

Федеральное агентство по образованию  
Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования  
Воронежский государственный архитектурно – строительный университет

**В.А. Дементьев, В.П. Волокитин, Н.А. Анисимова**

## **УСИЛЕНИЕ И РЕКОНСТРУКЦИЯ МОСТОВ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ**

**Учебное пособие**

*Рекомендовано Учебно-методическим объединением по образованию  
в области железнодорожного транспорта и транспортного строительства  
в качестве учебного пособия для студентов строительных вузов*

**Воронеж 2006**

ББК 39.112  
УДК 625.745.1

**Дементьев, В.А. Усиление и реконструкция мостов на автомобильных дорогах** [Текст]: учеб. пособие / В.А. Дементьев, В.П. Волокитин, Н.А. Анисимова; под общ. ред. проф. В.А. Дементьева; Воронеж. гос. арх.-строит. ун-т. – Воронеж, 2006. - 116 с.

ISBN 5-89040-144-0

Рассмотрены вопросы содержания мостов на автомобильных дорогах, их обследования, испытаний и методы определения грузоподъемности. Подробно, на многих примерах, разобраны способы усиления и реконструкции железобетонных и металлических мостов. Приведены методы определения расчета экономической целесообразности реконструкции мостов с учетом их технического состояния и определения стоимости работ.

Учебное пособие предназначено для студентов вузов, обучающихся по специальностям 270201 – «Мосты и транспортные тоннели» и 270205 – «Автомобильные дороги и аэродромы».

Ил. 62. Табл. 13. Библиогр.: 21 назв.

Печатается по решению редакционно-издательского совета Воронежского государственного архитектурно – строительного университета

Рецензенты: кафедра транспорта леса Воронежской  
государственной лесотехнической академии;  
В.В. Гуржий, директор мостоотряда № 81 г. Воронежа

ISBN 5-89040-144-0

© Дементьев В.А.  
Волокитин В.П.  
Анисимова Н.А., 2006

© Воронежский государственный  
архитектурно-строительный универ-  
ситет, 2006

## ВВЕДЕНИЕ

Задачей эксплуатации мостов является обеспечение удобного и безопасного по ним движения автотранспорта. Для этого необходимо производить на мостах повседневный уход, наблюдение за их состоянием и исправление возникающих дефектов и неисправностей.

Мосты подвержены различным воздействиям: выщелачиванию бетона, образованию трещин и сколов бетона, коррозии металла, гниению древесины, деформации и разрушению элементов от проходящего транспорта, которые постепенно снижают прочность и эксплуатационную надежность мостов. Происходит физический износ, ограничивающий срок их службы. Кроме физического износа, происходит моральное отставание мостов от возрастающих требований транспорта в связи с увеличением нормативных расчетных нагрузок и скоростей движения.

Старые мосты по грузоподъемности не отвечают современным требованиям автодвижения. Их необходимо заменять новыми, с увеличенной грузоподъемностью и расширенными габаритами, но строить новые мосты в большом количестве очень дорого. Поэтому рациональная организация эксплуатации мостов предусматривает не только их тщательное содержание и плановые ремонты, но и их усиление и реконструкцию.

Необходимость в усилении возникает вследствие недостаточной несущей способности конструкции моста по причине физического износа или несоответствия возросшим требованиям грузоподъемности. Усиление производят отдельных элементов или всего моста, сохраняя неизменными габарит и другие генеральные размеры моста.

При увеличении интенсивности автодвижения и при переходе дороги в повышенную техническую категорию производится реконструкция мостов, при которой делается их капитальное переустройство - увеличиваются габариты, грузоподъемность и другие параметры.

Своевременное усиление или реконструкция мостов позволяют увеличить срок службы. Они являются рациональной организацией и составной частью эксплуатации мостов.

В учебном пособии рассматриваются способы усиления и реконструкции железобетонных и металлических мостов на автомобильных дорогах.

Пособие предназначено для студентов 4-го –5-го курсов специальностей «Мосты и транспортные тоннели» и «Автомобильные дороги и аэродромы».

## ГЛАВА 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

### 1.1. Основные требования к реконструкции мостов

Рациональная организация эксплуатации мостов и других искусственных сооружений предусматривает не только их тщательное содержание и плановые ремонты, но и осуществление при необходимости их усиления и реконструкции.

Особое значение имеет своевременное проведение реконструкции мостов. Если мост реконструируется преждевременно, то это омертвляет часть народнохозяйственных средств и поэтому экономически невыгодно. К экономическому ущербу приводит также запоздание реконструкции, поскольку несвоевременная подготовка моста к новым условиям эксплуатации препятствует нормальной работе автодорожного транспорта.

