

И. П. ШАПОВАЛ

Проектирование мостов и путепроводов на автомобильных дорогах

Проектирование мостов и путепроводов на автомобильных дорогах. Шаповал И. П. К., «Будівельник», 1978, 192 с.

В книге описаны новейшие конструкции малых и средних мостов и путепроводов на автомобильных дорогах местной сети, приводятся методы их расчета. Отдельная глава посвящена расчету усиления мостов и путепроводов при реконструкции дорог.

Особое внимание в работе уделено унификации конструктивных элементов, технико-экономическому обоснованию выбора их типа, а также оптимизации принимаемых решений.

Нормативные данные приведены по состоянию на 1 января 1978 г.

Книга предназначена инженерам-проектировщикам.

Ил. 76. Табл. 46. Библиогр. список: с. 188—189.

Рецензент Ю. С. Жемчужников

Редакция литературы по сельскому строительству и озеленению

Заведующая редакцией Н. С. Колесник

ПРЕДИСЛОВИЕ

В десятой пятилетке намечено осуществить большую программу строительства и реконструкции автомобильных дорог и мостов на них. Мосты — сложнейшие сооружения, стоимость строительства которых составляет 20—30% от общей стоимости дороги. В связи с этим проблема повышения эффективности капитальных вложений в дорожное строительство во многом зависит от снижения стоимости возведения мостов, улучшения их качества и ускорения ввода в эксплуатацию, что может быть достигнуто как в результате применения новых систем и конструктивных решений, так и в результате совершенствования способов расчета и технологии возведения мостов.

За последние годы в области мостостроения появилось много нового. Строительство малых и средних мостов и путепроводов переведено на индустриальную основу, внедрены в практику плитные разрезные и неразрезные конструкции пролетных строений, разработаны новые облегченные конструкции фундаментов, отличающиеся меньшим расходом материалов на единицу несущей способности и др.

Малые и средние мосты и путепроводы, как правило, строят из железобетона. Внедрение в практику мостостроения неразрезных и рамных конструкций мостов и путепроводов, температурно-неразрезных пролетных строений на основе стандартных разрезных пролетных строений обеспечивает наилучшие эксплуатационные показатели при одновременном снижении материалоемкости. Вместе с тем широко применяемые конструкции мостов, в подавляющем большинстве являющиеся простыми разрезными балками, имеют ряд технологических преимуществ. Поэтому при проектировании необходимо направить поиск конструктивных решений

неразрезных, рамных и других систем по пути упрощения технологии изготовления их сборных элементов и способов монтажа, что будет способствовать увеличению конкурентноспособности таких систем перед простыми разрезными.

Необходимость в реконструкции большого количества малых и средних мостов требует решения многих вопросов, связанных с изменением габаритов мостов и несущей способности их конструктивных элементов (пролетных строений, опор и др.). Автором совместно с коллективом кафедры строительных конструкций и мостов Киевского автомобильно-дорожного института в течение ряда лет проводились комплексные исследования мостов на дорогах Украины. В процессе исследований были разработаны методы реконструкции и усиления существующих мостов, построенных в разное время, даны технико-экономические обоснования принятых решений, нашедшие отражение в данной книге.

В настоящее время ведется пересмотр норм проектирования мостов. Многие положения проекта Указаний по проектированию мостов и труб уже широко применяются в практике проектирования, поэтому в книге наряду с действующими нормами даны положения проекта Указаний.

Автор выражает глубокую благодарность сотрудникам кафедры строительных конструкций и мостов Киевского автомобильно-дорожного института и заведующему кафедрой заслуженному деятелю науки профессору Я. Д. Ливищу за оказанную помощь при написании книги.

ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ В ПРОЕКТИРОВАНИИ МАЛЫХ И СРЕДНИХ МОСТОВ И ПУТЕПРОВОДОВ

Мосты и путепроводы как элементы дорожного строительства — наиболее сложные и трудоемкие инженерные сооружения.

Строящиеся на автомобильных дорогах мосты и путепроводы должны удовлетворять ряд требований, и в первую очередь, технические (расчетно-конструктивные), экономические, производственные, архитектурно-эстетические и эксплуатационные требования.

Сооружение должно иметь необходимую пропускную способность, соответствующую пропускной способности дороги, с учетом перспективной интенсивности движения и условий безопасности движения. Продольный профиль проезжей части запроектированного моста или путепровода должен быть плавным с минимальным количеством деформационных швов. На сооружение должен быть организован плавный въезд с переходными плитами, уложенными одним концом на мягкую подушку, устраиваемую на насыпи подхода. Поверхностные воды и водные солевые растворы не должны просачиваться к опорам.

По принятому делению к малым мостам относят мосты полной длиной до 25 м, к средним — длиной более 25, но не превышающей 100 м. В зависимости от статической схемы основной несущей конструкции моста (путепровода) — пролетного строения — различают следующие системы мостов: балочно-разрезные (как разновидность их — температурно-неразрезные), балочно-неразрезные, рамные, рамно-неразрезные и другие.

Балочно-разрезные системы имеют ряд важных преимуществ перед другими системами. Прежде всего они отличаются определенностью статической работы, однотипностью частей, простотой изготовления и монтажа, что в большей степени отвечает требованиям индустриализации строительства. Даже применение разрезных сборных балок постоянной высоты при параболическом очертании эпюры изгибающих моментов оправдывается простотой их изготовления без явного перерасхода арматуры. При слабых же грунтах разрезные балочные системы с пролетами до 30 м наиболее приемлемы как системы, менее чувствительные к осадкам.

Применение для разрезных систем непрерывной проезжей части (превращение их в температурно-неразрезные системы)

позволяет практически без особого усложнения технологии изготовления балок улучшить условия эксплуатации сооружения и свести до минимума количество деформационных швов на проезжей части. В малых и средних мостах разрезные пролетные строения можно компоновать в температурно-неразрезные при различных типах опорных частей и жесткости опор (рис. 1), что говорит о большом диапазоне их применения.

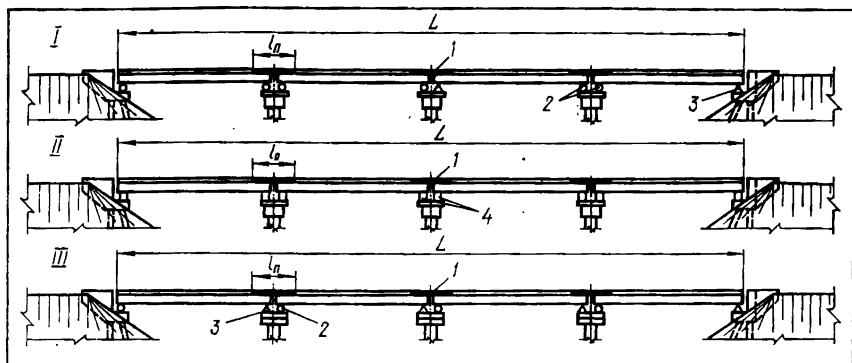


Рис. 1. Схема компоновки разрезных пролетных строений с непрерывной проезжей частью:

I — с неподвижными опорными частями; II — на слоистых резиновых опорных частях; III — на гибких опорах; 1 — соединительная плита; 2 — подвижные опорные части; 3 — неподвижные опорные части; 4 — слоистые резиновые опорные части.

Вместе с тем балочные разрезные системы имеют два принципиальных недостатка: во-первых, большой собственный вес по отношению к временной нагрузке, особенно ощутимый при пролетах более 30 м; во-вторых, разрезные балки имеют большую строительную высоту и требуют применения опор с широкими оголовками для размещения опорных частей и некоторого увеличения высоты подходов.

Этого недостатка можно избежать, применяя неразрезные балочные пролетные строения, формируемые из типовых стандартных блоков пролетных строений длиной 12; 15 и 18 м плитной конструкции и 18—33 м из ребристых балок таврового сечения. Первые объединяют в пролете, вторые — как в пролете, так и на опорах. Опыт строительства неразрезных мостов с пролетами 18; 24 и 30 м свидетельствует об их экономичности и высоких эстетических качествах.

Для путепроводов и эстакад, где очень важно уменьшение строительной высоты, особенно выгодны пролетные строения рамно-неразрезной системы. На рис. 2 показан рамно-неразрезной мост (схема $24 + n \times 33 + 24$ м) со скрытым ригелем, что позволило довести строительную высоту до $1/28,3$ пролета вместо $1/22$ пролета по типовым проектам при использовании стандартных балок.

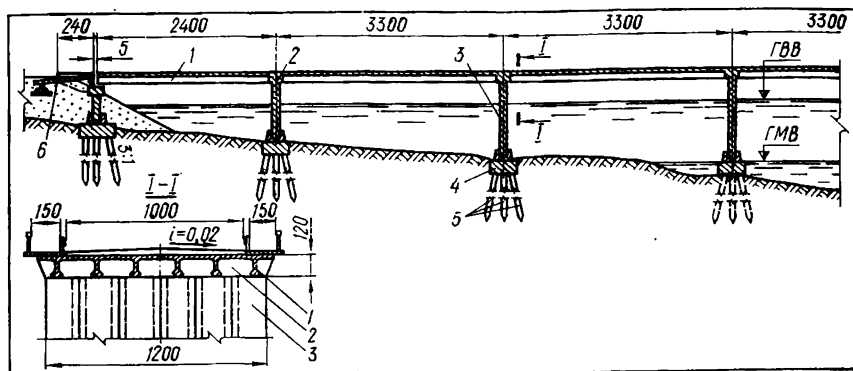


Рис. 2. Мост с неразрезаемыми пролетными строениями и скрытым ригелем:
1 — пролетное строение из типовых ребристых балок; 2 — стык пролетного строения (ригель опоры); 3 — сборная опора; 4 — ростверк; 5 — железобетонные сваи; 6 — переходная плита.

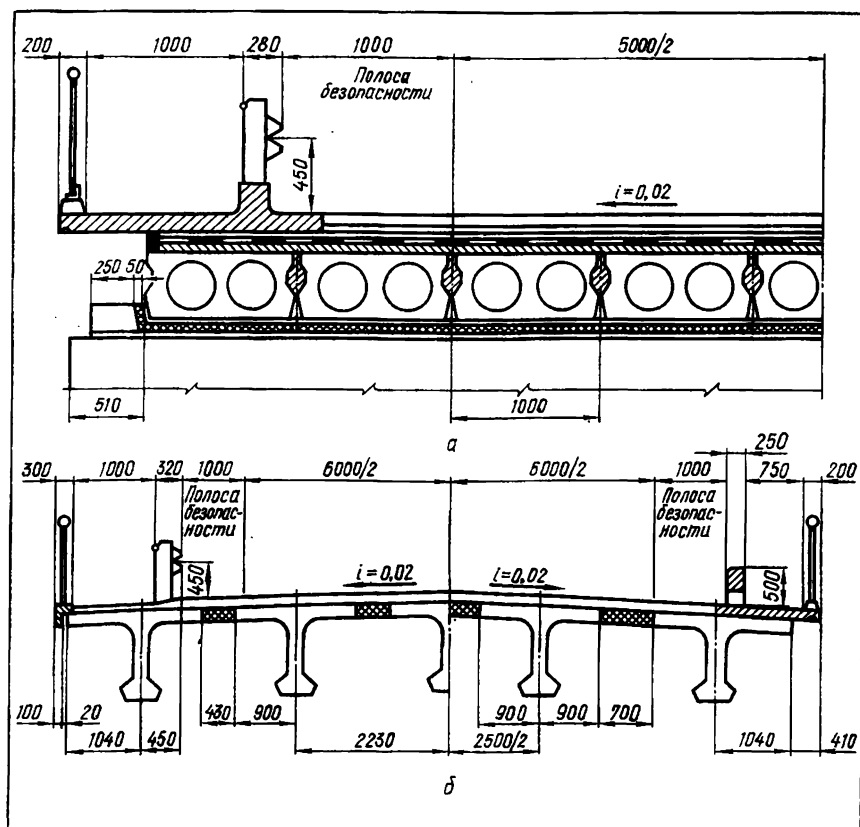
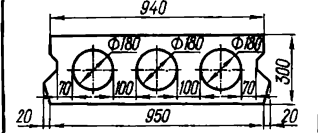
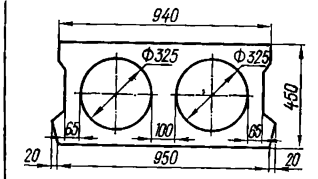
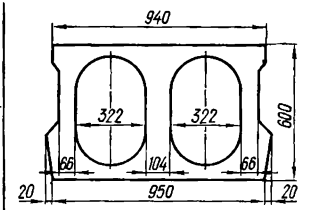
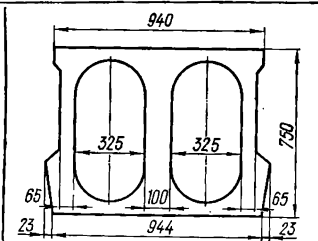
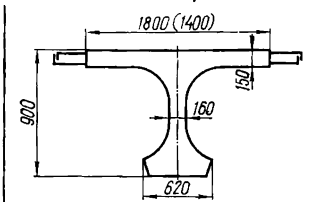
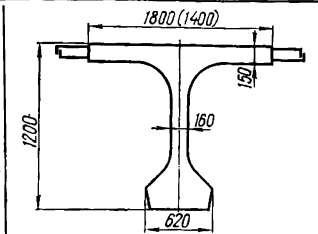
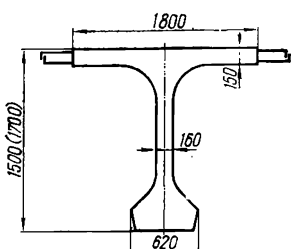


Рис. 3. Поперечные сечения пролетов мостов из плитных (а) и ребристых (б) унифицированных балок.

Таблица 1. Унифицированные балки пролетных строений (типовой проект № 384/43, 45, 46, 47)

Длина балки $L_{п. м}$	Поперечное сечение балки	Высота H , м	L_p/H
Плитные балки			
6		0,30	1/18,7
9		0,45	1/19,2
12		0,60	1/19
15			1/24
18		0,75	1/23,2
Ребристые балки			
12		0,9	1/12,7
15			1/16
18		1,2	1/14,5
21			1/17
24			1/19,5

Длина балки $L_{\text{п}}, \text{ м}$	Поперечное сечение балки	Высота $H, \text{ м}$	$L_{\text{п}}/H$
33		1,5	1/21,4
		1,7	1/19,0

Применяемые в настоящее время типовые конструкции балок для унифицированных пролетных строений приведены в табл. 1 и на рис. 3. Плитные конструкции (в основном пустотные) используют для неразрезных систем с пролетами до 24 м и разрезных с пролетами до 18 м.

В плитных пролетных строениях отношение наименьшей высоты H пролетного строения к пролету L (основной показатель конструкции) достигает $1/20—1/28$ (балочные разрезные) и $1/30—1/36$ (неразрезные системы). Для ребристых разрезных пролетных строений этот показатель равен $1/16—1/22$. Для таких же пролетов неразрезной системы с ребристыми балками это отношение уменьшается до $1/20—1/28$, т. е. такое же, как и для плитных разрезных, при значительно большей длине пролета.

В последние годы наметилась тенденция к уменьшению количества ребристых балок в поперечном сечении пролетного строения за счет увеличения расстояния между ребрами, что позволяет укрупнить элементы и повысить уровень индустриализации. В отечественном мостостроении последние типовые проекты допускают для ребристых пролетных строений максимальное расстояние между балками 2,5 м. Увеличение расстояния между балками существенно повлияло бы на толщину и армирование ребер, работающих на растягивающие напряжения, а увеличение расстояния между бездиафрагменными балками — и на кручение при внецентренном загрузении. Одновременно пришлось бы включать в работу проезжую часть, и при этом сильно возрос бы объем омоноличивания.

Несмотря на преимущество тавровых бездиафрагменных балок для заводского изготовления и монтажа, работа их в системе пролетного строения неравномерна, так как объединение только по плите проезжей части не обеспечивает поперечной жесткости, из-за чего плита неодинаково напряжена по сечению пролетного строения, а отдельные балки оказываются более нагруженными, чем другие, например, крайние. Выравнивать

а — фасад; б — стык балок пролетного строения; 1 — коробчатая балка; 2 — плитная балка; 3 — диафрагма; 4 — свая сечением 35Х35 см длиной 16 м; 5 — буровые сваи диаметром 1,2 м длиной 16 м; 6 — V-образная опора; 7 — предвдвительно-напряженная арматура в закрытом канале; 8 — конец пучка с анкером для захвата винта; 9 — утолщение торца блока балки; 10 — винт стяжной муфты диаметром 44 мм; 11 — соединительная муфта; 12 — эпоксидный клей; 13 — клеовый стык блоков.

10

ТЕХНИЧЕСКАЯ НАПРАВЛЕННОСТЬ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Основным при проектировании и строительстве малых и средних мостов и путепроводов является максимальная индустриализация строительства, дальнейшее все более широкое применение сборного предварительно-напряженного железобетона для пролетных строений и опор, внедрение поточного способа организации строительства в основном из элементов максимальной заводской готовности.

Главная задача проектировщиков заключается в том, чтобы заменить затяжной и трудоемкий строительный процесс монтажным, превратить строительную площадку в монтажную площадку по сборке отдельных элементов моста (путепровода). Технический прогресс в мостостроении определяется поиском новых конструктивных решений пролетных строений и опор, выполняемых из железобетона — основного материала для малых и средних мостов и путепроводов.

Проектирование любого сооружения должно основываться на выборе оптимальной его схемы с учетом технических, эксплуатационных, эстетических требований и условий его расположения; выборе материалов и наиболее экономичных конструкций с учетом индустриального изготовления и возведения с соблюдением правил экономного расходования материалов согласно ТП 101—76; всемерном использовании и совершенствовании типовых конструкций пролетных строений и опор, унификации их параметров.

Выбор оптимальной схемы моста (путепровода) производится с учетом унификации сооружений на строящейся или реконструируемой дороге, применения однотипных сборных конструкций, увязки технологических циклов монтажа со сроками заводского изготовления конструкций при обязательном согласовании всех вопросов с возможностями строительных организаций. При этом требуется учитывать не только эффективность конструктивно-технологических решений, но и принятые схемы разбивки сооружения на отдельные пролеты.

В современных системах малых и средних мостов (путепроводов) для опор и пролетных строений характерны различия в уровнях применения индустриальных конструкций (соответственно 30 и 92%), соотношениях затрат труда на строительномонтажных работах (примерно 9 : 1) и сроках производства работ (примерно 12 : 1) [17]. Это говорит о том, что традиционный поиск рациональной длины пролета, исходя из условий равенства прямых затрат на сооружение опоры и примыкающего к ней пролетного строения при неравенстве уровней индустриализации их строительства, не может быть определяющим.

Значения оптимальных пролетов для мостов длиной до 100 м (объем работ на возведении таких мостов составляет 60% в общем объеме мостостроительных работ), по данным

Л. Б. Мойжеса [17], выражаются соотношениями по прямым затратам

$$C_{\text{пр.с}} = (1,3 \dots 1,6) C_0,$$

где $C_{\text{пр.с}}$ и C_0 — прямые затраты на сооружение соответственно пролетного строения и опоры.

Из этого следует, что средние мосты целесообразно проектировать с пролетами 18—33 м, а малые — однопролетными длиной 6, 12 и 18 м. Переход к пролетным строениям большей длины, чем применяются в настоящее время (примерно 53% мостов имеют пролеты 6—12 м), позволит снизить на 15—30% затраты труда, материалоемкость конструкций и сократить сроки строительства [10]. Отечественный и зарубежный опыт последних лет показывает, что внедрение неразрезных конструкций для балочных и рамных мостов с пролетами от 15 до 33 м позволит существенно снизить стоимость сооружения опор, материалоемкость пролетных строений и в целом стоимость строительства мостов (путепроводов) при улучшении их эксплуатационных качеств.

Известный опыт в этом направлении имеется в мостостроительных организациях Миндорстроя УССР, которые по разработкам Госдорнии и проектам Укргипродора построили ряд мостов с неразрезными пролетными строениями из разрезных пустотных плит длиной 12 и 18 м.

В последнее время построен ряд мостов и путепроводов неразрезной системы путем компоновки пролетных строений из стандартных балок. Практика показала, что строительство таких мостов можно вести индустриальными методами без особого усложнения технологии.

Для широкого внедрения в практику мостостроения неразрезных и рамных конструкций требуется разработать типовые проекты мостов и путепроводов с большим числом пролетов, что даст возможность повысить уровень индустриализации, снизить стоимость и сократить сроки их строительства.

При разработке неразрезных пролетных строений для малых и средних мостов и путепроводов целесообразно применять для пролетов 15—24 м плитные конструкции с устройством опор в виде отдельных столбов или стенок и температурно-неразрезные пролетные строения; для пролетов от 24 до 42 м — плитные с прямоугольными пустотами, коробчатые постоянной высоты, плитно-ребристые с монтажом на временных опорах, в навес и агрегатами на перемещающихся подмостях или подвижке.

Одним из существенных недостатков балочных разрезных систем, как указывалось выше, является больший вес постоянной нагрузки по отношению к временной. Проблема снижения веса конструкций может решаться как за счет применения высокопрочных материалов или легких бетонов, так и за счет выбора рациональных систем с точки зрения их работы.

Переход от балочно-разрезных железобетонных мостов к консольным, неразрезным и рамным позволит уменьшить влияние постоянной нагрузки на величину изгибающих моментов, что даст возможность увеличить пролеты либо при одних и тех же пролетах уменьшить размеры сечений балок и тем самым уменьшить расход материалов и расширить пределы экономически выгодного применения железобетонных мостов.

Рассмотрим пример. Пусть требуется запроектировать мост из предварительно-напряженного железобетона с пролетами l . С точки зрения статической работы пролетного строения необходимо выбрать экономичную систему. Применение двухконсольной системы (рис. 5) позволяет уменьшать изгибающие моменты от постоянной нагрузки, что очень важно для тяжелых железобетонных пролетных строений. Так, изгибающий момент M_6 от постоянной нагрузки q в разрезной балке (см. рис. 5, а) равен $\omega_1 q$, изгибающий момент M_k от той же постоянной нагрузки q в середине двухконсольной балки (см. рис. 5, б) равен $(\omega_1 - 2\omega_2)q$. Он меньше, чем в разрезной балке: $M_k < M_6$.

Следует заметить, что в середине двухконсольной балки изгибающий момент от действия временной нагрузки интенсивностью p ничем не отличается от изгибающего момента в разрезной балке

$$M_k^{np} = \omega_1 p = M_6^{np} = \omega_1 p,$$

т. е.

$$M_k^{np} = M_6^{np}.$$

Применение же неразрезных систем позволяет уменьшать изгибающие моменты как от постоянной, так и от временной нагрузки при одних и тех же балочных пролетах. Так, изгибающие моменты в середине пролета (см. рис. 5, в) от постоянной нагрузки q

$$M_q = (\omega_3 - 2\omega_4) q < M_6;$$

от временной нагрузки p

$$M_n^{np} = \omega_3 p < M_6^{np},$$

так как $\omega_3 < \omega_1$.

Из приведенного примера видно, что уже при пролетах 25—30 м и более, имеющих большой собственный вес, следует переходить от разрезных систем к неразрезным и консольным.

Комбинация неразрезных систем с консолями по краям позволяет производить сопряжение моста с насыпью без мощных береговых опор, а устройство консолей в крайних пролетах равнопролетных неразрезных систем позволяет выравнивать изгибающие моменты от собственного веса в крайних пролетах. Сборные конструкции консольных пролетных строений из-за сложности формирования систем из типовых балок пока не нашли распространения.

Более экономичными системами малых и средних мостов и путепроводов по сравнению с балочными являются рамные. Введением в конструкцию дополнительных связей, соединяющих балку с поддерживающей ее опорой в одно жесткое целое, достигается геометрическая неизменяемость системы и обеспечивает

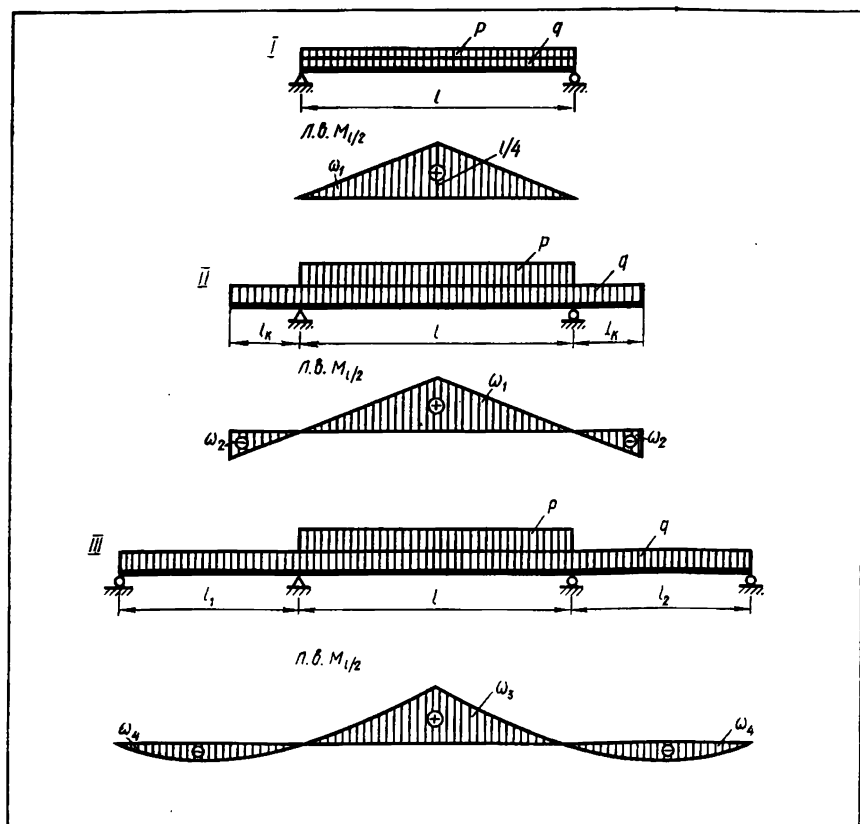


Рис. 5. Схема работы разрезных (I), консольных (II) и неразрезных (III) железобетонных балок под действием постоянной и временной нагрузок.

ся совместная работа ригеля со стойками, что позволяет разгрузить моменты в ригелях за счет работы опор на изгиб и одновременно благодаря жесткой заделке концов ригелей и применению высокопрочных материалов уменьшить сечение опор. При одинаковых пролетах рамные пролетные строения имеют значительно меньшее поперечное сечение элементов, чем балочные.

В рамках наиболее полно используются свойства железобетона: высокая сопротивляемость изгибу и сжатию, способность к образованию жестких монолитных конструкций сложных форм. Рамные мосты рекомендуются для сейсмических районов.

Однако рамные системы чувствительны к осадкам опор (требуется надежные основания и фундаменты — скала, плотные грунты, сваи и др.), и в них возникают значительные усилия от изменения температуры, усадки и ползучести, величина которых растет с увеличением пролета и длины сооружения. Кроме того, жесткое соединение пролетных строений и опор рамы не допускает независимую типизацию их, что сдерживает разработку типовых проектов.

Сборные рамные малые и средние мосты (путепроводы) пока еще мало освоены из-за отсутствия хороших конструктивных проработок.

Наиболее предпочтительной схемой моста (путепровода) с точки зрения строительства является схема с равными пролетами с однотипными конструкциями как пролетных строений, так и опор. Однако при проектировании средних мостов (путепроводов) неразрезных и рамно-неразрезных систем крайние пролетные строения желательно назначать меньшими средних: при трехпролетных схемах теоретическое отношение меньшего пролета к большему $l_1 : l_2 = 0,8 : 0,9$, при пятипролетных схемах соответственно $l_1 : l_2 : l_3 = 0,65 : 0,9 : 1$. Такая разбивка неразрезного пролетного строения на пролеты делается с той целью, чтобы в сечениях средних и крайних пролетов наибольшие изгибающие моменты были одинаковы.

При необходимости сооружения неразрезного моста с равными пролетами требуется либо вынести консоли за крайние опоры, что равносильно приложению отрицательных изгибающих моментов, уменьшающих положительные моменты в крайних пролетах, либо пойти на перерасход материалов, выигрывая в упрощении технологии ведения работ. Особенно выгодно устраивать консоль для трехпролетной неразрезной системы, так как наличие консолей позволяет осуществить сопряжение с насыпью путем обсыпки концов консолей конусами (рис. 6).

Для формирования неразрезных систем используют стандартные балки плитной и ребристой конструкции длиной 9, 12, 18 и 24 м. В этих случаях всегда имеется возможность сделать меньшими крайние пролеты, чем средние, одновременно перейти на больший пролет, чем стандартная длина балок. Так, из плитных балок длиной 15 м можно сделать неразрезные системы (рис. 7).

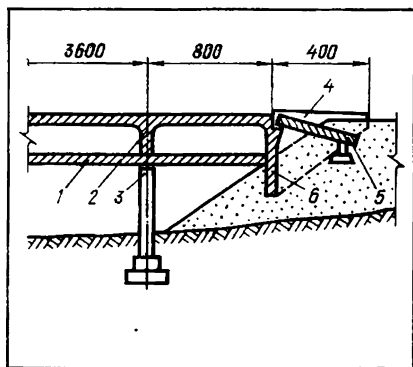


Рис. 6. Конструкция обсыпной консоли пролетного строения, позволяющая обойтись без береговой опоры: 1 — коробчатое пролетное строение; 2 — диафрагма; 3 — опора; 4 — открылок; 5 — переходная плита; 6 — шкафовая стенка.

При пролетах 18—33 м неразрезные пролетные строения можно формировать из цельных тавровых балок, объединяемых над опорой ненапряженным стыком [12] (рис. 8). В этом случае не требуется устройства громоздких подмостей, однако существенным недостатком является расположение стыка в зоне максимальных усилий в плите.

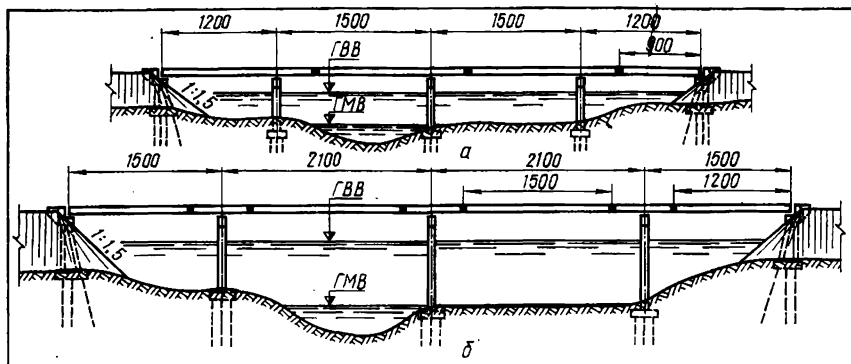


Рис. 7. Пример формирования неразрезных систем из типовых балок длиной 15 м:

а — с пролетами 15 м при выносе стыка на консоль; *б* — с пролетами 21 м со стыками в пролете и надопорными блоками длиной 6 м.

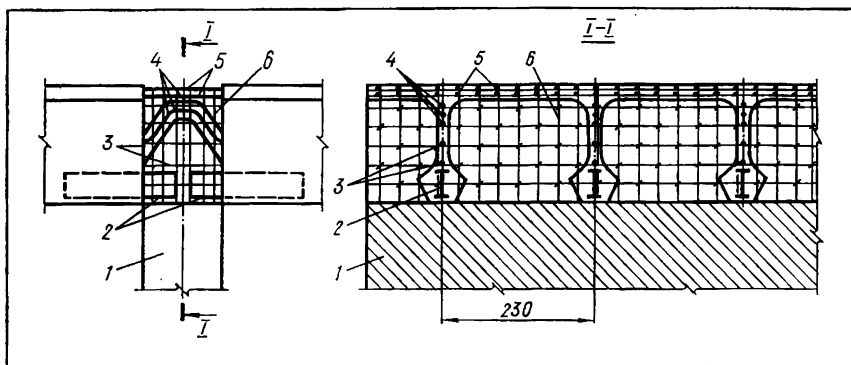


Рис. 8. Ненапряженный стык над промежуточными опорами при объединении цельных предварительно-напряженных тавровых балок пролетных строений при формировании их в неразрезную систему:

1 — опора; 2 — закладные консоли из двутавра № 55; 3 — горизонтальные выпуски арматуры из ребра балки; 4 — отогнутые выпуски из ребра балки; 5 — выпуски арматуры из плиты проезжей части; 6 — выпуски арматуры из опоры.

В отдельных случаях при пролетах 30—40 м целесообразными могут быть шпренгельные пролетные строения (разработки Госдорнии) с плитной балкой жесткости и металлическими или железобетонными вантами (рис. 9). В таком пролетном строе-

нии балка жесткости представляет собой неразрезную конструкцию, формируемую из типовых элементов (могут применяться плитные пролетные строения длиной 12; 15 и 18 м), объединяемых монолитными ненапрягаемыми стыками, одновременно выполняющими функции поперечных балок. Ванты, поддержива-

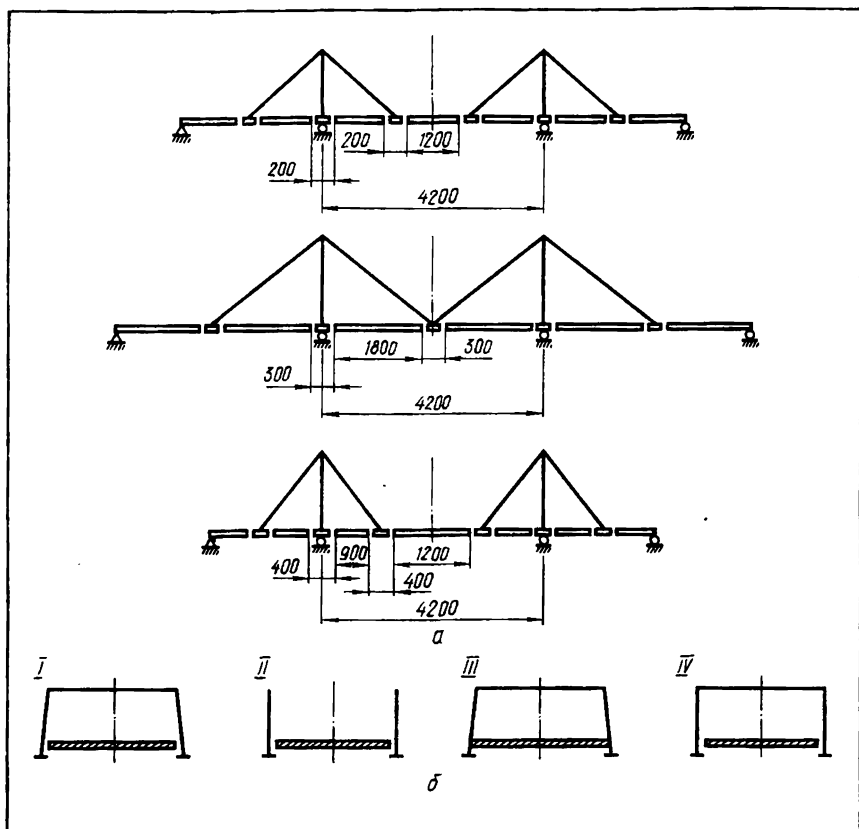


Рис. 9. Компонровка шпренгельных пролетных строений для мостов и путепроводов из типовых плитных балок (а) и варианты сочетания пилона с плитой проезжей части (б):

I — рамный со свободно опертой плитой; II — шпренгельный открытый; III — рамный с наклонными стойками с проезжей частью на всю ширину пилона; IV — рамный с вертикальными пилонами.

ющие пролетное строение, прикреплены к пилонам и поперечным балкам.

Перспективным представляется применение однопролетных сводчатых малых мостов [13], работающих в одной статической системе с грунтом засыпки (рис. 10). Такие мосты исключительно экономичны.

Для пролетов 20—40 м выгодно применять балки коробчатого сечения, формируемые в неразрезные системы, хорошо работающие на кручение. В поперечном сечении коробчатого пролетного строения при несимметричном нагружении лучше перераспределяются усилия, что позволяет отказаться от диафрагм.

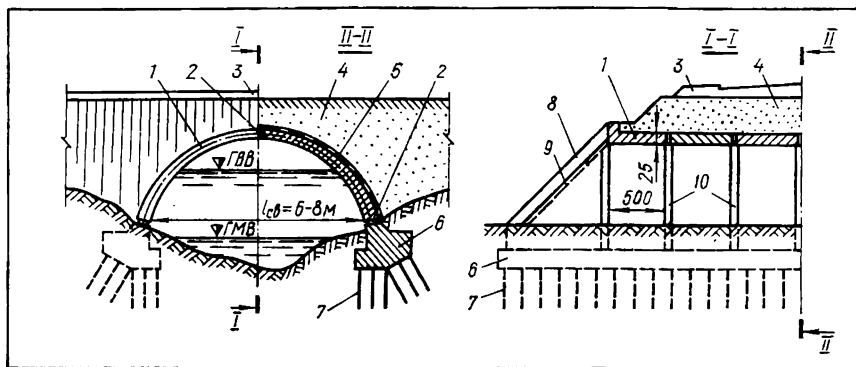


Рис. 10. Схема сводчатого малого моста из сборных блоков:

1 — сборный железобетонный свод; 2 — стык блоков; 3 — покрытие; 4 — засыпка (не менее 50 см); 5 — изоляция; 6 — свайный ростверк; 7 — сваи; 8 — пояс; 9 — откос насыпи; 10 — поперечные деформационные швы.

Коробки балок могут иметь наклонные или вертикальные стенки. В поперечном сечении моста устанавливают одну, две и больше балок в зависимости от габарита. Когда требуется применить балки с минимальной строительной высотой, в сечении мостового сооружения целесообразно устанавливать большее количество коробчатых балок, но меньшей высоты. В этих случаях отношение H/L доходит до $1/30$ — $1/35$, что с точки зрения эксплуатации является предельным.

В малых мостах (путепроводах), особенно при низких насыпях, перспективным, на наш взгляд, является сокращение длины сооружения за счет устройства необсыпных тонкостенных железобетонных заанкеренных устоев или таких же устоев из шпунтовых стенок (рис. 11), в результате чего сооружение из трехпролетного превращается в однопролетное (рис. 12), что существенно снижает материалоемкость и стоимость сооружения в целом.

Применение новых эффективных материалов и конструктивных деталей — одно из направлений совершенствования конструкций мостов и путепроводов. В первую очередь должны использоваться местные материалы с малым радиусом перевозки и материалы, способствующие уменьшению веса конструкций: бетоны высоких марок (500—700 кгс/см²), легкие бетоны, арматура класса А-III, А-IV, А-V, АТ-VI и АТ-VII вместо А-I и А-II, мощные пучки из проволок с высаженными головками, прядевая арматура и др.

Эффективными материалами для изготовления опорных частей, покрытия опалубочных форм, образования каналов для армопучков, создания гидрофобного изоляционного слоя по верху плиты, исключаяющего устройство оклеечной гидроизоляции, являются полимеры.

Использование арматурных пучков из витых прядей из проволок с высаженными головками и контролируемым усилием до 200 тс, пропущенных в закрытых каналах диаметром 90—110 мм взамен пучков из 48 проволок диаметром 5 мм с натяжением 50—100 тс, дает возможность значительно уменьшить объемы работ по натяжению арматуры, устройству и инъектированию каналов практически без перерасхода металла, так как прочность семипроволочных прядей диаметром 15 мм лишь на 3% ниже прочности исходной 5-миллиметровой проволоки. В связи с этим необходимо детальнее изучить трещиностойкость конструкций пролетных строений при сосредоточенном армировании.

Применение самоанкерующихся витых прядей для балок стендового изготовления длиной до 24 м позволяет отказаться от постановки внутренних анкеров, а применение смешанного армирования пролетных строений при неполном обжатии дает возможность уменьшить количество напрягаемой арматуры и использовать легкие бетоны.

В последние годы наметилась тенденция к созданию для мостов с пролетами 12—21 м железобетонных пролетных строений максимальной заводской готовности, например: плитно-ребристые пролетные строения с поперечным членением; пролетные строения из сводчатых плит вместо пустотных, двухребристые блоки П-образной формы вместо тавровых и другие пролетные строения.

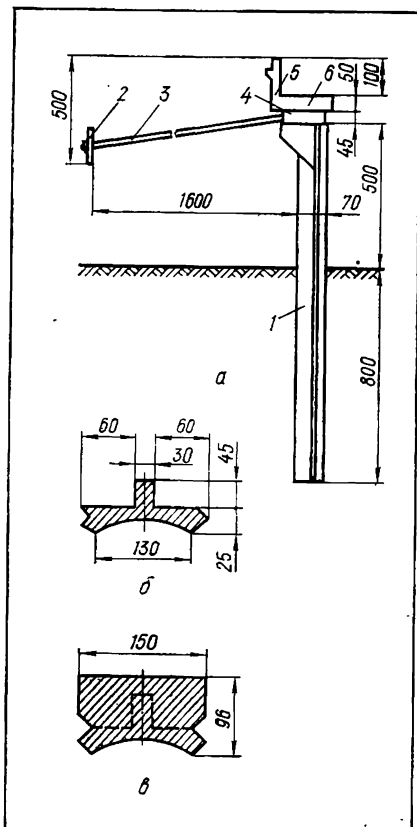


Рис. 11. Заанкеренный сборный безростверковый устой шпунтового типа: а — общий вид устоя; б — поперечное сечение отдельной шпунтины; в — то же, у монолитной части; 1 — железобетонная шпунтина; 2 — анкерные железобетонные плиты; 3 — металлический анкер диаметром 56 мм; 4 — монолитный участок; 5 — шкафовая часть опоры; 6 — подферментник.

Эффективными конструкциями опор являются свайно-стоечные, столбчатые безростверковые на буровых сваях.

Использование типовых проектов мостов и унификация параметров конструкций требуют от проектировщиков и строителей максимальной увязки как технико-экономических показателей, так и эстетических требований, учета местных условий и многократной повторяемости принятых решений на строительстве или реконструкции дороги.

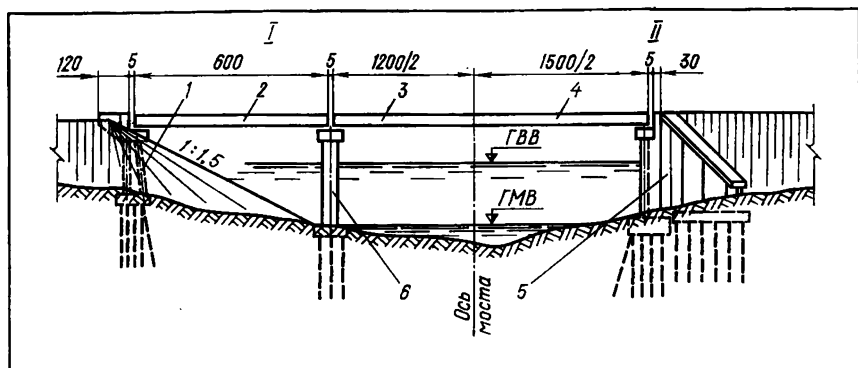


Рис. 12. Схема замены трехпролетного малого моста (I) однопролетным (II) с опорами, имеющими откосные крылья:

1 — сборный обсыпной устой; 2 — плитное пролетное строение длиной 6 м; 3 — то же, длиной 12 м для трехпролетного моста; 4 — пролетное строение длиной 15 м для однопролетного моста; 5 — сборный устой с обратными крыльями однопролетного моста; 6 — промежуточная опора трехпролетного моста.

Типовые проекты должны отвечать современному уровню технического прогресса. Поэтому применение новых типовых проектов с использованием более прочной арматуры класса А-III, А-IV и др. дает возможность уменьшить расход металла до 10%, что очень важно. Дальнейшая индустриализация в мостостроении должна быть основана на массовом применении в опорах типовых сборных элементов заводского изготовления и их унификации для различных высот и длин пролетов. Сокращение числа типоразмеров блоков за счет их укрупнения с уменьшением числа узлов омоноличивания для сборно-монолитных опор, применение более рациональных стыков труб-оболочек для стоечных опор, наконец, комплексная доставка с завода или полигона типовых унифицированных блоков на всю опору к месту строительства и т. д. позволит поднять уровень сборности опор до 60—70% и тем самым снизить стоимость и сократить сроки строительства.

Индустриализация строительства требует максимальной типизации и унификации конструктивных элементов деталей и узлов. В связи с этим мосты и путепроводы с пролетами 15—30 м целесообразно проектировать не только разрезных, но и неразрезных балочных и рамных систем, уделяя большое внимание

сокращению затрат на вспомогательные конструкции и их устройства.

При строительстве балочного разрезного моста (путепровода) не требуется устраивать сложные подмости при монтаже. Для неразрезных и рамных систем пролетных строений, собираемых из отдельных длинных блоков, требуется устройство стыков в пролетах, и обойтись без временных опор и других обустройств невозможно, а это усложняет строительство, сдерживает массовое применение таких систем.

Помимо этого, пролетные строения неразрезной и рамной систем, формируемые из типовых блоков, работают по-разному в стадиях транспортировки, монтажа и эксплуатации (рис. 13),

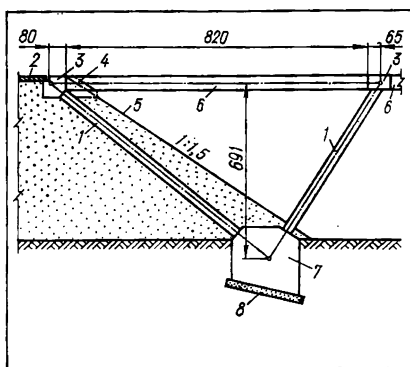
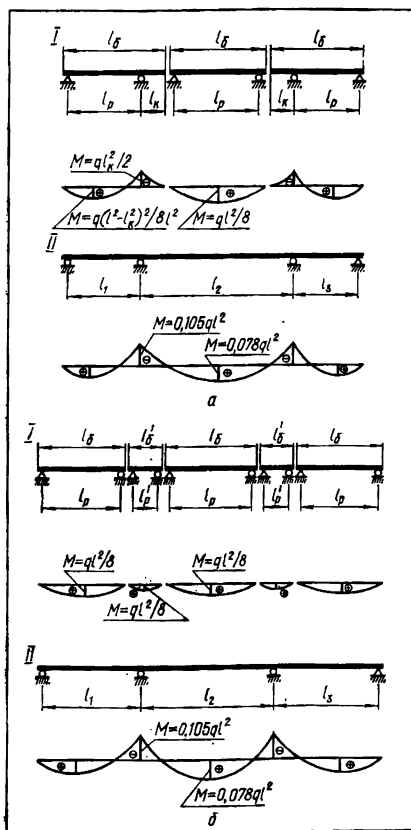


Рис. 14. Конструкция сборной V-образной опоры, применяемой для путепроводов и мостов:

1 — наклонная стойка сечением 35×35 см; 2 — переходная плита; 3 — монолитный узел соединения пролетного строения со стойкой; 4 — передний открьлок; 5 — откос конуса; 6 — пролетное строение; 7 — фундамент; 8 — щебеночная подготовка.

Рис. 13. Схемы работы неразрезной балки при формировании неразрезных систем из типовых балок со стыками на консолях (а) и на временных опорах (б):

I — схема балки и эпюра изгибающих моментов в ней в стадии монтажа; II — расчетная схема и эпюра изгибающих моментов в стадии эксплуатации.

что иногда вызывает необходимость в дополнительном армировании и в целом приводит к увеличению расхода арматуры по сравнению с эксплуатационной схемой.

В то же время для упрощения формирования неразрезной системы и технологии монтажа требуется, чтобы работа конст-

рукций сборных пролетных строений в период монтажа и эксплуатации обеспечивала симметричность постоянных нагрузок относительно опор. Требование это трудно выполнить при формировании пролетных строений неразрезной и рамно-неразрезной систем из стандартных элементов, изготавливаемых на заводах в опалубке для унифицированных элементов, в особенности при малых крайних пролетах и большом среднем. Компенсировать несимметричность можно, применяя наклонные стойки или тяги (рис. 14). Это несколько усложняет технологию строительства, но дает возможность сформировать экономичную конструкцию моста или путепровода.

Конструкции фундаментов и опор также нуждаются в проверке расчетом не только для стадии эксплуатации, но и для стадии монтажа. Так, сваи и оболочки ($d=0,8... 1,2$ м) должны быть проверены на усилия от подъема за один конец (случай подачи на копер), а также при транспортировании.

Блоки сборно-монолитных опор проверяют расчетом для стадии монтажа. Основная нагрузка в этом случае — собственный вес конструкции с учетом динамического коэффициента $(1+\mu)$, принимаемого равным 1,2 для конструкции весом до 20 тс и 1,1 — для конструкции весом более 20 тс.

В процессе проектирования необходимо выбрать способ строительства моста или путепровода. Основные данные для такого выбора — длина сооружения, величина и повторяемость пролетов, вид водотока (река, ручей), высота моста или путепровода и наличие коммуникаций (особенно для путепроводов), а также габариты сооружения и его положение в плане (косина, криволинейность, устройство виражей в пределах сооружения).

С точки зрения строительства выгодным является использование одинаковых повторяющихся обустройств и производственных циклов вне зависимости от способа постройки, изготовления и монтажа конструкций. Поэтому при проектировании необходимо стараться применять минимальное количество унифицированных типов элементов, что особенно важно при постройке или реконструкции ряда сооружений на дороге.

При проектировании мостов (путепроводов) следует учитывать возможности строительных организаций, их опыт в постройке подобных сооружений, грузоподъемность кранов и оборудования, имеющегося в распоряжении мостостроительной организации, возможность транспортирования конструкций автомобильным и железнодорожным транспортом.

Малые и средние мосты и путепроводы обычно строят на значительном удалении от баз, и вопросы транспортирования готовых конструкций непременно должны быть решены при проектировании.

С точки зрения технологии желательно, чтобы пролетные строения имели постоянную высоту сечения. Особенно это относится к мостам неразрезных систем с пролетами до 30 м. Стан-

дартные блоки с постоянной высотой сечения, применяемые для таких пролетных строений, просты в изготовлении при незначительном перерасходе материалов, и технология их монтажа не сложна.

В области мостостроения требуется дальнейшее проведение в жизнь принципов полносборности, что обеспечит реальное снижение трудоемкости строительства. В первую очередь, это относится к конструкциям опор малых и средних мостов, путепроводов, виадуков и др., на которые приходится 80% всего объема мостостроительных работ.

Основой полносборного строительства является применение сборного железобетона для всех конструкций мостов, в том числе и опор, что позволяет уменьшить их размеры и исключить вероятность пластических деформаций и трещинообразования под влиянием температуры. Применение ригельных конструктивных решений обеспечивает экономию материалов и повышает сборность опор.

Железобетонные опоры для эстакад, путепроводов, а также через суходолы или реки с малым ледоходом могут устраиваться гибкими (рис. 15). При относительно жестких пролетных строениях гибкие стойки следуют за горизонтальными перемещениями с поворотом опорных сечений пролетных строений без возникновения в них значительных дополнительных усилий.

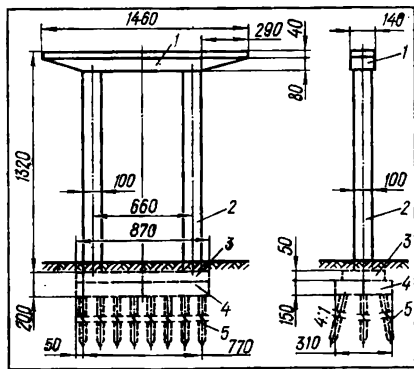


Рис. 15. Промежуточная опора на свайном фундаменте из оболочек диаметром 0,8—1,2 м:

1 — сборный ригель; 2 — колонна; 3 — подколонник; 4 — ростверк; 5 — железобетонные сваи сечением 35×35 см, $l=12$ м.

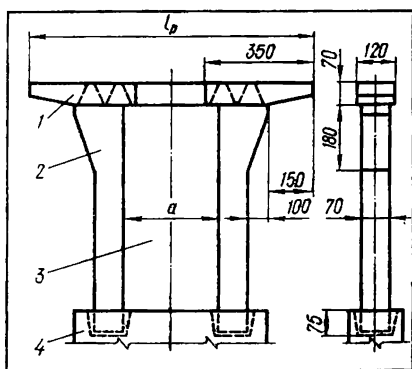


Рис. 16. Сборно-монолитная опора для мостов через горные и предгорные реки:

1 — сборный ригель; 2 — блок стенки; 3 — монолитная вставка; 4 — фундамент. Величина a переменная.

В путепроводах небольшой высоты железобетонные опоры-стойки можно устраивать с неполными шарнирами, рассчитывая бетон в месте опирания такой стойки на местное смятие. Устройство неполных шарниров приводит к некоторому усложнению технологии строительства.

Для малых и средних мостов на реках с ледоходом эффективны железобетонные сборно-монолитные опоры, собираемые из блоков-стен с монолитной вставкой и развитым сборным ригелем [4]. Такие опоры технологичны и могут применяться на мостах через горные и предгорные реки (рис. 16).

В трехпролетных мостах или путепроводах получили распространение конструкции железобетонных опор в виде V-образных рам с гибкими стойками или в сочетании вертикальной стойки с наклонной тягой. Такая конструкция позволяет варьировать усилия в ригеле путем создания усилия в наклонном элементе

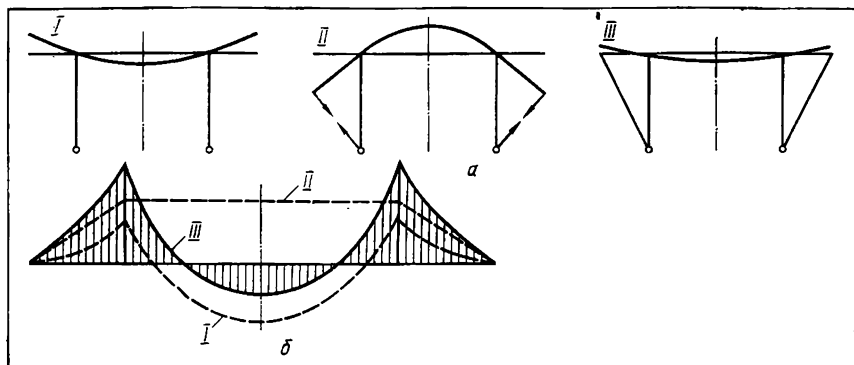


Рис. 17. Работа пролетного строения с опорамн, позволяющими регулировать в нем напряжения:

a — работа в момент установки на монтаже (*I*), при приложении сил натяжения в наклонных стойках — тягах (*II*) и в эксплуатационной стадии (*III*); *б* — эпюры изгибающих моментов в различных стадиях работы пролетного строения.

или устройства пригруза (рис. 17). Одновременно, изменяя наклон стоек, можно регулировать усилия в ригеле. Такие конструкции изготавливают индустриальными методами, они имеют хорошие технико-экономические показатели, так как регулирование усилий в сочетании с изменением статической схемы сооружения в процессе строительства дает возможность уменьшить расход материалов как на пролетное строение, так и на опоры. Однако изготовление и монтаж таких конструкций несколько усложняются.

ВАРИАНТНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВЫХ СООРУЖЕНИЙ

Проектирование моста, путепровода, эстакады начинается с выбора наиболее целесообразного варианта, а в последнее время вариантное проектирование распространено и на выбор конструкций, например фундамента, тела опоры, пролетных строений и др. Обычно составляют три-четыре схемы сооружения.

Для сложных мостов и городских путепроводов составляют гораздо больше вариантов с варьированием материала, конструкций и др. Варианты схем моста должны быть сопоставимы, для чего следует руководствоваться следующими правилами:

варианты составляют для одного и того же створа мостового перехода или расположения путепровода, эстакады на одной и той же трассе:

длина моста (путепровода), габарит проезжей части и ширина тротуаров должны быть одинаковы для каждого варианта; конструкции сооружения должны быть запроектированы для одного района строительства и одинаковых условий эксплуатации;

пролетные строения, опоры и фундаменты должны быть рассчитаны на одни и те же нагрузки в соответствии со СНиПом и техническими указаниями;

в проектах сравниваемых вариантов должно отражаться все новое и передовое, должны быть использованы типовые проекты последних лет и опыт проектирования аналогичных сооружений, имеющих хорошие технико-экономические показатели;

для конструкций каждого из сравниваемых вариантов сооружения должны быть приняты наиболее прогрессивная и экономичная технология изготовления, схемы погрузки на железнодорожный подвижной состав и автотранспорт, методы монтажа, вытекающие из их конструктивных особенностей;

схемы вариантов должны быть увязаны с возможностями и опытом организации, которая будет строить сооружение. Необходимость развития производственной базы для изготовления конструкций и соответствующие затраты должны быть обоснованы в проекте организации строительства.

Комплексным показателем для оценки экономической эффективности вариантов схем сооружения являются приведенные затраты, определенные с учетом стоимости сооружения по смете, — продолжительности и трудоемкости строительства, эксплуатационных расходов, капиталовложений в производственную базу по изготовлению конструкций и материалов, на приобретение монтажных и транспортных средств, изготовление оснастки.

Технико-экономическое сравнение вариантов схем мостового сооружения осуществляется по методике Научно-исследовательского института экономики строительства Госстроя СССР (НИИЭС) и Методических указаний по сравнению и оценке проектных вариантов средних и больших мостов [14].

Расчетные измерители. Для обеспечения сравнимости все технико-экономические показатели по вариантам относят на единую расчетную единицу измерения: для автодорожных мостов — на 1 м^2 расчетной площади ездового полотна с тротуарами.

Длина моста (путепровода) в целом определяется расстоянием между задними гранями устоев. Длину пролетного строения, м, принимают по продольной оси моста

$$L = L_p + 2L_k,$$

где L_p — расчетный пролет;

L_k — длина консоли продольной балки, принимаемая равной 0,3—0,4 м.

Длину участка моста (путепровода) с однотипными пролетными строениями принимают равной расстоянию между осями крайних опор.

Расчетную ширину моста (путепровода), м, определяют по формуле

$$B = \Gamma + 2T + C,$$

где Γ — ширина ездového полотна, равная расстоянию между бордюрами или ограждениями;

T — ширина тротуаров с бордюрами;

C — ширина разделительной полосы.

С учетом действия нагрузок по ширине моста определяют приведенную расчетную ширину по формуле

$$B_{пр} = \Gamma + 2T \frac{P_T}{P_e} + C \frac{P_{п}}{P_e},$$

где P_T , $P_{п}$ и P_e — временные нагрузки соответственно на тротуар, разделительную полосу и ездвое полотно, тс/м².

При одинаковых пролетах расчетную площадь моста в целом определяют как произведение соответствующей ширины на длину моста.

Приведенные затраты приводят к одному моменту времени (к моменту ввода моста в эксплуатацию).

Для комплексной оценки рассматриваемых вариантов, помимо основного показателя приведенной стоимости 1 м² моста, определяют дополнительные технико-экономические показатели:

трудоемкость сооружения, чел.-дни/м²;

материалоемкость, %;

металлоемкость общая, тс/м², в том числе металлоемкость основных конструкций, вспомогательных инвентарных конструкций;

удельный расход цемента, тс/м²;

коэффициент сборности — отношение объема сборных конструкций ко всему объему конструкций на мосту, руб./руб. (м³/м³);

механооснащенность строительства — отношение стоимости машин и механизмов, применяемых на строительстве, к стоимости строительства моста, руб./руб.;

вес 1 м² сооружения, тс.

Дополнительные показатели определяются по данным разрабатываемых проектов организации строительства (ПОС) при двухстадийном и проектов производства работ (ППР) при одностадийном проектировании.

Для сравнения вариантов мостов, эстакад, путепроводов и других сооружений можно пользоваться типовыми ПОС.

Для экономических расчетов при сравнении вариантов из материалов ПОС (ППР) должны быть известны: источники поступления конструкций и материалов; трудоемкость строительства; среднегодовая численность рабочих; требуемый машинный парк и транспортные средства; сроки начала и окончания строительства; необходимость строительства временных зданий и сооружений.

Без знания источников поступления основных материалов и конструкций невозможно скалькулировать их стоимость, поэтому в разных стадиях проектирования, в том числе и в стадии сравнения вариантов, этому вопросу необходимо уделять особое внимание.

Трудоемкость должна быть определена с учетом затрат труда в сфере промышленного производства, при транспортировке и на строительно-монтажных работах непосредственно при возведении моста (путепровода). Усредненные нормативы трудовых затрат по подсобному производству, транспорту и прочим хозяйствам, укрупненные расценки, нормы затрат труда, машино-смен механизмов и оборудования на строительство моста определяют по СНиП, ЕРЕР-69, а также ЕНиР, ВНиР с учетом накладных расходов (17,7%), плановых накоплений (6%), заготовительно-складских и усредненных транспортных расходов. Эти данные используют при определении стоимости вариантов и составлении календарных и сетевых графиков строительства в стадии технического и технорабочего проектирования.

