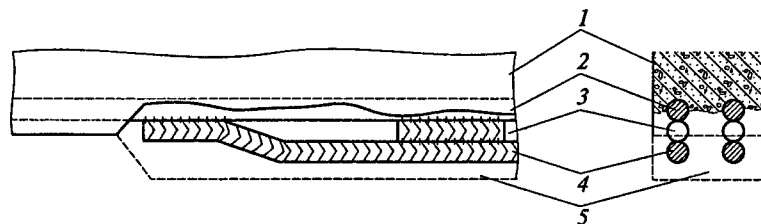


Рис. 25.1. Добавление арматуры к железобетонному элементу:

1 — бетон; 2 — существующая обнажаемая арматура; 3 — коротыш; 4 — добавляемая арматура; 5 — последующее омоноличивание

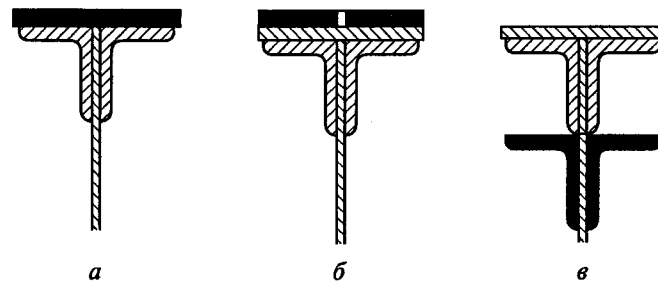


Рис. 25.2. Добавление материала к изгибаемому элементу (показан верхний пояс):

а — при отсутствии горизонтального листа; б — при наличии горизонтального листа (поочередное удаление заклепок и установка полулистов с последующим заполнением зазора); в — усиление без перерыва движения в ущерб эффективности использования материала

**Увеличение высоты сечения.** Эффект в изгибаемых и внецентренно сжатых элементах усиливается за счет увеличения плеча «внутренней пары». В железобетонных балках могут добавляться как арматурные стержни в растянутую зону на «гуськах», удаленные от основной рабочей арматуры с последующим бетонированием (рис. 25.5), так и бетон в сжатую зону (накладная плита). Разновидностью способа является превращение стальных балок в сталежелезобетонные.

**Установка дополнительных несущих элементов (балок, ферм).** Эффект достигается за счет разгрузки существующих. Данный способ часто совмещают с уширением.

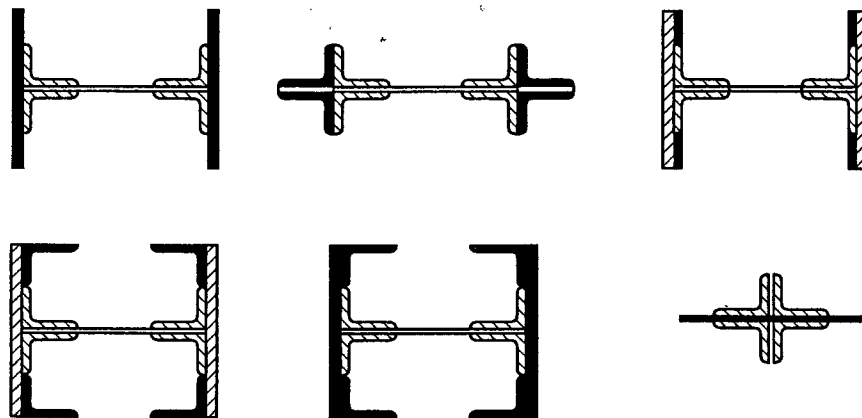


Рис. 25.3. Добавление материала к сжатым (растянутым) элементам



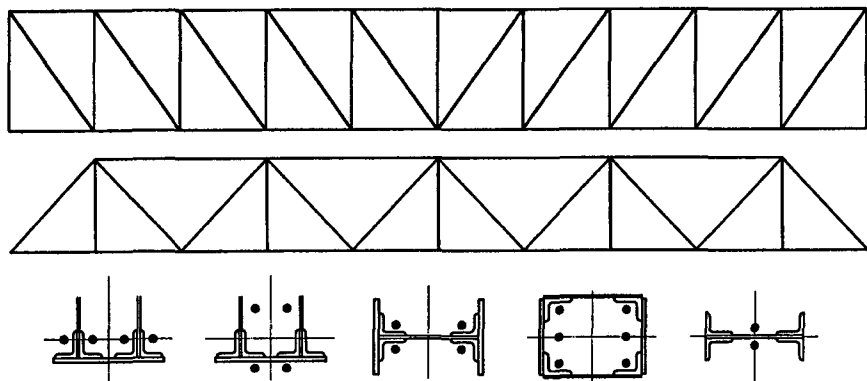


Рис. 25.4. Добавление предварительно напряженных затяжек

**Установка дополнительных несущих элементов.** Дополнительные элементы непосредственно не воспринимают нагрузку. Основное их назначение — уменьшение свободной длины сжатого элемента, увеличение коэффициента продольного изгиба (рис. 25.6).

**Изменение системы.** Наиболее часто применяемые варианты этого способа следующие: подведение шпренгеля (рис. 25.7), добавление арки или третьего пояса к фермам, превращение раз-

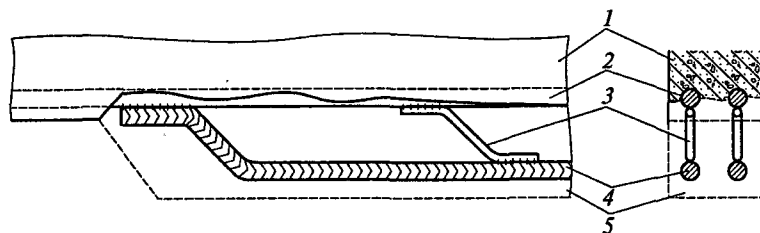


Рис. 25.5. Увеличение высоты сечения изгибаемого железобетонного элемента:

1 — бетон; 2 — существующая обнажаемая арматура; 3 — «гусек»; 4 — добавляемая арматура; 5 — последующее омоноличивание

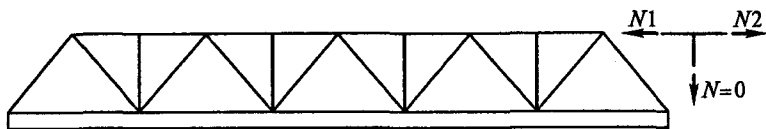


Рис. 25.6. Добавление элементов, не воспринимающих временную нагрузку

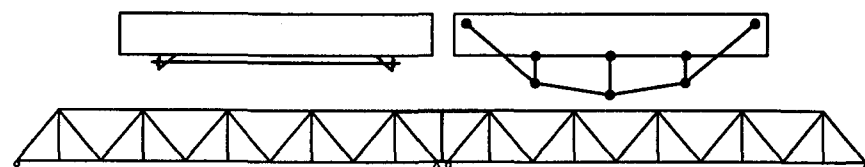


Рис. 25.7. Изменение системы подведением под балки (фермы) прямых и полигональных шпренгелей, объединением в неразрезные конструкции

резных балок и ферм в неразрезные (объединением в неразрезную конструкцию смежных пролетных строений (см. рис. 25.7) или установкой опор).

При усилении с изменением системы по модулю усилия уменьшаются, но при этом часть элементов (в фермах) или зон (в балках) будут работать на усилия противоположного знака по отношению к первоначальным. Может потребоваться усиление сжатых (в новых условиях) элементов ферм и растянутых зон балок.

**Устройство дополнительных опор во внешне статически неопределимых системах.** Усиление достигается за счет уменьшения расчетных пролетов. Как и в предыдущем способе, может возникнуть проблема с изменением знака усилий, особенно при усилении железобетонных пролетных строений.

В большинстве случаев размеры опор назначаются из условия размещения опорных частей. По концепции типового проектирования армирование выполняется на наихудший случай в границах применимости типового решения. В связи с этим, как правило, можем иметь в конкретном случае резерв по грузоподъемности.

Потребность в усилении опор значительно меньше, чем в усилении пролетных строений. Если такая потребность и возникает, то основным способом является применение железобетонных рубашек, армирование которых выполняют по расчету (см. гл. 24).

Вопрос усиления фундаментов выходит за рамки данного издания, но на один момент все же стоит обратить внимание. Несущую способность фундамента определяют на наихудший случай — начало эксплуатации. В процессе эксплуатации происходит уплотнение грунтов основания и увеличение прочностных характеристик. Поэтому к моменту проведения усиления пролетных строений и опор сооружение имеет резерв по несущей способности фундаментов не менее 20 %. Обычно этого хватает для восприятия усилий от веса конструкций усиления пролетных строений и опор.

### 25.3. Особенности расчета усиления мостов

Расчет пролетных строений должен учитывать все возможные стадии его уширения и усиления, а также допускать в отдельных случаях появление ограниченных пластических деформаций. Неустраняемые дефекты, влияющие на несущую способность элементов или на напряженно-деформированное состояние, также учитываются в расчетах. Прямые поверочные расчеты и применение классификации нагрузок и элементов одинаково допустимы.

Расчет усиления, связанных с изменением расчетной схемы, выполняют по правилам строительной механики с учетом того, что часть нагрузок воспринята по старой схеме, а часть — по новой. Искусственное регулирование усилий также должно быть учтено. Особенностью перерасчета железобетонных пролетных строений является учет процессов ползучести в старом и новом бетоне и усадки — в новом. Все расчеты желательно выполнять с учетом длительных деформаций, проверяя прочность и трещиностойкость на стадии усиления и по прошествии нескольких лет.

Расчет прочности нормальных сечений балок пролетных строений, уширенных ребристой накладной плитой после объединения ее с существующими балками, производят по полной рабочей высоте. При этом допускается высоту сжатой зоны принимать равной толщине полки накладной плиты, если расчет ведется по предельным усилиям, а не предельным деформациям (расчет по предельным деформациям в данном случае предпочтительней).

Расчет прочности наклонных сечений производят по рабочей высоте существующих балок без учета накладной плиты.

Свои особенности, связанные с возможностью регулирования усилий, имеет усиление отдельных элементов ферм предварительно напряженными затяжками. Усиливают растянутые или преимущественно растянутые элементы, поэтому предоставляется возможность изменять характеристики цикла от цикла с преимущественным растяжением до цикла с преимущественным сжатием.

При усилении элемента затяжкой образуется локальная статически неопределимая система «стержень—затяжка», воспринимающая то же усилие, что и элемент до усиления. В статически неопределимых фермах это сказывается на перераспределении усилий между остальными элементами, но незначительно, как правило, эффектом перераспределения можно пренебречь. Усилие предварительного натяжения затяжки подбирают так, чтобы получить минимальную площадь брутто затяжки, после усиления удовлетворяющую пропуску требуемой временной вертикальной нагрузки. Необходимые уравнения получают из условия грузоподъемности элемента после усиления, прочности затяжки и условия совместности деформаций системы «стержень—затяжка».

Возможные методы уширения составляют несколько групп. **Группа А.** Увеличение ширины тротуаров с добетонированием консолей или применением сборных тротуарных плит; смещение тротуарных блоков или их удаление, смещение тротуарных блоков с добетонированием плит и установкой подкосов (рис. 25.8).

**Группа Б.** Устройство монолитной (сборно-монолитной, сборной) накладной плиты, включенной в совместную работу с главными балками, с увеличенными консолями (рис. 25.9).

**Группы В, Г, Д.** Пристройка балок пролетных строений в одну или две стороны (симметрично или несимметрично) с уширением только ригеля (группа В); ригеля и тела опоры (группа Г); всей опоры, в том числе и фундаментной части (группа Д) (рис. 25.10).

**Группа Е.** Комбинированный метод (комбинация из перечисленных ранее).

При уширении путем добавления элементов пролетных строений используют блоки конструкций, выпускаемые предприятиями мостостроительной индустрии, и товарный стальной прокат. Если длина уширяемых пролетных строений отлична от унифицированных размеров, предусматривают изготовление элементов уширения в существующих опалубках и формах с изменением длины. В отдельных случаях допускается уширение с использованием современных конструкций пролетных строений без изменения их длины. При этом смещение в плане между новым и старым про-

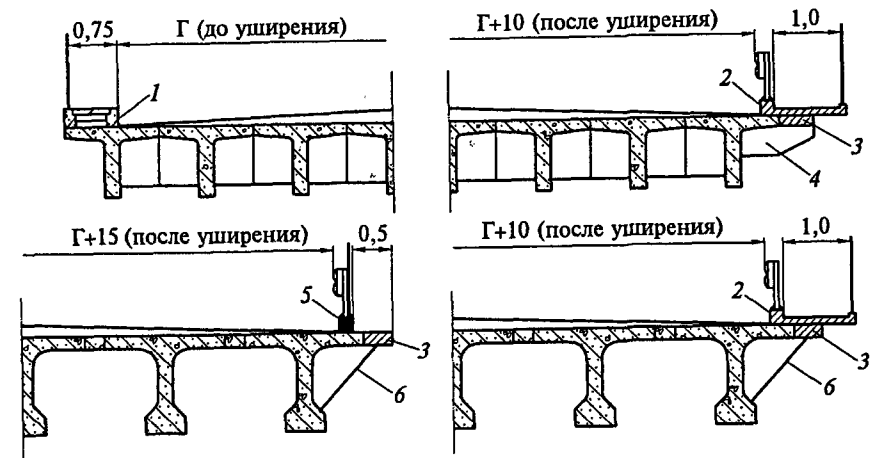


Рис. 25.8. Схемы уширения группы А:

1 — существующий тротуар; 2 — новый тротуар; 3 — добетонируемый участок; 4 — ребро жесткости; 5 — комбинированное ограждение безопасности высотой не менее 1,1 м (при отказе от тротуаров); 6 — подкос

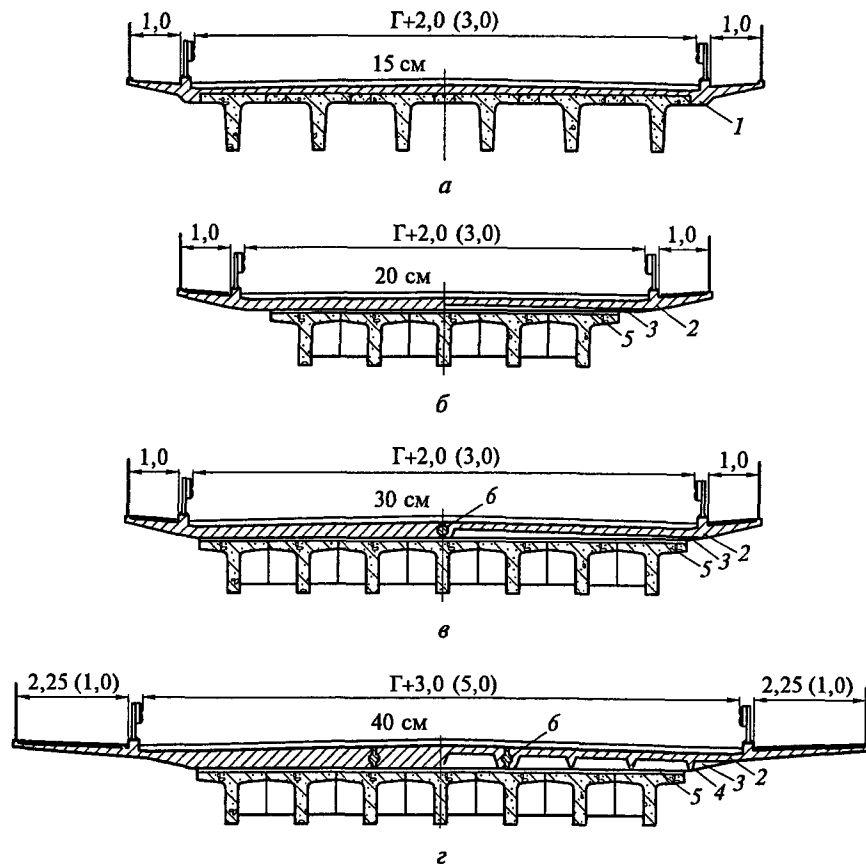


Рис. 25.9. Схемы уширения группы Б в монолитном (а), сборном (б) и сборно-монолитном (в, г) вариантах:

1 — монолитная накладная плита; 2 — блоки сборной плиты; 3 — поперечное ребро жесткости; 4 — продольное ребро жесткости; 5 — подготовка; 6 — шпонки из монолитного бетона (если ширина моста позволяет вести работы отдельно на каждой половине). Слева от оси показан разрез по ребру жесткости, справа — между ребрами

летным строением (ступенька) на устое не должно превышать 1 м, а длина моста — 50 м.

Уширение по схемам группы А позволяет увеличить ширину моста до 1,5 м при невысоких затратах (см. рис. 25.8).

Уширение за счет накладной плиты (группа Б), не требующее добавления балок, применяют, как правило, при пролетах до 18 м, а в отдельных случаях и более. При этом предусматривают удаление всех элементов мостового полотна (тротуаров, слоев одежды и др.) и обеспечение совместной работы плиты и эксплуатируе-

мых пролетных строений. В монолитном варианте получают увеличение габарита на 1...3 м, при использовании ребристых накладных плит в сборном или сборно-монолитном вариантах — на 2...5 м, а в отдельных случаях — и более. При уширении с помощью накладных плит одновременно происходит усиление существующих балок, но есть и отрицательная сторона — увеличение нагрузки на опоры и фундаменты.

Уширение мостов по группам В, Г и Д отличается количеством приставляемых балок и соответственно увеличением габарита (группа В — 1,5...2,5 м, группа Г — 2...3,5 м, группа Д — ограничено экономической целесообразностью). Приставные элементы объединяют с существующими балками для совместной работы в составе пролетного строения, чем достигается косвенный эффект усиления. Для увеличения этого эффекта удаляют консоль крайней старой балки, новую Г-образную балку со старой объединяют с помощью железобетонной шпонки, создавая таким образом ядро с высокими изгибными и крутильными характеристиками (в пролетных строениях по выпуску 56 СДП плита проезжей части имеет одинарное армирование, еще и поэтому

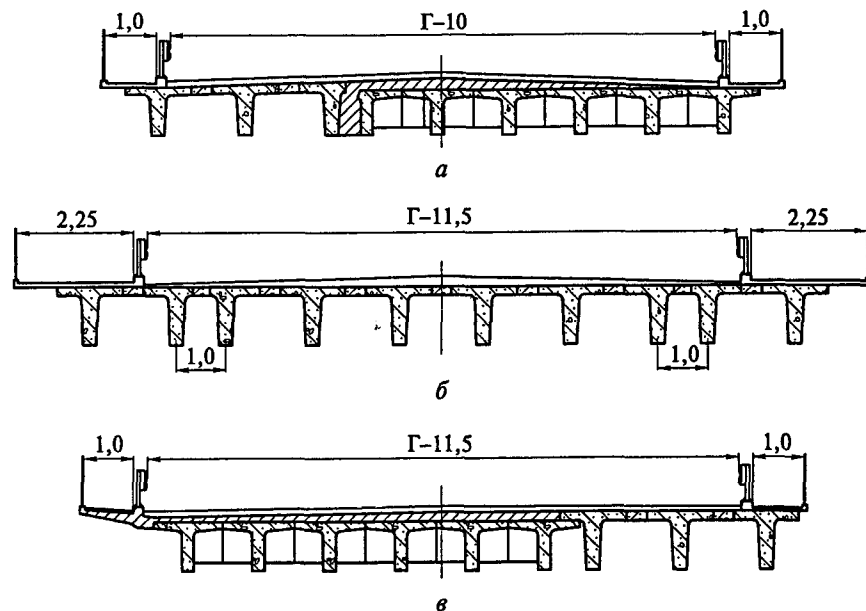


Рис. 25.10. Схемы уширения:

а — несимметричное уширение приставными элементами; б — симметричное уширение приставными элементами; в — несимметричное комбинированное уширение

во всех вариантах консоль должна работать как консоль или удаляться).

Комбинированные методы уширения (группа Е) представляют собой совокупность изложенных схем, обладают их достоинствами и недостатками. Следует отметить, что при уширении комбинированным методом можно применять в качестве приставных элементов металлические балки в железобетонных пролетных строениях, и наоборот.

В очень редких случаях при уширении металлических пролетных строений прибегают к раздвижке несущих элементов (например, при замене деревянной проезжей части железобетонной).

## **25.5. Технология производства работ по реконструкции мостов**

При реконструкции мостов для монтажа (демонтажа) используют то же оборудование и механизмы, что и при строительстве новых сооружений. Транспортные потоки при этом переключают на мосты-дублеры или переносят участок дороги на временное сооружение (местный объезд). Возможность частичного пропуска транспортных средств по реконструируемому мосту определяется в каждом конкретном случае отдельно. Без значительных трудностей это реализуется, например, при уширении по схемам, не требующим замены слоев одежды, или при габаритах не менее 9 м с заменой слоев.

Как правило, работы на пролетных строениях и мостовом полотне выполняют в последнюю очередь. Уширение моста или путепровода начинают с уширения опор и подходов. При необходимости осуществляют обстройку промежуточных опор для безопасного ведения бетонных и арматурных работ.

Если требуется развитие фундаментной части, предварительно погружают сваи. Погружение выполняют с грунта или со льда. На малых и средних мостах, когда требуется по одной свае усиления с каждой стороны опоры, целесообразнее вести забивку с моста, используя при этом специальные механизмы, позволяющие забивать сваи сбоку. На время нахождения такого механизма на мосту движение по сооружению прекращают.

При уширении приставными элементами выполняют обрубку концевых участков консолей плит. Допускается применение пневматических инструментов, но все же желательно удаление бетона на конце плит осуществлять с использованием иных механизмов (приспособлений для облома кромок, механических и гидродинамических нарезчиков).

Уширение сборными накладными плитами необходимо осуществлять с перекрытием или ограничением движения транспор-

тных средств. Монтаж плит производят поочередно сначала на одной половине моста, потом — на другой. Свободные полосы используют для пропуска строительных машин или в отдельных случаях потока автомобилей. Покрытие не должно иметь неровностей. При выполнении бетонных работ по объединению элементов, а также в процессе твердения бетона и набора прочности до 0,5 от проектного значения веса проходящих автомобилей ограничивают величиной, при которой в арматуре омоноличиваемого участка возникает напряжение не более  $0,2 R_s$ .

Перед уширением сталежелезобетонных пролетных строений, предусматривающим замену железобетонной плиты, осуществляют работы по усилению элементов главных балок и поперечных горизонтальных связей в целях предотвращения потери устойчивости элементов при демонтаже плит. Не допускается разборка или замена отдельных плит в случаях, когда балки и связи существующего пролетного строения ослаблены отверстиями, предусмотренными для соединения или прикрепления наращиваемых конструкций уширения.

Для регулирования усилий при включении железобетонной плиты проезжей части в работу металлического пролетного строения следует использовать временную опору, расположенную в середине пролета.

В случае невозможности или нецелесообразности использования временной опоры допускается регулирование усилий с помощью подкосных рам или продольной напрягаемой арматуры. В процессе регулирования движение по пролетному строению не допускается.

В проектах производства работ по уширению мостов должны содержаться технические решения и основные организационные мероприятия по обеспечению безопасных условий труда и санитарно-гигиеническому обслуживанию работающих. В частности, должны быть предусмотрены меры по предупреждению: падения людей с высоты; падения монтируемых (демонтируемых) элементов моста; падения используемых материалов и инструмента с верхнего яруса работ на нижний; опасного или вредного действия на людей машин, оборудования, материалов и электрического тока.

Кроме того, должны быть указаны: технологическая последовательность монтажа (или демонтажа) элементов моста; способы строповки монтируемых элементов, обеспечивающие подачу их в положение, соответствующее или близкое к проектному; способы устойчивого временного закрепления элементов моста перед их расстроповкой при монтаже (или строповкой при демонтаже); способы окончательного закрепления элементов при монтаже; безопасные расстояния между одновременно работающими на одном участке машинами, а также машинами или лицами, рабо-

тающими вручную; схемы и ограждения места работ (в случаях, если работы производятся без прекращения движения транспорта по мосту); средства искусственного (при недостатке естественного) освещения строительной площадки и рабочих мест (особенно при уширении опор, когда работы ведутся под пролетным строением, или усилении стальных конструкций, когда работы ведутся между балками).

Исходными документами при решении вопросов по обеспечению безопасности труда в ППР должны быть существующие нормативные документы.

#### **Контрольные вопросы**

1. Что определяет необходимость реконструкции мостов и какие существуют их виды?
2. Какие применяют способы усиления пролетных строений и опор?
3. Какие применяют способы уширения мостов?
4. Каковы особенности расчета усиления мостов?
5. Каковы особенности технологии работ по реконструкции мостов?

### **Обследования, испытания и мониторинг состояния мостов и труб**

#### **26.1. Задачи, виды и этапы обследования мостов и труб**

Основной задачей обследования построенных и эксплуатируемых мостов и труб является оценка их технического состояния и проверка их соответствия установленным к ним требованиям. Обследования эксплуатируемых сооружений проводятся также для уточнения их грузоподъемности или получения данных, необходимых при разработке проектов их ремонта или реконструкции. Обследования мостов и труб выполняются специализированными организациями с использованием специального измерительного оборудования по специальным программам, разрабатываемым для решения возникающих задач.

Различают следующие виды обследований:

А — диагностика (инспектирование), т.е. обследование в целях составления или уточнения паспорта моста;

Б — штатное обследование в целях выявления состояния моста, определения его грузоподъемности, разработки рекомендаций по эксплуатации и необходимому ремонту. Оно может сопровождаться полными или частичными испытаниями, как это предусмотрено СНиП 3.06.07-86;

В — предпроектное обследование в целях разработки проекта ремонта или реконструкции моста (со сбором всей необходимой информации для проектирования);

Г — специальное обследование (исследование) в целях получения недостающей информации или изучения специфических особенностей сооружения.

Обследование моста включает в себя следующие этапы:

- изучение технической документации на сооружение;
- обмеры конструкций и нивелирование проезжей части;
- визуальное освидетельствование конструкций;
- инструментальное исследование физических характеристик материалов;
- обработка результатов и оценка состояния сооружения.

Конкретное содержание этапов обследования определяется в зависимости от поставленной перед ним цели и вида обследования.

Информация о мосте, полученная на первом этапе обследования, должна включать в себя следующие сведения:

• проектные характеристики моста (год постройки, нормы проектирования, нагрузки, номера типовых проектов, основные размеры и т.п.). Особенно следует отметить сведения (или указать отсутствие таковых) о геологическом строении грунтов в створе моста;

• история эксплуатации, включающая в себя описание различных форс-мажорных случаев (дорожно-транспортные происшествия с повреждением конструкции, стихийные явления и т.п.);

• время появления и степень развития технологических, силовых и коррозионных повреждений;

• характеристики автомобильного и пешеходного движения по мосту;

• перспективы развития участка автодороги, на котором находится исследуемый мост.

Чем полнее удастся собрать перечисленные сведения о сооружении, тем более обоснованными будут оценки его функциональных потребительских свойств. Действительно, параметры движения по мосту и перспективы их развития дают возможность оценить резервы пропускной способности моста, его моральный износ, ресурс долговечности по этому фактору; наметить необходимые меры по повышению уровня безопасности движения. Анализ проектной и фактической грузоподъемности и динамики развития повреждений, влекущих ее снижение, позволяет уточнить прогноз долговечности по грузоподъемности.

На этапе измерений получают недостающую информацию о размерах с точность до 5 %. Измерения проводят с использованием обычных измерительных средств — линейки, рулетки, штангенциркуля. В случаях, когда требуется измерить толщину стального листа, в нем просверливается отверстие диаметром до 6 мм.

Нивелирование проезжей части и подходов в характерных створах моста дает возможность определить фактические продольные и поперечные уклоны на проезжей части и тротуарах моста, а также продольные уклоны на подходах. Это важно для оценки состояния водоотвода с моста и от моста. По нормам геометрическая сумма продольного и поперечного уклонов должна быть не менее 2 %.

На этапе визуального освидетельствования моста осуществляется подробный осмотр всех элементов сооружения, составляются детальные сведения о дефектах и повреждениях (в виде схем и ведомостей), производится анализ причин их возникновения и разрабатываются рекомендации по их учету и устранению.

Ведомости дефектов и повреждений следует составлять таким образом, чтобы они содержали результаты анализа и оценки каждого дефекта или повреждения.

На этапе исследования состояния материалов железобетонных мостов определяется прочность бетона, толщина защитного слоя,

глубина карбонизации бетона, оценивается коррозионное состояние арматуры, определяется ширина раскрытия и глубина трещин в бетоне.

При определении прочности бетона используют преимущественно метод упругого отскока с применением склерометрического молотка, что позволяет оперативно провести достаточно большое число измерений, которые после статистической обработки дают надежные данные о прочности бетона. Для уточнения тарировочной кривой при этом способе применяют частично разрушающий метод вырыва бетона, результаты которого позволяют определить прочность бетона с большей точностью.

Толщина защитного слоя определяется непосредственным ее измерением при вскрытии арматуры или с использованием специального прибора ИЗС (измеритель защитного слоя). Метод прямых измерений защитного слоя бетона из-за большой трудоемкости и повреждения конструкций применяют достаточно ограниченно, главным образом для определения количества рядов арматурных стержней, визуальной оценки состояния поверхности арматуры, а также для тарировки прибора ИЗС.

Для определения глубины карбонизации бетона обычно используют 1%-ный спиртовой раствор фенолфталеина. Раствор наносят на свежеисколотую поверхность бетона конструкции. При этом в непрокарбонизированных зонах окраска бетона приобретает характерный малиновый цвет. Если же цвет бетона не меняется, то бетон на этой глубине прокарбонизирован и потерял свои защитные свойства.

Оценка коррозионного состояния арматуры проводится путем измерения электрохимических потенциалов арматуры, что позволяет выявить наличие процессов коррозии, пока они еще не привели к образованию слоев ржавчины и растрескиванию бетона защитного слоя.

Ширину раскрытия трещин измеряют микроскопом или специальными шаблонами.