Сроки службы мостов определяются физическим и моральным износом. **Физический износ** означает накопление при эксплуатации дефектов и расстройств элементов моста вследствие чего мост не может воспринимать необходимую нагрузку. **Моральный износ** означает несоответствие возможностей моста предъявляемым к нему возросшим требованиям в отношении грузоподъемности, интенсивности движения, скоростей и безопасности движения. Считается, для автодорожных мостов моральный износ в современных условиях развития транспорта наступает примерно через 30 лет.

Сроки службы по физическому износу для деревянных мостов при средних климатических условиях составляет 15 – 20 лет. Для металлических мостов - 80 – 90 лет, а для железобетонных монолитных мостов - 60 – 70 лет и для сборных - 40 – 50 лет. Указанные сроки службы мостов могут быть увеличены путем усиления и реконструкции.

Габариты мостов после реконструкции должны назначаться в зависимости от перспективной категории дороги, указанной в СНиП 2.05.02-85 [1, табл. 1].

Таблица 1

Интенсивность движения в транспортных единицах, авт./сут.	до 100	100 - 1000	1000 - 3000	3000 - 7000	свыше 7000
Категория дороги	V	IV	III	II	I
Требуемый габарит	6,5	8,0	10,0	11,5	2(Г-11,5)

Примечание: При количестве легковых автомобилей более 30% интенсивность принимается приведенной к легковому автомобилю.

Как правило, после реконструкции дорога переводится в более высокую техническую категорию, и искусственные сооружения должны удовлетворять повышенным эксплуатационным требованиям, установленным СНиП 2.05.03-84\* [1], СНиП 2.05.02-85 [2] и ГОСТ 26775-97 [5] в отношении габаритов мостов, возвышения конструкций над уровнем воды,



ледохода, карчехода и судоходства, обеспечивать пропуск нормативных временных подвижных нагрузок, иметь плавные сопряжения мостов с насыпями и смотровое оборудование.

Трасса мостового перехода должна быть удобной и безопасной для движения автомобилей со скоростями, соответствующими категории дороги.

Особым видом реконструкции мостов являются работы, направленные на улучшение условий судоходства в соответствии с современными требованиями. При такой реконструкции обычно увеличивается подмостовой судоходный габарит путем подъема пролетных строений. Расположение моста в плане и профиле не должно влиять на условия движения автомобилей и видимости. Ограничение проезжей части на мостах должны соответствовать интенсивности и скорости движения.

При усилении мостов могут применяться новые экономичные методы усиления путем установки в опасных зонах дополнительной арматуры, которая объединяется с существующей арматурой и бетоном с помощью полимеррастворов на основе эпоксидных и полиэфирных смол. В качестве дополнительной арматуры усиления принимается листовая сталь, которая по сравнению со стержневой арматурой имеет более развитую площадь контакта, что обеспечивает равномерное включение приклеенной арматуры в зону бетонного сечения.

Достоинством применения полимеров для усиления мостов является их высокая клеящая способность к стали и бетону, что обеспечивает стойкость и долговечность сооружений. Высокая прочность усиливаемых элементов в раннем возрасте позволяет быстро вводить сооружение в эксплуатацию. С помощью полимеррастворов можно устранять и другие имеющиеся дефекты старой конструкции.

В настоящее время во многих странах широко применяются стеклофибробетонные конструкции. Несмотря на высокую стоимость щелочеустойчивого стекловолокна, применение стеклофибробетона в строительных конструкциях является эффективным из-за малого процента армирования, снижения трудоемкости за счет отсутствия арматурных работ. Учитывая высокую прочность на истираемость стеклофибробетона, целесообразно использовать его при устройстве накладной плиты проезжей части, а также при укладке защитного слоя или в тротуарных блоках.

## **1.2. Принципы выбора способа восстановления и увеличения несущей и пропускной способности мостов**

Последние годы характеризуются высокими темпами роста грузооборота и интенсивности движения на автомобильных дорогах. В результате физического и морального износа пропускная способность мостов снижается. Ее восстановление может быть произведено строительством новых мостов или реконструкцией существующих.

С 60-х годов в России наблюдался период массового строительства железобетонных мостов и замены ими устаревших, не отвечающих требованиям, предъявляемым к транспорту по габаритам и грузоподъемности. Однако строительство новых мостов требует вложения больших денежных средств и строительных материалов. К замене существующих мостов новыми можно прибегать только в случаях, когда требуется заменить большинство балок пролетного строения, или необходима большая переделка опор, или требуется изменить расположение моста в плане.

В большинстве случаев для восстановления пропускной способности и грузоподъемности моста требуется заменить, добавить или усилить отдельные балки. Это можно сделать при реконструкции моста. При этом основная масса материалов опор и пролетных строений существующего моста сохраняется, при производстве работ ограничения движения транспортных средств минимальные. Реконструкция позволяет восстановить или повысить пропускную способность мостов и их грузоподъемность в короткие сроки при минимальных затратах. Поэтому в настоящее время удельный вес ассигнований на усиление и реконструкцию мостов в России резко увеличен.