Сравнение вариантов. Полные приведенные затраты, по которым сравнивают варианты сооружения, определяют для каждого i -го варианта по формуле

$$\Sigma \Pi_i = \Pi_c + \Pi_e + \Pi_{\phi} + \Pi_{\kappa} + \Pi_s,$$

где $\Sigma \Pi_i$ — полные приведенные затраты i -го варианта, руб.;

Π_c — приведенные затраты за период строительства, т. е. сметная стоимость с учетом распределения капиталовложений за время строительства по годам:

$$\Pi_c = \alpha E_c K T_c;$$

$\alpha = 0,5$ — коэффициент, учитывающий распределение капитальных вложений за время строительства;

E_c — нормативный коэффициент эффективности в строительстве, равный 0,12 (для северных районов 0,08);

K — сметная себестоимость строительства (т. е. сметная стоимость без учета плановых накоплений), тыс. руб.;

T_c — продолжительность строительства, годы;

Π_e — приведенные затраты за период эксплуатации:

$$\Pi_e = \beta E_n K G;$$

$\beta = 1,06$ — коэффициент, учитывающий плановые накопления;

E_n — нормативный коэффициент эффективности в отрасли титулодержателя (для МПС $E_n = 0,1$);

G — расчетный период, равный сроку службы объекта с учетом суммарного коэффициента отдаления по отношению к началу эксплуатации, годы. Для железобетонных мостов и путепроводов, срок службы которых обычно более 75 лет, величину расчетного периода можно принять равной 12,46;

Π_{Φ} — производственные основные и оборотные фонды строительных организаций, используемые за время строительства и приведенные к текущим расходам с учетом разновременности их использования:

$$\Pi_{\Phi} = E_c \Phi \Theta_c;$$

Φ — стоимость производственных основных и оборотных фондов за время строительства, определяемая по проекту организации строительства или по укрупненным нормативам:

$$\Phi = (\Phi_o + \Phi_{об}) \beta K;$$

Φ_o и $\Phi_{об}$ — нормативы соответственно основных и оборотных фондов, отнесенные на единицу объема строительно-монтажных работ. Нормативы основных фондов по фондоемкости для организаций Главмостостроя 0,424, а для мостостроительных организаций Украины и Центра СССР 0,399;

Θ_c — расчетный период использования производственных фондов с учетом суммарного коэффициента приведения их к моменту окончания строительства и ввода объекта в действие, годы. Согласно [14], при продолжительности строительства 1 год $\Theta_c = 1,06$; 1,5 года — $\Theta_c = 1,62$; 2 года — $\Theta_c = 2,20$; 2,5 года — $\Theta_c = 2,81$;

Π_k — сумма сопряженных капитальных вложений на создание смежных производств с приведением их к текущим расходам и пересчетом прямых капитальных вложений к моменту ввода объекта

$$\Pi_k = \sum_1^n E_j K_j \Theta_j;$$

E_j — нормативный коэффициент эффективности соответствующей отрасли промышленности или транспорта;

K_j — сопряженные капитальные вложения, определяемые как произведение удельных капиталовложений на требуемый для сооружения объем продукции, тыс. руб. Нормативы удельных капиталовложений в производство конструкций и материалов приведены в Методических рекомендациях [14];

Θ_j — коэффициент приведения (опережения) сопряженных затрат к сроку ввода моста в эксплуатацию;

$$\Theta = (1 + E_{н.п})^{\tau};$$

$E_{н.п} = 0,08$ — норматив для приведения;

τ — коэффициент отдаления, изменяющийся от 0,926 для одного года до 0,463 для десяти лет;

Π_3 — приведенные расходы в сфере эксплуатации, рассчитываемые за весь нормативный период службы сооружения:

$$\Pi_3 = (\beta K_i a_{ki} + B_i U_i) \Gamma_i;$$

a_{ki} — норма амортизационных отчислений на капитальный ремонт: для железобетонных мостов равна 1,3, для регулиционных сооружений — 2,7;

B_i — расчетная площадь моста, м²;

U_i — стоимость текущего ремонта и содержания 1 м² моста в год, принимаемая для железобетонных мостов равной 0,3 руб., для металлических мостов — 0,8, деревянных — 0,6.

В результате подстановки формула для определения полных приведенных затрат i -го варианта приобретает следующий вид:

$$\Sigma \Pi_i = K_i (\alpha E_c T_c + \beta E_{н.п} \Gamma_i) + E_c \Phi_i \Theta_c + \sum_1^n E_j K_j \Theta_j + \\ + (\beta K_i a_{ki} + U_i B_i) \Gamma_i.$$

Оценка и выбор варианта. Варианты оценивают по совокупному экономическому эффекту, определяемому при попарном сравнении,

$$\mathcal{E}_{\text{сов}} = \Sigma P_i - \Sigma P_{i+1},$$

где ΣP_i и ΣP_{i+1} — полные приведенные затраты по вариантам i и $i+1$, тыс. руб.

Показатели выбранного варианта сравнивают с рядом показателей ТЭП-72 (нормативные технико-экономические показатели). Если проектные показатели хуже приведенных в ТЭП-72, необходимо доработать принятый вариант по соответствующим показателям.

Пример сравнения и технико-экономической оценки проектных вариантов автодорожного моста. Принятые для сравнения конструкции мостов проектировались в 1973—1974 гг. по СН 200—62 под нагрузку Н-30 и НК-80 с габаритами Г-8 и тротуарами шириной 1,0 м. Сравниваются три варианта схемы моста.

Вариант 1 — шестипролетный мост. Пролетные строения разрезные 6×24 м балочные из предварительно-напряженного железобетона (типовой проект № 384/26). Промежуточные опоры железобетонные двухстолбчатые (типовой проект № 443/3); фундаменты опор — высокие свайные ростверки, буронабивные сваи диаметром 70 см и длиной 12 м.

Береговые опоры железобетонные козлового типа (типовой проект № 443/2), фундаменты — свайные ростверки, железобетонные сваи сечением 35×35 см и длиной 8 м.

Вариант 2 — семипролетный мост. Пролетное строение неразрезное по схеме $18+5 \times 24+18$ м, собирается из сборных железобетонных предварительно-напряженных плит длиной 18, 15 и 6 м (типовой проект № 384/25).

Опоры промежуточные и береговые — по варианту 1.

Вариант 3 — четырехпролетный мост. Пролетное строение коробчатое неразрезное по схеме $33,0+2 \times 42+33,0$ м, представляющее собой коробчатую балку постоянной высоты с наклонными стенками и консолями верхней плиты. Балка собирается из коробчатых блоков длиной 3,0 м. Ширина блока по верхней плите 10,2 м, по нижней 4,4 м. Толщина нижней плиты 28, верхней 20 см, стыки блоков клеевые.

Над опорами пролетное строение имеет диафрагмы с проемами для прохода. Диафрагма бетонируется с надпорными блоками. Пучки из высокопрочной стали располагаются в нижней и верхней плите в закрытых каналах. Сборка пролетного строения производится навесным способом.

Промежуточные опоры сборно-монолитные сплошного сечения, береговые — по варианту 1. Фундаменты опор — свайные ростверки, буронабивные сваи диаметром 70 см и длиной 12 м.

Все данные по вариантам для сравнения сводим в табл. 2—5.

Таблица 2. Исходные данные на одно сооружение

Наименование показателей	Единица измерения	Обозначение	Вариант		
			1 (I=158,3)	2 (I=161,2)	3 (I=161,6)
Сметная себестоимость	тыс. руб.	K_0	790	697	738
В том числе себестоимость:					
фундаментов и опор	»	—	231	226	213
пролетных строений	»	—	302	260	292
регуляционных сооружений	»	—	71	58	58
дополнительных статей	»	—	187	153	175
то же, за исключением возврата	»	K	760	670	708
Заработная плата рабочих	%	3	23	21	22
Нормативы производственных фондов строительных организаций	тыс. руб.	Φ	0,723	0,742	0,750
Эксплуатационные расходы (текущий ремонт и содержание)	руб./м ²	U	0,33	0,33	0,33
Продолжительность строительства	годы	T_c	1,23	1,31	1,3
Норма амортизации:					
на капитальный ремонт сооружения	%	a_k	0,3	0,3	0,3
на реновацию основных фондов строительства	»	a_c	7,5	7,5	7,5
Норма накладных расходов	%	H	17,7	17,7	17,7
Срок службы	годы	T	75	75	75
Ширина моста между перилами	м	B	10	10	10
Расчетная площадь	м ²	—	1453	1572	1526,0

Таблица 3. Производственные фонды, тыс. руб.

Вариант	Норма основных и оборотных фондов, Φ	Сметная себестоимость	Сумма фондов $\Phi_I = 1,06 \Phi_{K_{0I}}$
1	0,723	790	571
2	0,742	697	517
3	0,750	738	553

Сметная себестоимость (см. табл. 2) определена по сметной стоимости вариантов схем моста за вычетом плановых накоплений, величина которых равна 6%. Сметная стоимость определена по укрупненным расценкам ЕРЕР — 69, прейскурант 06—08, с учетом транспортных расходов.

Стоимость дополнительных статей (прочие работы и затраты, временные сооружения, содержание дирекции, проектно-изыскательские работы, непредвиденные работы и затраты) принята в

Таблица 4. Сопряженные капитальные вложения на одно сооружение, тыс. руб.

Конструкции и материалы	Единица измерения	Норматив удельных капитальных вложений, руб. на единицу измерения	Вариант	Количество	Сопряженные капитальные вложения	Коэффициент приведения	Приведенные сопряженные капитальные вложения
Сборные железобетонные и бетонные конструкции	м³	69	1 2 3	1025 950 920	70 65 63	1,08	9,07 8,43 8,16
Арматурная сталь	т	222	1 2 3	109 135 97	24 30 21	1,13	3,25 4,07 3,27
Толстолистовая сталь и прокат	"	222	1 2 3	15 24 12	3,33 5,33 2,66	1,11	0,44 3,19 0,35
Цемент	"	56	1 2 3	1510 1490 1360	84,56 83,44 76,16	1,11	11,26 11,11 10,14
Нерудные материалы	м³ бетона	7	1 2 3	760 885 645	5,32 6,19 4,51	1,11	0,71 0,92 0,6
Металлический шпунт с учетом оборачиваемости	т	222	1 2 3	134 161 84	29,74 35,74 18,65	1,11	3,96 4,76 2,75
Бетон товарный	м³	10	1 2 3	162 134 86	1,62 1,34 0,86	1,07	0,21 0,17 0,11
Итого	—	—	1 2 3	—	—	—	28,90 32,65 25,38

целом на сооружение в размере 30,85% от стоимости основных конструкций.

Величина возврата определена в размере 15% от расхода по временным зданиям и сооружениям (10% от стоимости основных конструкций).

Заработная плата рабочих получена по нормативам затрат труда согласно ЕНиР и ВНиР.

Экономическое сравнение вариантов. Определяем по каждому варианту полные приведенные затраты $\Sigma\Pi$, по формуле, при-

Таблица 5. Дополнительные технико-экономические показатели

Наименование показателей	Единица измерения	Проектный вариант		
		1	2	3
Трудоемкость	чел.-дни/м ²	28,3	27,68	19,64
Материалоемкость (по стоимости)	%	58,8	56,3	50,3
Металлоемкость общая	т/м ²	0,26	0,21	0,19
Удельный расход цемента	г	0,54	0,55	0,49
Коэффициент сборности	руб./руб.	0,48	0,45	0,41
Удельный вес вспомогательных устройств (по стоимости)	%	5,9	8,4	9,2

Таблица 6. Полные приведенные затраты по вариантам

Вариант	Приведенные прямые капиталовложения			Производственные фонды E_{ϕ}	Сопровождение капитальных вложений E_{ϕ}/θ_j	Эксплуатационные расходы			$\Sigma P_j = (гр. 4 + гр. 5 + гр. 6 + гр. 9)$
	$\alpha E_c T_c$	$\beta E_n \Gamma_l$	$K_l \times (гр. 2 + гр. 3)$			$\beta \times K_l \times a_{kl}$	$U_l L_i$	$F_l \times (гр. 7 + гр. 8)$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0,07	1,31	1090	47,27	29	2,51	0,44	36,4	1202
2	0,08	1,31	969	33,50	32,6	2,22	0,47	33,2	1068
3	0,08	1,31	1026	31,85	25,4	2,34	0,46	34,5	1118

веденной на стр. 28. Принимаем $\alpha=0,5$; $\beta=1,06$; $E_c=0,12$; $E_n=0,1$; $a_{kl}=0,3\%$; $\theta_{c1}=0,69$; $\theta_{c2}=0,54$; $\theta_{c3}=0,48$; $\Gamma_l=12,46$.

Вычисления сводим в табл. 6.

Оценка и выбор варианта. По результату экономического сравнения проектных вариантов преимущество имеет второй вариант. Народнохозяйственный эффект его по сравнению с первым вариантом 12,5% и по сравнению с третьим 4,6% от полных приведенных затрат.

Важнейший показатель из дополнительных ТЭП — трудоемкость — по третьему варианту ниже, чем по первому и второму, соответственно на 44 и 15,4%. Остальные показатели по третьему варианту также лучшие, что дает основание для выбора его как основного, несмотря на превышение по сметной стоимости второго варианта.

АВТОМАТИЗАЦИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Конечной целью совершенствования проектирования является его полная автоматизация — от расчета и конструирования до выдачи проектов и смет системой электронно-вычислительных машин.

Во многих проектных организациях ЭВМ все еще применяют лишь для инженерных расчетов с цифровым анализом, например,

для анализа внутренних сил и перемещений в рамах и несущих балках. Недостаточно полное использование ЭВМ объясняется различными трудностями, из которых можно назвать следующие:

а) имеющиеся программы расчетов для одних типов ЭВМ трудно применять для других. Даже составление программ на языке FORTRAN не решает полностью проблемы;

б) до сих пор существует множество систем подготовки данных, что приводит к увеличению числа ошибок. Требуется унификация подготовки данных для всех ЭВМ;

в) для расчета одних и тех же конструкций имеется много разных программ почти в каждом проектном институте, в то же время некоторые расчеты вообще не имеют программ, что не позволяет автоматизировать простое проектирование. Необходима система, объединяющая все имеющиеся в проектных организациях, научно-исследовательских и учебных институтах программы. На наш взгляд, необходимо создать единый центр, в котором были бы все программы и который оказывал бы помощь проектным организациям в проектировании мостов с помощью ЭВМ. Особенно в этом нуждаются проектировщики областных центров, разрабатывающие проекты малых и средних мостов и путепроводов для дорог местной сети.

В нашей стране с 1968 г. начаты работы по созданию автоматизированной системы по проектированию объекта строительства (АСПОС) промышленных и гражданских зданий. В разработках участвуют многие научные и проектные институты. В этом направлении уже многое сделано. В частности, разработана программа проектирования фундаментов под колонны зданий, эстакад и других сооружений с выдачей рабочих чертежей. В КиевЗНИИЭП разработана программа «Супер», позволяющая автоматизировать проектирование отдельных железобетонных конструкций вплоть до выдачи чертежей.

Разработкой автоматизированных систем проектирования мостов занимается отдел искусственных сооружений ЦНИИС и другие проектные и учебные институты. Работы ведутся в двух направлениях: полная автоматизация всего комплекса проектирования с поиском, проектированием и выдачей чертежей и автоматизация проектирования мостовых сооружений, возводимых из стандартных типовых элементов.

Последнее дает возможность ограничиться выдачей координат необходимых чертежей (указываются типовые проекты и номера листов в них), что эффективно в условиях отсутствия средств графического вывода информации.

Для автоматического проектирования разработаны как численные методы расчета конструкций мостов (метод конечных разностей, конечного элемента и др.), так и строго аналитические (метод пространственного расчета плитно-балочных конструкций проф. Б. Е. Улицкого и др.) Каждый из этих методов имеет серии программ для расчета на ЭВМ, которые широко

**Возможная схема
автоматизации
проектирования**

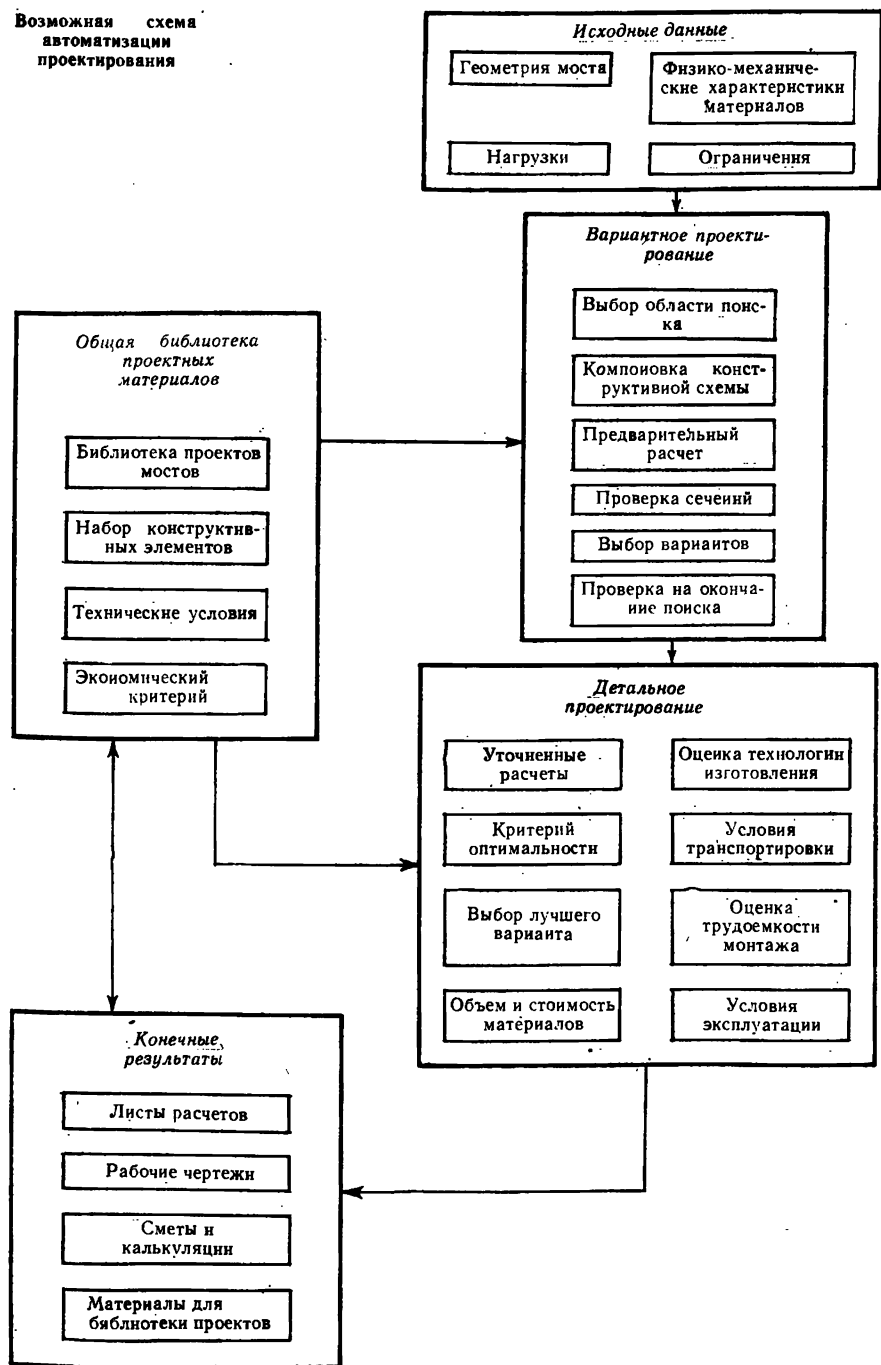


Таблица 7. Программы для ЭВМ «НАИРИ-2», используемые при проектировании мостов

Наименование	Шифр	Кем разработана	Номер каталога
Расчет свайных опор мостов и путепроводов	МОСТ	Киевгипротраис и СДП (Киев)	—
Расчет береговых опор	БОП	СДП (Москва)	—
Расчет свайных фундаментов мостовых опор по обобщенной методике	ПРОМ	Гипродорнии (Воронеж)	—
Комплексная программа расчета свайных мостов	МОСТ-1	То же	255
Расчет опор малых и средних мостов с учетом совместного восприятия горизонтальной нагрузки	МОСТ-2	»	256
Расчет промежуточной опоры автодорожного моста	ОПОРА	»	260
Расчет плоских стержневых систем на статические и сейсмические воздействия	Н-54	КиевЗНИИЭП	46
Расчет изгибаемых железобетонных элементов с поперечным сечением произвольной конфигурации	НЖБ	ПСП (Москва)	—
Расчет сечений из обычного и предварительно-напряженного железобетона на внецентренное сжатие	БСН	СДП (Москва)	—
Расчет неразрезных балок	НЕРБА	Киевский филиал Союздор-проекта	—

применяются проектировщиками (табл. 7). Численные методы, позволяющие рассчитать любую конструкцию, нашли самое широкое распространение в мировой практике проектирования, несмотря на то, что они более трудоемки по сравнению с другими методами, в том числе и пространственными.

В условиях индустриализации, когда массовое строительство мостовых сооружений ведется по типовым унифицированным проектам, появилась возможность создания автоматизированной системы проектирования мостов и путепроводов из типовых конструкций. Такая система создана в ЦНИИС [1].

Пробные расчеты показали, что за 30 мин на БЭСМ-4 можно запроектировать путепровод с вычерчиванием общего вида на графопостроителе «Атлас» и выдачей проектной документации в виде типового проекта и номеров листов в нем с отметками, спецификациями, основными объемами и сметой.

Создана программа автоматизированного проектирования автодорожных железобетонных путепроводов разрезных систем «Парус», позволяющая запроектировать путепроводы с габаритами Г-8; Г-9; Г-10,5 и Г-14 с пролетами 12—33 м.

В основу системы положена библиотека программ проектных материалов, занесенная в память машины, содержащая сведения

из десяти типовых проектов путепроводов, разработанных Союздорпроект, Гипротрансмостом, Ленгипротрансмостом, и библиотека конструктивных элементов, состоящая из 150 наименований, а также векторов компоновки и кодировки, служащих для описания возможных схем основных элементов моста. Векторы компоновки — это информация о библиотечных номерах и качестве элементов, образующих ту или иную схему опоры или пролетного строения. Вектор кодировки — это информация об условиях, для которых может быть применена та или иная схема с учетом геологии, типа пересечения, габарита, типа опор и пролетных строений. Оба эти вектора формируются отдельно для устоев, пролетных строений и проезжей части. Для грунтов с $R=2,5 \text{ кгс/см}^2$ предусмотрены свайные фундаменты, для прочных грунтов — фундаменты на естественном основании.

Система GENESYS (Великобритания) позволяет полностью запроектировать мост из железобетона и металла любой системы, за исключением висячей и вантовой. Заслуживает внимания и универсальность общего подхода к расчетам.

Расчетные схемы неразрезного пролетного строения, составленные традиционными методами и на ЭВМ, приведены на рис. 18. Характерно, что прием передачи нагрузок и реакций на

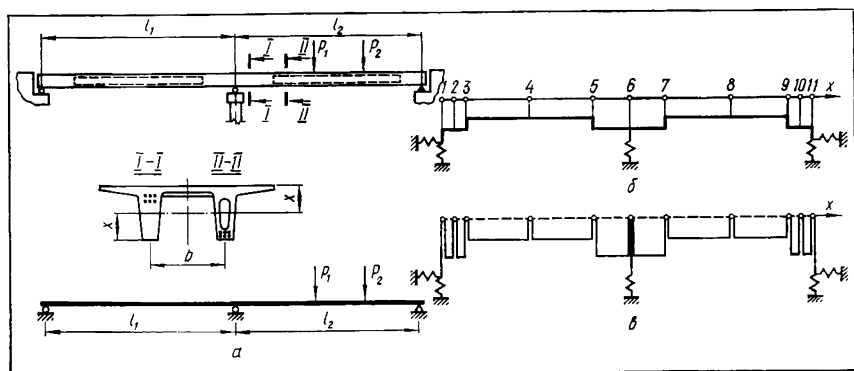


Рис. 18. Реальные (а) и идеализированные (б и в) схемы неразрезного пролетного строения при расчете на ЭВМ.

теоретическую ось пролетного строения посредством вертикальных жестких плеч позволяет произвести определение геометрических характеристик разных сечений (сплошных, коробчатых и др.) по обе стороны жестких плеч.

Принятие всех опор упругими (см. рис. 18, б, в) при их работе на вертикальные и горизонтальные нагрузки дает возможность проектировщику принимать их бесконечно жесткими. В расчете же на ЭВМ они будут фигурировать как упругие с очень малой упругой осадкой.

Имеются и другие приемы, позволяющие запрограммировать

систему в общем виде с учетом всех особенностей исходных данных. Например, модель (см. рис. 18, а) разделена на отдельные диски. Тогда ее математическая модель будет состоять из трех опор и четырех точек перемены сечения, т. е. из семи характеристических точек-узлов. Результаты расчета на ЭВМ относятся только к узлам, что дает возможность проектировщику задавать в исходных данных любое необходимое ему количество узлов, однако с двумя на диск линейными размерами высоты и ширины сечения (сечение по кривой заменяется прямыми отрезками). Согласно математической модели, для каждого узла составляются три уравнения равновесия, учитывающие жесткости дисков и опор, входящих в узел в их горизонтальном и вертикальном направлениях, а также угол поворота.

Технологическая характеристика модели (см. рис. 18, б) определяет вид этих уравнений. Методом Гаусса система сводится к удобному для решения виду с получением результатов правой части, которая представляет собой систему сил, приложенных к узлам. В результате решения получаем перемещения узлов.

В исходных данных проектировщик может отразить действие временной нагрузки, силы предварительного напряжения, осадку опор, изменение температуры, усилия от которых также прилагаются в узлах.

Для получения изгибающих моментов продольных и поперечных сил полученные данные перемещений умножаются на жесткость дисков. Полученные результаты прикладываются к центрам тяжести сечений. В случае когда центры тяжести лежат в разных плоскостях или между первым и вторым центром тяжести имеется опора, моменты слева и справа от узла неодинаковы.

Система GENESYS имеет подсистему SLB для проектирования и анализа сборных мостов из балок и плит. Конструкция моста рассчитывается на ЭВМ как пространственная методом конечных элементов на основании положения о малом упругом перемещении и теории изгиба тонкой плиты. В такой форме анализа влияние поперечного уклона моста, вертикальной кривизны, температуры, сил торможения и центробежной силы не может быть представлено как влияние сил в плоскости.

Вид плиты в плане может быть любой произвольной формы (прямоугольной, косой, изогнутой). Толщина плиты (балки) и ее упругие свойства приводятся к сети конечных элементов, покрывающей мост в плане. Опирающие плиты или балки могут быть жесткие, упругие или точечные на мощных колоннах. Просадка опор рассматривается как дополнительная нагрузка.

Проектировщик может получить нужные ему результаты в любой форме: реакции опор и перемещения, изгибающие моменты и др. как от единичных нагрузок, так и от комбинаций действующих нагрузок.

В США, Японии, Болгарии, ГДР и других странах разрабатываются системы проектирования автомобильных дорог,

подсистемой которых является проектирование мостов. Особенно полно предполагает использовать ЭВМ в различных стадиях проектирования японская ассоциация национальных железных дорог. В первой стадии проектирования ЭВМ сравнивает предложения и выносит решение о целесообразности строительства в данном месте; во второй — проводятся необходимые расчеты, сравнение результатов и автоматическая выдача чертежей по выбранному варианту; в третьей (стадия строительства) — ЭВМ контролирует ход и качество работ, а также используется при автоматизации технологических процессов; в четвертой (стадия эксплуатации) — ЭВМ применяется для сбора и обработки информации для последующего обобщения опыта с целью использования его при разработке новых проектов.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ПУТЕПРОВОДОВ

Конструктивные решения мостов и путепроводов должны обеспечивать высокую производительность труда при строительстве и минимальные затраты при эксплуатации. В них должны быть учтены требования Технических правил по экономному расходованию металла, цемента и леса в строительстве (ТП 101—76), возможность максимального использования местных материалов и предусмотрена широкая индустриализация строительства на базе современных средств механизации. Конструктивные решения должны также обеспечивать возможность ремонта с применением средств механизации.

При проектировании мостов и путепроводов должны быть учтены требования единообразия условий движения на дорогах и мостах (путепроводах), т. е. элементы поперечного профиля сооружения по размерам, форме и общему виду не должны иметь заметных изменений по сравнению с прилегающими участками дороги.

Конструкции пролетных строений и опор должны обеспечивать геометрическую неизменяемость системы под действием постоянных и временных нагрузок, а также достаточную прочность, выносливость, устойчивость и жесткость всех частей сооружения с учетом условий изготовления, транспортирования, монтажа и особенностей работы в процессе эксплуатации.

Основные размеры сооружения и его частей должны назначаться исходя из принципов модульности и унификации элементов.

Проектирование путепроводов и мостов, в том числе малых и средних, осуществляют по СН 200—62 и СН 365—67. При проектировании мостов первоначально составляют схемы несколь-

ких вариантов с последующим выбором наиболее рационального, который затем подробно рассчитывают, составляют проект (рабочие чертежи и сметы).

Малые и средние мосты и путепроводы строят в основном из железобетона, и одной из основных задач проектирования сборных предварительно-напряженных железобетонных мостовых конструкций является наиболее полный учет условий работы конструкций, а также улучшение технико-экономических показателей сооружения за счет более полного использования свойств его основных материалов — бетона и арматуры.

Несущие конструкции сооружений рассчитывают на силовые воздействия по предельным состояниям. Согласно СНиП II-21-75 и проекту Указаний по проектированию мостов и труб [2] бетонные и железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (предельные состояния первой группы) и по пригодности к нормальной эксплуатации (предельные состояния второй группы).

Остановимся на стадиях напряженного состояния железобетонного изгибаемого элемента, которые положены в основу формул для расчета железобетонных мостовых конструкций по предельным состояниям. Изгибаемый элемент имеет три стадии напряженного состояния (рис. 19, а). Для упрощения формул в расчет принимают не фактические, а несколько видоизмененные эпюры напряжений, что мало сказывается на точности расчетов (см. рис. 19, б).

В стадии I материалы (арматура и бетон) участвуют в восприятии усилий в растянутой зоне, и закон распределения нормальных напряжений в бетоне по всей высоте сечения близок к линейному. При этом принимают линейную зависимость между напряжениями и деформациями для бетона и арматуры, и в этом случае справедлива гипотеза плоских сечений.

При определении напряжений в обычной арматуре вначале вычисляют напряжения в бетоне на уровне арматуры и умножают их на коэффициент, выражающий отношение модуля упругости арматуры к модулю упругости бетона. Напряжения же в напрягаемой арматуре вычисляют с учетом потерь.

Стадия I положена в основу расчета предварительно-напряженных элементов на трещиностойкость и выносливость.

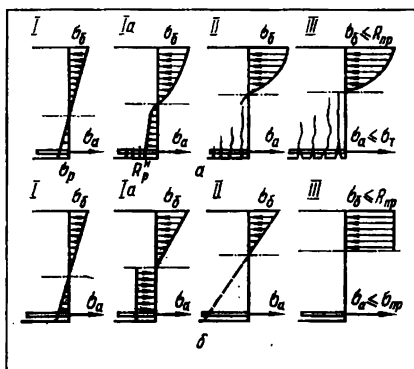


Рис. 19. Стадии работы железобетонной мостовой балки на изгиб:
а — действительные эпюры; б — расчетные.

С ростом нагрузки наступает момент (стадия Ia), когда напряжения достигают значений, соответствующих предельной сжимаемости бетона,— эпюра принимает криволинейный характер. Стадия Ia положена в основу расчета конструкций общего назначения из предварительно-напряженного железобетона по образованию нормальных трещин, при этом эпюра растягивающих напряжений в бетоне принимается в отличие от фактической, прямоугольной с ординатой R_p^n .

В стадии II с ростом нагрузки в растянутой зоне появляются и развиваются трещины, и значительная часть бетона этой зоны выключается из работы. Стадия II используется при определении напряжений в арматуре в расчетах по раскрытию трещин, а также при расчетах на выносливость.

Стадия III — стадия разрушения элемента, когда напряжения в арматуре достигают предела текучести или разрушается сжатая зона бетона и в результате больших пластических деформаций железобетонного элемента в целом исключается дальнейшая эксплуатация конструкции. Стадия III положена в основу расчета на прочность нормальных сечений элементов из любого железобетона. При этом предполагается, что бетон растянутой зоны выключился из работы и не оказывает влияния на прочность элемента, и расчетная эпюра напряжений в бетоне в отличие от реальной принята прямоугольной.

Положение нейтральной оси в различных стадиях разное, и с ростом нагрузки она перемещается по направлению к сжатой грани. Для внецентренно сжатых элементов положение нейтральной оси зависит от эксцентриситета, а общая картина напряженного состояния примерно следует чистому изгибу. Отличие фактических эпюр напряжений от принимаемых в расчетах (рис. 19, б) в отдельных случаях учитывается коэффициентом условий работы m , вводимым в формулы.

При расчетах вводится еще ряд допущений. Главные из них — прочностные и другие характеристики бетона, получаемые при стандартных испытаниях и используемые при различном действии нагрузок (длительное, кратковременное и др.), и только в некоторых случаях для учета длительного действия нагрузок вводят коэффициенты; мостовую конструкцию при расчетах на прочность и трещиностойкость проверяют на действие каждого из совместных усилий — изгибающего и крутящего моментов, продольной и поперечной сил.

Для статически неопределимых конструкций нормы проектирования разрешают определять усилия методами строительной механики, предполагая упругую работу материала, так как методика работы таких конструкций с учетом перераспределения усилий из-за пластических деформаций пока не отработана. При определении жесткости элементов независимо от наличия трещин в формулы вводят бетонное сечение, что позволяет упростить расчеты.

ГАБАРИТЫ И НАГРУЗКИ

Габариты

Габарит мостов складывается из следующих элементов поперечного профиля: проезжей части, полос безопасности и, если надо, разделительной полосы (рис. 20, табл. 8).

Для деревянных мостов на дорогах IV и V категорий допускаются соответственно габариты Г-7 и Г-6. В исключительных случаях на дорогах с однополосным движением допускается габарит Г-4,5.

Минимальную ширину тротуаров следует принимать не менее 1 м, ширину многополосных тротуаров следует назначать кратной 0,75 м. Если регулярное пешеходное движение отсутствует (в сутки по мосту проходит менее 200 пешеходов), следует предусматривать служебные тротуары шириной 0,75 м. При отсутствии регулярного пешеходного движения на малых мостах, удаленных более чем на 3 км от ближайшего населенного пункта, на дорогах IV и V категорий тротуары можно не устраивать; перила моста должны быть в одном створе с ограждениями на дороге.

Ширину тротуаров в населенных пунктах вне зависимости от габарита моста назначают не менее 1,5 м. В случаях установки в пределах тротуаров столбов для освещения за ширину тротуаров принимают расстояние от перил до ближайшей грани основания столба.

При расположении мостов на кривых участках дорог габарит назначают с уширением, величину которого принимают равной уширению проезжей части дорог согласно СНиП II-Д. 5-72, п. 3. 20 из расчета,

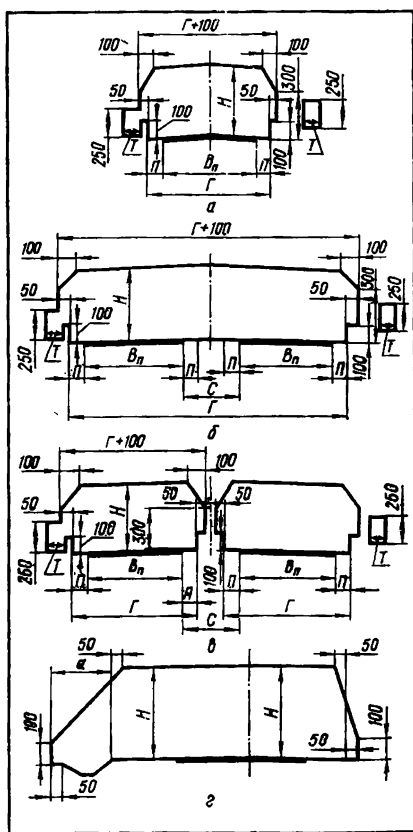


Рис. 20. Габариты приближения конструкций на автодорожных и городских мостах:

а — без разделительной полосы; б — с разделительной полосой без ограждений; в — то же, при наличии ограждений; г — габариты путепроводов; Г — габарит; Н — высота габарита; Т — ширина тротуара; С — ширина разделительной полосы; П — ширина полосы безопасности; В_п — ширина полосы движения.

Таблица 8. Основные параметры габаритов мостов в зависимости от категорий дороги [26]

Элемент поперечного профиля моста	Категория дороги					
	I		II	III	IV	V
Габарит G , м	$G-(13,25+C+13,25)$	$G-(9,5+C+9,5)$	$G-11,5$	$G-10$	$G-8$	$G-7$
	$2(G-15,25)$	$2(G-11,5)$				
Ширина тротуаров T , м	1,5	1,5	1,5	1,0	1,0	1,0
Ширина проезжей части $B_{п.}$, м	$2 \times 11,25$	$2 \times 7,5$	7,5	7,0	6,0	4,5
Ширина полосы безопасности P , м	2	2	2	1,5	1,0	1,25
Число полос движения, шт.	6	4	2	2	2	1

Примечания: 1. В числителе указаны габариты мостов с общими пролетными строениями для двух направлений движения, в знаменателе — при раздельных мостах.

2. На дорогах IV категории ширину полосы безопасности при обосновании можно уменьшать до 0,75 м.

чтобы ширина проезжей части моста была равна ширине на дорогах. В случаях когда при проектировании дорог предусматривают перевод их в перспективе в более высокую категорию или увеличение числа полос движения, габариты мостов принимают по перспективной категории.

Ширина габарита пешеходных мостов и тоннелей определяется размерами пешеходного движения и должна быть кратной 0,75 м, но не менее 2,25, а по высоте не менее 2,2 м.

Ширина и высота габарита моста для пропуска местных полевых дорог должна быть соответственно 6 и 4,5, а скотопогонов 4 и 2,5 м.

Опоры путепроводов и пешеходных мостов должны располагаться при пересечении автомобильных дорог I—III категорий — за пределами земляного полотна на расстоянии не менее 0,5 м от бровки боковых водоотводных устройств (см. рис. 20, г), а при отсутствии их на расстоянии от бровок земляного полотна не менее 4 м для устоев и опор в виде сплошных стенок и не менее 2 м — для опор стоечного типа; при пересечении дорог IV и V категорий — на расстоянии не менее 0,5 м от бровок земляного полотна. При наклонных опорах указанные расстояния принимают на уровне 1 м над проезжей частью.

Расстояние между опорами путепроводов через полевые дороги принимают не менее 6, а через скотопогоны — не менее 4 м.

Возвышение низа пролетных строений (высота габарита) над поверхностью проезжей части пересекаемой дороги принимают 5 м. Габарит под путепроводами принимают при пересечении автомобильных дорог I—III категорий — 5, IV и V категорий, полевых дорог — 4,5, велосипедных и пешеходных дорожек, скотопрогонов — 2,5 м.

Высоту ограждения над поверхностью предохранительной полосы или обочины принимают: для ограждений в виде парапета — 0,5 м, барьерного типа (сквозного) — не менее 0,8 м. На деревянных мостах допускается устройство бордюра высотой 0,3 м.

В несудоходных пролетах мостов на судоходных и сплавных реках и других водотоках возвышение низа пролетных строений над уровнем воды следует устанавливать в зависимости от местных условий, но не менее величины, указанной в табл. 9. Возвышение низа пролетных строений мостов, расположенных в зоне разлива и водохранилищ, должно быть не менее 0,75 высоты свободной волны.

Таблица 9. Положение по высоте элементов мостов на несудоходных и несплавных водотоках [24]

Наименование элементов мостов	Наименьшее возвышение, м		
	над уровнем воды (с учетом влияния подпора и волны)		над наивысшим уровнем ледохода
	расчетным	наибольшим	
Низ пролетных строений:			
при глубине подпертой воды не более 1 м	0,5	0,25	—
то же, более 1 м	0,5	0,25	0,75
при наличии корчехода	1,0	1,0	—
на селевых потоках	1,0	1,0	—
Подферменная площадка	0,25	—	0,5

Нагрузки

Мосты и путепроводы рассчитывают на постоянные и временные нагрузки и воздействия.

Постоянные нагрузки и воздействия. К ним относят: собственный вес конструкций, воздействие предварительного напряжения, давление от веса грунта, гидростатическое давление воды, воздействие усадки и ползучести и, в необходимых случаях, воздействие осадки грунта.

Собственный вес конструкций и коммуникаций, находящихся на мосту, вычисляют по проектным объемам и спецификациям, умножая на нормативное значение объемного веса материалов. Для балочных мостов нагрузка от пролетных строений считается равномерной, если собственный вес по длине пролета не отлича-

ется от средней величины более чем на 10%. Объемный вес железобетона принимают 2,5 тс/м³ при содержании арматуры не более 3%, в противном случае его следует подсчитывать отдельно для бетона (объемный вес 2,35 тс/м³) и для арматуры (объемный вес 7,85 тс/м³). Объемный вес асфальтобетона 2,3 тс/м³, дренающих грунтов засыпки за устоями — 1,8 тс/м³ [21].

Нормативное воздействие предварительного напряжения равно контролируемому напряжению $\sigma_{нк}$, максимальные значения которого к концу натяжения следующие: для высокопрочной проволоки $\sigma_{н.к} = 0,65 R_n^H$, для арматуры класса А-IV 0,95 R_n^H , класса А-V 0,9 R_n^H , класса А-VI 0,8 R_n^H , где R_n^H нормативное сопротивление растяжению напрягаемой арматуры. При этом не учитываются потери, соответствующие рассматриваемой стадии работы.

В соответствии со СНиП II-21-75 при проектировании бетонных и железобетонных конструкций в предварительных расчетах, когда неизвестны условия изготовления и эксплуатации, рекомендуется потери от усадки и ползучести принимать приближенно в зависимости от марки бетона: потери от ползучести — равными $2000 \frac{\sigma_6}{R_0}$ при $\frac{\sigma_6}{R_0} \leq 0,6$ и $4000 (\frac{\sigma_6}{R_0} - 0,3)$ — при $\frac{\sigma_6}{R_0} > 0,6$ (где R_0 — марка бетона; σ_6 — напряжения в бетоне), а потери от усадки — по табл. 10.

Таблица 10. Ориентировочные величины потерь от усадки, кгс/см² [27]

Марка бетона	Способ натяжения арматуры	Потери от усадки
400 и ниже	На упоры На бетон	400 300
500	На упоры На бетон	500 350
600 и выше	На упоры На бетон	600 400

Значения коэффициента перегрузки n для постоянных нагрузок [24]

Все нагрузки, кроме указанных ниже	1,1; 0,9
Вес слоев дорожního покрытия проезжей части мостов	1,5; 0,9
Вес деревянных конструкций	1,2; 0,9
Давление от веса грунта на опоры	1,2; 0,9
Воздействие усадки бетона	1,0; 0,0

В проекте Указаний по проектированию мостов и труб приводятся коэффициенты перегрузки для веса подготовительного, изоляционного и защитного слоев ($n=1,3$ и $0,9$), для веса дорожного покрытия — асфальтобетонного, цементобетонного — и тротуаров на автодорожных ($n=1,5$ и $0,9$) и городских ($n=2$ или $0,9$) мостах, для ветровой нагрузки ($n=1,5$), для колебаний температуры ($n=1,15$). Проектом разрешается принимать разные коэффициенты перегрузки при загрузении линий влияния с участками разных знаков.

Временные нагрузки. Нормативные временные подвижные нагрузки Н-30, Н-10, НК-80 и НГ-60 установлены СН 200—62, причем на нагрузки Н-30 и НК-80 рассчитывают мосты из всех материалов, кроме деревянных, которые рассчитывают на нагрузки Н-10 и НГ-60. Мосты на сельских дорогах с интенсивностью движения менее 100 автомобилей в сутки иногда рассчитывают на нагрузки Н-8 и НГ-30. Схемы нормативных нагрузок приведены на рис. 21.

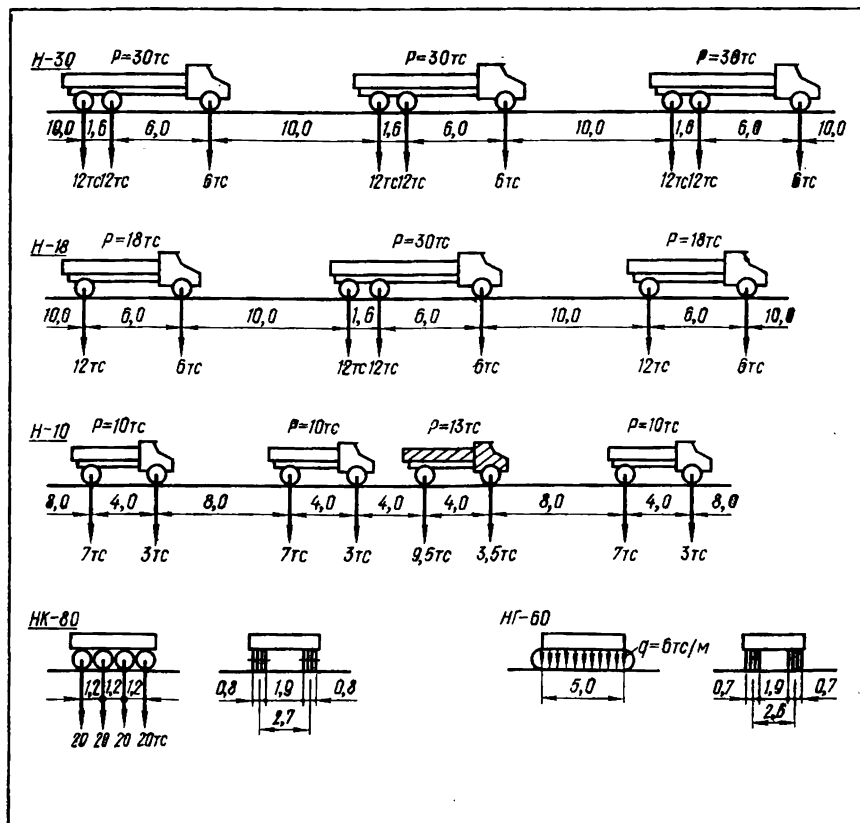


Рис. 21. Схемы нормативных нагрузок.

По действующим нормам [24] в качестве основной нагрузки Н-30 предусматривают колонны автомобилей весом 30 тс. По ширине проезжей части моста можно установить любое возможное количество колонн автомобилей, вызывающее наибольшее усилие в его элементах. При этом расстояние между соседними машинами должно быть не менее 0,1 м и кузов автомобилей шириной 2,9 м не должен выступать за пределы проезжей части. Каждая колонна автомобилей может иметь неограниченную длину с разрывами между автомобилями. В практике проектирования обычно используют таблицы эквивалентных нагрузок.

Нормативную временную нагрузку на тротуары (от толпы) и пешеходные мосты принимают равной 400 кгс/м^2 .

Нагрузки НК-80 и НГ-60 вместе с Н-30, Н-10 и временной нагрузкой на тротуарах не учитывают.

Для получения расчетных нагрузок [24] требуется нормативные значения нагрузок умножить на коэффициент перегрузки, принимаемый равным 1,4 для автомобильной нагрузки Н-30 и Н-10 и 1,1 — для НК-80 и НГ-60.

Расчетную нагрузку на тротуары получают путем умножения нормативной нагрузки на $n=1,4$.

При дополнительных и особых сочетаниях временных нагрузок вводят понижающий коэффициент к коэффициентам перегрузки, равный соответственно 0,8 и 0,7.

В проекте Указаний по проектированию мостов и труб приводятся следующие нормативные временные нагрузки:

нормативная вертикальная нагрузка от подвижного состава АК на автомобильных дорогах на каждую полосу движения в виде двухколейной (рис. 22) равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $k=0,1 \text{ К тс/м}$ (суммарная на обе колеи) и нагрузки от двухосной тележки весом 2К тс , где К класс нагрузки, принимаемый равным

12 для дорог I—III категорий, а также для больших мостов и мостов с пролетами более 60 м на дорогах IV и V категорий и 8 — для остальных мостов и труб на дорогах IV и V категорий. Элементы проезжей части мостов, рассчитываемых на нагрузку А-8, следует проверять на воздействие одной оси весом 12 тс (рис. 22, б);

нагрузка от других транспортных единиц в виде колесной нагрузки НК-80 для мостов и труб, рассчитываемых на нагрузку А-12, и НГ-60 — для остальных мостов и труб.

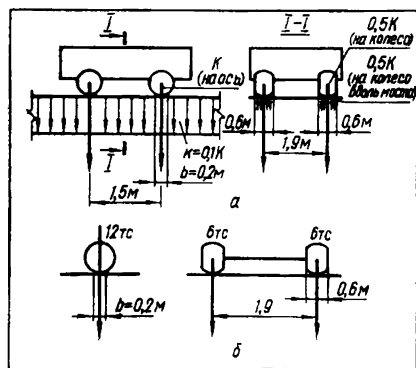


Рис. 22. Схемы нагрузок по проекту Указаний по проектированию мостов и труб:

а — давление от тележки; б — давление от одной оси.

При загрузке нагрузкой АК на каждой полосе движения устанавливается одна тележка в самое невыгодное положение независимо от числа участков загрузки, а равномерно распределенной нагрузкой загружают полностью все участки одного знака.

По ширине проезда моста оси полос нагрузки АК следует совмещать с осями полос движения. При расчете элементов проезжей части тележку на одной из полос устанавливают по ширине проезда моста в наиболее невыгодное положение, но не ближе чем за 3,0 м от соседних полос и 1,5 м от бордюра (в обоих случаях расстояния приняты по оси тележек). Нагрузки НК-80 и НГ-60 устанавливают по ширине проезда моста в невыгодное положение, но так, чтобы край колеса или гусеницы не выступал за пределы проезжей части (рис. 23).

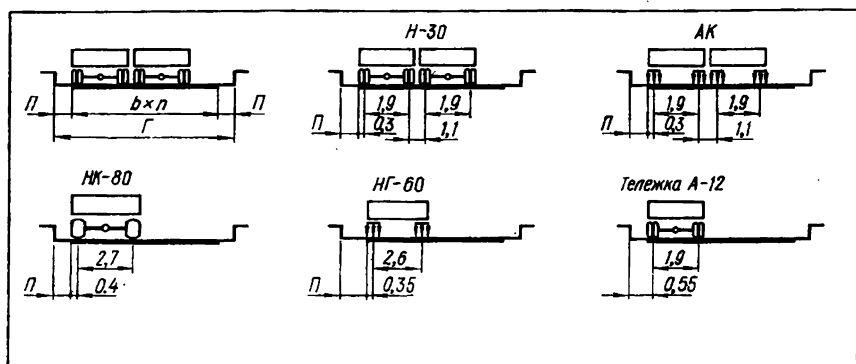


Рис. 23. Схемы расстановки временных нагрузок при определении коэффициента поперечной установки по проекту Указаний по проектированию мостов и труб.

Нагрузки НК-80 и НГ-60 не учитывают совместно с нагрузкой АК, сейсмической и временной нагрузкой на тротуары, а также не учитывают при расчетах на выносливость, трещиностойкость и на совместное действие силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды.

Нормативная горизонтальная нагрузка от торможения на одной полосе нагрузки АК принимается равной 30% от временной равномерно распределенной нагрузки K , причем величина ее должна быть не меньше $0,7 K$ и не больше $2,2 K$.

Нормативная горизонтальная поперечная нагрузка от ударов колес автомобильной нагрузки АК прикладывается на уровне верха проезжей части в виде равномерно распределенной нагрузки $0,05 K$. Эту нагрузку учитывают только с одной стороны полосы.

Динамический коэффициент от подвижной нагрузки для пролетных строений и тонкостенных конструкций железобетонных мостов при отсутствии засыпки согласно проекту Указаний по проектированию мостов и труб определяют по формуле

$$(1 + \mu) = \frac{45 - \lambda}{135} \geq 1,$$

где λ — длина загрузки линии влияния или длина пролетного строения.

Согласно СН 200—62

$$(1 + \mu) = 1,3 - \frac{0,3(\lambda - 5)}{45 - 5}.$$

Значения динамического коэффициента $(1 + \mu)$ [28]

Элементы деформационных швов и их анкерные крепления	2
НК-80 при $\lambda \leq 1$ м	1,3
НК-80 при $\lambda \geq 5$ м	1,1
НГ-60	1,1
Засыпка толщиной не менее 0,5 м	1

При расчетах, кроме временных подвижных нагрузок, необходимо учесть прочие временные нагрузки: ветровую, изменение температуры, воздействие трения в подвижных опорных частях, строительные и сейсмические нагрузки, а при расчете опор дополнительно ледовые нагрузки, воздействие морозного пучения грунта, нагрузки от навала судов и другие.

Воздействия колебаний температуры учитывают при подсчете деформаций и усилий в элементах внешне статически неопределимых систем, а также при расчете температурно-неразрезных балочных систем. Нормативные значения средних температур в сечениях определяют по максимальной и минимальной температурам воздуха, которые для типовых и многократно применяемых конструкций принимают: максимальные $+45^\circ\text{C}$, минимальные -45°C , для северных районов соответственно $+35$ и -65°C .

Усилия в статически неопределимых конструкциях от воздействия температуры рассчитывают по разности нормативных значений и температуры замыкания, принимаемой равной $+12^\circ\text{C}$ (без солнечной радиации).

Коэффициент линейного расширения для бетона, железобетона и стали 0,00001.

Проектом Указаний [2] предусматривается введение несколько измененного коэффициента полосности по сравнению с СН 200—62. При нагрузке, находящейся на многих полосах широкого моста, для одной полосы $m_c = 1$, для остальных полос к нагрузке АК от тележек $m_c = 1$, к равномерно распределенной нагрузке — 0,5.

Элементы мостовых конструкций считаются железобетонными, если процент армирования (отношение в процентах площади

сечения продольной расчетной арматуры к расчетной площади сечения бетона) не менее 0,1, при обязательной совместной работе арматуры и бетона. В противном случае, они рассчитываются как бетонные.

В проекте Указаний предполагается и некоторое изменение нормативной временной нагрузки для расчета тротуаров и пешеходных мостов. Эту нагрузку определяют по формуле $q_t = 400 - 2\lambda \text{ кгс/м}^2 \geq 200 \text{ кгс/м}^2$, где λ — длина загрузки, м.

Изменены также значения коэффициентов перегрузки для всех временных нагрузок, в частности:

для нагрузки АК от тележки, которая оказывает наиболее неблагоприятное воздействие, $n = 1,5$;

то же, от тележек на остальных полосах и для нагрузки от одиночной оси (при проверке проезжей части на нагрузку А-8) $n = 1,2$;

для равномерно распределенной нагрузки и давления грунта $n = 1,2$;

для НК-80 и НГ-60 $n = 1,0$.

Распределенная нагрузка для пешеходных мостов и тротуаров принимается с коэффициентом перегрузки $n = 1,4$; для нагрузки на тротуары, если воздействие толпы учитывается с другими нагрузками, действующими на проезжей части моста, $n = 1,2$.

Сочетания нагрузок. В проекте Указаний по проектированию мостов и труб [2] приводятся два сочетания нагрузок: основное и дополнительное. Отдельно вводится коэффициент сочетаний n_c , который должен учитывать малую вероятность совпадения различных временных нагрузок с максимальными значениями. При основном сочетании он равен единице. В других сочетаниях он вводится с разными значениями для входящих нагрузок. Его величина изменяется в пределах 0,7—0,8 и только для ветровой нагрузки в сочетании с подвижной, находящейся на мосту, принимается равной 0,25. Для строительных нагрузок коэффициент сочетаний $n_s = 1$.

В СН 200—62 рассматриваются три сочетания нагрузок: основные, дополнительные и особые.

ПРОЛЕТНЫЕ СТРОЕНИЯ

Балочно-разрезные пролетные строения

В настоящее время большинство малых мостов и путепроводов проектируют и строят разрезных систем из типовых конструкций пролетных строений (и опор.) Так, 96% мостов и путепроводов, сооружаемых Главмостостроем Минтрансстроя СССР, имеют разрезные пролеты до 33 м, собираемые из цельноперевозимых или составных по длине балок, причем доля последних

незначительна. Этому способствует налаженное массовое изготовление на заводах железобетонных мостовых конструкций по типовым проектам, что удовлетворяет направленности всего строительства на индустриализацию, а также дает возможность широко использовать любое усовершенствование, снизить стоимость конструкций, сократить сроки строительства и в целом эффективнее использовать капиталовложения в дорожное строительство.

Мосты и путепроводы с железобетонными балочно-разрезными пролетными строениями, составленными из блоков ребристых и плитных сечений, отличаются определенностью работы, простотой изготовления и сборки конструкций и вследствие этого являются наиболее распространенными в современном мостостроении.

Такие пролетные строения формируют из отдельных блоков (балок либо плит) заводского изготовления, объединяя их по плите проезжей части на монтаже. Балки могут быть цельноперевозимые (длиной до 33 м) или члененные по длине (длиной 21—42 м), собираемые на монтаже из отдельных блоков длиной 3—6 м с последующей установкой в пролет целой балки.

Цельноперевозимые балки на заводах бетонируют в один прием с натяжением мощных пучков на стендах. Цикл изготовления балок непродолжителен, что обеспечило широкое их применение.

Составные по длине конструкции балок пролетных строений применяют в условиях, когда невозможна транспортировка цельной балки и при больших трудностях монтажа. Однако объединение отдельных элементов в цельное пролетное строение — трудоемкая операция, в особенности если учесть, что выполняется она на строительной площадке.

Цельноперевозимые и составные тавровые балки обладают плохой устойчивостью при перевозке и монтаже, требуют применения дополнительных приспособлений. Этому недостатка не имеют блоки пролетных строений в виде плит, но их длина не превышает 18 м. Попытки применить блоки длиной более 18 м для разрезных пролетных строений показали их нерациональность, так как по расходу материалов они уступают ребристым.

При проектировании следует учитывать, что компоновка поперечного сечения пролетного строения из минимального количества блоков позволяет снизить стоимость монтажа и сократить сроки строительства. Длину пролетного строения и другие размеры следует назначать исходя из минимального расхода материалов, технических возможностей строительной организации с учетом максимальной унификации конструкций на строящейся или реконструируемой дороге.

По условиям заводского изготовления блоки пролетного строения должны иметь минимальную высоту сечения без выступов и приливов с минимальным количеством закладных деталей. По-

перечное объединение блоков в пролетное строение должно выполняться с минимальными работами на монтаже путем омоноличивания в уровне проезжей части. Иногда в целях сокращения объемов монолитного железобетона применяют сборные вставки.

Основными типами пролетных строений (проект Союздорпроекта) для эксплуатации в нормальных условиях приняты плитные длиной 6; 9; 12; 15 и 18 м и ребристые длиной 12; 15; 18; 21; 24 и 33 м (см. табл. 1). При этом плиты длиной до 12 м и ребристые балки длиной до 18 м могут армироваться каркасной ненапрягаемой арматурой. Рациональные границы применения плитных конструкций по сравнению с ребристыми можно проследить по расходу материалов (рис. 24). ТЭП-72 рекомендует применять разрезные пролетные строения в зависимости от средней высоты моста (рис. 25).

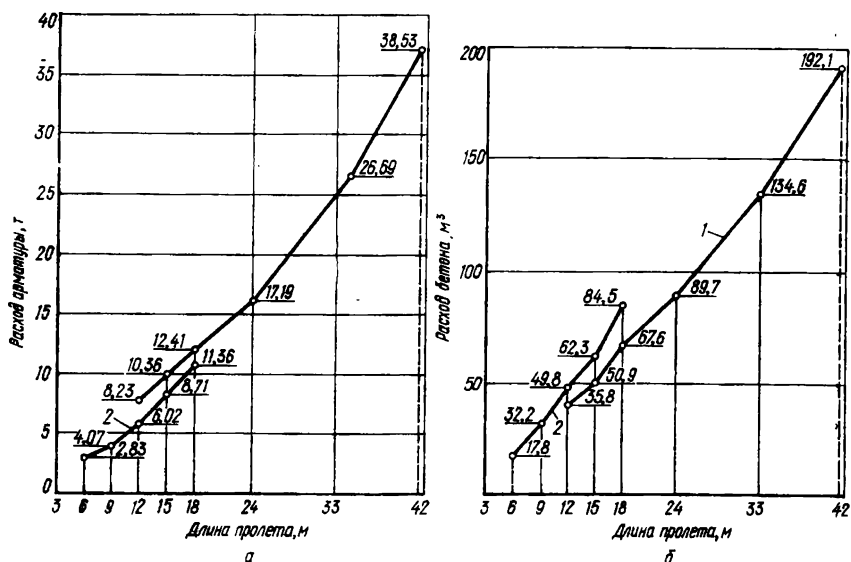


Рис. 24. График расхода арматуры (а) и бетона (б) для разрезных пролетных строений габаритом Г-9+2×1,0 м:
1 — ребристых; 2 — плитных.