Глубину трещин приближенно определяют ультразвуковым методом путем сравнения времени прохождения ультразвукового сигнала на сплошном участке конструкции при поверхностном прозвучивании. При этом база измерений должна быть постоянной. Глубина трещины  $h$  (до 35 см) приближенно определяется по формуле

$$h = a/2((t_1/t_2)^2 - 1)^{0.5}, \quad (26.1)$$

где  $a$  — база измерений;  $t_1$  — время прохождения ультразвукового сигнала в бетоне на участке с трещиной, мс;  $t_2$  — время прохождения ультразвукового сигнала в бетоне на участке без трещин, мс.

При необходимости глубину распространения трещин определяют по выбуренным кернам.

## 26.2. Статические и динамические испытания мостов

Испытания мостовых конструкций позволяют проверить качество расчета, проектирования, изготовления и монтажа конструкций, оценить фактическую грузоподъемность и жесткость сооружений, а также влияние на эти характеристики дефектов и повреждений.

По целям, объемам и методам проведения натурные испытания можно подразделить на два основных вида:

- приемочные испытания новых или реконструированных сооружений;
- испытания эксплуатируемых конструкций.

Целью приемочных испытаний является оценка возможности введения моста в эксплуатацию под проектные нагрузки. Она может быть получена при сопоставлении реального и расчетного его напряженно-деформированного состояния. До приемочных испытаний обязательно проводятся обследования в полном объеме.

Испытания моста имеет право проводить только специализированная организация, имеющая соответствующую лицензию, квалифицированных специалистов и необходимые средства измерений.

Наиболее чувствительными к воздействию нагрузок от автотранспортных средств и пешеходов являются пролетные строения. Для опор, особенно массивных, доля временных нагрузок в суммарном воздействии, как правило, существенно ниже, хотя в отдельных случаях горизонтальные тормозные силы могут инициировать в нижних сечениях так называемых анкерных опор мостов с неразрезными пролетными строениями заметные растягивающие напряжения.

Поэтому должно проводиться более подробное изучение напряженно-деформированного состояния следующих конструктивных элементов:

- продольные несущие элементы, в том числе балки ребристых пролетных строений, главные балки или фермы стальных и сталежелезобетонных пролетных строений, стенки пролетных строений коробчатого сечения;
- железобетонная плита сталежелезобетонных и ортотропная плита стальных пролетных строений с точки зрения включения их в работу главных балок; плита или балки проезжей части при их работе на местную нагрузку;
- стойки мостов эстакадного типа, высокие опоры виадуков.

Может возникнуть необходимость проверки работы и других элементов, оценки фактических коэффициентов трения в опорных частях и т. п.

Для оценки соответствия работы сооружения принятым в проекте расчетным предпосылкам достаточно при испытаниях получить в характерных сечениях элементов эпюры нормальных напряжений по высоте сечения и измерить прогибы. При этом большое значение имеет рациональный выбор мест измерений и расположения испытательной нагрузки.

Для разрезных пролетных строений обычно исследуются сечения в середине пролета, для неразрезных — в середине пролета и над опорами. Для сложных систем, таких как арокные, рамные, вантовые и висячие мосты, необходимо в первую очередь исследовать наиболее напряженные и характерные сечения, используя для этого предварительный расчетный анализ.

В поперечном сечении места установки приборов и расположение испытательной нагрузки надо определять таким образом, чтобы иметь полную картину распределения нагрузки между несущими продольными элементами. При этом весьма полезно использовать симметрию в расположении испытательной нагрузки и приборов. Это значительно повышает надежность интегральной оценки результатов измерений.

Измерения напряжений осуществляют с помощью специальных приборов — тензометров, которые могут быть механическими, электрическими или электронными. Из механических тензометров наибольшее распространение получили приборы рычажного типа с масштабом 1 : 1 000 (рис. 26.1).

Напряжения определяют по данным измерения деформаций на определенной базе с использованием известного закона Гука по формуле

$$\sigma = E_{\epsilon} = E \frac{\Delta}{SM}, \quad (26.2)$$

где  $\sigma$  — напряжение, кгс/см<sup>2</sup>;  $E$  — модуль упругости материала;  $\Delta$  — измеренная деформация;  $S$  — база прибора;  $M$  — масштаб шкалы измерений.

Во всех случаях точность измерений деформаций составляет примерно 1 мкм.

Основными приборами для измерения прогибов конструкций мостов служат прогибомеры Н. Н. Максимова (рис. 26.2), шкив 2 которых вращается на оси 1 и жестко соединен с диском 6, имеющим зубчатое зацепление с шестеренкой 5, связанной со стрелкой 4. Цена деления на шкале 0,1 мм. Каждый оборот диска соответствует 10 см измеряемого перемещения. Прогибомеры должны иметь проволочную связь с землей или какой-либо неподвижной

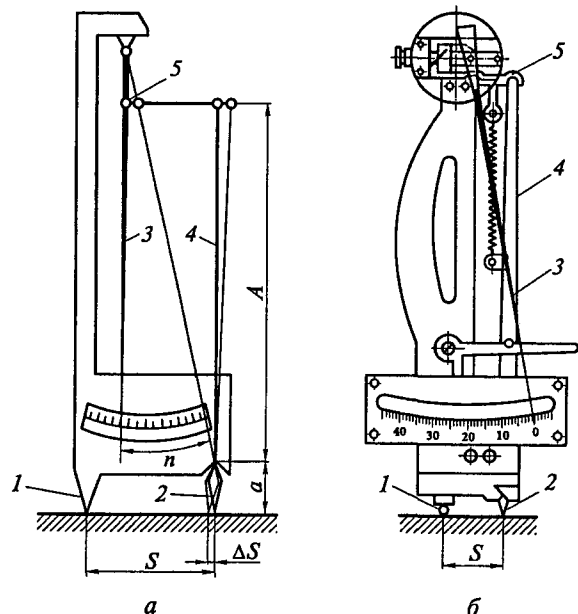


Рис. 26.1. Схема работы (а) и конструкция (б) механического двухрычажного тензометра:

1 — неподвижная ножка; 2 — подвижная ножка; 3 — стрелка; 4 — рычаг первого рода; 5 — коромысло;  $a$  — малое плечо рычага 4;  $A$  — большое плечо рычага;  $n$  — перемещение стрелки по шкале;  $S$  — база прибора;  $\Delta S$  — измеряемая деформация

точкой. Если ожидаемые прогибы больше 10 см, целесообразно для их измерения использовать геодезические инструменты.

В качестве испытательной нагрузки, как правило, используют груженные автосамосвалы типа КамАЗ с полной массой 20 т. Количество автомобилей и их расположение на мосту определяется расчетом и приводится в программе испытаний.

Действующие нормы регламентируют величину испытательной нагрузки в пределах 70... 100 % от нормативной временной вертикальной нагрузки, взятой с динамическим коэффициентом.

Минимальный размер испытательной нагрузки при приемочных испытаниях необходим для выявления скрытых дефектов изготовления и монтажа, которые не удалось обнаружить или надежно оценить в процессе обследования.

Кроме того, минимальные значения испытательной нагрузки устанавливаются также из соображений получения результатов измерений необходимой точности. В больших железобетонных мостах это особо важно, поскольку доля временной нагрузки на них невелика, а измеряемые при испытаниях напряжения малы.

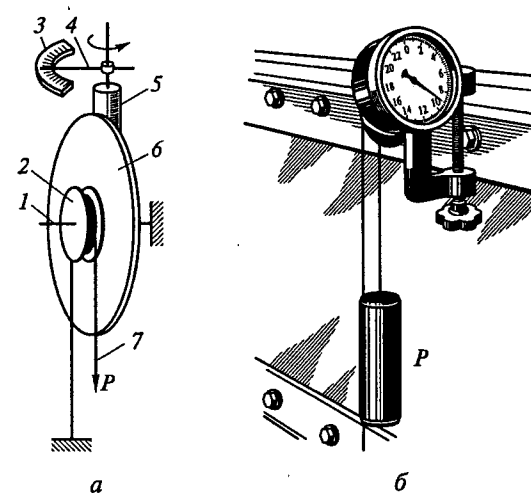


Рис. 26.2. Схема работы (а) и конструкция (б) прогибомера Максимова: 1 — ось; 2 — шкив; 3 — шкала; 4 — стрелка; 5 — шестеренка; 6 — диск с зубчатой нарезкой; 7 — проволока с грузом  $P$

Чрезмерная величина испытательной нагрузки опасна самыми тяжелыми последствиями для исследуемого сооружения.

**Особенности испытаний эксплуатируемых мостов.** Нижняя граница величины испытательной нагрузки при таких испытаниях находится на уровне 40... 50 % от величины нормативной нагрузки, поскольку возможные дефекты, проявляющиеся под воздействием временной нагрузки за достаточно длительный срок эксплуатации, уже должны были проявиться; необходимая величина испытательной нагрузки определяется только чувствительностью измерительных приборов.

Кроме определения напряженно-деформированного состояния конструкций, которое с обоснованными сокращениями повторяет схему приемочных испытаний, для эксплуатируемых мостов может возникнуть необходимость различных частных проверок.

**Динамические испытания.** Основная цель динамических испытаний при приемке новых или реконструированных мостов — проверка соответствия фактических значений проектных характеристик требованиям норм. Нормативными документами регламентируются две динамические характеристики пролетных строений:

- динамический коэффициент, учитывающий возможное превышение динамического воздействия подвижных нагрузок по сравнению со статическим;
- периоды собственных колебаний пролетных строений без нагрузки.



Динамические испытания заключаются в пропуске по мосту с различными скоростями по наезженной колее проезжей части одного или расположенных в один ряд двух груженых автомобилей. Для имитации неровностей часть проездов осуществляется через порожек в виде досок высотой 30...50 мм, положенных поперек моста над приборами, регистрирующими колебания пролетного строения.

При проезде по мосту автомобиля и некоторое время после съезда его с моста записываются диаграммы прогибов или напряжений в его несущих элементах. На рис. 26.3 приведена в качестве примера диаграмма прогибов пролетного строения с момента въезда нагрузки до момента прекращения собственных колебаний. Обработка этих диаграмм позволяет определить фактические значения динамических коэффициентов и периодов собственных колебаний. Динамический коэффициент определяется по диаграмме как отношение максимального динамического прогиба к средней его величине (статической) в этой точке диаграммы.

В последние годы в связи с бурным развитием электронной техники и компьютеров созданы и успешно применяются компьютерно-измерительные системы (КИС), включающие в себя электронные средства измерений, кабельные и радиосвязи, компьютеры с программным обеспечением для обработки результатов измерений.

Важным итогом проведенных испытаний является получение конструктивных коэффициентов  $k$ , определяемых как отношение измеренных ( $S_{изм}$ ) и полученных расчетным путем ( $S_{теор}$ ) значений прогибов или напряжений:

$$k = \frac{S_{изм}}{S_{теор}}. \quad (26.3)$$

Если  $k < 1$ , то конструкция работает в пределах, установленных проектом. Чем меньше величина  $k$ , тем больше запас прочности конструкции.

Если  $k > 1$ , то работа сооружения не соответствует расчетным предпосылкам, что требует тщательного анализа и выявления причин такой ситуации.

Конструктивные коэффициенты надо определять для наиболее нагруженных сечений при самом неблагоприятном для данного сечения расположении нагрузки.

### 26.3. Мониторинг состояния мостовых сооружений

Мониторинг технического состояния транспортных сооружений — это осуществляемый в течение длительного срока процесс наблюдений или периодических изменений параметров, характеризующих физическое и напряженно-деформированное состояние мостовых конструкций в процессе строительства или эксплуатации по специально разработанным программам.

Целью мониторинга напряженно-деформированного состояния конструкций в процессе строительства является оценка соответствия поведения конструкций проекту на этапе строительно-монтажных работ.

Целью мониторинга состояния конструкций транспортных сооружений в эксплуатируемый период является оценка их потребительских свойств и выработка оптимальных мер по управлению ими.

Задачи мониторинга — проследить изменения во времени факторов, определяющих те или иные потребительские свойства, выявить причины и тенденции этих изменений и их опасности для сооружения.

Мониторинг необходимо организовать в следующих случаях:

- строительство и эксплуатация особо больших и сложных по конструкции мостов;
- металлические и железобетонные конструкции, в которых в целях повышения грузоподъемности по первой группе предельных состояний применено их дополнительное предварительное напряжение (регулирование усилий);
- мосты с внешне статически неопределимыми конструкциями, в которых возможно появление дополнительных усилий и деформаций из-за геологических, гидрологических, оползневых и сейсмических явлений;
- железобетонные конструкции, в которых возможна большая неопределенность длительных процессов, связанных с ползуче-

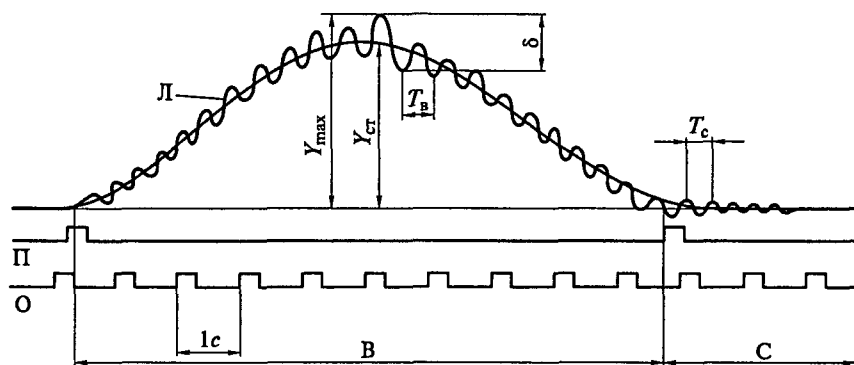


Рис. 26.3. Пример записанной диаграммы прогибов:

$T_v$ ,  $T_c$  — периоды собственных и вынужденных колебаний; В, С — участки вынужденных и собственных колебаний; О — запись отметчика времени; П — запись моментов входа нагрузки на пролетное строение и схода него; Л — средняя линия прогибаграммы

стью, усадкой и температурными деформациями (разные возрасты бетона, сочетание сборных и монолитных конструкций и т. п.);

- появление серьезных повреждений конструкций, вплоть до их устранения.

Таким образом, мониторинг мостов в общем случае включает в себя все элементы периодических обследований и испытаний, а также непрерывные инструментальные измерения и непрерывный во времени анализ напряженно-деформированного состояния конструкций.

## 26.4. Определение грузоподъемности мостов

*Грузоподъемность моста* — максимальная временная вертикальная подвижная нагрузка определенного вида (например, в виде автомобиля или равномерно распределенной нагрузки с тележкой), воздействие которой является безопасным для несущих элементов моста с учетом его фактического состояния при расчете по первой группе предельных состояний.

Необходимость определения грузоподъемности мостов возникает в следующих ситуациях:

- установление на мостах знаков ограничения массы автомобилей, пропускаемых по мостам в составе колонны таких же автомобилей с дистанцией 10 м;

- установление возможности пропуска по неповрежденному мосту сверхнормативного по массе и распределению ее по осям транспортного средства;

- установление возможности пропуска по поврежденному мосту обычного или тяжеловесного транспортного средства.

Применительно к автомобильной нагрузке грузоподъемность определяют для условия движения нескольких рядов колонн, число которых соответствует числу полос движения в самом невыгодном положении в пределах ездового полотна для рассматриваемого сечения конструкции.

Расстояние между осями соседних рядов колонн автомобилей должно быть при этом не менее 3,0 м. Установку автомобильной нагрузки по схеме АК на пролетном строении принимают по СНиП 2.05.03-84\*.

Применительно к тяжеловесному одиночному транспортному средству грузоподъемность определяют для принимаемого его положения в пределах фактической ширины проезжей части.

В настоящее время существуют различные способы определения грузоподъемности, они могут быть сведены к трем:

- 1) определение грузоподъемности при непосредственном перерасчете сооружения с учетом его фактического состояния;

- 2) определение возможности пропуска нестандартных нагрузок путем сравнения эквивалентных нагрузок, на которые проектировался мост, с эквивалентными нагрузками, создаваемыми пропускаемым транспортным средством;

- 3) определение возможности пропуска транспортного средства путем сопоставления класса нагрузки по его воздействию на наиболее слабый элемент сооружения с классом этого элемента по грузоподъемности.

Третий способ самый удобный, так как предполагает наличие в банках данных о мостах классов элементов по их грузоподъемности. Однако так как работы по классификации автодорожных мостов приостановлены и заранее подготовленных необходимых данных о классах грузоподъемности мостов нет, то при решении практических задач определения грузоподъемности проще пользоваться первым или вторым способом.

Все упомянутые способы основываются на использовании неравенства

$$F_{вр} \leq N_{пр} - S_{п}, \quad (26.4)$$

где  $F_{вр}$  — усилие в том же элементе моста от пропускаемой нагрузки;  $N_{пр}$  — предельное значение усилия, которое может воспринять наиболее слабый элемент моста по его несущей способности;  $S_{п}$  — усилие в том же элементе моста от постоянной нагрузки.

Физический смысл неравенства (26.4) — пропуск временной нагрузки по мосту возможен, если усилие от нее  $F_{вр}$  в его наиболее слабом элементе не превышает возможности этого элемента  $N_{пр} - S_{п}$  по восприятию полезной временной нагрузки.

При полном перерасчете предельная несущая способность  $N_{пр}$  элемента определяется по нормам проектирования с учетом его действительных размеров и фактического состояния.

Усилие в нем от воздействия конкретного сверхнормативного транспортного средства  $F_{вр}$  определяется по формуле, общей для разных видов усилий:

$$F_{вр} = \eta(1 + \mu) \sum P_i y_i, \quad (26.5)$$

где  $\eta$  — коэффициент поперечной установки пропускаемой нагрузки, вычисляемый при загрузке ее поперечной линией ее влияния, построенной с учетом конструктивной формы пролетного строения и системы поперечных связей в нем (см. подразд. 5.2, 8.4, 12.1);  $(1 + \mu)$  — динамический коэффициент для пропускаемого транспортного средства, принимаемый по СНиП 2.05.03-84\*;  $P_i$  — нагрузки на оси транспортного средства;  $y_i$  — ординаты одного знака продольной линии влияния усилия в элементе или сечении.

Усилие в том же элементе от воздействия постоянной нагрузки  $S_n$  определяется из условия равномерного распределения постоянной нагрузки между одинаково и совместно работающими элементами по формуле

$$S_n = q\omega/n, \quad (26.6)$$

где  $q$  — равномерно распределенная нагрузка по длине пролета от собственного веса;  $\omega$  — суммарная площадь всех участков продольной линии влияния усилия в рассматриваемом элементе;  $n$  — количество одинаково и совместно работающих элементов при восприятии постоянной нагрузки (количество ферм или балок в поперечном сечении пролетного строения).

Чаще всего грузоподъемность моста определяется грузоподъемностью поперечных сечений его пролетного строения. Для неразрезных и разрезных пролетных строений неравенство (26.4) для поперечных сечений имеет следующий вид:

$$M_{вр} \leq M_{пр} - M_n, \quad (26.7)$$

где  $M_{вр}$  — изгибающий момент в наиболее опасном сечении пролетного строения от пропускаемой нагрузки;  $M_{пр}$  — предельное значение изгибающего момента в том же сечении (наиболее напряженной балки пролетного строения), которое оно может воспринять по его несущей способности с учетом его фактического состояния;  $M_n$  — изгибающий момент в том же сечении пролетного строения от постоянной нагрузки.

Заменив в неравенстве (26.7) значения  $M_{вр}$  и  $M_n$  с использованием эквивалентной временной нагрузки  $q_{вр}$  и реальной постоянной нагрузки  $q_{с.в.р.}$ , а также соответствующих площадей линий влияния изгибающего момента, в рассматриваемом сечении получим зависимость

$$q_{вр}\omega_{\max} \leq M_{пр} - q_{с.в.р.}\omega/n, \quad (26.8)$$

из которой получаем предельное значение эквивалентной временной нагрузки

$$q_{вр} \leq (M_{пр} - q_{с.в.р.}\omega/n)/\omega_{\max}, \quad (26.9)$$

где  $\omega_{\max}$  — суммарная площадь участков одного знака линии влияния изгибающего момента в рассматриваемом сечении.

При этом эквивалентная нагрузка должна вычисляться с учетом их положения в поперечном направлении и с учетом динамического ее воздействия.

Для разрезного пролетного строения с пролетом  $L$  ввиду того, что  $\omega = \omega_{\max} = L^2/8$ , выражение (26.9) приобретает вид

$$q_{вр} \leq (8M_{пр}/L^2 - q_{с.в.р.}/n). \quad (26.10)$$

Формулы (26.9) и (26.10) позволяют определить грузоподъемность неразрезных и разрезных пролетных строений из любых материалов при условии строгого определения  $M_{пр}$  с учетом их фактического состояния.

В том случае, когда не представляется возможным произвести строгое определение  $M_{пр}$ , но известна расчетная нагрузка, на которую проектировался мост, то представляется возможным принять в качестве  $M_{пр}$  расчетное значение изгибающего момента в наиболее напряженном сечении от проектной эквивалентной временной нагрузки  $q_{эkv}$  и проектного значения собственного веса  $q_{с.в.п.}$ , выразив его через ее эквивалентную нагрузку  $p_{эkv}$  и  $q_{с.в.п.}$  для неразрезного пролетного строения в виде

$$M'_{пр} = p_{эkv}\omega_{\max} + q_{с.в.п.}\omega,$$

а для разрезного в виде

$$M'_{пр} = (p_{эkv} + q_{с.в.п.})\omega.$$

С учетом этих значений формулы (26.9) и (26.10) приобретают следующий вид:

$$q_{вр} \leq (p_{эkv} + q_{с.в.п.} - q_{с.в.р.})\omega/(n\omega_{\max}); \quad (26.11)$$

$$q_{вр} \leq (p_{эkv} + (q_{с.в.п.} - q_{с.в.р.})/n). \quad (26.12)$$

Формулы (26.11) и (26.12) содержат легко вычисляемые значения расчетных  $p_{эkv}$  и пропускаемых  $q_{вр}$  эквивалентных нагрузок для наиболее напряженного сечения рассматриваемой балки пролетного строения и легко определяемую разницу между значениями проектного и реального собственного веса, возникающую за счет возможного увеличения толщины асфальтобетонного покрытия в ходе эксплуатации моста. В таком виде их можно использовать для определения возможности пропуска нагрузок по пролетным строениям, соответствующим проектам и не имеющим повреждений и дефектов. Если они имеют повреждения и их собственный вес увеличен за счет увеличения толщины покрытия, то представляется возможным это учесть введением коэффициента  $\alpha_1 < 1$  для учета снижения несущей способности рассматриваемого сечения и вычисления увеличения собственного веса  $q_{с.в.п.} - q_{с.в.р.}$ . Формулы для определения возможности пропуска транспортных средств по пролетным строениям приобретают в связи с этим следующий окончательный вид:

$$q_{вр} \leq (\alpha_1 p_{эkv} + (q_{с.в.п.} - q_{с.в.р.})\omega/(n\omega_{\max}); \quad (26.13)$$

$$q_{вр} \leq (\alpha_1 p_{эkv} + (q_{с.в.п.} - q_{с.в.р.})/n). \quad (26.14)$$

Следует при этом помнить, что эквивалентные нагрузки для расчетных сечений следует вычислять с учетом различного положения проектной и пропускаемой нагрузки в поперечном сече-

нии пролетного строения и соответствующих значений динамических коэффициентов.

Следует использовать следующий порядок вычисления эквивалентной нагрузки любого ее вида:

- строится продольная линия влияния изгибающего момента для расчетного наиболее напряженного сечения балки пролетного строения;
- строится поперечная линия влияния нагрузки на рассматриваемую балку с учетом конструктивной формы поперечного сечения пролетного строения и системы поперечных связей (см. подразд. 5.2, 8.4, 12.1);
- при невыгодном положении нагрузки в поперечном сечении пролетного строения вычисляется при загрузении поперечной линии влияния коэффициент поперечной установки;
- при невыгодном положении нагрузки в продольном направлении пролетного строения с учетом вычисленного значения коэффициента поперечной установки и принимаемого динамического коэффициента вычисляется максимальное значение изгибающего момента;
- вычисляется значение эквивалентной нагрузки делением максимального значения изгибающего момента на максимальную однозначную площадь его линии влияния.

В заключение следует отметить, что формула (26.13) может быть использована для определения возможности пропуска нагрузки по мосту любой системы при условии, что компоненты этой формулы вычисляются для наиболее нагруженного элемента этого моста.

## 26.5. Оценка технического состояния мостов и труб

По результатам обследований и испытаний дается оценка технического состояния сооружения, которая должна включать оценку его функциональных потребительских свойств, т.е. пропускной способности, грузоподъемности, безопасности движения, долговечности, а также указания по режиму движения транспорта и пешеходов и рекомендации по дальнейшей эксплуатации и при необходимости — по ремонту.

При этом удобно классифицировать техническое состояние по категориям. Пример такой классификации приведен в табл. 26.1.

К *первой* категории относятся незначительные дефекты и повреждения, практически не влияющие на потребительские свойства.

Это небольшие трещины в асфальтобетонных покрытиях, слабые протечки, отсутствие коррозионных повреждений арматуры, силовые трещины шириной раскрытия до 0,3 мм, поверхно-

Таблица 26.1

Категории дефектов и повреждений

Категория дефекта или повреждения	Потребительские свойства			
	Пропускная способность	Грузоподъемность	Безопасность и комфортность движения	Долговечность
1	Не влияет	Не влияет	Не влияет	Не влияет
2	Стечение габарита проезда без уменьшения числа полос движения при уменьшении ширины полос безопасности более чем на 50 %	Снижение класса грузоподъемности по схеме АК на 2 единицы	Ограничение скорости до 60 км/ч	Остаточный ресурс долговечности 5 ... 15 лет
3	Сокращение числа полос движения	Снижение класса грузоподъемности по схеме АК на 4 единицы	Ограничение скорости до 30 км/ч	Остаточный ресурс долговечности 3 ... 5 лет
4	Реверсивное движение по одной полосе	Закрывание грузового движения	Ограничение скорости до 20 км/ч	Остаточный ресурс долговечности 1 ... 3 года
5	Закрывание моста			

стный налет ржавчины на металлоконструкциях в местах протечек. При этом никаких специальных ремонтных мероприятий не требуется.

*Вторая* категория предполагает развитие повреждений и их ощутимое влияние на потребительские свойства:

- по пропускной способности — локальные повреждения покрытия и ограждений, требующие задействовать для проезда полосы безопасности;

- грузоподъемности — увеличение динамического воздействия за счет разрушения асфальтобетонного покрытия (обычно около деформационных швов); в железобетоне появление коррозионных трещин шириной раскрытия до 0,3 мм; сколы с обнажением арматуры и глубиной коррозии до 2,0 мм, раскрытие силовых трещин до 0,6 мм, коррозия металла глубиной до 1,0 мм, отдельные погнутости металлоконструкций;

- безопасности движения — недостаточная высота ограждений, отдельные повреждения ограждений и перил, выбоины, слабо выраженная колеиность;

- долговечности — те же признаки, что и для грузоподъемности, кроме того протечки через деформационные швы, нарушение водоотвода.

*Третьей* категории соответствуют:

- по пропускной способности — повреждения покрытия проезжей части, требующие сокращения числа полос движения;

- грузоподъемности — потеря сечения арматуры на 20 %, развитие коррозионных трещин в бетоне до 2,0 мм, раскрытие силовых трещин до 1,0 мм, коррозия металла глубиной до 3,0 мм, потеря сечения на 20 %, потеря местной устойчивости стенок главных балок;

- безопасности движения — повреждения ограждений и перил, выбоины глубиной до 50 мм, сильная колеиность, расстройство деформационных швов;

- долговечности — те же признаки, что и для грузоподъемности, а также сильные протечки через деформационные швы и швы бетонирования, сталактиты, разрушение защитного слоя бетона в местах протечек.

*Четвертая* категория характеризует состояние моста как предаварийное:

- по пропускной способности — опасность обрушения части проезда и, как следствие, закрытие по ней движения;

- грузоподъемности — потеря сечения арматуры на 30 %, отслаивание защитного слоя бетона, коррозия металла до 30 %, признаки потери устойчивости сжатых поясов;

- безопасности движения — отсутствие или значительные разрушения ограждений и перил, разрушение покрытия на глубину более 50 мм;

- долговечности — те же признаки, что и по грузоподъемности, а также полное отсутствие водоотвода.

*Пятая* категория означает аварийное состояние моста и требует немедленного закрытия моста:

- по пропускной способности и безопасности движения — невозможность безопасного проезда из-за повреждений проезжей части и деформационных швов;

- грузоподъемности и долговечности — потеря сечения более чем на 30 %.

Рекомендации по дальнейшей эксплуатации моста должны содержать перечень срочных мер, необходимых для продолжения безопасной эксплуатации моста, и соображения по общей стратегии содержания на длительный период времени.

К первым относятся: восстановление разрушенных ограждений и перил, если эти разрушения имеют характер, опасный для автотранспорта и пешеходов; заделка проломов и глубоких выбоин в покрытии проезжей части и тротуаров; ограничение движения по массе, скорости транспортных средств и интервалам между ними в той мере, которая обеспечит безопасность движения по мосту.

Стратегия эксплуатации на длительный период должна строиться на технико-экономической основе исходя из оптимизации затрат на текущее содержание моста и дополнительных капиталовложений на его ремонты или реконструкцию.

При этом, как правило, рассматриваются следующие альтернативные стратегии:

- «нулевой вариант» — никаких ремонтных мероприятий не проводится до полного выхода моста из строя;

- косметический ремонт — устраняются мелкие дефекты и повреждения в целях обеспечения эксплуатации на короткий срок до предполагаемого более серьезного капитального ремонта;

- ремонт или капитальный ремонт — восстановление проектного уровня функциональных потребительских свойств и продления срока службы на достаточно большой период (до 25 лет);

- реконструкция или полная замена сооружения — достижение соответствия уровня функциональных потребительских свойств современным требованиям и продление полного срока службы моста до нормативной величины (для пролетных строений — до 80 лет).

Следует отметить, что выбор стратегии содержания конкретного моста не всегда определяется указанными критериями, рассчитанными для данного моста. Если ставится цель реконструкции транспортного маршрута, эти критерии определяются по всей группе мостовых сооружений, находящихся на этом маршруте.