Практика последних лет показала все преимущества современных методов реконструкции мостов перед строительством новых. Основными принципами, заложенными в основу этих методов, явились максимальное использование существующих конструкций, частичное или полное сохранение движения автомобильного транспорта по мосту в период реконструкции, минимальные сроки и высокое качество производства работ, экономия строительных материалов и минимальная трудоемкость работ.

## **ГЛАВА 2. ОБСЛЕДОВАНИЕ И ИСПЫТАНИЕ МОСТОВ**

### **2.1. Обследование мостов**

Целью обследования мостов и труб является получение необходимых данных для установления их физического состояния и проверка соответствия установленным требованиям. В задачи обследования входят также анализ условий работы сооружения, выявление возможных причин появления имеющихся неисправностей и их влияние на грузоподъемность. Обследование производят перед испытанием сооружения, перед вводом его в эксплуатацию или периодически во время эксплуатации.

Объем обследования зависит от состояния пролетных строений и опор моста, а также от наличия полноты и достоверности имеющейся проектной и исполнительной документации. Обследования производятся в соответствии с требованиями Инструкции по диагностике мостовых сооружений на автомобильных дорогах, утвержденной Федеральным дорожным департаментом.

По результатам обследования должен быть составлен отчет по форме и содержанию, указанных в Требованиях к техническому отчету по обследованию и испытаниям мостового сооружения на автодороге [20], утвержденных Федеральной автомобильно-дорожной службой Росавтодора РФ.

При обследовании мостов необходимо применять систему обозначения и счета элементов, принятую в Инструкции по диагностике мостовых сооружений. Следует обозначить:

- номера опор 1,2,3... по ходу километража;
- номера пролетов 1,2,3... по ходу километража, т.е. пролет между опорами  $n$  и  $n+1$  имеет номер опоры  $n$ ;
- главные балки (фермы, арки и т.д.) пролетных строений и звенья водопропускных труб – цифрами, начиная с единицы, с левой стороны;
- консоли и подвесные пролетные строения приписываются соответствующим пролетам. Номера левой и правой консолей пролета записываются в виде  $n/1$ ,  $n/2$ , а подвесных пролетных строений - в виде  $n/П$ ;
- номера поперечных балок (диафрагм) в пределах пролета 1,2,3... по ходу километража, начиная с опорной;
- тротуары, перила, ограждения: 1(левый), 2 (правый);
- номера берегов, конусов: 1 (начало моста), 2 (конец моста).

При подготовке к обследованию должны быть выполнены:

- 1) сбор и изучение документации по пролетному строению и опорам;
- 2) подготовка инструментов, приборов, приспособлений и смотровых устройств.

При сборе имеющейся документации следует, по возможности, получить исполнительные или проектные чертежи пролетного строения и опор, а также установить следующие данные:

- год изготовления пролетного строения и год постройки моста;
- расчетную нагрузку, принятую при проектировании;
- технические условия проектирования;
- род и качество материалов пролетного строения и опор.

Обследование пролетного строения включает:

- проверку или составление чертежей пролетного строения;
- выявление и зарисовку всех неисправностей конструкции, их характера, размеров, расположения и оценку физического состояния сооружения в целом;
- определение фактической прочности бетона в конструкции.

При наличии опалубочных чертежей проверяются основные размеры пролетного строения и опор. При отсутствии чертежей пролетного строения должны быть сняты все необходимые размеры для составления опалубочного чертежа.

Арматурные чертежи проверяются по замерам в местах коррозии или отсутствия защитного слоя бетона.

При проверке или составлении чертежей пролетного строения измерения производятся со следующей точностью:

по длине – до 0,1 см;

поперечного сечения – до 0,5 см;

диаметров стержней арматуры – до 0,1 мм.

При отсутствии или недостаточной достоверности чертежей пролетного строения устанавливается соответствие его одному из типовых проектов или проектов повторного применения.

При обследовании железобетонных мостов должны выявляться все неисправности, и в первую очередь, снижающие грузоподъемность или долговечность пролетного строения:

- 1) коррозия арматуры;
- 2) потеря сцепления с бетоном стержней рабочей арматуры, в том числе выключение стержней из работы;
- 3) значительные раковины или сколы бетона, а также участки с бетоном пониженной прочности;
- 4) трещины, независимо от их раскрытия, заходящие в расчетную сжатую зону бетона; наклонные трещины любого раскрытия в стенке балок, опор; продольные трещины в месте сопряжения главной балки с плитой; трещины любого направления с раскрытием более 0,3 мм;
- 5) уменьшенная по сравнению с проектной площадь поперечного сечения стержней рабочей арматуры;
- 6) отклонения размеров расчетных поперечных сечений балок или плит от проектных, особенно в сторону уменьшения;
- 7) неправильности в расположении и недостаточная подвижность опорных частей;
- 8) другие повреждения, которые могут снизить грузоподъемность и долговечность пролетного строения и опор.