Ребристые пролетные строения длиной 12 м и более успешно конкурируют с плитными по расходу материалов, а также по количеству балок (монтажных элементов) в поперечном сечении пролетного строения. Однако плитные конструкции пролетных строений проще в изготовлении, транспортировании, омоноличивании и др. Пролетное строение собирается из отдельных пустотных плит шириной 98 см (табл. 11).

Плиты изготавливают из бетона марки 400 и армируют напрягаемой арматурой из высокопрочной проволоки или прядей, а также стержнями из арматуры класса А-IV марки 20ХГ2СЦ.

Плитные пролетные строения особенно широкое распространение получили на Украине благодаря разработкам Госдорнии

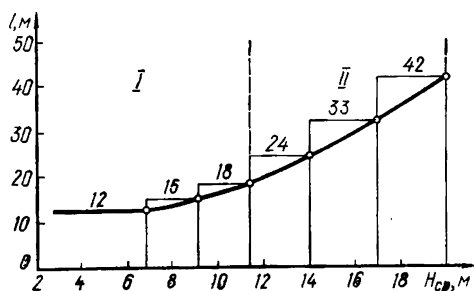


Рис. 25. График применения различных пролетных строений в зависимости от их длины l и средней высоты моста H_{cp} по ТЭП-72:

I — пролетные строения с каркасной арматурой (плитные и ребристые); II — то же, с предварительно-напряженной арматурой (ребристые).

Таблица 11. Изменение высоты и веса плитных и ребристых балок в зависимости от длины

Полная длина, м	Высота, м	Монтажный вес, тс	Полная длина, м	Высота, м	Монтажный вес, тс
Плитные балки шириной 98 см			Ребристые балки		
6	0,3	3,1	18	1,2	27,8—28,7
9	0,45	5,6	24	1,2	36,8—38
12	0,6	8,5	33	1,5; 1,7	56,3—60,9
15	0,6	10,7	42	2,1	—
18	0,75	14,3			

и Укргипродора. Их изготавливают серийно трех типоразмеров: 6, 12 и 18 м.

Организации Минтрансстроя широко применяют типовые ребристые бездиафрагменные балки длиной 18; 21; 24; 33 и 42 м. Из них формируют любые габариты с омоноличиванием блоков пролетного строения в уровне проезжей части. Высота и масса блоков ребристых пролетных строений изменяются в зависимости от их длины (см. табл. 12).

Балки длиной 42 м изготавливают (как и варианты балок длиной 24 и 33 м) из шестиметровых блоков-секций и двух трехметровых концевых. Вес одного блока от 7,1 до 11,8 тс. После доставки блоков-секций на стройплощадку их выкладывают на стенды и объединяют в цельную балку, которую затем устанавливают в пролет.

Сборные ребристые балки изготавливают из бетона марки 400 и 500 с напрягаемой арматурой из холодноотянутой проволоки В-II диаметром 5 мм по ГОСТ 7348—63 и ненапрягаемой класса А-I и А-II.

Таблица 12. Основные показатели плитных пролетных строений с замкнутыми и незамкнутыми пустотами [13]

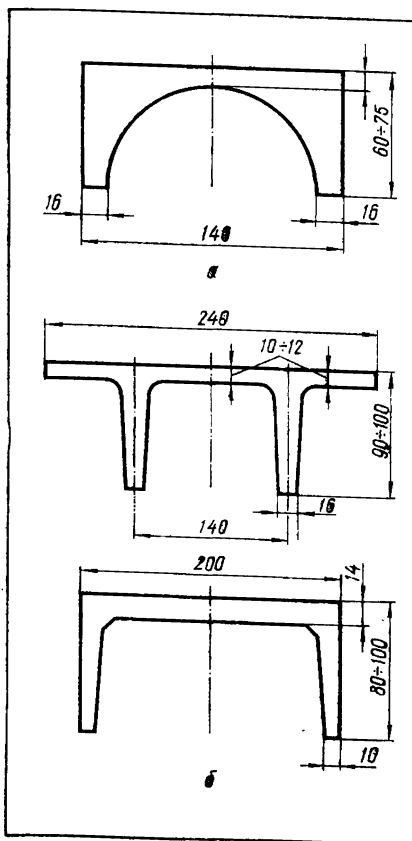
Плиты	Длина, м	Высота, м	Расход на 1 м ²				Вес, тс	% сборки	Стоимость 1 м ² , руб.
			бетона марки 400, м ³	арматуры, кг, класса		приведенный расход арматуры класса А-I			
				A-V	A-I, A-II, A-III				
С продольными пустотами	12	60	0,39	14,3	23,8	42,8	9,5	90	60,8
	15	60	0,39	24,2	22,8	54,4	11,9	90	69,7
Сводчатые	12	60	0,31	16,4	31,4	53,8	11,8	98	51,7
	15	60	0,31	21,5	31,2	60,11	14,5	98	57,2
	21	75	0,36	31,6	32,2	74,3	24	98	78,1

Рис. 26. Поперечное сечение сводчатой плиты (а) и двухребристых П-образных блоков (б).

Поперечное сечение пролетного строения komponуют из промежуточных и крайних балок, имеющих выпуски арматуры для их объединения.

Проектными и научно-исследовательскими организациями за последнее время проведена большая работа по совершенствованию старых и созданию новых конструкций пролетных строений. Главный конструктивно - технологический недостаток современных плитных разрезных пролетных строений — сложность извлечения пустотообразователей при образовании замкнутых продольных пустот, что нередко снижает их качество. Технологические и конструктивные мероприятия не дают 100%-ной гарантии высокого качества выпускаемой продукции.

Воронежский филиал Гипдорнии разработал техниче-



кое решение пролетных строений длиной 12, 15 и 21 м из сводчатых плит шириной 1,4 м с незамкнутыми пустотами (рис. 26, а, табл. 12). Они имеют малую строительную высоту, удобны при монтаже и транспортировке, позволяют сравнительно просто образовывать неразрезные и косые пролетные строения [3].

Очертание плит свода и их ширина подобраны таким образом, чтобы достигнутый «арочный эффект» при работе на местные нагрузки давал бы возможность производить блоки различной высоты в одной опалубке и при транспортировке по железной дороге на платформу помещались бы две плиты рядом. Объединение сводчатых плит в поперечном сечении пролетного строения производится шпонками, поперечным натяжением арматуры и укладкой слоя бетона толщиной 7—8 см, который служит выравнивающим слоем для укладки изоляции.

Заслуживает внимания применение вместо балок таврового сечения двухребристых блоков П-образного сечения (рис. 26, б). По расходу материалов они эквивалентны типовым унифицированным ребристым балкам таврового сечения, но превосходят их по сборности, удобству монтажа и транспортирования. Блоки П-образного сечения требуют более сложного объединения в поперечном направлении либо с помощью поперечного натяжения предварительно-напряженной арматуры, либо бетонированием балок со специально предусмотренными плоскостными диафрагмами по аналогии с плитами, имеющими поперечные пустоты.

Температурно-неразрезные пролетные строения хорошо зарекомендовали себя, и объемы строительства мостов и путепроводов с такими пролетными строениями с каждым годом возрастают.

Деформационные швы в проезжей части моста (путепровода) наиболее уязвимы при эксплуатации. Стремление уменьшить их количество для повышения комфортабельности движения транспортных средств, облегчения содержания и эксплуатации сооружения, а также для повышения долговечности конструкций привело к решению превратить разрезные пролетные строения в температурно-неразрезные. Они образуются из разрезных пролетных строений путем устройства шарнирных соединений вместо ряда деформационных швов.

Шарниры должны обладать гибкостью при восприятии временной нагрузки и удовлетворять условиям прочности при воздействии продольных усилий, вызванных изменением температуры и торможением. Перемещения объединенных пролетов от этих продольных усилий происходят в результате работы подвижных опорных частей. Таким образом, при действии вертикальных нагрузок напряженно-деформированное состояние практически остается таким же, как и в разрезных системах, а при воздействии горизонтальных усилий и изменении температуры пролетные строения работают как неразрезные. Такая конструк-

ция пролетных строений обладает большой горизонтальной жесткостью в продольном направлении и позволяет облегчить работу опор.

Наиболее целесообразно объединить балки в температурно-неразрезные системы при пролетах до 30 м. Объединение может производиться разными способами: как по плите проезжей части (рис. 27), так и в уровне выравнивающего слоя, возможно объединение ребристых балок по стыкам омоноличивания плиты.

Недостаток первого способа заключается в том, что при изготовлении балок часть плиты в торцах не бетонируют, оставляя горизонтальные выпуски арматуры, а это усложняет технологию изготовления элементов пролетных строений. Преимуществом данного способа является надежный и совершенный стык, вследствие чего этот способ рекомендуется как основной.

При соединении путем перекрытия шва в уровне выравнивающего слоя усложняется не технология изготовления балок, а устройство шва. Таким способом объединяют только пролетные строения, имеющие выравнивающий слой, достаточный для формирования соединительной плиты.

Объединение по стыкам омоноличивания плиты ребристых балок в настоящее время еще не может быть рекомендовано. Его применяют в отдельных случаях как опытное.

При объединении по плите проезжей части ребристых балок элемент, объединяющий смежные пролетные строения (плита проезжей части, выравнивающий слой), отделяют от нижележащей конструкции упругой прокладкой, длина которой несколько превышает расстояние между опорными сечениями смежных пролетных строений или равна ему. Упругие прокладки состоят из нескольких слоев рубероида, склеиваемых битумной мастикой. Их толщина не превышает 5—10 мм. Гидроизоляцию под узлом сопряжения укладывают без приклеивания, для чего по длине соединительной плиты плюс 0,25 м в обе стороны от ее концов она отделяется от выравнивающего и защитного слоев прокладкой из пергамина. В узле шарнирного сопряжения пролетного строения защитный слой дополнительно армируют сварной сеткой из арматуры класса А-I диаметром 6 мм с ячейками 100×100 мм.

Толщина соединительной плиты обычно не превышает 13,5 см, причем верхняя ее поверхность располагается в уровне плит балок.

Соединительная плита отделяется от ребер балок резиновой прокладкой толщиной 5 мм. Это дает возможность соединительной плите работать полным пролетом при повороте опорных сечений балок под воздействием вертикальной нагрузки.

Для мостов и путепроводов с плитными пролетными строениями Госдорнии и Укргипродор Миндорстроя УССР предложили несколько иную конструкцию соединений, чем для ребристых балок [35]. Рассмотрим два варианта сопряжений: по плите

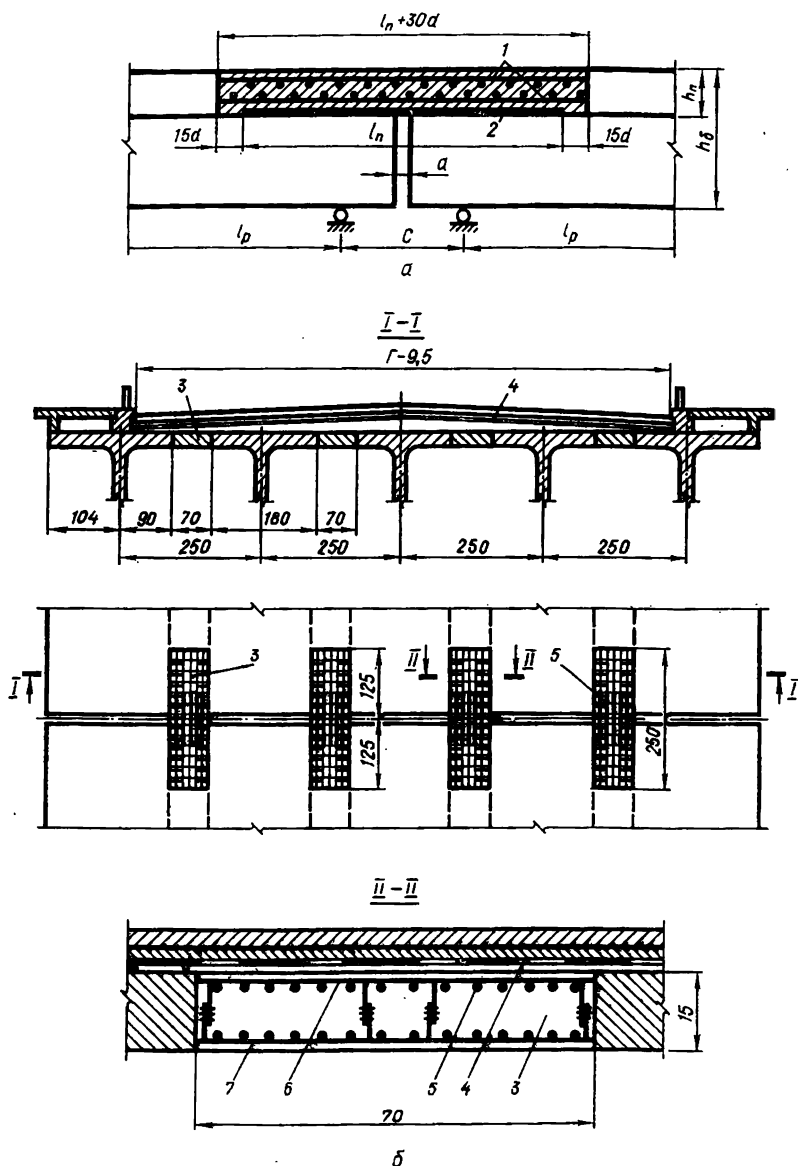


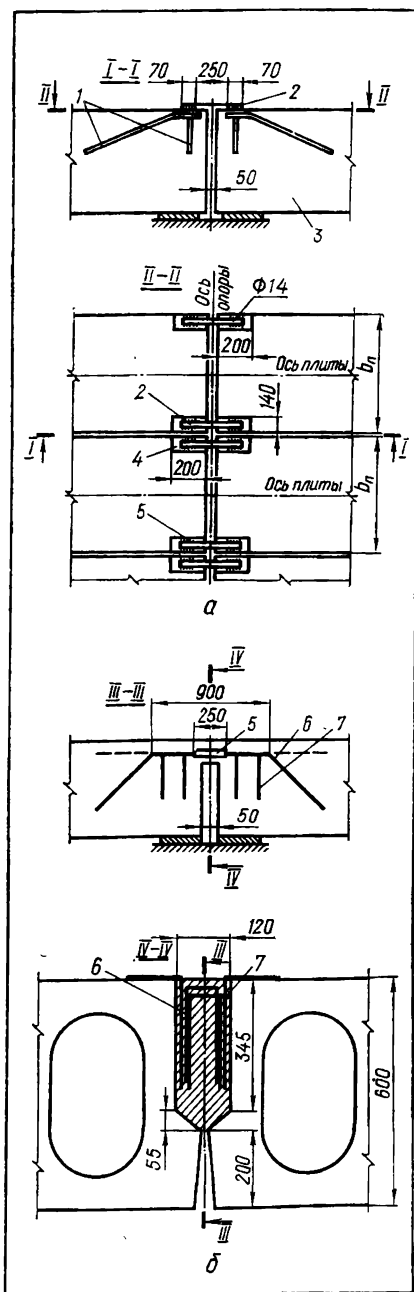
Рис. 27. Схемы шарнирных соединений ребристых пролетных строений:
 а — по плите проезжей части; б — по стыку омоноличивания; 1 — армирование соединительной плиты (стержни диаметром d); 2 — упругая прокладка из резины; 3 — соединительная плита; 4 — проезжая часть; 5 — стержни обернутые рубероидом; 6 и 7 — соответственно верхняя и нижняя арматурная сетка.

проезжей части и по продольным швам омоноличивания. По первому варианту одним или двумя арматурными стержнями перекрывают надопорное пространство между соседними пролетами и оба конца приваривают к закладным деталям, установленным в торцах плит при изготовлении (рис. 28, а). По второму — арматурный стержень П-образной формы вставляют в процессе бетонирования в продольный шов между плитами, перекрывая надопорный зазор (рис. 28, б).

Для проверки работы таких швов построены три четырех- и трехпролетных моста. В четырехпролетном мосту была объединена секция из трех пролетов, а один шов устроен так, как в мостах с разрезными пролетами. Под нагрузкой (около 80% нормативной) были измерены прогибы плит, углы поворота торцовых сечений и поднятие концов фасадных плит. На отдельных соединениях были измерены напряжения в шарнирах плит. Испытания показали надежность предложенных конструкций сопряжений пролетных строений. В результате установлены расчетная схема соединения (балка, закрепленная в двух концах) и необходимость дополнительного расчета таких соединений на прочность по изгибающему моменту от поворота опорного сечения.

Рис. 28. Схемы объединения пролетных строений с помощью стыковых накладок (а) и по продольным шпоночным швам (б):

1 — анкер; 2 — стыковая накладка или стержень; 3 — плитное пролетное строение; 4 — закладная деталь; 5 — участки стержней, обернутые пергамином или рубероидом; 6 — расчетная арматура шарнирного сопряжения; 7 — хомуты.



Таким образом, для улучшения эксплуатационных качеств многопролетных мостов их необходимо объединить в цепь с непрерывной проезжей частью. При этом следует уделять внимание выбору типа опорных частей (желательно резинометаллические) и конструкции крайних деформационных швов, обеспечивающих горизонтальные перемещения, зависящие от длины объединенной плети.

Особое значение имеет образование непрерывной проезжей части на мостах и путепроводах при косых пролетных строениях, где деформационные швы имеют сложную конфигурацию в плане.

По данным Госдорнии УССР, сооружения с шарнирными соединениями (т. е. с температурно-неразрезными пролетными строениями) дают ежегодную экономию около 30 руб. на 1 пог. м по сравнению с сооружениями с разрезными пролетными строениями и деформационными швами [35].

Балочно-неразрезные пролетные строения

Применяемые в настоящее время разрезные пролетные строения длиной 21—42 м, составленные из тавровых ребристых балок и объединенные путем омоноличивания выпусков арматуры из плиты проезжей части, имеют ряд существенных недостатков: большой объем бетона, укладываемого во время монтажа, необходимость укладки под гидроизоляцию выравнивающего слоя значительной толщины в связи с различными высотами отдельных балок, большое количество деформационных швов, переломы продольного профиля над опорами и др.

Все это вызвало поиск более удачных конструктивных решений пролетных строений в диапазоне от 18 до 42 м. Плитные разрезные пролетные строения исключают некоторые недостатки ребристых, но они рациональны только для малых пролетов ($l = 6 \dots 18$ м).

Применение неразрезных пролетных строений дает возможность уменьшать материалоемкость самого пролетного строения, свести до минимума количество деформационных швов, что улучшает эксплуатационные качества сооружения, уменьшает объем бетона для ригелей промежуточных опор и количество опорных частей, строительную высоту и соответственно объем земляных работ при устройстве подходов и др.

Неразрезные системы мостов с пролетами до 42 м формируют из балок и плит заводского изготовления с последующим их объединением при монтаже по одному из трех способов.

Первый способ — объединение стандартных балок в неразрезную систему над опорой. В этом случае блоки изготавливают стандартной длины на стендах и объединяют в неразрезную систему с помощью предварительно-напряженной арматуры (рис. 29). Напряжением арматуры A_n создаются отрицательные изги-

бающие моменты M , приложенные к сборным блокам (рис. 29, II), которые, складываясь с балочными моментами, возникающими в балках от собственного веса, дают эпюру моментов (рис. 29, III), характерную для неразрезных балок.

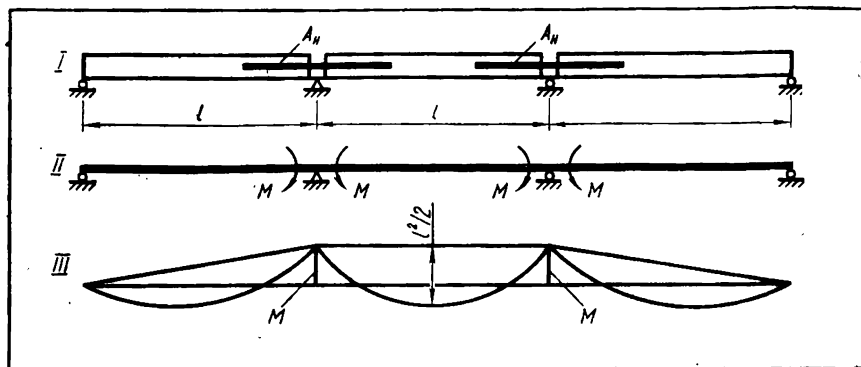


Рис. 29. Работа разрезных балок, объединенных с помощью предварительно-напряженного арматурного элемента в неразрезную систему со стыками на опорах:

I — схема объединения; II — отрицательный момент, создаваемый предварительно-напряженной арматурой; III — суммарная эпюра моментов для неразрезной балки.

Объединение может производиться путем устройства ненапрягаемых стыков над опорой: взаимные выпуски арматуры сваривают и омоноличивают приопорные участки балок совместно со сборным тавровым ригелем, часть стенки которого при изготовлении оставляют недобетонированной (см. рис. 8). Толщина стыка в пределах 80 см, в связи с чем для установки балок на опоры в торцах закладывают металлические консоли.

Второй способ превращения пролетных строений из стандартных балок в неразрезную систему предусматривает устройство предварительно-напряженных или обычных стыков в пролете в зонах, где максимумы и минимумы моментов огибающих эпюр сближаются между собой по абсолютной величине (рис. 30).

Третий способ — формирование неразрезных систем из полнопрофильных члененных по длине коробчатых или плитно-ребристых блоков пролетных строений, собираемых в навес или продольной надвигкой (коробчатые), или на специальных передвижных подмостях (плитно-ребристые).

Каждый из приведенных способов объединения имеет как преимущества, так и недостатки; все они испытаны на практике, но пока еще нет единого метода, пригодного для любых систем мостов из блоков любых конструкций.

Наиболее простая компоновка неразрезных пролетных строений из пустотных плит, по второму способу, нашедшая широкое распространение на Украине, позволяет, используя обычные

плиты в неразрезной системе, увеличить длину пролетов в 1,3—1,5 раза без особых усложнений технологии изготовления и монтажа.

Неразрезные пролетные строения, применяемые для мостов и путепроводов, можно классифицировать по поперечному сече-

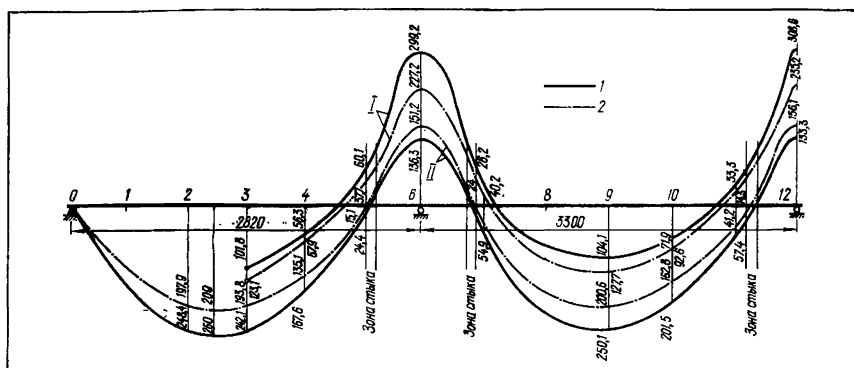


Рис. 30. Огибающая эпюра моментов в неразрезных конструкциях и зоны стыков для их формирования из сборных балок:
1 — расчетные изгибающие моменты; 2 — нормативные изгибающие моменты; I — эпюра $M_{\text{мнн}}$; II — эпюра $M_{\text{макс}}$.

нию сборных блоков, из которых они формируются, и в связи с этим их можно условно разделить на пять типов:

тип I — плитные, формируемые из типовых унифицированных плит длиной 12, 15, 18 м и надопорных блоков длиной 6 м. Плиты и надопорные блоки имеют одинаковые поперечные сечения. Стык их осуществляют в пролете. Из указанных плит и надопорных блоков можно формировать неразрезные пролетные строения следующих схем: $12+n \times 18+12$; $15+n \times 21+15$; $18+n \times 21+18$; $15+n \times 24+15$; $21+n \times 24+21$ м;

тип II — ребристые, формируемые из отдельных тавровых унифицированных балок (проект Союздорпроекта) со стыками над опорами. Схемы неразрезных пролетных строений: $18+n \times 24+18$; $24+n \times 33+24$; $33+n \times 42+33$ м;

тип III — плитно-коробчатые, формируемые из сборных нетиповых коробчатых блоков (пролетных и надопорных) со стыками в пролете (рис. 31). Схемы неразрезных пролетных строений: $18+n \times 24+18$; $24+n \times 33+24$; $33+n \times 42+33$ м;

тип IV — плитно-ребристые (ПРК), члененные по длине (рис. 32), формируемые из отдельных блоков длиной 3 м и более на перемещающихся подмостях. Схемы неразрезных пролетных строений: $21+n \times 33+21$; $33+n \times 42+33$ м;

тип V — коробчатые, члененные по длине, формируемые из полнопрофильных длиной 3 м или из нескольких коробчатых бло-

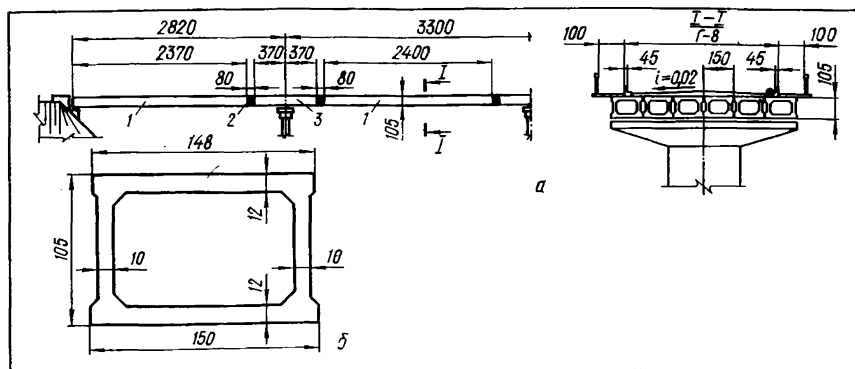


Рис. 31. Неразрезное пролетное строение с пролетами $28,5+n \times 33+28,5$ из корычатых блоков (а) и поперечное сечение блока (б):
1 — корычатый блок; 2 — стык; 3 — надпорный блок.

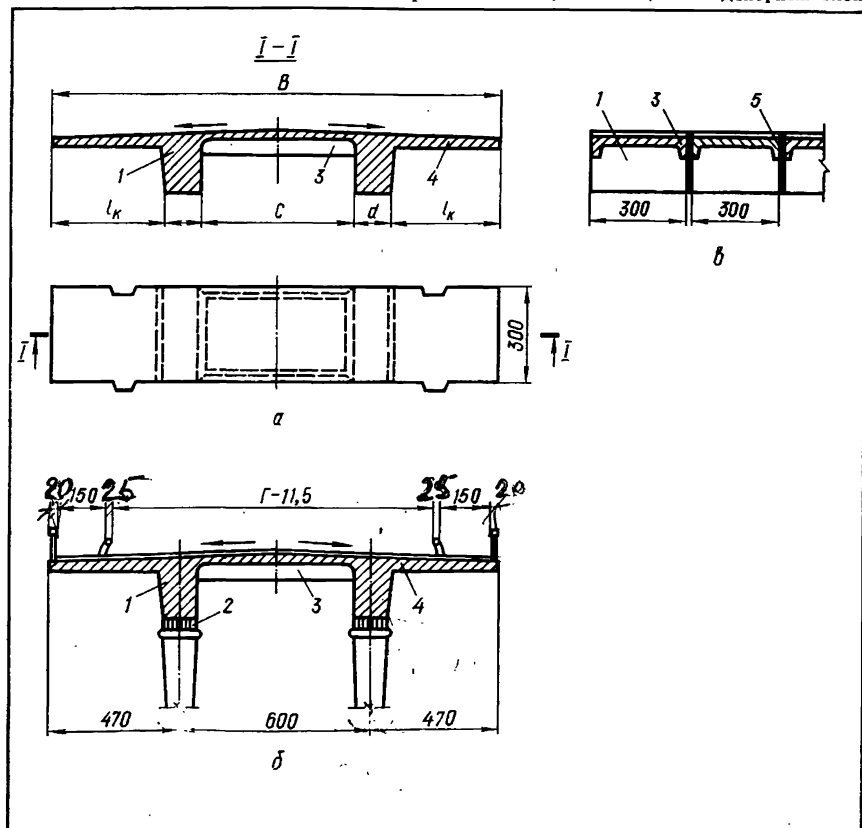


Рис. 32. Неразрезные пролетные строения, собираемые из блоков ПРК:
а — форма блока; б — поперечное сечение моста; в — взаимное стыкование блоков; 1 — блок ПРК; 2 — резиновые опорные части; 3 — поперечные ребра; 4 — плита; 5 — клеевый шов.

ков в поперечном сечении длиной более 3 м. Схемы коробчатых неразрезных пролетных строений: $33 + n \times 42 + 33$ м и др.

Рассмотрим каждый из указанных типов.

Неразрезные пролетные строения первого типа предложены и успешно внедряются в практику мостостроения Киевским филиалом Союздорпроекта и Госдорнии. Их формируют из типовых пустотных плитных конструкций Б-1, Б-2 и Б-3 (рис. 33),

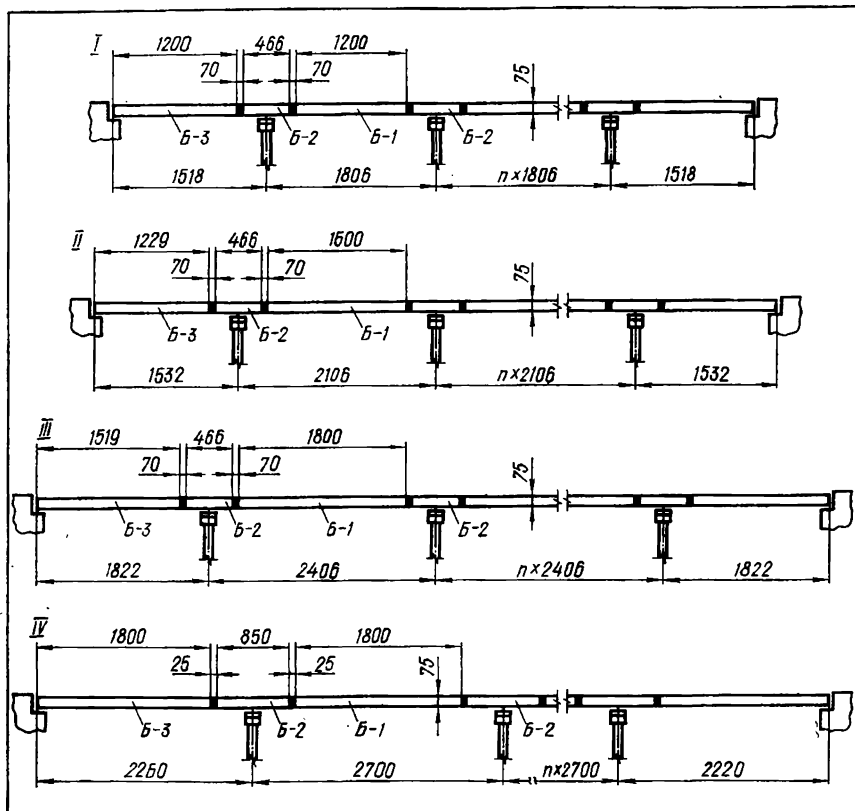


Рис. 33. Неразрезные пролетные строения из типовых пустотных плит длиной: I — 12; II — 15; III и IV — 18 м.

выпускаемых заводами, с объединением в пролете. Блоки Б-2 длиной 4,66 м изготавливают в опалубке блоков Б-1 и Б-2 по 2—3 блока в одной форме. Блоки Б-3 в отдельных случаях могут быть укорочены. Высота блоков от $\frac{1}{30}$ до $\frac{1}{35}$ длины пролета, что весьма экономично для пролетов длиной от 12 до 24 м.

Мосты и путепроводы с неразрезными пролетными строениями первого типа имеют не только эксплуатационные и архитек-

Таблица 13. Экономические показатели на 1 м² неразрезного и разрезного пролетного строения (по данным Киевского филиала Союздорпроекта)

Наименование показателя	Единица измерения	Схема неразрезного пролетного строения			Тип разрезного пролетного строения				
		15+nX X18+15	12+nX X21+12	18+nX X24+18	384/26 (l=18 м)	384/26 (l=18 м)	120/95 (l=21 м)	384/32 (l=21 м)	384/26 (l=24 м)
Стоимость конструкций	руб.	69,6	69,7	79,73	90,10	80,3	82,85	81,70	83
Строительная высота	см	60	60	75	75	120	75	120	120
Удорожание подходов за счет увеличения строительной высоты	руб.	—	—	—	3,08	12,30	2,82	11,30	7,70
Стоимость 1 м ² пролетного строения	→	69,9	69,7	79,73	93,18	93,60	85,67	93	90,70
Экономия по сравнению с типом 384/26	%	25	18,5	12	—	—	—	—	—

турные преимущества перед типовыми разрезными пролетными строениями, но и более низкую (на 10—15%) стоимость (табл. 13) за счет снижения трудозатрат на изготовление, транспортирование и т. д. В связи с более низкой строительной высотой плитных пролетных строений по сравнению с ребристыми такой же длины уменьшаются объемы работ по отсыпке насыпи подходов.

Трехпролетные мосты и путепроводы со средним увеличенным пролетом можно собирать из цельных элементов (рис. 34), при четырехпролетной схеме требуется изготавливать в той же опалубке надпорные блоки длиной 6 м. Стыки сборных элементов располагают в зонах наименьших изгибающих моментов. Они могут быть ненапрягаемыми и напрягаемыми (рис. 35).

Замена разрезных пролетных строений неразрезными особенно целесообразна при реконструкции мостов (путепроводов), когда на существующие

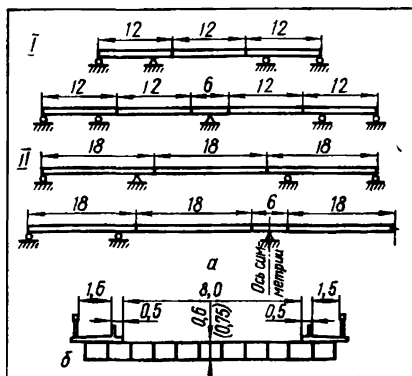


Рис. 34. Схемы неразрезных путепроводов из пустотных плит (а) и поперечное сечение путепровода (б):
I — пролеты длиной 18 м; II — пролеты длиной 21 м.

опоры необходимо устанавливать новое пролетное строение, а расстояние между осями опор не соответствует длине типовых конструкций.

Представляет интерес применение напрягаемой стержневой арматуры в клеевой рубашке (рис. 36) для создания стыков в неразрезных пролетных строениях [16]. Сущность этого способа

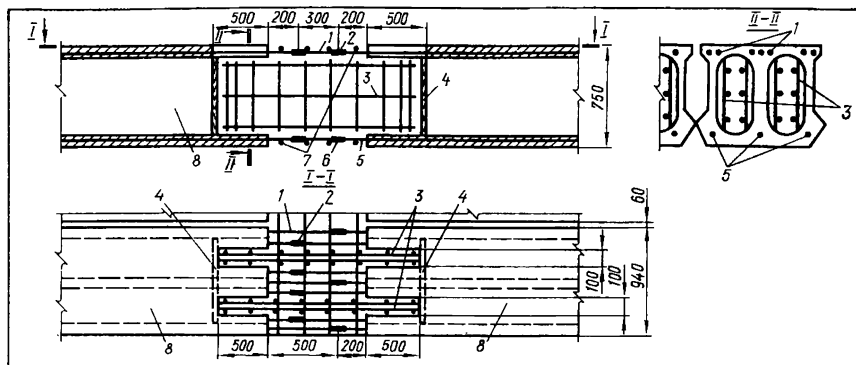


Рис. 35. Схема ненапрягаемого неразрезного плитного пролетного строения из типовых балок:

1 — несущая арматура класса А-II; 2 — стык несущей арматуры, выполненный ванным способом; 3 — вертикальная арматурная сетка; 4 — деревянная заглушка отверстия плиты; 5 — нижняя несущая арматура; 6 — стык; 7 — горизонтальная арматурная сетка; 8 — плитный блок.

заключается в том, что арматура в зоне стыка покрывается клеем на основе термореактивной фенолоанилиноформальдегидной смолы ФСФ-342 «А» (ГОСТ 18694—73*), свойство которого меняется на различных этапах устройства стыка. Во время бетонирования клей исключает контакт арматуры, и это дает возможность бетонировать стык обычными способами. После затвердения бетона производят натяжение арматуры электротермическим способом. Клей при этом переходит в вязкотекучее состояние и не препятствует удлинению арматуры в затвердевшем бетоне. При выдержке контролируемой температуры клей полимеризуется и обеспечивает сцепление арматуры с бетоном, и при остывании арматура обжимает бетон стыка.

Несмотря на многие положительные качества неразрезных плитных пролетных строений из стандартных блоков, они имеют ряд недостатков: для монтажа и устройства стыков требуется возведение двух временных опор в каждом пролете, что усложняет производство работ; сложность устройства предварительнонапряженных стыков; возможность формирования пролетов длиной только до 24 м, что сужает область их применения.

Неразрезные пролетные строения второго типа разработаны Гипротрансмостом, по проектам которого построены и строятся сооружения с неразрезными пролетными строениями из стан-

дартных предварительно-напряженных ребристых балок длиной 24—33 м, массово изготавливаемых на заводах по стендовой технологии в оснастке для разрезных пролетных строений.

В продольном направлении пролетные строения объединяются в неразрезные сваркой с последующим омоноличиванием выпусков в торцах балок и встроенного в пролетное строение

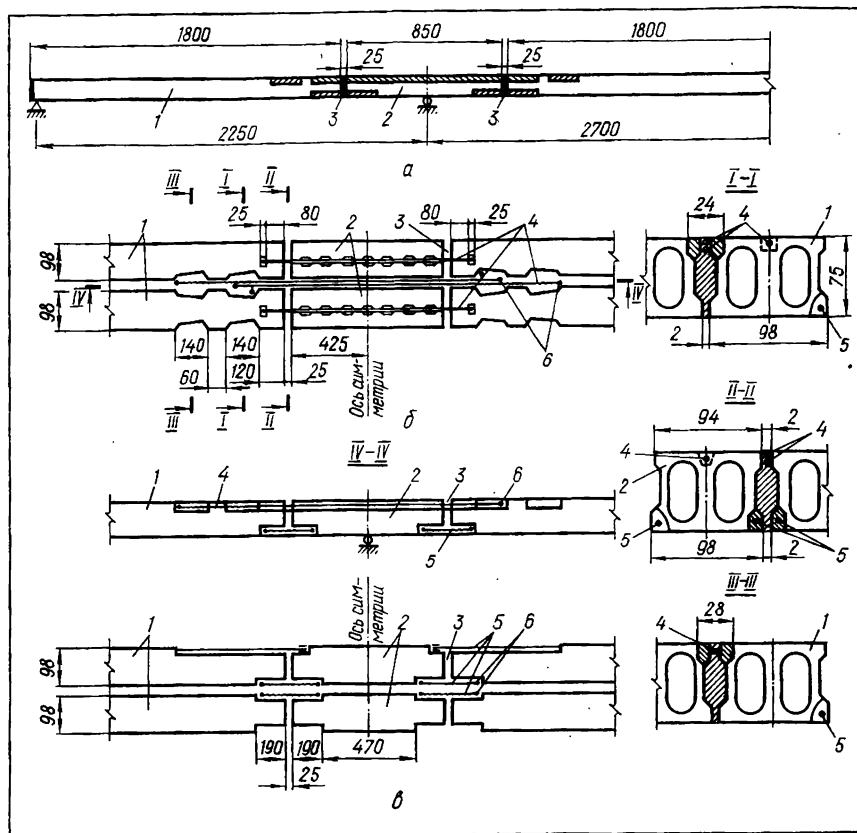


Рис. 36. Предварительно-напряженный стык в «клеевой рубашке» для формировании неразрезных пролетных строений из унифицированных плит:

а — схема расположения стыков в пролетном строении; б и в — расположение соответственно верхних и нижних предварительно-напряженных стержней стыка; 1 — блок длиной 18 м; 2 — надпорный блок длиной 8,5 м; 3 — стык; 4 и 5 — монтажные стержни в клеевой рубашке; 6 — места подключения электродов.

ригеля, имеющего в момент объединения тавровое сечение. Использование стандартных балок заводского изготовления и отсутствие поперечной конструкции в виде ригеля в значительной степени уменьшает высоту сооружения, позволяет обойтись без временных промежуточных опор при устройстве стыков в пролете либо без устройства передвижных подмостей при формировании

таких систем из поперечно-члененных блоков (ПРК). Объединение стандартных балок в неразрезное пролетное строение позволяет уменьшить количество балок в поперечном сечении за счет возможности передачи на них больших усилий либо за счет уменьшения количества напрягаемой арматуры в стандартных балках.

Мосты и путепроводы с пролетными строениями второго типа имеют высокие архитектурные качества и хорошие технико-экономические показатели: на 1 м² моста расход бетона 0,35—0,27 м³, арматуры 117—120 кг, объем бетона омоноличивания не превышает 15% [12]. Испытания и обследования построенных сооружений показали высокую надежность конструкций и хорошие эксплуатационные качества. Недостатками пролетных строений второго типа являются: большой объем омоноличивания (до 15% от объема сборного железобетона) и ручной сварки в местах стыков балок, что снижает сборность и увеличивает трудоемкость работ; несоответствие монтажной и эксплуатационной схем сооружения не способствует экономичному размещению материалов в конструкции, а передача опорных моментов неразрезной системы на ненапрягаемую арматуру стыков приводит к повышенному расходу металла и не позволяет избежать трещин в сечении, в особенности трещин от усадки и ползучести; применение цельноперевозимых стеновых балок длиной более 24 м и массой до 60 т требует устройства хороших подъездных дорог и мощного кранового оборудования.

Несмотря на недостатки, такие конструкции целесообразны в многопролетных сооружениях с пролетами от 24 до 33 м.

Неразрезные пролетные строения третьего типа предложены Госдорнии в 1975 г. и в настоящее время находятся в стадии внедрения. Это плитно-коробчатые неразрезные пролетные строения, формируемые из трех типов однопустотных коробчатых блоков заводского изготовления (см. рис. 31) пролетных Б-1 и Б-2 длиной 24 м и надопорного Б-3 длиной 7,4 м, соединенных между собой монолитными стыками шириной 0,8 м.

Такие пролетные строения обладают всеми преимуществами плитных конструкций, ими можно перекрывать пролеты от 28 до 33 м.

Коробчатые блоки изготавливают из предварительно-напряженного бетона марки 400, армированного стержнями из арматуры класса А-IIIв. Стыки блоков устраивают в пролете в местах минимальных изгибающих моментов.

К недостаткам таких пролетных строений следует отнести большой расход бетона (примерно на 20% больше, чем для разрезных пролетных строений такой же длины из типовых ребристых балок), однако по сравнению с разрезными пролетными строениями такой же длины из ребристых балок на них расходуется примерно на 10% меньше металла, они имеют меньшую строительную высоту и почти в два раза меньший вес элементов.

Разновидностью пролетных строений третьего типа являются плитно-коробчатые пролетные строения, разработанные Киевским филиалом Союздорпроекта и внедряемые на одиннадцати путепроводах строящейся дороги Мерефа — Красноград (рис. 37). В отличие от описанных, эти пролетные строения имеют бо-

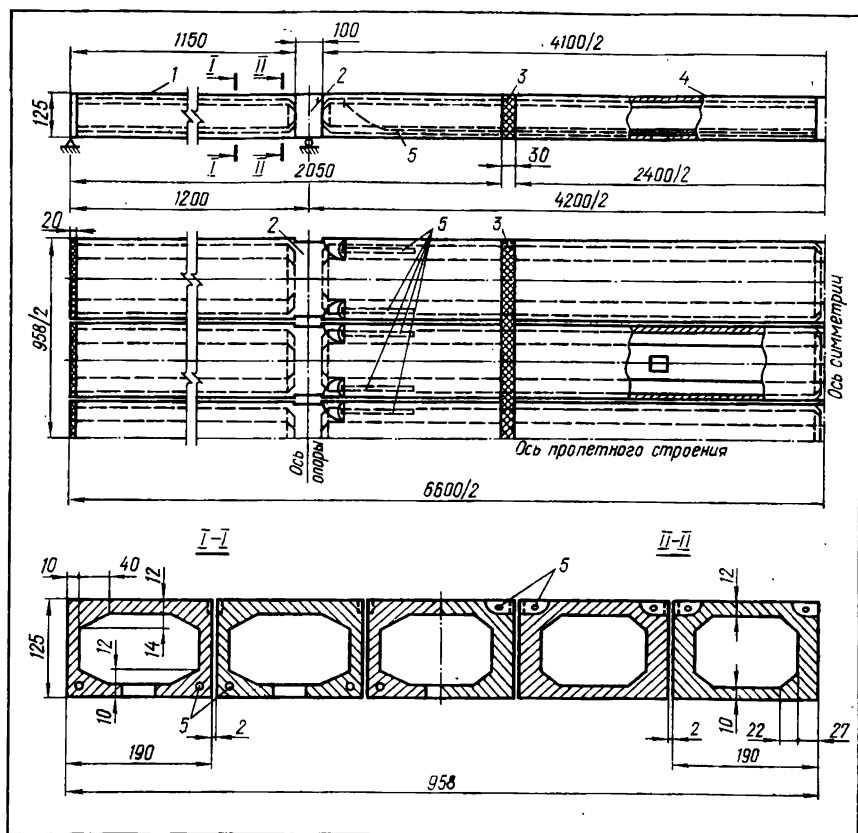


Рис. 37. Пролетное строение из плитно-коробчатых балок:
1 — блок, устанавливаемый с консолью; 2 — ригель; 3 — стык; 4 — блок пролетного строения; 5 — предварительно-напряженные пучки из прядевой арматуры, устанавливаемые при монтаже и служащие для объединения балок.

лее простой предварительно-напряженный стык, вынесенный на консоль, и скрытый ригель внутри коробок, позволяющий произвести точечное опирание пролетов, т. е. на безригельные опоры.

Для равномерной работы плит по ширине пролетного строения осуществляется поперечное предварительно-натяжение арматуры в месте монолитного стыка. Армирование производится мощными пучками арматуры из семипроволочных прядей.

Несколько изменены размеры коробки, но толщина стенок и полук такая же.

Такая конструкция позволяет перекрывать пролеты до 42 м при хороших технико-экономических показателях: на 1 м³ моста расход бетона 0,43 м³, арматуры 100 кг.

Неразрезные пролетные строения четвертого типа разработаны ЦНИИС Минтрансстроя СССР. Они состоят из двух ребер, объединенных поверху плитой проезжей части, с членением по длине. Такие пролетные строения просты по форме, легко формируются в неразрезные системы, имеют минимальные объемы работ по омоноличиванию.

Монтаж пролетных строений из ПРК требует устройства материалоемких подмостей, которые могут быть оправданы при большой их повторяемости — только в многопролетных мостах и путепроводах.

Неразрезные плитно-ребристые пролетные строения целесообразно применять для сооружений большой длины с пролетами от 24 до 42 м. Имеются разработки таких конструкций и для пролетов длиной 60 м.

Неразрезные пролетные строения пятого типа из полнопрофильных коробчатых блоков (рис. 38) применяют при пролетах

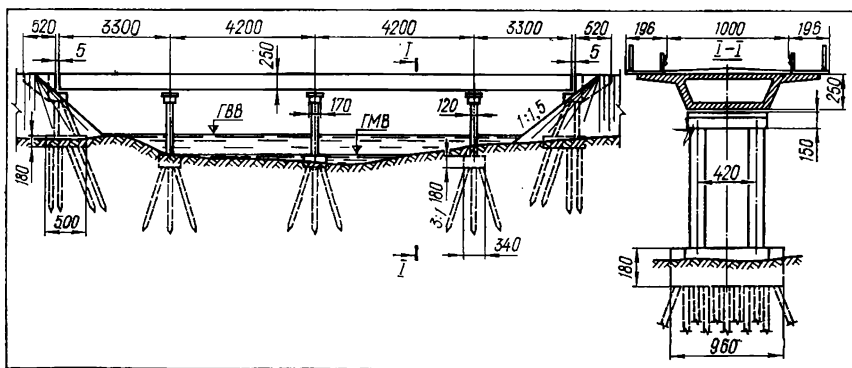


Рис. 38. Мост из коробчатых полнопрофильных балок пролетных строений, собираемых из блоков длиной 3 м.

длиной 33 м и более. Они выгодны при постройке сооружений через глубокие водные преграды, высоких эстакад и виадуков, где целесообразно применять навесную сборку или надвижку. Для изготовления таких конструкций требуется сложная оснастка и краны большой грузоподъемности. В нашей стране построено несколько таких мостов и освоена технология как надвижки, так и навесной сборки.

Рамно-неразрезные пролетные строения

Союздорпроектом разработана и внедрена в практику строительства рамно-неразрезная конструкция пролетного строения, состоящего из отдельных балок, поверх которых укладывают сборные плиты (рис. 39). Надопорный участок, являющийся

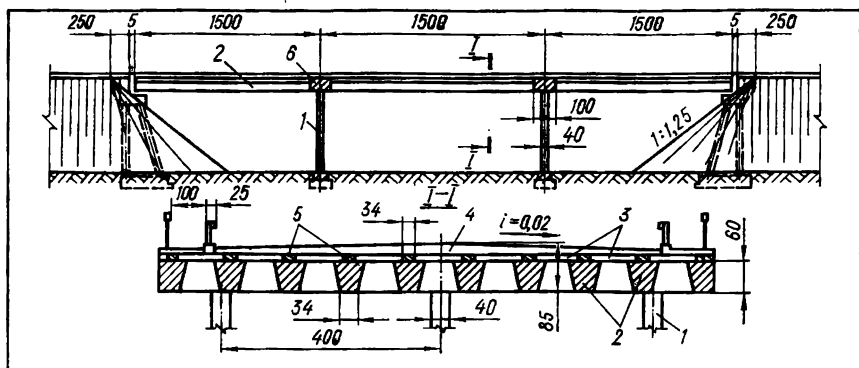


Рис. 39. Типовое решение рамно-неразрезного путепровода:

1 — стойки; 2 — балки; 3 — сборная плита; 4 — покрытие; 5 — бетон омоноличивания плит с балками; 6 — монолитный участок.

одновременно и ригелем опоры, выполняется из монолитного бетона и воспринимает изгибающие моменты в поперечном направлении как ригель опоры. Длина монолитного участка не превышает 0,5—1 м. Сборные балки собирают на подмостках и соединяют с надопорной частью при помощи выпусков арматуры.

После установки всех балок и плит в зазор между плитами укладывают рабочую арматуру, предназначенную для восприятия отрицательных моментов в балках. В этих же зазорах заанкеривают выпуски арматуры плиты. Плиты соединяют с балками путем устройства продольных стыков, армированных выпусками арматуры, которые воспринимают сдвигающую силу в плоскости сопряжения балок с плитой. Раскружаливание пролетного строения производится после достижения бетоном омоноличивания расчетной прочности.

Преимущества рассматриваемой конструкции пролетного строения — простота форм элементов и малый их вес, хороший внешний вид. Недостатки — малый уровень сборности (0,6—0,7), наличие больших объемов работ по омоноличиванию стыков, разукрупнение элементов пролетных строений, что приводит к многодельности.

В Москве по проекту Гипротрансмоста сооружен безригельный рамно-неразрезной путепровод (рис. 40), неразрезные плитные пролетные строения которого шарнирно опираются на стойки опор. Высота пролетного строения 0,5 м, что составляет 1/30 l .

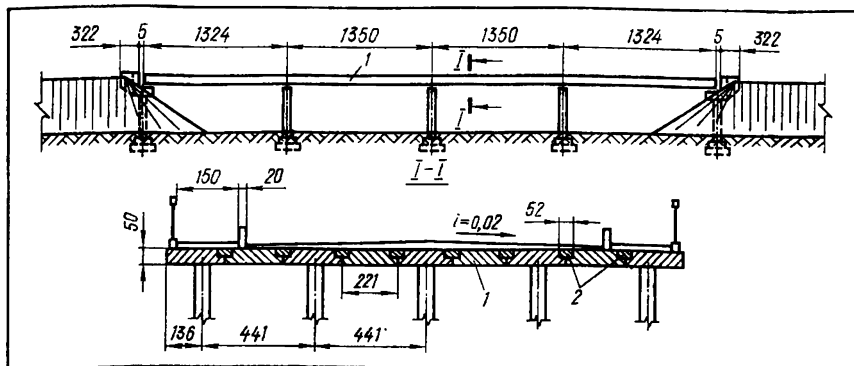


Рис. 40. Схема безригельного плитного путепровода:
1 — сборные плиты; 2 — монолитный бетон.

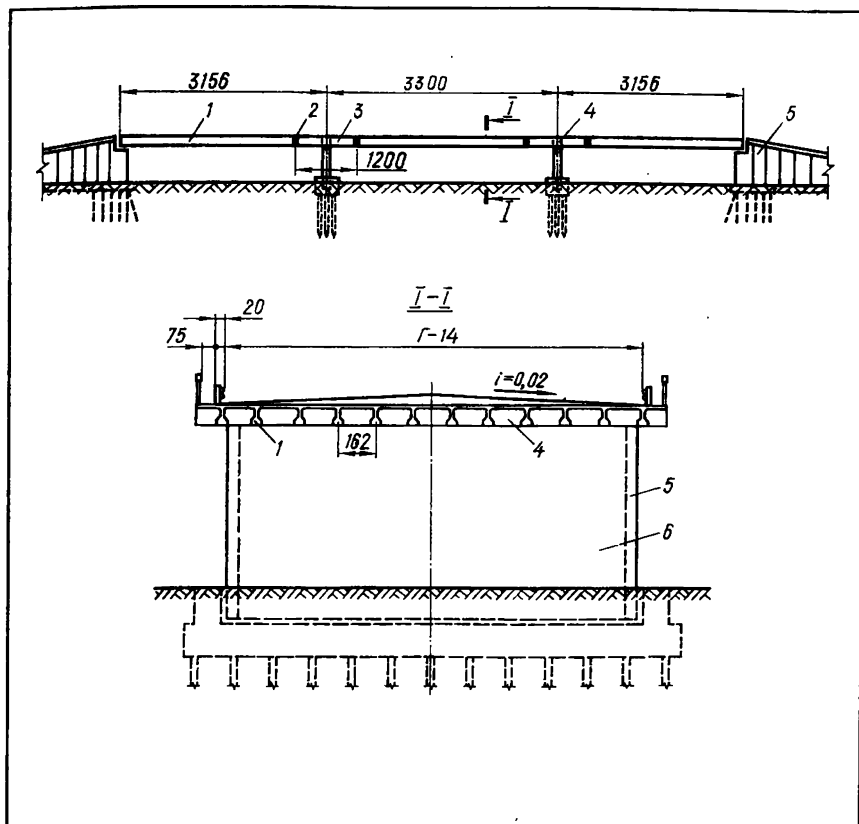


Рис. 41. Конструкция рамно-неразрезного путепровода:
1 — пролетное строение; 2 — стык; 3 — надопорный блок; 4 — монолитная часть, объединяющая опору и пролетное строение; 5 — подпорная стенка; 6 — сборный устой.

В продольном направлении блоки пролетного строения армированы в соответствии с эпюрой моментов четырехпролетной плиты стержнями с прямыми выпусками для стыкования над опорами. Над промежуточными опорами плита пролетного строения рассчитана как ригель и соответственно армирована. В пролете блоки плиты соединены петлевыми стыками, которые омоноличены бетоном марки 500.

В СССР построены и проектируются сооружения рамно-неразрезных схем с пролетными строениями из типовых ребристых балок с пролетами до 30 м. В таких конструкциях надопорный участок пролетного строения имеет такое же сечение, что и типовые балки, и армирование, аналогичное армированию рамной системы (рис. 41).

Стыкование надопорного участка с типовыми балками осуществляется в местах нулевых моментов путем сварки выпусков арматуры из типового пролетного строения и надопорного блока. Опоры стоечного типа заделывают в надопорный участок пролетного строения путепровода, создавая рамную конструкцию.

Преимуществами таких схем является максимальное использование типовых конструкций пролетных строений с одновременным увеличением длины пролета за счет создания рамных систем. К недостаткам можно отнести сложность устройства надопорного узла при соединении пролетных строений со стойками опор.

ФУНДАМЕНТЫ И ОПОРЫ

Несущая способность грунтов оснований

Виды грунтов определяют по их физико-механическим характеристикам: удельному и объемному весу и их весовой влажности; коэффициенту пористости и степени влажности для нескальных грунтов; гранулометрическому составу крупноблочных и песчаных грунтов; характеристикам пластичности, консистенции и удельному сопротивлению пенетрации глинистых грунтов; углу внутреннего трения, удельному сцеплению и модулю деформации для скальных грунтов всех видов.

Нормативные значения характеристик грунтов, как правило, определяют на основе результатов инженерно-геологических изысканий. Для расчетов на прочность и деформативность оснований нормативные характеристики приводятся согласно СНиП II-15-74. Для расчета оснований фундаментов, сооружаемых в открытых котлованах, балочных и других статически определенных систем нормативные характеристики грунтов принимают по усредненным данным.

Рассмотрим методику расчета несущей способности грунтов основания по проекту Указаний по проектированию мостов и труб [2], которой уже пользуются многие проектные организации. Достоинство этой методики заключается в том, что в основу расчета положены физико-механические характеристики грунтов. Определение же расчетных сопротивлений грунтов оснований для фундаментов мелкого заложения осуществляется в соответствии с СН 200—62.

Несущая способность несвязных грунтов (пески и крупнообломочные грунты с песчаным заполнением). Если система сооружения допускает возможность боковых смещений или наклона фундамента в процессе осадки, несущую способность грунтов, тс/м^2 , под фундаментом с относительным заглублением $\frac{h}{b} < 1,5$ (b — ширина или диаметр фундамента; h — глубина заложения) определяют по формуле

$$R = \gamma A_0 m,$$

где γ — расчетный объемный вес, тс/м^3 , грунта на уровне подошвы фундамента;

A_0 — коэффициент, принимаемый по табл. 14 в зависимости от расчетного угла внутреннего трения грунта и относительного заглубления фундамента;

m — коэффициент условий работы, принимаемый по табл. 15 в зависимости от ширины фундамента.

Несущая способность грунта под фундаментами с относительным заглублением $\frac{h}{b} \leq 1,5$ при системе сооружения, исключающей возможность смещения и наклона в процессе осадки, и под фундаментом с относительным заглублением $1,5 < \frac{h}{b} \leq 4$ при любой системе определяется в зависимости от относительного заглубления по одной из формул, приведенных в табл. 16.

При расположении оснований фундаментов ниже уровня поверхностных или грунтовых вод объемный вес грунта γ , расположенного выше подошвы фундамента, в приведенных формулах принимается уменьшенным за счет взвешивания в воде

$$\gamma_{\text{взв}} = \frac{1}{1 + \epsilon} (\gamma_0 - \Delta) \cdot 0,9,$$

где ϵ — коэффициент пористости грунта (отношение объема пор к объему минеральной части);

γ_0 — нормальный удельный вес грунта, принимаемый в среднем равным 2,7—2,8 тс/м^3 ;

Δ — объемный вес воды, принимаемый равным 1 тс/м^3 ;
0,9 — минимальное значение коэффициента перегрузки.