Оценка технического состояния мостовых сооружений и разработка рекомендаций по эксплуатации и ремонту требуют высо-

кой квалификации исполнителей. Эту работу должна проводить специализированная организация, обладающая соответствующей лицензией. При этом следует различать отношение к дефектам и повреждениям при проектировании и строительстве нового моста и при эксплуатации уже построенного сооружения.

В первом случае требования норм, искусство проектирования, качество строительства должны быть направлены на недопущение или минимизацию размеров дефектов.

Отношение к дефектам и повреждениям в эксплуатируемых сооружениях должно строиться из сугубо прагматических соображений с учетом степени необходимости, возможности, трудоемкости и стоимости затрат по их исправлению и сравнения этих затрат с возможным ущербом для сооружения, если их не исправлять.

Второе решение в некоторых случаях может оказаться более рациональным.

#### Контрольные вопросы

1. Каковы задачи, виды и этапы обследования мостов и труб?
2. Каковы задачи и особенности проведения статических испытаний мостов?
3. Каковы задачи и особенности проведения динамических испытаний мостов?
4. Как выполняется оценка технического состояния мостов и труб?
5. Какие существуют способы определения грузоподъемности мостов?

## РАЗДЕЛ VIII

# АВТОДОРОЖНЫЕ И ГОРОДСКИЕ ТОННЕЛИ

## ГЛАВА 27

### Общие сведения о тоннелях

#### 27.1. Классификация и область применения тоннелей

Тоннели представляют собой протяженные подземные или подводные сооружения для движения транспортных средств, пропуска воды, размещения инженерных коммуникаций и других целей.

Тоннели подразделяют по назначению, месту расположения, глубине заложения, способам строительства и иным признакам.

В зависимости от назначения различают тоннели транспортные, гидротехнические, коммунальные, горнопромышленные и специального назначения. По месту расположения тоннели условно подразделяют на горные, подводные и городские.

*Горные* тоннели прокладывают через горные хребты и возвышенности (рис. 27.1, а).

При пересечении трассой дороги водных преград: рек, озер, заливов, проливов, каналов и водохранилищ — сооружают *подводные* тоннели (рис. 27.1, б).

Тоннели, заложенные под улицами, площадями и другими участками городской территории, называются *городскими* (рис. 27.1, в, г).

В зависимости от глубины заложения от поверхности земли  $H$  различают тоннели глубокого заложения ( $H > 10 \dots 15$  м) и мелкого заложения ( $H < 10$  м).

Способы сооружения тоннелей весьма разнообразны и определяются их протяженностью, глубиной заложения, топографическими, инженерно-геологическими и градостроительными условиями, а также экономическими и экологическими соображениями.

В практике тоннельного строительства применяют горный, щитовой, открытый и специальные способы работ.

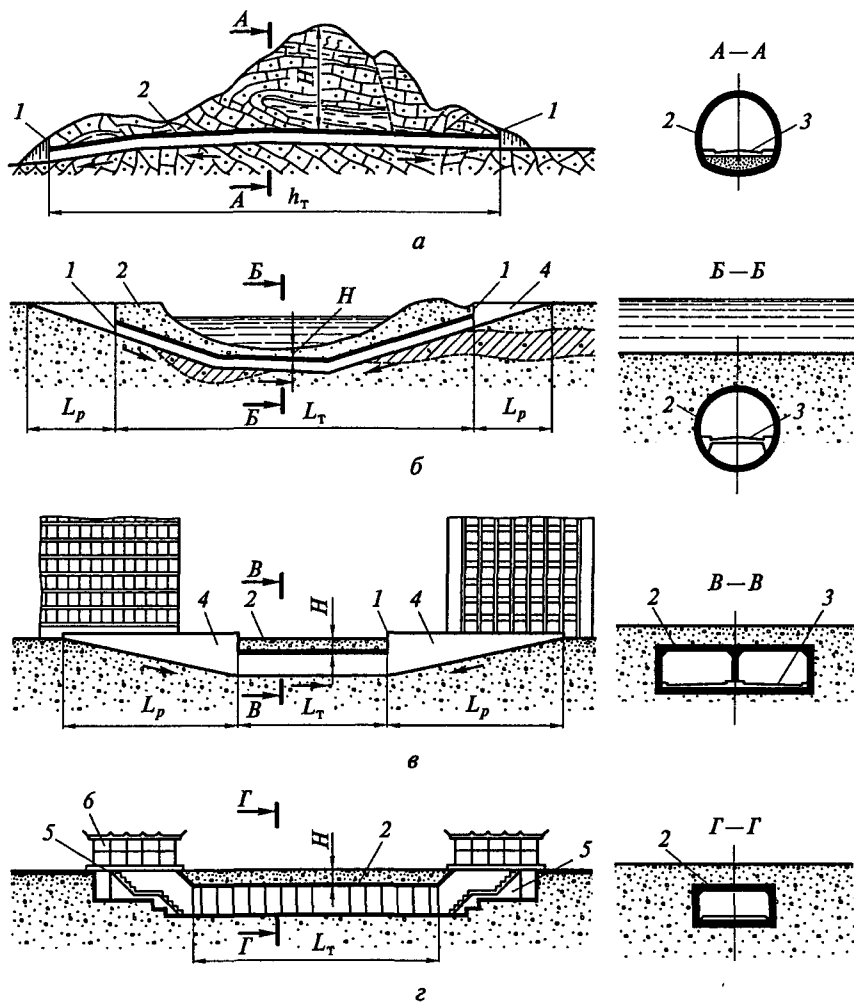


Рис. 27.1. Схемы автодорожных (а—в) и пешеходного (з) тоннелей: 1 — портал; 2 — тоннель; 3 — проезжая часть; 4 — рампа; 5 — лестничный сход; 6 — павильон

Сооружение автодорожных тоннелей началось в XX в. с развитием автомобильного транспорта и дорожного строительства. За это время во многих странах построено большое количество горных, подводных и городских тоннелей.

В нашей стране наиболее крупные горные автодорожные тоннели сооружены на Кавказе: Рокский — длиной 3,6 км, Краснополянский — длиной 2,5 км, Мацестинский — длиной 1,3 км.

Подводные тоннели построены под каналом им. Москвы в Москве и под Морским каналом в Санкт-Петербурге.

Во многих городах России эксплуатируются большое количество автодорожных и пешеходных тоннелей. В Москве насчитывается около 30 автодорожных и более 350 пешеходных тоннелей, среди которых Кутузовская развязка протяженностью 3 км, Гагаринская развязка длиной 0,9 км, Лефортовские тоннели глубокого и мелкого заложения длиной соответственно 3,2 и 2,5 км, Серебряноборские тоннели длиной 2,5 км.

Крупнейшими горными тоннелями за рубежом являются Лардал длиной 24,5 км в Норвегии, два параллельных тоннеля длиной по 19,6 км через Тюрингский лес в Германии, Сен-Готардский тоннель длиной 16,3 км в Швейцарии.

Наиболее протяженные подводные автодорожные тоннели построены под Токийской бухтой в Японии (два тоннеля длиной по 10 км), под р. Эльбой в Германии (длина 3,1 км), тоннель Бэмлафьорд в Норвегии (длина 7,9 км).

Крупные городские тоннели общей протяженностью 11,3 км эксплуатируются в Бостоне (США), на автомагистрали А-86 под Парижем (Франция) длиной 10 и 7,5 км, на кольцевой 6-полосной магистрали в Стокгольме (Швеция) общей протяженностью 12 км.

Предусматривается дальнейшее расширение масштабов строительства горных, подводных и городских тоннелей в нашей стране и за рубежом.

## 27.2. Проектирование автодорожных тоннелей в плане, профиле и поперечном сечении

**Горные тоннели.** Они подразделяются на вершинные и базисные (рис. 27.2). *Вершинный* тоннель, имеющий меньшую длину и более низкую строительную стоимость, может оказаться целесообразнее, чем базисный, при малой интенсивности движения. При

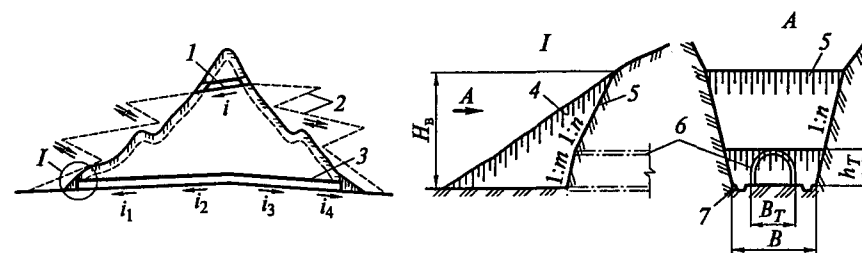


Рис. 27.2. Схемы расположения базисного и вершинного тоннелей: 1 — вершинный тоннель; 2 — участки развития линии; 3 — базисный тоннель; 4 — боковой откос; 5 — лобовой откос; 6 — контур тоннеля; 7 — водоотводные канавы

значительной грузонапряженности дороги предпочтительнее сооружать *базисный* тоннель, требующий меньших транспортно-эксплуатационных расходов. Строительство вершинных тоннелей требует более протяженных подходов, что сопряжено с необходимостью пересечения крутых косогоров, оползневых зон, ущелий путем создания высоких подпорных стен, виадуков, глубоких выемок, защитных галерей.

Требования, предъявляемые к плану, продольному профилю и поперечному сечению горных тоннелей, зависят от категории дороги, топографических и инженерно-геологических условий района строительства.

В плане тоннели предпочтительнее устраивать на прямых участках трассы, так как расположение тоннеля на кривой требует уширения проезжей части и ухудшает условия вентиляции и видимости в тоннеле.

В сложных топографических условиях или при необходимости обойти участки сильно нарушенных и неустойчивых грунтов тоннель располагают полностью или частично на криволинейной трассе. При этом радиусы кривых принимают не менее 250 м. В особо сложных условиях при соответствующем технико-экономическом обосновании допускают уменьшение радиуса кривой до 150 м.

В некоторых случаях расположением тоннеля в плане на кривой можно достигнуть сокращения длины дороги и тоннеля.

Горные автодорожные тоннели длиной менее 300 м проектируют, как правило, с однократным продольным профилем, а тоннели длиной более 300 м могут быть как однократными, так и многоскатными с подъемом к середине тоннеля (см. рис. 27.2).

Максимальный продольный уклон проезжей части горных тоннелей составляет 40 %, а минимальный — 3 %. Ограничение уклонов вызвано условиями вентиляции и водоотвода в тоннеле.

В тоннелях длиной до 500 м, расположенных в сложных топографических и инженерно-геологических условиях, допускается увеличение продольного уклона до 60 %.

При сопряжении участков тоннеля с разными уклонами устраивают вертикальные кривые, радиусы которых принимают как для открытых участков дороги.

Предпортальные участки горных тоннелей выполняют в виде подходов выемок, конфигурация и размеры которых зависят от рельефа местности и горно-геологических условий (см. рис. 27.2). Наибольшая глубина подходной выемки  $H_v$  обычно определяется из условия равенства стоимости 1 м выемки и 1 м тоннеля. При этом в зависимости от геологических условий глубина выемки не должна превышать полуторной высоты тоннеля в слабых и трехкратной — в крепких грунтах.

Горные тоннели на автомобильных дорогах II...IV категорий проектируют, как правило, на две полосы движения. Для пропуска четырехполосного движения устраивают два рядом расположенных двухполосных тоннеля. На дорогах I категории в отдельных случаях возможно совмещение в тоннеле четырехполосного движения в одном или двух ярусах.

Размеры поперечного сечения автодорожных тоннелей зависят от эксплуатационных факторов и определяются прежде всего габаритом приближения конструкций и оборудования с учетом размещения за его пределами вентиляционных каналов, осветительных устройств, дренажных и противопожарных систем, инженерных коммуникаций и др.

Габариты приближения конструкций и оборудования горных автодорожных тоннелей (ГОСТ 24451), располагаемых на прямых в плане и на кривых радиусом более 1 000 м на дорогах I, II категорий, представлены на рис. 27.3, а, а на дорогах III и IV категорий — на рис. 27.3, б.

В зависимости от категории дороги и длины тоннеля ширину проезжей части для двухполосного движения принимают по данным табл. 27.1.

В двухполосных тоннелях для встречного движения на дорогах I категории необходимо устройство разделительной полосы шириной не менее 1 500 мм.

В случае пропуска по тоннелю пешеходного движения при соответствующем обосновании допускается устройство тротуаров шириной 1 000 или 1 500 мм.

При размещении тоннелей на криволинейных участках в плане радиусом 1 000 м и менее требуется уширение проезжей части с внутренней стороны кривой на 0,7...2,8 м в зависимости от радиуса кривизны.

**Подводные тоннели.** При пересечении трассой автомобильных дорог крупных рек, каналов, проливов или заливов может воз-

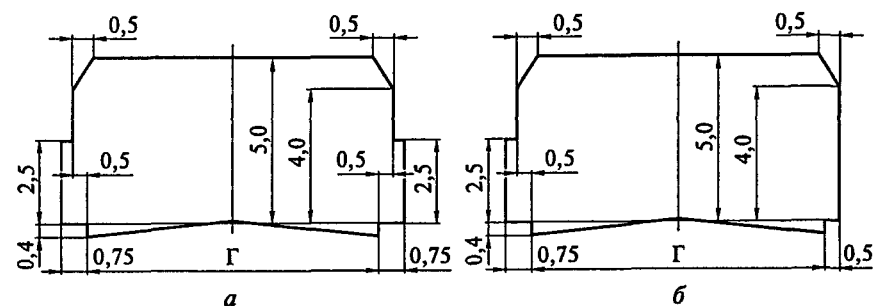


Рис. 27.3. Габариты автодорожных тоннелей на дорогах I, II (а) и III, IV (б) категорий



Таблица 27.1

## Определение длины проезжей части для двухполосного движения

Длина тоннеля, м	Расстояние Г для дорог категорий, мм		
	I, II	III	IV
Менее 100	9 500*	9 000*	—
100... 300	9 000	8 500	8 000
Более 300	8 500	8 000	7 000

\* Допускается при соответствующем технико-экономическом обосновании.

никнуть необходимость в сооружении подводных тоннелей, которые в ряде случаев имеют технико-экономические преимущества перед мостовыми переходами.

Подводные тоннели не нарушают условий судоходства и бытового режима водной преграды. Низкие берега водотока, повышающие стоимость мостового перехода в связи с необходимостью обеспечения подмостовых габаритов, благоприятны для подводных тоннелей. Кроме того, возведение мостовых опор с глубоким заложением фундаментов, особенно в слабых, неустойчивых грунтах, представляет сложную инженерную задачу. Следует также учитывать, что подводные тоннели в условиях городской застройки в отличие от мостов в минимальной степени нарушают архитектурный ансамбль города.

Выбор между мостовым и тоннельным пересечением водной преграды производят на основе технико-экономического сопоставления вариантов с учетом как строительных, так и эксплуатационных затрат.

В некоторых случаях при пересечении крупных водных препятствий целесообразно сооружение комбинированных тоннельно-мостовых переходов, состоящих из мостов низкого уровня и подводного тоннеля на судоходном участке.

Подводные тоннели могут целиком или частично располагаться на прямых или криволинейных в плане участках трассы. Расположение тоннеля на кривой может быть вызвано необходимостью обхода каких-либо препятствий: зон сильного размыва, островов, подводных сооружений, а также условиями береговой планировки и застройки (для городских тоннелей).

По длине подводные тоннели состоят из подруслового, береговых и открытых — рамповых участков и имеют, как правило, многоскатный продольный профиль вогнутого очертания (см. рис. 27.1, б). Максимальная глубина рампы не должна превышать 12... 15 м, так как при большей глубине значительно утяжеляется рамповая инструкция и усложняется процесс производства работ.

Если рампы располагаются на затопляемых берегах, верх их должен не менее чем на 1 м превышать уровень высоких вод в водотоке с учетом ледохода, подпора и высоты волны.

Глубина заложения подводного тоннеля зависит от способа его сооружения и инженерно-геологических условий. При щитовой проходке защитная кровля над тоннелем должна быть не менее 4... 5 м в плотных глинистых грунтах и не менее 8... 10 м в несвязных грунтах. При строительстве подруслового части тоннеля способом опускных секций толщина слоя засыпки над перекрытием должна быть не менее 1,5... 2 м.

Для преодоления глубоких, но сравнительно узких водных преград эффективны подводные тоннели на отдельных опорах (тон-

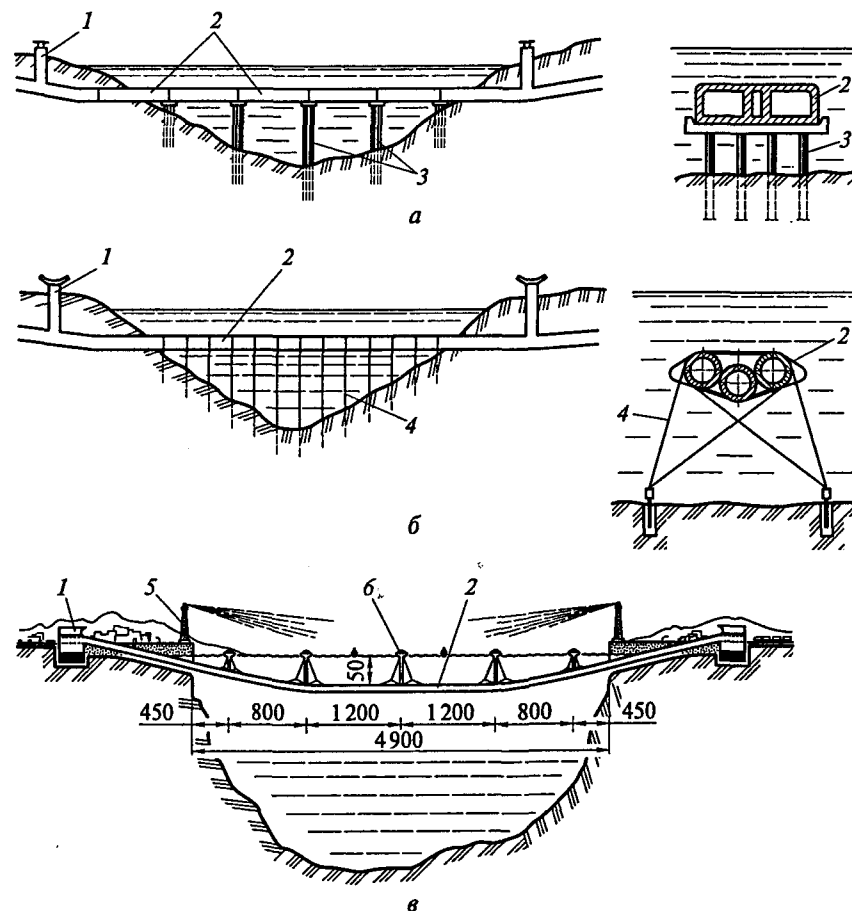


Рис. 27.4. Виды (а—в) подводных тоннелей:

1 — вентиляционное здание; 2 — тоннель; 3 — свайные опоры; 4 — тросовые оттяжки; 5 — маяк; 6 — «плавающие» опоры

нели-мосты) (рис. 27.4, а), а также «плавающие» тоннели, заанкеренные в дно тросовыми оттяжками или удерживаемые на плаву специальными плавающими опорами (рис. 27.4, б, в).

Такие тоннели располагаются на сравнительно небольшой глубине от поверхности воды (15...20 м), необходимой для пропуска судов. Таким образом, значительно сокращается длина тоннельного перехода и улучшаются эксплуатационные показатели трассы.

Подводные автодорожные тоннели сооружают для пропуска в одном уровне 2-, 4-, 6-полосного движения; возможно строительство и двухъярусных тоннелей.

### 27.3. Объемно-планировочные решения городских автотранспортных и пешеходных тоннелей

Для решения транспортных проблем в крупных городах строят автотранспортные и пешеходные тоннели, обеспечивающие развязку движения в разных уровнях на наиболее загруженных направлениях и транспортных узлах, увеличение пропускной способности отдельных участков магистралей, улучшение планировочной структуры улично-дорожной сети. Автотранспортные тоннели сооружают также для создания подъездных путей к подземным автостоянкам и гаражам, торговым центрам, складам, вокзалам, аэропортам и др.

**Автотранспортные тоннели.** Такие тоннели (как правило, мелкого заложения) предназначены для пропуска всех видов городского безрельсового транспорта. Однако в ряде случаев сооружают тоннели только для пропуска грузовых или легковых автомобилей.

Тоннели мелкого заложения для развязки движения в разных уровнях сооружают на прямых и косых пересечениях, У- и Т-образных примыканиях, а также на разветвлениях двух или нескольких магистралей в тесной увязке с существующей планировкой и застройкой, с учетом особенностей уличного движения и расположения подземных коммуникаций.

При создании тоннеля существенным образом изменяются условия движения транспортных средств и пешеходов в данном районе. В зависимости от конкретных градостроительных и транспортных условий применяют схемы развязки движения по типу «сплюснутый клеверный лист» (рис. 27.5, а), «кольцевая» (рис. 27.5, б), «ромбовидная», «петлевая» и др.

При расположении тоннелей в местах пересечения или примыкания двух магистралей планировочные схемы являются достаточно простыми. Однако при слиянии в транспортном узле трех, четырех и большего числа улиц строят тоннели со сложными пла-

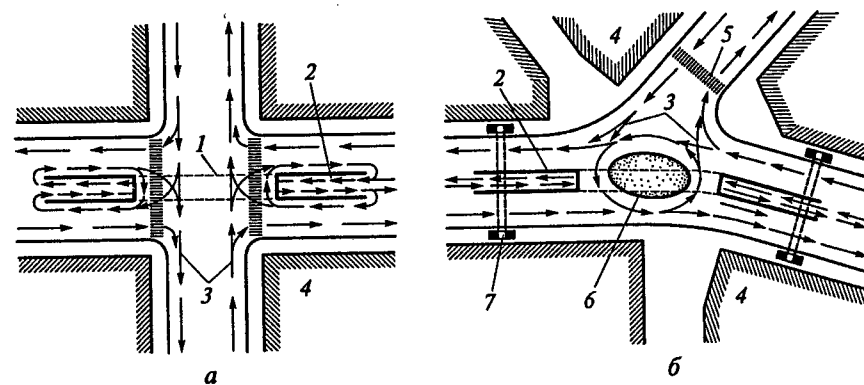


Рис. 27.5. Планировочные схемы транспортных тоннелей на прямом пересечении (а) и У-образном примыкании (б) магистралей:

1 — закрытая часть тоннеля; 2 — рампа; 3 — направление движения транспорта; 4 — застройка; 5 — наземный пешеходный переход; 6 — островок; 7 — подземный пешеходный переход

нировочными схемами: с ответвлениями односторонних или разветвлениями встречных потоков, а также пересекающиеся в плане. Автотранспортные тоннели располагают преимущественно на прямолинейных в плане трассах. Необходимость сооружения криволинейных в плане тоннелей вызывается условиями планировки (например, на У-образных примыканиях или на развилках), а также стремлением обойти фундаменты зданий, подземные коммуникации или сооружения.

При расположении тоннелей на криволинейной трассе радиусы кривых следует назначать по возможности максимальными. Минимальные радиусы кривых регламентируются в зависимости от скорости движения автомобилей и составляют 600, 400 и 300 м соответственно для скоростных, общегородских и районных магистралей.

Автотранспортные тоннели мелкого заложения независимо от планировочной схемы состоят из закрытой — тоннельной — части и открытых рамповых участков и имеют, как правило, двухскатный продольный профиль вогнутого очертания (см. рис. 27.1, в).

На закрытой, тоннельной, части продольный уклон делают по возможности минимальным, но не менее 4 ‰ по условиям водоотвода.

Продольный уклон открытых рамповых участков, наоборот, следует делать максимальным, что уменьшает полную длину тоннеля. На скоростных дорогах максимальный продольный уклон не должен превышать 40 ‰, на общегородских магистралях — 50 ‰ и на районных — 60 ‰.

Сопряжения подходов и рамповых, рамповых и закрытых участков тоннеля производят вписыванием вертикальных кривых.

Продольный профиль транспортных тоннелей проектируют с минимальным заложением перекрытия под проезжей частью улицы с учетом прокладки подземных коммуникаций, коллекторных или пешеходных тоннелей.

Автотранспортные тоннели устраивают для пропуска в одном уровне 2-, 3-, 4- и 6-полосного двустороннего и реже одностороннего движения. Возможно строительство и многоярусных транспортных тоннелей.

Размеры поперечного сечения автотранспортных тоннелей устанавливают в соответствии с действующими габаритами. Ширина проезжей части на скоростных магистралях для двух полос движения составляет 8 м, а для трех полос — 12 м. На районных магистралях допускается уменьшение ширины проезжей части соответственно до 7,5 и 11,25 м.

Между проезжими частями двустороннего тоннеля устраивают разделительную полосу шириной не менее 1,2 м, а по бокам проезжей части — служебные тротуары шириной по 0,75 м.

Проезжая часть в тоннеле должна иметь поперечный уклон порядка 15...25‰ для стока воды.

На криволинейных участках необходимо устраивать виражи, придавая проезжей части в каждом отсеке уклон 30...40‰ при радиусе кривизны менее 1000 м.

**Пешеходные тоннели.** Пешеходные тоннели в городах устраивают при пересечении скоростных дорог, магистралей непрерывного движения и улиц с интенсивным движением транспорта и пешеходов, на крупных площадях, перекрестках или примыканиях улиц и дорог, в местах наибольшего тяготения пешеходных потоков (станции метрополитена, железнодорожные вокзалы, торговые центры, парки). Они должны обеспечивать безопасность и удобства пешеходного и автомобильного движения при минимальных затратах времени на преодоление перехода.

Планировочные решения подземных переходов зависят от местных топографических и градостроительных условий и отличаются расположением в плане, типом и количеством входов и выходов.

При пересечении улиц, дорог, автомобильных или железнодорожных магистралей устраивают, как правило, одиночные пешеходные тоннели «линейного» типа. Их располагают перпендикулярно оси улицы (дороги) через 400...600 м (рис. 27.6, а).

На перекрестках, примыканиях и развилках улиц и дорог устраивают несколько пешеходных тоннелей в виде примыкающих друг к другу, пересекающихся или разветвляющихся коридоров (рис. 27.6, б—е).

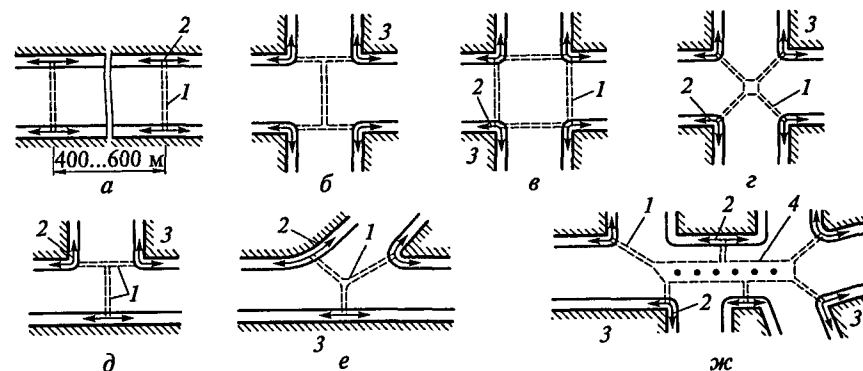


Рис. 27.6. Планировочные схемы пешеходных тоннелей по трассе магистралей (а), на прямом пересечении (б—г), примыкании (д, е) магистралей и на площади (ж):

1 — тоннель; 2 — входы и выходы; 3 — застройка; 4 — распределительный зал

На крупных площадях, где сходятся несколько улиц и магистралей, пешеходные тоннели могут иметь достаточно сложные планировочные схемы и состоять из нескольких прямолинейных, полигональных и криволинейных коридоров. Может оказаться целесообразным устройство центрального распределительного зала с примыкающими к нему отдельными коридорами, ведущими ко всем тротуарам площади (рис. 27.6, ж).

Пешеходные тоннели чаще всего имеют односкатный продольный профиль с минимальной глубиной заложения под проезжей частью улицы (см. рис. 27.1, з). Продольный уклон пола тоннеля не должен быть менее 4‰ и более 40‰, а поперечный уклон — порядка 4...10‰.

В зависимости от глубины заложения пешеходного тоннеля, рельефа местности, характера застройки, интенсивности пешеходных потоков применяют лестничные, пандусные, эскалаторные или комбинированные входы и выходы. Они могут располагаться только по концам пешеходных тоннелей, а также в промежуточных сечениях перпендикулярно или под углом к его продольной оси.

Для защиты от атмосферных осадков в некоторых случаях возводят навесы и павильоны.

Размеры поперечного сечения пешеходных тоннелей, лестничных, эскалаторных и пандусных входов и выходов назначают в соответствии с их пропускной способностью в зависимости от интенсивности пешеходного движения.

При этом ширина тоннеля в свету должна быть не менее 3 м, а высота — не менее 2,3 м; ширина лестничного схода должна быть более 2,25 м.

Пропускная способность 1 м ширины пешеходного тоннеля составляет примерно 2000 чел/ч, 1 м лестничных сходов — 1500 чел/ч, а 1 м пандусов — 1750 чел/ч.

Провозная способность одной ленты движущегося тротуара или эскалатора составляет около 10...15 тыс. чел/ч.

Обычно пешеходные тоннели устраивают шириной 4, 6 или 8 м. Иногда в них предусматривают местные уширения для размещения телефонов-автоматов, торговых помещений, рекламных щитов.

Для увеличения пропускной способности подземных переходов длиной более 150 м и создания больших удобств пешеходам целесообразно устройство движущихся тротуаров для перемещения людей вдоль тоннеля.

## 27.4. Инженерные изыскания в тоннелестроении

**Инженерно-геологические изыскания.** Особенностью тоннельных сооружений является взаимодействие их с окружающим грунтовым массивом, свойства которого оказывают существенное влияние на выбор трассы тоннеля, глубины заложения, конструкций и способов производства работ.

Инженерно-геологические изыскания представляют собой комплекс различных работ, которые выполняют последовательно в несколько этапов.

Вначале производят рекогносцировку местности, используя существующие архивные данные, характеризующие топографические, геологические и гидрогеологические условия района строительства.