Все неисправности и другие данные обследования, характеризующие физическое состояние пролетного строения и опор, в том числе трещины, фиксируются и наносятся на опалубочные чертежи или специальные схемы.

Коррозия арматуры может возникать в местах разрушения защитного слоя из-за недостаточной его толщины или вследствие проникновения влаги через трещины. Коррозия арматуры может быть обнаружена визуально в местах обнажения стержней, а также по ржавчине, выступающей на поверхности бетона. Отслоение защитного слоя может быть установлено путем его простукивания, а также по появившимся в нем трещинам вдоль арматурных стержней. Коррозированная арматура подлежит замеру в местах ее обнажения и в местах разрушения защитного слоя – отслоения или пучения бетона. Для замера диаметра стержень должен быть предварительно очищен от ржавчины. Замер диаметра стержня может быть выполнен при помощи штангенциркуля или другого инструмента. На чертежах (схемах) должны быть отмечены стержни, пораженные коррозией, и указаны их фактические диаметры и расположение.

Потеря сцепления с бетоном рабочей арматуры может возникнуть в местах отслоения защитного слоя. К потерявшим сцепление относятся арматурные стержни, не имеющие сцепления с бетоном по всему периметру или на большей части периметра стержня. На схемах должно быть указано количество и положение стержней, потерявших сцепление с бетоном.

Сколы бетона, раковины и участки с нарушенной структурой бетона (ноздреватый бетон, бетон со следами выщелачивания, бетон с усадочными трещинами) обнаруживаются при осмотре или путем простукивания. Расположение этих дефектов с указанием их размеров приводится на чертежах (схемах).

На чертежах (схемах) указываются все трещины, обнаруженные на открытых поверхностях бетона. Замеры производятся в местах наибольшей ширины трещин, с записью результатов замеров на схеме. Замеры трещин должны производиться в основном бетоне; на оштукатуренных поверхностях слой штукатурки в местах замеров должен быть снят.

Фактическая прочность бетона определяется при обследовании пролетных строений с помощью склерометра. Для плитных пролетных строений места испытания бетона следует выбирать в середине пролета и вблизи опорных сечений, в верхней зоне плиты и в местах сопряжения с тротуарными консолями. Прочность бетона определяется с обеих сторон пролетного строения. Для ребристых пролетных строений участки испытания бетона намечают в середине пролета на нижней поверхности плиты и на ребрах в верхней их части. Кроме того, испытанию должны подвергаться участки бетона с нарушенной структурой (выщелачиванием, усадочными трещинами и др.).

В металлических мостах основными неисправностями и повреждениями являются: расстройство заклепочных и болтовых соединений; усталостные трещины, коррозия и механические повреждения. Расстройство заклепочных соединений является наиболее распространенной и прогрессирующей неисправностью металлических мостов.

Главная причина расстройства заклепок – механический износ соединений, который зависит, главным образом, от величины взаимных суммарных перемещений (сдвигов) соединяемых элементов по поверхностям их контактов. С возрастанием концентрации напряжений у заклепочных отверстий увеличивается скорость появления усталостных трещин.

Расстройство заклепочного соединения происходит неравномерно. Сначала ослабляются заклепки крайних наиболее напряженных рядов. Заклепочные соединения с односрезными заклепками при прочих равных условиях расстраиваются быстрее, чем двухсрезные. Слабые заклепки обнаруживают остукиванием их молотком массой 0,2 кг. Обнаруженные слабые заклепки следует заменить высокопрочными болтами.

Металлические пролетные строения мостов, длительное время находящиеся в эксплуатации, обычно имеют коррозионные повреждения, которые уменьшают площадь сечения элементов и снижают их грузоподъемность.

Механические повреждения наиболее часто возникают в процессе эксплуатации в результате ударов негабаритных грузов по элементам пролетных строений. Поврежденные элементы необходимо тщательно осмотреть с целью выявления трещин. Искривления элементов создают в них дополнительные напряжения и уменьшают сопротивляемость продольному изгибу.

При обследовании опор необходимо проверять состояние видимой части фундамента, подводной и надводной частей опоры и подферменников, проверять положения опоры в вертикальной плоскости и ее высотные отметки, а также качество работ по содержанию опоры.

В опорах и фундаментах прежде всего необходимо обращать внимание на плотность и прочность бетона или кладки массива, трещины, проверять состояние поверхности опоры, выявляя раковины, сколы, истирание, выщелачивание бетона. Трещины являются опасным дефектом, так как вода, проникая в трещины и не имея выхода наружу, постепенно разрушает бетон. Необходимо проверять воду на агрессивность к бетону.