Несущая способность связных грунтов (нескальных). Несущую способность связных грунтов определяют по формуле [2]

Таблица 14. Значения коэффициентов A_0 , A , A' , A_K и A'_K [2, 23, 29]

Коэффици- циенты	$\frac{h}{b}$	Расчетный угол внутреннего трения грунта φ , °										
		22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42
A_0	0	2	3	4	6	8	11	15	22	31	43	61
	0,5	6	8	10	13	18	23	31	41	57	78	108
	1,0	10	13	16	21	27	35	45	60	81	109	140
	1,5	13	17	22	28	36	46	60	79	104	138	177
A	0,5	11	12	14	17	22	29	38	53	72	98	137
	1	16	18	21	27	35	45	59	77	105	147	204
	1,5	20	23	29	36	47	60	78	104	142	195	268
A_K	0,5	8	12	17	23	32	46	67	98	140	200	278
	1	14	22	30	40	52	70	94	130	180	260	360
	1,5	28	38	50	64	84	110	144	194	266	380	528
A'	1	10	15	17	22	28	37	48	64	86	113	145
	2	17	22	28	35	46	57	74	98	133	176	228
	3	23	29	37	46	58	73	94	126	170	226	294
	4	28	35	44	55	69	87	112	148	196	264	344
A'_K	1	15	20	26	35	48	86	95	134	195	287	433
	2	24	31	41	55	75	105	153	211	307	452	681
	3	31	41	55	73	100	139	202	288	412	607	917
	4	37	50	67	89	122	173	250	350	512	756	1145

Таблица 15. Значения коэффициентов условий работы m , m' , m_K и m'_K [2]

Коэффици- циенты	Ширина или диаметр фундамента, м									
	2	4	5	7	10	12	14	16	18	20
m	0,235	0,224	0,212	0,200	0,189	0,177	0,165	0,154	0,142	0,130
m'	0,308	0,290	0,273	0,255	0,238	0,220	0,203	0,185	0,168	0,150
m_K	0,153	0,146	0,138	0,131	0,123	0,116	0,108	0,101	0,093	0,086
m'_K	0,175	0,167	0,158	0,160	0,142	0,133	0,125	0,117	0,108	0,100

$$R = Ab\gamma + B \sum h_i \gamma_i + DC,$$

где A , B и D — безразмерные коэффициенты принимаемые по табл. 18 в зависимости от расчетного угла внутреннего трения φ грунта, находящегося под фундаментом со сплошной подошвой; толщина слоя грунта не менее 0,5 меньшей стороны подошвы;
 γ — расчетный объемный вес, тс/м³, грунта несущего пласта;
 γ_i — расчетные объемные веса, тс/м³, отдельных слоев грунта, лежащих выше подошвы фундамента; объемный вес слоя несвязного грунта, лежащего на слое глины, принимается с учетом взвешивания воды;
 C — расчетное сцепление, тс/м², грунта несущего слоя (пласта);
 h_i — толщина, м, i -го слоя грунта в пределах расчетной глубины h заложения фундамента;
 b — размер, м, меньшей стороны (ширины) подошвы прямоугольного фундамента или диаметр круглого.

Таблица 16. Формулы для определения несущей способности грунта [2, 29]

Относительное заглубление фундаментов в грунте		Очертание подошвы фундаментов	
средней плотности	плотном	прямоугольное	квадратное и круглое
До 0,5	До 0,5	$m(\gamma b A^0 + \gamma_1 h B^0)$	$m_k(\gamma b A_k^0 + \gamma_1 h B_k^0)$
0,5—1,0	0,5—1,5	$m\gamma b A$	$m_k\gamma b A_k$
1,1—3,0	1,6—4,0	$m'\gamma b A'$	$m'_k\gamma b A'_k$

Примечание. В формулах γ — расчетный объемный вес грунта в основании фундамента, тс/м³;
 γ_1 — расчетный приведенный объемный вес грунтов, расположенных выше подошвы фундамента, тс/м³;

m, m', m_k, m'_k — коэффициент условий работы (см. табл. 15);

A и B с соответствующими индексами — безразмерные коэффициенты (см. табл. 14, 17).

Таблица 17. Значения коэффициентов A^0, B^0, A_k^0, B_k^0 [2, 23]

Коэффици- циенты	Расчетный угол внутреннего трения грунта φ , °										
	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42
A^0	4	4,8	6	7,8	10,4	14	19	26,6	37,2	50,6	67,2
B^0	8,2	9,8	12,8	15,4	19,6	25	32,2	42,2	55,6	72	92,2
A_k^0	5,2	6,9	9,4	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108	164
B_k^0	12	15	18,6	24,8	32,8	45,5	64	87,6	127	185	268

Несущую способность нескальных грунтов в основании фундаментов малого заложения для малых мостов определяют по формуле [24]

$$R = 1.2 \{ R' [1 + K_1(b - 2) + K_2\gamma'(h - 3)] \} \text{ кгс/см}^2,$$

где R' — условное сопротивление грунта, кгс/см² [24];

b — ширина (меньшая сторона или диаметр) подошвы фундамента, м; при ширине подошвы более 6 м принимается $b = 6$ м;

h — глубина заложения подошвы фундамента, м, отсчитываемая от наименьшей проектной отметки поверхности грунта после осуществления предусмотренной срезки в пределах контура опоры, а в русле рек — от уровня, расположенного ниже дна водотока на величину, равную глубине общего и половине местного размывов дна при расчетном паводке;

γ' — приведенный объемный вес грунта, тс/м³ (без учета гидростатического взвешивания), расположенного выше подошвы фундамента, определяемый по формуле

$$\gamma' = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i};$$

γ_i — объемный вес отдельных слоев вышележащего грунта;
 h_i — толщина, м, отдельных слоев;
 K_1 и K_2 — коэффициенты, принимаемые по табл. 19.

Таблица 18. Значения коэффициентов A , B и D [2, 29]

Расчетное значение Φ	A	B	D	Расчетное значение Φ	A	B	D
6	0,1	1,39	3,71	22	0,61	3,44	6,04
8	0,14	1,55	3,93	24	0,72	3,87	6,45
10	0,18	1,73	4,17	26	0,84	4,37	6,90
12	0,23	1,94	4,42	28	0,98	4,93	7,40
14	0,29	2,17	4,69	30	1,15	5,59	7,95
16	0,36	2,43	5,00	32	1,34	6,35	8,55
18	0,43	2,72	5,61	34	1,55	7,21	9,21
20	0,51	3,06	5,66	36	1,81	8,25	9,98

Таблица 19. Значения коэффициентов K_1 и K_2 [24]

Грунт	$K_1, м^{-1}$	$K_2, м^2/тс$
Гравий, галька, песок гравелистый, крупный и средней крупности	0,10	0,30
Песок мелкий	0,08	0,25
Песок пылеватый, супесь	0,06	0,20
Суглинок и глина твердые и полутвердые	0,04	0,20
Суглинок и глина тугопластичные и мягкопластичные	0,02	0,15

Несущая способность скальных грунтов. Невыветриваемые скальные породы под подошвой фундамента, воспринимающего осевую сжимающую нагрузку, имеют несущую способность, определяемую по формуле

$$R = 0,5R_{сж},$$

где $R_{сж}$ — среднее арифметическое значение временного сопротивления образцов скальной породы на сжатие, испытанных в водонасыщенном состоянии.

Опоры

При строительстве мостов и путепроводов наиболее сложными и трудоемкими являются работы по сооружению опор. Поэтому при проектировании следует стремиться производить разбивку сооружения на пролеты так, чтобы количество их было минимальным.

В последнее время почти все мосты и путепроводы строят с обсыпными устоями. В этом случае крайние пролеты, как правило, перекрывают свободно падающие конусы и выполняют

роль раздельного устоя. При выборе схемы сооружения всегда следует рассматривать варианты с устоями с обратными крыльями из железобетона, с устоями с разгрузочной плитой, с тонкостенными железобетонными устоями с анкерением и другие, что даст возможность уменьшить длину сооружения и количество опор, по крайней мере, на две.

Для малых и средних мостов и путепроводов следует применять свайно-стоечные промежуточные опоры. Применение свайно-стоечных обсыпных крайних опор с мощными конусами в первом пролете при малой длине моста требует его удлинения и затрудняет эксплуатацию в особенности при пропуске весенних и ливневых вод. Применение же необсыпных тонкостенных железобетонных устоев во многих случаях позволяет исключить дорогостоящие пролетные строения в крайних пролетах, перекрывающие свободно падающие конусы, причем большинство мостов (путепроводов) превратится из трехпролетных в однопролетные (см. рис. 12), что, в свою очередь, будет способствовать улучшению режима протекания воды под мостами и, кроме того, позволит снизить стоимость строительства малых мостов и путепроводов, объем работ по сооружению которых составляет до 90% объема работ на всех искусственных сооружениях на трассе строящейся дороги. В табл. 20, 21 приведены различные типы промежуточных опор и устоев, способных воспринять как вертикальные, так и горизонтальные нагрузки.

Фундаменты мелкого заложения

При строительстве мостов и путепроводов часто опору (стоечную или массивную вместе с ригелем) принимают по типовому проекту с обязательной проверкой сечений на уровне обреза фундамента на дополнительные сочетания: постоянная плюс временные вертикальные нагрузки плюс торможение (при расчете опоры вдоль моста) или давление льда и поперечные удары (при расчете опоры поперек моста). Для устоев проверка по обреза производится на основное сочетание нагрузок — на действие постоянных и временных вертикальных сил и давление грунта (горизонтальные силы) от насыпи и от временной нагрузки, находящейся на призме обрушения, заменяемой фиктивным слоем грунта.

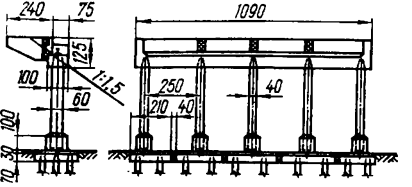
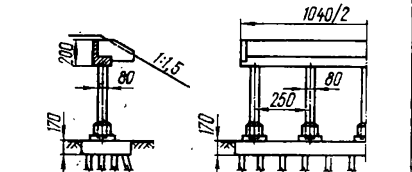
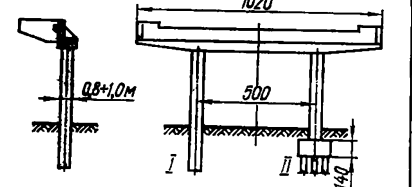
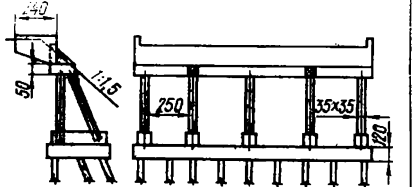
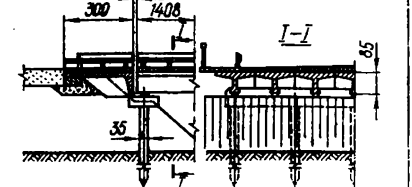
Фундаменты опор, как правило, приходится рассчитывать и конструировать, поскольку типовые фундаменты разработать трудно из-за разнообразия как конструктивных схем, так и местных грунтовых условий. Кроме того, всегда необходимо учитывать возможности строительных организаций, их опыт и оснащение механизмами и машинами, необходимыми для ведения работ.

Проектирование фундамента мелкого заложения обычно начинают с назначения отметок обреза и подошвы.

Таблица 20. Промежуточные опоры малых и средних мостов и путепроводов

Опора	Конструкция опоры	Область применения
	Массивная сборно-монолитная	Мосты с пролетом до 30 м при толщине льда на реке более 1 м
	Столечная сборная из оболочек $d=100 \dots 120$ см	Мосты с пролетом до 30 м при толщине льда на реке 1 м
	Одностоечная сборная из оболочек $d=1,2 \dots 1,6$ м	То же
	Многостоечная сборная типовая	Мосты с плитными пролетными строениями длиной до 24 м при толщине льда на реке до 1 м
	Сборно-монолитная в виде сплошной стенки типовая (Белгипродор)	Мосты с пролетами до 15 м при толщине льда до 1 м
	Сборная П-образная без ростверковая	То же при толщине льда до 0,5 м

Таблица 21. Устой малых и средних мостов и путепроводов

Устой	Конструкция устоя	Область применения
	Сборный стоечный (типовой проект № 863 Союздор- проекта)	При высоте насы- пи до 12 м и про- летах до 30 м
	Сборный стоечный из оболочек $d =$ $= 80$ см	То же
	Сборный П-образ- ный из оболочек $d = 80 \dots 100$ см I — безростверко- вая; II — на свайном фундаменте	При высоте насы- пи до 8 м и проле- тах до 30 м
	Козловой сборный (Союздорпроект) на свайном фунда- менте	При высоте насы- пи до 8 м и проле- тах до 40 м
	Свайно-стоечный с переходной пли- той Г-образного сечения	При высоте насы- пи до 6 м и малых пролетах

Обрез фундамента для речных опор мостов назначают в уровне или на 0,5 м ниже горизонта меженных вод, а для устоев — в уровне дневной поверхности. Для промежуточных опор эстакадной части моста, находящихся на пойме или суходоле рек, и путепроводов обрез фундаментов назначают несколько ниже дневной поверхности.

Глубина заложения фундамента зависит от расчетной поверхности грунта и положения несущего слоя.

В качестве расчетной поверхности грунта при назначении глубины заложения фундамента принимают: уровень местного размыва у опоры моста при расчетном расходе воды — для промежуточных опор; естественную поверхность или поверхность старой насыпи или насыпи, возведенной намывом для устоев моста и путепровода.

Если верхний слой грунта очень слабый (ил, текучепластичная глина и суглинки), за естественную поверхность принимают подошву этого слоя.

Фундаменты мостов и путепроводов не следует опирать на просадочные и заторфованные грунты, а также на глины и суглинка с коэффициентом консистенции $B \geq 0,6$; при наличии таких грунтов в основании массивные фундаменты следует опирать на нижерасположенные более прочные грунты. Обычно фундамент заглубляют в несущий слой на 1 м, так как поверхность его может быть негоризонтальной, а геологические данные не совсем точными.

Фундаменты путепроводов, а также при отсутствии размывов фундаменты мостов следует заглублять в грунт не менее чем на 1 м от расчетной поверхности, а при возможности размывов фундаменты мостов следует заглублять в грунт не менее чем на 2,5 м, так как размывы определяют приблизительно и фактический размыв может не соответствовать расчетному.

В пучинистых грунтах подошву фундамента следует располагать ниже расчетного уровня промерзания не менее чем на 0,25 м, в непучинистых (скальные, крупнообломочные, гравелистые и крупнозернистые пески) — без учета глубины промерзания [24].

Фундамент мелкого заложения для одной и той же опоры может быть запроектирован разной глубины заложения и различных размеров в плане. Заглубление фундамента позволяет опереть его на более прочные слои и тем самым сделать его меньших размеров в плане. Наоборот, при малой глубине заложения увеличивают размеры фундамента в плане и устраивают его гибким железобетонным.

При проектировании фундамента требуется рассмотреть несколько вариантов, отличающихся глубиной заложения и размерами в плане, и на основании технико-экономических показателей выбрать лучший. Фундаменты из бетона (бутобетона) делают жесткими (рис. 42, а), угол давления в кладке принимают

$\alpha=30^\circ$, и тогда они работают только на сжатие. Исходя из этого условия предварительно принимают размеры фундамента в плане. Глубину заложения жесткого фундамента в ряде случаев приходится увеличивать, чтобы угол α не превышал допустимую величину.

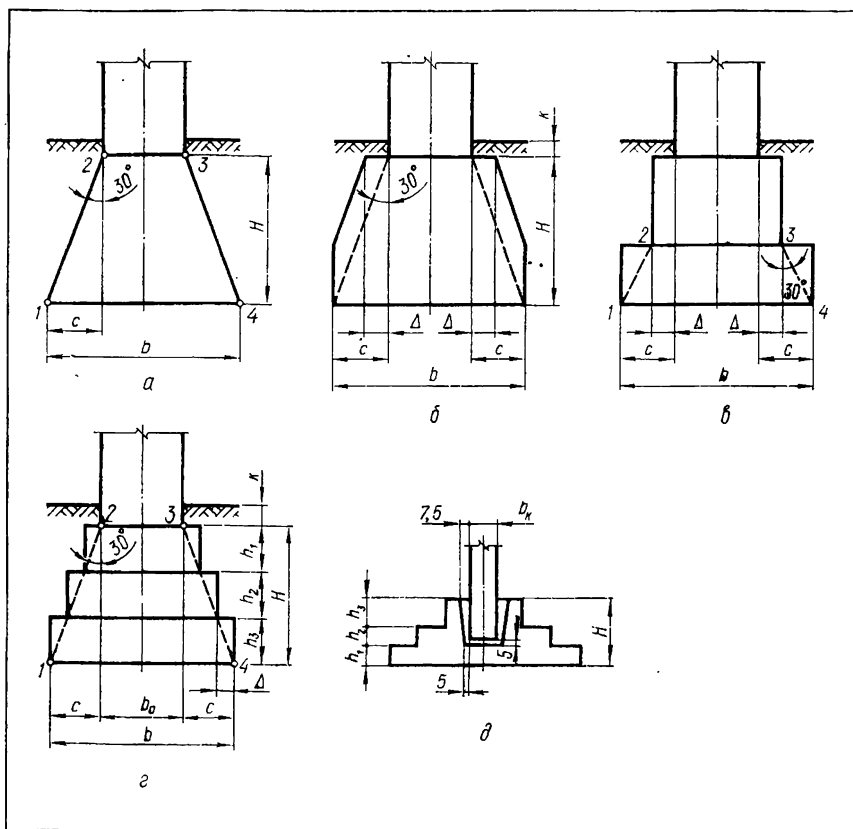


Рис. 42. Конструкции фундаментов малых и средних мостов:
 а — без уступов; б — без уступов с наклонными гранями; в — с одним нижним уступом;
 г — с уступами по высоте; д — железобетонный стаканного типа.

Гибкие фундаменты ($\alpha > 30^\circ$) делают из железобетона, они работают на сжатие с изгибом. Применение их нередко более выгодно, чем жестких, даже несмотря на большую стоимость 1 м³ железобетона по сравнению с бетоном и бутобетоном.

Размеры подошвы фундамента определяют по расчетным нагрузкам, действующим в уровне подошвы, и по расчетным сопротивлениям грунта, расположенного под его подошвой. При этом следует учесть собственный вес фундамента, вес грунта на его уступах и давление воды (если оно имеется) на уступы. Эти

нагрузки, как и расчетное сопротивление грунта, зависят от размеров фундамента, которые в начале расчета бывают неизвестны. При определении размеров подошвы фундамента следует произвести также расчет на сочетания нагрузок.

Обычно размеры подошвы фундамента определяют путем последовательных попыток. Предельную ширину подошвы жесткого фундамента можно определить по углу распределения давлений в материале (бетоне или бутобетоне) из уравнения (см. рис. 42)

$$b_{np} = b_0 + 2H \operatorname{tg} \alpha \geq b,$$

где b_0 — ширина опоры у обреза фундамента;

H — высота фундамента от несущего слоя до обреза;

$\alpha = 30^\circ$ — угол распределения давления в материале фундамента.

Имея ширину прямоугольного фундамента b (или задавшись ею), при действии изгибающего момента в направлении меньшей стороны больший размер подошвы фундамента можно получить из выражения

$$\frac{N}{F} + \frac{M}{W_y} \leq R.$$

Подставляя значения $F = ab$ (площадь подошвы), $W_y = \frac{ab^2}{6}$

и решая относительно a , получим

$$a = \frac{\frac{KN}{b} + \frac{6M_y}{b^2}}{R}.$$

В формулах N — сумма вертикальных сил, действующих по обрезу фундамента;

M — то же, сумма моментов;

R — расчетное сопротивление грунта под подошвой фундамента;

K — коэффициент, приближенно учитывающий собственный вес фундамента, вес грунта и воды на его уступах, принимаемый равным 1,2—1,3.

Установив a и b , намечают число и размеры ступеней фундамента. При этом следует учесть, что в уровне обреза фундамента величина уступов в обе стороны от наружной грани опоры назначается до 1 м. Это дает возможность при случайном смещении в плане фундамента против проекта обеспечить проектное расположение опоры.

В дальнейшем (после первого приближения) определяют различные сочетания нагрузок, действующих по подошве фундамента (с учетом его веса, веса грунта и воды на уступах), и производят расчеты.

Проверка наибольшего и среднего давления на грунт под подошвой фундамента [33]. Среднее давление на грунт, тс/м², под подошвой фундамента

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{N}{F},$$

где N — расчетная с учетом коэффициента перегрузки в сочетаниях нормальная сила в уровне подошвы фундамента от заданной комбинации нагрузок без учета гидростатического давления, тс.

Давление на грунт под подошвой фундамента от момента сил

$$\sigma_{\text{м}} = \frac{M}{W},$$

где M — изгибающий момент от расчетных сил, действующий по подошве фундамента;

W — момент сопротивления площади фундамента.

Наибольшее давление на грунт под подошвой фундамента

при $\frac{N}{F} \geq \frac{M}{W}$ (рис. 43, а)

$$\sigma_{\text{макс}} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W};$$

при $\frac{N}{F} < \frac{M}{W}$ (рис. 43, б) из равенства $N = 3 \left(\frac{b}{2} - \frac{M}{N} \right) \times$

$\times \frac{1}{2} a \sigma_{\text{макс}}$ получим

$$\sigma_{\text{макс}} = \frac{2N}{3a \left(\frac{b}{2} - \frac{M}{N} \right)}.$$

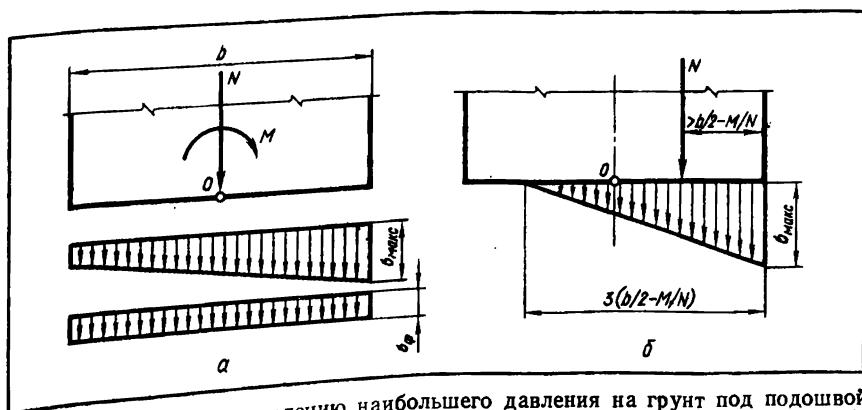


Рис. 43. Схемы к определению наибольшего давления на грунт под подошвой фундамента $F = ab$:

а — при $\frac{N}{F} \geq \frac{M}{W}$; б — при $\frac{N}{F} < \frac{M}{W}$.

Проверка давлений сводится к проверке условий

$$\sigma_{\text{ср}} \leq R; \quad \sigma_{\text{макс}} \leq 1,2R,$$

где R — несущая способность, тс/м², грунта в уровне подошвы фундамента.

Проверка фундамента на крен при учете только нормативных нагрузок (проверка положения равнодействующей активных сил на уровне подошвы фундамента). Нормативная сила и изгибающий момент в уровне подошвы фундамента учитывают без гидростатического давления. Эксцентриситет, м, $e_n = \frac{\Sigma M_n}{\Sigma N_n}$.

При устройстве подошвы фундамента на нескальных грунтах проверка крена производится по формуле $e_n \leq \frac{b}{6}$; на скальных — по формуле $e_n \leq \frac{b}{5}$ (b — ширина фундамента в плоскости действия сил).

Для устоев проверку крена производят по формуле $e_n \leq \frac{b}{6}$ при устройстве подошвы фундамента на нескальных грунтах (для средних и больших мостов) и по формуле $e_n \leq \frac{b}{5}$ — при устройстве подошвы на скальных грунтах (для мостов любой величины) и на нескальных (для малых мостов).

Расчет фундамента на устойчивость против опрокидывания при действии расчетных постоянных и временных нагрузок. С учетом гидростатического давления этот расчет производится по формуле

$$e_p \leq \frac{m}{K_n} \cdot \frac{b}{2},$$

где $e_p = \frac{M_p}{N_p}$ — эксцентриситет от расчетного момента M_p и расчетных вертикальных сил N_p ;

m — коэффициент условий работы, принимаемый равным 0,9 при опирании на нескальные грунты и 1,0 при опирании на скальные грунты;

$K_n = 1,2$ — коэффициент надежности;

b — ширина фундамента в плоскости действия расчетных сил.

Расчет фундамента на устойчивость против плоского сдвига (скольжения) при действии расчетных постоянных и временных нагрузок (с учетом гидростатического давления). Коэффициенты перегрузки принимают равными 0,9, а для гидростатического давления 1,1. Расчет производится по формуле

$$\frac{T_{\text{сдв}}}{\psi N_p} \leq \frac{m}{K_n},$$

где $T_{сдв}$ — сдвигающая суммарная расчетная (с учетом коэффициента перегрузки и сочетания нагрузок) горизонтальная сила, тс.

ψ — коэффициент трения кладки по грунту. В зависимости от вида и состояния грунта под подошвой фундамента для глини и скальных пород с омывающейся поверхностью (глинистые известняки, сланцы и др.) во влажном состоянии принимают $\psi=0,25$; для суглинков и супесей $\psi=0,3$; для песков $\psi=0,4$; для гравийных и галечных грунтов $\psi=0,5$; для скальных пород, кроме оговоренных, $\psi=0,6$;
 $m=0,8 \dots 1,0$; $K_H=1,1$.

Свайные фундаменты

Для большинства мостов и путепроводов основными видами фундаментов являются свайные. Их относят к фундаментам глубокого заложения.

До недавнего времени свайные фундаменты применяли лишь при залегании плотных слоев грунта на большой глубине от дневной поверхности или дна реки (классический случай применения свай). Если же плотные грунты неглубоко залегали от дневной поверхности или дна реки, устраивали массивные фундаменты. Однако уже при пролетах более 20 м устройство массивных фундаментов в плотных грунтах (кроме скальных и крупнообломочных) невыгодно, так как понадобится увеличивать размеры фундаментов для восприятия горизонтальных сил.

В целях экономии материалов и индустриализации строительства вместо массивных фундаментов в таких случаях применяют свайные. Создание новых видов сваебойного и бурового оборудования, теоретически более обоснованных методов расчета свайных фундаментов позволило расширить область их применения.

Железобетонные сваи, свай-оболочки и буровые сваи, опираемые на скальную породу, выполняют из бетона марки 300, плиты ростверков, буровые сваи, опираемые на нескальные грунты, — из бетона марки 200, а заполнение оболочек — из бетона марки 150. Железобетонные фундаменты и их элементы следует проектировать с использованием стержневой арматуры диаметром не менее 16 мм, хомуты и спиральная арматура должны иметь диаметр не менее 8 мм. Для армирования оболочек применяют арматуру диаметром 14 мм и больше.

Различают два вида свайных фундаментов: с низким и высоким ростверком. С точки зрения работы свай в грунте различие состоит в том, что сваи при низком ростверке, как принято считать, работают только на сжатие, а горизонтальные силы воспринимает ростверк (плита), заглубленный в грунт; при высоком ростверке плита ростверка приподнята над грунтом или находится в слабых не несущих грунтах, причем сваи работают как на сжатие, так и на изгиб.

Нормами предусматривается проверка свай на восприятие горизонтальных сил низким свайным ростверком. Низкий ростверк может иметь двухъярусную и одноярусную плиту, высокий — одноярусную (рис. 44). Высокий ростверк с наклонными

сваями экономичнее низкого, в особенности для промежуточных опор, находящихся в русле или на пойме рек, так как не требует разработки котлованов и уменьшает высоту тела опоры. Однако возводить высокий ростверк сложнее, чем низкий.

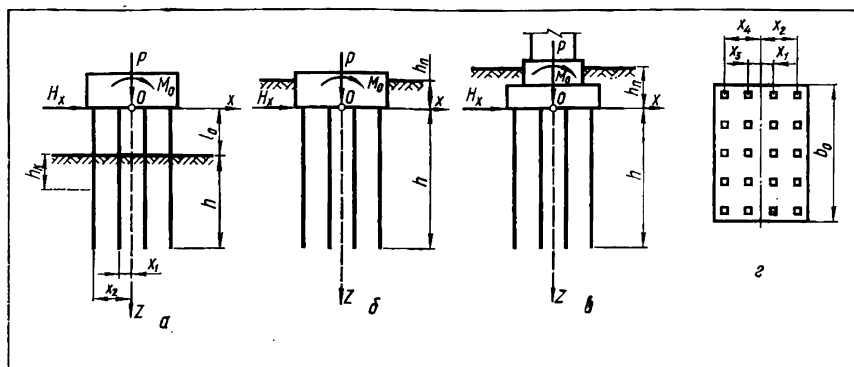


Рис. 44. Схемы свайных ростверков:

а — высокого; б и в — низкого соответственно одноярусного и двухъярусного; г — план свай.

Подшва низкого ростверка в непучинистых грунтах может быть расположена на любом уровне при условии, что толщина этих грунтов распространяется ниже глубины промерзания. Если это условие не выполняется, а также в случае расположения плиты ростверка в пучинистых грунтах его подошва должна быть заложена не менее чем на 0,25 м ниже уровня промерзания. Подошву высокого ростверка располагают не менее чем на $h_n + 0,25$ м ниже уровня низкого ледостава (h_n — толщина льда). Верх ростверка обычно располагают на уровне ГМВ или ниже его на 0,5 м.

Головы свай и оболочек требуется заделывать в бетон плиты ростверка не менее чем на два диаметра при диаметре до 60 см и не менее чем на 1,2 м — при диаметре более 60 см. При этом слой подводного бетона не учитывается.

Допускается заделка свай и оболочек в плиту ростверка на 15 см. В таких случаях выпуски арматуры из них заделывают в плиту на длине не менее 20 диаметров арматуры периодического профиля или не менее 40 диаметров гладкой арматуры. Армирование плиты ростверка производится сетками с защитным слоем не менее 5 см.

Длину свай назначают с учетом расположения несущего слоя, на который можно опереть концы свай, требуемой несущей способности свай и возможности ее погружения на необходимую глубину. Во всех случаях чем меньше количество свай в ростверке и чем больше их несущая способность, тем экономичнее фундамент.

Расчет свайных фундаментов производят по предельным состояниям [29]. По первому предельному состоянию: по прочности конструкций фундаментов (по материалу); по прочности (несущей способности) основания; по устойчивости положения фундамента (против опрокидывания и скольжения). Последний расчет необходимо производить для фундаментов опор, расположенных на крутых косогорах, а также для устоев при высотах насыпи более 10 м во всех случаях, а при высоте насыпи от 5 до 10 м — в случае расположения под подошвой плиты ростверка пласта глиняного грунта.

По второму предельному состоянию: по вертикальному смещению (осадка) основания и по горизонтальному смещению верха опор.

В общем случае расчет свайных фундаментов сводится к тому, что вначале назначают размеры ростверка (длина a , ширина b и толщина h) и определяют количество свай в свайном фундаменте, а затем проверяют расчетом возможность применения такого предварительно назначенного фундамента.

Толщину ростверка назначают в пределах 1,2—1,8 м. При особо благоприятных условиях производства работ толщину ростверка уменьшают до 60 см. Геометрические размеры ростверков в плане для массивных опор можно назначать, добавляя обрезы к размерам опоры (по 0,2—0,5 м во все стороны). Для столбчатых и стоечных опор размер ростверка назначают только после определения количества свай в свайном фундаменте и их размещения.

При сочетании нагрузок, когда изгибающий момент M , нормальные N и горизонтальные H силы имеют наибольшие значения, определяют количество свай или оболочек в свайном фундаменте n по формуле

$$n = \frac{N}{P_0} \beta,$$

где P_0 — несущая способность свай по грунту;

β — коэффициент, учитывающий действие на ростверк изгибающего момента; для промежуточных опор $\beta=1,8 \dots 2$, для устоев $\beta=2 \dots 3$.

Приведенная формула пригодна для предварительной оценки числа свай, а окончательное количество свай можно получить только после детального расчета.

Определение несущей способности свай, оболочек и столбов по грунту. Несущую способность свай-стоек (оболочек, столбов) P_0 , т.е. опирающихся на практически несжимаемый грунт, определяют по формуле

$$P_0 = K m R^n F,$$

где K , m — коэффициенты соответственно однородности, условий работы для свай-стоек принимают $Km=0,7$, для оболочек и столбов $Km=0,5$; R^n — нормативное сопротивление, тс/м², грунта под нижним концом свай-стойки (столба, оболочки);

F — площадь, м^2 , опирания на грунт нижнего конца свай-стойки (оболочки, столба), определяемая в зависимости от вида и конструкции их: для свай сплошного сечения равна площади поперечного сечения, для свай квадратных с круглой полостью, полых круглых оболочек (с открытым нижним концом) — площади поперечного сечения нетто, если их полости не заполнены бетоном, и площади поперечного сечения брутто, если их полости заполнены бетоном на высоту не менее трех ее диаметров.

Для свай, опирающихся нижними концами на скальные и крупнообломочные, щебенистые, галечниковые, дресвяные и гравийные грунты с песчаным заполнением и на глинистые грунты твердой консистенции, $R^n = 2000 \text{ тс/м}^2$. Для свай-оболочек и столбов, заделанных в грунт не менее чем на 0,5 м и заполненных бетоном,

$$R^n = R_{\text{сж}} \left(\frac{h_0}{d_0} + 0,5 \right),$$

где $R_{\text{сж}}$ — среднее арифметическое значение временного сопротивления, тс/м^2 , скального грунта одноосному сжатию в водонасыщенном состоянии;

h_0 — расчетная глубина, м, заделки столба в скальный грунт;

d_0 — наружный диаметр, м, заделанной в скальный грунт части столба.

Для столбов, опираемых на поверхность не разрушенного выветриванием скального грунта, прикрытого слоем неразмываемых грунтов толщиной не менее трех диаметров $R^n = R_{\text{сж}}$.

Несущую способность P_0 , тс, свисающей сваи (квадратной, прямоугольной и полый круглой диаметром до 0,8 м), работающей на осевую сжимающую силу, определяют по формуле

$$P_0 = K m (R^n F + U \sum f_i^n l_i),$$

где $K = 0,7$ — коэффициент однородности грунта;

$m = 1$ — коэффициент условий работы свай в грунте;

F — площадь опирания сваи на грунт, м^2 , принимаемая равной площади поперечного сечения сваи брутто или площади поперечного сечения камуфлетного уширения по его наибольшему диаметру;

R^n — нормативное сопротивление грунта под нижним концом свай, тс/м^2 (табл. 22);

U — периметр свай, м;

f_i^n — нормативное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности свай, тс/м^2 (табл. 23);

l_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью свай, м.

Нормативные сопротивления грунта R^n и f_i^n следует умножать на поправочные коэффициенты m_n , учитывающие способ погружения, если он отличается от забивного (табл. 24).

Несущую способность P_0 , тс, столба с уширенной пятой и без уширения, а также оболочки, работающей на осевую сжимающую силу, определяют по формуле

$$P_0 = K m (R^n F + U \sum m_f f_i^n l_i),$$

где $K = 0,7$;

$m = 1$;

F — площадь опирания столба или оболочки, м^2 , принимаемая равной: для столбов без уширения — площади поперечного сечения столба; для столбов с уширением — площади поперечного сечения уширения в месте наибольшего диаметра; для оболочек, заполненных бетоном на высоту не менее трех ее диаметров, — площади поперечного сечения оболочки грунто; для оболочек с грунтовым ядром без заполнения полости бетоном — площади поперечного сечения нетто;

U — периметр, м, принимаемый по диаметру скважины обсадной трубы или оболочки;

m_f — коэффициент условий работы столба и оболочки, зависящий от способа образования скважины и ствола (табл. 25);

Таблица 22. Нормативное сопротивление R^n грунта под нижними концами свай, $\text{тс}/\text{м}^2$ [29]

Глубина забивки свай, м	Песчаные грунты средней плотности						
	гравелистые	крупные	—	средней крупности	мелкие	пылеватые	—
	Глинистые грунты консистенции В, равной						
	<0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
3	—	—	300	290/200	180/120	120/100	60
4	830	660/510	380	300/250	190/160	125	70
5	880	670/620	400	310/280	200	130	80
7	970	690	430	330	320	140	85
10	1050	730	500	350	240	150	90
15	1170	750	560	400	280	160	100
20	1260	820	620	450	310	170	110
25	1340	880	680	500	340	180	120
30	1420	940	740	550	370	190	130
35	1500	1000	800	600	400	200	140

Таблица 23. Нормативные сопротивления грунта f^n по боковой поверхности забивных свай, $\text{тс}/\text{м}^2$ [29]

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Песчаные грунты средней плотности (для свай, забитых без подмыва)					
	крупные, средней крупности	мелкие	пылеватые	—	—	—
	Глинистые грунты консистенции В, равной					
	<0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	>0,6
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,5	0,2
2	4,2	3,0	2,0	1,7	0,7	0,3
3	4,8	3,5	2,5	2,0	0,8	0,4
4	5,3	3,8	2,7	2,2	0,9	0,5
5	5,6	4,0	2,9	2,4	1,0	0,6
7	6,0	4,3	3,2	2,5	1,1	0,7
10	6,5	4,6	3,4	2,6	1,2	0,8
15	7,2	5,1	3,8	2,8	1,4	1,0
20	7,9	5,6	4,1	3,0	1,6	1,2
25	8,6	6,1	4,4	3,2	1,8	—
30	9,3	6,6	4,7	3,4	2,0	—
35	10,0	7,1	5,0	3,6	2,2	—

Таблица 24. Значения поправочного коэффициента m^H , учитываемые при определении нормативных сопротивлений грунтов основания висячих свай [29]

Способы погружения свай и виды грунтов	Значения m^H	
	под нижними концами свай	по боковой поверхности свай
Погружение в пробуренные скважины (лидеры) с добивкой при заглублении не менее 1 м при диаметре скважины:		
равном стороне квадратной сваи	1,0	0,5
на 50 мм меньшем стороны сваи	1,0	0,6
Погружение с подмывом в песчаные грунты при условии добивки свай на последнем метре без подмыва	1,0	0,9
Вибропогружение в грунты песчаные водонасыщенные средней плотности:		
пески крупные и средней крупности	1,2	1,0
пески мелкие	1,1	1,0
пески пылеватые	1,0	1,0
То же, глинистые с консистенцией $B=0,5$:		
супеси	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глины	0,7	0,9
То же, глинистые с консистенцией $B < 0$	1,0	1,0
Погружение молотом любой конструкции полых свай с открытым нижним концом при диаметре полости:		
меньше 40 см	1,0	1,0
больше 40 см	0,7	1,0
Погружение любым способом полых свай на глубину больше 10 м с устройством камуфлетного уширения в песчаных грунтах средней плотности и глинистых $B < 0,5$ при диаметре уширения:		
1 м независимо от грунтов	0,9	1,0
1,5 м в песчаных супесях	0,8	1,0
1,5 м в суглинках и глинах	0,7	1,0

Таблица 25. Значения коэффициента m_f [29]

№ п.п.	Вид свай и способы их устройства	Грунты			
		Пески	Супеси	Суглинки	Глины
1	Набивные частотрамбованные при забивке инвентарной трубы	0,7	0,6	0,6	0,6
2	Буронабивные, в том числе с уширенной пятой	0,6	0,5	0,5	0,5
3	Свай-оболочки, погружаемые вибрированием с выемкой грунта	1,0	0,9	0,7	0,6

Сопротивление несвязных грунтов по боковой поверхности столба с уширенной пятой учитывается только на участке от верха столба до места пересечения его ствола с поверхностью воображаемого конуса, имеющего в качестве образующей линию,

касающуюся границы уширения под углом $\frac{\varphi}{4}$ к оси столба, где

φ — среднеарифметическое значение нормативного угла внутреннего трения грунта, залегающего в пределах указанного конуса (рис. 45). Сопротивление связных грунтов учитывается по всей длине столба.

Нормативное сопротивление R^n грунта под нижним концом столба с уширенной пятой (и без уширения) и оболочки, погруженной с выемкой грунта из полости с последующим заполнением полости бетоном на высоту не менее трех диаметров, принимается:

а) для оболочки, погружаемой с полным удалением грунтового ядра из крупнообломочных грунтов с песчаным заполнением и песчаных грунтов, — по формуле

$$R^n = 0,65\beta(\gamma d_0 A_k^\circ + \alpha \gamma_1 h B_k^\circ),$$

а для оболочки, погружаемой с сохранением ненарушенного ядра из указанных грунтов на высоту не менее 2 м, — по формуле

$$R^n = \beta(\gamma d_0 A_k^\circ + \alpha \gamma_1 h B_k^\circ),$$

где α , β , A_k° и B_k° — безразмерные коэффициенты, принимаемые по табл. 17 и 26;

γ — нормативный объемный вес грунта, тс/м³, в основании столба или оболочки с учетом взвешивания в воде;

γ_1 — приведенный нормативный объемный вес грунтов, тс/м³, расположенных выше нижнего конца столба или оболочки;

d — диаметр, м, нижнего конца столба, уширенной пяты или оболочки;

h — глубина заложения, м, нижнего конца столба, уширенной пяты или оболочки, отсчитываемая от природного рельефа или от планировочной отметки, а для опор мостов — от дна реки с учетом размыва.

Таблица 26. Значение коэффициентов α и β [29]

Коэффициент	$\frac{h}{d}$	$d, \text{ м}$	Значение $\varphi^n, ^\circ$							
			26	28	30	32	34	36	38	40
α	4,0	—	0,78	0,79	0,8	0,82	0,84	0,85	0,85	0,86
	5,0	—	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84
	7,5	—	0,68	0,70	0,71	0,74	0,76	0,78	0,80	0,82
	10,0	—	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,79
	12,5	—	0,58	0,61	0,63	0,67	0,70	0,73	0,75	0,78
	15,0	—	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76
	17,5	—	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75
	20,0	—	0,49	0,53	0,57	0,61		0,68	0,72	0,75
	22,5	—	0,46	0,51	0,55	0,60		0,67	0,71	0,74
	25	—	0,44	0,49	0,54	0,59		0,67	0,70	0,74
β	—	0,8	0,29	0,26	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,18
	—	4,0	0,21	0,19	0,17	0,17	0,16	0,16	0,15	0,14

б) для столба (оболочки), погружаемого в глинистые грунты с частичным или полным удалением грунтового ядра, — по формуле (см. стр. 73)

$$R'' = R = Ab\gamma + B \sum h_i \gamma_i + DC.$$

Зная несущую способность свай P_0 по грунту и максимальные усилия, действующие на ростверк, получают количество свай в свайном фундаменте, которые размещают в плане плиты ростверка с соблюдением следующего: расстояние между сваями должно быть не меньше $3d$ и не больше $6d$, а между оболочками в свету — не менее 1,2 м; наклон свай должен быть не больше 3 : 1, а расстояние от граней ростверка до свай — не менее 0,25 м.

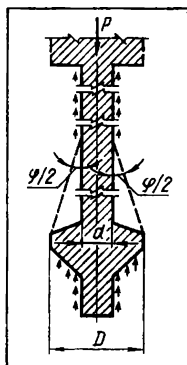


Рис. 45. Схема действия сил сопротивления грунта при контакте с боковой поверхностью буровой сваи и ее уширенным основанием.

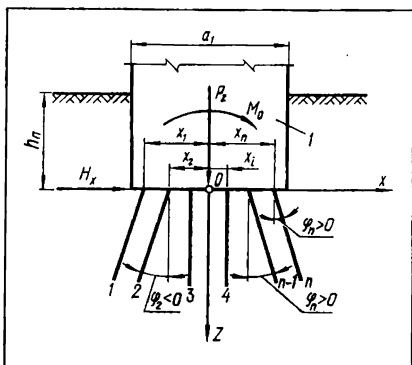


Рис. 46. Общая расчетная схема свайного ростверка при обобщенной методике расчета:

1 — передняя грань плиты.

Расчет низкого ростверка [24]. После определения количества свай в свайном фундаменте и их размещения по плите ростверка требуется произвести:

а) проверку несущей способности свай P в свайном фундаменте с соблюдением условия $P \leq P_0$. Эта проверка гарантирует сваи от просадки относительно грунта, расположенного в междусвайном пространстве и вокруг них, и от больших просадок плиты ростверка;

б) проверку свайного фундамента на горизонтальные силы по формуле

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

где H — горизонтальная расчетная нагрузка, действующая на низкий ростверк;
 n — количество свай в фундаменте;
 m — коэффициент условий работы; при $n \geq 10$ $m = 1$;
 P_r — расчетное сопротивление сваи горизонтальной нагрузке, принимаемое в зависимости от ее сечения и грунта; для железобетонной сваи сечением 35×35 см в грунтах нормальной плотности $P_r = 7$ тс;

в) проверку прочности грунта в уровне нижних концов свай. Она гарантирует от недопустимых осадок и кренов, связанных с перемещением свайного фундамента вместе с грунтом междусвайного пространства в результате истощения сопротивления грунта в уровне концов свай. При этом плиту ростверка вместе со сваями, грунтом междусвайного пространства и частью грунта, окружающего фундамент, рассматривают как условно-массивный фундамент и рассчитывают обычным способом.

Обобщенная методика расчета свайных фундаментов. В 1970 г. ЦНИИСом разработана обобщенная методика, позволяющая рассчитывать как высокие, так и низкие ростверки свайных фундаментов. Эта методика отвечает современным требованиям проектирования и является наиболее универсальной. Расчет по этой методике можно выполнять как на ЭВМ (см. табл. 7), так и на электрокалькуляторах.

На основе обобщенной методики разработаны Рекомендации по расчету фундаментов глубокого заложения опор мостов [22], она вошла в проект Указаний по проектированию мостов и труб [2] и широко используется проектировщиками.

При расчете ростверков по обобщенной методике перемещения головы каждой сваи, оболочки или столба принимают прямо пропорциональными действующей на них нагрузке, а деформации конструкции предполагают малыми по сравнению с размерами ее элементов и поэтому расчет ростверков производят обычными методами строительной механики.

В практике проектирования в большинстве случаев встречаются симметричные свайные ростверки, которые можно рассчитывать по плоским расчетным схемам. Высокий ростверк является симметричным, если имеет место симметрия в расположении свай, их длинах (как общих, так и над поверхностью грунта) и жесткостях; плита ростверка при этом может быть и не симметрична. У симметричного низкого ростверка, кроме того, должна быть симметрична часть плиты, расположенная ниже расчетной поверхности грунта.

Расчет низких ростверков производится с учетом сопротивления грунта перемещению как свай, так и плиты ростверка. При этом реактивное давление грунта на плиту учитывают только на участках ее боковых граней, перемещающихся к грунту.

При расчете свайного фундамента грунт, окружающий плиту и сваи, рассматривают как упругую линейно-деформируемую среду, характеризуемую коэффициентом постели, величина которого зависит от глубины расположения точки, для которой он определяется, и коэффициента пропорциональности, характери-

зующего изменения с глубиной коэффициента постели грунта, расположенного ниже подошвы плиты ростверка.

В расчетных формулах давление грунта на острие сваи (подошва оболочки или столба) устанавливают по размерам острия, а давление на боковую поверхность — как для работающих в условиях плоской задачи отдельно стоящей сваи квадратного сечения с расчетной шириной b_p , учитывающей не только геометрическую ее ширину, но и количество свай в ряду и среднее расстояние между сваями в уровне верха ростверка.

Сваи, погруженные в не скальные грунты, с опиранием или без опирания на скалу без забуривания нижних концов при расчете ростверка рассматривают как расположенные в однородной упругой среде с упругозакрепленными нижними концами. Столбы, забуренные в скалу, рассматривают как жестко заделанные в сечении, расположенном ниже поверхности скальной породы.

Учитывают давление от расчетных нагрузок на грунт по боковым поверхностям свай на определенных глубинах, зависящих от приведенной глубины, определяемой по формулам.

Расчет высоких ростверков устоев следует производить с учетом местного изгиба свай от бокового давления грунта. При расчете фундаментов из оболочек или столбов, не заделанных в скалу, следует убедиться в том, что наибольшее давление в их основании не превышает расчетного сопротивления грунта, а при заделке в скалу необходимо проверить прочность заделки.

Коэффициенты продольного изгиба определяют с учетом свободной длины свай, при этом каждая свая рассматривается как стержень такой же длины, жестко заделанный в грунт.

При этом расчетная длина свай (оболочек и столбов) l принимается равной $2 l_m$ — для фундамента с однорядно расположенными сваями; $0,5 l_m$ — при наклонном расположении свай и равной l_m в остальных случаях (здесь l_m — длина изгиба сваи). Однако жесткий ростверк (деформация плиты под нагрузкой невелика по сравнению с перемещениями), симметричный относительно вертикальной плоскости, рассчитывают на нагрузки, действующие в этой плоскости, по плоской расчетной схеме, получаемой проецированием ростверка на плоскость действия нагрузок.

Рассмотрим ход расчета высоких и низких ростверков с жесткими плитами по плоской схеме в общем случае. Расчет производим с использованием прямоугольной системы координат XOZ , начало которой совмещаем с точкой O подошвы плиты ростверка. Ось X направлена горизонтально вправо, ось Z вертикальна и направлена вниз (рис. 46).

Принимаем, что поступательные смещения a и c точки O в направлении осей X и Z соответственно и угол β поворота плиты относительно этой точки неизвестны. Смещения a и c положительны, если они совпадают с положительными направлениями осей X и Z соответственно; угол β положителен, когда поворот плиты происходит по часовой стрелке.

Расчет ведем в такой последовательности.

1. Вычисляем расчетные внешние нагрузки, действующие на ростверк, по сочетаниям и приводим их к точке O , раскладывая на силы H_x и P_z и момент M_o относительно точки O . Положительные направления H_x , P_z и M_o совпадают с положительными направлениями перемещений a , c и β соответственно.

2. Вычисляем жесткости сечений свай при сжатии EF и изгибе EI (E — модуль упругости бетона свай [25]; F — площадь ее поперечного сечения; I — момент инерции сечения свай).

3. Определяем длину сжатия свай l_N :

для свай, опертой на нескальный грунт и не имеющей уширения,

$$l_N = l_0 + \frac{7EF}{10^3 P};$$

для свай с уширенным основанием, оболочек и столбов

$$l_N = l_0 + h + \frac{EF}{C_{осн} F_{осн}};$$

для свай, опертой на скальный грунт,

$$l_N = l_0 + h,$$

где l_0 — свободная длина свай, т. е. длина участка свай, расположенного выше поверхности грунта (для низких ростверков $l_0=0$), м;

P — несущая способность свай по грунту, тс [29];

h — глубина заложения свай в грунте, м;

$C_{осн}$ — коэффициент постели грунта под подошвой свай, тс/м³, определяемый для нескального грунта по формуле

$$C_{осн} = \frac{5C}{d_{осн}};$$

$d_{осн}$ — диаметр (толщина) основания свай или уширения;

C — характеристика грунта, расположенного под подошвой свай, тс/м³, принимаемая для нескальных грунтов при глубине до 10 м равной $K_0 h$, но не менее $10 K_0$. Для скального грунта значение C принимается в зависимости от $R_{сж}$: при $R_{сж}=100$ тс/м² $C=3 \cdot 10^4$ тс/м³; при $R_{сж}=2500$ тс/м² $C=1,5 \cdot 10^6$ тс/м³; при остальных значениях $R_{сж}$ величина C принимается по интерполяции;

K_0 — коэффициент пропорциональности грунта, расположенного под подошвой свай (табл. 27).

4. Расчетную ширину свай определяем по формуле

$$b_p = K_\phi (1,5d + 0,5),$$

оболочек и столбов —

$$b_p = K K_\phi (d + 1),$$

где d — толщина свай или ее диаметр в направлении, перпендикулярном к действию сил, м;

K_ϕ — коэффициент, учитывающий форму поперечного сечения свай: для квадратной или прямоугольной свай $K_\phi=1$, для круглой $K_\phi=0,9$;

K — коэффициент, учитывающий взаимное влияние оболочек и столбов, расположенных в одном ряду, параллельном плоскости действия горизонтальных сил и момента, на их работу в грунте; $K < 1$.

5. Определяем коэффициент деформации сваи (столба, оболочки) в грунте, м^{-1} , по формуле

$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{Kb_p}{EI}},$$

где K — приведенные значения коэффициента пропорциональности грунта.

Обычно α_c определяют по таблицам, приведенным в нормативных документах.

6. Приведенную глубину $\bar{h}$ заложения сваи (оболочки, столба) в грунте — безразмерная величина — определяем по формуле

$$\bar{h} = \alpha_c h,$$

где h — глубина забивки свай от дна котлована до острия либо от расчетного слоя грунта до острия (для наклонных и прямых свай), м.

Таблица 27. Значения коэффициентов пропорциональности K , K_6 , K_0 [22]

Вид грунта	Характеристика грунта	K для свай	K для оболочек и столбов, K_6 , K_0
Текучепластичные глины и суглинки	$0,75 \leq B \leq 1$	65—250	50—200
Мягкопластичные глины и суглинки Пластичные супеси Пылеватые пески	$0,5 < B \leq 0,75$ $0 \leq B \leq 1$ $0,6 \leq \varepsilon \leq 0,8$	250—500	200—400
Тугопластичные и полутвердые глины и суглинки Твердые супеси Пески мелкие Пески средней крупности	$0 \leq B \leq 0,5$ $B < 0$ $0,6 \leq \varepsilon \leq 0,75$ $0,55 \leq \varepsilon \leq 0,7$	500—800	400—600
Твердые глины и суглинки Пески крупные	$B < 0$ $0,55 \leq \varepsilon \leq 0,7$	800—1300	600—1000
Пески гравелистые Гравий и галька с песчаным заполнением	$0,55 \leq \varepsilon \leq 0,7$ $0,55 < \varepsilon < 0,65$	—	1000—2000

Величина $\bar{h}$ в расчете играет большую роль, так как от нее зависит работа сваи (оболочки, столба) при поперечной нагрузке. Она характеризует жесткость сваи по отношению к податливости окружающего ее грунта. Чем меньше приведенная (безразмерная) глубина $\bar{h}$ заложения сваи в грунте, тем больше ее относительная жесткость, и при $\bar{h} \leq 2,5$ она рассматривается как бесконечно большая.

7. Определяем длину изгиба сваи (оболочки, столба) по формуле

$$l_m = l_0 + \frac{2,25}{\alpha_c},$$

где l_0 — расстояние от низа плиты ростверка до расчетного слоя грунта, для низких ростверков равно нулю.

8. Сопротивление сваи (оболочки, столба) перемещениям плиты ростверка характеризуют значения $\rho_1, \rho_2, \rho_3, \rho_4$: ρ_1 — сила, действующая на плиту в направлении оси сваи при смещении плиты на единицу в этом направлении (рис. 47, а); ρ_2 — сила, действующая на плиту в направлении, перпендикулярном к оси сваи, при смещении плиты на единицу в этом направлении (рис. 47, б);

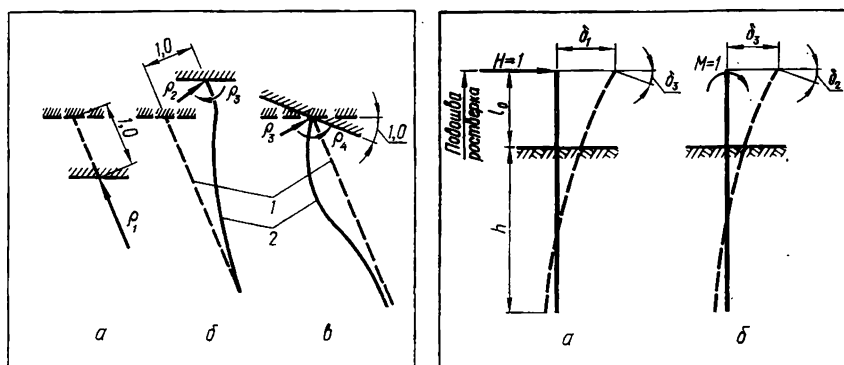


Рис. 47. Схемы перемещений плиты фундамента, соответствующих:

а — силе Q_1 ; б — силе Q_2 и моменту Q_3 ; в — силе Q_3 и моменту Q_4 ; 1 и 2 — оси сваи соответственно до и после деформации.

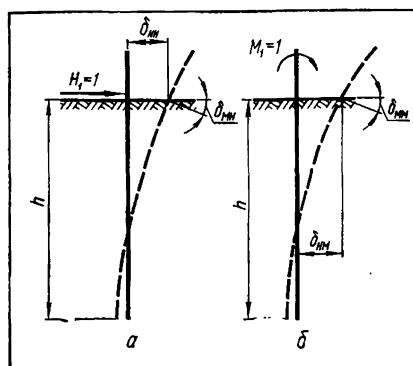


Рис. 48. Схемы перемещений сваи от действия:

а — единичной горизонтальной силы, приложенной в уровне подошвы плиты фундамента; б — единичного момента.

Рис. 49. Схемы перемещений сваи в грунте от действия:

а — единичной горизонтальной силы, приложенной в уровне поверхности грунта; б — единичного момента.

ρ_3 — момент, действующий на плиту при смещении ее на единицу в направлении, перпендикулярном к оси сваи (рис. 47, б), и на основании принципа взаимности реакции сила, действующая на плиту в направлении, перпендикулярном к оси сваи, при повороте плиты на единицу (рис. 47, в);

ρ_4 — момент, действующий на плиту при ее повороте на единицу (рис. 47, в).

Характеристики сопротивления свай ρ в общем случае вычисляем по формулам:

$$\rho_1 = \frac{EF}{l_N}; \quad \rho_2 = \frac{\delta_2}{\delta_1 \delta_2 - \delta_3^2}; \quad \rho_3 = \frac{\delta_3}{\delta_1 \delta_2 - \delta_3^2}; \quad \rho_4 = \frac{\delta_1}{\delta_1 \delta_2 - \delta_3^2},$$

где δ_1 и δ_3 — горизонтальное смещение и угол поворота свай (со свободным верхним концом) в уровне подошвы плиты ростверка от горизонтальной силы $H-1$, приложенной в том же уровне (рис. 48, а); δ_3 и δ_2 — то же, от момента $M-1$ (рис. 48, б).

Перемещения $\delta_1, \delta_2, \delta_3$ определяем по формулам:

$$\delta_1 = \frac{l_0^3}{3EI} + \delta_{\text{мн}} l_0^2 + 2\delta_{\text{мн}} l_0 + \delta_{\text{нн}}; \quad \delta_2 = \frac{l_0}{EI} + \delta_{\text{мм}};$$

$$\delta_3 = \frac{l_0^2}{2EI} + \delta_{\text{мм}} l_0 + \delta_{\text{мн}},$$

где $\delta_{\text{нн}}, \delta_{\text{мн}} = \delta_{\text{нм}}$ и $\delta_{\text{мм}}$ — перемещения (рис. 49).

Для низкого ростверка $l_0 = 0$, следовательно, $\delta_1 = \delta_{\text{нн}}; \delta_2 = \delta_{\text{мм}}; \delta_3 = \delta_{\text{мн}}$. Для забуренного в скалу столба эти перемещения определяем по формулам:

$$\delta_{\text{нн}} = \frac{1}{\alpha_c^3 EI} A_0;$$

$$\delta_{\text{мн}} = \delta_{\text{нм}} = \frac{1}{\alpha_c^2 EI} B_0;$$

$$\delta_{\text{мм}} = \frac{1}{\alpha_c EI} C_0;$$

в остальных случаях — по формулам:

$$\delta_{\text{нн}} = \frac{1}{\alpha_c^3 EI} \cdot \frac{A_{01} + K_{\text{п}} B_{01}}{C_{01} + K_{\text{п}} D_{01}};$$

$$\delta_{\text{мн}} = \delta_{\text{нм}} = \frac{1}{\alpha_c^2 EI} \cdot \frac{A_{02} + K_{\text{п}} B_{02}}{C_{01} + K_{\text{п}} D_{01}};$$

$$\delta_{\text{мм}} = \frac{1}{\alpha_c EI} \cdot \frac{C_{02} + K_{\text{п}} D_{02}}{C_{01} + K_{\text{п}} D_{01}},$$

где $A_0, B_0, C_0, A_{01}, B_{01}, C_{01}, D_{01}, A_{02}, B_{02}, C_{02}$ и D_{02} — безразмерные коэффициенты [2, 22, 23].

Коэффициент $K_{\text{п}}$ учитывает влияние сопротивления грунта повороту подошвы свай, оболочки. Для свай $K_{\text{п}} = 0$. Для оболочек $K_{\text{п}} = C_{\text{осн}} I_{\text{осн}} / \alpha_c EI$, где $I_{\text{осн}}$ — момент инерции подошвы свай (столба, уширения); при $\bar{h} \geq 2,5$ (при опирании на скальные грунты $\bar{h} \geq 3,5$) $K_{\text{п}} = 0$.