После этого проводят крупномасштабную инженерно-геологическую съемку места расположения тоннеля, которая включает в себя изучение рельефа и геологического строения грунтового массива, возраста и классификационных признаков грунтов, режима подземных вод и газов.

При этом используют как наземные методы съемки, так и аэрофотосъемку с последующим инженерно-геологическим дешифрированием снимков.

Для особо крупных транспортных тоннелей в последнее время применяют космическую съемку, которая позволяет установить зоны разломов земной коры, зафиксировать проявление различных физико-геологических процессов и явлений.

По материалам съемки составляют инженерно-геологическую карту, которую используют при проектировании вариантов трассы тоннеля.

По выбранному варианту трассы тоннеля проводят геолого-техническую разведку с лабораторными исследованиями физико-

механических свойств грунтов и физико-химических свойств подземных вод.

Инженерно-геологические изыскания в тоннелестроении осуществляют различными методами. Основным методом изысканий является разведочное бурение.

Вертикальные разведочные скважины диаметром 75...300 мм забуривают по трассе будущего тоннеля вдоль его оси через 150...200 м, а также в поперечном от оси направлении. Глубину забуривания скважин устанавливают с учетом их заглубления на 8...10 м ниже подошвы тоннеля или врезки на 2...3 м в водоупорный грунт.

Скважины подразделяются на геологические, из которых производят отбор проб грунта с последующим исследованием в лаборатории, и гидрогеологические, предназначенные для определения мощности водоносных горизонтов, уровней подземных вод и фильтрационных свойств грунтов.

Наряду с вертикальными устраивают горизонтальные разведочные скважины, забуривая их на длину до 300...500 м со стороны порталов тоннеля, из шахтных стволов или из вспомогательных подземных выработок.

Помимо разведочного бурения для непосредственного изучения инженерно-геологических условий по трассе тоннеля применяют проходку разведочных выработок: шурфов, штолен, шахтных стволов, пилот-тоннелей.

В тех случаях, когда разведочное бурение в полном объеме и проходка вспомогательных выработок по каким-либо причинам (большая глубина заложения, плотная застройка, густая сеть подземных коммуникаций) оказываются невозможными или экономически нецелесообразными, разведочное бурение применяют в сочетании с геофизическими методами разведки.

Геофизические методы разведки: электрметрия, сейсмометрия, радиоактивная, акустическая, ультразвуковая разведка — основаны на косвенном изучении строения грунтового массива путем регистрации физических явлений в различных грунтах.

Для уточнения геологических условий по трассе тоннелей в ряде случаев применяют статическое и динамическое зондирование.

Все материалы, полученные в результате рекогносцировки, крупномасштабной съемки и геолого-технической разведки подвергают камеральной обработке. В лабораториях исследуют свойства грунтов и подземных вод, изучают минералогический, химический и механический состав грунтов, определяют расчетные показатели их физико-механических свойств.

Данные инженерно-геологических изысканий служат исходным материалом при проектировании и строительстве тоннелей.

**Инженерно-геодезические изыскания и геодезическо-маркшейдерские работы.** Для правильного месторасположения и направления тоннеля, а также для соблюдения проектных размеров поперечного сечения подземной выработки выполняют инженерно-геодезические изыскания и геодезическо-маркшейдерские работы, от точности которых во многом зависит качество сооружения тоннеля.

Геодезическо-маркшейдерские работы проводят на стадиях изыскания, проектирования и строительства тоннеля. Они включают в себя геодезические работы на поверхности земли, работы по ориентированию подземных выработок и подземные (маркшейдерские) работы.

Геодезические работы на поверхности земли начинаются с топографической съемки местности, которая производится как наземными методами инженерной геодезии (мензульная, тахеометрическая, теодолитная, фототеодолитная, нивелирная съемка), так и аэрофототопографическими методами (стереотопографическая или комбинированная съемка). В результате съемки получают планы местности в масштабе  $1 : 10\,000 \dots 1 : 500$ .

В последнее время топографические планы зашифровывают в виде цифровой модели местности. Заложенные в ЭВМ основные данные могут быть представлены в аналитическом или графоаналитическом виде и использоваться на различных этапах инженерно-геодезических изысканий.

В соответствии с полученным планом местности назначают ориентировочные варианты трассы тоннеля, по которым создается наземная плановая геодезическая основа — триангуляционная сеть и основная полигонометрия между пунктами триангуляции.

Высотная геодезическая основа создается геометрическим нивелированием IV разряда при длине тоннеля менее 1 км и III разряда при длине тоннеля более 1 км с привязкой к реперам и маркам государственных нивелировок.

После создания наземной планово-высотной геодезической основы проектируют трассу тоннеля, которая должна быть перенесена в строящееся подземное сооружение.

Ориентирование тоннеля заключается в перенесении с поверхности земли направления и координат опорных точек. При проходке на сбойку коротких и расположенных на прямой тоннелей ориентирование осуществляют путем провешивания оси тоннеля.

Перенос высотных отметок в тоннель через порталы осуществляют продолжением наземного нивелирования.

При проходке тоннелей через шахтные стволы ориентирование выполняют способом створа двух отвесов или способом соединительных треугольников.

Оба этих способа основаны на опускании в ствол шахты двух отвесов с заранее установленных инструментальным путем и закрепленных точек.

В последнее время находит применение способ гироскопического ориентирования, основанный на использовании специальных приборов — гиротеодолитов с ручным или автоматическим слежением. Этот способ дает возможность с большой точностью определять азимут любого направления непосредственно в подземной выработке без передачи дирекционных углов с поверхности земли через шахтный ствол.

Передача высотных отметок через шахтный ствол осуществляется одновременным отсчетом по компарированной ленте двумя нивелирами, один из которых устанавливают на поверхности земли, а другой — в подземной выработке.

Подземные геодезические работы заключаются в создании в тоннеле планово-высотной геодезической основы, наличие которой дает возможность выносить ось тоннеля, обеспечивать точный контур проходимой выработки, устанавливать проектное положение обделки, вести по трассе щиты.

Плановой основой в тоннеле служит подземная полигонометрия, которую прокладывают «висячими» ходами от порталов, штолен или шахтных стволов по мере проходки выработки.

Высотная основа в тоннеле создается прокладкой ходов технического нивелирования, совпадающих с ходами подземной полигонометрии.

Опорные точки плановой и высотной подземной основы закрепляют на контуре выработки или на элементах временной и постоянной крепи тоннеля.

Вынос продольной оси тоннеля с точностью до  $\pm 5$  мм осуществляют при помощи отвесов, откладывая от полигонометрических знаков расстояния до оси, вычисленные аналитически. На криволинейных участках трассы продольную ось тоннеля разбивают по хордам или секущим.

По окончании проходки тоннеля оценивают, насколько точно выполнена сбойка встречных забоев: для автодорожных тоннелей расхождение в плане не должно превышать  $\pm 100$  мм, в профиле —  $\pm 50$  мм.

В настоящее время при строительстве тоннелей геодезическо-маркшейдерские работы выполняют с применением новейших средств электроники, автоматики и вычислительной техники.

**Инженерно-экологические изыскания.** Для оценки текущего состояния и прогнозирования изменений окружающей среды, вызванных строительством и эксплуатацией тоннелей, по трассе последних проводят инженерно-экологические изыскания и исследования, на основании которых разрабатывают природоохранные меры.

В состав изысканий входят сбор и обработка экологической информации, рекогносцировка местности, разведочные работы, натурные и лабораторные геоэкологические исследования атмосферного воздуха, грунтовой среды, поверхностных и подземных вод, радиационной обстановки, вредных физико-химических воздействий.

Рекогносцировку местности выполняют вдоль трассы тоннелей и на прилегающей территории в полосе 300... 500 м. При этом выявляют расположение промышленных предприятий, свалок, нефтехранилищ, отстойников, АЗС и других источников загрязнения окружающей среды и объектов повышенной опасности. Кроме того, составляют схемы расположения объектов, имеющих историческую и культурную ценность, скверов, парков и зон отдыха, медицинских и детских учреждений.

В процессе рекогносцировки местности фиксируют видимые деформации земной поверхности, зданий и сооружений, повреждения наземных и подземных коммуникаций, а также внешние проявления природно-техногенных процессов (карстово-суффозионные воронки, оползневые зоны, подтопляемые территории и т. п.).

Разведочные работы, выполняемые в составе или в комплексе с инженерно-геологическими изысканиями, включают в себя проходку штолен, шахтных стволов, шурфов, а также геофизические исследования.

Опробование атмосферного воздуха осуществляется по всей трассе тоннеля, а также в местах расположения порталов и проектируемых пунктов выброса воздуха из тоннелей. Степень химического загрязнения грунтов выявляют по концентрации каждого загрязняющего компонента, а также по суммарному показателю химического загрязнения.

Оценку загрязненности поверхностных и подземных вод осуществляют по результатам гидрохимических исследований.

Радиационная обстановка оценивается по данным радиационно-экологических исследований, которые включают в себя измерение гамма-фона на территории строительства, степени радиоактивности грунтов на полную глубину заложения тоннеля, радиационных характеристик водоносных горизонтов.

Оценка вредных физико-химических воздействий предусматривает прогнозирование запыленности атмосферы, уровней шума и вибрации при работе тоннелестроительных машин и механизмов, а также эксплуатационного оборудования, электромагнитных полей и др.

На основе анализа данных инженерно-экологических изысканий разрабатывают рекомендации по минимизации нарушений окружающей среды, а при необходимости — по организации локального экологического мониторинга в процессе строительства и эксплуатации тоннеля.

## Контрольные вопросы

1. По каким признакам классифицируют тоннели?
2. Какие требования предъявляют к плану и продольному профилю автодорожных тоннелей?
3. От каких факторов зависит пропускная способность автодорожных тоннелей?
4. Какие входы и выходы имеют пешеходные тоннели?
5. Каковы основные этапы инженерно-геологических исследований в тоннелестроении?
6. Какие методы геолого-технической разведки применяют в тоннелестроении?
7. Каковы цели и задачи инженерно-экологических изысканий?

## ГЛАВА 28

### Конструкции тоннелей

#### 28.1. Общие данные

Для защиты подземных выработок от внешних воздействий и восприятия давления грунта и воды возводят постоянную контурную крепь — *тоннельную обделку*. Только в крепких, монолитных, неветривающихся и нетрещиноватых скальных грунтах, практически не оказывающих давления на крепь, тоннели могут быть оставлены без обделки. В крепких, но выветривающихся и слабوترещиноватых грунтах устраивают *облицовку*, выравнивающую и закрепляющую поверхность выработки.

Во всех остальных случаях выработки закрепляют по контуру обделкой.

Тоннельные обделки должны быть возведены из материалов, обеспечивающих прочность, водонепроницаемость и долговечность конструкции. В некоторых случаях материал обделки должен обладать повышенной морозостойкостью, огнестойкостью, стойкостью к химической и биологической агрессии.

Основными материалами для тоннельных обделок являются бетон, железобетон, чугун и сталь.

Бетон применяют преимущественно для возведения монолитных обделок. При этом класс бетона по прочности на сжатие должен быть не ниже В20, а толщина элементов обделки — не менее 20 см.

Для железобетонных конструкций класс бетона по прочности на сжатие принимают не ниже В20 для монолитных и не ниже В30 для сборных элементов, а толщину их не менее 15 см.

При строительстве тоннелей в сложных гидрогеологических условиях применяют обделки из чугунных тюбингов. Их изготавливают преимущественно из серого литейного чугуна, обладающего достаточно высокой прочностью на сжатие (180...210 МПа) и растяжение (60...80 МПа), абсолютной водонепроницаемостью и стойкостью к химической агрессии.

Сталь применяют в основном в качестве арматуры железобетонных обделок, а иногда для изготовления элементов тоннельных конструкций.

Форму обделок назначают в соответствии с очертанием тоннельных выработок в зависимости от способа производства работ и инженерно-геологических условий.

Размеры поперечного сечения тоннелей определяются необходимостью удовлетворения габаритным требованиям с размещением за пределами габарита вентиляционных каналов и вспомогательных устройств освещения и водоснабжения тоннеля.

#### 28.2. Обделки сводчатого очертания

**Монолитные обделки.** В большинстве случаев обделки сводчатого очертания возводят из монолитного бетона, придавая им различные конструктивные формы в зависимости от свойств и состояния окружающих тоннель грунтов.

В крепких скальных грунтах с коэффициентом крепости по М. М. Протодяконову  $f = 8 \dots 10$ , когда вертикальное давление незначительно, а боковое практически отсутствует, обделку выполняют в виде *пологого свода, опирающегося на грунт* (рис. 28.1, а). Свод постоянной или переменной жесткости имеет наклонные пяты, опирающиеся на выступы грунта — бермы шириной 0,2...0,3 м, что повышает устойчивость обделки.

В менее крепких и трещиноватых грунтах с  $f = 4 \dots 8$  необходимо устраивать обделку не только свода, но и стен тоннеля. При раскрытии выработки за один прием сопряжение свода со стенами делают плавным, обделка приобретает вид *подъемистого свода переменной жесткости* (рис. 28.1, б).

При незначительном боковом горном давлении стены устраивают вертикальными с некоторым утолщением в нижней части для лучшего опирания на подошву выработки. Между стенами бетонируют плоский лоток, передающий нагрузки с проезжей части тоннеля на грунт.

Обделки в виде *подъемистого свода* постоянной жесткости могут быть выполнены из набрызг-бетона (рис. 28.1, в), наносимого на поверхность выработки безопалубочным способом под давлением сжатого воздуха 0,4...0,5 МПа. Толщина отдельных слоев набрызг-бетона составляет 3...5 см, а полная толщина покрытия может достигать 30 см и более.

Набрызг-бетон обладает повышенной прочностью ( $R_p$  на 10...15 % выше, чем у обычного бетона), плотностью и водонепроницаемостью, а также хорошим сцеплением с грунтом.

В грунтах с  $f = 2 \dots 4$ , когда раскрытие выработки производят по частям, обделку выполняют в виде *пологого свода, опирающегося на вертикальные стены* (рис. 28.1, г, д).

Обычно толщину свода и стен в месте их сопряжения делают одинаковыми, однако для облегчения конструкции стен возможно устройство свода с уширенной пятой, опирающейся частично на стену и частично на грунт (см. рис. 28.1, д).

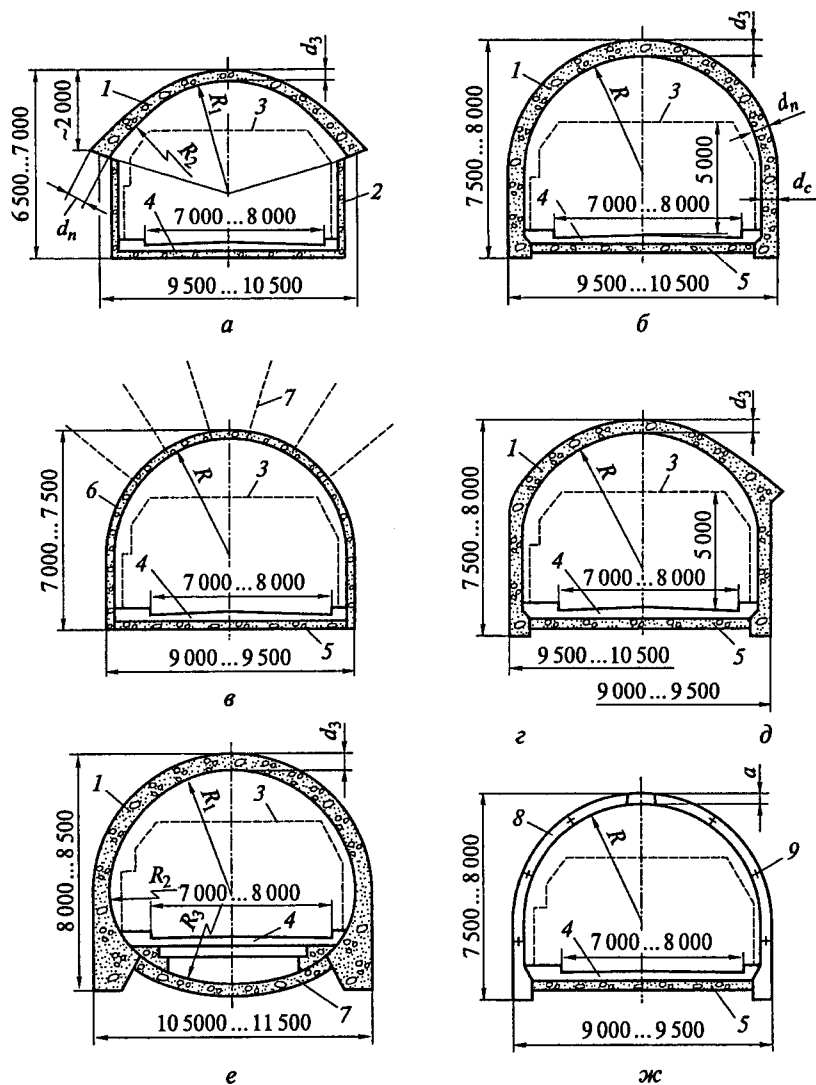


Рис. 28.1. Конструкции (а—ж) тоннельных обделок сводчатого очертания:

1 — свод из монолитного бетона; 2 — облицовка; 3 — контур габарита; 4 — проезжая часть; 5 — бетонный лоток; 6 — свод из набрызг-бетона; 7 — анкеры; 8 — железобетонные блоки; 9 — фиксаторы

В слабых грунтах ( $f < 2$ ), проявляющих значительное вертикальное и боковое давление, а иногда и давление снизу, обделка имеет замкнутое подковообразное очертание и состоит из пологого свода, массивных стен и обратного свода (рис. 28.1, е).

Для лучшего восприятия бокового давления стены имеют криволинейное внутреннее очертание и несколько заглубляются в грунт. Обратный свод воспринимает давление снизу, распределяет вертикальное давление на большую площадь и предотвращает смещение стен внутрь тоннеля под действием бокового давления.

Толщина монолитных бетонных обделок двухполосных автодорожных тоннелей зависит от прочности и устойчивости окружающих грунтов и может изменяться от 40 до 90 см в замковом сечении и от 60 до 150 см в части стен.

Для защиты тоннеля от проникания подземных вод за монолитную обделку нагнетают цементный раствор, заполняющий все пустоты и трещины, являющиеся источниками течей, а в ряде случаев устраивают сплошное гидроизоляционное покрытие по наружной или внутренней поверхности обделки.

**Сборные обделки.** При раскрытии тоннельных выработок в крепких скальных грунтах на полный профиль возможно применение сборных обделок из заранее изготовленных элементов: железобетонных блоков сплошного или ребристого сечения. Сборную обделку можно устраивать в виде пологого свода, опирающегося на грунт или монолитные стены, а также незамкнутой подковообразной конструкции (рис. 28.1, ж).

Для опирания сборной обделки на грунт должны быть предусмотрены специальные опорные блоки с уширенной пятой. Конструкции блоков, стыки, гидроизоляция и методы возведения сборных обделок сводчатого очертания аналогичны применяемым для сборных обделок кругового очертания, рассматриваемым в подразд. 28.3.

### 28.3. Обделки кругового очертания

**Металлические обделки.** При щитовой проходке тоннелей в сложных инженерно-геологических условиях — неустойчивых водоносных грунтах при гидростатическом давлении более 0,15...0,2 МПа — возникает необходимость в применении сборных обделок из чугунных или стальных тубингов, которые характеризуются высокой несущей способностью, жесткостью и водонепроницаемостью.

Сборные обделки состоят из отдельных колец шириной от 0,5 м в слабых до 1,2 м и более в устойчивых грунтах. Каждое кольцо собирают из тубингов трех типов: нормальных, двух смежных и одного ключевого (рис. 28.2, а). Нормальные тубинги имеют радиальные грани, смежные — одну радиальную и одну скошенную, а ключевой — две скошенные грани, что позволяет замыкать кольцо постановкой снизу в последнюю очередь ключевого





Рис. 28.2. Конструкция обделки из чугунных тубингов (а), чугунного тубинга (б) и гидроизоляции стыка (в): 1 — радиальный борт; 2 — оболочка; 3 — отверстие для нагнетания; 4 — болтовые отверстия; 5 — чеканочный паз; 6 — ребро жесткости; 7 — кольцевой борт; 8 — гайка; 9 — болт; 10 — асбобитумная шайба

тубинга. Разбивку кольца на отдельные тубинги производят с учетом возможности изготовления, транспортирования и монтажа в подземных условиях. Обычно в кольце обделки диаметром около 10 м имеются 10...16 тубингов. На криволинейных участках трассы тоннеля укладывают клиновидные кольца или между прямыми кольцами ставят клиновидные прокладки.

Чугунные тубинги делают литыми; они имеют корытообразный профиль, состоящий из оболочки толщиной 20...50 мм, кольцевых и радиальных граней (ребер) с отверстиями для болтов (рис. 28.2, б). Отверстия для болтов в кольцевых ребрах располагаются в один ряд с постоянным шагом, а в радиальных — в два ряда для восприятия стыком изгибающих моментов.

Высота ребер тубингов для тоннелей диаметром 9...10 м составляет 40...45 см. Для повышения жесткости и восприятия усилий щитовых домкратов тубинги снабжают промежуточными ребрами жесткости.

По периметру бортов устраивают сплошной паз шириной 6 и высотой 32 мм — чеканочную канавку для гидроизоляции швов между тубингами. В спинке каждого тубинга предусматривают нарезные отверстия диаметром 60 мм для нагнетания за обделку тампонажной смеси.

Для повышения жесткости обделки устраивают перевязку швов между тубингами, смещая соседние кольца на два болтовых отверстия.

**Железобетонные обделки.** В настоящее время при щитовой проходке тоннелей в подавляющем большинстве случаев применяют сборные обделки из железобетонных элементов.

Различают жесткие обделки с постоянными или временными связями растяжения и гибкие обделки без связей растяжения в стыках.

В слабоустойчивых грунтах при наличии гидростатического давления менее 0,15 МПа применяют обделки с постоянными связями растяжения в стыках. Соединение массивных железобетонных блоков (толщина до 0,5...0,6 м) между собой обеспечивается сваркой выпусков арматуры и бетонированием зазоров по радиальным или кольцевым граням блоков.

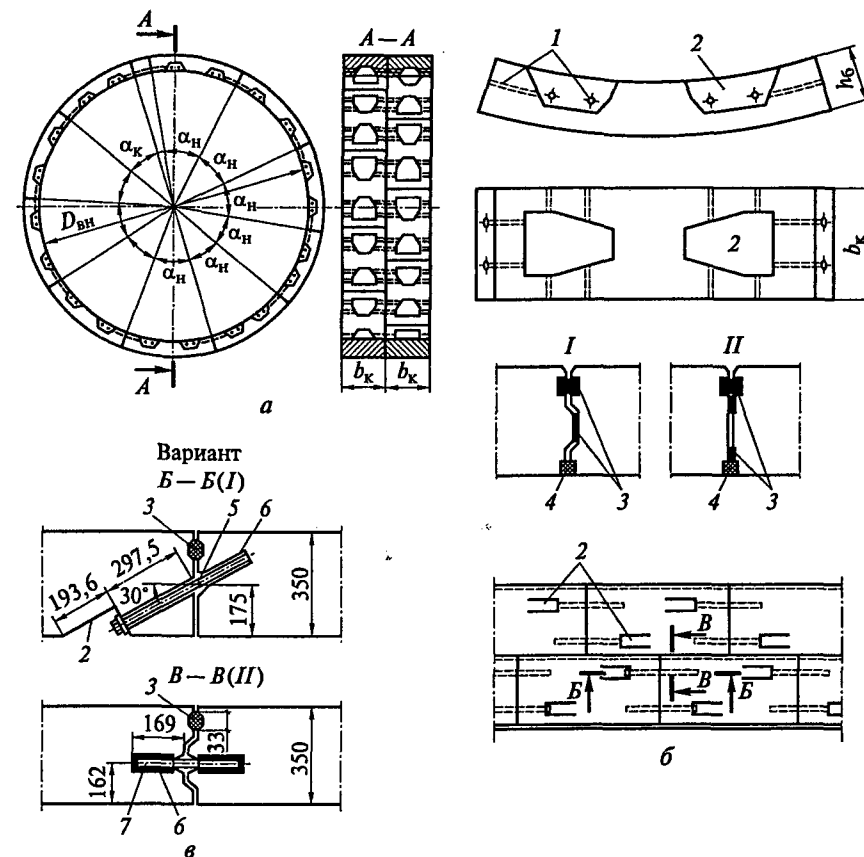


Рис. 28.3. Обделка из железобетонных блоков (а) и конструкция блока (б, в): 1 — отверстия для болтов; 2 — местные углубления; 3 — неопределенные уплотнители; 4 — заполнение чеканочной канавки; 5 — шуруп; 6 — дюбель; 7 — шпилька; I — радиальный стык; II — кольцевой стык

В условиях повышенного гидростатического давления (до 0,5...0,6 МПа) применяют крупноблочные обделки из железобетонных элементов повышенной водонепроницаемости с упругими уплотнителями в стыках. Блоки изготавливают из высокопрочного (В45...В55) и водонепроницаемого бетона в специальных формах, обеспечивающих точность геометрических размеров  $\pm 2$  мм.

Радиальные стыки между блоками плоские, а кольцевые имеют пазы и выступы. Для связи блоков между собой по кольцевым и радиальным граням предусмотрены временные болты, которые снимают после монтажа очередного кольца обделки (рис. 28.3).

Железобетонные блоки толщиной 0,7 м, шириной 2 м и массой 18 т применяли на строительстве в Москве Лефортовского и Серебряноборского тоннелей диаметром 13,75 м.

Другим примером обделки с временными связями растяжения является обделка из железобетонных тюбингов, которые имеют такую же форму, как и чугунные, но большую толщину оболочки (80...100 мм) и ребер (100...120 мм) при высоте борта 350...400 мм.

Временные связи в кольцевых ребрах выполняют на болтах, которые впоследствии заменяют штырями, поскольку передача растягивающих усилий на борт железобетонного тюбинга недопустима.

В устойчивых неводоносных грунтах необходимость в создании жестких, недеформируемых обделок отпадает. В этих грунтах эффективно применение гибких податливых конструкций, способных работать совместно с окружающим грунтом. Поэтому пере-

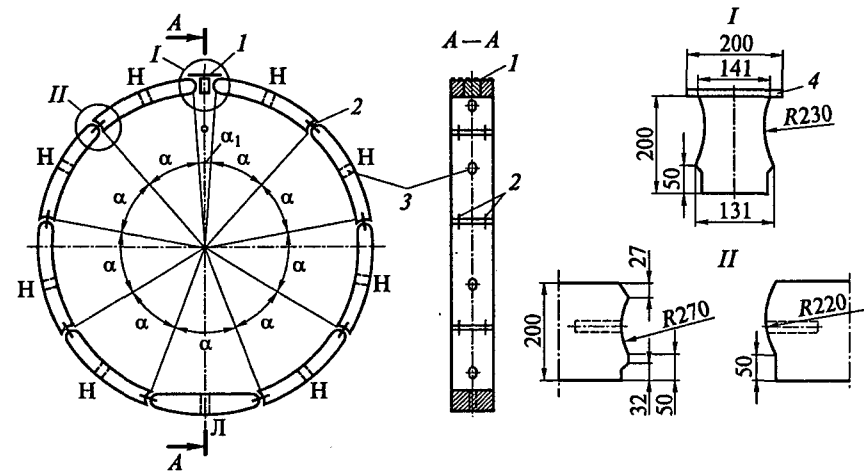


Рис. 28.4. Конструкция шарнирной обделки:

1 — вкладыш; 2 — фиксатор; 3 — отверстия для нагнетания; 4 — закладная деталь

вязку швов между кольцами обделки не делают, а соединение блоков в кольце устраивают шарнирным, придавая торцам блоков полуцилиндрическую форму. Шарнирная обделка состоит из нескольких нормальных блоков, лоткового и трех вкладышей, устанавливаемых с торца в замковом сечении (рис. 28.4).

Один из торцов каждого блока имеет выпуклую поверхность радиуса  $r_2 = (0,8...1,2)d$ , а другой вогнутую поверхность  $r_1 = (0,85...1,25)d$ , где  $d$  — толщина блока, принимаемая равной 0,3...0,4 м для тоннелей диаметром 9...10 м.

Соединение блоков в радиальных стыках достигается постановкой парных монтажных штырей длиной 150...170 мм и диаметром 22...27 мм.

В шарнирных обделках за счет центрирования усилий в стыках значительно снижаются изгибающие моменты и растягивающие напряжения, что позволяет уменьшить толщину блоков, снизить расход материалов и сократить объемы земляных работ.

В тоннелестроении получили также распространение обделки, обжатые в грунт. Целью обжатия является уплотнение радиаль-

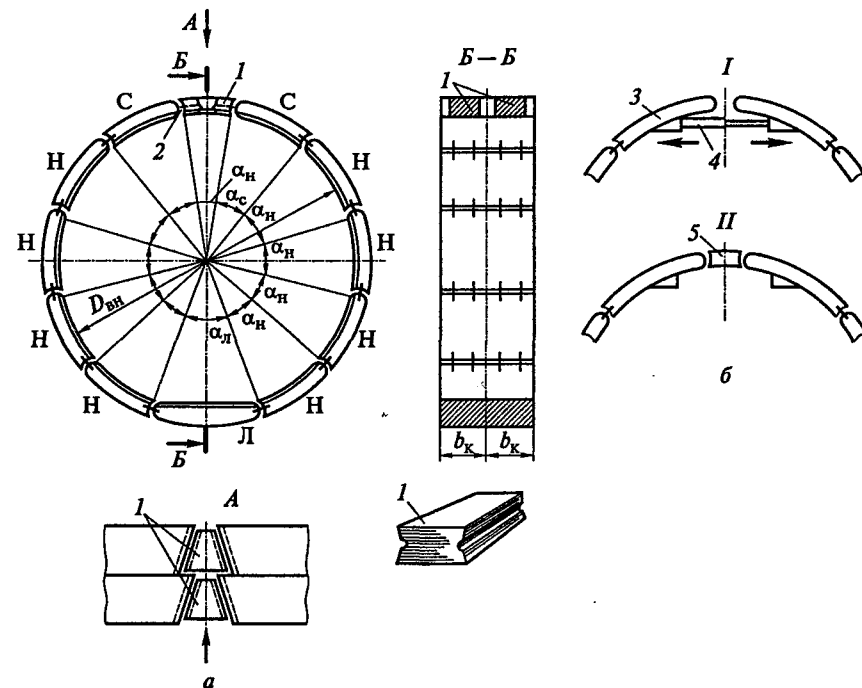


Рис. 28.5. Обделки, обжатые в грунт клиновым блоком (а) и домкратами (б) в замковом сечении:

1 — клиновым блоком; 2 — фиксатор; 3 — выступы для домкратов; 4 — домкрат; 5 — вкладыш; I, II — этапы обжатия

ных стыков блоков, придание кольцам обделки геометрической неизменяемости, что способствует повышению трещиностойкости и водонепроницаемости конструкции, приводит к экономии материалов. Такие обделки применяют при проходке тоннелей механизированными щитами в сухих и плотных как связных, так и несвязных грунтах. Конструкции колец должны быть гибкими, шарнирно-изменяемыми и состоять, как минимум, из четырех блоков. Обычно радиальные стыки блоков делают выпукло-вогнутыми, а кольцевые — плоскими, ступенчатыми или криволинейными.