При обследовании водопропускных труб необходимо проверять состояние оголовков, звеньев и швов между ними; выявлять трещины в звеньях и оголовках, следы коррозии арматуры, общие деформации элементов конструкции в виде просадок, смещений, растяжки труб, «сплющивания» звеньев в вертикальной или горизонтальной плоскости. Выявлять разрушение бетона, отсутствие конопатки швов, разрывы гидроизоляции.

## 2.2. Испытание мостов

Испытание мостов проводят согласно требованиям и правилам, изложенным в СНиП 3.06.07-86 [6].

Результаты испытаний дают возможность оценить надежность принятых методов расчета и конструирования, а также правильность технологии изготовления и эксплуатации сооружения в целом. Цель испытаний – выявить характер действительной работы моста или отдельных его элементов при воздействии эксплуатационной нагрузки и определить его грузоподъемность.

### **Мосты испытывают:**

*- при приемке новых сооружений в постоянную или временную эксплуатацию с целью установления их действительной грузоподъемности.*

При испытании регистрируют прогибы пролетных строений, перемещения опорных частей, амплитуды вертикальных и горизонтальных колебаний пролетных строений, напряженные состояния в наиболее характерных зонах и т.п. Эти данные сопоставляют с расчетами, а в дальнейшем – с результатами последующих испытаний для выявления изменений, происшедших в процессе эксплуатации;

*- при необходимости уточнения расчетов грузоподъемности сложных систем эксплуатируемых мостов;*

*- после реконструкции или усиления, для оценки их эффективности;*

*- периодически в процессе эксплуатации для выяснения изменений в работе конструкции.*

В процессе натурных испытаний оцениваются соответствие действительной работы конструкции, принятой в расчете, несущая способность моста в целом или отдельных его элементов, определяются жесткость пролетных строений, характеризующая общими прогибами от эксплуатационной или испытательной нагрузки, динамические и другие характеристики.

Согласно СНиП 3.06.07-86 [6] при испытании моста усилия (силы, моменты), возникающие в любых элементах сооружения от испытательной нагрузки, не должны быть выше:

а) усилий от подвижной временной вертикальной нагрузки, принятой в проекте, при коэффициенте надежности по нагрузке или коэффициенте перегрузки, равном единице, и полном динамическом коэффициенте – при испытаниях сооружений, рассчитанных по предельным состояниям;

б) 120% усилий от временной вертикальной нагрузки, принятой в проекте с полным динамическим коэффициентом – при испытаниях сооружений, рассчитанных по допускаемым напряжениям по нормам, действовавшим до 1962 г.;

в) усилий от временной вертикальной нагрузки, соответствующей расчетной грузоподъемности сооружения – при испытаниях сооружений, имеющих элементы с пониженной несущей способностью и сооружений, на которые нет технической документации.

## **ГЛАВА 3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГРУЗОПОДЪЕМНОСТИ МОСТОВ**

### **3.1. Нагрузки, нормативы**

Определение грузоподъемности пролетных строений необходимо для установления наибольшей допустимой величины полной нагрузки от автомобилей и других транспортных средств, которые могут проезжать по мосту. Грузоподъемность выражается через нормативные временные подвижные нагрузки: автотранспортную класса АК, колесную НК-80 и гусеничную НГ-60. Весовые параметры указанных нагрузок уменьшают (или увеличивают) на соответствующий коэффициент. Например, на основе расчета грузоподъемность принята в виде нормативной нагрузки НК-80 с понижающим коэффициентом 0,9.

Грузоподъемность пролетного строения принимают по грузоподъемности наиболее слабого несущего элемента (главной или поперечной балки, плиты проезжей части и др.). Определение грузоподъемности выполняют из условия прочности и трещиностойкости элементов пролетного строения по действующим нормам проектирования СНиП 2.05.03-84\* [1] с учетом физического состояния элементов, выявленных при обследовании сооружения. Усилия определяют только в основных расчетных сочетаниях и сочетаниях с дефектами, снижающими несущую способность пролетного строения.

При расчетах грузоподъемности по условию прочности при нормативных нагрузках АК, НК-80 и НГ-60 согласно СНиП 2.05.03-84\* [1] учитывают динамический коэффициент, а коэффициент надежности - только для нагрузки АК.

При расчетах грузоподъемности по условию трещиностойкости коэффициент надежности и динамический коэффициент не учитывают.

При проверке возможности пропуска по пролетному строению конкретного тяжеловесного транспортного средства усилия определяют от данной нагрузки с учетом условий движения по пролету (по уложенным на проезжей части колесам). Если скорость движения транспортного средства ограничивается до 10 км/ч, то динамический коэффициент принимается равным 1,0. Расчеты по определению возможности пропуска по мосту тяжелого транспортного средства выполняют только из условия прочности элементов.