При опирании свай (оболочек, столбов) на нескальный грунт при $\bar{h} \geq 2$ и при опирании столбов на скальный грунт (в том числе при забуривании нижних концов в скалу) при $\bar{h} \geq 4$ характеристики ρ_2 , ρ_3 и ρ_4 для приближенных расчетов могут быть так же определены по формулам:

$$\rho_2 = \frac{12EI}{l_m^3}; \quad \rho_3 = \frac{6EI}{l_m^2}; \quad \rho_4 = \frac{4EI}{l_m}.$$

При $\bar{h} < 2$ и $\bar{h} < 4$ и при тех же условиях опирания характеристики сопротивления определяем по формулам:

$$\rho_1 = \frac{EF}{b_N}; \quad \rho_2 = \frac{\delta_2}{A}; \quad \rho_3 = \frac{\delta_3}{A}; \quad \rho_4 = \frac{\delta_1}{A},$$

$$\text{где } A = \delta_1 \delta_2 - \delta_3^2.$$

9. На плане расположений свай назначаем положение вертикальных и наклонных свай, вычисляя n — количество свай в ряду, x — расстояние до свай в ряду от оси ростверка, φ — углы наклона свай, если они имеются. Величину угла наклона свай к вертикали назначаем не более: $\varphi_{\max} = \arctg \frac{1}{3}$ для свай и $\varphi_{\max} = \arctg \frac{1}{5}$ для оболочек и столбов.

При диаметре оболочек и столбов 3 м и более наклон их не допускается.

10. Перемещения a , c и β в общем случае несимметричной плоской схемы фундамента определяем, решая систему канонических уравнений метода перемещений:

$$ar_{aa} + cr_{ac} + \beta r_{a\beta} - H_x = 0;$$

$$ar_{ca} + cr_{cc} + \beta r_{c\beta} - P_z = 0;$$

$$ar_{\beta a} + cr_{\beta c} + \beta r_{\beta\beta} - M_0 = 0.$$

При симметричной схеме фундамента эта система упрощается и ее решение имеет вид:

$$a = (r_{\beta\beta} H_x - r_{a\beta} M_0) \Delta_1; \quad c = \frac{P_z}{r_{cc}};$$

$$\beta = (r_{aa} M_0 - r_{a\beta} H_x) \Delta_1,$$

$$\text{где } \Delta_1 = \frac{1}{r_{aa} r_{\beta\beta} - r_{a\beta}^2}.$$

11. Определение коэффициентов канонических уравнений по формулам:

$$r_{aa} = \rho_0 \sum K_i \sin^2 \varphi_i + n \rho_2 + b_x \frac{K_6 h_n^2}{2};$$

$$r_{ac} = r_{ca} = \rho_0 \sum K_i \sin \varphi_i \cos \varphi_i;$$

$$r_{a\beta} = r_{\beta a} = \rho_0 \sum K_i x_i \sin \varphi_i \cos \varphi_i - \rho_3 \sum K_i \cos \varphi_i + b_x \frac{K_6 h_n^3}{6};$$

$$r_{cc} = \rho_0 \sum K_i \cos^2 \varphi_i + n\rho_3;$$

$$r_{c\beta} = r_{\beta c} = \rho_0 \sum K_i x_i \cos^2 \varphi_i + \rho_2 \sum K_i x_i + \rho_3 \sum K_i \sin \varphi_i;$$

$$r_{\beta\beta} = \rho_0 \sum K_i x_i^2 \cos^2 \varphi_i + \rho_3 \sum K_i x_i^2 + 2\rho_3 \sum K_i x_i \sin \varphi_i + n\rho_4 + b_x \frac{K_6 h_n^4}{12}.$$

где $\rho_0 = \rho_1 - \rho_2$;

n — число свай в фундаменте;

$b_x \frac{K_6 h_n^2}{2}$, $b_x \frac{K_6 h_n^3}{6}$ и $b_x \frac{K_6 h_n^4}{12}$ — члены, учитывающие сопротивление

грунта, окружающего плиту фундамента с плитой, расположенной над грунтом, их принимают равными нулю;

b_x — ширина плиты фундамента (размер плиты в направлении, перпендикулярном к оси X);

K_6 — коэффициент пропорциональности, тс/м⁴, характеризующий изменение с глубиной коэффициента постели грунта, расположенного выше подошвы плиты;

h_n — глубина заложения подошвы плиты.

В формулах для канонических уравнений знак $\sum$ означает суммирование по всем групповым сваям. Если i -я свая вертикальна, то $\varphi_i = 0$; $\sin \varphi_i = 0$; $\cos \varphi_i = 1$, и это означает, что для фундамента с одними вертикальными сваями приведенные формулы значительно упрощаются:

$$r_{aa} = n\rho_3 + b_x \frac{K_6 h_n^2}{2}; \quad r_{ac} = r_{ca} = 0;$$

$$r_{a\beta} = r_{\beta a} = -n\rho_3 + b_x \frac{K_6 h_n^3}{6}; \quad r_{cc} = n\rho_1;$$

$$r_{c\beta} = r_{\beta c} = 0; \quad r_{\beta\beta} = \rho_1 \sum K_i x_i^2 + n\rho_4 + b_x \frac{K_6 h_n^4}{12}.$$

12. Определив перемещения a , c и β плиты фундамента, вычисляем горизонтальное смещение a' и угол β' поворота верха опоры по формулам:

$$a' = a + \beta h_{оп} + a_0; \quad \beta' = \beta + \beta_0,$$

где a_0 и β_0 — соответственно горизонтальное смещение и угол поворота верха опоры за счет деформации ее надфундаментной части.

13. Определяем продольную N_i и поперечную H_i силы, изгибающий момент M_i , передающиеся со стороны плиты на голову каждой i -й сваи, по формулам:

$$N_i = \rho_1 [a \sin \varphi_i + (c + x_i \beta) \cos \varphi_i];$$

$$H_i = \rho_2 [a \cos \varphi_i - (c + x_i \beta) \sin \varphi_i] - \rho_3 \beta;$$

$$M_i = \rho_4 \beta - \rho_5 [a \cos \varphi_i - (c + x_i \beta) \sin \varphi_i].$$

Для вертикальных свай при $\varphi=0$ приведенные формулы упрощаются:

$$N_i = \rho_1 (c + x_i \beta); \quad H_i = \rho_2 a - \rho_3 \beta; \quad M_i = \rho_4 \beta - \rho_5 a.$$

Продольная сила N не должна превышать несущую способность свай по грунту на осевое сжатие P , при этом должно соблюдаться условие

$$N + G \leq m_1 m_2 P,$$

где G — вес свай с учетом гидростатического давления; согласно СН 200—62 можно принимать $G=0$;
 m_1 — коэффициент условий работы, принимаемый при 11—20 сваях в ростверке равным 0,9 и 1, больше 20 свай — равным 1;
 $m_2=1,1 \dots 1,2$ — коэффициент, зависящий от плоской схемы фундамента, числа рядов свай и от степени неравномерности загрузки свай продольными силами.

Далее производим проверку несущей способности свай (оболочки, столба) по материалу, для чего определяем изгибающие моменты и перерезывающие силы в поперечных сечениях, возникающие на глубине z . Так как сваи (столбы, оболочки) имеют постоянное сечение, то проверку на прочность производим по максимальным усилиям.

Приведенная методика предусматривает проверку несущей способности грунта по боковой поверхности, для чего определяем усилия от давления σ_z на грунт при контакте с боковой поверхностью свай (оболочки, столба), возникающие на глубине z от верха расчетного слоя грунта. Для оболочек и столбов производим проверку наибольшего и наименьшего давления на грунт

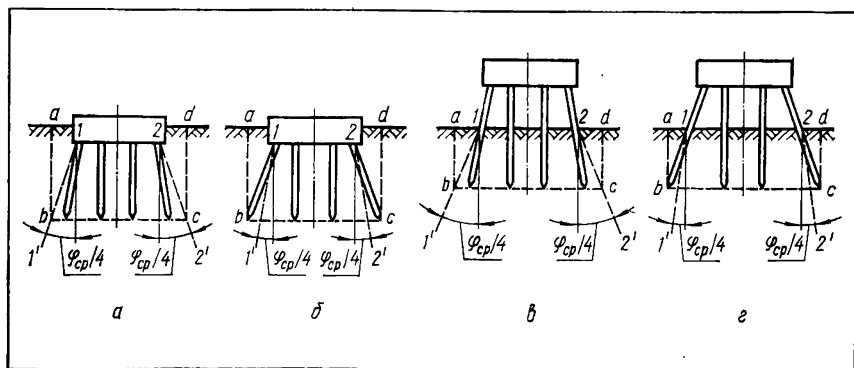


Рис. 50. К расчету свайных фундаментов как условно-массивных:
 а и б — условно ограниченные контуры $abcd$ для низкого ростверка; в и г — то же, для высокого ростверка.

в основании столба или оболочки при действии нагрузок [22, 23, 29].

Заканчиваем расчет проверкой несущей способности свайного фундамента как условно массивного, состоящего из фундаментной плиты, свай и некоторого объема окружающего их грунта (рис. 50). Такой расчет предотвращает вероятность появления осадок и кренов из-за истощения несущей способности фундамента в целом и производится согласно СН 200—62.

ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПУТЕПРОВОДОВ

Путепроводы, в отличие от мостов, пересекают железные и автомобильные дороги, городские улицы и пешеходные полосы. Путепроводы, строящиеся на пересечении большого числа железнодорожных путей и городских улиц под острыми углами в условиях тесной застройки, представляют собой сложные инженерные сооружения. Они должны удовлетворять не только требованиям безопасности движения транспорта и пешеходов на пересекаемых дорогах, но и архитектурно-эстетическим требованиям.

Согласно СНиП II-Д. 5-72, пересечения и примыкания автомобильных дорог в разных уровнях должны осуществляться в следующих случаях:

- при пересечениях и примыканиях дорог I категории с автомобильными дорогами всех категорий;

- при пересечениях и примыканиях дорог II категории с дорогами II и III категорий;

- при примыканиях и пересечениях дорог III категории между собой при расчетной интенсивности движения на пересечении (в сумме обеих пересекающихся или примыкающих дорог) более 4000 автомобилей в сутки.

Пересечения железных дорог с автомобильными дорогами I и III категорий проектируют всегда в разных уровнях, а с автомобильными дорогами IV и V категорий — только в случаях, если пересекаются три или более главных железнодорожных пути или пересечение располагается на участках железных дорог со скоростным (более 120 км/ч) движением; если пересекаемые железные дороги проложены в выемке или не обеспечены нормы видимости.

ВЫБОР СХЕМЫ ПУТЕПРОВОДА

Выбор рациональной схемы путепровода и разбивка его на пролеты является одним из важных этапов проектирования. В процессе разбивки определяют основные параметры пролетных строений, опор, от которых в целом зависит стоимость

сооружения, а от соотношения их размеров — архитектурные качества путепровода.

При разбивке на пролеты учитывают:

размещение под путепроводом габаритов для пропуска транспортных средств согласно категории пересекаемой автомобильной дороги по СНиП II-Д.5-72 (рис. 51, табл. 28) или количе-

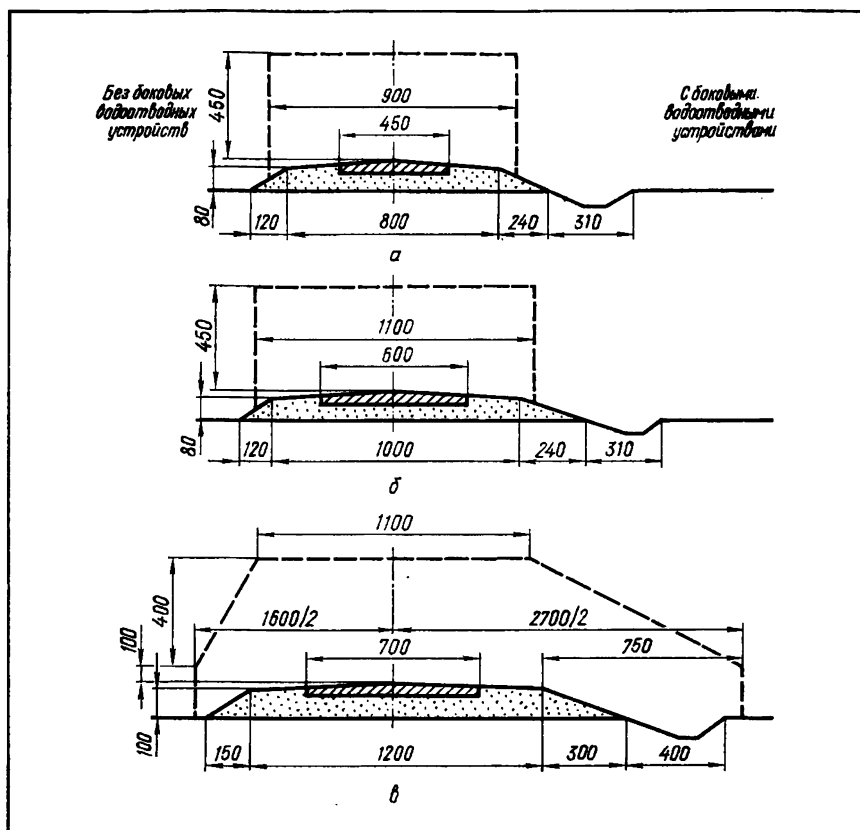


Рис. 51. Габариты путепроводов:

а, б и в — соответственно при пересечении автомобильных дорог V и III категорий.

ство железнодорожных путей по габаритам приближений строений 2С [34]. При этом необходимо учитывать возможную косину пересечения дороги с путепроводом и условия строительства путепровода: в нулевых отметках с отсыпкой подходов или через выемку, в которой проходит пересекаемая дорога;

необходимость возможно большей повторяемости типовых элементов путепроводов, сооружаемых на трассе проектируемой дороги. В связи со значительным возрастанием удельного веса магистралей высоких категорий в общем объеме дорожного стро-

Таблица 28. Минимальные пролеты в свету между опорами путепроводов, м, в зависимости от категории пересекаемой дороги (при отсутствии боковых канав) [26]

Категория пересекаемой дороги	Ширина земляного полотна, м	Возвышение низа пролетных строений над проезжей частью, м	Опоры	
			стоечные	массивные со сплошными стенками
I	27,5 и более	5	31,5	35,5
II	15	5	19	23
III	12	5	16	20
IV	10	4,5	11	11
V	8	4,5	9	9

ительства увеличиваются соответственно объемы работ, связанных со строительством путепроводов, и повторяемость применения типовых конструкций на трассе строящейся дороги имеет очень важное значение с точки зрения сроков, индустриализации и в целом удешевления строительства. Так, на запроектированном участке Мерефа — Красноград протяженностью 80 км автомагистрали Москва — Симферополь требуется построить около 30 сооружений, из которых только два — мосты, а остальные — путепроводы и эстакады. В таком случае повторяемость применения типовых конструкций имеет решающее значение;

необходимость возведения сооружений с минимальной строительной высотой, что позволит уменьшить объемы работ по устройству подходов.

При выборе рациональной схемы путепровода следует руководствоваться требованиями СНиП, экономическими, эстетическими соображениями с учетом опыта и возможностей строителей. Стремление проектировщиков к уменьшению строительной высоты пролетных строений, приданию путепроводу ажурности оправдано, однако такие сооружения требуют более высокого уровня технологии при постройке и изготовлении сборных конструкций. Во всех случаях выбор схемы путепровода должен производиться на основании технико-экономических расчетов.

Принимаемая схема путепровода должна отвечать следующим требованиям:

несущие элементы всех пролетных строений путепровода должны быть однотипными (плитные, плитно-коробчатые, ребристые и др.);

для путепроводов со схемой разбивки $l_1 + l_2 + \dots + l_m + \dots + l_k$ требуется соблюдение условия: $l_1 \leq l_2 \leq \dots \leq l_m \leq \dots \leq l_k$, где l_m — максимальный по величине пролет, согласно габаритам под путепроводом для пропуска транспортных средств;

стойки опор крайних пролетов не должны входить в тело конуса насыпи на величину, большую их ширины по фасаду, и в то же время расстояние от подошвы конуса до опоры должно

быть минимальным, что позволит сделать путепровод меньшей длины;

при косых пересечениях (опоры в этом случае располагают перпендикулярно к оси путепровода или параллельно оси пересекаемой дороги, см. рис. 52) элементы пересекаемой дороги

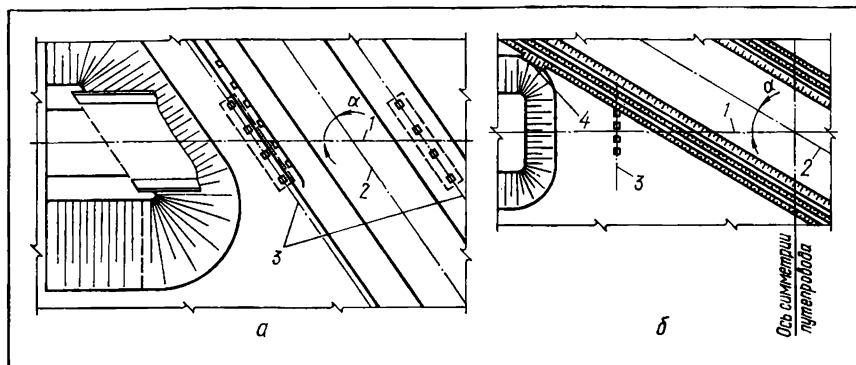


Рис. 52. Планы косых пересечений с расположением опор параллельно пересекаемой дороге (а) и перпендикулярно к оси путепровода (б): 1 — ось путепровода; 2 — ось пересекаемой дороги; 3 — ось опоры; 4 — подпорная стенка.

(кюветы, бровки, выемки и др.) не должны входить в тело конуса насыпи. Только в исключительных случаях допускается устройство подпорных стенок-или водоотвод в зоне пересечения при расчетной глубине их выеднения в конус не более чем на 1 м.

В зависимости от категории и назначения пересекаемой дороги путепроводы могут быть одно- и многопролетными. Дороги IV и V категорий можно перекрывать одним пролетом длиной 12 и 18 м. Пролетные строения могут быть плитными или ребристыми, опирающимися на сборные заанкеренные устои (см. рис. 11) с обратными стенками. Для этих же дорог возможно применение трехпролетной схемы путепровода из разрезных плит длиной 12 м с непрерывной проезжей частью.

Опоры путепроводов через дороги IV и V категорий размещают за пределами бровки пересекаемого земляного полотна на расстоянии 0,5 м в каждую сторону.

При пересечении автомобильных дорог I категории не рекомендуется ставить опоры на раздельной полосе.

Пересечения автомобильных дорог под углами, отличными от прямых, влекут за собой дополнительные трудности по сравнению с прямыми пересечениями, а стоимость их увеличивается в 1,2—1,5 раза. При косых пересечениях необходимо значительное (в 1,2—1,5 раза) увеличение длины пролетов путепроводов (табл. 29), усложняются устройство стыков и конструкции ригелей опор. Разрезные пролетные строения нужно изготавливать со скосами, что требует применения специальной опалубки. В

Таблица 29. Рекомендуются длины пролетов и схемы путепроводов при косых пересечениях дорог

Категория пересекемой дороги	Угол пересечения,	Рекомендуемая длина пролета, м	Рекомендуемая схема путепровода	Конструкция пролетных строений
III	45	24	Неразрезная из балок длиной 18 м (15+24+15)	Плитные из унифицированных элементов
	60	20	Рамная безригельная (10+20+12)	Плитные и ребристые из унифицированных элементов
II	45	27	Разрезная балочная (12+30+12)	Плитные и ребристые
	45	20	Рамная с наклонными опорами (12+20+12)	То же
	60	23	Неразрезная из балок длиной 18 м (15+24+15)	Плитные
I	45	45	Неразрезная из балок длиной 18 м (15+24+15)	Плитные
	60		Неразрезная из коробчатых блоков (26+46,5+26)	Коробчатые

случае применения прямых блоков на косых пересечениях требуется уширение ригелей и устройство сложных, ступенчатых в плане, деформационных швов. В таких случаях целесообразно применять неразрезные пролетные строения или для разрезных устраивать непрерывную проезжую часть.

При пересечении железных дорог путепроводы строят, как правило, с разрезными пролетными строениями. Применение неразрезных пролетных строений со стыками в пролете сдерживается трудностью устройства подмостей для стыков омоноличивания при движении поездов. Однако если стыки располагать над опорами, неразрезная система пролетных строений вполне приемлема. Она позволяет уменьшить строительную высоту пролетов и тем самым уменьшить высоту насыпи, которая иногда превышает 7 м.

В путепроводах через железные дороги высота от уровня верха головки рельса до низа конструкций, располагаемых над электрифицированными железнодорожными путями, составляет на станциях 7,5, а на перегонах 6,5 м. Горизонтальные расстояния от внутренней грани опор путепроводов до оси крайнего в пролете пути должна быть не менее 3,1, а в сильно заносимых выемках — не менее 5,7 м.

Станционные пути стараются перекрывать одним пролетом. В этом случае можно применять коробчатые железобетонные пролетные строения длиной 30 м и более или из блоков длиной 12 м, объединенных в балки длиной 24 м. Балки устанавливают на подмости, расположенные в междупутье, а затем в процессе монтажа объединяют в неразрезную систему (см. рис. 4).

Применительно к разнообразным местным условиям на основании практики проектирования и строительства разработаны типовые проекты путепроводов разрезных схем. Наибольшее распространение получил типовой проект № 863 (Гипротрансмост, 1972 г.) путепровода через железные и автомобильные дороги при пересечении как под прямым углом, так и под углом до 45° .

В путепроводах, возводимых по этому проекту, разрезные пролетные строения из предварительно-напряженного железобетона могут быть длиной до 18 м (плитные) и 18—33 м (ребри-

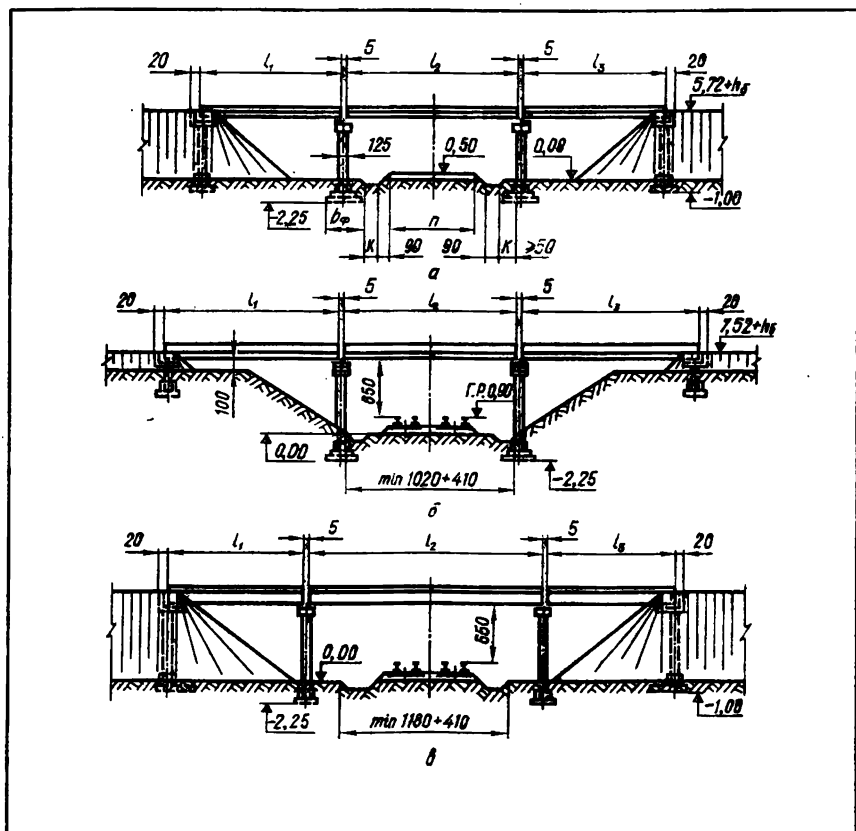


Рис. 53. Схемы типовых путепроводов с разрезными пролетными строениями при пересечении:
а — автодороги в нулевых отметках; б — железной дороги в выемке; в — то же, в нулевых отметках.

стые), опоры одно- и многостоечные, устои стоечного типа для насыпи высотой до 8 м.

Схемы путепроводов в основном трехпролетные с большим пролетом в середине. Компоновка их при пересечении как автомобильных, так и железных дорог (рис. 53) одинакова.

В настоящее время для путепроводов рекомендуются следующие типы пролетных строений:

при пролетах до 24 м — разрезные и неразрезные плитные из унифицированных элементов, изготавливаемых по типовому проекту 384/43 СДП, вып. 16;

при пролетах от 24 до 33 м включительно — цельнопролетные температурно-неразрезные и рамно-неразрезные со скрытым ригелем;

при пролетах от 34 до 42 м — плитно-ребристые, особенно в тех случаях, когда путепровод имеет большое количество пролетов;

при пролетах 42 м и больше — коробчатые полнопрофильные или с несколькими коробками в поперечном сечении с применением навесной сборки.

Для эстакад наиболее целесообразными пролетами являются температурно-неразрезные длиной до 33 м либо рамно-неразрезные безригельные такой же длины из ребристых балок [10, 13]. Длину эстакады выбирают исходя из местных условий и условий движения автомобилей, а также с учетом стоимости отсыпки пядходов и др. (рис. 54).

При любых решениях в основу проектирования путепроводов должны быть положены принципы максимальной сборности, унификации и типизации всех элементов сооружений, использования конструкций массового заводского изготовления, повторного применения их и безусловного обеспечения максимальной безопасности для движения транспорта с той же скоростью, что и на прилегающих участках дороги.

Компоновку пролетных строений путепроводов по конструктивным признакам выполняют аналогично компоновке пролетных строений мостов с учетом специфики сооружения и местных условий.

На рис. 55 приведены варианты схем путепроводов

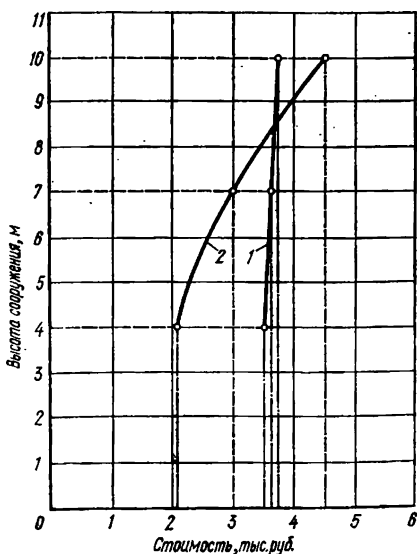
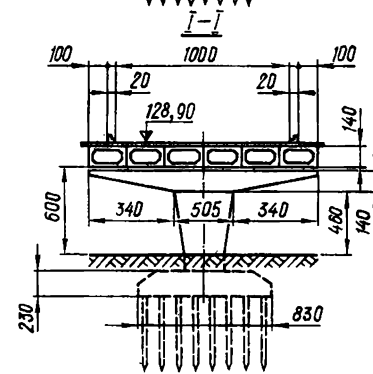
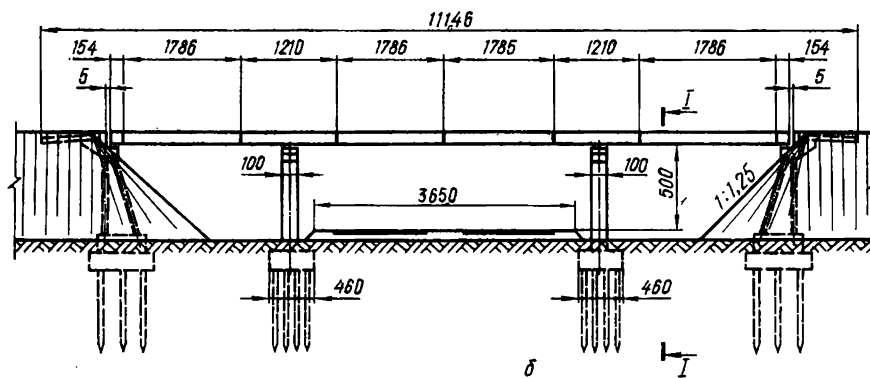
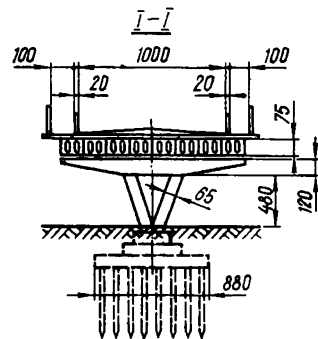
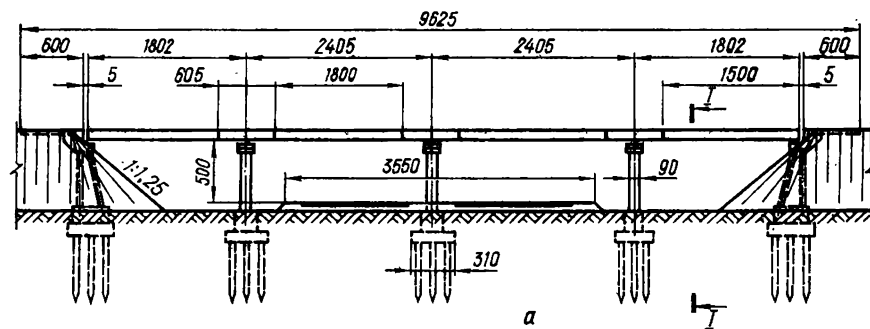


Рис. 54. График сравнительной стоимости 1 пог. м эстакады (1) и насыпи с подпорными стенками (2).



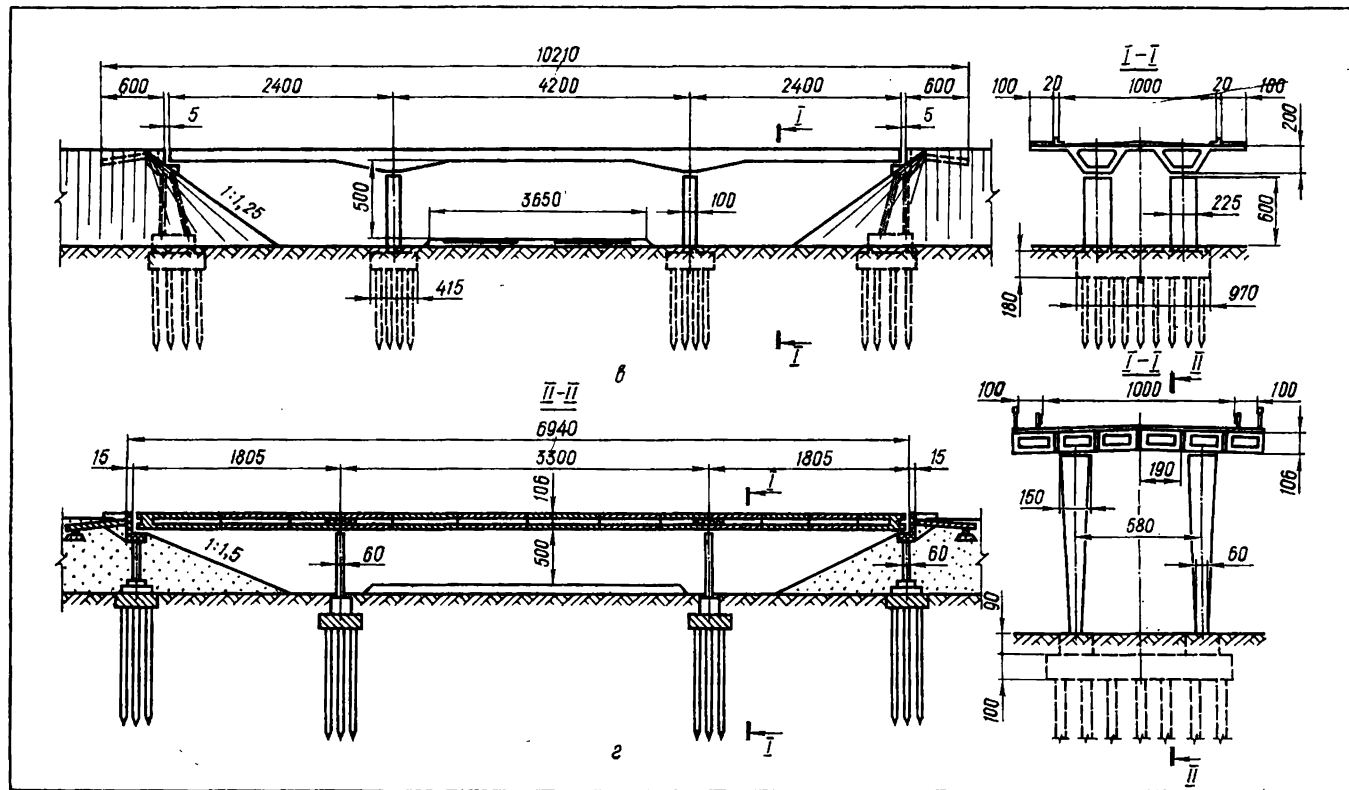


Рис. 55. Схемы блочных путепроводов:

a — с плитными неразрезными пролетными строениями из балок длиной 15 и 18 м; *b* — с коробчатыми пролетными строениями из блоков длиной 12 и 18 м; *в* — то же, из блоков длиной 3 м; *г* — то же, безригельный из блоков длиной 6 м.

через дороги I категории, выполненных из современных типов пролетных строений.

При проектировании свайных фундаментов под опоры путепроводов имеется возможность обеспечить гарантированную передачу на грунт междусвайного пространства части внешней нагрузки, что экономически выгодно и ведет к уменьшению количества свай в свайном фундаменте. Полное включение плиты ростверка в передачу нагрузки на грунт междусвайного пространства связано с осуществлением принудительного обжатия грунта и самостоятельной ее работой под частью нагрузки.

Наиболее рациональным низким свайным ростверком в относительно плотных грунтах (с прочностью 2—3 кгс/см²) можно считать такой, в котором при нагружении несущая способность свай по грунту при совместной работе может достигать предельного состояния.

Киевским филиалом Союздорпроекта разработаны конструкции, в которых передача нагрузки осуществляется поэтапно по мере выполнения операций (авторы Гиль Б. М., Метелюк Н. С., Шаповал И. П., авторское свидетельство № 312016*). После забивки свай на их головы надевают тонкостенные армоцементные или железобетонные стаканы, затем бетонируют плиту ростверка (в сборном варианте ростверка сваи забивают через отверстия в плите), и после достижения плитой проектной прочности на нее передается первая часть нагрузки — обычно это собственный вес опор и пролетных строений (рис. 56, I).

После воздействия элементов сооружения, соответствующих по весу первой части нагрузки, плиту омоноличивают со сваями (рис. 56, II) и сооружение доводят до проектных размеров,

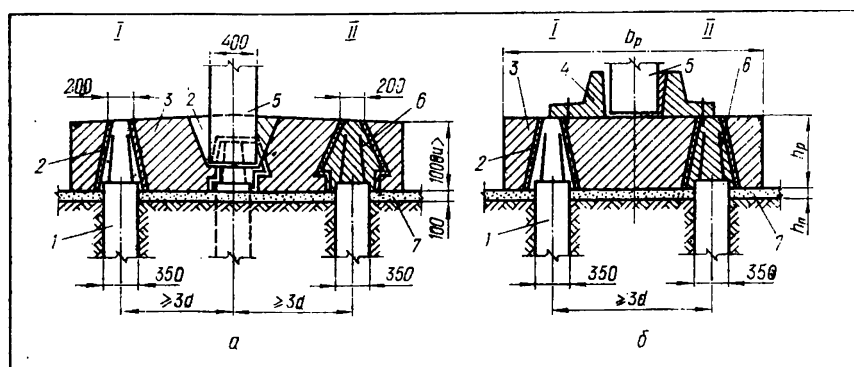


Рис. 56. Конструкция свайного ростверка для путепроводов и эстакад при поэтапном нагружении:

а — фундамент стаканного типа; б — фундамент с подколонником; I — при восприятии первой части нагрузки; II — при восприятии всей нагрузки; 1 — свая; 2 — стакан; 3 — ростверк; 4 — подколонник; 5 — стойка опоры; 6 — выпуски арматуры; 7 — щебеночная подготовка.

* Бюллетень изобретений, 1971, № 25.

соответствующих оставшейся части нагрузки, которая целиком передается на сваи. Такой нагрузкой может быть временная нормативная нагрузка Н-30 и НК-80.

Реализация преимуществ предлагаемой конструкции может идти по пути сохранения количества свай, но уменьшения их длины или по пути уменьшения количества свай при сохранении их длины.

НОВЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ПУТЕПРОВОДОВ

Путепроводы с наклонными опорами. В последнее время все более широкое распространение получают рамные путепроводы с наклонными опорами. Союздорпроект выпустил проекты сборных железобетонных автодорожных путепроводов с наклонными опорами через дороги I и II категорий. Статическая схема путепроводов — рамная семь раз статически неопределимая система. Средние стойки опор жестко защемлены в фундаменте и ригеле, а крайние — в фундаменте и шарнирно соединены с ригелем.

Достоинства таких путепроводов следующие: улучшаются условия видимости на пересекаемой дороге, а следовательно, и повышаются условия безопасности движения; улучшается внешний вид сооружения; ввиду наклонности опор выравнивается схема моста, так как имеется возможность устроить средний пролет меньшей длины, чем в схемах с балочными пролетными строениями.

Рамные путепроводы с наклонными опорами позволяют перекрывать пролеты до 30 м, имеют хороший внешний вид и экономичнее по сравнению с балочными разрезными и неразрезными.

К недостаткам таких путепроводов можно отнести сложность производства работ и низкий уровень индустриализации из-за применения нетиповых конструкций, низка и заводская готовность таких конструкций.

Кроме того, при недостаточно высокой несущей способности грунтов основания требуется устройство фундаментов с большой несущей способностью, из-за чего в ряде случаев рамные путепроводы с наклонными опорами оказываются менее экономичными, чем неразрезные.

Рамные путепроводы с наклонными опорами имеют различные конструктивно-статические решения. Выбор различных конструкций сводится к сопоставлению ригелей переменной и постоянной высоты, компоновке их в поперечном направлении из блоков различной формы — типовых и нетиповых, — сопоставлению схем путепроводов с V-образными опорами, при которых отпадает необходимость в береговых свайных или стоечных опорах, и путепроводов с одной наклонной опорой в совокупности со свайными или стоечными крайними опорами.

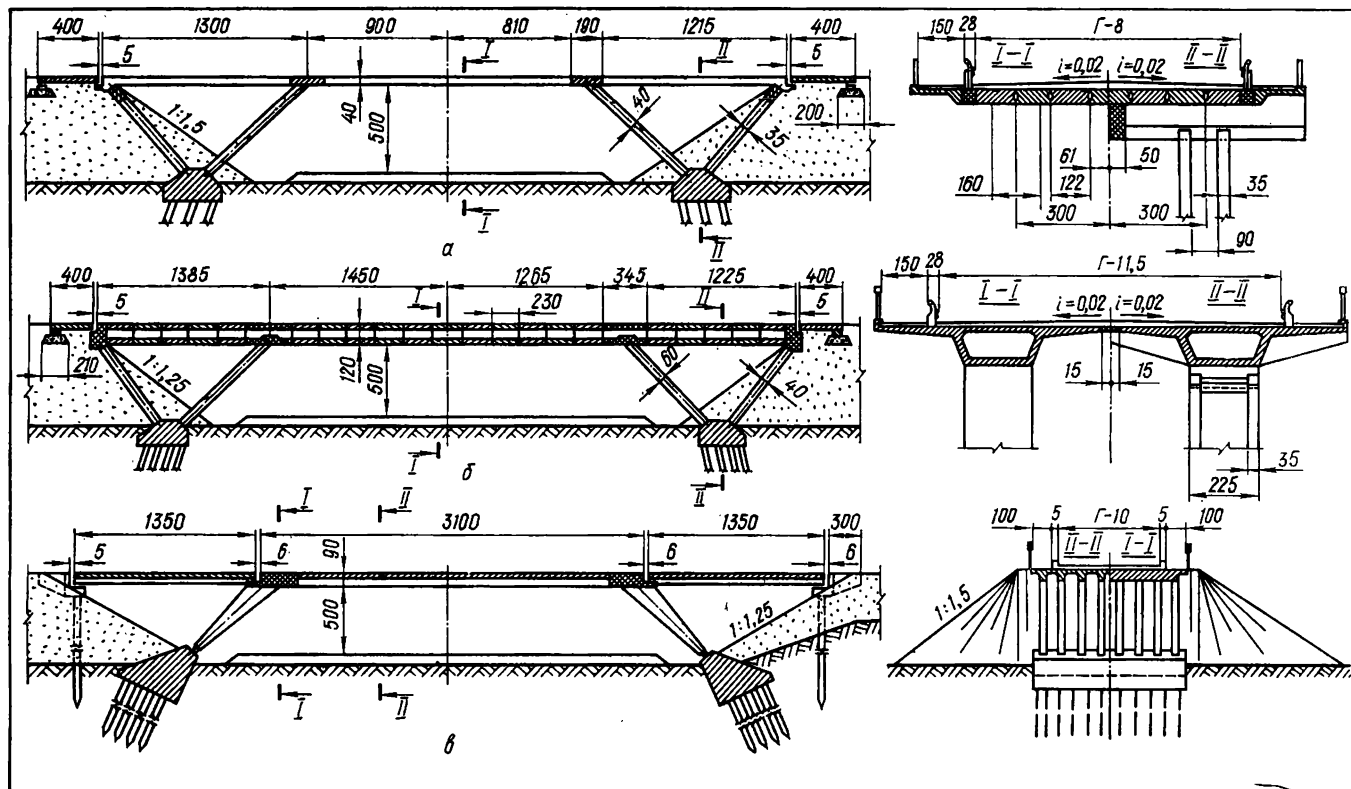


Рис. 57. Путьпроводы с наклонными опорами:
а — плитной конструкции; *б* и *в* — соответственно коробчатой и ребристой конструкции.

Для пересечения дорог II категории институтом Союздорпроект предложены системы путепроводов с плитными пролетными строениями (рис. 57, а), для пересечения дорог I категории — системы путепроводов с коробчатыми пролетными строениями (рис. 57, б).

В первом случае пролетные строения монтируют из сплошных плитных железобетонных элементов толщиной 40 см при длине средних элементов 16,2, крайних — 12,4 м. Соединение их в рамную конструкцию производится путем омоноличивания выпусков, сваренных ванным способом, с последующим бетонированием стыков элементов шириной 1,9 м, в которые заделываются средние наклонные стойки. При монтаже таких путепроводов вначале устанавливают и омоноличивают наклонные стойки в фундаментах, затем бетонировать поперечный стык, к которому подсоединяют крайние и средние блоки пролетных строений. После этого омоноличивают стыки плит в продольном направлении.

Во втором случае пролетное строение монтируют на сплошных подмостях из отдельных блоков длиной 2—3 и высотой 1,2 м с постоянным натяжением пучковой арматуры. Торцовые участки длиной 1 м и надопорные блоки длиной 3—4,5 м бетонировать во время монтажа. Монтаж ведут в определенной последовательности, а именно: после установки наклонных стоек в фундаменты опор на сплошных подмостях устанавливают блоки пролетных строений, после этого бетонировать торцовые балки и заделывают в них подкосные стойки.

Объединение элементов пролетных строений вначале производится путем натяжения нижней арматуры, в результате чего система превращается в неразрезную. Далее бетонировать надопорные блоки и заделывают в них наклонные опорные стойки. Натяжением верхней арматуры систему превращают в рамную. На последней стадии омоноличивают продольные стыки плит между коробками пролетных строений.

Разновидностью описанной системы путепроводов можно назвать рамный путепровод с наклонными стойками, жестко соединенными только с горизонтальным ригелем. Крайние пролеты такого путепровода свободно опираются одним концом на ригель, а другим — на устой свайного типа. Такие путепроводы построены в Латвийской ССР. Пролетное строение в виде двухшарнирной рамы опирается через металлические шарниры на ростверки.

Более индустриальными конструкциями рамных путепроводов с наклонными стойками являются путепроводы, составленные из типовых плитных конструкций. Пустотные плиты длиной 12—18 м, выпускаемые заводами железобетонных конструкций Миндорстроя УССР, можно успешно применять для рамных (рис. 58) систем путепроводов в соответствии с разработками Госдорнии и Укргипродора.

Сводчатые путепроводы. Новая система сборных железобетонных мостов, названных «мост под насыпью», с пролетами от 8 до 40 м предложена инженером К. В. Самохваловым. Это трехшарнирная или бесшарнирная арочная система с воротниковым оголовком, по которой проходит насыпь с толщиной засыпки в

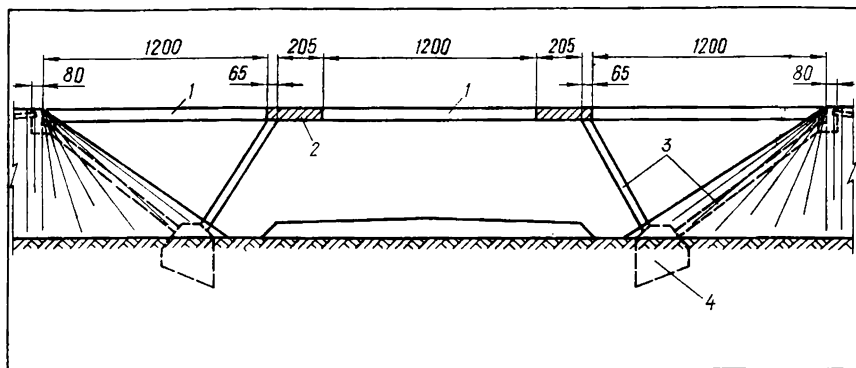


Рис. 58. Рамный путепровод с наклонными опорами:
1 — типовое плитное пролетное строение; 2 — монолитный участок пролетного строения;
3 — наклонная стойка; 4 — фундамент.

замке 0,8—1,0 м (рис. 59). Подобные конструкции нашли применение в Швейцарии, ФРГ и других странах Европы.

Киевский филиал Союздорпроекта по заданию Главтранспроекта и материалам Союздорнии разработал конструкции сводчатых путепроводов и определил область их применения. Путепроводы сводчатого очертания могут применяться в качестве автодорожных путепроводов через автомобильные дороги IV и V категорий, однопутные железнодорожные линии, полевые дороги и скотопрогоны. Они могут быть успешно применены в качестве мостов при переходе через водотоки с расчетным расходом воды 20—30 м³/с. Наиболее эффективно применение их вместо путепроводов и скотопрогонов, запроектированных по схеме 3×12 м; 9+12+9 м; 9+9+9 м.

Пролетные строения и опоры для таких путепроводов сборные из полуарок и плит по трехшарнирной и бесшарнирной схемам. Бесшарнирная схема рекомендуется для пролетов до 16 м со стрелой подъема 5 м. Расчетная схема свода может быть принята в виде рамы ломаного очертания с ординатами точек перелома на безмоментной оси свода. Опоры свода в расчетной схеме представляются в виде стержневой системы, допускающей только поворот сечения и не допускающей сдвига. Уплотнение грунта засыпки должно быть не менее 0,98. Бетон для полуарок — марки 300, засыпка дренирующим грунтом при угле естественного откоса 30° и больше. Масса применяемых сборных элементов 10 т, что позволяет вести монтаж краном К-161.

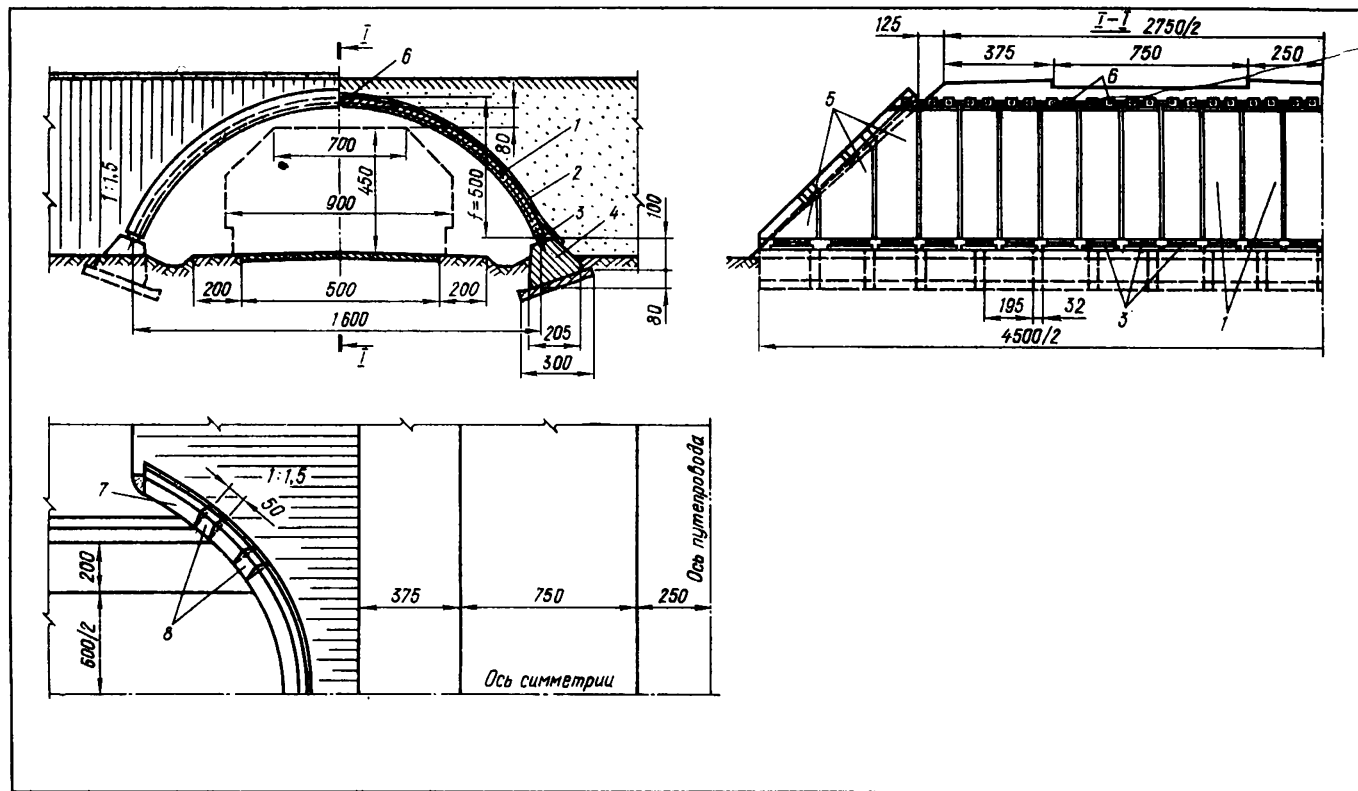


Рис. 59. Арочный однопролетный путепровод для пересечения дорог IV категории:
 1 — сборные блоки полуарок; 2 — изоляция; 3 — пятый шарнир; 4 — фундамент; 5 — сборный воротниковый блок;
 6 — ключевой шарнир; 7 — воротник; 8 — стыки воротникового блока.

Стоимость строительства таких путепроводов примерно на 30% [13], а расход бетона — на 20—40% меньше по сравнению с путепроводами балочных систем. Экономия арматуры достигает 40% при лучших условиях для движения автомобилей по трассе дороги. По данным Киевского филиала Союздорпроекта, на 1000 км строящихся автомобильных дорог приходится строить 160 балочных мостов и путепроводов, которые могут быть заменены сводчатыми, что приведет к значительному снижению стоимости строительства и экономии средств.

Балочные путепроводы с плитно-коробчатыми пролетными строениями. На строящейся дороге Москва — Симферополь на участке Мерефа — Красноград Киевским филиалом Союздорпроекта запроектировано 11 путепроводов оригинальной конструкции, пересекающих магистраль. При решении вопроса о выборе схемы путепроводов, помимо технико-экономических показателей, учитывались архитектурно-эстетические требования.

Интересен путепровод с пролетными строениями плитно-коробчатой конструкции толщиной 125 см или $1/35$ пролета, запроектированный по схеме 12+42+12 м общей длиной 72,1 м, пересекает без промежуточных опор все земляное полотно шириной 36 м (рис. 60). Малая строительная высота пролетного

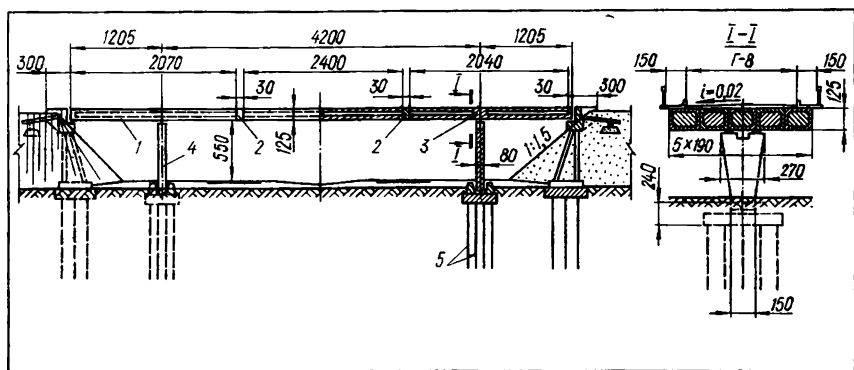


Рис. 60. Путепровод с плитно-коробчатыми пролетными строениями: 1 — коробчатое пролетное строение; 2 — стык; 3 — скрытый ригель; 4 — опора; 5 — свай.

строения создает впечатление легкости и ажурности, что достигается, в первую очередь, за счет небольшой высоты несущих конструкций. Эта конструкция путепровода была отмечена II премией Минтрансстроя СССР на конкурсе проекта эстакады в городе Хоста.

Неразрезное пролетное строение составлено из плитно-коробчатых балок длиной 24 м со стыком на консоли в пролете. Стык предварительно-напряженный мокрый шириной 30 см. Предварительное обжатие стыка достигается объединением всей системы мощными пучками из 14 семипроволочных прядей, про-

пускаемых через все пролетное строение среднего пролета с анкерровкой у опор.

Опираение пролетного строения производится на тонкие стеновые опоры, заделываемые в фундамент. Опорная часть пролетного строения монолитная, в поперечном направлении предварительно-напряженная, чем достигается жесткость пролетного строения в поперечном направлении, а наличие скрытого ригеля позволяет уменьшить высоту путепровода.

Пролетное строение толщиной $1/40$ пролета городского путепровода. По проекту Киевского филиала Союздорпроекта в Киеве построен двухпролетный неразрезной путепровод по схеме 2×26 м с косиной в плане 66° с плитными пролетными строениями толщиной 65 см, т. е. $1/40$ пролета, и шириной 39 м (рис. 61).

В поперечном сечении путепровода плита состоит из сборных элементов шириной 1,05 м, омоноличенных продольными швами шириной 20 см путем сварки выпусков арматуры.

В продольном направлении сборный элемент плиты представляет собой прямоугольный составной по длине брус длиной 53 м, состоящий из трех блоков $17,6 + 17,76 + 17,62$ м. Предварительно-напряженная арматура (четыре пучка на блок) проходит насквозь по длине пролетное строение и имеет криволинейное очертание, соответствующее эпюре изгибающих моментов в плите. Для пропусков пучков предварительно-напряженной арматуры, состоящих из 12 семипроволочных прядей с контролируемым напряжением 180 тс, при помощи полиэтиленовых труб в плите созданы каналы диаметром 9 см.

При монтаже продольное объединение трех блоков в единую балку длиной 53 м выполняли натяжением высокопрочной арматуры с устройством клееных стыков между торцами смежных блоков. Натяжение пучков производилось домкратами тройного действия мощностью 230 тс.

Блоки пролетного строения изготовлены из бетона марки 500 и армированы сетками из арматуры класса А-I. Несущая арматура — семипроволочные пряди из высокопрочной проволоки.

При монтаже блоки опирали на устои и на две (по одной в каждом пролете) временные опоры. Монтаж производился самоходным стреловым краном грузоподъемностью 80 тс.

К недостаткам такого пролетного строения можно отнести: сложность омоноличивания в продольном направлении из-за широких (20 см) продольных швов; при отношении ширины плиты к пролету $0,6 : 1,0$ и косине 66° возникают поперечные усилия, соизмеримые с продольными усилиями в элементах, что требует установки на многих участках дополнительной ненапрягаемой арматуры; больший расход материалов на 1 м^2 пролетного строения, чем для таких же пролетов из разрезных ребристых балок. Последний недостаток можно устранить поперечным обжатием и уменьшением ширины продольных швов.

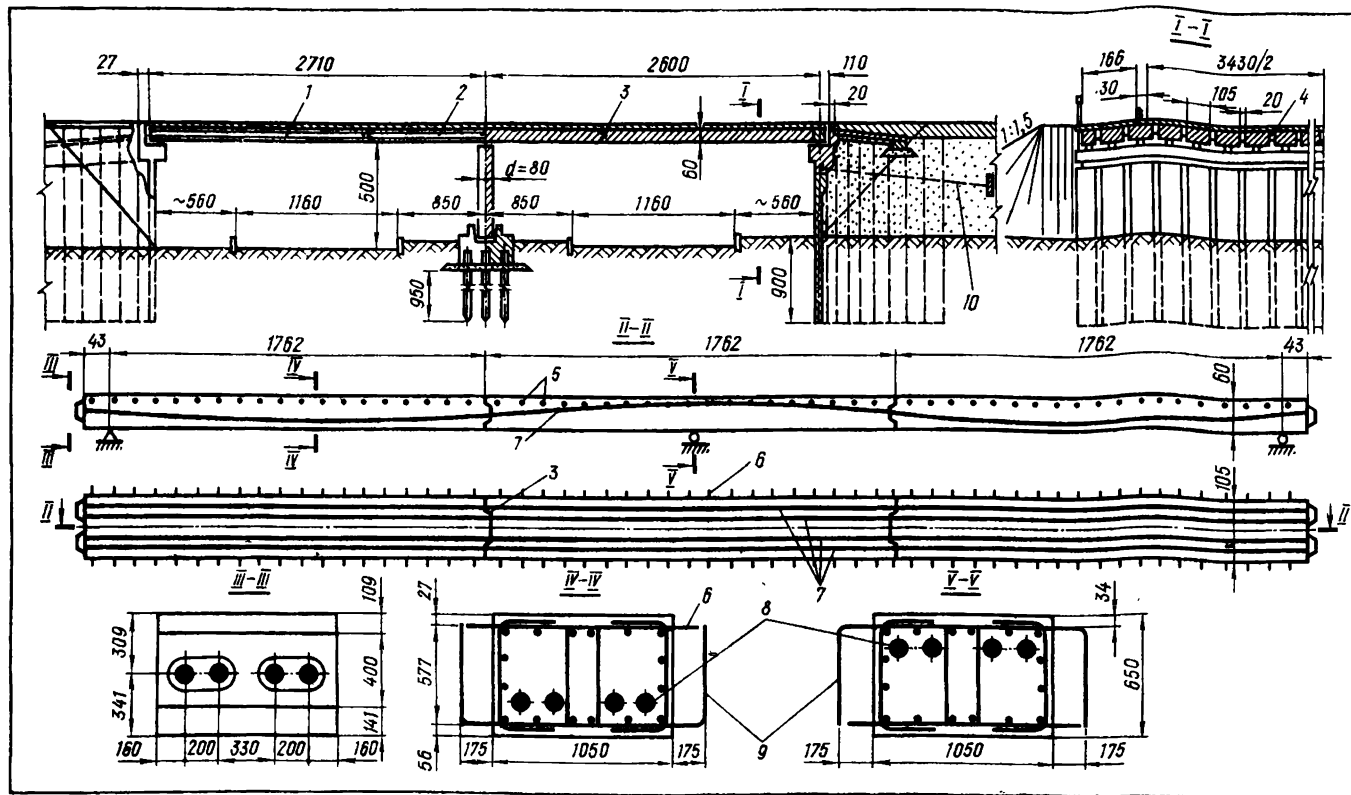


Рис. 61. Плитный путепровод с высотой пролетного строения $1/40$ длины пролета:

1 — блок пролетного строения; 2 — надопорный блок; 3 — клееный поперечный стык; 4 — монолитные продольные стыки; 5 — поперечная арматура; 6 — выпуски поперечной арматуры для объединения пролетных строений; 7 — предварительно-напряженная арматура, устанавливаемая на монтаже; 8 — каналы для предварительно-напряженной арматуры; 9 — арматура для петлевых стыков при объединении балок в поперечном направлении; 10 — анкер.

РЕКОНСТРУКЦИЯ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ

К реконструкции мостов, путепроводов и труб чаще всего прибегают, когда грузоподъемность или пропускная способность этих сооружений не удовлетворяет условиям движения на дороге. При реконструкции могут быть усилены отдельные элементы сооружения, уширены габариты проезда и выполнены работы по обеспечению безопасности движения в пределах сооружения и на подходах к нему.