Обжатие обделки достигается домкратами или клиновыми блоками, устанавливаемыми в замковом сечении (рис. 28.5), на уровне горизонтального диаметра или в лотке тоннеля.

Гидроизоляция сборных обделок заключается главным образом в герметизации швов между блоками или тюбингами, болтовых отверстий и отверстий для нагнетания. Предварительно зазор между обделкой и грунтом заполняют тампонажной смесью. В слабых водонасыщенных грунтах за обделку нагнетают гравийную или гравийно-песчаную смесь, а в сухих грунтах — цементно-песчаный раствор состава 1:2...1:3.

## 28.4. Обделки прямоугольного очертания

**Обделки автотранспортных тоннелей.** Конструкцию закрытой части тоннеля выполняют в виде однопролетной или двухпролетной замкнутой рамы из монолитного или сборного железобетона, а также комбинированной сборно-монолитной конструкции.

При котлованном способе работ обделки автотранспортных тоннелей возводят преимущественно из монолитного железобетона.

Их выполняют в виде одно- или многоконтурных рамных конструкций. Стены и лоток чаще всего делают плоскими, а перекрытия в зависимости от пролета — плоским или ребристым (рис. 28.6, а).

Сопряжение стен с лотком и перекрытием устраивают при помощи вутов, обеспечивая необходимую жесткость узлов.

В центральной части двухпролетных конструкций устраивают сплошную разделительную стенку или систему из колонн и прогонов (рис. 28.6, б).

Прямоугольные обделки из монолитного железобетона работают как статически неопределимые рамные системы замкнутого контура на упругом основании. Это обуславливает некоторое снижение усилий в элементах конструкции по сравнению со сборными обделками, однако рамные системы чувствительны к осадкам основания, поэтому их следует применять при наличии плотных и твердых грунтов. В слабых или просадочных грунтах монолитные конструкции опирают на свайные фундаменты.

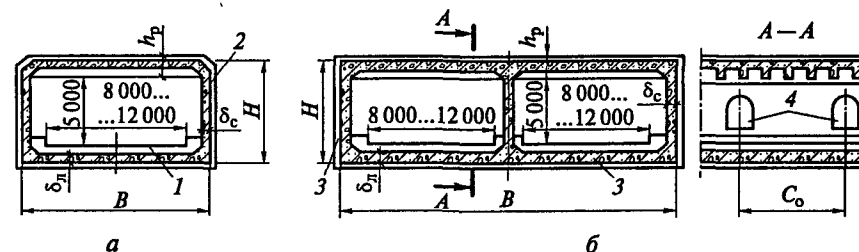


Рис. 28.6. Конструкции (а, б) автотранспортных тоннелей из монолитного железобетона (при котлованном способе работ):

1 — проезжая часть; 2 — обделка; 3 — гидроизоляция; 4 — проемы

Прямоугольные обделки из сборных железобетонных элементов при котлованном способе работ представляют собой двухпролетную раму, собираемую из семи типов блоков: стеновых, фундаментных, опорных, колонн, прогонов, лотковых блоков и блоков перекрытия (рис. 28.7).

Объединение всех сборных элементов в единую рамную конструкцию достигается омоноличиванием зазоров шириной 0,5...1 м с предварительной сваркой выпусков арматуры между фундаментными, лотковыми и опорными блоками, а также сваркой закладных деталей и заливкой швов цементным раствором.

Возможны различные модификации типовой сборной конструкции за счет изменения формы, размеров и типов отдельных блоков. Конструкции автотранспортных тоннелей, сооружаемых траншейным способом с использованием технологии «стена в грун-

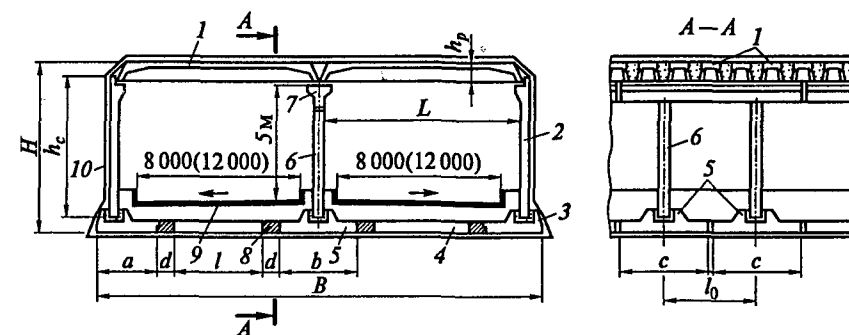


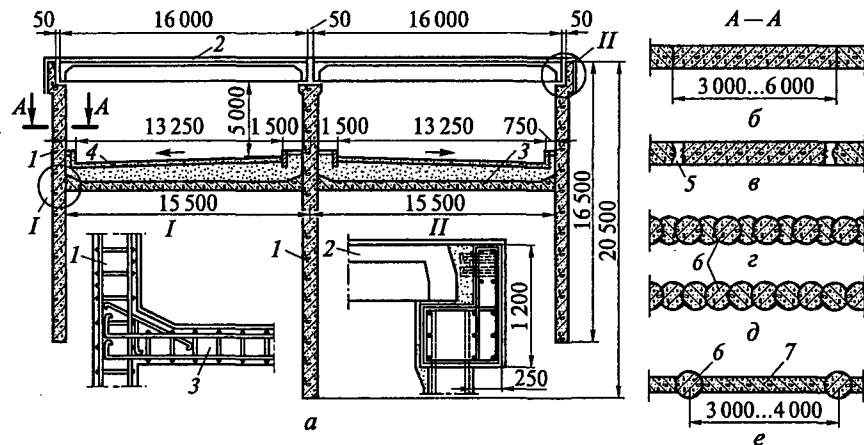
Рис. 28.7. Конструкция автотранспортного тоннеля из сборного железобетона при котлованном способе работ:

1 — блок перекрытия; 2 — стеновой блок; 3 — фундаментный блок; 4 — лотковый блок; 5 — подколонник; 6 — колонна; 7 — прогон; 8 — монолитная обвязка; 9 — проезжая часть; 10 — гидроизоляция

Траншейные стены могут быть выполнены и из сборных железобетонных панелей толщиной 25...30 см. Для связи панелей между собой по их торцам устраивают пазы прямоугольного или цилиндрического очертания, заполняемые цементным раствором. Поверху стен устраивают сплошной пояс из монолитного железобетона, выравнивающий поверхность стен, объединяющий отдельные участки стен по длине и служащий также для опирания блоков перекрытия.

Монолитные обделки пешеходных тоннелей отличаются от обделок автотранспортных тоннелей размерами поперечного сечения и толщинами элементов.

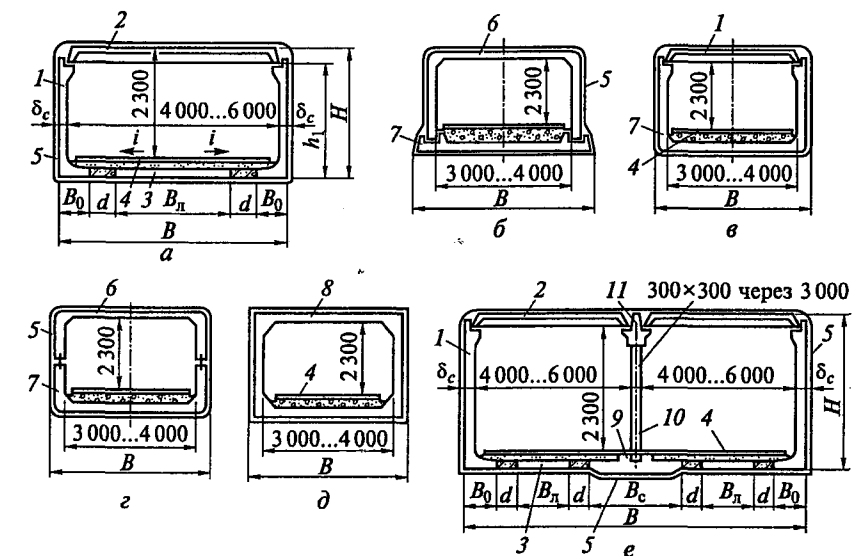
Сборные однопролетные конструкции шириной 4...6 м собирают из лоткового блока, двух стеновых и блока перекрытия (рис. 28.9, *а*). Стеновые блоки шириной 1,5 м, толщиной 0,2...0,25 м и



1 — стена; 2 — блок перекрытия; 3 — лоток; 4 — проезжая часть; 5 — ограничитель; 6 — буронабивные сваи; 7 — монолитная стенка

В целях уменьшения количества типов блоков и их укрупнения созданы обделки однопролетных тоннелей, состоящие из верхнего П-образного блока, опирающегося на плоский лотковый элемент (рис. 28.9, б), а также из П-образного блока, на который опирают блоки перекрытия (рис. 28.9, в). Конструкция может быть собрана и из двух П-образных блоков, установленных один на другой (рис. 28.9, г). Стыки между блоками устраивают омоноличиванием зазоров или постановкой фиксирующих стержней в цилиндрические пазы по торцам блоков.

Наиболее эффективна цельносекционная обделка пешеходных тоннелей из пространственных элементов замкнутого очертания длиной до 2...3 м и массой 8...10 т и более (рис. 28.9, д). Отдельные секции с заводской гидроизоляцией стыкуют между собой при помощи сварки арматурных выпусков, скреплением на болтах закладных деталей в пазах по торцам блоков или соединением и обжатием продольной арматуры.



1 — стеновой блок; 2 — блок перекрытия; 3 — лотковый блок; 4 — покрытие пола; 5 — гидроизоляция; 6 — верхний блок; 7 — нижний блок; 8 — цельная секция; 9 — подколонник; 10 — колонна; 11 — прогон

Конструкции секций характеризуются повышенной трещиностойкостью и водонепроницаемостью; применение их позволяет сократить расход бетона и арматуры, упростить условия монтажа и гидроизоляции.

Двухпролетные обделки пешеходных тоннелей шириной в свету 6 и 8 м имеют в средней части ряд колонн располагаемых с шагом 3 м (рис. 28.9, е). Колонны опираются на фундаментные блоки и несут прогоны, на которые укладывают блоки перекрытия, как правило, разрезной балочной конструкции. Возможно применение и неразрезных блоков перекрытия, перекрывающих оба пролета и опирающихся на боковые стены и прогон или разделительную стенку.

Железобетонные обделки автотранспортных и пешеходных тоннелей мелкого заложения, возводимые в открытых котлованах, защищают от воды сплошным наружным гидроизоляционным покрытием. Если уровень грунтовых вод располагается ниже подошвы тоннеля, гидроизоляцию наносят только по стенам и перекрытию.

Обделки тоннелей, сооружаемых траншейным способом, имеют по перекрытию наружную гидроизоляцию, а по стенам и лотку — внутреннюю.

#### Контрольные вопросы

1. Каковы конструктивные схемы обделок сводчатого очертания и область их применения?
2. В каких инженерно-геологических условиях целесообразно применение обделок из чугунных тюбингов?
3. Из каких элементов состоят сборные обделки кругового очертания и как выполняют разбивку колец на блоки (тюбинги)?
4. В чем заключаются основные достоинства обжатых в грунт обделок? Каковы основные способы обжатия?
5. Какие элементы входят в состав сборных обделок автотранспортных тоннелей прямоугольного очертания?

### 29.1. Нагрузки на обделки тоннелей

Тоннельные обделки рассчитывают по предельным состояниям (по несущей способности, деформациям и раскрытию трещин) в соответствии с действующими нормами.

В большинстве случаев применяют приближенные методы расчета на заданные нагрузки с использованием аппарата строительной механики. При этом вначале определяют все действующие на обделку активные нагрузки, а затем рассчитывают ее как стержневую систему методом сил или перемещений. В последнюю очередь производят проверку прочности сечений обделки.

В настоящее время при расчете тоннельных обделок широко используют вычислительную технику. Применение численных методов, реализованных в компьютерных программных комплексах, позволяет значительно сократить трудоемкость расчетных операций, дает возможность учитывать многочисленные факторы, влияющие на статическую работу обделки, повышает точность результатов.

Тоннельные обделки рассчитывают на различные нагрузки и воздействия, характер распределения и интенсивность которых зависят от глубины заложения и размеров поперечного сечения тоннеля, инженерно-геологических и гидрогеологических условий, конструктивных и технологических факторов и др.

Обычно расчет производят на наиболее неблагоприятные сочетания нагрузок: основные, состоящие из постоянных и временных нагрузок, или особые — из постоянных, наиболее вероятных временных и одной из особых нагрузок.

К постоянным нагрузкам относят собственный вес конструкции, давление грунта и воды, вес дорожного покрытия, давление от фундаментов зданий, усилия предварительного напряжения конструкции и др.

Временные нагрузки возникают от движущихся по тоннелю и над тоннелем транспортных средств, а также в процессе строительства тоннеля. Временным воздействием характеризуются сезонные колебания температуры, силы морозного пучения грунтов, усадка и ползучесть бетона.

К особым относятся сейсмические нагрузки, а также нагрузки, вызванные неравномерными деформациями земной поверхности или оснований.

Нагрузки от собственного веса тоннельной обделки определяют по проектным размерам с учетом удельного веса конструктивных материалов и считают равномерно распределенной по пролету тоннеля. Давление грунта на тоннельные обделки определяют по-разному: в зависимости от свойств грунтов и глубины заложения тоннеля.

Активное давление грунта на тоннели глубокого заложения — горное давление — определяют по методу сводообразования. При этом все грунты рассматривают как несвязные, характеризующиеся коэффициентом крепости  $f$ , равным тангенсу угла кажущегося внутреннего трения  $\varphi_k$ :

$$f = \operatorname{tg} \varphi_k = (\operatorname{tg} \varphi N + C)/N, \quad (29.1)$$

где  $N$  — нормальная сила;  $C$  — сила сцепления.

Для сыпучих грунтов  $C = 0$  и кажущийся коэффициент трения совпадает с действительным:  $f = \operatorname{tg} \varphi$ . Для скальных грунтов коэффициент крепости определяют в зависимости от прочности грунта на сжатие  $R$ , МПа:

$$f \approx 0,1R.$$

Коэффициент крепости положен в основу классификации грунтов, которые подразделяются на 10 категорий. Сыпучие и плывунные грунты характеризуются коэффициентом крепости менее 1, а наиболее крепкие скальные грунты имеют коэффициент крепости до 15...20.

В соответствии с методом сводообразования над тоннельной выработкой формируется свод обрушения, пролет и высота которого определяются по формулам (рис. 29.1, а):

$$B = b + 2h \operatorname{tg} (45^\circ - \varphi_k/2); \quad (29.2)$$

$$h_{\text{св}} = B/2f,$$

где  $b$  и  $h$  — соответственно пролет и высота выработки, м.

Вертикальное и горизонтальное горное давление считаются равномерно распределенными по пролету и высоте выработки и определяются по формулам:

$$P_n = K_p \gamma h_{\text{св}}; \quad (29.3)$$

$$q_n = \gamma (K_p h_{\text{св}} + 0,5h) \eta, \quad (29.4)$$

где  $K_p$  — коэффициент условий работы грунтового массива;  $\gamma$  — нормативный удельный вес грунта, кН/м<sup>3</sup>;  $\eta$  — коэффициент нормативного бокового давления грунта,  $\eta = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2)$ .

При расстоянии от шельги свода тоннеля до поверхности земли или до границы со слабыми неустойчивыми грунтами менее удвоенной высоты свода обрушения, а также при залегании тонне-

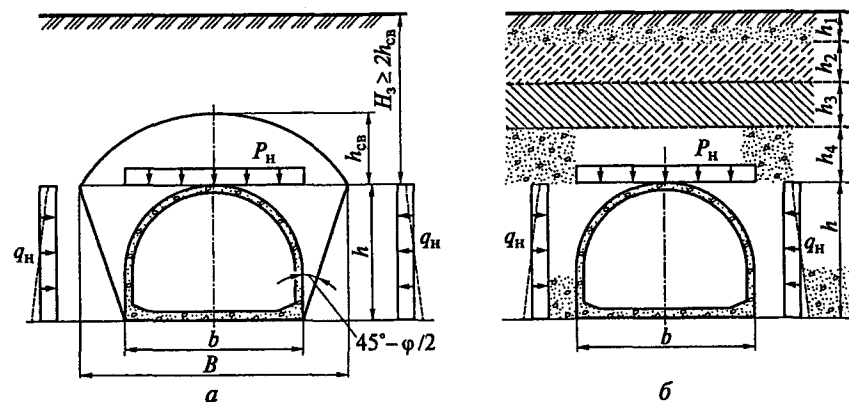


Рис. 29.1. Схемы для определения давления грунта на обделки тоннелей по сводообразованию (а), по весу вышележащей толщи грунта (б)

ля в неустойчивых грунтах, в которых сводообразование невозможно, вертикальное и боковое горное давление следует принимать от веса всей залегающей над тоннелем грунтовой толщи (рис. 29.1, б):

$$P_n = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i; \quad (29.5)$$

$$q_n = (P_n + 0,5\gamma h) \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (29.6)$$

где  $\gamma_i$  — нормативный удельный вес отдельного слоя грунта, кН/м<sup>3</sup>;  $h_i$  — мощность отдельного слоя грунта, м;  $n$  — количество слоев напластований.

При расчете тоннельных конструкций, заложенных в грунтах с упругими свойствами, помимо активного давления необходимо учитывать реактивное воздействие — упругий отпор грунта.

Действие упругого отпора облегчает условия статической работы тоннельных обделок, ограничивая их деформации, повышая нормальные силы и снижая изгибающие моменты. Силы упругого отпора действуют по наружной поверхности сводчатых и круговых тоннельных обделок, за исключением так называемой безотпорной зоны, ограниченной центральным углом  $\Psi$ , в пределах которой имеется некоторая свобода деформаций обделки.

Действие упругого отпора по боковой поверхности обделок можно представить в виде радиальных составляющих  $\sigma$ , направленных нормально к поверхности выработки (сопротивления сжатию), и тангенциальных составляющих  $\tau$ , направленных по касательной к контуру выработки (сопротивления сдвигу) (рис. 29.2).

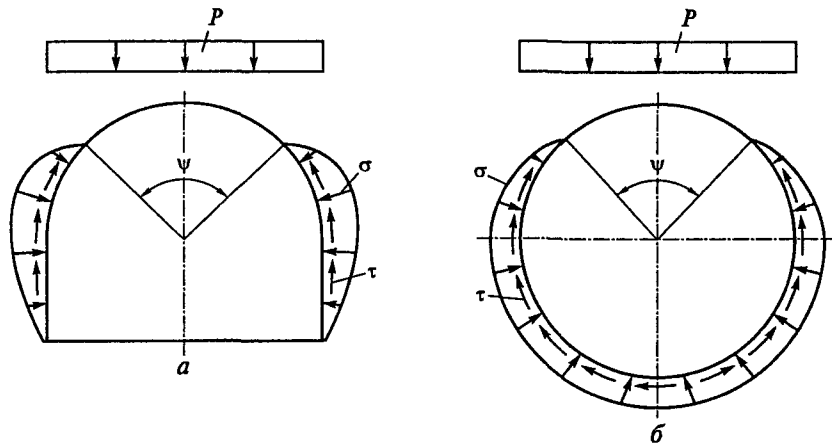


Рис. 29.2. Схема действия упругого отпора грунта на обделку сводчатого (а) и кругового (б) очертания

При расчете тоннельных обделок в большинстве случаев учитывают лишь нормальную составляющую сил упругого отпора, а тангенциальную составляющую не учитывают, что идет в запас прочности.

Для определения интенсивности и характера распределения сил упругого отпора в большинстве случаев пользуются гипотезой местных деформаций (Фусса—Винклера), которая исходит из предположения прямой пропорциональной зависимости между напряжениями  $\sigma$  и перемещениями  $\delta$  грунта:

$$\sigma = \kappa \delta, \quad (29.7)$$

где  $\kappa$  — коэффициент упругого отпора грунта,  $\text{кН/м}^3$ , определяемый экспериментальным путем.

При этом считают, что деформации грунта происходят только в месте приложения нагрузки.

Гидростатическое давление учитывают при расчете тоннельных конструкций, расположенных ниже уровня подземных или поверхностных вод.

## 29.2. Расчет обделок сводчатого очертания

Обделки сводчатого очертания рассчитывают в соответствии с их конструктивными особенностями и свойствами грунтов по следующим схемам: пологий свод, опирающийся на грунт или вертикальные стены; подъемистый свод, опирающийся на грунт, или обратный свод.

Пологий свод рассчитывают на действие вертикального давления грунта как бесшарнирную арку шириной 1 м, находящуюся

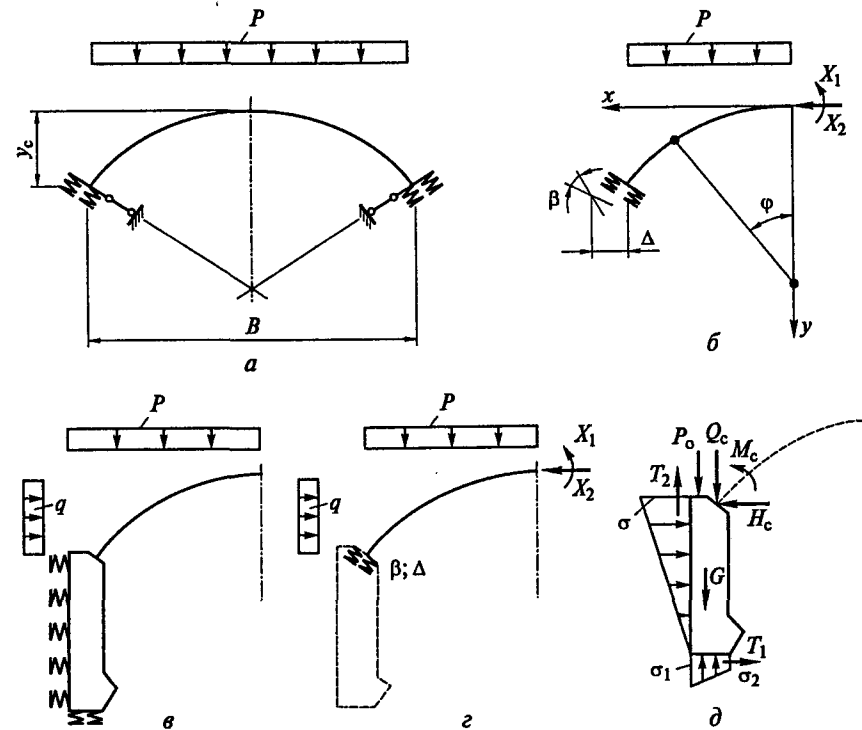


Рис. 29.3. Схемы расчета пологого свода, опирающегося на грунт (а, б) и на вертикальные стены (в—д)

целиком в безотпорной зоне (рис. 29.3, а), с учетом упругих деформаций пята в виде угла поворота  $\beta$  и горизонтального смещения  $\Delta$ . Расчет выполняют методом сил, принимая в качестве основной системы полусвод с приложенными в замковом сечении неизвестными усилиями  $X_1$  и  $X_2$  (рис. 29.3, б), которые определяют из решения системы канонических уравнений:

$$\begin{aligned} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \Delta_{1P} + \beta &= 0; \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \Delta_{2P} + y_c\beta + \Delta &= 0. \end{aligned} \quad (29.8)$$

Единичные и грузовые перемещения находят по формулам:

$$\begin{aligned} \delta_{11} &= \int_0^{s/2} \frac{ds}{EI}; \quad \delta_{12} = \delta_{21} = \int_0^{s/2} \frac{yds}{EI}; \\ \delta_{22} &= \int_0^{s/2} \frac{yds}{EI} + \int_0^{s/2} \frac{\cos^2 \varphi ds}{EF}; \end{aligned} \quad (29.9)$$

$$\Delta_{1p} = \int_0^{s/2} \frac{M_p ds}{EI}; \quad \Delta_{2p} = \int_0^{s/2} \frac{y M_p ds}{EI} + \int_0^{s/2} \frac{N_p \cos \varphi ds}{EF}.$$

Перемещения пятовых сечений свода, опирающегося на грунт, определяют с использованием гипотезы местных деформаций по формулам:

$$\begin{aligned} \beta &= \bar{\beta}_1 X_1 + \bar{\beta}_1 y_c X_2 + \beta_p; \\ \Delta &= \bar{\Delta}_2 X_2 + \Delta_p, \end{aligned} \quad (29.10)$$

где  $\bar{\beta}_1 = \frac{1}{I_n k}$ ;  $\beta_p = \frac{M_{pn}}{I_n k}$ ;  $\Delta_2 = \frac{\cos^2 \varphi_n}{h_n k}$ ;  $\Delta_p = \frac{N_{pn} \cos \varphi_n}{h_n k}$ ;  $I_n$  — момент инерции пятового сечения;  $m^4$ ;  $M_{pn}$ ,  $N_{pn}$  — момент и нормальная сила в пяте от внешних нагрузок,  $kH \cdot m$ ,  $kH$ ;  $\varphi_n$  — угол наклона пятового сечения к горизонту, °;  $h_n$  — толщина пятового сечения,  $m$ ;  $k$  — коэффициент упругого отпора грунта,  $kH/m^3$ .

В случае опирания свода на вертикальные стены перемещения его пятовых сечений находят как перемещения верхней части стен (рис. 29.3, в... д), которые в зависимости от их толщины рассчитываются как абсолютно жесткие диски или балки на упругом основании.

Окончательно усилия в сечениях пологого свода определяют по формулам:

$$\begin{aligned} M &= M_p - X_1 - y X_2; \\ N &= N_p + X_2 \cos \varphi. \end{aligned} \quad (29.11)$$

Обделки в виде подъемистого свода рассчитывают по-разному, в зависимости от свойств окружающих грунтов. В слабых и неустойчивых грунтах, не обладающих достаточными упругими свойствами, подъемистый свод рассчитывают на действие только активных нагрузок (рис. 29.4, а), а в плотных и устойчивых грунтах учитывают действие упругого отпора по боковой поверхности обделки.

Подъемистый свод в податливой среде рассчитывают примерно так же, как пологий свод, однако в качестве деформаций пят учитывают только их поворот, считая, что горизонтальное смещение отсутствует из-за сил трения по подошве стены.

Расчет подъемистого свода в упругой среде производится с учетом сил отпора грунта в соответствии с гипотезой местных деформаций (рис. 29.4, б). При этом размеры зоны упругого взаимодействия обделки с грунтом задаются центральным углом  $\Psi = 90 \dots 150^\circ$ , а очертание кривой упругого отпора — уравнениями отрезков двух квадратных парабол, сопрягающихся в точке  $h$ , где упругий отпор имеет максимальное значение. Положение этой

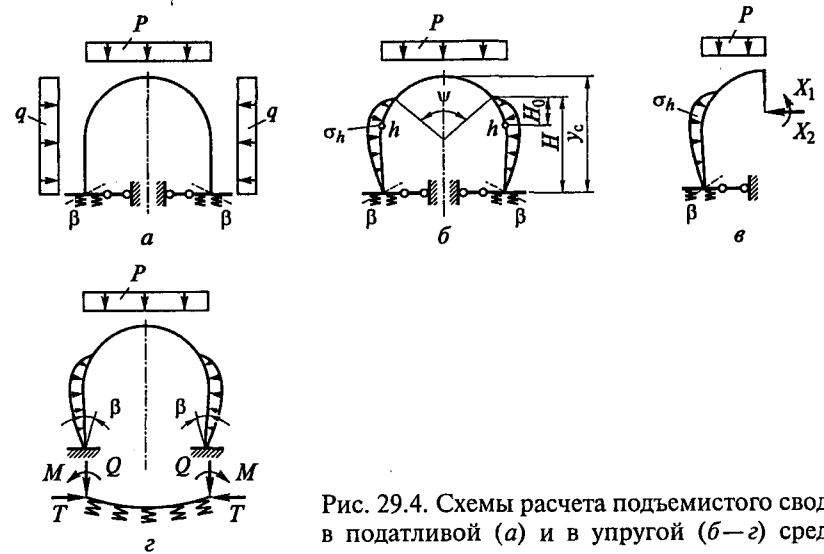


Рис. 29.4. Схемы расчета подъемистого свода в податливой (а) и в упругой (б—е) среде

точки определяется ординатой  $H_0$ , которую откладывают от верхней нулевой точки,  $H_0 = 0,33H$  при  $y_c \geq B$  и  $H_0 = 0,4H$  при  $y_c < B$ .

Расчет свода производят методом сил, прикладывая неизвестные  $X_1$  и  $X_2$  в замковом сечении или в упругом центре (рис. 29.4, в). Максимальную интенсивность упругого отпора  $\sigma_h$  принимают в качестве дополнительного неизвестного и определяют с использованием гипотезы местных деформаций.