При разрушении покрытия проезжей части на всей длине проезжей части с периодически повторяющимися выбоинами, наплывами и глубине разрушения не менее 50 мм значения динамических коэффициентов принимают следующими:

для автомобильной нагрузки при скорости движения 60 км/ч и более  $1+\mu=1,7$  - для главных балок и плитных пролетных строений;  $1+\mu=2,0$  - для плиты проезжей части и диафрагм; для автомобильной нагрузки при скорости движения 30 км/ч  $1+\mu=1,5$  - для всех случаев; для остальных скоростей движения - интерполяцией;

для тяжелой одиночной нагрузки  $1+\mu=1,15$  - для главных балок;  $1+\mu=1,45$  - для плиты проезжей части и диафрагм.

При единичных выбоинах (ямах, наплывах, порожках) глубиной до 100 мм динамические коэффициенты имеют следующие значения: для автомобильной нагрузки  $1+\mu=1,4$  - для главных балок и плитных пролетных строений;  $1+\mu=1,7$  - для плиты проезжей части и диафрагм.

При определении грузоподъемности старых мостов за нормативное сопротивление стержневой арматуры принимают минимальные гарантируемые значения предела текучести с понижающим коэффициентом надежности по формуле

$$R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{2280}{1,13} = 2018 \text{ кг/см}^2.$$

Марку бетона определяют по технической документации; если документация отсутствует, то по соответствующим типовым проектам или нормам, соответствующим году проектирования (135 кг/см<sup>2</sup>).

Определение грузоподъемности моста может быть произведено способами:

1. Перерасчета пролетного строения по опалубочным и арматурным чертежам (способ 1). Это наиболее точный и надежный способ.
2. Путем привязки данных существующего пролетного строения к одному из типовых проектов (способ 2).



3. Путем сопоставления расчетных норм, по которым проектировалось пролетное строение, с современными нормами (способ 3).
4. Путем испытания существующего пролетного строения (способ 4).

### 3.2. Определение грузоподъемности моста по опалубочным и арматурным чертежам (способ 1)

Если грузоподъемность пролетного строения выражается через эталонную автомобильную нагрузку, то допустимое расчетное усилие от временной нагрузки определяют по формуле

$$M_{вр}^{расч} = M_{пред} - M_q - M_m, \quad (3.1)$$

где  $M_{вр}^{расч}$  - расчетный допустимый изгибающий момент в балке от временной нагрузки;

$M_{пред}$  - предельный момент, который может быть воспринят балкой от всех нагрузок;

$M_q$  - расчетный момент в балке от постоянной нагрузки;

$M_m$  - расчетный момент в балке от толпы на тротуаре.

Пример. Балочный мост с ненапрягаемой арматурой пролетом 16,76 м имеет габарит 7,0 м и тротуары шириной 0,75 м. Количество балок в поперечном сечении моста шесть с расстоянием между их осями 1,4 м.

Высота балок – 100 см, толщина плиты – 12 см, ширина ребра – 15 см, количество арматуры в нижней зоне 10 Ø 32 мм. Мост построен в 1961 году по типовому проекту Союздорпроекта, выпуск 56.

1. **Определение несущей способности балки** – предельно допустимого изгибающего момента –  $M_{пред}$  (рис. 3.1).

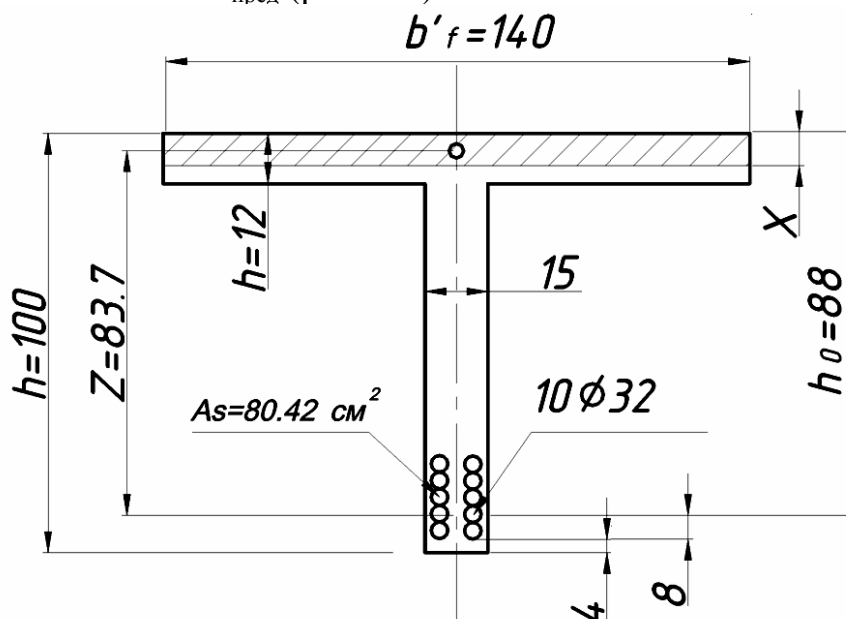


Рис 3.1. Схема к определению несущей способности балки

Высота сжатой зоны бетона:

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b_f} = \frac{2018 \cdot 80,42}{135 \cdot 140} = 8,58 \text{ см},$$

где  $A_s = 10 \cdot 8,042 = 80,42 \text{ см}^2$ .