Работы по реконструкции в целом можно разделить на две группы: а) усиление пролетных строений, опор или оснований существующих сооружений; б) переустройство искусственных сооружений в целом.

Необходимость усиления, т. е. повышения грузоподъемности существующих мостов, путепроводов и труб, возникает в связи с увеличением подвижной нагрузки и скоростей движения. Работы по усилению ведут, не прекращая движение и нередко не принимая мер по разгрузке усиливаемой конструкции от собственного веса, из-за чего добавляемые элементы воспринимают только усилия от временной нагрузки. При этом величина ее должна назначаться с учетом категории дороги в перспективе.

После усиления сооружение должно отвечать всем требованиям, предъявляемым к новым сооружениям. Если же такое усиление трудно выполнить, то величину временной нагрузки назначают с учетом ограниченного срока службы сооружения. В этом случае запас прочности делают меньшим, чем на новых сооружениях.

Усиление в основном производится на металлических мостах как наиболее чувствительных к изменению временных нагрузок, ибо чем больше собственный вес сооружения, тем менее оно чувствительно к изменениям временной нагрузки. Железобетонные и каменные мосты, имеющие значительный собственный вес, редко подлежат усилению.

Если грузоподъемность или габарит проезда искусственного сооружения не удовлетворяют условиям движения на дороге, а усиление технически невозможно и экономически нецелесообразно, мосты и другие искусственные сооружения переустраивают. Их приходится переустраивать и тогда, когда по своей конструкции или состоянию они не обеспечивают безопасный пропуск паводковых вод и ледохода.

На автомобильных дорогах мосты и путепроводы чаще всего переустраивают, уширя пролетное строение. Иногда одновременно уширяют и опоры. Это может быть вызвано реконструкцией дороги при переводе ее в более высокую категорию (табл. 30).

Таблица 30. Виды реконструкции мостов и труб при переводе дороги в более высокую техническую категорию

Категория дороги		Вид реконструкции
до реконструкции	после реконструкции	
V и IV	III	Большие мосты проектируют и сооружают заново, иногда изменяя направление существующей дороги, подчиняя ее решениям по принятому варианту мостового перехода. Малые и средние мосты переустраивают с уширением до 1—2 м, а иногда и с усилением. Трубы удлиняют в соответствии с уширением насыпи
III	II	Большие мосты не переустраиваются. При необходимости усиливают отдельные несущие элементы. Малые и средние мосты переустраивают, уширяют габарит проезда на 1—1,5 м. Трубы удлиняют в соответствии с уширением насыпи
II	I	Сохраняют мосты для одной полосы направления автомагистралей, для другого направления строят новые мосты. На сохраняемых мостах выполняют работы по усилению (если это необходимо) и по обеспечению безопасности движения. При возможности малые мосты заменяют трубами

Уширение моста позволяет частично увеличить грузоподъемность пролетных строений при условии обеспечения совместной работы уширяемой и существующей частей сооружения.

При переустройстве мостов и путепроводов движение требуется отводить в сторону, устраивая объезды.

ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К ИСКУССТВЕННЫМ СООРУЖЕНИЯМ

Реконструкция дороги или отдельных ее участков невозможна без переустройства мостов и труб на ней. Как правило, после реконструкции дорога переводится в более высокую техническую категорию, и искусственные сооружения — мосты, путепроводы и трубы — должны удовлетворять эксплуатационным и другим требованиям, установленным для этой категории дороги (табл. 31, 32). Трасса мостового перехода должна быть удобна и безопасна для движения автомобилей со скоростями, соответствующими категории дороги. Критерий безопасности должен быть больше нуля.

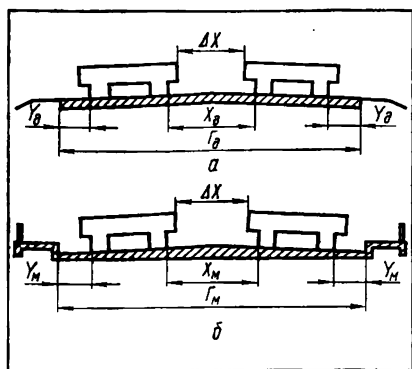
Таблица 31. Эксплуатационные требования, предъявляемые к искусственным сооружениям при реконструкции дороги

Требования	Нормативы					
Габарит моста (путепровода) должен соответствовать категории реконструируемой дороги	Габариты приближения конструкций принимаются по СНиП II-Д.5-72					
	Категория дороги	I	II	III	IV	V
	Габарит	Г-13+С-13,25	Г-11,5	Г-10	Г-8	Г-7
Мост должен пропускать временные вертикальные нагрузки Н-30, НК-80 и толпу на тротуарах, обусловленные СН 200—62	Требуется определить грузоподъемность моста, (путепровода), т. е. несущую способность наиболее слабого несущего элемента моста по прочности, устойчивости или соединению этого элемента. Расчет производится по предельным состояниям на временные нагрузки Н-30 и НК-80 и толпу на тротуарах (0,4 тс/м²). При недостаточной грузоподъемности моста (путепровода) рассчитывают каждый несущий элемент и выявляют относительную несущую способность одних элементов моста по отношению к другим для решения вопроса об усилении					
Подмостовые габариты и возвышение низа пролетных строений над уровнем воды и ледохода должны соответствовать требованиям судоходства и пропуска паводка	Подмостовые габариты должны быть достаточными для судоходных и сплавных пролетов мостов, устанавливаемых в соответствии с Нормами проектирования подмостовых габаритов на судоходных и сплавных реках (НСП 103—52). Различают 7 классов водных путей с шириной габарита от 140 до 20 м низового направления с высотой габарита от расчетного судоходного горизонта (РСГ) от 13,5 до 3,5 м. В мостах через несудоходные реки низ конструкции должен располагаться не менее чем на 0,5 м выше горизонта высокой воды и не менее чем на 0,75 м выше горизонта наивысшего ледохода. При наличии корчехода и селевых потоков этот размер увеличивается до 1,0 м. Возвышения низа конструкции пролетного строения моста над наивысшим горизонтом воды должны назначаться с учетом влияния подпора и волн					
Расчетная вероятность превышения расчетного расхода при расчете отверстия моста или трубы должна соответствовать проектируемой категории дороги	Отверстия мостов и труб должны быть достаточными для нормального пропуска расчетного расхода. По СН 200—62 проверку достаточности отверстий сооружений следует производить по рас-					

Требования	Нормативы								
	четному расходу со средней вероятностной повторяемостью: а) для мостов на автомобильных дорогах I, II и III категорий — один раз в 100 лет (расчетная вероятность превышения 1%); б) для мостов на автомобильных дорогах IV и V категорий — один раз в 50 лет (расчетная вероятность 2%);								
	в) для труб на автомобильных дорогах I категории — один раз в 100 лет (вероятность превышения 1%); г) для труб на дорогах II и III категорий — один раз в 50 лет (вероятность превышения 2%); д) для труб на дорогах IV и V категорий — один раз в 30 лет (вероятность превышения 3%)								
Обустройства для осмотра сооружения во время эксплуатации должны соответствовать техническим условиям	Конструкции пролетных строений и видимые поверхности опор и труб, а также внутренние поверхности пустотелых конструкций мостов должны быть доступны для безопасного осмотра и ухода, для чего необходимо устраивать люки, лестницы, перила и специальные смотровые приспособления. Перильные ограждения должны устраиваться на подферменных площадках опор при высоте их более 5 м. У каждого конца моста (путепровода), трубы при высоте насыпи более 2 м должно быть установлено не менее одного лестничного схода								
Сопряжение моста (путепровода) с насыпью и размеры конусов мостов должны соответствовать категории дороги	Сопряжение сооружения с насыпью дороги должно обеспечивать безопасный плавный проезд автомобильного транспорта в соответствии со СНиП II-Д. 5-72 и СН 200—62. Конструкция сопряжения должна быть принята в виде переходных плит, длина которых назначается в зависимости от высоты насыпи перед мостом (путепроводом): <table><tr><th>Высота насыпи, м</th><th>2</th><th>2—6</th><th>6—7</th></tr><tr><th>Длина переходных плит, м</th><td>2</td><td>4</td><td>6</td></tr></table> Геометрические размеры конусов на подходах к мосту должны соответствовать ширине земляного полотна дороги проектируемой категории (п. 9.7 СНиП II-Д. 5-72)	Высота насыпи, м	2	2—6	6—7	Длина переходных плит, м	2	4	6
Высота насыпи, м	2	2—6	6—7						
Длина переходных плит, м	2	4	6						

Таблица 32. Требования по безопасности движения на мостах (путепроводах)

Требования	Нормативы
Трасса мостового перехода должна быть удобна и безопасна при движении автомобилей со скоростями, соответствующими категории данной дороги Критерий безопасности должен быть больше нуля	Ширина проезжей части дороги и проезжей части моста должна быть увязана по критерию безопасности Δx, связанному с изменением зазора безопасности между встречными машинами. При $\Delta x < 0$ движение по мосту небезопасно
Расположение моста в плане и профиле не должно влиять на условия движения автомобилей	Безопасность движения снижается, если мост расположен на кривой либо на кривой в плане расположен один или оба подхода, а также если подходы к мосту имеют уклоны более 5—6%. Особенно опасно для движения совмещение кривых и уклонов, тогда небезопасными становятся кривые радиусов более 200 м. Для ориентации водителя при подъезде к мостам и проезде по ним полезно устраивать с обеих сторон моста небольшие участки дороги с горизонтальным профилем. Следует избегать крутых горизонтальных кривых на подходе
Расположение моста не должно влиять на видимость. Требуется на некотором расстоянии от моста устранить все препятствия, влияющие на величину видимости дорожной обстановки водителем	Безопасность движения нарушается, если на подходах к мосту имеются кривые небольшого радиуса и видимость закрыта насаждениями или застройкой. Видимость поверхности проезда принимается в расчет при определении радиуса вертикальной кривой $R_a = \frac{s_1^2}{2d},$ где s_1 — видимость поверхности дороги, м; d — уровень положения глаза водителя автомобиля над поверхностью дороги, равный 1,2 м. При реконструкции дороги требуется увеличивать видимость дорожной обстановки или же принимать меры для предупреждения аварий
Ограждения проезжей части на мостах должны соответствовать интенсивности и скорости движения, а также уклонам проезжей части на мосту	Для предотвращения съезда автомобиля с проезжей части на тротуар в современных мостах ограждения должны иметь высоту 40—60 см. На подходах к мосту высотой более 1,0 м необходимо устанавливать ограждения в виде сплошной ленты или других конструкций.



В качестве критерия безопасности Δx можно принять создающееся с учетом «тоннельного эффекта» изменение зазора безопасности между встречными — при двухполосном движении — или параллельно идущими машинами — при многополосном движении на мосту (рис. 62).

Рис. 62. Схемы движения автомобилей по дороге (а) и по мосту (б).

$$\Delta x = \Gamma_m - \Gamma_d - 2(y_m - y_d),$$

где Γ_m и Γ_d — габариты проезжей части на мосту и на дороге, м;

y_m и y_d — зазоры между кромкой проезжей части и наружной гранью пояса соответственно на мосту и на дороге, м.

При условии обеспечения одинаковой скорости движения по мосту (путепроводу) и на дороге значение y_m можно определить по формуле Бабкова (Лобанова)

$$y_m = 0,14 \sqrt{V_N} + 0,01 V_N,$$

а значение y_d — по формуле Я. В. Хомяка

$$y_d = 0,02 V_N + 0,75 C.$$

Средняя приведенная скорость V_N , км/ч (по Бабкову)

$$V_N = V_{св} (1 - K N_{пр}),$$

где $K = 1,28 \cdot 10^{-4}$ — коэффициент приведения для грузового движения;

$N_{пр}$ — приведенная среднесуточная интенсивность движения на дороге (по грузовому автомобилю среднего веса типа ЗИЛ);

$V_{св}$ — свободная скорость движения на дороге, принятая по формуле $V_{св} = k V_n$, км/ч;

$k = 0,8$ — коэффициент учета снижения скорости вследствие дорожных условий;

V_n — максимальная скорость движения машины по паспорту.

Приведение среднесуточной интенсивности движения на дороге $N_{пр}$ производится с учетом фактических данных о составе движения и средней интенсивности движения на участках дороги N_0 . В соответствии с этими данными, используя коэффициенты приведения смешанного движения, приведенную скорость можно определить по формуле

$$N_{пр} = 0,5 N_1 + 0,75 N_2 + N_3 + 1,25 (N_4 + N_5) + N_6 + 2 N_7,$$

где $N_1, N_2, \dots, N_7$ — суточные интенсивности движения на данном участке соответственно легковых, легких грузовых, средних грузовых (ЗИЛ), тяжелых грузовых автомобилей, больших и малых автопоездов, установленные по натурным данным.

МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОБЪЕМОВ РАБОТ

При реконструкции автомобильных дорог малые мосты, как правило, требуется уширять. Объем работ по реконструкции моста можно определить по аналогии с новым строительством, но при этом следует учитывать трудоемкость и специфику производства работ при реконструкции.

Обозначим объем существующего моста до реконструкции через $V_{м.1}$, а его объем после реконструкции $V_{м.2}$. Разность этих величин даст объем реконструируемой части моста $V_{м.р.}$.

Разделив объем реконструируемой части моста $V_{м.р.}$ на его длину L , получим

$$\frac{V_{м.р.}}{L} = f(B_p, H, l) \text{ м}^3/\text{пог. м моста.}$$

Здесь B_p — дополнительная ширина моста (уширение) после реконструкции; H — высота моста.

Так как между объемом $V_{м.р.}$ длиной реконструируемой части l и шириной B_p существует линейная зависимость, такое деление справедливо.

Обобщенным показателем на 1 пог. м моста, как предлагает Г. И. Пушторский [19], могут служить затраты в денежном выражении на 1 м³ приведенного геометрического объема пролетного строения, а остальные объемы (опоры, подходы и др.) берутся в долях этой единицы. Тогда каждый элемент моста, подлежащий реконструкции, будет иметь свой коэффициент приведения, учитывающий увеличение трудоемкости при реконструкции моста по сравнению с строительством нового (табл. 33).

Объемы элементов реконструируемого моста, умноженные на коэффициент приведения, можно суммировать. Объемы пролетных строений и опор на 1 пог. м моста могут быть определены согласно наиболее распространенным схемам реконструкции,

Пример. Определить приведенный объем реконструкции балочного железобетонного моста длиной 15 м с массивными опорами на свайных фундаментах.

Согласно табл. 34 подсчитаем объемы реконструкции на мост.

1. Сборные железобетонные пролетные строения $V_{пр.с} = 13,5 \text{ м}^3$

Приведенный объем $V_{пр.с} \Omega_{пр} = 13,5 \cdot 0,8 = 10,8 \text{ м}^3$

2. Опоры выше обреза фундамента $V_0 = 49,5 \text{ м}^3$

Приведенный объем $V_0 \Omega_{пр} = 49,5 \cdot 0,215 = 10,6 \text{ м}^3$

3. Фундаменты на железобетонных сваях $V_{ф} = 16,8 \text{ м}^3$

Приведенный объем $V_{ф} \Omega_{пр} = 16,8 \cdot 0,42 = 7,05 \text{ м}^3$

$$\Sigma V_{м.р.} = 28,45 \text{ м}^3$$

приведенным в табл. 36—38. Для определения стоимости реконструкции следует $\Sigma V_{м.р.}$ умножить на стоимость 1 м³ железобетонного пролетного строения. К нему следует добавить стоимость подходов, конусов и других объемов. Эти данные могут быть использованы для технико-экономических обоснований при перспективном планировании как ориентировочные.

Таблица 33. Коэффициенты приведения для подсчета объемов работ по реконструкции мостов

Элементы моста	Измеритель	Коэффициент приведения $\Phi_{пр}$
Сборные балочные предварительно-напряженные пролетные строения	м ³ .	1
Монолитные железобетонные разрезные пролетные строения	»	0,5
Сборные железобетонные пролетные строения с обычной арматурой	»	0,8
Металлические пролетные строения со сплошной стенкой и ездой поверху	т	1,15
Монолитные арочные пролетные строения	м ³	0,55
Опоры монолитные железобетонные выше обреза фундамента	»	0,215
То же, сборные	»	0,521
Бетонная и бутобетонная кладка опор моста выше обреза фундаментов	»	0,2
Фундамент массивный в шпунтовом ограждении	»	0,27
Фундамент свайный (сваи, ростверк и др.)	»	0,42
Фундамент на опускных колодцах	»	0,38

При вариантном проектировании стоимость реконструкции может быть определена по укрупненным стоимостным показателям.

Для этого используются приведенные объемы реконструкции по отдельным конструктивным элементам моста. Если обозначить через Π_1 цену 1 м³ предварительно-напряженного пролетного строения, принятого за единицу приведенного объема, то полная стоимость, считая все начисления и удорожания, учитываемые в смете, составит

$$\Pi = \Pi_1 k,$$

где k — коэффициент, учитывающий расходы в сводной смете, относящиеся ко всему строительству в целом (прочие виды затрат и расходы, учитывающие сложность работ при реконструкции, принимаемые в размере 2,5% от стоимости работ; затраты на временные здания и сооружения и расходы на непредвиденные работы и затраты, принимаемые в размере 14%, и расходы на проектирование, технадзор и др., принимаемые в размере 11% от стоимости работ). Общее удорожание, относящееся ко всему строительству, составляет 50% сверх прямых затрат, накладных расходов и плановых накоплений. Таким образом, для реконструкции мостов коэффициент k можно принять равным 1,5 — 1,6 [19].

По действующим ценам (ЕРЕР — 69, Прейскурант 06—08) стоимость сборных железобетонных конструкций пролетного строения с транспортировкой их на 300 км по железной дороге и на 50 км автотранспортом можно принять равной 240 руб. за 1 м³ приведенного объема. Следовательно,

$$\Pi = 240 \cdot 1,5 = 360 \text{ руб.}$$

Общую стоимость реконструкции получаем, умножая Ц на сумму приведенных объемов. Точность расчета по предлагаемому методу колеблется в пределах 5—10%, так как трудно учесть разнообразие способов и специфику реконструкции мостов.

Существуют и другие методы определения ориентировочной стоимости реконструкции мостов. Аналогично определению стоимости нового строительства по укрупненным показателям (предложено В. Н. Российским) стоимость реконструкции 1 пог. м моста может быть определена в зависимости от его средней высоты, вычисляемой по формуле

$$H_{\text{ср}} = \frac{F}{L},$$

где F — площадь подмостового пространства (рис. 63);

L — полная длина моста (между задними гранями устоев).

В зависимости от высоты моста можно определить стоимость уширения проезжей части моста до минимального габарита Г-7 и коэффициенты, уменьшающие эту стоимость в зависимости от фактической величины уширения (табл. 34, 35).

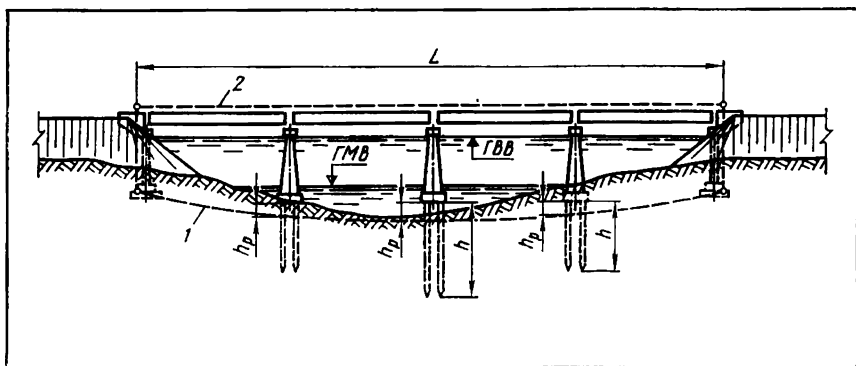


Рис. 63. Схема для определения средней высоты моста:

1 — контур площади F , перекрываемой мостом по оси проезжей части; 2 — отметка верха проезда.

Стоимость реконструкции моста при его уширении может быть определена по формуле

$$C = LAK_r K_T K_p \text{ тыс. руб.,}$$

где A — стоимость 1 пог. м моста при уширении на 7 м, принимаемая по табл. 34;

K_r — коэффициент, учитывающий фактическое уширение проезжей части;

K_T — коэффициент, учитывающий ширину тротуаров, находящихся в пределах несущих конструкций пролетных строений. При ширине тротуаров 1,5 м $K_T = 1,02$;

K_p — коэффициент, учитывающий увеличение стоимости из-за усложнения производства работ при реконструкции.

Таблица 34. Техничко-экономические показатели на 1 пог. м реконструкции автодорожных мостов с железобетонными стальными пролетными строениями при уширении до 7 м

Наименование показателей	Единица измерения	Средняя высота моста, м		
		3	6	9
<i>Средние балочные мосты с ездой поверху</i>				
Стоимость	тыс. руб.	0,62	0,81	0,98
Объем железобетона пролетных строений с обычной арматурой	м³	1,4	1,7	2,2
То же, с предварительно-напряженной арматурой	»	1,35	1,65	2,0
Вес металла пролетных строений (металлические мосты с пролетом до 30 м)	тс	—	—	1,6
Объем железобетона плит проезжей части стальных мостов	м³	—	—	1,5
Объем опор на естественном основании	»	4	4,7	7,3
То же, свайных и стоечных	»	2,3	3,1	6,0
<i>Малые мосты</i>				
Стоимость	тыс. руб.	0,420	—	—
Объем железобетонных плитных пролетных строений	м³	1,4	—	—
Объем массивных опор	»	25	—	—

Примечание. В стоимости 1 пог. м уширения моста учтены накладные расходы и плановые накопления. Стоимость принята по ЕРЕР — 69 для третьего территориального района (Украина) без расходов, относящихся на все строительство в целом, которые необходимо учесть путем введения коэффициента $k=1,5$.

Таблица 35. Коэффициенты уменьшения в зависимости от величины уширения моста при реконструкции

Величина уширения моста, м	Коэффициент K_r
4,0	0,62
3,0	0,465
2,5	0,388
1,5	0,233

Примечание. Для промежуточных значений величин уширения показатели на 1 пог. м моста определяются по интерполяции.

Стоимость работ по уширению конуса и укрепительных работ в пределах реконструируемых подходов следует определять на основании проектных решений.

ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ РЕКОНСТРУКЦИИ

Целесообразное решение по реконструкции моста должно выбираться на основе рассмотрения вариантов проекта и данных детального обследования с перерасчетом существующего сооружения.

При переустройстве может быть целесообразной замена пролетных строений, если их усиление либо нецелесообразно, либо неэкономично.

Усиление или реконструкция моста считается экономически целесообразной [5], если

$$E' = \frac{\Theta_1 - \Theta_2}{K_1 - K_2} \geq E = 0,1$$

или

$$T = \frac{1}{E'} \leq \frac{1}{E} = 10.$$

Здесь E' — коэффициент экономической целесообразности;

E — нормативный коэффициент экономической эффективности, равный 0,1;

T — срок окупаемости, годы;

K_1 и K_2 — капитальные затраты, необходимые для выполнения запланированных на расчетный год объемов перевозок соответственно в проектируемых и существующих условиях, приведенных к началу эксплуатации реконструированного (усиленного) моста;

Θ_1 и Θ_2 — эксплуатационные расходы за расчетный год, обеспечивающие выполнение запланированного объема перевозок, соответственно в проектируемых и существующих условиях.

Варианты реконструкции (усиления) могут быть сравнены по приведенным затратам, вычисляемым по формуле

$$P_{\text{пр}} = K + \sum \frac{\Theta_t}{(1 + E)^t},$$

где K — капитальные (единовременные) затраты по рассматриваемому варианту, приведенные к началу эксплуатации реконструируемого моста;

Θ_t — ежегодные эксплуатационные расходы по рассматриваемому варианту, приведенные к началу эксплуатации.

Суммирование распространяется на срок, при котором варианты по величине эксплуатационных расходов остаются неравноценными.

В эксплуатационные затраты, кроме строительной стоимости, входят затраты на обеспечение проектного грузооборота в существующих и проектных условиях. Можно также использовать укрупненные измерители, приведенные в Указаниях по технико-экономическому обоснованию необходимости строительства и сравнению вариантов мостовых переходов и путепроводов [14].

РЕКОНСТРУКЦИЯ МОСТОВ

При увеличении габарита проезда на мостах и удлинении труб в каждом конкретном случае необходимо убедиться в надежности сооружения с точки зрения его грузоподъемности. До принятия какого-либо решения по уширению или переустройству требуется: а) по действующим нормам определить фактическую грузоподъемность сооружения; б) при необходимости запроектировать усиление либо предусмотреть замену старых конструкций новыми современными.

Уширение малых мостов может быть как симметричное (двустороннее), так и асимметричное (одностороннее), что диктуется направлением трассы реконструируемой дороги. Первый случай целесообразен при массивных опорах, второй — при свайных. Опоры рекомендуется уширять за счет верхней части (ригеля, насадки) либо путем добавления одной-двух свай. Усиление конструкций моста при необходимости следует выполнять одновременно с уширением. На мостах, имеющих старые и ненадежные пролетные строения из прокатного металла с повреждением полок и стенок, клепаные с различными толщинами металла и диаметрами заклепок и др., требуется снять пролетные строения и заменить их новыми, железобетонными.

Для малых мостов, имеющих один-два пролета до 6 м с массивными опорами уширение рекомендуется производить в обе стороны от оси дороги (симметричное) с приведением габарита моста в соответствие с шириной земляного полотна поверху. Этим достигается улучшение безопасности движения на участке дороги и обеспечивается улучшение эксплуатационных качеств дороги. Возможные способы реконструкции малых мостов приведены в табл. 36, способы уширения таких мостов — в табл. 37.

РЕКОНСТРУКЦИЯ ТРУБ

Трубы под насыпями существующих дорог являются наиболее массовыми малыми искусственными сооружениями. Стоимость переустройства трубы под высокой насыпью почти в два раза превышает первоначальную ее стоимость и осуществляется в самых сложных условиях.

Для принятия решения по реконструкции трубы требуется прежде всего выяснить гидравлическую работу сооружения, для чего производят гидравлические изыскания. При этом следует обратить особое внимание на бассейны стока ливневых вод к трубам, на характеристики почв по их водопоглощению.

Определяя пропускную способность труб по расчетному расходу, следует выяснить, по каким нормам было рассчитано сооружение. На основании данных изысканий рассчитывают все существующие трубы согласно действующим нормам с учетом вероятного перевода дороги в более высокую категорию.

Если отверстие трубы избыточное, его оставляют без изменения; отверстие достаточное — оставляют без изменения, но тщательно проверяют крепление на входе и выходе; отверстие недостаточное — заменяют новым или прокладывают рядом новое отверстие, компенсирующее недостаточную площадь. Эффективным и экономичным способом переустройства трубы, когда необходима ее замена или отверстие недостаточно для пропуска воды, может быть продавливание новых звеньев сквозь насыпь вблизи существующей трубы.

Проверка грузоподъемности трубы производится в случае изменения высоты засыпки над трубой, т. е. при увеличении высоты насыпи с целью выравнивания продольного профиля, а также при наличии дефектов, снижающих ее несущую способность.

При увеличении насыпи над трубой с целью выравнивания продольного профиля возникает необходимость удлинения трубы. Ее удлиняют, добавляя новые звенья с обеих сторон насыпи или только с одной стороны. Новые звенья при этом должны быть отделены от существующих сквозными деформационными швами, обеспечивающими свободную деформацию пристраиваемой части. В этих случаях существующие оголовки чаще всего остаются в теле насыпи.

Особое внимание должно быть уделено надежности фундаментов для наращиваемой части трубы, причем устраивать фундаменты следует в любых грунтовых условиях.

Наращивание труб осуществляют путем подбора формы сечения по существующим типовым проектам. Компоновкой наращиваемой части трубы из типовых звеньев и оголовков с применением типовых конструкций фундаментов, соответствующих местным грунтовым условиям, завершается составление проекта уширения трубы.

При разработке проекта уширения трубы, в котором имеются отклонения от типовых решений, необходимо рассмотреть несколько вариантов и на основании их сравнения выбрать наиболее оптимальный.

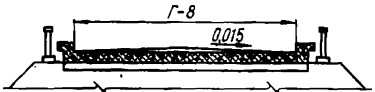
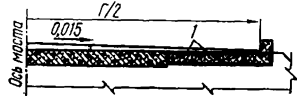
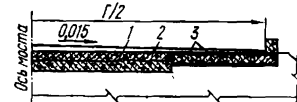
Если по расчетам требуется небольшое удлинение трубы (на 1—2 м), обходятся только перестройкой оголовков путем наращивания и удлинения откосных крыльев.

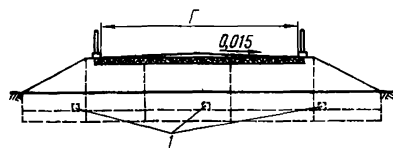
При реконструкции дороги к усилению круглых труб почти не прибегают. Усиление прямоугольных труб производится путем установки внутренних железобетонных рам или распорок (табл. 38).

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ СУЩЕСТВУЮЩЕГО СООРУЖЕНИЯ

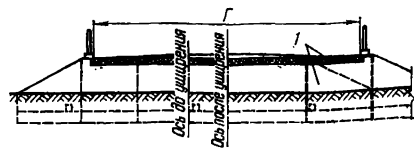
Опоры и фундаменты имеют запасы по отношению к временной подвижной нагрузке, однако проверка их расчетом необходима.

Таблица 36. Рекомендуемые способы реконструкции малых мостов с плитными пролетными строениями

Схемы сечений мостов до реконструкции	Схемы сечений мостов после реконструкции	Способ реконструкции
 Монолитный плитный мост с массивными опорами. Длина пролетного строения 5—6 м. Габарит проезда Γ-8	 Симметричное уширение сборными плитами без усиления. Требуется обязательное соединение старой плиты с новой за счет сварки арматуры выпусков в новой плите с арматурой старой плиты; вариант соединения — перекрытие шва железобетонной полосой шириной 25—30 см и толщиной 4—5 см. Уширение опор производится в обе стороны. 1 — сборные плиты	
	 Симметричное уширение монолитной плиты с усилением. Помимо указанного в предыдущем случае, требуется обеспечить надежное соединение бетона старой плиты с новым, укладываемым для усиления. Для этого удаляют покрытие с изоляцией, насекают старый бетон и после прочистки, промывки, просушки и смазки раствором хлористого натрия укладывают на него слой цементного раствора толщиной 1—2 см и бетон усиления. 1 — бетон усиления; 2 — старая плита; 3 — новые сборные плиты	

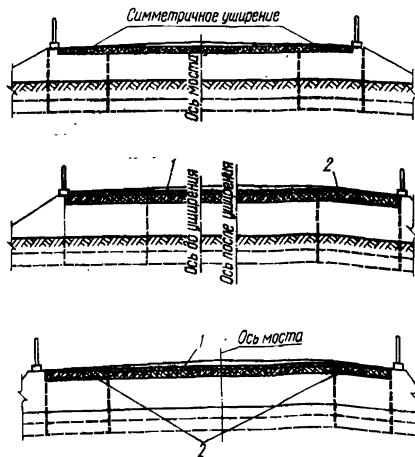


Сборный четырехшарнирный плитный мост. Пролетное строение из железобетонных плит шириной 1 м и длиной до 6 м. Опоры — сборные (монолитные) железобетонные стенки с распорками в нижней части.
1 — распорки



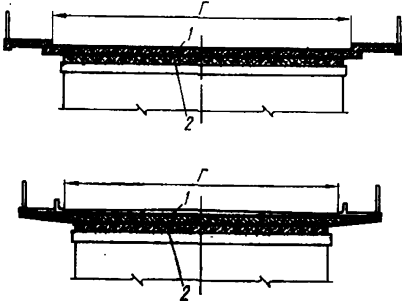
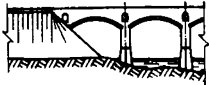
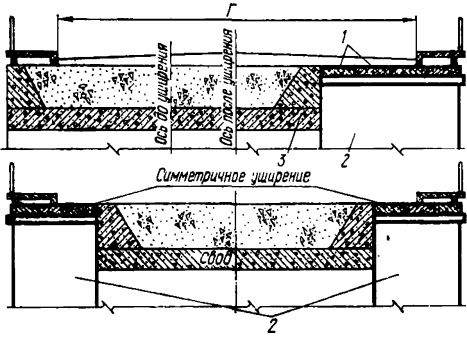
Для уширения сборных плитных пролетных строений соответственно удлиняют стенки устоев. Поверх стенок на подферменные площадки укладывают пролетное строение, омоноличивают старые плиты пролетного строения с новыми, старые стенки опор с новыми. На проезжей части лучше всего уложить новый слой асфальтобетона на старых плитах с одновременной его укладкой на уширенной части.

1 — уширенная часть моста



Для уширения и усиления старых пролетных строений требуется снять покрытие на старом пролетном строении и, сделав соответствующую подготовку, уложить слой монолитного железобетона толщиной 5—6 см. Такую же работу следует выполнить, если плиты старого пролетного строения не омоноличены между собой либо швы нарушились. Иногда целесообразно монолитный железобетон уложить и на новой уширенной части моста, чем достигается цельная работа пролетного строения.

1 — усиленные старые плиты; 2 — уширенная часть моста

Схемы сечений мостов до реконструкции	Схемы сечений мостов после реконструкции	Способ реконструкции
Многопролетный плитный мост с массивными опорами, требующий усиления и уширения. Пролеты длиной до 8 м.		Усиление и уширение осуществляется путем укладки на новое пролетное строение монолитной железобетонной плиты с консолями. Толщина консолей плиты подбирается расчетом и не может быть меньше 10 см. При такой схеме не требуется уширение опор, но покрытие и тротуары на старом пролетном строении удаляют. Необходимо осуществить тщательное соединение старого бетона с новым. 1 — монолитная железобетонная плита; 2 — старое пролетное строение из сборных плит
 Каменный арочный мост, требующий уширения		Уширение сборными плитами при удовлетворительной грузоподъемности свода моста. Уширение опор может быть произведено бетонной или бутовой кладкой с заложением фундаментов в уровне фундаментов старых опор. 1 — сборные плиты; 2 — уширенная часть опоры; 3 — свод



Грузоподъемность сводов повышают, устанавливая над сводами разгружающие железобетонные балки или плиты. После такого усиления свода возможно выполнение уширения по вышеприведенной схеме.

1, 2 — разгружающие свод соответственно монолитная плита и балки

Малые мосты с пролетами, расположенные в пониженных местах дороги. В период реконструкции намечается исправление продольного профиля путем поднятия отметок бровки полотна

Рекомендуется замена моста трубой, для чего необходимо выполнить тщательные гидравлические расчеты с определением во время изысканий площадей водосборных бассейнов, почв и др.

Таблица 37. Рекомендуемые способы реконструкции малых мостов с ребристыми пролетными строениями

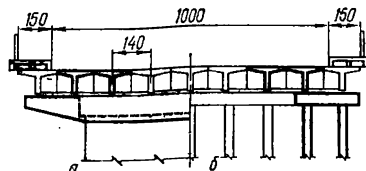
Схемы сечений мостов до реконструкции	Схемы сечений мостов после реконструкции	Способ реконструкции
Мост с ребристыми пролетными строениями и обычным армированием (слева на массивных, справа на свайных опорах) при габарите Г-7 и тротуарах по 1 м (типовой проект Союздорпроекта, вып. 152)		а — симметричное уширение с удлинением ригеля без усиления (габарит Г-8, тротуары по 1,5 м) путем добавления одной средней балки. При этом крайнюю балку перемещают; б — то же, при свайных опорах. Уширение опоры производится путем добавления одной сваи с каждой стороны и наращивания ригеля

Схемы сечений мостов до реконструкции

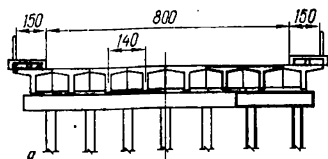
Схемы сечений мостов после реконструкции

Способ реконструкции

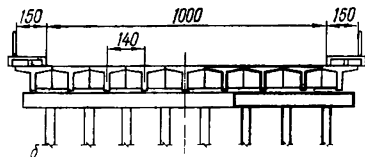
Мост с ребристыми пролетными строениями и обычным армированием (слева на массивных, справа на свайных опорах) при габарите Г-7 и тротуарах по 1 м (типовой проект Союздорпроекта, вып. 152)

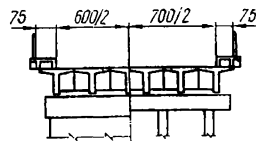


а — симметричное уширение без усиления (габарит Г-10, тротуары по 1,5 м) с удлинением ригеля массивных опор. Пролетное строение уширяют путем добавления четырех аналогичных балок (по две с каждой стороны);
б — то же, при свайных опорах. Опоры уширяют, добавляя четыре сваи (по две с каждой стороны)

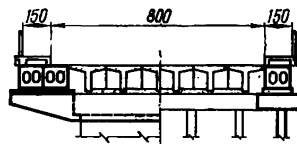


а — асимметричное уширение (габарит Г-8, тротуары по 1,5 м) путем добавления двух свай (с удлинением ригеля) и двух средних балок с одной стороны. Крайнюю балку перемещают;
б — то же (габарит Г-10, тротуары по 1,5 м), путем добавления трех свай и трех средних балок

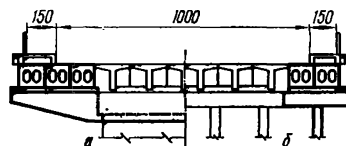




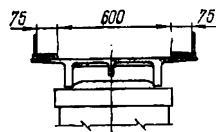
Мост с ребристыми пролетными строениями на массивных и свайных опорах при габаритах Г-6 и Г-7 с тротуарами по 1 м (типовой проект Союздорпроекта, вып. 152)



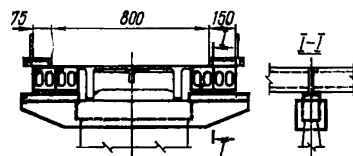
Симметричное уширение предварительно-напряженными плитными пролетными строениями путем добавления плит с каждой стороны, наращивания ригеля



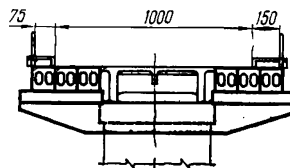
То же, при свайных опорах. Опоры наращивают, добавляя сваи и удлиняя ригель



Мост с монолитными пролетными строениями на массивных опорах, не требующих усиления, при габарите Г-6 с тротуарами по 0,75 м

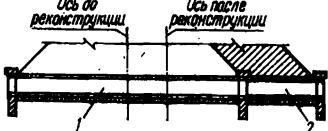
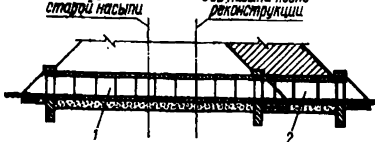
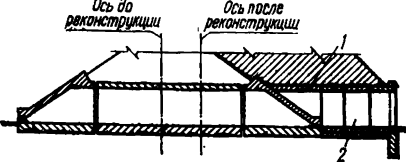


Симметричное уширение преднапряженными плитными пролетными строениями Союздорпроекта с удлинением ригеля для габарита 8,0 м с тротуарами по 1,5 м

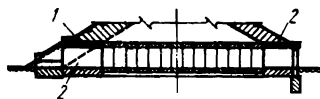


То же, для габарита Г-10 с тротуарами по 1,5 м

Таблица 38. Рекомендуемые способы реконструкции труб

Характеристика существующей трубы	Схема	Рекомендуемый способ реконструкции
Круглая труба с порталным оголовком диаметром до 1 м		Удлинение трубы производится путем наращивания длины с устройством нового порталного оголовка. Наращивание может быть односторонним и симметричным. 1 — существующая труба; 2 — наращиваемая часть трубы
Круглая труба с раструбным оголовком диаметром 1,0—2,0 м		Удлинение трубы производится наращиванием звеньев. Под наращиваемую часть требуется устройство фундамента. Старый оголовок засыпают, взамен него устраивают новый. 1 — существующая труба; 2 — наращиваемая часть трубы
Овоидальная или круглая труба с ворончковым оголовком		Удлинение трубы производится наращиванием с устройством порталного оголовка. Под звенья новой части трубы устраивают фундамент. Участок примыкания новой трубы к старой выполняют монолитным. 1 — монолитная часть трубы; 2 — наращиваемая часть трубы

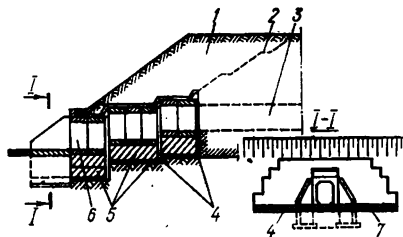
Овоидальная или круглая труба с массивным, коридорным оголовком



Удлинение трубы производится путем разборки и наращивания части стенок оголовка с последующей укладкой плит перекрытия. Новый оголовок выполняется раструбного типа с фундаментом.

1 — плиты; 2 — наращиваемая часть трубы

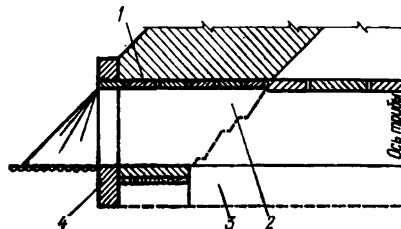
Прямоугольная труба с массивным оголовком коридорного типа



Удлинение производится наращиванием оголовка с укладкой плит перекрытия. Новый оголовок устраивают порталного типа с фундаментом.

1 — уширенная часть насыпи; 2 — существующая насыпь; 3 — труба; 4 — щебеночная подготовка на цементном растворе; 5 — укрупненные фундаментные блоки; 6 — выходной оголовок; 7 — бетон крепления русла

Прямоугольная труба с оголовками в виде откосных стенок



Удлинение производится путем наращивания откосных стенок и укладкой плит перекрытия. Новый оголовок порталного типа с фундаментом.

1 — удлиняемая часть трубы; 2 — наращивание кладки; 3 — существующий фундамент; 4 — входной оголовок

Приведенные методы расчетов разработаны для определения грузоподъемности плитных и ребристых мостов из обычного железобетона, а также арочных каменных и бетонных мостов, построенных по нормам, действовавшим до 1962 г., т. е. до введения нагрузок Н-30 и НК-80.

Грузоподъемность пролетных строений железобетонных мостов определяют на нормативные нагрузки на основе общепринятых методов расчета по предельным состояниям [24, 25]. Методы определения грузоподъемности мостов предложены С. Н. Коваленко [7].

При определении грузоподъемности мостов учитывают:

механические свойства материала пролетного строения (марка бетона, модуль упругости, класс арматуры и ее насыщенность в сечениях);

конструкцию пролетного строения (плитное, ребристое и др.) и его проезжей части (рис. 64);

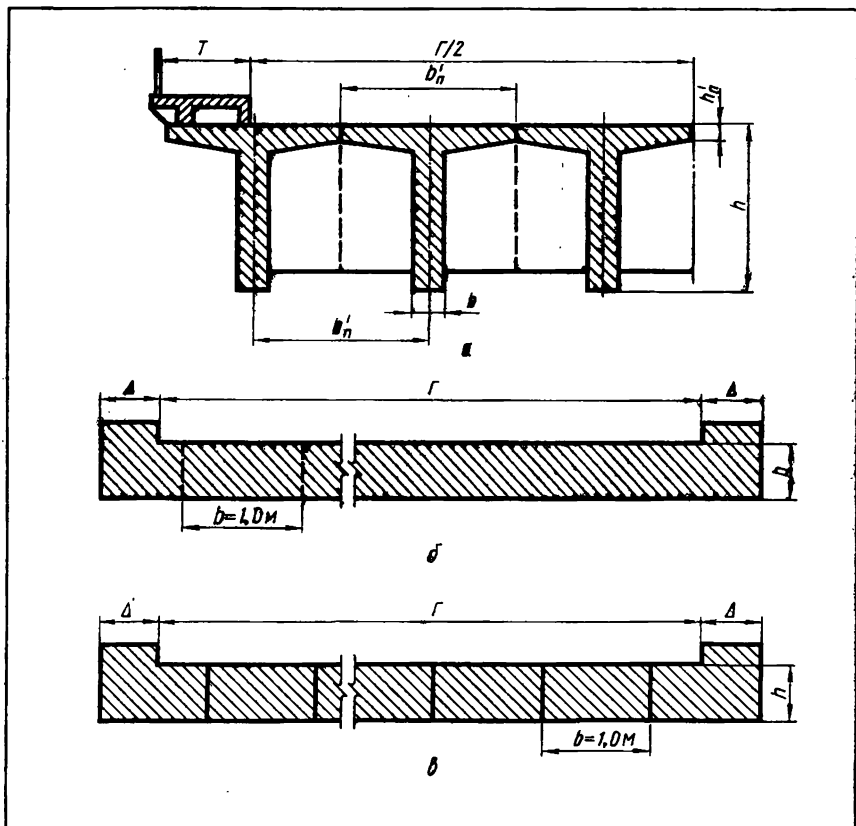


Рис. 64. Схемы сечений существующих мостов: а — сборного (моноконтинг) из ребристых балок; б — плитного моноконтинг; в — плитного сборного.

качество изготовления и омоноличивания пролетных строений, а также ремонта, если он был;

физическое состояние пролетных строений (наличие трещин, выщелачивание бетона и др.);

расположение моста в плане и профиле (на кривой в плане, на уклоне и др.);

габарит моста и ширину тротуаров.

Главными элементами пролетных строений, подлежащими расчету, являются:

в плитных мостах — плита в той части (по ширине), которая находится в невыгодном положении при загрузке временной нагрузкой. Для пролетных строений из сборных плит должно быть учтено поперечное распределение нагрузки в зависимости от связей между плитами;

в ребристых мостах — крайняя главная балка;

в арочных мостах — свод пролетного строения с учетом его полной работы под действием временной вертикальной нагрузки.

Расчет производят согласно СН 200—62 и СН 365—67.

После перерасчета пролетного строения моста сравнивают предельно допустимую временную нагрузку, которую пролетное строение может выдержать при эксплуатации, с эквивалентной для него временной нагрузкой от Н-30 и НК-80. Соотношение этих нагрузок выражается формулой

$$\Pi = \frac{[P]}{P} Q \leq Q,$$

где $[P]$ — предельно допустимая временная нагрузка (при расчете на изгибающие моменты ее обозначают $[P]_M$, на перерезывающую силу — $[P]_Q$, на трещиностойкость — $[P]_T$), которую может выдержать пролетное строение;

P — эквивалентная временная подвижная нагрузка от Н-30 и НК-80 (ее обозначение при расчете на изгибающий момент, перерезывающую силу и трещиностойкость соответственно P_{M-30} , P_{M-80} , P_{Q-30} , P_{Q-80} и т. д.);

Q — вес подвижной нагрузки (автомобиля): для Н-30 $Q=30$ тс, для НК-80 $Q=80$ тс.

При расчетах используют механические и другие характеристики материала пролетного строения, полученные при его обследовании. Расчеты производят по предельным состояниям с учетом коэффициента поперечной установки, динамического коэффициента $(1+\mu)$, коэффициента полосности и коэффициентов перегрузки по действующим нормам.

Постоянная нагрузка от веса проезжей части и веса пролетного строения. Нормативную и расчетную нагрузки g_1^H и g_1^P от веса дорожной одежды, тс/пог.м, определяют по формулам:

а) для плитных мостов (ширина плиты $b=1,0$ м)

$$g_1^H = \gamma_d h_d;$$

$$g_1^P = \gamma_d h_d n,$$

где γ_d — вес 1 м толщины на 1 м² плана проезжей части, тс;
 h_d — фактическая толщина дорожной одежды, м;
 $n=1,5$ — коэффициент перегрузки для дорожной одежды.

Значение γ_d определяют как частное от деления веса 1 м³ покрытия из слоев асфальтобетона толщиной 5 см, защитного слоя — 4, изоляции — 2, сточного треугольника — 4 см на среднюю толщину покрытия $h_d = 0,15$ м. Такой прием в вычислении нагрузки от веса дорожной одежды позволяет приблизительно учесть вес ее на самых разнообразных мостах;

б) для ребристых мостов

$$g_1^H = \gamma_d h_d b'_n;$$

$$g_1^P = \gamma_d h_d b'_n n,$$

где b'_n — расстояние между осями балок, м.

Нормативную и расчетную нагрузки от собственного веса плит и балок пролетного строения g_2^H и g_2^P , тс/пог. м, определяют по формулам (при объемном весе $\gamma = 2,5$ тс/м³)

$$g_2^H = 2,5F;$$

$$g_2^P = 2,5Fn,$$

где F — площадь поперечного сечения балки или плиты, м².

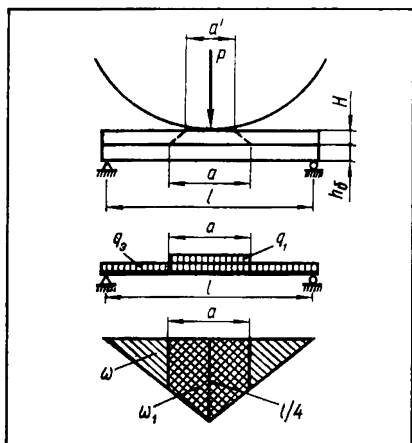


Рис. 65. Схема к определению эквивалентной нагрузки от Н-30 и НК-80 для мостов с пролетами менее 2 м.

Вес диафрагм в пролетном строении учитывается коэффициентом 1,15.

Эквивалентные временные вертикальные нагрузки от Н-30 и НК-80. Эквивалентные нагрузки от Н-30 и НК-80 принимают по (табл. 3 и 4 приложения 10) СН 200—62. Для малых пролетов, не приведенных в СН 200—62, нагрузку определяют, загружая пролет одной сосредоточенной нагрузкой от одного колеса с учетом размеров площадки распределения $a \times b$ и распространения давления в покрытии под углом 45° (рис. 65), по формуле

$$P = \frac{N(2l - a)}{l^2},$$

где N — давление колеса, тс (для Н-30 $N=6$ тс; для НК-80 $N=10$ тс);
 l — расчетная длина пролета, м;
 a — распределение давления от колеса вдоль движения под углом 45°.

Нормативные временные нагрузки. 1. Нагрузка для определения изгибающих моментов:

а) от $H = 30P_{м-30}^н = \text{КПУ} \cdot P_{м-30}$;

б) от $\text{НК} = 80P_{м-80}^н = \text{КПУ} \cdot P_{м-80}$;

в) от толпы на тротуарах $P_T^н = \text{КПУ} \cdot 0,4b$.

Здесь КПУ — коэффициент поперечной установки, определяемый по одному из принятых методов;

$P_{м-30}$; $P_{м-80}$; P_{Q-30} ; P_{Q-80} — эквивалентные нагрузки по СН 200—62 либо подсчитанные по приведенной выше формуле;
0,4 тс/м² — нагрузка от толпы на тротуарах.

При расчете на трещиностойкость нагрузку для определения изгибающих моментов от НК-80 определяют с понижающим коэффициентом 0,8 по формуле

$$P_T^н = 80\text{КПУ} \cdot P_{м-80}.$$

2. Нагрузка для определения поперечной силы:

а) от $H = 30P_{Q-30}^н = \text{КПУ} \cdot P_{Q-30}$;

б) от $\text{НК} = 80P_{Q-80}^н = \text{КПУ} \cdot P_{Q-80}$;

в) от толпы на тротуарах $P_T^н = \text{КПУ} \cdot 0,4b$.

Расчетные нагрузки получают введением динамического коэффициента и коэффициента перегрузки n , равного 1,4 для Н-30 и толпы на тротуарах и 1,1 — для НК-80.

Продольное и поперечное армирование пролетных строений. При отсутствии данных натурной съемки или исполнительных чертежей проектов, по которым построен мост, продольное и поперечное армирование можно принимать ориентировочно (с запасом) по следующим рекомендациям.

1. Плитные мосты. Количество рабочей арматуры принимают в среднем при коэффициенте армирования $\mu = 0,01$. В зависимости от длины пролета l и его толщины h можно принимать $\mu = 0,011$ при $\frac{h}{l} < \frac{1}{15}$ и $\mu = 0,008—0,009$ при $\frac{h}{l} > \frac{1}{13,5}$.

Диаметр арматуры принимают в зависимости от толщины плиты h :

при $h \geq 30$ см $d = 22 \dots 24$ мм;

„ $h < 30$ см $d = 16 \dots 18$ мм;

„ $h \geq 35$ см $d = 28 \dots 30$ мм.

Класс арматуры принимают в зависимости от года постройки: А-I при постройке до 1952 г., А-II — при постройке после 1956 г.

2. Ребристые мосты. Количество рабочей арматуры принимают в среднем с $\mu = \frac{F_a}{hb} = 0,010—0,018$.

Шаг хомутов принимают равным 20—30 см у опор, но не более b и не более $3/4 h$.

Тип хомутов при $b < 40$ см — двухсрезные, при $b \geq 40$ см — четырехсрезные.

Диаметр хомутов принимают равным 8 мм.

Отгибы принимают в соответствии с диаметром продольной арматуры:

при пролете более 10 м $d = 22 \dots 24$ мм;

от 10 до 15 м $d = 28 \dots 32$ мм;

более 15 м $d = 32 \dots 36$ мм.

Класс арматуры принимают как и для плитных мостов.

Ориентировочно шаг отгиба принимают равным $h_0 - a'$, где $a' = 0,03 + \frac{d}{2}$ — защитный слой. h_0 — полезная высота сечения; число отгибов в одном сечении — 2 шт.

Процент армирования балок с каркасной арматурой может быть определен по чертежам типовых проектов.

Расчет существующих плитных и тавровых пролетных строений на прочность нормальных сечений по изгибающему моменту

Предлагаемая методика расчета составлена на основе нормативных документов [24, 25] и приведена в некоторых работах [7, 8 и др.]. Она позволяет быстро установить несущую способность конструктивного элемента моста.

Нейтральная ось проходит в плите (рис. 66).

Основные уравнения прочности для плитных пролетных строений:

$$M \leq R_n b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = R_a F_a z;$$
$$R_n b x = R_a F_a.$$

Основные уравнения прочности для тавровых балок:

$$M \leq R_n b'_n x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = R_a F_a z;$$
$$R_n b'_n x = R_a F_a,$$

где

- M — расчетный момент в сечении;
- R_n — расчетное сопротивление бетона на сжатие при изгибе;
- $b = 1,0$ м — ширина плиты;
- b'_n — расчетная ширина полки тавра для балок, принимается обычно равной расстоянию между балками в осях;
- h_0 — полезная высота сечения балки или плиты;
- R_a — расчетное сопротивление арматуры;
- x — высота сжатой зоны бетона относительно верха плиты или балки $x \leq 0,55 h_0$;

F_a — площадь арматуры;

$z = (h_0 - \frac{x}{2})$ — плечо внутренней пары сил.

Коэффициент армирования для плит может быть определен по формуле

$$\mu = \frac{F_a}{bh};$$

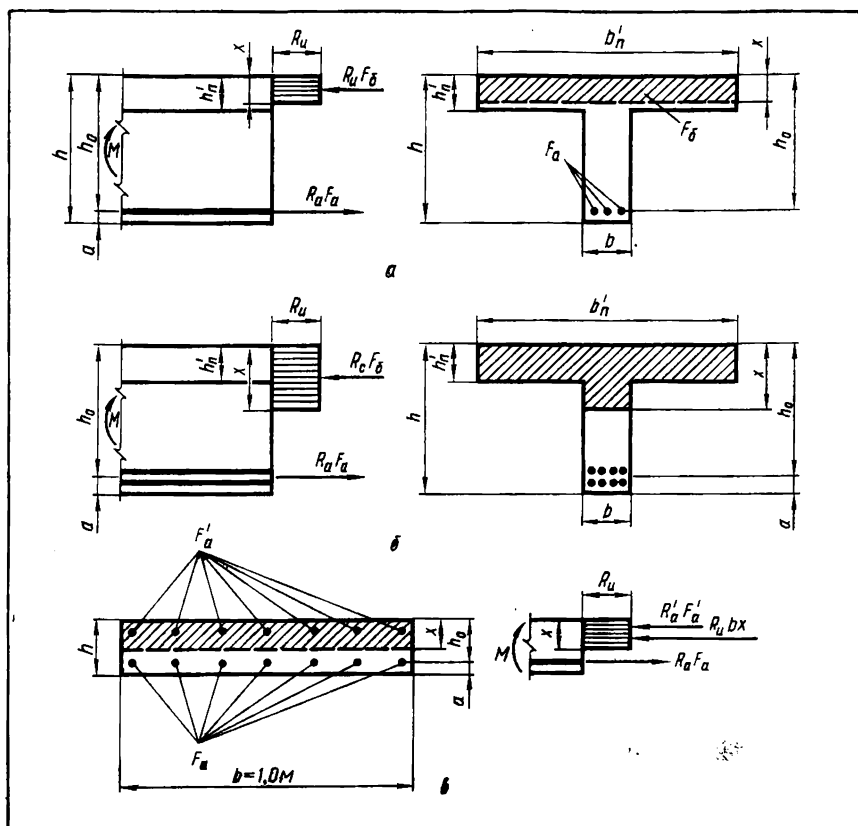


Рис. 66. Расчетные схемы поперечных сечений пролетных строений балочных мостов:

а, б — ребристых; в — плитных.

для ребристых балок

$$\mu_n = \frac{F_a}{b_n' h},$$

где b — ширина плиты;

b_n' — ширина плиты тавровой балки;

h — высота плиты или балки.

Рабочая высота плиты или балки h_0 принимается равной приблизительно $0,9 h$. Армирование может быть назначено согласно рекомендациям (стр. 143). С учетом вышеизложенного высота сжатой зоны в плитных мостах

$$x = \frac{R_a F_a}{R_n b} = \frac{R_a}{R_n} \cdot \frac{\mu b h}{b} = \alpha \mu h;$$

в балках

$$x = \frac{R_a F_a}{R_n b'_n} = \frac{R_a}{R_n} \cdot \frac{\mu_n b'_n h}{b'_n} = \alpha \mu_n h,$$

где $\alpha = \frac{R_a}{R_n}$.

Полный предельный момент, который может воспринять плита или балка, равен

$$M_{пр} = R_a F_a z = \Sigma P_m \omega_m.$$

Расчетную предельно допустимую временную нагрузку можно выразить формулой

$$[P]_m = \frac{M_{пр}}{\omega_m} - q,$$

где ω_m — площадь линии влияния для изгибающего момента, m^2 ;
 q — расчетная постоянная нагрузка.

Тогда относительная грузоподъемность моста по прочности нормальных сечений для Н-30 составляет

$$\Pi_{30} = \frac{[P]_m}{P_{м-30}} \cdot 30 \leq 30 \text{ тс};$$

для НК-80 $\Pi_{80} = \frac{[P]_m}{P_{м-80}} \cdot 80 \leq 80 \text{ тс}.$

При прохождении нейтральной оси в ребре в основное уравнение прочности включают свесы плиты ($b_n - b$) и принимают для них расчетное сопротивление сжатию $R_{пр}$.

Уравнение прочности в этом случае примет вид (см. рис. 66, б)

$$M \leq R_n b x (h_0 - 0,5x) + R_{пр} (b'_n - b) (h_0 - 0,5h'_n) h'_n;$$

$$x = \frac{R_a F_a + R_{пр} (b'_n - b) h'_n}{R_n b}.$$

Расчет плит существующих пролетных строений на прочность наклонных сечений

Расчет сечений на прочность по поперечной силе можно не производить, если будет удовлетворено условие п. 3.9. СН 365—67, то есть

$$\frac{Q^H}{zb} \leq 0,7R_{г.р.о},$$

где $R_{г.р.о}$ — главные растягивающие напряжения от нормативной нагрузки.

Предельная поперечная сила, которую может воспринять плита, равна

$$Q_{пр}^H = 0,7R_{г.р.о}bz,$$

где b — ширина расчетной полосы, равная 1 м;

z — плечо внутренней пары сил.

С другой стороны, предельная поперечная сила может быть определена по формуле

$$Q_{пр}^H = \Sigma P_Q^H \omega_Q,$$

где ΣP_Q^H — предельная погонная нагрузка;

ω_Q — площадь линии влияния для поперечной силы.

Полная и предельно допустимая нагрузки записываются в виде:

$$\Sigma P_Q^H = \frac{Q_{пр}^H}{\omega_Q}.$$

Нормативная предельно допустимая временная нагрузка

$$[P]_Q^H = \frac{Q_{пр}^H}{\omega_Q} - q^H = \Sigma P_Q^H - q^H,$$

где q^H — нормативная постоянная нагрузка от собственного веса конструкции.