Расчет подъемистого свода целесообразно вести по принципу независимости действия сил отдельно на действие внешних нагрузок и упругого отпора. Вначале обделку рассчитывают как свободный свод, упруго защемленный в грунт, на действие активных нагрузок. Определяют значения моментов  $M_p$  и нормальных сил  $N_p$ , а также смещение обделки в точке  $h$  — место максимальной интенсивности упругого отпора  $\sigma_{hp}$ . На втором этапе обделку рассчитывают на действие упругого отпора с максимальной интенсивностью, равной единице. При этом находят значения моментов  $\bar{M}$ , нормальных сил  $\bar{N}$  в своде и перемещение обделки в точке  $h$  —  $\delta_h$ . Окончательные усилия в сечениях свода и перемещение его оси определяют по формулам:

$$\begin{aligned} M &= M_p + \sigma_h \bar{M}; \\ N &= N_p + \sigma_h \bar{N}; \\ \delta_h &= \delta_{hp} + \sigma_h \bar{\delta}_h. \end{aligned} \quad (29.12)$$

Максимальную интенсивность упругого отпора в соответствии с гипотезой местных деформаций находят из выражения



$$\sigma_h = \frac{\delta_{hp}}{1/k - \delta_h}. \quad (29.13)$$

Обделки в виде подъемистого свода, опирающегося на обратный свод, рассчитывают, расчленив их на верхний и нижний своды с учетом их силового и упругого взаимодействия (рис. 29.4, з). Обратный свод рассчитывают как криволинейный брус на упругом основании, загруженный по концам вертикальными  $Q$  и горизонтальными  $T$  силами и изгибающими моментами  $M$ , передающимися с верхнего свода. Полученные при расчете обратного свода углы поворота концевых сечений учитывают при расчете верхнего свода.

### 29.3. Расчет обделок кругового очертания

Обделки кругового очертания из монолитного бетона или железобетона, а также сборные обделки с постоянными связями растяжения между элементами рассчитывают по схеме упругого кольца в упругой или податливой среде.

Первая схема — «кольцо в упругой среде» — реализуется при заложении тоннеля в грунтах, обладающих упругими свойствами. Наибольшее распространение получил метод Метропроекта, при помощи которого можно рассчитывать обделки практически любого очертания. При этом круговое очертание обделки заменяют вписанным многоугольником, а распределенные нагрузки — сосредоточенными силами, прикладываемыми в вершинах многоугольника.

Действие сплошной упругой среды имитируют системой упругих стержней, которые располагают во всех вершинах многоугольника, кроме тех, которые находятся в безотпорной зоне, определяемой центральным углом  $\Psi$  от 90 до 150° (рис. 29.5, а).

Расчет ведут методом сил, принимая основную систему путем врезания шарниров во все вершины, находящиеся в зоне действия упругого отпора и в замковом сечении и прикладывая в этих сечениях изгибающие моменты, которые принимают за неизвестные (рис. 29.5, б). Их определяют путем решения системы линейных алгебраических уравнений (для 16-угольника — 8 уравнений), которые удобно представить в матричной форме:

$$A\bar{X} + \bar{\Delta}_p = 0, \quad (29.14)$$

где  $A$  — матрица единичных перемещений основной системы;  $\bar{X}$  — вектор неизвестных;  $\bar{\Delta}_p$  — вектор грузовых перемещений основной системы.

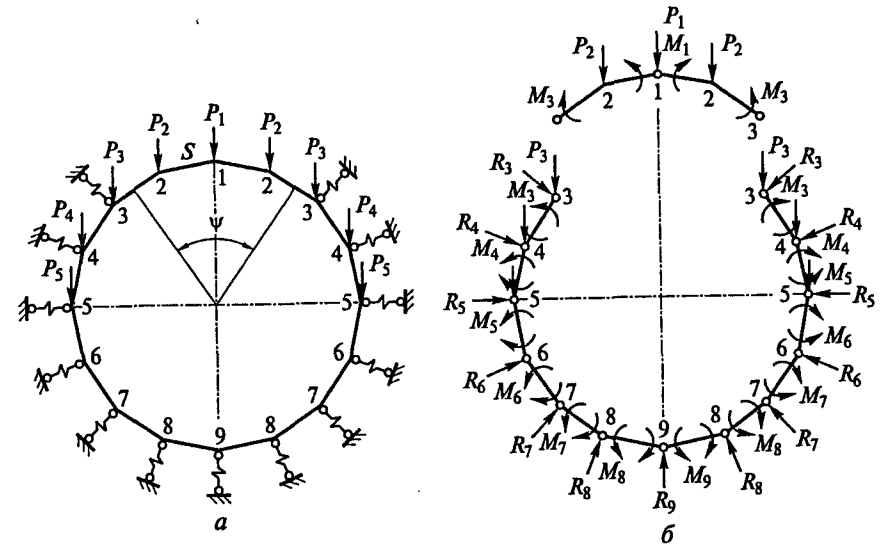


Рис. 29.5. Расчетная схема (а) и основная система (б) при расчете обделки методом Метропроекта

Матрицу  $A$  и векторы  $\bar{X}$  и  $\bar{\Delta}_p$  можно записать в виде

$$A = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{13} & \dots & \delta_{19} \\ \delta_{31} & \delta_{33} & \dots & \delta_{39} \\ \delta_{91} & \delta_{93} & \dots & \delta_{99} \end{bmatrix}; \quad \bar{X} = \begin{bmatrix} M_1 \\ M_3 \\ \dots \\ M_9 \end{bmatrix}; \quad \bar{\Delta}_p = \begin{bmatrix} \Delta_{1p} \\ \Delta_{3p} \\ \dots \\ \Delta_{9p} \end{bmatrix}. \quad (29.15)$$

Единичные и грузовые перемещения определяют по развернутой формуле Мора с учетом стержневого характера системы:

$$\delta_{ik} = \int \frac{\bar{M}_i \bar{M}_k ds}{EI} + \sum \frac{\bar{N}_i \bar{N}_k s}{EF} + \sum \frac{\bar{R}_i \bar{R}_k}{D}; \quad (29.16)$$

$$\Delta_{ip} = \int \frac{\bar{M}_i M_p ds}{EI} + \sum \frac{\bar{N}_i N_p s}{EF} + \sum \frac{\bar{R}_i R_p}{D},$$

где  $\bar{M}_i$ ,  $\bar{M}_k$ ,  $M_p$ ,  $\bar{N}_i$ ,  $\bar{N}_k$ ,  $N_p$  — моменты и нормальные силы от действия единичных неизвестных и от нагрузки;  $\bar{R}_i$ ,  $\bar{R}_k$ ,  $R_p$  — упругие реакции от действия единичных моментов и от нагрузки;  $I$ ,  $F$  — осредненные моменты инерции и площади поперечного сечения стержней, являющихся сторонами многоугольника;  $D$  — приведенная жесткость упругой опоры,  $D = kbs$ ;  $k$  — коэффициент упругого отпора грунта;  $b$  — ширина кольца обделки;  $s$  — длина стороны многоугольника.

Усилия в основной системе находят от каждого действия:  $p$ ;  $q$ ;  $\bar{M}_1 = 1$ ;  $\bar{M}_3 = 1$ , ...,  $\bar{M}_9 = 1$  из уравнений равновесия трехшарнирной арки и последовательно вырезаемых узлов шарнирной цепи.

В результате решения системы канонических уравнений определяют значения моментов, нормальных сил и упругих реакций по формулам:

$$M = M_p + \sum \bar{M}_i M_k; \quad N = N_p + \sum \bar{N}_i M_k; \quad R = R_p + \sum \bar{R}_i M_k, \quad (29.17)$$

где  $M_k$  — значение неизвестных.

Метод Метропроекта отличается универсальностью, четкостью расчетной схемы, наглядностью и возможностью повышать точность расчета. Имеются компьютерные программы расчета обделок этим методом, позволяющие быстро получать искомые результаты при задании конкретных исходных параметров.

Обделки тоннелей, заложенных в неустойчивых водонасыщенных грунтах, не оказывающих сопротивления перемещениям конструкции, рассчитывают по схеме «кольцо в податливой среде» без учета упругого отпора грунта только на активные нагрузки (рис. 29.6, а).

Реакцию основания  $p_o$  принимают в виде равномерно распределенной нагрузки, равной сумме вертикального давления грунта и воды и собственного веса кольца обделки. Расчет ведут методом сил, принимая основную систему в виде полукольца, закрепленного в нижнем сечении (рис. 29.6, б). Неизвестные усилия  $X_1$  и  $X_2$  прикладывают в упругом центре, который для обделок постоянной жесткости совпадает с центром кольца. Уравнения деформации имеют следующий вид:

$$\begin{aligned} \delta_{11}X_1 + \Delta_{1p} &= 0; \\ \delta_{22}X_2 + \Delta_{2p} &= 0. \end{aligned} \quad (29.18)$$

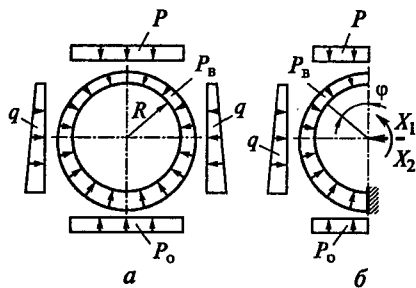


Рис. 29.6. Расчетная схема (а) и основная система (б) «кольца в податливой среде»

Перемещения  $\delta_{11}$ ,  $\delta_{22}$ ,  $\Delta_{1p}$ ,  $\Delta_{2p}$  определяют по одночленной формуле Мора. Окончательные усилия в сечениях кольца:

$$M = M_p + X_1 - X_2 R \cos \varphi; \quad (29.19)$$

$$N = N_p + X_2 \cos \varphi.$$

Для расчета сборных обделок разработаны методы, учитывающие деформации в стыках между элементами.

## 29.4. Расчет обделок прямоугольного очертания

Обделки транспортных и пешеходных тоннелей мелкого заложения из монолитного железобетона, а также цельносекционные обделки рассчитывают как рамные, статически неопределимые конструкции на упругом основании (рис. 29.7, а). При этом используют метод сил или перемещений, учитывая упругие свойства основания по гипотезе местных или общих деформаций.

При расчете однопролетной рамы на упругом основании методом сил основную систему при симметричных нагрузках выбирают, разрезая раму в середине перекрытия и прикладывая в этом месте неизвестные усилия  $X_1$  и  $X_2$  (рис. 29.7, б).

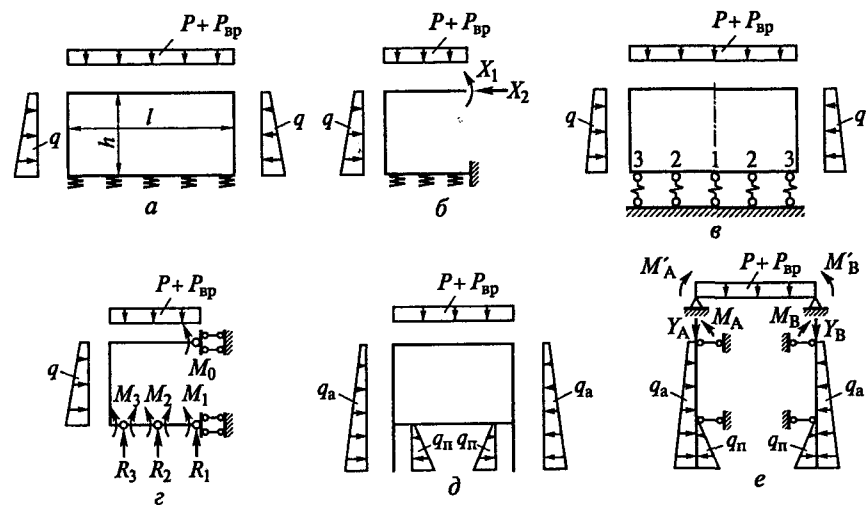


Рис. 29.7. Схемы расчета монолитных обделок тоннелей, сооружаемых котлованным (а—г) и траншейным (д, е) способами

Значения неизвестных находят из решения системы канонических уравнений:

$$\begin{aligned} \delta_{11}X_1 + \delta_{12}X_2 + \Delta_{1p} &= 0; \\ \delta_{21}X_1 + \delta_{22}X_2 + \Delta_{2p} &= 0. \end{aligned} \quad (29.20)$$

Перемещения  $\delta_{ik}$  и  $\Delta_{ip}$  могут быть представлены в виде суммы единичных (грузовых) перемещений и перемещений, вызванных действием упругого основания:

$$\delta_{ik} = \delta_{ik}^{(1)} + \delta_{ik}^{(0)}; \Delta_{ip} = \Delta_{ip}^{(1)} + \Delta_{ip}^{(0)}. \quad (29.21)$$

Значения  $\delta_{ik}^{(1)}$  и  $\Delta_{ip}^{(1)}$  можно получить по обычным формулам строительной механики, а значения  $\delta_{ik}^{(0)}$  и  $\Delta_{ip}^{(0)}$  — по формуле Мора в элементе с упругим основанием.

Расчет обделки как рамы на упругом основании с использованием гипотезы местных деформаций можно производить по методике ЦНИИС — Метропроект. При этом действие упругого отпора грунта в основании тоннеля имитируют системой упругих стержней (рис. 29.7, в, з).

Расчет замкнутых обделок прямоугольного очертания можно производить, расчленив их на верхнюю П- и Ш-образную раму и балку на упругом основании с учетом их упругого и силового взаимодействия. Балку на упругом основании рассчитывают на действие вертикальных усилий и изгибающих моментов, передающихся с рамы, а углы поворота концевых сечений балки учитывают при расчете рамы.

Расчет тоннельных обделок, возводимых траншейным способом по технологии «стена в грунте», можно также производить путем расчленения их на отдельные элементы: перекрытие, стены и лоток (рис. 29.7, д). В зависимости от способа сопряжения этих элементов перекрытие рассчитывают как свободно опертую или защемленную по концам балку, а лоток — как балку на упругом основании, защемленную по концам или шарнирно опертую на стены. Стены рассчитывают как одно- или двухпролетную балку

под действием активного давления грунта по наружной поверхности и пассивного давления грунта по внутренней стороне, заглубленной в грунт части (рис. 29.7, е).

Прямоугольные обделки из сборного железобетона рассчитывают поэлементно сверху вниз: вначале блоки перекрытия, затем — прогоны, колонны, средние и боковые стены и в последнюю очередь — фундаментные блоки, подколонники и лотковые плиты. Силовое взаимодействие между отдельными блоками учитывают в зависимости от конструктивной схемы, вводя в местах соединений жесткие или податливые связи (рис. 29.8).

### Контрольные вопросы

1. Какие нагрузки и воздействия входят в основные и особые сочетания?
2. На каких предпосылках основаны аналитические методы определения горного давления?
3. Что такое упругий отпор грунта и какова его роль в статической работе тоннельных обделок?
4. Каковы расчетные схемы обделок сводчатого и кругового очертаний?
5. Как рассчитывают замкнутые обделки прямоугольного очертания?

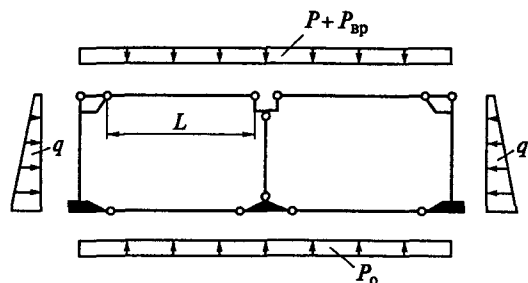


Рис. 29.8. Схема расчета сборных обделок прямоугольного очертания

## Эксплуатационные устройства и оборудование

### 30.1. Вентиляция

Для обеспечения эксплуатационной надежности автодорожные и городские тоннели необходимо оборудовать системами искусственной вентиляции, освещения и водоотвода, а также устройствами, способствующими безопасности движения автомобилей. Необходимость применения тех или иных систем и устройств определяется длиной тоннеля, местом его расположения, интенсивностью движения и другими факторами.

По действующим нормам автодорожные тоннели длиной до 150 м могут проветриваться естественным путем, тоннели длиной 150...400 м при недостаточности естественного проветривания должны оборудоваться искусственной вентиляцией, а тоннели длиной более 400 м — иметь принудительную искусственную вентиляцию.

Искусственную вентиляцию устраивают также в городских транспортных тоннелях, длина закрытой части которых превышает 400 м при встречном движении и 700 м при одностороннем движении.

Применение искусственной вентиляции обусловлено необходимостью снижения до допустимой концентрации вредных газов, устранения задымления и запыленности воздуха, создания в тоннеле нормального температурного режима. Вентиляция должна также способствовать локализации возможных пожаров, а в районах с суровыми климатическими условиями — предотвращению обледенения проезжей части, внутритоннельных конструкций и эксплуатационного оборудования.

Основной источник газовыделений в тоннелях — двигатели автомобилей, выделяющие различные газы и соединения, наиболее токсичные из которых оксид углерода  $\text{CO}$ , оксид азота  $\text{NO}_x$ , углеводороды  $\text{C}_m\text{H}_n$  и сажа. Тепловыделения в тоннелях обусловлены автомобильными двигателями, вентиляторами, электродвигателями, осветительными устройствами, а также находящимися в тоннеле людьми.

Искусственная вентиляция тоннелей осуществляется за счет воздухообмена путем подачи свежего воздуха, удаления загрязненного или одновременной подачи свежего и вытяжкой отработавшего воздуха.

Расчет искусственной вентиляции сводится к определению расхода и давления подаваемого в тоннель воздуха, по которым выбирают вентиляционную установку.

Расход воздуха по газовыделениям определяют из условия снижения до допустимой концентрации оксида углерода  $\text{CO}$ . Требуемый для проветривания 1 км тоннеля расход воздуха,  $\text{м}^3/\text{с}$ , можно рассчитывать по формуле

$$Q_{\text{CO}} = \frac{q_{\text{CO}} k_1 k_2 k_3}{\Delta_{\text{CO}} - \Delta'_{\text{CO}}}, \quad (30.1)$$

где  $q_{\text{CO}}$  — базовое значение эмиссии  $\text{CO}$  для одного автомобиля,  $\text{мг}/\text{с}$  авт;  $k_1, k_2, k_3$  — коэффициенты, учитывающие скорость движения автомобилей, высоту тоннеля над уровнем моря и уклон проезжей части тоннеля;  $\Delta_{\text{CO}}$  — предельно допустимая концентрация  $\text{CO}$  в воздухе тоннеля,  $\text{мг}/\text{м}^3$ ;  $\Delta'_{\text{CO}}$  — фоновая концентрация  $\text{CO}$  в приточном воздухе,  $\text{мг}/\text{м}^3$ .

В соответствии с действующими нормами  $\Delta_{\text{CO}}$  в тоннеле при безостановочном режиме движения транспортных средств составляет от 21 до 60  $\text{мг}/\text{м}^3$  в зависимости от времени нахождения автомобилей в тоннеле, а при замедленном режиме и транспортной пробке — 200  $\text{мг}/\text{м}^3$ .

Для проветривания автодорожных и городских тоннелей применяют продольную, поперечную или комбинированную системы искусственной вентиляции. При этом подача и вытяжка воздуха могут производиться через порталы (портальная схема), шахтные стволы (шахтная схема) или через порталы и шахтные стволы (портально-шахтная схема).

При *продольной системе* воздух подается и удаляется по всему сечению тоннеля со скоростью до 6 м/с (в особых случаях — до 10 м/с) вентиляторами, установленными у порталов (рис. 30.1, а). Такую систему целесообразно применять в тоннелях длиной не более 1 км (при портальной схеме) с односторонним движением транспорта.

Основные недостатки продольной системы — неравномерность проветривания по длине тоннеля, подверженность естественной тяге воздуха.

Наиболее эффективной является *поперечная система* вентиляции с подачей и вытяжкой воздуха по продольным каналам (со скоростью до 15...20 м/с), расположенным за пределами габарита приближения конструкций и оборудования (рис. 30.1, б). Воздух из приточного канала поступает со скоростью 3...5 м/с по поперечным каналам высотой 7...14 см и шириной 50...200 см, расположенным через 4...6 м и удаляется через вытяжные отверстия в вентиляционной перегородке шириной 120...200 см и длиной 12...40 см. В тоннелях кругового поперечного сечения приточный

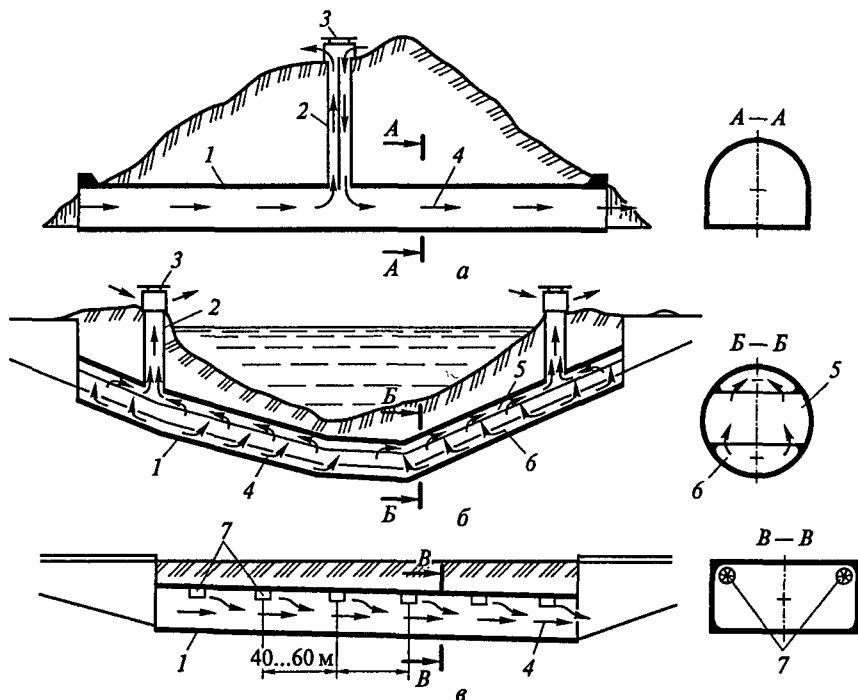


Рис. 30.1. Системы искусственной вентиляции автодорожных тоннелей: а — продольная; б — поперечная; в — продольно-струйная; 1 — тоннель; 2 — шахтный ствол; 3 — вентиляционный киоск; 4 — направление движения воздуха; 5 — вытяжной канал; 6 — приточный канал; 7 — струйные вентиляторы

и вытяжной каналы располагаются под проезжей частью и над ней, в тоннелях сводчатого очертания — над проезжей частью, а в прямоугольных тоннелях — сбоку от проезжей части.

Поперечная система является весьма дорогостоящей, однако обеспечивает равномерное проветривание; она не подвержена действию естественной тяги воздуха, способствует локализации возможных пожаров. Применение ее ограничено тоннелями длиной до 1,5...1,6 км (при порталной схеме) с интенсивным движением.

Получает распространение *продольно-струйная система* вентиляции, при которой для интенсификации проветривания на стенах или потолке тоннеля через 50...80 м устанавливают реверсивные осевые вентиляторы, создающие высокоскоростной (до 30...40 м/с) поток воздуха, который возбуждает вторичный воздушный поток в тоннеле (рис. 30.1, в). Применение такой системы возможно в тоннелях длиной до 1,5...2 км и более (при порталной схеме).

Существуют также *комбинированные системы* вентиляции: полупоперечная — с подачей воздуха по каналу и вытяжкой по тоннелю и полупродольная — с подачей воздуха по тоннелю и вытяжкой по каналу. Предназначены они для проветривания тоннелей до 1,5 км.

Для подачи и вытяжки воздуха применяют центробежные вентиляторы низкого, среднего и высокого давления, а также осевые одно- и двухступенчатые вентиляторы. Вентиляционные установки располагают у порталов тоннелей или в подземных камерах.

## 30.2. Искусственное освещение и водоотвод

**Искусственное освещение.** Автодорожные и городские тоннели должны иметь круглосуточное искусственное освещение, обеспечивающее ясную видимость движущихся автомобилей, световых сигналов и указателей, установленных в тоннеле, а также давать возможность водителям обнаруживать различные препятствия.

Уровень освещенности в тоннеле должен изменяться в зависимости от уровня освещенности на поверхности земли в разное время суток и года, а также с изменением метеорологических условий.

В достаточно протяженных автодорожных и городских тоннелях устраивают плавный световой переход, постепенно изменяя уровень освещенности по длине тоннеля для лучшей адаптации зрения водителей. Для этого тоннель разбивают на зоны с разным уровнем освещенности: подъездную, пороговую, переходную, основную и выездную, длина каждой определяется в зависимости от расчетной интенсивности и скорости движения автомобилей, расположения тоннеля в плане и профиле и др.

Для освещения автодорожных и городских автотранспортных тоннелей используют светильники с одной или несколькими газоразрядными лампами низкого или высокого давления. Их устанавливают на стенах, потолке или в местах сопряжения стен с потолком непрерывно вдоль оси проезда на высоте не менее 4 м от уровня проезжей части. В пределах пороговой, переходной и выездной зон возможна установка светильников в несколько рядов.

Регулирование освещения в тоннелях обеспечивается автоматически в зависимости от изменения освещения на поверхности земли, а также дистанционно — из помещения дежурного. На случай внезапного отключения основного освещения или аварии в тоннеле должно быть предусмотрено аварийное освещение от автономного источника питания.

**Водоотвод.** Для отвода воды в автодорожных тоннелях устраивают открытые или закрытые водоотводные лотки, размещаемые

по краям проезжей части, или глубокие лотки (трубы), располагаемые под серединой проезжей части и связанные с приемными колодцами водоотводящими трубами. Приемные колодцы с отстойниками должны быть расположены не реже чем через 40 м. Продольный уклон лотков (труб) принимают равным продольному уклону проезжей части тоннелей, но не менее 3 ‰. В горных тоннелях с односкатным и двухскатным выпуклым продольным профилем отвод воды осуществляется самотеком. В тоннелях с двухскатным профилем вогнутого очертания (подводные и городские тоннели) на рамповых участках устраивают поперечные водоотводные лотки, по которым дождевые и ливневые воды попадают в водоприемные колодцы, размещаемые под проезжей частью у порталов тоннеля. Из колодцев вода поступает в водоотводную сеть тоннеля или сразу сбрасывается в городской водосток (в городских тоннелях). Вода по лоткам или трубам поступает в водосборники — зумпфы, устроенные в наиболее пониженной части тоннеля, где располагается камера дренажной перекачки с насосным оборудованием. Из водосборника вода грязевыми насосами перекачивается по напорному трубопроводу в городской водосток (в городских тоннелях) или непосредственно в пересекаемое тоннелем водное препятствие (в подводных тоннелях).

В пешеходных тоннелях для отвода воды устраивают приямки глубиной до 1,5 м на всю ширину пешеходного тоннеля и длиной не менее 2,5 м, перекрываемые решетками. Приямки оборудуют водяным смывом и водоотводной системой, по которой сточные воды поступают в дренажную перекачку или непосредственно в городской водосток (если он залегает ниже подошвы тоннеля).

Контроль за уровнем воды в водосборниках, а также управление насосными агрегатами в большинстве случаев автоматизированы.

### **30.3. Устройства, обеспечивающие безопасность в тоннелях**

Для регулирования движения у порталов и по длине автодорожных и городских тоннелей устанавливают световые сигналы с дистанционным управлением из помещения дежурного.

Все тоннели длиной более 300 м должны иметь заградительную сигнализацию, включающую в себя световые сигналы у порталов, запрещающие въезд в тоннель в случае аварийной ситуации. Кнопки заградительной сигнализации должны быть расположены через 60 м по длине тоннеля.

В тоннелях длиной более 300 м предусматривается телефонная связь с помещением технического надзора. Телефонные аппараты устанавливают у порталов и не более чем через 150 м в тоннеле.

В автодорожных тоннелях длиной более 1 км должны быть установлены громкоговорители местного вещания из помещения дежурного. В ряде тоннелей для контроля за габаритной высотой провозимых грузов применяют специальные устройства (световой луч, гибкие шланги с сжатым воздухом, нейлоновая нить и др.), при пересечении или контакте которых с негабаритным грузом раздается предупредительный сигнал.

Общее визуальное наблюдение за автомобильным движением в тоннелях может осуществляться с применением телевидения. Промышленные телекамеры, установленные на подходах и в самом тоннеле, передают изображение в диспетчерское помещение. Телекамеры включаются периодически, а также в случае необходимости при аварийной ситуации.

Для определения скорости движения по тоннелю применяют стационарные радары, магнитные детекторы, емкостные фотоэлектрические или пневматические контурные датчики, размещаемые через 80...100 м под проезжей частью тоннеля. Радары и датчики включают световые предупредительные сигналы при превышении автомобилем допустимой скорости движения.

Для предотвращения обледенения проезжей части у порталов автодорожных и городских тоннелей в зимнее время возможно устройство системы искусственного обогрева. Для этого под слюем дорожной одежды укладывают электронагреватели (реже водонагреватели). Аналогичным образом предусматривают обогрев лестничных и пандусных сходов пешеходных тоннелей. Контроль за работой нагревателей осуществляется с использованием температурных датчиков, которые включают систему обогрева при температуре окружающего воздуха ниже 0 °С и отключают при положительной температуре.

Автодорожные и городские автотранспортные тоннели длиной более 300 м оборудуют специальными средствами пожаротушения.

В большинстве случаев в тоннелях устраивают противопожарный водопровод в виде закольцованной сети магистральных трубопроводов диаметром 100 мм с водоразборными гидрантами через 100...150 м. Через каждые 150 м по длине тоннеля должны размещаться огнетушители массой до 6 кг (по 2 шт.). Тоннели оборудуют противопожарной сигнализацией в виде системы датчиков, реагирующих на изменение температуры и подающих сигналы в помещение технического надзора. При этом автоматически включаются светильники аварийного освещения, запрещающие световые сигналы у порталов, и устанавливается соответствующий режим вентиляции.

В крупных автодорожных и городских тоннелях целесообразно устройство спринклерных или дренчерных систем пожаротушения, автоматически включающихся при срабатывании датчиков максимальной температуры.

В протяженных тоннелях для быстрой ликвидации аварий, возникающих при внезапной остановке, поломке или столкновении автомобилей устраивают камеры для укрытия и разворота автомобилей, защиты людей и различного эксплуатационного оборудования. Камеры располагают через 250...300 м и по обеим сторонам тоннеля в шахматном порядке (при встречном движении) или по одной стороне (при одностороннем движении).