Предельный изгибающий момент по бетону:

$$M_{пред}^{бет} = R_b \cdot b_f \cdot x (h_0 - 0,5x) = 135 \cdot 140 \cdot 8,6 (88 - 0,5 \cdot 8,6) = 136,05 \text{ тм}. \quad (3.2)$$

Предельный изгибающий момент по арматуре:

$$M_{пред}^{арм} = R_s \cdot A_s \cdot z = 2018 \cdot 80,42 \cdot 83,7 = 135,83 \text{ тм}. \quad (3.3)$$

## 2. Определение изгибающего момента от постоянной нагрузки – $M_q$ .

Плита -	$0,12 \cdot 1,4 \cdot 2,5 = 0,42 \text{ т/м}.$
Выравнивающий слой -	$0,04 \cdot 1,4 \cdot 2,4 = 0,134 \text{ т/м}.$
Гидроизоляция -	$0,01 \cdot 1,4 \cdot 2,0 = 0,028 \text{ т/м}.$
Защитный слой -	$0,04 \cdot 1,4 \cdot 2,4 = 0,134 \text{ т/м}.$
Асфальтобетон -	$0,07 \cdot 1,4 \cdot 2,0 = 0,196 \text{ т/м}.$
Ребро балки -	$0,15 \cdot 0,88 \cdot 2,5 = 0,33 \text{ т/м}.$
	$q = 1,24 \text{ т/м}.$

Изгибающий момент от собственного веса балки:

$$M_q = \frac{1}{8} \cdot \gamma_f \cdot q \cdot \ell^2 = \frac{1}{8} \cdot 1,2 \cdot 1,24 \cdot 16,76^2 = 52,24 \text{ тм}.$$

Изгибающий момент от толпы –  $M_T$ :

$$P = 400 - 2 \cdot \lambda = 400 - 33,52 = 368 \text{ кг/м}^2. \quad (3.4)$$

$$M_T = P \cdot 0,75 \frac{\ell^2}{8} \gamma_{\ddagger} \cdot KПУ_m = 0,368 \cdot 0,75 \frac{16,76^2}{8} \cdot 1,2 \cdot 0,342 = 3,98 \approx 4 \text{ т/м}, \quad (3.5)$$

где  $KПУ_T = 0,342$  – коэффициент поперечной установки толпы.

### 3.3. Определение грузоподъемности моста при нагрузке А-11 (рис. 3.2)

Проезжая часть моста имеет выбоины глубиной до 50 мм. Динамический коэффициент  $1 + \mu = 1,7$

Коэффициент поперечной установки определяется методом внецентренного сжатия. Полудиафрагмы моста в стыках хорошо соединены.

$$KПУ = \frac{1}{2} (\sum Y_i) = \frac{1}{2} (0,5 + 0,3 + 0,19 - 0,005) = 0,49 \quad (3.6)$$

Допустимый изгибающий момент в балке от временной нагрузки:

$$M_{вр}^{дон} = M_{пред} - M_q - M_m = 135,83 - 52,24 - 4,0 = 79,59 \text{ тм}.$$

Так как нагрузка А-11 состоит из двух видов (тележки с сосредоточенными силами и полосовой нагрузки), определение грузоподъемности удобнее производить с помощью эквивалентной нагрузки (рис. 3.3)