Оценка грузоподъемности по нагрузке Н-30

$$\Pi_{30} = \frac{[P]_Q^H}{P_{Q-30}^H} \cdot 30 \leq 30 \text{ т};$$

по нагрузке НК-80

$$\Pi_{80} = \frac{[P]_Q^H}{P_{Q-80}^H} \cdot 80 \leq 80 \text{ т}.$$

Расчет тавровых пролетных строений

на прочность по главным растягивающим напряжениям

Расчет наклонных сечений (условно по главным растягивающим напряжениям) изгибаемых тавровых балок на уровне нейтральной оси производится по п. 3.27 СН 365—67 по формуле

$$\sigma_{г.р} = \frac{Q^H}{bz} \leq R_{г.р.о},$$

где Q^H — поперечная сила в сечениях;

b — ширина ребра балки;

z — плечо внутренней пары сил; $z = h_0 - \frac{x}{2}$;

x — высота сжатой зоны бетона из расчета по несущей способности на прочность;

h_0 — рабочая высота балки;

$R_{г.р.о}$ — расчетное сопротивление бетона условным главным растягивающим напряжениям (СН 365—67, п. 1.13).

Полная предельная поперечная сила, которую может воспринимать балка, по главным растягивающим напряжениям на уровне нейтральной оси

$$Q_{пр}^н = R_{г.р.о} b z.$$

Предельная полная нормативная нагрузка на 1 м длины балки

$$\Sigma P_Q^н = \frac{Q_{пр}^н}{\omega_Q} = \frac{R_{г.р.о} b z}{\omega_Q}.$$

Предельная допустимая временная нагрузка по главным растягивающим напряжениям равна:

$$[P]_Q^н = \frac{R_{г.р.о} b z}{\omega_Q} = \Sigma P_Q^н - q_n,$$

где q_n — постоянная нагрузка на 1 м длины балки.

Относительная грузоподъемность для Н-30 определяется по формуле

$$\Pi_{30} = \frac{[P]_Q^н}{P_{Q-30}^н} \cdot 30 \leq 30 \text{ тс};$$

для НК-80

$$\Pi_{80} = \frac{[P]_Q^н}{P_{Q-80}^н} \cdot 80 \leq 80 \text{ тс}.$$

Расчет тавровых пролетных строений на прочность по поперечной силе

Предельная поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны, хомутами и отгибами в невыгоднейшем наклонном сечении, определяется по формулам [25]

$$Q_{х.б.о} = \sqrt{0,6 R_n b h_0^2 (q_{х.а} + q_{о.а})} - q_{х.а} U_a - q_{о.а} U_o,$$

где $q_{х.а} = \frac{m_{а.х} R_a F_x}{U_a}$;

$$q_{о.а} = \frac{m_{а.о} R_a F_o \sin \alpha}{U_o} ;$$

$m_{a.o} = 0,8$ и $m_{a.x} = 0,8$ — коэффициенты условий работы; $F_{a.o}$ и F_o — площадь арматуры хомутов и отгибов.

Предельно допустимая временная нагрузка, соответствующая величине $Q_{x.6.o}$,

$$[P]_Q = \frac{Q_{x.6.o}}{\omega_Q} - q,$$

где q — расчетная постоянная нагрузка на 1 м длины.

Сравнительная грузоподъемность для Н-30

$$\Pi_{30} = \frac{[P]_Q}{P_{Q-30}} \cdot 30 \leq 30 \text{ тс};$$

для НК-80

$$\Pi_{80} = \frac{[P]_Q}{P_{Q-80}} \cdot 80 \leq 80 \text{ тс}.$$

Если в результате проверки окажется, что несущая способность сооружения недостаточна, необходимо вскрыть арматуру, определить ее фактические размеры и произвести точный пространственный расчет [1], после чего решить вопрос об усилении или принятии других мер.

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ

РАСЧЕТ РИГЕЛЯ ОПОРЫ

Требуется рассчитать ригель двухстолбчатой опоры (рис. 67, а) пятипролетного моста, выполненного по схеме $22 + 3 \times 26 + 22$ м. Пролетное строение габаритом Г-14 с тротуарами 2×3 м неразрезное сформировано из типовых унифицированных железобетонных пустотелых плит длиной 18 и надпорных блоков длиной 8 м.

Расчетная схема ригеля — двухконсольная балка, жестко заземленная в стойках. Разница между изгибающими моментами, возникающими в корне консоли справа и слева от стойки, воспринимается самой стойкой. Нагрузка на ригель определяется по линиям влияния опорных реакций R_1 и R_2 пятипролетной неразрезной балки (рис. 67, б, в, г).

Нормативная постоянная нагрузка на 1 пог. м ригеля. Нагрузка на 1 пог. м плитного блока от собственного веса, веса покрытия и другой постоянной нагрузки $q_{пл}^H = 1,55$ тс/пог. м. Усредненная нагрузка на 1 пог. м ригеля от собственного веса $q_p^H = \frac{22,5}{10,6} = 2,12$ тс/пог. м. Здесь 22,5 — половина веса ригеля, тс; 10,6 — $1/2$ длины ригеля, м.

При расчетной ширине плиты 1 м нормативная постоянная нагрузка на 1 пог. м ригеля от собственного веса пролетного строения

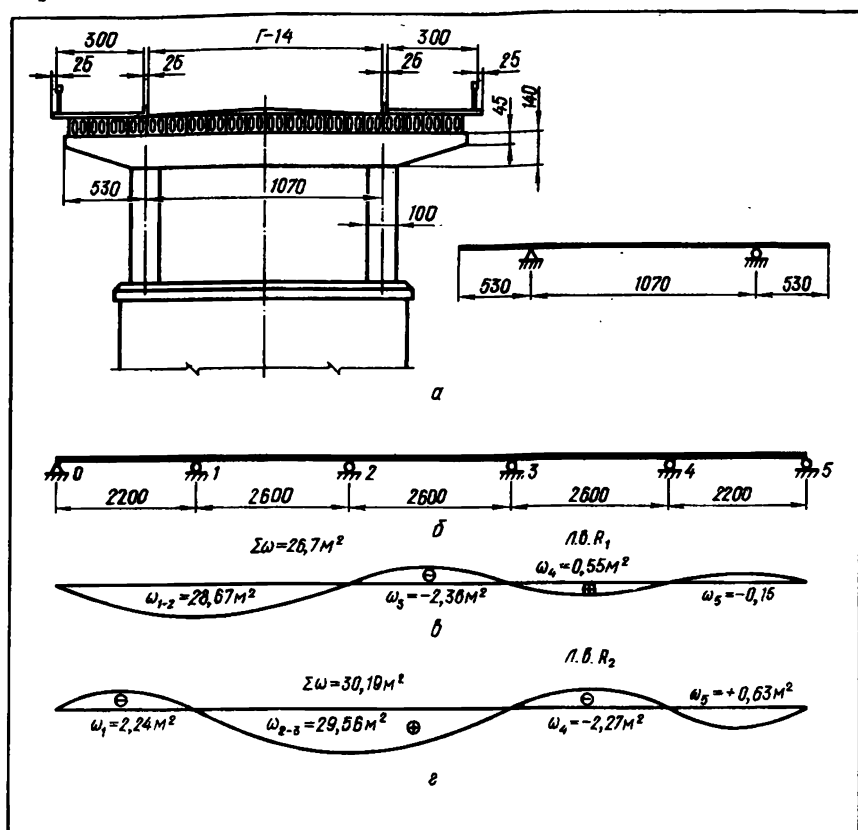


Рис. 67. К расчету ригеля промежуточной опоры:

а — общий вид опоры и расчетная схема ригеля; б — расчетная схема пролетного строения; в и г — линии влияния опорного давления соответственно для опоры 1 и 2; 0—5 — номера опор.

$$q_{\text{пр}}^{\text{н}} = q_{\text{пл}}^{\text{н}} \Sigma \omega = 1,55 \cdot 26,7 = 41,4 \text{ тс/пог. м,}$$

где $\Sigma \omega$ — суммарная площадь линий влияния реакции R_1 .

Расчетная постоянная нагрузка на 1 пог. м ригеля. Нагрузка от собственного веса пролетного строения

$$q_{\text{пр}}^{\text{р}} = q_{\text{пл}}^{\text{р}} \Sigma \omega = 1,8 \cdot 26,7 = 48 \text{ тс/пог. м,}$$

где $q_{\text{пл}}^{\text{р}}$ — расчетная нагрузка на 1 пог. м плитного блока.

Нагрузка от собственного веса ригеля

$$q_p^p = q_p^n \cdot n = 2,12 \cdot 1,1 = 2,33 \text{ тс/м,}$$

где n — коэффициент перегрузки.

Нормативная временная нагрузка на ригель. Для получения наибольших давлений на ригель от нагрузок НК-80 и толпы на тротуарах нагружаем положительные участки линии влияния (рис. 68).

1. Нормативное давление на ригель от нагрузки НК-80 с учетом динамического коэффициента $(1+\mu)$

$$A_{80}^n = (1+\mu) \sum P_i Y_i = 1,17 (6 \cdot 0,258 + 6 \cdot 0,270 + 3 \cdot 0,890 + + 6 \cdot 0,955 + 6 \cdot 1) + 7,4 = 20,8 + 7,4 = 28,2 \text{ тс,}$$

где $(1+\mu)$ — динамический коэффициент для пролета длиной 22 м;

P_i — сила, действующая на колесо;

Y_i — ордината линии влияния.

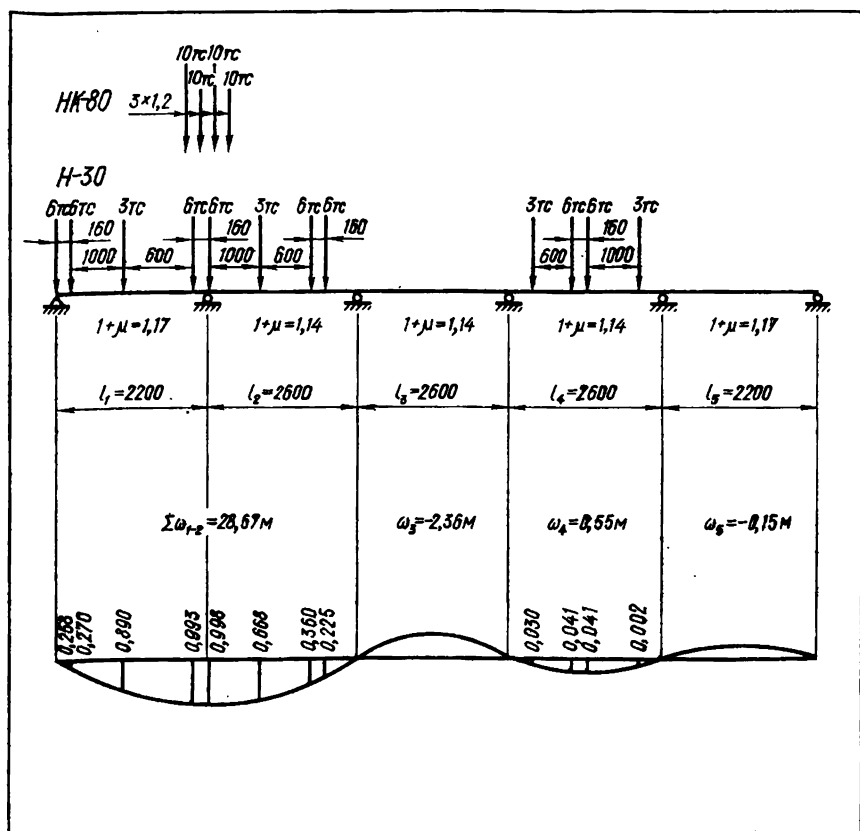


Рис. 68. Схема загрузки линии влияния временной нагрузкой Н-30 и НК-80.

2. Нормативное давление на ригель от нагрузки НК-80

$$A_{80}^H = \Sigma P_i Y_i = 10 (0,993 + 0,997 + 1,0 + 0,980) = 39,7 \text{ тс.}$$

3. Нормативное давление от толпы на тротуарах при ширине тротуара b , равной 1 м,

$$R_{1T}^H = 0,4 \Sigma \omega = 0,4 (28,67 + 0,55) = 11,7 \text{ тс/пог. м,}$$

где $0,4 \text{ тс/м}^2$ — нагрузка от толпы на тротуарах;

$\Sigma \omega$ — суммарная площадь линии влияния.

Так как нагрузка от толпы на тротуаре при $b=3 \text{ м}$ передается на ригель через 2,5 крайних плитных блока, то нагрузка от толпы на одну плиту

$$A_T^H = \frac{3R_{1T}^H}{2,5} = \frac{3 \cdot 11,7}{2,5} = 14 \text{ тс.}$$

Нормативные усилия в корне консоли ригеля. 1. Изгибающие моменты (рис. 69) от нагрузки:

а) постоянной

$$M_A^H = \omega_1 q_p^H + \omega_3 q_{np}^H = - (14 \cdot 2,12 + 8,6 \cdot 41,4) = - (29,7 + 356) = - 385,7 \text{ тсм;}$$

б) Н-30

$$M_{30}^H = - A_{30}^H Y_{30} = - 28,2 \cdot 1,15 = - 32,4 \text{ тсм;}$$

в) колесной НК-80

$$M_{80}^H = - A_{80}^H Y_{80} = - 39,7 \cdot 1,0 = - 39,7 \text{ тсм;}$$

г) от толпы на тротуарах

$$M_T^H = - A_T^H \omega_2 = - 14 \cdot 7,25 = - 101,5 \text{ тсм.}$$

Здесь ω_1 , ω_2 и ω_3 — площади линий влияния;

Y_{30} , Y_{80} — ординаты линий влияния.

Суммарный изгибающий момент от нормативных нагрузок

$$M_K = - (385,7 + 32,4 + 101,5) = - 519,6 \text{ тсм.}$$

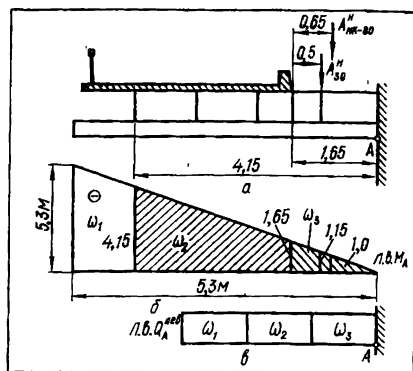


Рис. 69. К определению изгибающего момента и перерезывающей силы в корне консоли:

a — загрузка консоли временной нагрузкой; b — линия влияния изгибающего момента; c — линия влияния поперечной силы.

2. Перерезывающие силы в корне консоли ригеля от нагрузки:

а) нормативной постоянной

$$Q_n^{л.н} = -(\omega_1 q_p^n + q_{пр}^n \omega_3) = -(5,3 \cdot 2,12 + 41,4 \cdot 4,15) = -183,2 \text{ тс};$$

б) нормативной Н-30

$$Q_{30}^{л.н} = -1 A_{30}^н = -1 \cdot 28,2 = -28,2 \text{ тс};$$

в) нормативной колесной НК-80;

$$Q_{80}^{л.н} = -1 A_{80}^н = -1 \cdot 39,7 = -39,7 \text{ тс};$$

г) от толпы на тротуарах

$$Q_T^{л.н} = \omega_2 A_T^н = -2,5 \cdot 14 = -35 \text{ тс}.$$

Здесь 1 — ордината линии влияния;

ω_1, ω_2 и ω_3 — площади линий влияния: $\omega_1 = 1,0 \cdot 5,3 = -5,3 \text{ м}^2$; $\omega_2 = 1,0 \cdot 2,5 = -2,5 \text{ м}^2$; $\omega_3 = 1,0 \cdot 4,15 = -4,15 \text{ м}^2$.

Суммарная перерезывающая сила от нормативных нагрузок

$$Q_A^{л.н} = Q_n^{л.н} + Q_{30}^{л.н} + Q_T^{л.н} = -(183,2 + 28,2 + 35) = -246,2 \text{ тс}.$$

Расчетные усилия в корне консоли ригеля 1. Изгибающие моменты от нагрузки:

а) постоянной

$$M_n^p = (\omega_1 q_p^p + \omega_3 q_{пр}^p) = -(14 \cdot 2,33 + 8,6 \cdot 48) = -445,4 \text{ тсм};$$

б) Н-30

$$M_{30}^p = -n A_{30}^н Y_{30} = -1,4 \cdot 28,2 \cdot 1,15 = -45,4 \text{ тсм};$$

в) колесной НК-80

$$M_{80}^p = -n A_{80}^н Y_{80} = -1,1 \cdot 39,7 \cdot 1 = -43,7 \text{ тсм};$$

г) от толпы на тротуарах

$$M_T^p = -n A_T^н \omega_2 = -1,4 \cdot 14 \cdot 7,25 = -142 \text{ тсм}.$$

Здесь $q_{пр}^p = 48 \text{ тс/м}$ — расчетная постоянная нагрузка от пролетного строения на ригель;

$q_p^p = 1,1 \cdot 2,12 = 2,33 \text{ тс/м}$ — расчетная нагрузка от веса ригеля;

n — коэффициент перегрузки.

Суммарный изгибающий момент

$$M_k^p = -(M_n^p + M_{30}^p + M_T^p) = -(445,4 + 45,4 + 142) = -632,8 \text{ тсм} = -633 \text{ тсм}.$$

2. Перерезывающие силы от нагрузки:

а) постоянной

$$Q_n^{л.п} = -(q_p^p \omega_1 + q_{пр}^p \omega_3) = -(2,33 \cdot 5,3 + 48 \cdot 4,15) = -211,55 \text{ тс};$$

б) Н-30

$$Q_{30}^{л.п} = -n Q_{30}^{л.н} = -1,4 \cdot 28,2 = 39,5 \text{ тс};$$

в) колесной НК-80

$$Q_{80}^{A.P} = -nQ_{80}^{A.H} = -1,1 \cdot 39,7 = -43,7 \text{ тс};$$

г) от толпы на тротуарах

$$Q_7^{A.P} = -nQ_7^{A.H} = -1,4 \cdot 35 = -49 \text{ тс}.$$

Суммарная перерезывающая сила в корне консоли ригеля

$$Q_K^{A.P} = -(Q_0^{A.P} + Q_{30}^{A.P} + Q_7^{A.P}) = -(211,5 + 39,5 + 49) = -300 \text{ тс}.$$

Определение изгибающего момента и перерезывающих сил в пролете

Погонная нагрузка от собственного веса ригеля:
на консолях

$$q_p^H = 2,12 \text{ тс/пог. м}; \quad q_p^P = 2,33 \text{ тс/пог. м}$$

в) пролетах

$$q_{np}^H = 2,3 \text{ тс/пог. м}; \quad q_{np}^P = 2,53 \text{ тс/пог. м}.$$

Усилия в середине пролета (рис. 70, сечение I—I). 1. Изгибающие моменты от постоянной нагрузки:

а) от веса ригеля

$$M_p^H = q_p^H \omega_4 - q_p^H \omega_1 = 2,3 \cdot 14,35 - 2,12 \cdot 2 \cdot 7,02 = 3,25 \text{ тсм};$$

$$M_p^P = q_p^P \omega_4 - q_p^P \omega_1 = 2,53 \cdot 14,35 - 2,33 \cdot 2 \cdot 7,02 = 3,6 \text{ тсм};$$

б) от веса пролетного строения

$$M_{np}^H = q_{np}^H (\omega_4 - 2\omega_2) = 41,4 (14,35 - 2 \cdot 4,3) = 239 \text{ тсм};$$

$$M_{np}^P = nM_{np}^H = 1,1 \cdot 239 = 263 \text{ тсм}.$$

2. Изгибающие моменты от временной нагрузки:

а) нормативной Н-30

$$M_{30}^H = \beta_0 A_{30}^H \Sigma Y_i = 0,8 \cdot 28,2 (0,23 + 1,18 + 1,73 + 2,68 + 2,13 + 1,18) = 205,5 \text{ тсм},$$

где β_0 — коэффициент полосности, принимаемый по СН 200—62;

$$M_{30}^P = nM_{30}^H = 1,4 \cdot 205,5 = 286 \text{ тсм};$$

б) колесной НК-80

$$M_{80}^H = A_{80}^H \Sigma Y_i = 39,7 (2,68 + 1,33) = 159,2 \text{ тсм};$$

$$M_{80}^P = nM_{80}^H = 1,1 \cdot 159,2 = 175,2 \text{ тсм}.$$

Суммарный изгибающий момент

$$M_{I-I}^H = M_p^H + M_{np}^H + M_{30}^H = 3,25 + 239 + 205,5 = 447,8 \text{ тсм};$$

$$M_{I-I}^P = M_p^P + M_{np}^P + M_{30}^P = 3,6 + 263 + 286 = 552,6 \text{ тсм}.$$

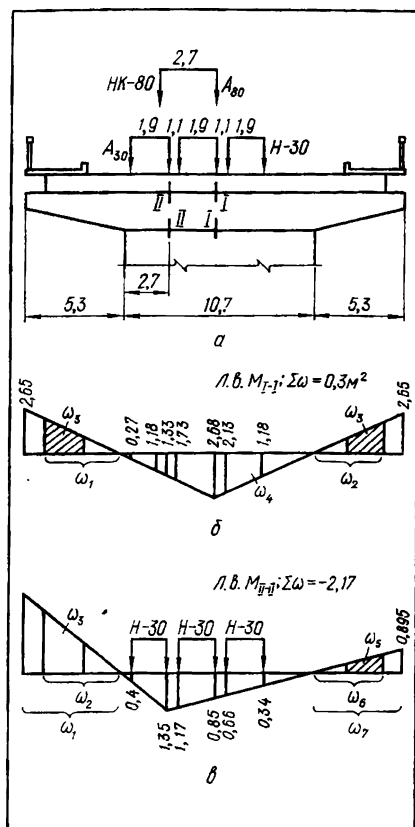


Рис. 70. Схемы к определению изгибающего момента в середине ригеля: а — загрузка ригеля временной нагрузкой; б — линия влияния изгибающего момента в середине пролета; в — линия влияния изгибающего момента и ее загрузка временной нагрузкой в четверти пролета.

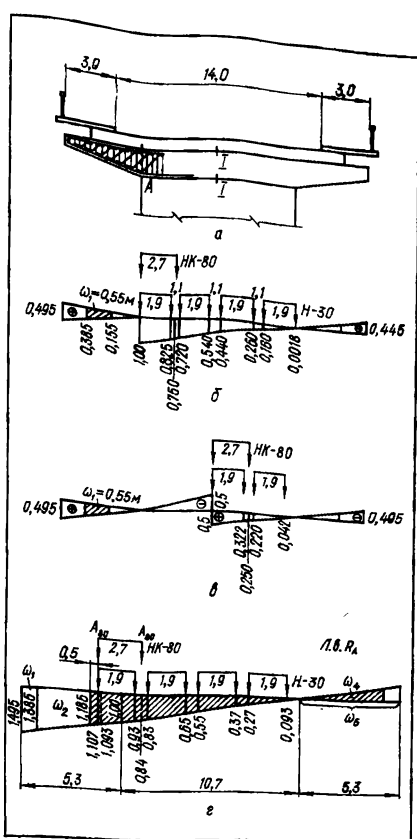


Рис. 71. Схемы к определению пере­резающей силы в ригеле: а — общий вид ригеля; б — линия влияния пере­резающей силы в точке А и ее загрузка; в — то же, в середине пролета; г — линия влияния опорной реакции.

Усилия в четверти пролета (рис. 70, сечение II—II). 1. Изгибающие моменты от постоянной нагрузки:

а) от веса ригеля

$$M_p^H = q_p^H \omega_4 - q_{пр}^H (\omega_1 + \omega_7) = 2,3 \cdot 7,22 - 2,12 (7,02 + 2,37) = -3,3 \text{ тсм};$$

$$M_p^P = n M_p^H = -1,1 \cdot 3,3 = -3,6 \text{ тсм};$$

б) от веса полетного строения:

$$M_{пр}^H = q_{пр}^H [\omega_4 - (\omega_2 + \omega_6)] = 41,4 [7,22 - (4,3 + 1,45)] = 60,8 \text{ тсм};$$

$$M_{пр}^P = M_{пр}^H n = 60,8 \cdot 1,1 = 66,8 \text{ тсм};$$

2. Изгибающие моменты от временной нагрузки:

а) Н-30

$$M_{30}^H = \beta_0 A_{30}^H \sum Y_i = 0,8 \cdot 28,2 (0,4 + 1,35 + 1,17 + 0,85 + 0,66 + 0,34) = 107,8 \text{ тсм};$$

$$M_{30}^P = n M_{30}^H = 1,4 \cdot 107,8 = 151 \text{ тсм};$$

б) колесной НК-80

$$M_{80}^H = A_{80}^H \sum Y_i = 39,7 (1,35 + 0,893) = 89 \text{ тсм};$$

$$M_{80}^P = n M_{80}^H = 1,1 \cdot 89 = 98 \text{ тсм}.$$

Суммарные изгибающие моменты в сечении II—II:

$$M_{II-II}^H = M_p^H + M_{np}^H + M_{30}^H = 60,8 - 3,3 + 107,8 = 165,2 \text{ тсм};$$

$$M_{II-II}^P = M_p^P + M_{np}^P + M_{30}^P = 66,8 - 3,6 + 151 = 214,2 \text{ тсм}.$$

Перерезывающие силы Q_{A}^{np} в пролете ригеля (рис. 71). Так как площади линий влияния на консолях ригеля одинаковы и имеют разные знаки, постоянные нагрузки уравниваются.

1. Нормативная и расчетная перерезывающие силы от постоянной нагрузки

$$Q_{An}^{np.H} = \omega_1 (q_p^H + q_{np}^H) = 5,35 (2,12 + 41,4) = 233 \text{ тс};$$

$$Q_{An}^{np.P} = \omega_1 (q_p^P + q_{np}^P) = 5,35 (2,33 + 48) = 269 \text{ тс}.$$

2. Перерезывающие силы от временной нагрузки:

а) Н-30

$$Q_{A30}^{np.H} = \beta_0 A_{30}^H \sum Y_i = 0,7 \cdot 28,2 (1 + 0,825 + 0,720 + 0,540 + 0,440 + 0,260 + 0,160 + 0,002) = 77,7 \text{ тс};$$

$$Q_{A30}^{np.P} = n Q_{A30}^{np.H} = 77,7 \cdot 1,4 = 108,78 = 109 \text{ тс};$$

б) колесной НК-80

$$Q_{A80}^{np.H} = A_{80}^H \sum Y_i = 39,7 (1 + 0,75) = 69,5 \text{ тс};$$

$$Q_{A80}^{np.P} = n Q_{A80}^{np.H} = 1,1 \cdot 69,5 = 76,5 \text{ тс}.$$

в) от толпы на одном тротуаре

$$Q_{A\tau}^{np.H} = \omega_1 A_{\tau}^H = 0,55 \cdot 14 = 7,7 \text{ тс};$$

$$Q_{A\tau}^{np.P} = n Q_{A\tau}^{np.H} = 1,4 \cdot 7,7 = 10,8 \text{ тс}.$$

Суммарные нормативные и расчетные перерезывающие силы

$$Q_A^{np.H} = Q_{An}^{np.H} + Q_{A30}^{np.H} + Q_{A\tau}^{np.H} = 233 + 77,7 + 7,7 = 318 \text{ тс};$$

$$Q_A^{np,p} = Q_{An}^{np,p} + Q_{A30}^{np,p} + Q_{Ar}^{np,p} = 269 + 109 + 10,8 = 389 \text{ тс.}$$

Перерезывающие силы в сечении I—I (рис. 71, в). 1. Перерезывающие силы от постоянной нагрузки $Q_{I-I} = 0$.

2. Перерезывающие силы от временной нагрузки:

а) Н-30.

$$Q_{30}^H = \beta_0 A_{30}^H \sum Y_i = 0,9 \cdot 28,2 (0,5 + 0,32 + 0,22 + 0,04) = 0,9 \cdot 30,4 = 27,4 \text{ тс;}$$

$$Q_{30}^P = n Q_{30}^H = 1,4 \cdot 27,4 = 38,6 \text{ тс;}$$

б) колесной НК-80

$$Q_{80}^H = A_{80}^H \sum Y_i = 39,7 (0,5 + 0,25) = 29,8 \text{ тс;}$$

$$Q_{80}^P = n Q_{80}^H = 1,1 \cdot 29,8 = 32,8 \text{ тс;}$$

в) от толпы на тротуарах

$$Q_r^H = \omega_1 A_r^H = 0,55 \cdot 14 = 7,7 \text{ тс;}$$

$$Q_r^P = n Q_r^H = 1,4 \cdot 7,7 = 10,8 \text{ тс.}$$

Суммарные нормативная и расчетная поперечные силы Q_{I-I}

$$Q_{I-I}^H = Q_{30}^H + Q_r^H = 27,4 + 7,7 = 35,1 \text{ тс;}$$

$$Q_{I-I}^P = Q_{30}^P + Q_r^P = 38,6 + 10,8 = 49,5 \text{ тс.}$$

Определение опорной реакции стойки (рис. 71, г)

Площади линий влияния $\omega_1 = 11,9 \text{ м}^2$; $\omega_2 = 1,96 \text{ м}^2$; $\omega_3 = 10,3 \text{ м}^2$; $\omega_4 = -0,8 \text{ м}^2$; $\omega_5 = -1,3 \text{ м}^2$.

1. Опорная реакция от постоянной нагрузки:

а) от собственного веса ригеля

$$R_A^H = q_r^H (\omega_1 - \omega_5) = 2,12 (11,9 - 1,3) = 22,5 \text{ тс;}$$

$$R_A^P = n R_A^H = 1,1 \cdot 22,5 = 24,7 \text{ тс;}$$

б) от веса пролетного строения

$$R_{np}^H = q_{np}^H (\omega_3 - \omega_4) = 41,4 (10,3 - 0,8) = 393 \text{ тс;}$$

$$R_{np}^P = n R_{np}^H = 1,1 \cdot 393 = 432,6 \text{ тс.}$$

2. Опорная реакция временной нагрузки:

а) Н-30

$$R_{30}^H = \beta_0 A_{30}^H \sum Y_i = 0,7 \cdot 28,2 (1,107 + 0,930 + 0,830 + 0,650 + 0,550 + 0,370 + 0,27 + 0,090) = 94,7 \text{ тс;}$$

$$R_{30}^P = n R_{30}^H = 1,4 \cdot 94,7 = 132,3 \text{ тс;}$$

б) колесной НК-80

$$R_{80}^H = A_{80}^H \sum Y_i = 39,7 (1,093 + 0,84) = 76,7 \text{ тс;}$$

$$R_{80}^p = nR_{80}^n = 1,1 \cdot 76,7 = 84,4 \text{ тс};$$

в) от толпы на одном тротуаре

$$R_r^n = \omega_2 A_r^n = 1,96 \cdot 14 = 27,4 \text{ тс};$$

$$R_r^p = nR_r^n = 1,4 \cdot 27,4 = 38,3 \text{ тс}.$$

Суммарные нормативная и расчетная реакции стойки А:

$$R_A^n = R_p^n + R_{np}^n + R_{80}^n + R_r^n = 22,5 + 393 + 94,7 + 27,4 = 537,6 \text{ тс};$$

$$R_A^p = R_p^p + R_{np}^p + R_{80}^p + R_r^p = 24,7 + 432,6 + 132,3 + 38,3 = 627,9 \text{ тс}.$$

Расчет ригеля на прочность по первому предельному состоянию

В корне консоли ригеля максимальный изгибающий момент $M_p^k = -633$ тсм. Задаемся размерами ригеля (рис. 72): высота $h = 140$ см; ширина нижней полки $b_n = 120$ см; ширина верхней полки $b'_n = 120$ см; толщина стенки $b = 40$ см; толщина нижней полки $h_n = 25$ см; толщина верхней полки $h'_n = 20$ см.

Принимаем бетон марки 500 с расчетным сопротивлением $R_n = 255$ кгс/см² и $R_{np} = 205$ кгс/см² (СН 365—67, табл. 1). Армирование из стальных стержней класса А-III с расчетным сопротивлением $R_s = R_{a.c} = 3000$ кгс/см² (СН 365—67 табл. 2).

Определяем полезную высоту сечения ригеля:

$$h_0 = h - a = 140 - 5 = 135 \text{ см},$$

где a — расстояние от растянутой грани бетона до центра тяжести растянутой арматуры.

Ввиду действия отрицательного момента в корне консоли ригеля нижняя часть сечения сжатая, а верхняя — растянутая.

Сопоставим расчетный изгибающий момент в корне консоли ригеля с изгибающим моментом, который может воспринять сжатая зона бетона при расположении нейтральной оси в месте примыкания полки к ребру. По уравнению прочности

$$\begin{aligned} M_n &= R_n b h_n \left(h_0 - \frac{h_n}{2} \right) + R_{np} (b_n - b) h_n \left(h_0 - \frac{h_n}{2} \right) = \\ &= 255 \cdot 40 \cdot 20 \left(135 - \frac{20}{2} \right) + 205 (120 - 40) \cdot 20 \left(135 - \frac{20}{2} \right) = \\ &= 665 \cdot 10^5 = 665 \text{ тсм}. \end{aligned}$$

$$M_n = 665 \text{ тсм} > M_k^p = 633 \text{ тсм}.$$

Таким образом, нейтральная ось проходит в пределах полки. Сечение рассчитываем как прямоугольное.

Для уменьшения высоты сжатой зоны переводим часть арматуры из нижней растянутой пролетной полки ригеля в сжатую

зону консоли. Ориентировочно принимаем арматуру класса А-II из 8 стержней диаметром 36 мм (площадь сечения $F_a' = 81,43 \text{ см}^2$). Тогда высота сжатой зоны бетона

$$M_k^p = 633 \text{ тсм} = R_{\text{н}} b_{\text{п}} x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_a F_a' (h_0 - a'),$$

a' — расстояние от сжатой грани бетона до центра тяжести сжатой арматуры.

После подстановки получим

$$633 \cdot 10^5 - 3000 \cdot 81,43 (135 - 5) = 255 \cdot 120 x \left(135 - \frac{x}{2} \right);$$

$$x = 135 - \sqrt{135^2 - 2080} = 135 - 127 = 8 \text{ см.}$$

Необходимую площадь арматуры в растянутой зоне бетона (верхняя полка) находим из уравнения

$$F_a = \frac{R_{\text{н}} b_{\text{п}} x + R_a F_a'}{R_a} = \frac{255 \cdot 120 \cdot 8 + 3000 \cdot 81,43}{3000} = 163 \text{ см}^2.$$

Принимаем арматуру класса А-III из 16 стержней диаметром 36 см с площадью сечения 163 см^2 .

Изгибающий момент, разрушающий сечение,

$$\begin{aligned} M_{\text{разр}} &= R_{\text{н}} b_{\text{п}} x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_a F_a' (h_0 - a') = \\ &= 255 \cdot 120 \cdot 8 \left(135 - \frac{8}{2} \right) + 3000 \cdot 81,43 \cdot (135 - 5) = 638 \cdot 10^5 = \\ &= 638 \text{ тсм.} \end{aligned}$$

Уточняем высоту сжатой зоны из выражения

$$\begin{aligned} M_{\text{разр}} &= R_{\text{н}} b_{\text{п}}' x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_a F_a' (h_0 - a') = 0; \\ x &= \frac{(142,5 - 40,72) 3000}{255 \cdot 120} = 10 \text{ см.} \end{aligned}$$

Принимаем высоту сжатой зоны $x = 10 \text{ см}$. Изгибающий момент, разрушающий сечение,

$$\begin{aligned} M_{\text{разр}} &= R_{\text{н}} b_{\text{п}}' x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + (R_a F_a') (h_0 - a') = \\ &= 255 \cdot 120 \cdot 10 \left(135 - \frac{10}{2} \right) + 3000 \cdot 40,72 (135 - 5) = 557 \text{ тсм.} \end{aligned}$$

$$M_{\text{разр}} = 557 \text{ тсм} > M_{I-I}^p = 552,6 \text{ тсм.}$$

Прочность сечения обеспечена.

В пролете ригеля на расстоянии 2,7 м от места опирания на стойку (сечение II-II) $M_{II-II}^p = 214,2 \text{ тсм}$. По аналогии с

сечением I—I (сечение ригеля не меняется) принимаем, что нейтральная ось проходит в пределах сжатой полки сечения.

Сечение рассчитываем как прямоугольное с одиночным армированием

Высота сжатой зоны

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M_{II-I}^p}{R_n b'_n}} = 135 - \sqrt{135^2 - 1400} = 135 - 129 = 6 \text{ см.}$$

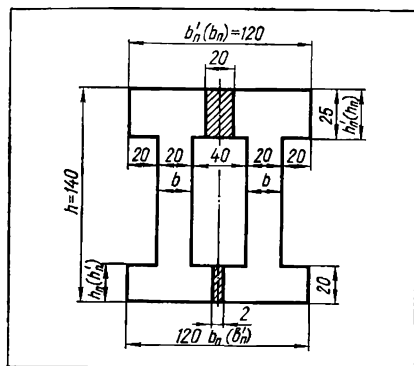


Рис. 72. К расчету сечения ригеля.

Необходимая площадь сечения арматуры

$$F_a = \frac{M_{II-I}^p}{m_2 R_a \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)} = \frac{214,2 \cdot 10^5}{1 \cdot 3000 \left(135 - \frac{6}{2} \right)} = 54 \text{ см}^2.$$

Принимаем арматуру класса А-II из 6 стержней диаметром 36 мм, $F_a = 61,07 \text{ см}^2$. Высота сжатой зоны

$$M_{\text{разр}} = 638 \text{ тсм} > M_k^p = -633 \text{ тсм.}$$

Прочность обеспечена.

В середине пролета ригеля (см. рис. 72, сечение I—I) сжатая зона находится сверху, а растянутая — внизу, в связи с чем обозначения сечения меняются. Из опорного сечения в верхнюю сжатую полку сечения I—I вводим 4 стержня арматуры класса А-III диаметром 36 мм ($F'_a = 40,71 \text{ см}^2$). Расчетный изгибающий момент $M_{I-I}^p = 552,6 \text{ тсм}$. Определяем положение нейтральной оси. Если она проходит в пределах высоты сжатой полки сечения, выполняется условие $M_{I-I}^p \leq M_n$, поскольку

$$\begin{aligned} M_n &= R_n b h'_n \left(h_0 - \frac{h'_n}{2} \right) + R_{np} (b'_n - b) h'_n \left(h_0 - \frac{h'_n}{2} \right) = \\ &= 255 \cdot 40 \cdot 25 \left(135 - \frac{25}{2} \right) + 205 (120 - 40) 25 \left(135 - \frac{25}{2} \right) = \\ &= 813 \text{ тсм;} \end{aligned}$$

$$M_n = 813 \text{ тсм} > M_{I-I}^p = 552 \text{ тсм.}$$

Нейтральная ось проходит в пределах сжатой полки h'_n сечения I—I.

Сечение рассчитываем как прямоугольное с двойным армированием. Высоту сжатой зоны получим из уравнения

$$M_{I-II}^p = 552,6 \text{ тсм} = R_a b'_n x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_a F'_a (h_0 - a'),$$

откуда

$$x = h_0 - \sqrt{\frac{2(M_{I-II}^p - R_a F'_a (h_0 - a'))}{R_a b'_n}} = 135 - \sqrt{135^2 - 2570} = 135 - 125 = 10 \text{ см.}$$

Необходимую площадь растянутой арматуры определим из выражения

$$F_a = \frac{M_{I-II}^p}{R_a \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) m_2} = \frac{552,6 \cdot 10^5}{3000 \left(135 - \frac{10}{2} \right) \cdot 1} = 142 \text{ см}^2,$$

где $m_2 = 1$ — коэффициент условий работы бетона и арматуры, принимаемый по п.2.24 СН 365—67.

Принимаем арматуру класса А-III из 14 стержней диаметром 36 мм, $F_a = 142,5 \text{ см}^2$

$$x = \frac{3000 \cdot 61,07}{255 \cdot 120} = 6 \text{ см};$$

изгибающий момент, разрушающий сечение,

$$M_{\text{разр}} = 255 \cdot 120 \cdot 6 \left(135 - \frac{6}{2} \right) = 242 \text{ тсм.}$$

$$M_{\text{разр}} = 242 \text{ тсм} > M_{II-II}^p = 214,2 \text{ тсм.}$$

Прочность сечения обеспечена.

Расчет ригеля на трещиностойкость

Расчет производится на нормативные усилия без динамического коэффициента. Расчет на трещиностойкость железобетонных элементов, армированных обычной арматурой в виде стержней сеток или каркасов, сводится к определению ширины раскрытия трещин в растянутой зоне и ограничению их величины.

По п. 3.23 СН 365—67 при арматуре периодического профиля (класс А-III) ширина раскрытия трещин определяется по формуле

$$a_r = 3 \frac{\sigma_a}{E_a} \psi_2 \sqrt{R_r} < \Delta,$$

где σ_a — напряжение в растянутой арматуре;

E_a — модуль упругости арматуры, принимаемый по табл. 11 СН 365—67;

ψ_2 — коэффициент, отражающий влияние бетона растянутой зоны и деформации арматуры, принимаемый по п. 3.24 СН 365—67;

R_r — радиус армирования — конструктивная характеристика железобетонного сечения, определяющая расстояние между трещинами;

Δ — наибольшее раскрытие отдельных трещин, которое не должно превышать 0,02 см при основных сочетаниях нагрузок и 0,025 см — при дополнительных сочетаниях.

Радиус армирования определяется по формуле [25]

$$R_r = \frac{F_r}{\beta (n_1 d_1 + n_2 d_2 + \dots + n_i d_i)},$$

где F_r — площадь зоны взаимодействия, см^2 , ограниченная наружными контурами сечения и величиной радиуса взаимодействия, определяемая по п. 3.26 СН 365—67;

$n_1, n_2, \dots, n_i$ — число стержней в сечении, имеющих диаметры $d_1, d_2, \dots, d_i$;
 β — коэффициент, учитывающий расположение арматуры в пучках стержней (при армировании одиночными стержнями $\beta=1$).

Ширину раскрытия трещин проверяем для середины ригеля (см. рис. 70, сечение I—I). Пользуясь таблицами, приведенными в СН 365—67, определяем значение величин, входящих в формулу для определения ширины раскрытия трещин. Площадь сечения F_a растянутой арматуры класса А-II из 14 стержней диаметром 36 мм равна $142,5 \text{ см}^2$. Изгибающий момент от нормативных нагрузок $M_{I-I}^H = 447,8 \text{ тсм}$, без учета динамического коэффициента $(1+\mu)$ $M_{I-I}^H = 419,2 \text{ тсм}$; это значение и принимаем для расчета.

$\psi_a = 0,5$; $E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$; $r = 6d = 6 \cdot 3,6 = 21,6 \text{ см}$; $d_1 = d_2 = \dots = d_i = 3,6 \text{ см}$; $F_r = [(5 + 1,8 + 21,6) - 20] 40 + 120 \cdot 20 = 269 \text{ см}^2$, тогда

$$R_r = \frac{F_r}{\beta (n_1 d_1 + n_2 d_2 + \dots + n_i d_i)} = \frac{269}{1 \cdot 14 \cdot 3,6} = 53,4 \text{ см}^2.$$

Растягивающие напряжения в арматуре определяем по формуле

$$\sigma_a = \frac{M_{I-I}^H}{F_{az}} = \frac{419,2 \cdot 10^5}{142,5 \cdot 130} = 2260 \text{ кгс/см}^2,$$

где z — плечо внутренней пары сил: $z = h_0 - \frac{x}{2} = 135 - \frac{10}{2} = 130 \text{ см}$.

Ширина раскрытия трещин

$$a_r = 3 \cdot \frac{2260}{2 \cdot 10^6} \cdot 0,5 \sqrt{53,4} = 0,0125 \text{ см} < 0,02 \text{ см},$$

следовательно, трещиностойкость сечения ригеля посередине пролета обеспечена.

Проверку пролетного сечения II—II на трещиностойкость можно не производить, поскольку $M_{II-II}^n > M_{I-I}^n$ при одинаковой высоте сечения.

Проверка сечения на опоре на трещиностойкость. Нормативный изгибающий момент на опоре M_k^n без учета динамического коэффициента равен 515 тсм; сечение армируется 16 стержнями диаметром 36 мм арматуры класса А-III, $F_a = 162,9 \text{ см}^2$; $E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ кгс/см}^2$. Значения коэффициентов такие же, как и для сечения I—I. Плечо внутренней пары сил $z = 140 - 6,6 - \frac{8}{2} = 129,4 \text{ см}$, напряжение в арматуре

$$\sigma_a = \frac{515 \cdot 10^5}{162,9 \cdot 129,4} = 2450 \text{ кгс/см}^2.$$

Площадь зоны взаимодействия $F_r = [(21,6 + 5 + 1,6) - 25] \times 40 + 120 \cdot 25 = 3136 \text{ см}^2$; радиус армирования $R_r = \frac{3136}{1 \cdot 16 \cdot 3,6} = 54,3 \text{ см}$. Ширина раскрытия трещин $a_r = 3 \cdot \frac{2450}{2 \cdot 10^6} \cdot 0,5 \sqrt{54,3} = 0,0135 \text{ см} < 0,02 \text{ см}$.

Прочность сечения обеспечена.

Расчет хомутов и отогнутых стержней

Для расчета хомутов и отогнутых стержней определяем главные растягивающие (скалывающие) напряжения на опорах и посередине ригеля $\sigma_{г.р}$ по формуле (п. 3.27 СН 365—67)

$$\sigma_{г.р} = \frac{Q_0}{bz} \leq R_{г.р.0},$$

где $R_{г.р.0}$ — расчетное сопротивление бетона главным растягивающим напряжениям;

Q_0 — нормативная поперечная сила в рассматриваемом сечении;

$z = h_0 - \frac{x}{2}$ — плечо внутренней пары сил;

b — ширина ригеля.

Хомуты и отогнутые стержни рассчитываем отдельно в пролете ригеля и на консоли.

Расчет хомутов и отогнутых стержней в пролете ригеля. Наибольшая перерезывающая сила около опоры $Q_A^{н.р.н} = 307,7 \text{ тс}$, в середине пролета $Q_{I-I}^n = 375 \text{ тс}$; $h = 140 \text{ см}$; $b = 80 \text{ см}$; $h_0 = 140 - 5 = 135 \text{ см}$; $x = 10 \text{ см}$; плечо внутренней пары сил $z = 135 - \frac{10}{2} = 130 \text{ см}$.

Главные растягивающие напряжения:
около опоры

$$\sigma_{г.р}^{пр} = \frac{307,700}{80 \cdot 130} = 29,6 \text{ кгс/см}^2 < 42 \text{ кгс/см}^2;$$

в середине пролета

$$\sigma_{г.р}^{I-I} = \frac{37\,500}{80 \cdot 130} = 3,6 \text{ кгс/см}^2 < 42 \text{ кгс/см}^2.$$

Прочность обеспечена.

Хомуты принимаем шестисрезные диаметром 10 мм из арматуры класса А-II с расчетным сопротивлением $R_a = 2400 \text{ кгс/см}^2$.

В наклонное сечение попадает 12 хомутов. Шаг хомутов $u_x = 20 \text{ см}$; площадь сечения одного стержня $f_{a.x} = 0,785 \text{ см}^2$. Расчетное сопротивление

$$R_{a.x} = m_{a.x} R_a = 0,8 \cdot 2400 = 1920 \text{ кгс/см}^2,$$

где $m_{a.x} = 0,8$ — коэффициент условий работы, принимаемой по п.1.17 СН 365—67.

Главные растягивающие напряжения, воспринимаемые хомутами,

$$\tau_x = \frac{n f_{a.x} R_{a.x}}{u_x b} = \frac{12 \cdot 0,785 \cdot 1920}{20 \cdot 80} = 11,3 \text{ кгс/см}^2.$$

Полное косое усилие, передающееся на отгибы и хомуты,

$$z_k = \frac{\sigma_{г.р}^{пр} + \sigma_{г.р}^{I-I}}{2} \cdot akb = \frac{29,6 + 3,6}{2} \cdot 535 \cdot 0,707 \cdot 80 = 555\,000 \text{ кгс.}$$

Косое усилие, передающееся на хомуты,

$$z_x = \tau_x akb = 11,3 \cdot 535 \cdot 0,707 \cdot 80 = 345\,000 \text{ кгс.}$$

Косое усилие, передающееся на отгибы,

$$z_0 = z_k - z_x = 555\,000 - 345\,000 = 210\,000 \text{ кгс.}$$

У края опоры количество отгибов арматуры класса А-III диаметром 36 мм при

$$R_{a.o} = m_{a.o} R_a = 0,8 \cdot 3000 = 2400 \text{ кгс/см}^2 \quad (M_{a.o} - \text{коэффициент условий работы отгибов})$$

$$n_0 = \frac{z_0}{M_{a.o} R_a f_{a.o}} = \frac{210\,000}{0,8 \cdot 3000 \cdot 10,18} = 8,6 \text{ шт.}$$

Принимаем арматуру класса А-III из 9 стержней диаметром 36 мм.

Расчет хомутов и отогнутых стержней на консоли. Наибольшая нормативная перерезывающая сила $Q_A^{л.н}$ без учета динамического коэффициента равна —242,5 тс. Поперечные силы под

нагрузкой A_7 и $A_{\text{н-30}}$ в сечениях $I-I$ и $II-II$ (см. рис. 71): $Q_{I-I}^{\text{пр.н}} = -195,2$ тс; $Q_{I-I}^{\text{н.н}} = -168,2$ тс; $Q_{II-II}^{\text{пр.н}} = -94,5$ тс; $Q_{II-II}^{\text{н.н}} = -59,5$ тс. На конце консоли перерезывающая сила $Q^{\text{н}} = 0$.

На опоре $h = 140$ см, в сечении $I-I$ $h = 117$ см, в сечении $II-II$ $h = 78$ см. При толщине защитного слоя 5 см и высоте сжатой зоны 8 см находим h_0 и величины плеч внутренних усилий $z_A = 129,4$ см; $z_{I-I} = 108$ см; $z_{II-II} = 69$ см.

Тогда главные растягивающие напряжения, определяемые по формуле $\sigma_{\text{г.р}} = \frac{Q}{bz}$, равны:

$$\sigma_{\text{г.р.А}}^{\text{н}} = \frac{242,5 \cdot 10^3}{80 \cdot 129,4} = 23,4 \text{ кгс/см}^2 < 42 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{\text{г.р.}I-I}^{\text{пр}} = \frac{195,2 \cdot 10^3}{80 \cdot 108} = 22,4 \text{ кгс/см}^2 < 42 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{\text{г.р.}I-I}^{\text{н}} = \frac{168,2 \cdot 10^3}{80 \cdot 108} = 19,5 \text{ кгс/см}^2 < 42 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{\text{г.р.}II-II}^{\text{пр}} = \frac{94,5 \cdot 10^3}{80 \cdot 69} = 17,1 \text{ кгс/см}^2 < 42 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_{\text{г.р.}II-II}^{\text{н}} = \frac{59,5 \cdot 10^3}{80 \cdot 69} = 10,8 \text{ кгс/см}^2 < 42 \text{ кгс/см}^2.$$

Хомуты на консоли принимаем такие же, как в пролете, т. е. $\tau_x = 11,4$ кгс/см².

Полное косое усилие, передающееся на отгибы,

$$\begin{aligned} z_0 &= \frac{(\sigma_{\text{г.р.А}}^{\text{н}} - \tau_x) + (\sigma_{\text{г.р.А}}^{\text{пр}} - \tau_x)}{2} \cdot a k b + \\ &+ \frac{(\sigma_{\text{г.р.}I-I}^{\text{н}} - \tau_x) + (\sigma_{\text{г.р.}II-II}^{\text{пр}} - \tau_x)}{2} \cdot a k b = \\ &= \frac{(23,4 - 11,4) + (22,3 - 11,4)}{2} \cdot 115 \cdot 0,707 \cdot 80 + \\ &+ \frac{(19,5 - 11,4) + (17,1 - 11,4)}{2} \cdot 225 \cdot 0,707 \cdot 80 = 74\,500 + 87\,200 = \\ &= 161\,700 \text{ кгс.} \end{aligned}$$

На консоли количество отгибов арматуры класса А-III диаметром 36 мм при $R_{\text{а.о}} = 0,8 \cdot 3000 = 2400$ кгс/см²

$$n_0 = \frac{z_0}{m_{\text{а.о}} R_{\text{а}} f_0} = \frac{161\,700}{0,8 \cdot 3000 \cdot 10,18} = 6,6 \text{ шт.},$$

где $f_0 = 10,18$ см² — площадь одного стержня диаметром 36 мм.

Принимаем арматуру класса А-III из 8 стержней диаметром 36 мм.

Расчет по второму предельному состоянию производится согласно п. 4.27 СН 365—67.

РАСЧЕТ СОЕДИНЕНИЯ РЕБРИСТЫХ РАЗРЕЗНЫХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ В ТЕМПЕРАТУРНО-НЕРАЗРЕЗНЫЕ

Трехпролетный путепровод запроектирован по схеме 3×18 м, габарит $13,25 + C + 13,25$ м, тротуары по 1,5 м, опоры многостоечные на массивных фундаментах, пролетные строения длиной 18 м ребристые разрезные предварительно-напряженные (типовой проект Союздорпроекта № 384/31) со слоистыми резиновыми опорными частями. Требуется рассчитать шарнирное соединение при объединении трех разрезных пролетных строений длиной 18 м в трехпролетное температурно-неразрезное пролетное строение.

Плиту соединения рассчитывают на воздействие изгибающих моментов продольных и поперечных сил [15]. В стадии упругой работы плиту соединения рассчитывают на воздействие усилий, возникающих:

- при поворотах и вертикальных перемещениях опорных сечений балок от временной и второй части постоянной (нагрузки от элементов одежды ездового полотна) нагрузок, действующих на объединяемые пролетные строения;

- при действии временной и постоянной нагрузок непосредственно на плиту;

- в результате сопротивления опорных частей перемещениям и при изменении температуры;

- при действии тормозных нагрузок.

Углы поворота и вертикальные перемещения опорных сечений определяют на основе нормативных нагрузок, остальные воздействия — на основе расчетных. Воздействие усадки и ползучести балок на соединительную плиту учитывают согласно СН 365—67.

Определение усилия в соединительной плите от воздействия вертикальных нагрузок (рис. 73). 1. Геометрические характеристики балок пролетного строения: длина $l = 18$ м, высота 1,2 м; расчетный пролет $l_p = 17,4$ м; модуль упругости бетона пролетного строения марки 400 $E_b = 350\,000$ кгс/см² (СН 365—67, табл. 10). Для средней балки: площадь сечения $F_{cp} = 0,67$ м², положение центра тяжести сечения от верха балки $y_b = 0,434$ м, момент инерции балки $I_b = 123,75 \cdot 10^5$ см⁴.

С учетом слоев одежды (подготовительный слой из бетона марки 200 3 см, цементобетонное покрытие 8 см) площадь сечения балки

$$F'_{cp} = 0,67 + 2,2 \times 0,03 \times \frac{265}{350} + 2,2 \times 0,08 \times \frac{350}{350} =$$

$$= 0,67 + 0,05 + 0,176 = 0,896 \text{ м}^2;$$

положение центра тяжести

$$y'_b = \frac{0,67 \times 0,434 - 0,050 \times 0,015 - 0,176 \times 0,08}{0,896} = 0,308 \text{ м};$$

момент инерции балки

$$I'_6 = 123,75 \cdot 10^5 - 0,67 \times$$

$$\times 10^4 (43,4 - 30,8)^2 +$$

$$+ \frac{220 \cdot 3^3}{12} \left(\frac{265}{350} \right)^3 + \frac{220 \cdot 8^3}{12} +$$

$$+ 0,05 \cdot 10^4 (30,8 + 1,5)^2 +$$

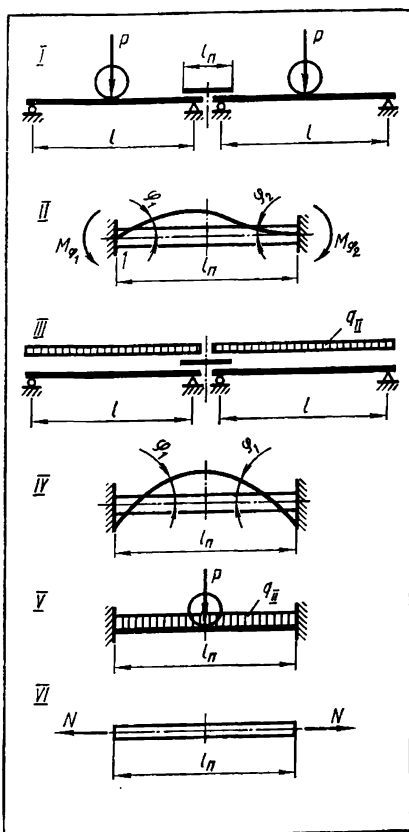
$$+ 0,176 \cdot 10^4 (30,8 + 8)^2 =$$

$$= 166,2 \cdot 10^5 \text{ см}^4.$$

2. Изгибающий момент в средней балке от второй части нормативной постоянной нагрузки (вес дорожной одежды и бетона омоноличивания стыков плит):

Рис. 73. Расчетные схемы температурно-неразрезных пролетных строений:

I — временная нагрузка на двух смежных пролетах; *II* — углы поворота при асимметричной нагрузке; *III* — вторая часть постоянной нагрузки на пролетное строение; *IV* — углы поворота от второй части постоянной нагрузки; *V* — плита, нагруженная временной нагрузкой и второй частью постоянной нагрузки; *VI* — горизонтальные силы, действующие на плиту в результате изменения температуры.



вес цементобетонного дорожного покрытия толщиной 8 см

$$g_1^H = 0,08 \times 2,2 \times 2,5 = 0,44 \text{ тс/пог. м};$$

вес выравнивающего слоя толщиной 3 см

$$g_2^H = 0,03 \cdot 2,2 \cdot 2,4 = 0,16 \text{ тс/пог. м}.$$

вес слоя гидроизоляции толщиной 1 см

$$g_3^H = 0,01 \cdot 2,2 \cdot 1,5 = 0,033 \text{ тс/пог. м}.$$

Итого вес покрытия

$$\Sigma g_n^{\text{н}} = 0,63 \text{ тс/пог. м.}$$

Бетон омоноличивания при расстояниях между балками 2,2 м и толщине слоя 15 см

$$g_o^{\text{н}} = 0,8 \times 0,15 \times 2,5 = 0,30 \text{ тс/пог. м.}$$

Вес второй части постоянной нагрузки

$$g_n^{\text{н}} = 0,63 + 0,30 = 0,93 \text{ тс/пог. м.}$$

Изгибающий момент: $M_n^{\text{н}} = \frac{g_n^{\text{н}} l_p^2}{8} = \frac{0,93 \times 17,4^2}{8} = 35,2 \text{ тсм.}$

3. Изгибающий момент от временной нормативной нагрузки НК-80 $M_{80}^{\text{н}} = 119,5 \text{ тсм}$ (см. типовой проект № 384/31).

4. Угол поворота балки от второй части постоянной нагрузки:

$$\varphi_n^{\text{н}} = \frac{M_n^{\text{н}} l_p}{3E_6 I_6} = \frac{35,2 \cdot 10^5 \cdot 1740}{3 \cdot 3,5 \cdot 10^5 \cdot 123,75 \cdot 10^5} = 4,35 \cdot 10^{-4}.$$

5. Угол поворота балки от временной нагрузки НК-80:

$$\varphi_{\text{вр}} = \frac{M_{80}^{\text{н}} l_p}{3E_6 I_6} = \frac{119,5 \cdot 10^5 \cdot 1740}{3 \cdot 3,5 \cdot 10^5 \cdot 166,2 \cdot 10^5} = 11,9 \cdot 10^{-4}.$$

Для учета несоответствия фактических значений угла поворота теоретическим, согласно [15], вводим коэффициент 0,7, тогда $\varphi_{\text{вр}} = 11,92 \cdot 10^{-4} \cdot 0,7 = 8,34 \cdot 10^{-4}$.

6. Принимаем длину соединительной плиты $l_n = 125 \text{ см}$, толщину 13,5 см (толщина плиты балки 15 см за вычетом толщины прокладки по ребру 1,5 см).

7. Вертикальное перемещение (вниз) опорного сечения соединительной плиты, вызываемое поворотом опорного сечения балки от временной нагрузки, определяем по формуле

$$y_{\text{вр}} = \frac{l_n - c}{2} \cdot \varphi_{\text{вр}} = \frac{125 - 5 - 2 \cdot 30}{2} \cdot 8,34 \cdot 10^{-4} = 250,2 \cdot 10^{-4} = 0,025 \text{ см,}$$

где c — расстояние между осями опирания смежных пролетных строений (см. рис. 27, а).