Во всех крупных тоннелях должны быть предусмотрены меры по быстрой и безопасной эвакуации людей в случае аварийной ситуации. Разработаны новые виды спасательной техники: кабины спасения, подвесные монорельсовые дороги и др.

Для снижения риска дорожно-транспортных происшествий (ДТП), а также для ликвидации последствий аварийных ситуаций автодорожные тоннели должны иметь внутреннюю систему безопасности — комплекс устройств и оборудования, обеспечивающих автоматизированный мониторинг рабочей среды в тоннеле, контроль за автодвижением, загазованностью воздуха, освещением, водоотводом и пр.

Управление за работой всех эксплуатационных систем и устройств осуществляется из диспетчерского помещения, расположенного у одного из порталов тоннеля. Обработка поступающей информации может быть автоматизирована.

#### **Контрольные вопросы**

1. Из каких условий определяют расход и давление подаваемого в тоннель воздуха?
2. Какие системы искусственной вентиляции применяют в автодорожных тоннелях?
3. Что такое плавный световой переход, с какой целью и как его устраивают?
4. Какие устройства и оборудование входят в систему тоннельного водоотвода?
5. Какими средствами обеспечивается безопасность движения в тоннелях?

### **31.1. Горный способ**

При строительстве тоннелей горным способом одной из наиболее трудоемких операций является разработка грунта. Сравнительно некрепкие грунты с коэффициентом крепости по шкале М. М. Протодяконова  $f = 1 \dots 2$  можно разрабатывать вручную или с применением механизированных инструментов: отбойных молотков и пневматических лопат. Грунты с  $f > 2 \dots 3$  разрабатывают буровзрывным способом или рабочими органами тоннелепроходческих машин (ТПМ).

В последнее время ведутся работы по созданию и внедрению новых, более эффективных способов разработки грунта: гидравлического, термического, электрофизического, химического, — которые могут применяться как самостоятельные или в сочетании с механическим.

При буровзрывном способе по всей площади тоннельного забоя забуривают шпуров диаметром 36...42 мм и глубиной 2...4 м, в которые помещают заряды взрывчатого вещества (ВВ). После взрыва зарядов забой продвигается на 2...4 м. Количество, глубина и расположение шпуров в забое, а также расход ВВ определяются формой и размерами выработки, крепостью и условиями залегания грунтов и устанавливаются расчетом.

Шпуров подразделяют на врубовые, создающие предварительный отрыв грунта, отбойные — для разрушения основной массы грунта и контурные — для создания проектного очертания выработки (рис. 31.1).

Для уменьшения переборов грунта и лучшего оконтуривания выработки применяют технологию гладкого взрывания и предварительного откола грунта с использованием электродетонаторов короткозамедленного действия (25...250 мс). При этом контурные шпуров располагают на расстоянии 0,3...0,5 м, а заряды их делают рассредоточенными, оставляя между ними воздушные промежутки или вставляя деревянные прокладки.

Для бурения шпуров применяют *бурильные молотки* пневматического, электрического или гидравлического действия, работающие по принципу ударно-поворотного, вращательного или вращательно-ударного бурения.

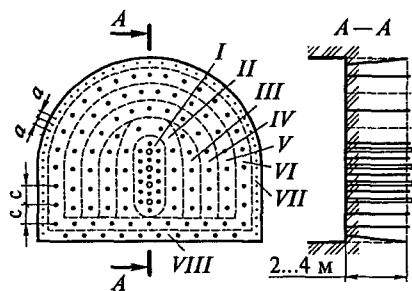


Рис. 31.1. Схема расположения шпуров в забое:

*I* — врубные шпур; *II...VI* — отбойные шпур; *VII* — контурные шпур; *VIII* — подошвенные шпур

Бурильные молотки закрепляют на поддерживающих приспособлениях (стойках, распорных колонках, пневмоподдержках, манипуляторах) и снабжают автоподатчиками, обеспечивающими заданное направление бурения.

При проходке тоннельных выработок на полный профиль наиболее эффективны *самоходные буровые рамы, каретки и агрегаты на пневмо- или гусеничном ходу*, оснащенные несколькими (от 2 до 5) высокочастотными (до 4 500 мин<sup>-1</sup>) перфораторами. Созданы и применяются буровые установки с подъемными, выдвижными и поворотными платформами для возможности установки временной крепи, а также с устройствами программного управления и автоматики, обеспечивающие полностью автоматизированное обустройство забоя.

В последние годы для разработки скальных грунтов наряду с буровзрывным способом применяют механизированные ТПМ с рабочим органом сплошного или избирательного действия.

Машины первой группы имеют чаще всего составной телескопический корпус, элементы которого поочередно раскрепляются радиальными домкратами в стены выработки и перемещаются поступательно горизонтальными домкратами. В головной части корпуса закреплен рабочий орган в виде диска или многолучевого ротора, оснащенного резцами, фрезами, скалывателями, шарошками или гидравлическими насадками, способными разрушить грунты с коэффициентами крепости до 8 и более (рис. 31.2). Для удаления разработанного грунта на тоннелепроходческих машинах имеется система ковшей и транспортеров.

При проходке выработок по частям в грунтах с коэффициентом крепости  $f = 3 \dots 5$  находят применение тоннелепроходческие машины с рабочим органом избирательного действия. Такие машины перемещаются преимущественно на гусеничном ходу, разрабатывают грунт одной или двумя фрезами, закрепленными на

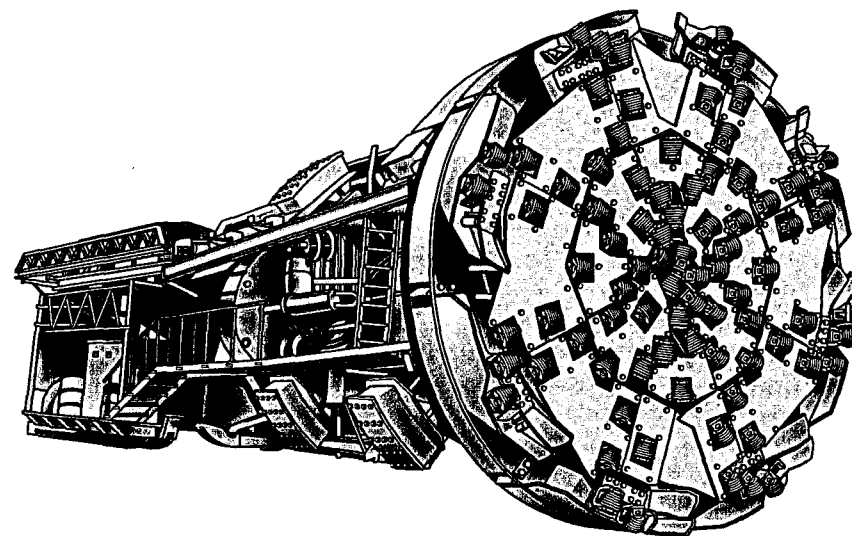


Рис. 31.2. ТПМ с рабочим органом роторного действия

стрелах-манипуляторах, и грузят его встроенными погрузчиками (рис. 31.3).

В отличие от машин первой группы ТПМ избирательного действия могут создавать выработки практически любого очертания.

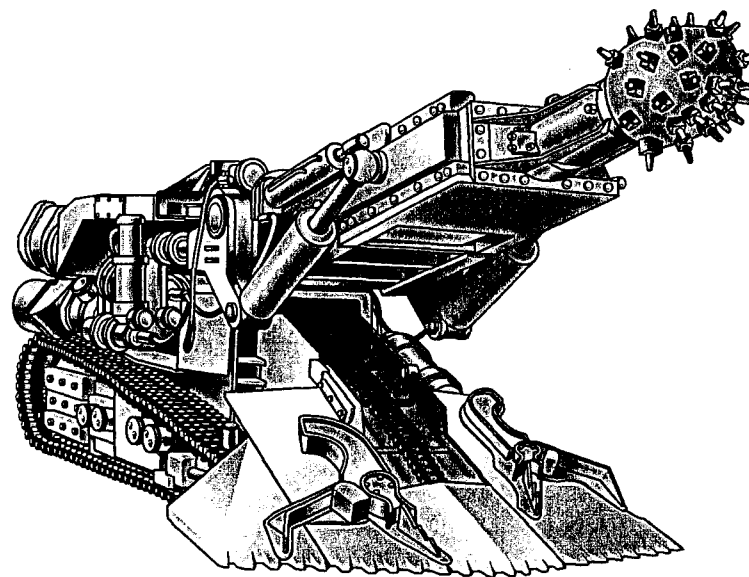


Рис. 31.3. ТПМ с рабочим органом избирательного действия



Основные преимущества ТПМ по сравнению с буровзрывным способом заключаются в достижении ровного контура выработки и сокращении переборов грунта, уменьшении нарушений грунтового массива и увеличении темпов разработки грунта.

Погрузку разрабатанного грунта при проходке тоннелей горным способом осуществляют специализированными погрузочными машинами на рельсовом, пневмоколесном или гусеничном ходу, оснащенными ковшами вместимостью 0,2...0,6 м<sup>3</sup> и обеспечивающими техническую производительность погрузки 20...50 м<sup>3</sup>/ч. Наибольшей технической производительностью (до 360 м<sup>3</sup>/ч) обладают погрузочные машины с нагребными рычагами, а также тоннельные экскаваторы, которые могут грузить крупные куски породы непосредственно в автомобили-самосвалы или самоходные вагоны.

Для откатки грунта применяют преимущественно циклический (рельсовый или автомобильный) транспорт. Основные средства рельсового транспорта: пути узкой колеи (600, 750, 900 мм), «глухие», опрокидные или саморазгружающиеся вагонетки вместимостью от 0,75 до 3 м<sup>3</sup> (иногда до 10 м<sup>3</sup>), а также контактные или аккумуляторные электровозы. При длине тоннеля менее 1,5...1 км более эффективно применение автомобилей-самосвалов, думпиров, автопоездов вместимостью до 10...12 м<sup>3</sup> или самоходных вагонов на пневмоходу грузоподъемностью до 20 т, снабженных газоочистителями. Представляется перспективным применение непрерывного конвейерного транспорта, состоящего из системы транспортеров производительностью до 600...800 т/ч, а также пневматического и гидравлического трубопроводного транспорта.

Для временного крепления тоннельных выработок в скальных грунтах применяют контурную (арочную, анкерную, набрызг-бетонную) или опережающую (анкерную, экраны из труб, бетонные своды-оболочки) крепь.

*Арочную крепь* устраивают в слабоустойчивых грунтах и собирают из кружальных стальных элементов прокатного профиля, соединяемых между собой на сварке или болтах. Отдельные арки устанавливают по длине тоннеля через 0,8...1,5 м, расклинивают в грунт и раскрепляют между собой распорками. Пространство между арками заполняют досками, стальными гофрированными листами или бетонными плитами (рис. 31.4, а).

*Анкерную крепь* применяют практически в любых скальных грунтах. Стальные (клиновые или распорные), сталебетонные (забивные, нагнетаемые, перфорированные) и сталеполимерные (патронированные или инъекционные) анкера помещают в шпуров диаметром 36...42 мм и глубиной 2...3 м, пробуренные по контуру выработки, закрепляя и армируя область нарушенных грунтов вокруг тоннеля (рис. 31.4, б). Стержни стальных анкеров диаметром 25...30 мм заделывают в шпурах замковыми устройствами,

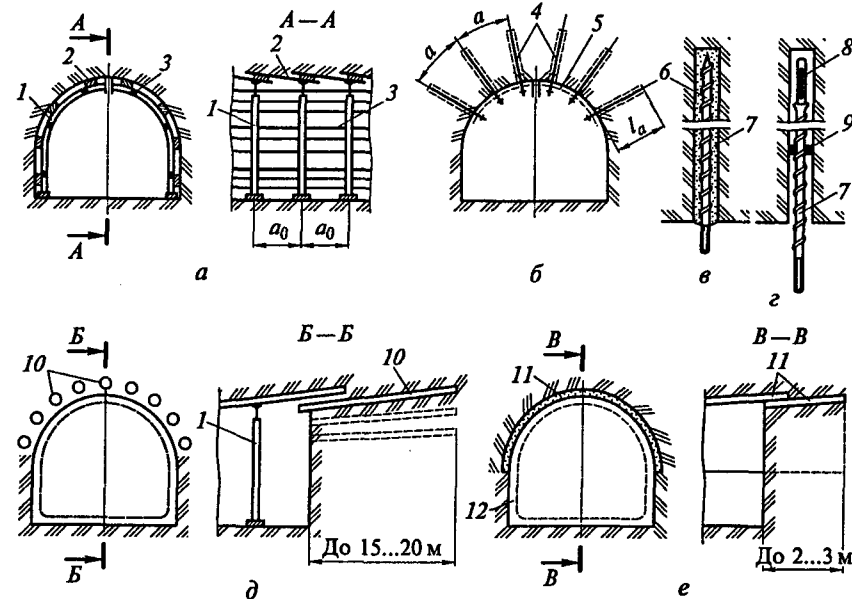


Рис. 31.4. Схемы контурной (а—г) и опережающей (д, е) крепей:

1 — арка; 2 — затяжка; 3 — распорка; 4 — анкер; 5 — сетка; 6 — стержень анкера; 7 — цементный раствор; 8 — ампулы со смолой и отвердителем; 9 — уплотнитель; 10 — экран из труб; 11 — опережающая бетонная крепь; 12 — контур обделки

сталебетонных — цементным раствором (рис. 31.4, в), а сталеполимерных — синтетическими смолами (рис. 31.4, г). Несущая способность одного анкера изменяется от 60 до 100 кН. Для предотвращения местных вывалов грунта между анкерами подвешивают стальную сетку.

*Набрызг-бетонную крепь* выполняют в виде армированного или неармированного покрытия толщиной 100...120 мм, которое сглаживает неровности контура выработки, уменьшает концентрацию напряжений, заполняет трещины в грунте и создает несущий свод.

В ряде случаев применяют *комбинированную крепь* из арок и анкеров, арок и набрызг-бетона, анкеров и набрызг-бетона.

В нарушенных и неустойчивых скальных грунтах целесообразно использовать опережающую крепь, которую устраивают до раскрытия выработки. В практике тоннелестроения применяют опережающую анкерную крепь, а также *защитные экраны из труб*. Отдельные секции стальных труб диаметром до 200 мм и длиной 5...10 м устанавливают в скважины, пробуренные на глубину до 15...20 м из забоя выработки, и соединяют между собой сваркой или на резьбе (рис. 31.4, д). Скважины забуривают по контуру

выработки сплошную или с зазорами под углом  $4...6^\circ$  к оси тоннеля специальными буровыми агрегатами.

Получает распространение *опережающая бетонная крепь*, которую возводят путем предварительной нарезки контурной щели длиной  $2...3$  м и высотой  $0,15...0,20$  м и заполнения ее монолитным бетоном или сборными элементами (рис. 31.4, е).

Соседние секции опережающей крепи перекрывают друг друга и образуют сплошное покрытие, под защитой которого раскрывают выработку и возводят обделку, причем элементы опережающей крепи (так же, как и контурной) могут входить в состав постоянной конструкции тоннеля.

Технология ведения работ при горном способе определяется главным образом инженерно-геологическими условиями.

В достаточно прочных и устойчивых скальных грунтах находят применение механизированные горные способы: сплошного и ступенчатого забоя, нижнего уступа и др.

Первые два способа применяют в крепких скальных грунтах ( $f \geq 6...7$ ), причем, когда устойчивость вертикального забоя обеспечить невозможно, его расчленяют на две части, разрабатывая сначала сводовую часть, а затем нижнюю ступень.

Работы по разработке, погрузке и транспортированию грунта, а также по устройству временной крепи при этих способах ведут с применением крупных средств механизации (рис. 31.5) со скоростями до  $150...200$  м/мес.

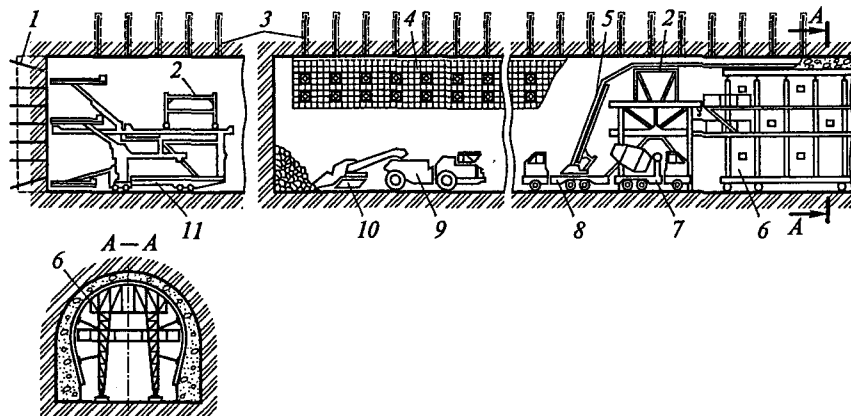


Рис. 31.5. Технологическая схема проходки тоннеля способом сплошного забоя:

1 — шпур; 2 — технологическая тележка; 3 — анкер; 4 — сетка; 5 — бетоновод; 6 — передвижная опалубка; 7 — автобетоносмеситель; 8 — автобетононасос; 9 — самосвал; 10 — породопогрузочная машина; 11 — бурильная установка

В грунтах с коэффициентом крепости  $f = 4...6$  используют способ нижнего уступа, при котором сводовую часть выработки проходят с опережением нижней части на  $30...50$  м.

Во всех рассмотренных способах работ обделку возводят аналогичным образом с применением механизированной передвижной опалубки. Чаще всего используют телескопическую опалубку из отдельных секций длиной  $2...3$  м, которые выполняют из стальных кружальных элементов, шарнирно соединенных между собой. Это позволяет складывать и поочередно перевозить все секции на одной монтажной тележке, оснащенной домкратами и лебедками (см. рис. 31.5).

В грунтах типа сланцев, аргиллитов и алевролитов с  $f = 3...5$  весьма эффективен новый австрийский способ. При этом вначале при помощи тоннельных машин с рабочим органом избирательного действия разрабатывают периферийную часть выработки, закрепляя ее набрызг-бетоном и анкерами. После стабилизации окружающего грунтового массива, что регистрируется измерительными приборами, устраивают обделку из монолитного бетона или набрызг-бетона (рис. 31.6). При таком способе удастся значительно облегчить конструкцию обделки, используя процесс затухающей ползучести грунтов.

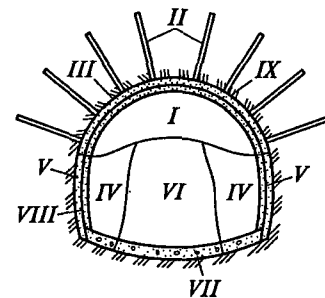


Рис. 31.6. Этапы работ (I—IX) при новом австрийском способе

## 31.2. Щитовой способ

При строительстве тоннелей щитовым способом основные горнопроходческие операции и возведение обделки производят под прикрытием подвижной временной крепи — *щита*. При этом достигается быстрое закрепление выработки постоянной обделкой, осуществляется комплексная механизация всех технологических процессов, обеспечивается безопасность ведения работ, повышаются темпы проходки.

Существуют различные виды щитов, отличающиеся формой и размерами поперечного сечения, способом разработки грунта и крепления лба забоя, несущей способностью, конструктивными особенностями и пр.

Для проходки автодорожных тоннелей применяют щиты кругового поперечного сечения диаметром  $10...14$  м. Различают щиты не механизированные, в которых грунт разрабатывают вручную, и механизированные, оснащенные рабочим органом

для разработки и удаления грунта. В последние годы на базе механизированных созданы автоматизированные щиты, управляемые бортовыми компьютерами.

Проходческий щит кругового очертания состоит из ножевого кольца, подрезающего грунт по контуру выработки и предохраняющего работающих в забое, опорного кольца, воспринимающего внешние нагрузки и несущего щитовые домкраты, и хвостовой оболочки, в пределах которой монтируют тоннельную обделку (рис. 31.7).

В щитах для проходки автодорожных тоннелей ножевое кольцо шириной порядка 1,5 м и опорное кольцо шириной около  $2b$  (где  $b$  — ширина кольца обделки) состоят из ребристых стальных элементов, соединяемых на болтах или сваркой. Хвостовая оболочка имеет ширину, обеспечивающую сборку одного или двух колец тоннельной обделки, и состоит из кружалных стальных листов общей толщиной 50...60 мм. Полная длина щита составляет порядка 0,5 диаметра щита, что обеспечивает достаточную устойчивость и маневренность щитового агрегата.

По периметру опорного кольца равномерно размещаются гидравлические щитовые домкраты для передвижения щита. Необходимые усилия домкратов определяют из условия преодоления всех сопротивлений, возникающих при передвижении щита. Обычно на щитах диаметром 10...14 м устанавливают 30...40 домкратов с ходом поршня 1...1,2 м, развивающих усилие 1 000...2 000 кН каждый.

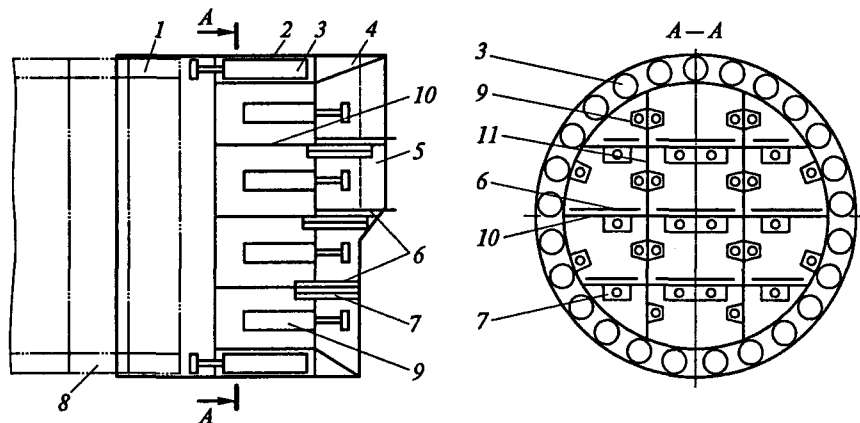


Рис. 31.7. Схема проходческого щита:

1 — хвостовая оболочка; 2 — опорное кольцо; 3 — щитовые домкраты; 4 — ножевое кольцо; 5 — аванбек; 6 — выдвижные платформы; 7 — платформенные домкраты; 8 — обделка; 9 — забойные домкраты; 10 — горизонтальные перегородки; 11 — вертикальные перегородки

Немеханизированные щиты дополнительно оснащают горизонтальными и вертикальными перегородками, которые придают конструкции необходимую жесткость и разделяют забой на рабочие ячейки, где разрабатывают грунт. На горизонтальных площадках устанавливают выдвижные платформы, перемещающиеся по направляющим платформенными домкратами. Для удержания элементов временной крепи предусмотрены забойные домкраты, которые закрепляют на вертикальных перегородках и опорном кольце щита. Расстояния между горизонтальными перегородками составляют 1,7...2 м, а между вертикальными — 1,2...1,9 м.

Механизированные щиты оснащены исполнительным рабочим органом, при помощи которого производится разработка грунта, а в некоторых случаях и крепление лба забоя, а также грунтозаборными устройствами для удаления грунта за пределы щита. Рабочий орган с электрическим или гидравлическим приводом размещается в головной части щита и может поступательно перемещаться на 0,5...1 м независимо от щита.

В зависимости от степени прочности и устойчивости грунтов применяют механизированные щиты с рабочими органами роторного, планетарного, экскаваторного, фрезерующего действия и др.

Для проходки в скальных грунтах с коэффициентом крепости  $f = 3...8$  в нашей стране применяют механизированный щит с пятилучевым ротором, на котором закреплены дисковые скалыватели и стержневые резцы (рис. 31.8, а).

При вращении ротора с частотой 0,5...3 мин<sup>-1</sup> происходит разрушение грунта, который системой поворотных и неподвижных лопастей сбрасывается на лоток, а далее попадает на ленточный транспортер.

В плотных и сухих грунтах с коэффициентом крепости  $f = 2,5...3$  применяют механизированный щит с четырехлучевым ротором, на котором закреплены стержневые резцы и дисковые скалыватели (рис. 31.8, б). Разработанный грунт удаляется 12 ковшами, размещенными по периметру щита.

При проходке тоннелей в несвязных грунтах естественной влажности используют щиты с горизонтальными рассекающими полками, несколько выдвинутыми за ножевое кольцо и располагаемыми по высоте через 0,8...1,2 м. В пределах каждого яруса грунт откладывается на полках под углом естественного откоса, обеспечивая устойчивость забоя без принудительного крепления (рис. 31.9, а). В рабочих ячейках установлены челюстные рыхлители грейферного типа, которые разрабатывают грунт и сбрасывают его в нижнюю часть щита, где установлен основной погрузчик.

Для проходки тоннелей в несвязных водонасыщенных грунтах созданы щиты с пригрузочными камерами, заполненными под давлением водой, грунтом или бентонитовой суспензией, что

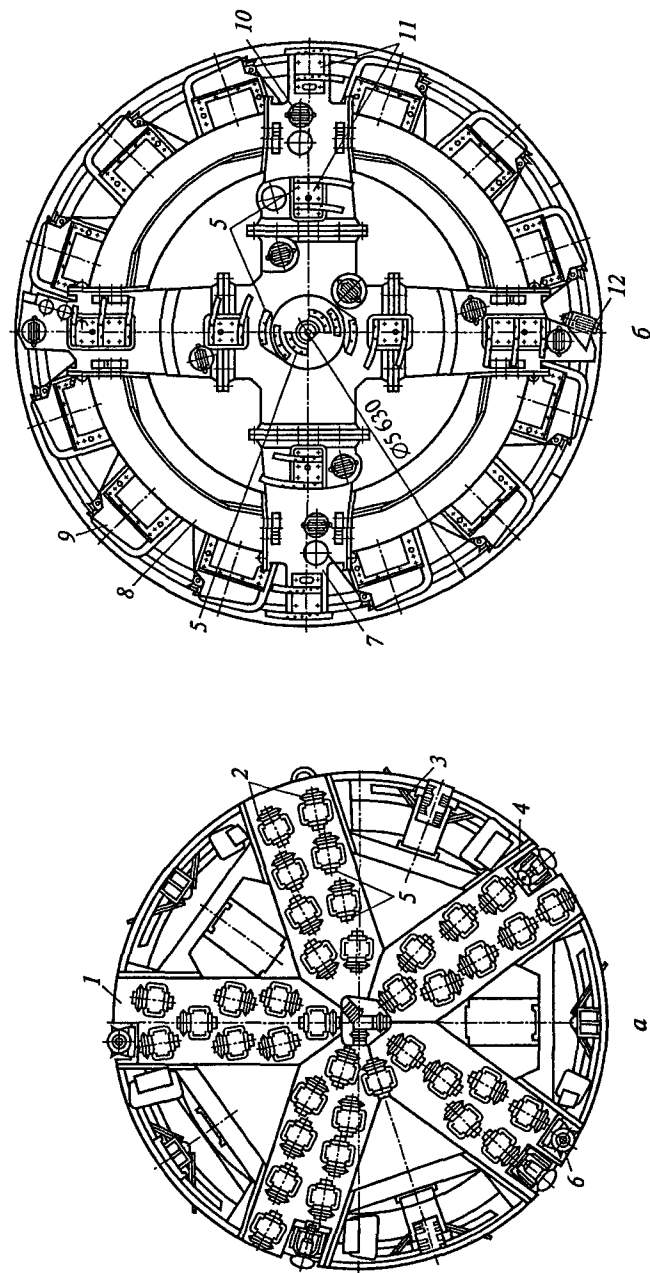


Рис. 31.8. Схемы механизированных щитов с рабочим органом роторного действия:

1 — пятилучевой ротор; 2 — дисковые шарошки; 3 — поворотные лопасти; 4 — неподвижные лопасти; 5 — стержневые резцы; 6 — оконтуривающие шарошки; 7 — водило; 8 — ковшовые ковши; 9 — погружные ковши; 10 — скальватели; 11 — резцедержатели; 12 — копир-резец

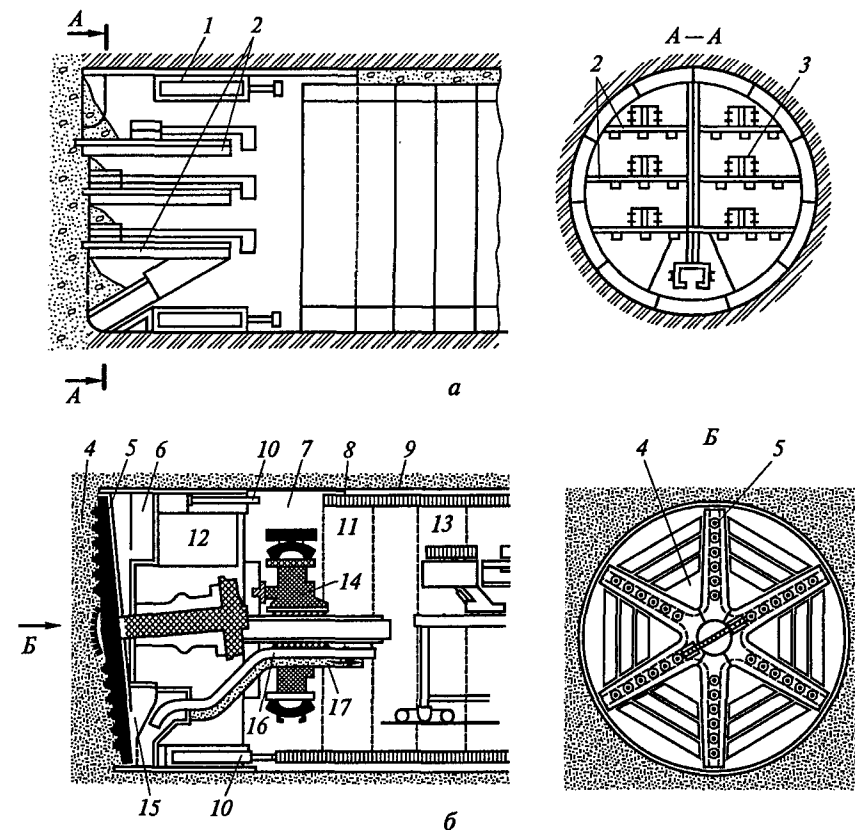


Рис. 31.9. Схемы механизированных щитов для неустойчивых сухих (а) и водоносных (б) грунтов:

1 — корпус щита; 2 — рассекающие полки; 3 — челюстные погрузчики; 4 — бентонитовая суспензия; 5 — роторный рабочий орган; 6 — сжатый воздух; 7 — защитный кожух; 8 — уплотнитель; 9 — нагнетаемый за обделку раствор; 10 — домкрат; 11 — тубинг; 12 — шлюз; 13 — транспортер для подачи тубингов; 14 — эректор; 15 — пригрузочная камера; 16 — трубопровод для подачи бентонитовой суспензии; 17 — трубопровод для удаления грунтовой пульпы

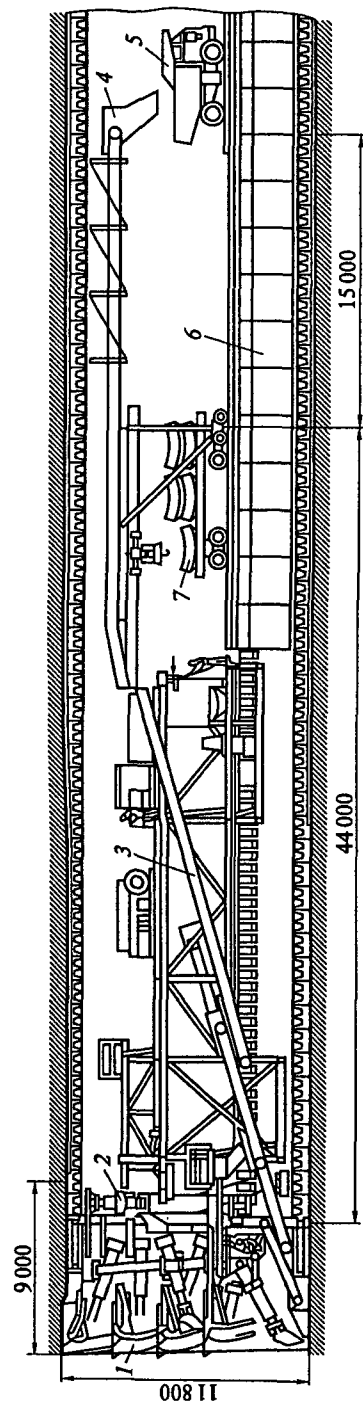


Рис. 31.10. Щитовой технологический комплекс:

1 — щит с экскаваторным рабочим органом; 2 — блокоукладчик; 3 — транспортер; 4 — бункер; 5 — автомобиль-самосвал; 6 — блоки проезжей части; 7 — блоки обделки

В настоящее время осуществляется комплексная механизация и автоматизация тоннельно-щитовых работ. На базе механизированных щитов созданы *проходческие комплексы*, включающие в себя оборудование для всех видов горнопроходческих, монтажных, гидроизоляционных и вспомогательных работ. Для более четкой организации проходческого цикла основное оборудование размещают на технологической платформе, которая соединяется со щитом и перемещается вместе с ним. При проходке автодорожных тоннелей целесообразно совмещение горнопроходческих операций и монтажа обделки с устройством проезжей части (рис. 31.10). При этом откатку разработанного грунта и подачу блоков обделки производят автотранспортом по готовой проезжей части, что исключает необходимость устройства откаточных путей и повышает темпы строительства тоннеля.

Для ведения щитов созданы системы автоматического контроля с лазерными геодезическими приборами и электронным оборудованием.

Монтаж сборных обделок при щитовой проходке производят тубинго- и блокоукладчиками, которые размещают непосредственно на щите или на специальной тележке. Чаще всего применяют укладчики *рычажного типа*, состоящие из телескопического рычага с выдвижной балкой, который может поворачиваться вокруг центральной оси щита. Для совмещения монтажных и погрузочных операций используют рычажные укладчики с полым валом, через который пропускают транспортер для удаления разработанного грунта.

Существуют также укладчики дугового (кольцевого) типа с направляющей дугой (кольцом), по которой перемещают блоки обделки и устанавливают их в проектное положение. После монтажа очередного кольца обделки в заобделочное пространство нагнетают цементно-песчаный раствор под давлением 0,4...0,6 МПа, а затем производят контрольное нагнетание цементного молока под давлением до 0,8...1 МПа. В последнюю очередь выполняют чеканку швов между блоками и тубингами специальными герметизирующими составами.

При щитовой проходке тоннелей, так же как и при горном способе, устраивают искусственную вентиляцию, освещение и водоотлив.

### 31.3. Открытые способы

Городские автотранспортные и пешеходные тоннели мелкого заложения сооружают преимущественно открытыми способами с предварительным вскрытием поверхности земли.

В зависимости от характера городской планировки и застройки, условий движения транспорта и пешеходов применяют кот-

лованный и траншейный способы, являющиеся разновидностями открытого способа работ.

Котлованный способ предусматривает вскрытие котлована с последующим возведением в нем конструкции тоннеля и обратной засыпкой. До вскрытия котлована залегающие по трассе тоннеля подземные коммуникации (газопровод, водопровод, канализация, кабели и пр.) должны быть переложены или подвешены на временных мостах.

В устойчивых грунтах естественной влажности, когда условия городской застройки позволяют создать широкий котлован, его устраивают без крепления стен с естественными откосами.

При невозможности создания котлована с откосами конструкции тоннеля возводят в котловане с вертикальными стенами. В некоторых случаях целесообразно устройство котлована в верхней части с откосами, а внизу — с принудительным ограждением стен.

В качестве ограждающих конструкций применяют погружные металлические сваи из двутавровых балок (40...60) или труб диаметром 300...500 мм, а также железобетонные буронабивные сваи. В водоносных грунтах с низкой степенью водоотдачи, когда нельзя применить искусственное понижение уровня грунтовых вод, устраивают шпунтовое ограждение или производят искусственное замораживание стен котлована.

Сваи располагают по бровке будущего котлована с шагом 0,8...1,5 м и заглубляют на 3...5 м ниже подошвы тоннеля. Пространство между сваями закрепляют по мере разработки котлована дощатой затяжкой, железобетонными плитами или покрытием из набрызг-бетона.

При глубине котлована более 4...5 м сваи или шпунт удерживают системой распорок (расстрелов) или грунтовыми анкерами.

*Расстрелы* составного профиля из уголков или швеллеров, соединенных накладками, или из стальных труб диаметром 300...500 мм устанавливают в один или несколько ярусов по глубине котлована с шагом 3...6 м, упирая их в пояс из швеллерных или двутавровых балок.

Для крепления широких и глубоких котлованов взамен расстрелов применяют *анкерную крепь*, что позволяет вести строительство тоннеля в свободном котловане с применением средств крупной механизации.

Наибольшее распространение получили грунтовые анкеры, несущая способность которых изменяется от 150 до 2 500 кН. Анкерные тяжи в виде стержней периодического профиля, труб или пучков высокопрочной проволоки закрепляют в наклонных ( $\alpha = 25 \dots 30^\circ$ ) скважинах глубиной до 12...15 м и диаметром 200...300 мм. По способу заделки анкера в грунте различают преднапряженные инъекционные анкеры без уширения или с уширением, закрепленные за счет образования грунтоцементной пробки, а также

цилиндрические анкеры с опорной трубой, нижний конец которой соединен с анкерной тягой. Грунтовые анкеры располагают по длине котлована с шагом 3...5 м в один или несколько ярусов по высоте и закрепляют на продольных поясах.

Работы при котлованном способе ведут по параллельной или последовательной схеме. В первом случае все технологические операции выполняют одновременно на участке длиной 150...200 м (рис. 31.11). При последовательной схеме очередную операцию выполняют по окончании предыдущей, что сокращает длину рабочего участка до 15...20 м, но замедляются темпы строительства.

При расположении тоннелей мелкого заложения в непосредственной близости от зданий, а также в условиях интенсивного уличного движения применяют *траншейный способ работ*. При этом вначале в местах расположения стен будущего тоннеля вскрывают траншеи шириной 0,5...0,7 м и глубиной до 18...20 м, в которых возводят конструкции стен (рис. 31.12, а). Затем с по-

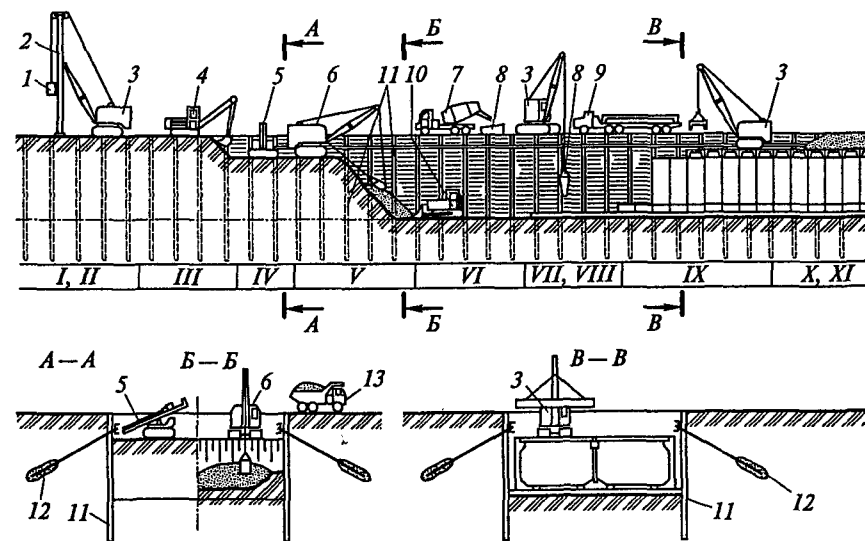


Рис. 31.11. Технологическая схема сооружения тоннеля котлованным способом:

*I* — вскрытие контрольной траншеи; *II* — забивка свай; *III* — разработка грунта первого яруса; *IV* — устройство грунтовых анкеров; *V* — разработка грунта второго яруса; *VI* — планировка дна котлована; *VII* — устройство бетонной подготовки; *VIII* — гидроизоляция лотка; *IX* — монтаж конструкций тоннеля; *X* — обратная засыпка; *XI* — извлечение свай; *1* — молот; *2* — копер; *3* — кран; *4* — экскаватор-обратная лопата; *5* — установка для устройства грунтовых анкеров; *6* — экскаватор-драглайн; *7* — автобетоновоз; *8* — контейнер для бетонной смеси; *9* — трейлер; *10* — бульдозер; *11* — сваи; *12* — грунтовые анкеры; *13* — автомобиль-самосвал

верхности земли вскрывают котлован до низа перекрытия и устанавливают сборные или бетонируют монолитные перекрытия, опирая их на ранее возведенные стены. После этого перекрытия изолируют и засыпают грунтом, восстанавливая дорожную одежду над тоннелем. Под защитой стен и перекрытия закрытым способом разрабатывают грунтовое ядро и бетонируют лоток тоннеля.

При траншейном способе в отличие от котлованного не требуется металлическое крепление стен, в минимальной степени нарушаются поверхностные условия, обеспечивается устойчивость близлежащих зданий и сооружений. Для крепления стен траншей применяют специальный глинистый раствор — бентонитовую суспензию с удельным весом  $10,5 \dots 12 \text{ кН/м}^3$ , которая обладает тиксотропными свойствами и, проникая в окружающий грунт, удерживает от обрушения вертикальные стены траншей.

Траншеи разрабатывают заходками ( $l_3 = 3 \dots 5 \text{ м}$ ) под глинистым раствором специализированным буровфрезерным или ковшовым оборудованием (рис. 31.12, б). Чаще всего применяют плоские грейферы, жестко закрепленные на стреле экскаватора. После

разработки очередной заходки в траншею опускают арматурный каркас и методом вертикально перемещающейся трубы бетонируют стену, вытесняя бентонитовую суспензию бетонной смесью.

Возможно опускать в заполненные бентонитовой суспензией траншеи сборные железобетонные элементы стен в виде плоских или ребристых панелей толщиной  $0,4 \dots 0,6 \text{ м}$ , длиной до  $10 \dots 15 \text{ м}$  и массой до  $20 \dots 30 \text{ т}$ . Панели закрепляют в траншеях цементным раствором, а стыки между ними омоноличивают.

Рассмотренная ранее технология, получившая название «стена в грунте», может применяться практически в любых нескальных грунтах при глубине траншей более  $5 \dots 6 \text{ м}$ , а также при расположении тоннелей вблизи зданий. При этом не требуется устройства водоотлива и водопонижения, уменьшаются объемы земляных работ, предотвращаются сильный шум и вибрация.

### 31.4. Специальные способы

При строительстве тоннелей или их участков под дорогами, дамбами, небольшими реками, каналами и возвышенностями, а также под фундаментами зданий или под подземными коммуникациями применяют способ продавливания.

Сущность этого способа заключается в том, что отдельные элементы тоннеля в виде колец или прямоугольных секций продавливают в грунте домкратной установкой, расположенной на поверхности земли или в забойном котловане (шахте). Головное звено обделки оснащено ножевым устройством, под защитой которого разрабатывают грунт, выдавая его по готовой части тоннеля на поверхность земли.

Ножевое устройство оборудуют различными средствами крепления лба забоя: горизонтальными рассекающими полками, поворотными плитами, забойными домкратами и др. В ряде случаев в ножевой части устанавливают рабочие органы роторного, планетарного, экскаваторного и других типов для разработки и удаления грунта так же, как на механизированных щитах. Тоннельные секции покрывают снаружи оклеечной гидроизоляцией, а стыки между элементами герметизируют постановкой упругих прокладок.

В большинстве случаев тоннели продавливают через насыпи, сложенные уплотненными и осушенными несвязными грунтами. Можно продавливать тоннельные секции и через слабые водонасыщенные грунты, предварительно осушенные водопонижением или закрепленные химическим способом. В отдельных случаях при проходке под реками и каналами можно вести продавливание под сжатым воздухом.

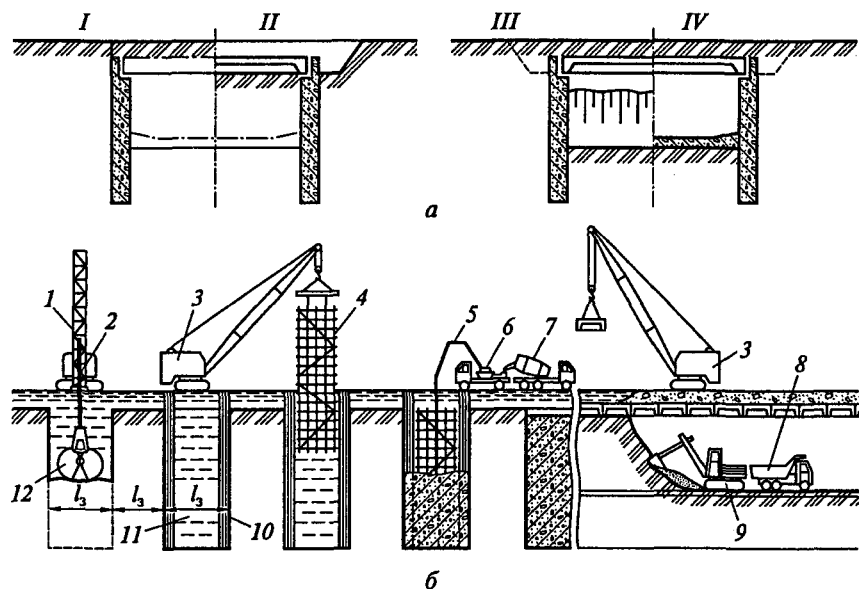


Рис. 31.12. Этапы работ (а) и технологическая схема (б) сооружения тоннеля траншейным способом:

I — вскрытие траншей и бетонирование стен; II — вскрытие котлована и возведение перекрытия; III — разработка грунтового ядра; IV — возведение лотка; 1 — копер; 2 — напорная штанга; 3 — кран; 4 — армокаркас; 5 — бетоновод; 6 — автобетононасос; 7 — автобетоновоз; 8 — автомобиль-самосвал; 9 — экскаватор; 10 — ограничители; 11 — глинистый раствор; 12 — грейфер



В настоящее время способом продавливания сооружают автодорожные и городские транспортные и пешеходные тоннели длиной до 500 м и более в различных инженерно-геологических условиях.

При способе продавливания строительные работы ведут без нарушения движения по пересекаемой магистрали при минимальных осадках дневной поверхности. При этом достигается высокая степень индустриализации работ за счет применения элементов заводской готовности, значительно снижается трудоемкость работ и повышаются темпы строительства.

При строительстве подводных тоннелей применяют способ опускных секций, заключающийся в том, что отдельные элементы тоннеля — секции длиной до 140 м, шириной до 50 м и водоизмещением до 50 тыс. м<sup>3</sup> изготавливают в стороне от трассы перехода, доставляют по воде в створ тоннеля, где погружают на основание подводной траншеи. После стыкования секций конструкция образует готовый тоннель, который засыпают грунтом.

Данный способ отличается высокой степенью индустриальности, не требует применения сжатого воздуха и имеет ряд других преимуществ по сравнению со щитовой проходкой. Его можно применять в различных условиях при глубине воды в водотоке от 6 до 40 м и при наличии в основании грунтов, способных обеспечить устойчивость откосов и дна подводной траншеи.

При строительстве горных, подводных и городских тоннелей в сложных гидрогеологических условиях применяют специальные способы осушения и закрепления неустойчивых грунтов: водопонижение, искусственное замораживание, химическое закрепление и струйную цементацию.

#### Контрольные вопросы

1. Какие виды стационарной временной крепи применяют в тоннелестроении?
2. Перечислите основные горные способы работ и укажите область их применения.
3. Назовите разновидности тоннельных щитов. Каково устройство и оборудование немеханизированного щита?
4. Каков принцип действия рабочего органа механизированных щитов для проходки тоннелей в устойчивых и неустойчивых грунтах?
5. Какие виды крепи котлованов применяют при строительстве тоннелей открытым способом?
6. Какова последовательность сооружения тоннелей траншейным способом?
7. Какие специальные способы применяют при строительстве тоннелей?

1. Бобриков Б. В. Строительство мостов : учебник / Б. В. Бобриков, И. М. Русаков, А. А. Царьков ; под ред. Б. В. Бобрикова. — М. : Транспорт, 1987.
2. Быстров В. А. Совершенствование конструкций и расчета элементов сталежелезобетонных мостов / В. А. Быстров. — Л. : Изд-во Ленингр. ун-та, 1987.
3. Вантовые мосты / под ред. А. А. Петропавловского. — М. : Транспорт, 1985.
4. Владимирский С. Р. Системотехника мостостроения: методология и практические приложения / С. Р. Владимирский. — СПб. : Питер, 1994.
5. Власов Г. М. Проектирование опор мостов : учеб. пособие / Г. М. Власов. — Новосибирск : Изд-во СГУПС, 2003.
6. Власов Г. М. Расчет железобетонных мостов / Г. М. Власов, В. П. Устинов. — М. : Транспорт, 1992.
7. Гибишман М. Е. Проектирование транспортных сооружений : учебник / М. А. Гибишман. — М. : Транспорт, 1988.
8. Ефимов П. П. Усиление и реконструкция мостов : монография / П. П. Ефимов. — Омск : СибАДИ, 1996.
9. Картопольцев В. М. Бистальные и бисталежелезобетонные балки пролетных строений / В. М. Картопольцев ; под ред. К. Х. Толмачева. — Томск : Изд-во Томск. ун-та, 1986.
10. Колоколов Н. М. Строительство мостов : учебник / Н. М. Колоколов, Б. М. Вейнблат. — М. : Транспорт, 1984.
11. Корнеев М. М. Стальные мосты. Теоретическое и практическое пособие по проектированию / М. М. Корнеев. — Киев, 2003.
12. Лисов В. М. Дорожные водопропускные трубы / В. М. Лисов. — М. : Информ.-изд. центр «ТИМР2», 1998.
13. Маковский Л. В. Городские подземные транспортные сооружения / Л. В. Маковский. — М. : Стройиздат, 1985.
14. Мамлин Г. А. Производство конструкций стальных мостов / Г. А. Мамлин. — М. : Транспорт, 1994.
15. Мосты и сооружения на дорогах : учебник. В 2 ч. / [П. М. Саламахин, О. В. Воля, Н. П. Лукин и др.] ; под ред. П. М. Саламахина. — М. : Транспорт, 1991.
16. Организация, планирование и управление в мосто- и тоннелестроении : учебник / под ред. С. Р. Владимирского. — М. : Маршрут, 2002.



17. *Потапкин А. А.* Проектирование стальных мостов с учетом пластических деформаций / А. А. Потапкин. — М. : Транспорт, 1984.
18. Проектирование мостов и труб : Металлические мосты : учебник / под ред. Ю. Г. Козьмина. — М. : Маршрут, 2005.
19. *Рвачев Ю. А.* Машинное проектирование мостов / Ю. А. Рвачев. — М. : Транспорт, 1983.
20. *Смирнов В. Н.* Опоры балочных мостов (Проектирование, строительство, ремонт и реконструкция) : учеб. пособие / В. Н. Смирнов. — СПб., 2004.
21. Содержание, реконструкция, усиление и ремонт мостов и труб / [В. О. Осипов, Ю. Г. Козьмин, А. А. Кирста и др.] ; под ред. В. О. Осипова и Ю. Г. Козьмина. — М. : Транспорт, 1996.
22. Справочник дорожных терминов / под ред. В. В. Ушакова. — М. : ЭКОНИНФОРМ, 2005.
23. Справочное пособие мостовому мастеру по содержанию мостовых сооружений на автомобильных дорогах. — М. : Росавтодор, 1999.
24. *Стрелецкий Н. Н.* Сталежелезобетонные пролетные строения мостов / Н. Н. Стрелецкий. — М. : Транспорт, 1981.
25. *Туренский Н. Г.* Строительство тоннелей и метрополитенов. Организация, планирование, управление / Н. Г. Туренский, А. П. Ледяев ; под ред. Н. Г. Туренского. — М. : Транспорт, 1992.
26. *Уткин В. А.* Автодорожные деревянные мосты нового поколения : монография / В. А. Уткин, П. Н. Кобзев. — Омск: Изд-во СибАДИ, 2004.
27. Инструкция о порядке разработки, согласования, утверждения и составе проектной документации на строительстве предприятий, зданий и сооружений. СНиП 11-01-95. — М. : Минстрой России, 1995.
28. Инструкция по проведению осмотров мостов и труб на автомобильных дорогах. ВСН 4-81 / Минавтодор РСФСР. — М. : Транспорт, 1981.
29. Инструкция по уширению автодорожных мостов и путепроводов. ВСН 51-88 / Министерство автомобильных дорог РСФСР. — М. : Транспорт, 1990.
30. СНиП 2.05.03-84\*. Мосты и трубы / Минстрой России. — М. : ГПЦПП, 1996.
31. СНиП 3.06.07-86. Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний / Госстрой СССР. — М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1988.
32. СНиП 3.06.04-91. Мосты и трубы. Правила производства и приемки работ / Госстрой России. — М. : Стройиздат, 1993.

## РАЗДЕЛ V ТРАНСПОРТНЫЕ СООРУЖЕНИЯ В ГОРОДАХ И НА ПЕРЕСЕЧЕНИЯХ АВТОМАГИСТРАЛЕЙ

<b>Глава 17. Конструкции транспортных сооружений в городах .....</b>	<b>3</b>
17.1. Виды городских транспортных сооружений .....	3
17.2. Конструкции эстакад и путепроводов .....	5
17.3. Конструкции многоярусных транспортных сооружений .....	14
17.4. Конструкции монорельсовых транспортных магистралей .....	18
17.5. Другие виды городских транспортных сооружений .....	23
<b>Глава 18. Особенности расчета транспортных сооружений в городах .....</b>	<b>34</b>
18.1. Особенности расчета эстакад сложного очертания в плане .....	34
18.2. Особенности расчета конструкций монорельсовых транспортных магистралей .....	36

## РАЗДЕЛ VI ОПОРЫ АВТОДОРОЖНЫХ МОСТОВ И ВОДОПРОПУСКНЫЕ ТРУБЫ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ

<b>Глава 19. Конструкции опор .....</b>	<b>39</b>
19.1. Виды опор и фундаментов .....	39
19.2. Конструкции свайных, стоечных и столбчатых опор .....	48
19.3. Конструкции сборных и сборно-монолитных опор .....	54
19.4. Конструкции монолитных опор .....	57
<b>Глава 20. Расчет опор .....</b>	<b>60</b>
20.1. Определение нагрузок, действующих на промежуточные опоры и устои .....	60
20.2. Проверка устойчивости опор .....	67
20.3. Проверка прочности и трещиностойкости опор .....	70

<b>Глава 21. Устройство фундаментов и возведение тела опор .....</b>	<b>75</b>
21.1. Разбивка осей и контуров фундаментов .....	75
21.2. Сооружение фундаментов мелкого заложения .....	78
21.3. Погружение свай и оболочек .....	83
21.4. Сооружение свай и столбов в грунте .....	88
21.5. Устройство плиты свайного ростверка .....	92
21.6. Возведение тела опор .....	95
<b>Глава 22. Водопропускные трубы под насыпями автомобильных дорог .....</b>	<b>102</b>
22.1. Оголовки и фундаменты водопропускных труб .....	102
22.2. Конструкции каменных, бетонных и железобетонных труб .....	104
22.3. Конструкции металлических и полимерных труб .....	108
22.4. Основы расчета труб .....	110
22.5. Основы технологии строительства труб .....	115

## РАЗДЕЛ VII ОСНОВЫ ОРГАНИЗАЦИИ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЭКСПЛУАТАЦИИ, РЕМОНТА И РЕКОНСТРУКЦИИ МОСТОВ

<b>Глава 23. Основы организации строительства и производства работ .....</b>	<b>120</b>
23.1. Основы современной организации строительства мостов .....	120
23.2. Общие сведения о проектах организации строительства и производства работ .....	123
23.3. Основы планирования и управление строительством .....	125
23.4. Организация строительной площадки, охрана окружающей среды и техника безопасности .....	130
<b>Глава 24. Содержание мостов и труб .....</b>	<b>137</b>
24.1. Понятие об эксплуатации мостов и труб и обеспечивающих ее работах .....	137
24.2. Организация работ по содержанию мостов и труб .....	140
24.3. Содержание пролетных строений .....	142
24.4. Содержание опор .....	145
24.5. Особенности содержания мостовых переходов и труб .....	145
24.6. Планово-предупредительный ремонт мостов и труб .....	148
<b>Глава 25. Ремонт и реконструкция мостов и труб .....</b>	<b>162</b>
25.1. Сроки службы мостов, необходимость ремонта и виды реконструкции мостов и труб .....	162
25.2. Усиление пролетных строений и опор мостов .....	164

25.3. Особенности расчета усиления мостов .....	168
25.4. Способы уширения мостов .....	169
25.5. Технология производства работ по реконструкции мостов .....	172
<b>Глава 26. Обследования, испытания и мониторинг состояния мостов и труб .....</b>	<b>175</b>
26.1. Задачи, виды и этапы обследования мостов и труб .....	175
26.2. Статические и динамические испытания мостов .....	178
26.3. Мониторинг состояния мостовых сооружений .....	183
26.4. Определение грузоподъемности мостов .....	184
26.5. Оценка технического состояния мостов и труб .....	188

## РАЗДЕЛ VIII АВТОДОРОЖНЫЕ И ГОРОДСКИЕ ТОННЕЛИ

<b>Глава 27. Общие сведения о тоннелях .....</b>	<b>193</b>
27.1. Классификация и область применения тоннелей .....	193
27.2. Проектирование автодорожных тоннелей в плане, профиле и поперечном сечении .....	195
27.3. Объемно-планировочные решения городских автотранспортных и пешеходных тоннелей .....	200
27.4. Инженерные изыскания в тоннелестроении .....	204
<b>Глава 28. Конструкции тоннелей .....</b>	<b>210</b>
28.1. Общие данные .....	210
28.2. Обделки сводчатого очертания .....	211
28.3. Обделки кругового очертания .....	213
28.4. Обделки прямоугольного очертания .....	218
<b>Глава 29. Основы расчета конструкции тоннелей .....</b>	<b>223</b>
29.1. Нагрузки на обделки тоннелей .....	223
29.2. Расчет обделок сводчатого очертания .....	226
29.3. Расчет обделок кругового очертания .....	230
29.4. Расчет обделок прямоугольного очертания .....	233
<b>Глава 30. Эксплуатационные устройства и оборудование .....</b>	<b>236</b>
30.1. Вентиляция .....	236
30.2. Искусственное освещение и водоотвод .....	239
30.3. Устройства, обеспечивающие безопасность в тоннелях .....	240

<b>Глава 31. Строительство тоннелей .....</b>	<b>243</b>
31.1. Горный способ .....	243
31.2. Щитовой способ .....	249
31.3. Открытые способы.....	255
31.4. Специальные способы .....	259
Список литературы .....	261

*Учебное издание*

**Саламахин Павел Михайлович  
Маковский Лев Вениаминович  
Попов Виктор Иванович  
Васильев Александр Ильич  
Валиев Шерали Назаралиевич  
Кухтин Валерий Николаевич**

**Инженерные сооружения  
в транспортном строительстве**

**Учебник**

**В двух книгах**

**Книга 2**

**Под редакцией П. М. Саламахина**

**Редактор Г. В. Первов  
Технический редактор Н. И. Горбачева  
Компьютерная верстка: Л. М. Беляева  
Корректоры И. В. Могилевец, Н. Л. Котелина**

Изд. 101112746. Подписано в печать 30.03.2007. Формат 60×90/16.  
Гарнитура «Таймс». Печать офсетная. Бумага тип. № 2. Усл. печ. л. 17,0.  
Тираж 3 000 экз. Заказ № 18776.

Издательский центр «Академия». [www.academia-moscow.ru](http://www.academia-moscow.ru)  
Санитарно-эпидемиологическое заключение № 77.99.02.953.Д.0047963.07.04 от 20.07.2004.  
117342, Москва, ул. Бутлерова, 17-Б, к. 360. Тел./факс: (495) 330-1092, 334-8337.

Отпечатано в ОАО «Саратовский полиграфический комбинат». [www.sarpk.ru](http://www.sarpk.ru)  
410004, г. Саратов, ул. Чернышевского, 59.