8. Момент инерции соединительной плиты с учетом слоев бетонной одежды, лежащей на ней, определяем, приведя каждый слой по модулю упругости к эквивалентному слою, причем для слоев, лежащих выше изоляции, приведение не делается. Таким образом,

$$I_n = \frac{b \left(h_n + h_{сл} \frac{E_{б,с}}{E_б} \right)^3}{12} + \frac{b h_{пок}^3}{12} =$$

$$= \frac{100 \left(13,5 + 3 \cdot \frac{2,6 \cdot 10^5}{3,5 \cdot 10^5} \right)^3}{12} + \frac{100 \cdot 8^3}{12} = 3,7 \cdot 10^4 \text{ см}^4/\text{м},$$

где $h_n = 13,5$ см — толщина плиты;

$h_{сл} = 3$ см — толщина выравнивающего слоя из бетона марки 200;

$h_{пок} = 8$ см — толщина цементобетонного покрытия;

$E_{б,с}$ и $E_б$ — модули упругости бетона соответственно выравнивающего слоя и плиты.

9. Усилия в соединительной плите в опорном сечении:

а) от второй части постоянной нагрузки для равных пролетов

$$M_n^{\text{II}} = \frac{-2E_n I_n k}{l_n} \cdot \varphi_n^{\text{II}} = - \frac{2 \cdot 3,5 \cdot 10^5 \cdot 3,7 \cdot 10^4 \cdot 0,8}{125} \cdot 4,35 \cdot 10^{-4} =$$

$$= -0,721 \cdot 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см}/\text{м} = -0,721 \text{ тсм}/\text{м},$$

где E_n — модуль упругости бетона плиты;

$k = 0,8$ — коэффициент снижения жесткости, принимаемый по п. 3.21 СН 365—67.

С учетом коэффициента перехода от нормативной нагрузки к расчетной, равного 0,8,

$$M_{нл}^{\text{II}} = -0,721 : 0,8 = -0,901 \text{ тсм}/\text{м};$$

б) от временной нагрузки НК-80 при загрузении одного пролета

$$M_{нл}^{\text{вр}} = - \frac{4E_n I_n k}{l_n} \cdot \varphi_{вр} + \frac{6E_n I_n k}{l_n^2} \cdot y_{вр} =$$

$$= - \frac{4 \cdot 3,5 \cdot 10^5 \cdot 3,7 \cdot 10^4 \cdot 0,8}{125} \cdot 8,34 \cdot 10^{-4} +$$

$$+ \frac{6 \cdot 3,5 \cdot 10^5 \cdot 3,7 \cdot 10^4 \cdot 0,8}{125^2} \cdot 250,2 \cdot 10^{-4} = -2,76 \cdot 10^5 +$$

$$+ 1,00 \cdot 10^5 = -1,76 \text{ тсм}/\text{м};$$

в) от собственного веса соединительной плиты и второй части постоянной нагрузки

$$M_n^{\text{п}} = - \frac{n g_{нл}^{\text{п}} l_n^2}{12},$$

где n — коэффициент перегрузки;

$g_{нл}^{\text{п}}$ — расчетная нагрузка.

Собственный вес плиты

$$g_{пл}^н = 1,0 \cdot 0,135 \cdot 2,5 = 0,34 \text{ тс/м};$$

собственный вес проезжей части

$$g_{пр.ч}^н = 1,0 \cdot 0,03 \cdot 2,4 + 1,0 \cdot 0,01 \cdot 1,1 + 1,0 \cdot 0,08 \cdot 2,5 = \\ = 0,283 \text{ тс/м}.$$

Расчетная нагрузка

$$g_{пл}^р = 0,283 \cdot 1,5 + 0,34 \cdot 1,1 = 0,799 \text{ тс/м} (n = 1,1 — \text{для плиты}, \\ n = 1,5 — \text{для покрытия});$$

Изгибающий момент

$$M_{пл}^н = - \frac{0,799 \cdot 1,25^2}{12} = - 0,104 \text{ тсм/м}.$$

Суммарный изгибающий момент в опорном сечении соединительной плиты от действия временной нагрузки НК-80 и второй части постоянной нагрузки

$$M_{пл}^{оп} = - (0,901 + 1,76 + 0,104) = - 2,77 \text{ тсм/м}.$$

10. Определение изгибающего момента в опорном сечении соединительной плиты от местного воздействия постоянной нагрузки и временной Н-30. Давление на колеса от Н-30 $P = \frac{12}{2} = 6$ т, динамический коэффициент $(1 + \mu) = 1,3$ [24] и $n = 1,4$ — коэффициент перегрузки, тогда $P_n^p = 1,3 \cdot 1,4 \cdot 6 = 10,92$ тс.

Распределение сосредоточенной нагрузки: вдоль пролета $c = 0,2 + 2 \times 0,12 = 0,44$ м; поперек моста $b = l_n - a + b = 1,25 - 0,2 + 0,6 = 1,65$ м; интенсивность давления от колеса Н-30 $p = P : c = 10,92 : 0,44 = 24,8$ тс/м.

Изгибающий момент от временной нагрузки Н-30 в опорном сечении плиты

$$M = - n (1 + \mu) \frac{Pc}{l_n} (0,148 l_n^2 - 0,079 c^2) = \\ = - \frac{10,92}{1,25} (0,148 \times 1,25^2 - 0,079 \times 0,44^2) = - 1,89 \text{ тс/м}.$$

Изгибающий момент, приложенный на 1 пог. м ширины соединительной плиты,

$$M_{Н-30} = - \frac{1,89}{1,65} = - 1,15 \text{ тсм}.$$

Суммарный изгибающий момент от местного действия временной нагрузки Н-30, собственного веса плиты и покрытия, а также второй части постоянной нагрузки на пролетах

$$M_{пл}^м = - (1,15 + 0,104 + 0,901) = - 2,16 \text{ тсм}.$$

Суммарный изгибающий момент от местного действия временной нагрузки НК-80 меньше, чем от Н-30.

11. Определение усилий, возникающих в середине пролета соединительной плиты:

а) от второй части постоянной нагрузки на пролетных строениях

$$M_{пл}^{II} = -0,901 \text{ тсм/м (см. предыдущие расчеты);}$$

б) от временной нагрузки НК-80 при загрузке двух пролетов

$$M_{пл}^{НК-80} = - \frac{2E_{б.п} I_n k}{I_n} \cdot \varphi^{вр} = - \frac{2 \cdot 3,5 \cdot 10^5 \cdot 3,7 \cdot 10^4 \cdot 0,8}{1,25} \times \\ \times 8,34 \cdot 10^{-4} = -1,38 \text{ тсм/м;}$$

в) от собственного веса соединительной плиты и второй части постоянной нагрузки

$$M_{пл}^n = \frac{g_{пл}^p l_n^2}{24} = \frac{0,799 \cdot 1,25^2}{24} = 0,052 \text{ тсм/м.}$$

Суммарный изгибающий момент

$$M = -0,901 - 1,38 + 0,052 = -2,23 \text{ тсм/м.}$$

12. Изгибающий момент в середине соединительной плиты от временной нагрузки Н-30

$$M_{пл}^{Н-30} = n(1 + \mu) \frac{Pc}{8} \left[l_n - c + \frac{c^2}{l_n} \right] = \\ = \frac{24,82 \cdot 0,44}{8} \left[1,25 - 0,44 + \frac{0,44^2}{1,25} \right] = 1,32 \text{ тсм;}$$

то же, на 1 пог. м плиты

$$M_{пл}^{Н-30} = \frac{1,32}{1,65} = 0,8 \text{ тсм/м.}$$

Суммарный изгибающий момент от временной нагрузки Н-30, собственного веса плиты и второй части нагрузки на ней

$$M_{пл}^{вр} = -0,901 + 0,052 + 0,8 = -0,049 \text{ тсм/м.}$$

13. Определение усилий в соединительной плите от ползучести балок пролетного строения.

Предполагается, что объединение пролетных строений производится через 3 месяца после изготовления балки. Перемещение от усадки и ползучести бетона определяется для низа и верха балок в соответствии с СН 365—67. Для типовых балок значения перемещений от усадки и ползучести вычислены в работе [15]. Перемещения от ползучести в уровне опорных частей составляют 2,35 мм, в уровне деформационных швов 1,22 мм, тогда $\Delta_{полз} = 2,35 - 1,22 = 1,13$ мм (см. приложение 1 [15]). Угол поворота опорного сечения

$$\varphi_{\text{полз}} = \frac{\Delta}{l} = \frac{1,13}{18000} = 0,63 \cdot 10^{-4}.$$

Изгибающий момент в опорном сечении соединительной плиты при равных пролетах

$$M = \frac{2E_{\text{с.п}} I_{\text{п}}}{l_{\text{п}}} \cdot \varphi_{\text{полз}} = \frac{2 \cdot 3,5 \cdot 10^5 \cdot 3,7 \cdot 10^4}{125} \cdot 0,63 \cdot 10^{-4} = 0,13 \text{ тсм.}$$

Результаты расчетов сводим в табл. 39.

Таблица 39. Изгибающие моменты, тсм, в соединительной плите от воздействия вертикальных нагрузок с учетом ползучести

Сечение	Сочетание нагрузок			Изгибающий момент от ползучести	Первое сочетание нагрузок плюс ползучесть	Второе сочетание нагрузок плюс ползучесть	Третье сочетание нагрузок плюс ползучесть
	первое	второе	третье				
Опорное	-2,77	—	-2,16	0,13	-2,64	—	-2,03
Пролетное	—	-2,23	-0,049	0,13	—	-2,1	0,081

Примечание. Первое сочетание нагрузок — вторая часть постоянной нагрузки на балках плюс НК-80 на одном пролете плюс собственный вес соединительной плиты с покрытием; второе сочетание — вторая часть постоянной нагрузки на балках плюс НК-80 на двух пролетах плюс собственный вес соединительной плиты с покрытием; третье сочетание — вторая часть постоянной нагрузки на пролете плюс собственный вес соединительной плиты с покрытием плюс Н-30 на плите.

Перемещения по длине цепи в зависимости от температуры при установке балок на опоры и замыкании цепи. Район строительства характеризуется следующими температурами: средняя наиболее холодных суток $T_{\text{мин}} = -37^\circ \text{C}$; абсолютная максимальная температура $T_{\text{макс}} = +37^\circ \text{C}$. Расчетный период температур $\Delta T = 74^\circ$. Расчет положительных и отрицательных температур производим по СНиП II-A.6-72.

Все опорные части слоистые резиновые без неподвижных опорных частей на мосту. При такой схеме пролетные строения от изменения температуры, усадки и ползучести перемещаются в обе стороны от середины.

Длина, с которой собираются перемещения при трехпролетной плети, составленной из балок длиной 18 м,

$$L = 0,5 \cdot 3 \cdot 18 = 27 \text{ м.}$$

Амплитуда максимальных перемещений от изменения температуры, усадки и ползучести на конце цепи при ее замыкании в возрасте трех месяцев составляет 27 мм, в возрасте 12 месяцев — 25 мм [15].

Задаемся несколькими значениями температуры при установке $t_{\text{уст}}$ и замыкании $t_{\text{зам}}$ и определяем перемещения в цепи

относительно ее середины при изменении температуры от $t_{\text{зам}}$ до расчетной максимальной и минимальной. Величины полученных перемещений суммируем с перемещениями опорных частей при изменении температуры от $t_{\text{лет}}$ до $t_{\text{зам}}$. Вычисления производим по формуле

$$\Delta_t = \alpha (t_{\text{макс}} - t_{\text{мин}}) L,$$

$\alpha = 0,00001$ — коэффициент линейного удлинения (п. 132 СН 200—62) пролетных строений;

L — расстояние от неподвижного сечения цепи до сечения, в котором определяют перемещения.

При подсчете перемещений положительный знак принят при перемещении опорной части влево. Расчеты сводим в табл. 40, из которой видно, что максимальные перемещения от воздействия изменений температуры имеет опорная часть на устое при установке балок в пролет при температуре -15°C и замыкании при температуре $+20^\circ\text{C}$. Такого случая в практике может и не быть. Наиболее вероятно, что замыкание произойдет при температуре $+10^\circ\text{C}$, если балки были установлены при -15°C .

Определение перемещений от воздействия среднесуточной температуры места строительства. Среднесуточная температура воздуха летнего и зимнего периодов:

$$t_{\text{макс}} = \frac{15,2 + 17,3 + 14,8}{3} = 15,8^\circ\text{C};$$

$$t_{\text{мин}} = - \frac{15,6 + 13,6 + 13,6}{3} = -14,3^\circ\text{C}.$$

По аналогии с табл. 40 составляем табл. 41.

Усилие, передающееся на устой при перемещениях от воздействия температуры,

$$N = \frac{GF \Delta t n}{h_p} = \frac{0,93 \cdot 16 \cdot 20 \cdot 40 \cdot 9}{3,0} = 35,7 \text{ тс},$$

где $\Delta t = 9,3$ мм — перемещение на устой (опора № 1) от воздействия температуры.

Усилие, передающееся на промежуточную опору,

$$N = \frac{0,31 \cdot 16 \cdot 20 \cdot 40 \cdot 9}{3,0} \cdot 2 = 11,9 \cdot 2 = 23,8 \text{ тс},$$

где $\Delta t = -3,1$ мм — перемещение на опоры № 2 и 3.

Суммарное усилие

$$\Sigma N = 35,7 + 11,9 = 47,65 \text{ тс}.$$

Усилие, приходящееся на 1 пог. м плиты,

$$N = \frac{47,6}{35,2} = 1,35 \text{ тс},$$

где 35,2 — ширина соединительной плиты, м.

Таблица 40. Перемещения в опорных частях от воздействия температуры, мм

Номер опорной части	$t_{\text{зам}}, ^\circ\text{C}$	Перемещения при изменении температуры от $t_{\text{зам}}$ до		Перемещения	
		$t_{\text{макс}} = 37^\circ\text{C}$	$t_{\text{мин}} = -37^\circ\text{C}$	в незамкнутой цепи в интервале от $t_{\text{уст}}$ до $t_{\text{зам}}$	
1	2	3	4	5	
1	+10	7,29	—12,69	2,25	
2		2,43	—4,23	—2,25	
3		2,43	—4,23	2,25	
1	+20	4,59	—15,39	3,15	
2		1,53	—5,13	—3,15	
3		1,53	<u>—5,13</u>	3,15	

Таблица 41. Перемещения цепи при изменении температуры от $t_{\text{зам}}$ до среднесуточной температуры, мм

Номер опорной части	Перемещения в интервале от $t_{\text{зам}} = 10^\circ\text{C}$ до среднесуточной		Перемещения в интервале от $t_{\text{зам}} = 20^\circ\text{C}$ до среднесуточной	
	$t_{\text{макс}}$	$t_{\text{мин}}$	$t_{\text{макс}}$	$t_{\text{мин}}$
1	1,6	—6,56	—1,13	—9,3
2	0,5	—2,2	—0,4	—3,1
3	0,5	—2,2	—0,4	—3,1

Перемещение цепи от усадки и ползучести. Возраст бетона в момент замыкания 3 или 12 месяцев. В последнем случае примем, что балки были установлены в пролет в возрасте 3 месяцев.

Определяем перемещения от усадки и ползучести (табл. 42 и 43) и суммируем их с перемещениями от воздействия температуры (см. табл. 40). Результаты расчетов сводим в табл. 44.

Максимально возможное перемещение, которое должны обеспечить опорные части, составляет 21,415 мм.

Потребная толщина резины в опорной части на устое (опорная часть № 1) исходя из допустимой величины угла сдвига

(ВСН 86—71, п. 4.11) равна $\frac{21,415}{0,7} = 30,6$ мм.

при $t_{уст} = -15^{\circ} \text{C}$		Перемещения при $t_{уст} = +20^{\circ} \text{C}$		
суммарные до		в незамкнутой цепи в интервале от $t_{уст}$ до $t_{зам}$	суммарные до	
$t_{\text{макс}}$ (гр. 3 + гр. 5)	$t_{\text{мин}}$ (гр. 4 + гр. 5)		$t_{\text{макс'}}$ (гр. 3 + гр. 8)	$t_{\text{мин'}}$ (гр. 4 + гр. 8)
6	7	8	9	10
9,54	-10,44	-0,9	6,39	-13,59
0,18	-6,48	0,9	3,33	-3,33
4,68	-1,98	-0,9	1,53	-5,13
7,74	-12,24	0	4,59	-15,39
-1,62	-8,28	0	1,53	-5,13
4,68	-1,98	0	1,53	-5,13

Таблица 42. Формулы для вычисления перемещений от усадки и ползучести

Номер опорной части	Перемещения	
	от ползучести	от усадки
1	$-\left(\Delta_{\text{д. ш}}^l + \frac{\Delta_{\text{о. ч}}^l}{2}\right)$	$-1,5 \Delta_{\text{д. ш}}^l$
2	$-\left(\Delta_{\text{д. ш}}^l - \frac{\Delta_{\text{о. ч}}^l}{2}\right)$	$-0,5 \Delta_{\text{д. ш}}^l$
3	$-\frac{\Delta_{\text{о. ч}}^l}{2}$	$-0,5 \Delta_{\text{д. ш}}^l$

Примечания: 1. $\Delta_{\text{о. ч}}^l$ — перемещения одного пролетного строения в уровне опорных частей; $\Delta_{\text{д. ш}}^l$ — то же, в уровне деформационных швов [15].

2. Знак минус соответствует перемещению вправо от середины цепи.

На всех опорах устанавливаем опорные части РОЧСП 20×40×3,6—1,0.

Определение усилий, передающихся на опору в результате перемещений под воздействием температуры [24, 31]. Экстремальные значения перемещений, полученные по табл. 40, составляют +9,54 мм и -15,39 мм. Модули сдвига резины, соответствующие максимальной и минимальной расчетным температу-

Таблица 43. Перемещения от усадки и ползучести, мм

Номер опорной части	Замыкание в возрасте 3 месяца			Установка на опоры в возрасте 3 месяца, замыкание в возрасте 12 месяцев				
	Усадка	Ползучесть	Усадка и ползучесть (гр. 2+ + гр. 3)	В незамкнутой цепи		В замкнутой цепи		
				Усадка	Ползучесть	Усадка	Ползучесть	Усадка и ползучесть (гр. 5+ + гр. 6) + (гр. 7+ + гр. 8)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	-3,63	-2,395	-6,025	-0,2	-0,71	-3,03	-0,945	-4,89
2	-1,21	-0,045	-1,255	0,2	0,71	-1,01	-0,015	-0,115
3	-1,21	-1,175	-2,385	-0,2	-0,71	-1,01	-0,465	-2,39

Таблица 44. Перемещения в опорных частях от усадки, ползучести и под воздействием температуры

Номер опорной части	$t_{\text{зам}}, ^\circ\text{C}$	$t_{\text{уст}} = -15^\circ\text{C}$		$t_{\text{уст}} = +20^\circ\text{C}$			
		Возраст замыкания 12 месяцев		Возраст замыкания 3 месяца		Возраст замыкания 12 месяцев	
		до $t_{\text{макс}}$	до $t_{\text{мин}}$	до $t_{\text{макс}}$	до $t_{\text{мин}}$	до $t_{\text{макс}}$	до $t_{\text{мин}}$
1	+10	4,65	-15,33	0,365	-19,615	1,5	-18,48
2		0,065	-6,595	2,075	-4,585	3,215	-3,445
3		2,29	-4,37	-0,855	-7,715	-0,86	-7,52
1	+20	2,85	-17,13	-1,435	-21,415	-0,3	-20,28
2		-1,73	-8,395	0,275	-6,385	1,415	-5,245
3		2,29	-4,37	-0,855	-7,715	-0,86	-7,52

рам, $G_{\text{макс}} = 8 \text{ кгс/см}^2$ и $G_{\text{мин}} = 13 \text{ кгс/см}^2$. На устоях приняты опорные части типа РОЧСП 20×3,6—1,0.

Величина продольных усилий, передающихся на устой в направлении к насыпи при перемещениях от воздействия температуры, определяется по формуле [15]

$$N_1 = \frac{GF\Delta t n}{h_p} = \frac{8 \cdot 20 \cdot 40 \cdot 0,954 \cdot 16}{3,0} = 32,6 \text{ тс},$$

где $\Delta t = 0,954 \text{ см}$ — перемещение под воздействием температуры;

$n = 16$ — количество опорных частей на устое;

$F = 20 \times 40$ — площадь опорной части, см^2 ;

$h_p = 3,0 \text{ см}$ — толщина резины в опорной части.

Для определения усилий, передающихся на опору в направлении к пролету, применяют модуль сдвига $G=13 \text{ кгс/см}^2$

$$N_1 = \frac{13 \cdot 20 \cdot 40 \cdot 16 \cdot 1,539}{3,0} = 85,4 \text{ тс.}$$

Усилие, действующее на промежуточную опору № 3 при $t_{\text{рам}} = +20^\circ\text{C}$ (перемещения составляют $-5,13 \text{ мм}$, см. табл. 40),

$$N_1 = \frac{13 \cdot 20 \cdot 40 \cdot 0,513 \cdot 16}{3,0} = 56,9 \text{ тс.}$$

Объединение пролетных строений осуществляется по плите проезжей части по всей ее ширине. Расстояние между осями балок $2,2 \text{ м}$, под каждый конец пролетного строения установлены 16 опорных частей. Ширина пролетного строения по плите проезжей части $B=2,2 \cdot 8 \cdot 2=35,2 \text{ м}$.

Наибольшее продольное усилие под промежуточной опорой с опорными частями № 2 и 3, равное сопротивлению сдвигу в опорных частях № 1 и 2,

$$N = 85,4 + 34,4 = 119,8 \text{ тс.}$$

Усилие, приходящееся на 1 пог. м пролетного строения

$$N = \frac{119,8}{35,2} = 3,4 \text{ тс/пог. м.}$$

Определение продольных усилий в узлах шарнирных сопряжений от воздействия тормозных нагрузок. При наличии жестких опор продольное усилие в узлах шарнирных сопряжений от воздействия тормозных нагрузок равно тормозному усилию от нагрузки, расположенной между рассчитываемым сечением и подвижным концом цепи. При этом учитываются силы сопротивления трению (сдвигу) в опорных частях с коэффициентом трения $f=0,02$.

При загрузении одного пролета длиной 18 м с шестиполосным движением нагрузки Н-30 тормозное усилие составляет [24]

$$T_{\text{Н-30}} = 0,3P \cdot 3 = 0,3 \cdot 30 \cdot 3 = 27 \text{ тс.}$$

Усилие в опорных частях

$$T_0 = 0,1P \cdot 3 = 0,1 \cdot 30 \cdot 3 = 9 \text{ тс.}$$

Усилие, передающееся на плиту проезжей части,

$$T_{\text{п}} = 27 - 9 = 18 \text{ тс.}$$

Расчетное усилие, передающееся на соединительную плиту,

$$T_{\text{п}}' = 18 \cdot 1,12 = 20,2 \text{ тс,}$$

где $1,12$ — коэффициент перегрузки при дополнительном сочетании.

Усилие, приходящееся на 1 пог. м поперечного сечения,

$$T = \frac{20,2}{17,6} = 1,15 \text{ тс,}$$

где $17,6$ — ширина пролетного строения (при трех полосах движения).

Расчет соединительной плиты как внецентренно растянутого элемента. Расчет плиты как внецентренно растянутого элемента производится по двум сочетаниям нагрузок.

Первое сочетание. Усилия от второй части постоянной нагрузки, находящейся на пролетных строениях, собственный вес и вес покрытия соединительной плиты, временная нагрузка Н-30 на соединительной плите, горизонтальное усилие от перемещений при воздействии температуры с учетом ползучести: $M_{оп} = -2,030$ тсм (см. табл. 39); $M_{l/2} = 0,081$ тсм (см. табл. 39); $N = 3,4$ тс/пог. м (см. стр. 177).

Второе сочетание. То же, что и первое, плюс нагрузка НК-80 на пролетных строениях и горизонтальное усилие от торможения: $M_{оп} = -2,64$ тсм; $M_{l/2} = -2,1$ тсм; $T = 2,5$ тс; $N = 1,35 - 1,15 = 0,2$ тс (1,15 — торможение сжатия, тс).

Подбор сечения соединительной плиты как внецентренно растянутого элемента производится согласно п. 3.16 СН 365—67. Расчет ведется на 1 пог. м плиты. Толщина плиты $h = 13,5$ см, ширина $b = 100$ см, толщина защитного слоя $a' = 4$ см, полезная высота сжатой зоны $h_0 = 9,5$ см.

Эксцентриситет приложения нагрузки

$$e_0 = \frac{M_{оп}}{N} = -\frac{2,64}{0,2} = -13,2 \text{ м.}$$

Эксцентриситет от оси сечения плиты

$$e = e_0 - \frac{h}{2} + a' = 1320 - \frac{13,5}{2} - 4 = 1317,25 \text{ см;}$$

$$e' = e_0 + \frac{h}{2} - a' = 1320 + \frac{13,5}{2} - 4 = 1322,75 \text{ см;}$$

$$e' = 1322,75 > h_0 - a' = 9,5 - 4 = 5,5 \text{ см.}$$

Имеет место первый случай внецентренного растяжения.

$$A_0 = \frac{Ne}{R_n b h_0^2} = \frac{200 \cdot 1320}{205 \cdot 100 \cdot 9,5^2} = 0,1427;$$

$$\gamma = 0,9225; \quad \alpha = 0,155;$$

$$\frac{2a'}{h_0} = \frac{2 \cdot 4}{9,5} = 0,8421 > \alpha = 0,155.$$

Арматуру подбираем по формуле

$$N_a = N \left(\frac{e_0}{\gamma' h_0'} + 1 \right) = 200 \left(\frac{1317,25}{0,9225 \cdot 9,5} + 1 \right) = 30\,261 \text{ кгс;}$$

$$F_a = F'_a = \frac{30\,261}{2400} = 12,62 \text{ см}^2.$$

Принимаем арматуру класса А-II из 7 стержней диаметром 16 мм с площадью сечения $F_a = F'_a = 14,07 \text{ см}^2$. Армирование соединительной плиты показано на рис. 74.

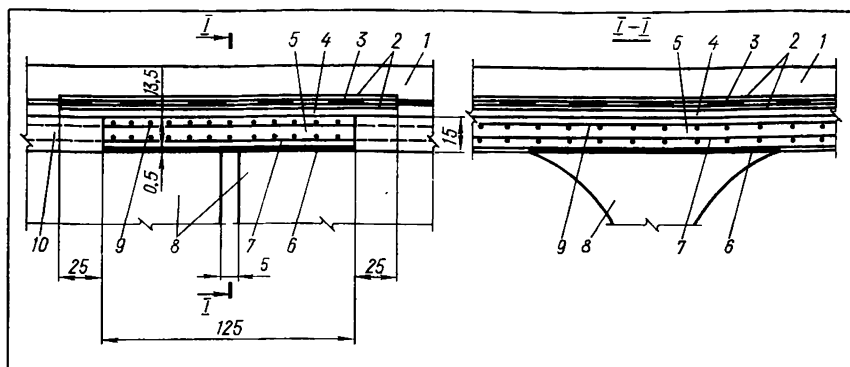


Рис. 74. Армирование соединительной плиты при шарнирном соединении:
1 — покрытие; 2 — слой пергамина; 3 — гидроизоляция; 4 — выравнивающий слой; 5 — соединительная плита; 6 — резиновая прокладка; 7 — арматурная нижняя сетка; 8 — ребро пролетного строения; 9 — верхняя сетка; 10 — плита пролетного строения.

РАСЧЕТ НИЗКОГО СВАЙНОГО РОСТВЕРКА*

Плита ростверка опоры моста на 2,2 м заглублена в мягкопластичный суглинок (рис. 75). Сваи железобетонные сечением $35 \times 35 \text{ см}$ из бетона марки 300. Погружены через толщу мягкопластичного суглинка на глубину $h = 12 \text{ м}$ (считая от уровня подошвы плиты ростверка) и оперты на гравелистый грунт; их расчетная несущая способность, определенная по действующим нормам, 115 тс.

Верх опоры расположен на расстоянии 12 м от уровня подошвы плиты ростверка. На опору опирается пролетное строение длиной 33 м. Надфундаментная часть опоры массивная, и ее деформациями можно пренебречь.

Расчетные внешние нагрузки, приведенные в точке O (см. рис. 75), расположенной в уровне подошвы плиты ростверка на пересечении двух вертикальных плоскостей его симметрии, состоят из вертикальной силы $P = 1100 \text{ тс}$, горизонтальной силы $H_x = 75 \text{ тс}$ и изгибающего момента $M_0 = 90 \text{ тсм}$. Нормативные значения H_x и M_0 составляют 80% от расчетных.

Требуется проверить несущую способность по грунту наиболее загруженной сваи низкого ростверка и горизонтальное смещение верха опоры, а также определить необходимые для проверки прочности свай расчетные внутренние усилия, действующие в их поперечных сечениях.

* Расчет взят из Методических рекомендаций [22].

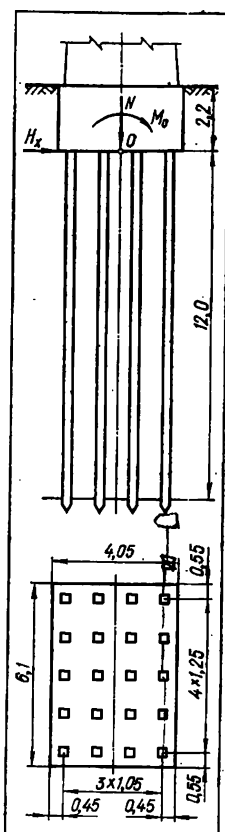


Рис. 75. Схема фундамента с плитой, расположенной в грунте (низкий ростверк), и вертикальными сваями сечением 35×35 см.

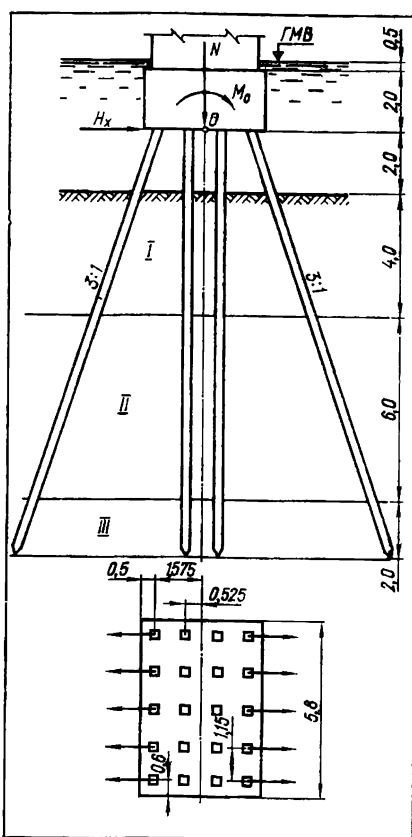


Рис. 76. Схема фундамента с высоким свайным ростверком и наклонными сваями сечением 35×35 см: I — песок мелкий; II — суглинок; III — глина твердая.

В соответствии с пп. 1.25 и 3.21 СН 365—67 расчетный модуль упругости бетона принимаем равным:

$$E = 0,8 \cdot 3,15 \cdot 10^6 = 2,52 \cdot 10^6 \text{ тс/м}^2.$$

Определяем жесткость сечения свай при сжатии и изгибе:

$$EF = 2,52 \cdot 10^6 \cdot 0,35^2 = 3,09 \cdot 10^5 \text{ тс};$$

$$EI = 2,52 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,35^4}{12} = 3,15 \cdot 10^3 \text{ тсм}^2.$$

Примем $K_\phi = 1$ (для квадратных свай). Расчетную ширину свай определяем по формуле

$$b_p = K_\Phi (1,5d + 0,5) = 1 (1,5 \cdot 0,35 + 0,5) = 1,03 \text{ м.}$$

По табл. 27 для мягкопластичного суглинка принимаем коэффициенты пропорциональности: $K=400 \text{ тс/м}^4$ и $K_\Phi=300 \text{ тс/м}^4$.

Коэффициент деформации

$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{K b_p}{EI}} = \sqrt[5]{\frac{400 \cdot 1,03}{3,15 \cdot 10^3}} = 0,666 \text{ м}^{-1}$$

Приведенная глубина заложения свай:

$$\bar{h} = \alpha_c h = 0,666 \cdot 12 = 8,0.$$

Так как действующие на ростверк внешние нагрузки расположены в плоскости его симметрии, расчет ростверка производим по плоской расчетной схеме. Расчетная длина сжатия свай

$$l_N = l_0 + \frac{7EF}{10^3 P_0} = \frac{7 \cdot 3,09 \cdot 10^5}{10^3 \cdot 115} = 18,8 \text{ м,}$$

где $l_0=0$ — свободная длина свай, м;

$F=0,35 \cdot 0,35=0,1225 \text{ м}^2$ — площадь сечения свай;

$P_0=115 \text{ тс}$ — несущая способность свай по грунту.

Сила, действующая на плиту в направлении оси свай при смещении плиты на единицу длины в этом направлении,

$$p_1 = \frac{EF}{l_N} = \frac{3,09 \cdot 10^5}{18,8} = 1,64 \cdot 10^4 \text{ тс/м.}$$

Для определения p_2 , p_3 и p_4 подсчитываем единичные перемещения δ_1 , δ_2 и δ_3 свай (со свободным верхним концом) в уровне подошвы плиты ростверка [22]. Для низкого ростверка

$$l_0 = 0; \quad K_h = 0.$$

$$\begin{aligned} \delta_1 = \delta_{\text{нн}} &= \frac{1}{\alpha_c^3 EI} \cdot \frac{A_{01} + K_h B_{01}}{C_{01} + K_h D_{01}} = \frac{1}{0,666^3 \cdot 3,15 \cdot 10^3} \cdot 2,24 = \\ &= 2,62 \cdot 10^{-3} \text{ м/тс;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_2 = \delta_{\text{мм}} &= \frac{1}{\alpha_c EI} \cdot \frac{C_{02} + K_h D_{02}}{C_{01} + K_h D_{01}} = \frac{1}{0,666 \cdot 3,15 \cdot 10^3} \cdot 1,75 = \\ &= 0,835 \cdot 10^{-3} \text{ 1/тсм;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_3 = \delta_{\text{мн}} &= \frac{1}{\alpha_c^2 EI} \cdot \frac{A_{02} + K_h B_{02}}{C_{01} + K_h D_{01}} = \frac{1}{0,666^2 \cdot 3,15 \cdot 10^3} \cdot 1,62 = \\ &= 1,16 \cdot 10^{-3} \text{ 1/тс;} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_2 &= \frac{\delta_2}{\delta_1 \delta_3 - \delta_3^2} = \frac{0,835 \cdot 10^{-3}}{2,62 \cdot 10^{-3} \cdot 0,835 \cdot 10^{-3} - (1,16 \cdot 10^{-3})^2} = \\ &= \frac{0,835 \cdot 10^{-3}}{0,840 \cdot 10^{-6}} = 0,995 \cdot 10^3 \text{ тс/м;} \end{aligned}$$

$$\rho_3 = \frac{\delta_3}{\delta_1 \delta_2 - \delta_2^2} = \frac{1,16 \cdot 10^{-3}}{0,840 \cdot 10^{-6}} = 1,38 \cdot 10^3 \text{ тс};$$

$$\rho_4 = \frac{\delta_1}{\delta_1 \delta_3 - \delta_3^2} = \frac{2,62 \cdot 10^{-3}}{0,840 \cdot 10^{-6}} = 3,12 \cdot 10^3 \text{ тсм.}$$

Определяем коэффициенты канонических уравнений при условии, что ширина плиты постоянная и грунт однородный, по формулам:

$$\Sigma b F_c^c = \frac{b K_6 h_n^2}{2} = \frac{5,7 \cdot 300 \cdot 2,2^2}{2} = 4,13 \cdot 10^3 \text{ тс/м};$$

$$\Sigma b S_x^c = \frac{b K_6 h_n^3}{6} = \frac{5,7 \cdot 300 \cdot 2,2^3}{6} = 3,03 \cdot 10^3 \text{ тс};$$

$$\Sigma b I_x^c = \frac{b K_6 h_n^4}{12} = \frac{5,7 \cdot 300 \cdot 2,2^4}{12} = 3,33 \cdot 10^3 \text{ тсм.}$$

При симметричной плоской схеме

$$r_{aa} = \Sigma \rho_2 + \Sigma b F_c^c = 20 \cdot 0,995 \cdot 10^3 + 4,13 \cdot 10^3 = 2,4 \cdot 10^4 \text{ тс/м};$$

$$r_{a\beta} = r_{\beta a} = -\Sigma \rho_3 + \Sigma b S_x^c = -20 \cdot 1,38 \cdot 10^3 + 3,03 \cdot 10^3 = 2,46 \cdot 10^4 \text{ тс};$$

$$r_{cc} = \Sigma \rho_1 = 20 \cdot 1,64 \cdot 10^4 = 3,28 \cdot 10^5 \text{ тс/м};$$

$$r_{\beta\beta} = \Sigma \rho_1 x^2 + \Sigma \rho_4 + \Sigma b I_x^c = 2 \cdot 5 \cdot 1,64 \cdot 10^4 (0,525^2 + 1,575^2) + 20 \cdot 3,12 \cdot 10^3 + 3,33 \cdot 10^3 = 5,17 \cdot 10^5 \text{ тс/м.}$$

Определяем горизонтальное a и вертикальное c смещения точки O подошвы плиты ростверка, а также угол β поворота плиты относительно этой точки, для чего необходимо вычислить Δ_2 :

$$\Delta_2 = \frac{1}{r_{aa} r_{\beta\beta} - r_{a\beta}^2} = \frac{1}{2,4 \cdot 10^4 \cdot 5,17 \cdot 10^5 - (2,46 \cdot 10^4)^2} = \frac{1}{1,18 \cdot 10^{10}}.$$

При действии расчетных нагрузок:

$$a = (r_{\beta\beta} H_x - r_{a\beta} M_0) \Delta_2 = (5,27 \cdot 10^5 \cdot 75 + 2,46 \cdot 10^4 \cdot 900) \frac{1}{1,18 \cdot 10^{10}} = 5,16 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$$c = \frac{P}{r_{cc}} = \frac{1100}{3,28 \cdot 10^5} = 3,36 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$$\beta = (r_{aa} M_0 - r_{a\beta} H_x) \Delta_2 = (2,4 \cdot 10^4 \cdot 900 + 2,46 \cdot 10^4 \cdot 75) \frac{1}{1,18 \cdot 10^{10}} = 1,98 \cdot 10^{-3}.$$

Определяем продольную силу $N_{\max}$, поперечную силу H и изгибающий момент M , передающиеся от плиты ростверка на голову каждой из наиболее нагруженной вертикальной сваи:

$$N = \rho_1 (c + x\beta) = 1,64 \cdot 10^4 (3,36 \cdot 10^{-3} + 1,575 \cdot 1,98 \cdot 10^{-3}) = 107 \text{ тс};$$

$$H = \rho_2 a - \rho_3 \beta = 0,995 \cdot 10^3 \cdot 5,16 \cdot 10^3 - 1,38 \cdot 10^{-3} \cdot 1,98 \cdot 10^{-3} = 2,41 \text{ тс};$$

$$M = \rho_4 \beta - \rho_5 a = 3,12 \cdot 10^3 \cdot 1,98 \cdot 10^{-3} - 1,38 \cdot 10^{-3} \cdot 5,16 \cdot 10^3 = 0,94 \text{ тсм};$$

$$N_{\text{макс}} = 107 \text{ тс} < P_0 = 115 \text{ тс}.$$

Несущая способность наиболее нагруженных свай обеспечена.

Находим горизонтальное смещение верха опоры, учитывая соотношение между расчетными и нормативными значениями горизонтальной силы H_x и момента M_0 при помощи коэффициента 0,8. Тогда при жесткой массивной опоре, которая не деформируется,

$$\delta_x = 0;$$

$$a' = 0,8 (a + \beta h_{\text{оп}} + \delta_x) = 0,8 (5,16 \cdot 10^{-3} + 1,98 \cdot 10^{-3} \cdot 12 + 0) = 23 \cdot 10^{-3} = 2,3 \text{ см};$$

$$a' = 2,3 \text{ см} < 0,5 \sqrt{l} = 0,5 \sqrt{33} = 2,87 \text{ см};$$

что удовлетворяет требованиям СН 200—62 (п. 55).

РАСЧЕТ ВЫСОКОГО СВАЙНОГО РОСТВЕРКА

Плита высокого свайного ростверка толщиной 2 м приподнята над расчетным уровнем грунта на 2 м. Железобетонные сваи сечением 35×35 см (рис. 76). из бетона марки 300 забиты на глубину 12 м от расчетной поверхности грунта и пронизывают слой мелких песков толщиной 4 м, слой супеси толщиной 6 м и заглублены на 2 м в тугопластичную глину, являющуюся несущим слоем. Расчетная несущая способность свай по грунту $P=106$ тс определена по СН 200—62.

Высота массивной опоры от низа плиты ростверка 12 м. На опору опираются пролетные строения длиной 42 м.

Требуется определить продольные усилия в сваях и горизонтальное смещение верха опоры.

Согласно СН 200—62 определяем расчетные внешние нагрузки, действующие на ростверк. Наибольшие из них приведены в точке O , которая расположена в уровне низа плиты ростверка на пересечении двух плоскостей симметрии (см. рис. 76). Это вертикальная сила $N=1100$ тс, горизонтальная сила $H_x=20$ тс и изгибающий момент $M_0=300$ тсм. Расчетные значения H_x и M_0 практически совпадают с нормативными.

В соответствии с СН 365—67 расчетный модуль упругости бетона марки 300

$$E = 0,8 E_0 = 0,8 \cdot 3,15 \cdot 10^6 = 2,52 \cdot 10^6 \text{ тс/м}^2.$$

Жесткость сечения свай при сжатии и изгибе:

$$EI = 2,52 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,35}{12} = 3,15 \cdot 10^8 \text{ тс} \cdot \text{м}^2;$$

$$EF = 2,52 \cdot 10^6 \cdot 0,35^2 = 3,09 \cdot 10^5 \text{ тс}.$$

Определяем длину сжатия свай l_N

$$l_N = l_0 + \frac{7EF}{10^3 P} = 2 + \frac{7 \cdot 3,09 \cdot 10^5}{10^3 \cdot 106} = 22,4 \text{ м}.$$

В одной вертикальной плоскости у рассматриваемого фундамента расположены оси четырех свай. Наименьшее расстояние (в свету на уровне поверхности грунта) между сваями, расположенными в одной вертикальной плоскости, параллельной плоскости действия нагрузок, составляет

$$Z_z = 1,05 + 2 \frac{2}{3} - 0,35 = 2,03 \text{ м}.$$

Для квадратных свай $K_\phi = 1$, тогда расчетная ширина свай

$$b_p = K_\phi (1,5d + 0,5) = 1 (1,5 \cdot 0,35 + 0,5) = 1,03 \text{ м}.$$

Определение коэффициента деформации свай начинается с установления коэффициента пропорциональности K , который характеризует сопротивление грунта горизонтальным перемещениям свай (табл. 27). В случае когда свая прорезает несколько слоев грунта, можно сопротивление грунта ее боковой поверхности определять пользуясь приведенным значением коэффициента [8]. При этом если в пределах глубины $h_* = 2(d+1)$ от расчетной поверхности грунта при высоком ростверке или от подошвы плиты при низком ростверке расположен один слой, то приведенное значение принимают равным значению, соответствующему этому грунту. Здесь d — толщина свай, м. В нашем случае $h_* = 2(0,35 + 1) = 2,7$ м меньше толщины слоя мелкого песка, равной 4 м. В расчет вводим характеристику песка. Согласно табл. 27, для песков мелких при $\epsilon = 0,62$ $K = 700 \text{ тс/м}^4$, тогда

$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{K b_p}{EI}} = \sqrt[5]{\frac{700 \cdot 1,03}{3,15 \cdot 10^8}} = 0,744 \text{ м}^{-1}.$$

Приведенная безразмерная глубина $\bar{h}$ заложения свай

$$\bar{h} = \alpha_c h = 0,744 \cdot 12 = 8,93 > 2.$$

Определяем длину изгиба свай

$$l_m = l_0 + \frac{2,25}{\alpha_c} = 2 + \frac{2,25}{0,744} = 5,02 \text{ м}.$$

Характеристики сопротивления свай:

$$p_1 = \frac{EF}{l_N} = \frac{3,09 \cdot 10^5}{22,4} = 1,38 \cdot 10^4 \text{ тс/м};$$

$$\rho_2 = \frac{12EI}{l_m^3} = \frac{12 \cdot 3,15 \cdot 10^3}{5,12^3} = 0,299 \cdot 10^3 \text{ тс/м};$$

$$\rho_3 = \frac{6EI}{l_m^2} = \frac{6 \cdot 3,15 \cdot 10^3}{5,12^2} = 0,75 \cdot 10^3 \text{ тс};$$

$$\rho_4 = \frac{4EI}{l_m} = \frac{4 \cdot 3,15 \cdot 10^3}{5,12} = 0,51 \cdot 10^3 \text{ тс/м};$$

$$\rho_0 = \rho_1 - \rho_2 = 1,35 \cdot 10^4 - 0,028 \cdot 10^3 = 1,35 \cdot 10^4 \text{ тс/м}.$$

Для точных расчетов характеристики ρ_2 , ρ_3 и ρ_4 определяют по формулам, приведенным на стр. 97, предварительно вычислив перемещения δ_1 , δ_2 и δ_3 свай (со свободным верхним концом) в уровне подошвы плиты фундамента (см. предыдущий пример).

В табл. 45 для каждой группы свай приведены значения координат x пересечения их осей с подошвой плиты фундамента

Таблица 45. Положение вертикальных и наклонных свай

Номер группы свай	x_i , м	φ_i	$\sin \varphi_i$	$\cos \varphi_i$
1	-1,575	-18°30'	-0,3173	0,9483
2	-0,525	0	0	1
3	0,525	0	0	1
4	1,575	18°30'	0,3173	0,9483

Примечание. В каждой группе по 5 свай.

и угла φ_i между осями свай и вертикалью. В состав группы входят свай, оси которых проецируются на плоскость действия нагрузки одной линией.

Так как схема фундамента имеет ось симметрии, горизонтальное a и вертикальное c смещения точки O подошвы плиты и угол β ее поворота относительно этой точки можем определять по формулам (см. стр. 99).

Прежде чем определять значения a , c и β , необходимо получить коэффициенты канонических уравнений как для симметричной плоской схемы:

$$r_{aa} = \rho_0 \sum K_i \sin^2 \varphi_i + n \rho_2 = 1,35 \cdot 10^4 \cdot 1,007 + 20 \cdot 0,30 \cdot 10^3 = 1,96 \cdot 10^4 \text{ тс/м};$$

$$\begin{aligned} r_{a\beta} &= \rho_0 \sum K_i x_i \sin \varphi_i \cos \varphi_i - \rho_3 \sum K_i \cos \varphi_i = \\ &= 1,35 \cdot 10^4 \cdot 10 \cdot 1,575 \cdot 0,3173 \cdot 0,9483 - 0,7510^3 (10 \cdot 0,9483 + \\ &\quad + 10 \cdot 1) = 4,94 \cdot 10^4 \text{ тс}; \end{aligned}$$

Таблица 46. Нормальные N_i и горизонтальные H_i силы и изгибающие моменты M_i , действующие на головы свай

Номер группы свай	x_i , м	φ_i	$\sin \varphi_i$	$\cos \varphi_i$	$a \sin \varphi_i$, м	$x_i \beta$, м	$c + x_i \beta$, м	$(c + x_i \beta) \times \cos \varphi_i$, м	гр. 6 + гр. 9
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	—1,575	—18°30'	—0,3173	0,9483	$5,11 \cdot 10^{-4}$	$-1,62 \cdot 10^{-3}$	$2,57 \cdot 10^{-3}$	$-2,44 \cdot 10^{-3}$	$2,95 \cdot 10^{-3}$
2	—0,525	0	0	1	0	$-0,552 \cdot 10^{-3}$	$3,64 \cdot 10^{-3}$	$3,64 \cdot 10^{-3}$	$3,64 \cdot 10^{-3}$
3	0,525	0	0	1	0	$0,552 \cdot 10^{-3}$	$4,74 \cdot 10^{-3}$	$4,74 \cdot 10^{-3}$	$4,74 \cdot 10^{-3}$
4	1,572	18°30'	0,3173	0,9483	$5,11 \cdot 10^{-4}$	$1,62 \cdot 10^{-3}$	$5,81 \cdot 10^{-3}$	$5,51 \cdot 10^{-3}$	$5,00 \cdot 10^{-3}$

Продолжение табл. 46

Номер группы свай	$N_i = \rho_1$ (гр. 6 + гр. 9), м	$a \cos \varphi_i$, м	$(c + x_i \beta) \times \sin \varphi_i$, м	гр. 12 — гр. 13	ρ_2 (гр. 12 — гр. 13), тс	$-\rho_2$ (гр. 12 — гр. 13), тс	$H_i = \rho_{15} - \rho_{16}$	ρ_{16}/ρ_{15}	$M_i = \rho_{16} + \rho_{17}$
1	11	12	13	14	15	16	17	18	19
1	40,7	$-1,527 \cdot 10^{-3}$	$-0,815 \cdot 10^{-3}$	$-0,712 \cdot 10^{-3}$	—0,213	0,534	—3,00	2,64/0,787	3,174
2	50,2	$-1,61 \cdot 10^{-3}$	0	$-1,61 \cdot 10^{-3}$	—0,482	1,2	—1,269	2,64/0,787	3,84
3	65,4	$-1,61 \cdot 10^{-3}$	0	$-1,61 \cdot 10^{-3}$	—0,482	1,2	—1,269	2,64/0,787	3,84
4	69,0	$-1,527 \cdot 10^{-3}$	$1,841 \cdot 10^{-3}$	$-3,368 \cdot 10^{-3}$	—1,008	2,525	—1,795	2,64/0,787	5,165

$$r_{cc} = \rho_0 \sum K_i \cos^2 \varphi_i + n \rho_2 = 1,35 \cdot 10^4 (10 \cdot 0,9483^2 + 10 \cdot 1) +;$$

$$+ 200,30 \cdot 10^3 = 26,22 \cdot 10^4 \text{ тс/м};$$

$$r_{\beta\beta} = \rho_0 \sum K_i x_i^2 \cos^2 \varphi_i + \rho_2 \sum K_i x_i^2 + 2\rho_3 \sum K_i x_i \sin \varphi_i + n \rho_4 =$$

$$= 1,35 \cdot 10^4 (10 \cdot 1,575^2 \cdot 0,9483^2 + 10 \cdot 0,525^2 \cdot 1) +$$

$$+ 0,30 \cdot 10^3 (10 \cdot 1,575^2 + 10 \cdot 0,525^2) + 2 \cdot 0,75 \cdot 10^4 \times$$

$$\times (10 \cdot 1,575 \cdot 0,3173) + 202,51 \cdot 10^3 = 36,68 \cdot 10^3 \text{ тс/м},$$

а также определить значение Δ_1

$$\Delta_1 = \frac{1}{r_{aa} r_{\beta\beta} - r_{a\beta}^2} = \frac{1}{1,96 \cdot 10^4 \cdot 36,68 \cdot 10^4 - (4,94 \cdot 10^4)^2} = 0,21 \cdot 10^{-9}$$

$$a = (r_{\beta\beta} H_x - r_{a\beta} M_0) \Delta_1 = (36,68 \cdot 10^4 \cdot 20 - 4,94 \cdot 10^4 \cdot 300) \times$$

$$\times 0,21 \cdot 10^{-9} = -1,61 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$$c = \frac{P_z}{r_{cc}} = \frac{1100}{26,22 \cdot 10^4} = 4,19 \cdot 10^{-3} \text{ м};$$

$$\beta = (r_{aa} M_0 - r_{a\beta} H_x) \Delta_1 - (1,96 \cdot 10^4 \cdot 300 - 4,94 \cdot 10^4 \cdot 20) \times$$

$$\times 0,21 \cdot 10^{-9} = 1,05 \cdot 10^{-3} \text{ рад.}$$

Горизонтальное смещение верха массивной опоры a' находим при ее деформации $a_0 = 0$

$$a' = a + \beta h_{\text{оп}} + a_0 = -1,61 \cdot 10^{-3} + 1,05 \cdot 10^{-3} \cdot 12 =$$

$$= 10,7 \cdot 10^{-3} \text{ м} = 1,07 \text{ см.}$$

Проверка горизонтального смещения верха опоры свидетельствует о том, что требования п. 55 СН 200—62 удовлетворяются:

$$a' = 1,07 \text{ см} < 0,5 \sqrt{l} = 0,5 \sqrt{42} = 3,24 \text{ см.}$$

Изгибающие моменты, продольные и поперечные силы в верхних сечениях свай определяем по формулам:

$$M = \rho_4 \beta - \rho_3 [a \cos \varphi - (c + x\beta) \sin \varphi];$$

$$N = \rho_1 [a \sin \varphi + (c + x\beta) \cos \beta];$$

$$H = \rho_2 [a \cos \varphi - (c + x\beta) \sin \varphi] - \rho_3 \beta.$$

Результаты вычислений сводим в табл. 46 и проверяем условие равновесия плиты фундамента:

$$\sum Z = P_z - \sum K_i (N_i \cos \varphi_i - H_i \sin \varphi_i) =$$

$$= P_z - \sum K_i N_i \cos \varphi_i + \sum K_i H_i \sin \varphi_i =$$

$$= 1100 - [5 (40,7 \cdot 0,948 - 3,0 \cdot (-0,3173)) + 5 \cdot 50,2 \cdot 1 +$$

$$+ 5 \cdot 65,4 \cdot 1 + 5 (69 \cdot 0,948 - (-1,795) \cdot 0,317)] = 1100 - 1098 \approx 0.$$

Следовательно, условие равновесия плиты ростверка выполнено. Несущая способность наиболее нагруженных свай обеспечена $N_{\text{макс}} = N + G_{\text{св}} \leq P_0 = 69,0 + 4,7 = 73,7 \text{ тс} < 80 \text{ тс.}$

ЛИТЕРАТУРА

1. Автоматизация проектирования плитно-балочных разрезных мостов/Под ред. Б. Е. Улицкого. Труды ЦНИИСа. Вып. 102. М., 1976.
2. ВСН—73. Указания по проектированию мостов и труб: Проект, М., 1973.
3. Калашников Н. А. Анализ конструкций железобетонных мостов. М., 1971.
4. Каменцев В. П., Мойжес Л. Б. К сравнению экономических показателей сборных и монолитных опор мостов.— «Транспортное строительство», 1974, № 10.
5. Кириллов В. С. Эксплуатация и реконструкция мостов и труб на автомобильных дорогах. М., 1971.
6. Клодин В. О. Особенности расчета свайных ростверков по обобщенной методике.— «Транспортное строительство», 1969, № 8.
7. Коваленко С. Н. Методы определения грузоподъемности мостов на автомобильных дорогах. Киев, 1961.
8. Коваленко С. М., Ойищенко М. М. Розрахунок існуючих мостів.— У зб.: «Автомобільні дороги і дорожнє будівництво», вип. 8. Київ, 1971.
9. Коваленко С. Н., Згорский Д. И., Шаповал И. П. Рекомендации по уширению существующих железобетонных мостов.— «Автомобильное строительство Украины», 1973, № 2.
10. Колоколов Н. М., Цейтлин А. Л., Иванов О. Н. Развитие железобетонного мостостроения в 10-й пятилетке.— «Бетон и железобетон», 1976, № 2.
11. Крыльцов Е. И., Попов О. А., Файнштейн И. С. Современные железобетонные мосты. М., 1974.
12. Ликверман А. И. Неразрезные пролетные строения мостов из стандартных предварительно-напряженных балок.— «Транспортное строительство», 1974, № 9.
13. Материалы VI Всесоюзного совещания по основным направлениям научно-технического прогресса в дорожном строительстве/Союздорнии, М. 1976.
14. Методические указания по сравнению и оценке проектных вариантов средних и больших мостов/Минтрансстрой. М., 1974.
15. Методические рекомендации по проектированию и строительству температурно-неразрезных пролетных строений мостов на автомобильных дорогах/Союздорнии. М., 1977.
16. Методические рекомендации по применению напрягаемой стержневой арматуры в клеевой рубашке в элементах мостов/Союздорнии. М., 1977.
17. Мойжес Л. Б. К выбору схем малых и средних мостов.— «Транспортное строительство», 1974, № 8.
18. Полищук В. А., Шаповал И. П. Проектирование и применение свай. Киев, 1967.
19. Пушторский Е. И. Основные принципы проектирования городских мостов. М., 1956.

20. Радзевич Е. Н., Шаповал И. П. Организация и планирование строительства мостов. Киев, 1975.
21. Расчет железобетонных мостов/Власов Г. М., Геронимус В. Б., Поваляев Е. В., Сподарев Ю. П., Устинов В. П., Якобсон К. К. М., 1977.
22. Рекомендации по расчету фундаментов глубокого заложения опор мостов/ДНИИС Минтрансстрой. М., 1970.
23. Свайные фундаменты/Глотов Н. М., Луга А. А., Силин К. С., Завриев К. С. М., 1975.
24. СН 200—62. Технические условия проектирования железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб. М., 1962.
25. СН 365—67. Указания по проектированию железобетонных и бетонных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб. М., 1967.
26. СНиП II-Д.5-72. Автомобильные дороги. Нормы проектирования. М., 1973.
27. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. М., 1976.
28. СНиП II-Д.7-75. Мосты и трубы. Нормы проектирования: Проект. М., 1975.
29. СНиП II-Б.5-67 *. Свайные фундаменты. Нормы проектирования. М., 1971.
30. Технические указания по изготовлению и монтажу составных по длине конструкций железобетонных мостов/Союздорнии. М., 1976.
31. Технические указания по применению в мостах опорных частей из полимерных материалов/Оргтрансстрой. М., 1971.
32. Толмачев К. Х. Основы проектирования мостов. Омск, 1976.
33. Файн Я. С. Расчет опор автодорожных мостов. Ростов-на-Дону, 1975.
34. Шаповал И. П., Заворицкий В. И., Майко В. И. Справочник сельского дорожника. Киев, 1972.
35. Штнльман В. И., Эдельман Е. И. Рациональные конструкции путепроводов. Киев, 1973.
36. Щербаков Е. Н., Кичигина Г. И. Метод расчета потерь предварительного напряжения от ползучести бетона. Известия вузов. Строительство и архитектура, 1975, № 5.

ПРЕДИСЛОВИЕ	3
ОСНОВНЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ В ПРОЕКТИРОВАНИИ МАЛЫХ И СРЕДНИХ МОСТОВ И ПУТЕПРОВОДОВ	5
Техническая направленность проектирования	11
Вариантное проектирование мостовых сооружений	24
Автоматизация проектирования	32
ПРОЕКТИРОВАНИЕ МОСТОВ И ПУТЕПРОВОДОВ	38
Габариты и нагрузки	41
Габариты	41
Нагрузки	43
Пролетные строения	49
Балочно-разрезные пролетные строения	49
Балочно-неразрезные пролетные строения	58
Рамно-неразрезные пролетные строения	69
Фундаменты и опоры	71
Несущая способность грунтов оснований	71
Опоры	75
Фундаменты мелкого заложения	76
Свайные фундаменты	84
ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ПУТЕПРОВОДОВ	101
Выбор схемы путепровода	101
Новые конструктивные решения путепроводов	111
РЕКОНСТРУКЦИЯ ИСКУССТВЕННЫХ СООРУЖЕНИЙ	119
Основные требования, предъявляемые к искусственным со- оружениям	120
Методика определения объемов работ	125
Технико-экономическое обоснование реконструкции	129
Реконструкция мостов	130
Реконструкция труб	130
Определение грузоподъемности существующего сооружения	131
Расчет существующих плитных и тавровых пролетных строений на прочность нормальных сечений по изгибающему моменту	144
Расчет плит существующих пролетных строений на прочность наклонных сечений	146
Расчет тавровых пролетных строений на прочность по главным растягивающим напряжениям	147
Расчет тавровых пролетных строений на прочность по попе- речной силе	148

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ	149
Расчет ригеля опоры	149
Определение изгибающего момента и перерезывающих сил в пролете	154
Определение опорной реакции стойки	157
Расчет ригеля на прочность по первому предельному состоянию	158
Расчет ригеля на трещиностойкость	161
Расчет хомутов и отогнутых стержней	163
Расчет соединения ребристых разрезных пролетных строений в температурно-неразрезные	166
Расчет низкого свайного ростверка	179
Расчет высокого свайного ростверка	183