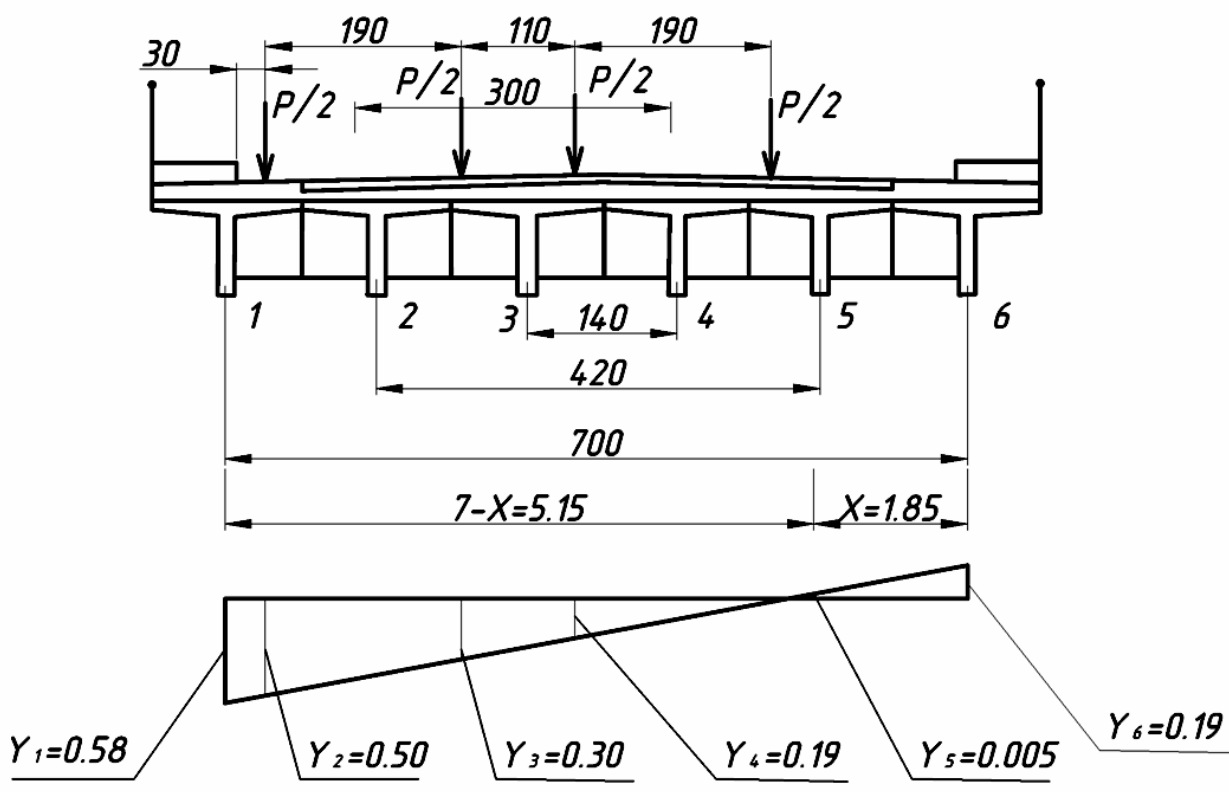


Рис. 3.2. Схема к определению коэффициента поперечной установки от нагрузки А-11

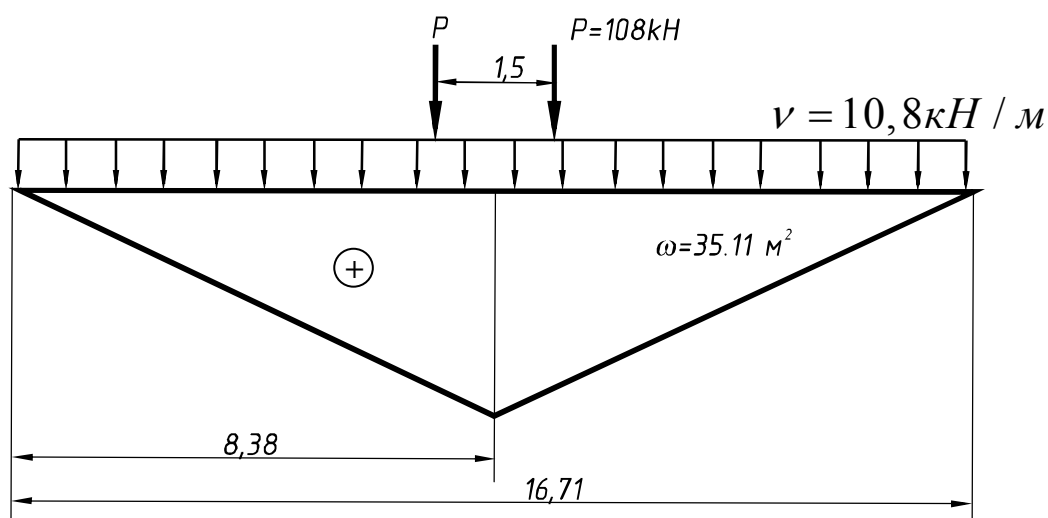


Рис. 3.3. Схема к определению грузоподъемности моста при нагрузке А-11

Расчетная эквивалентная нагрузка при допустимом изгибающем моменте от временной нагрузки:

$$M_{\text{ер}}^{\text{дон}} = k \cdot \gamma_{\text{т}} \cdot (1 + \mu) \text{КПУ} \cdot \omega_{\lambda \theta},$$

где  $k$  – эквивалентная нагрузка:

$$k = \frac{M_{\text{ср}}^{\text{д}}}{\gamma_1(1+\mu)\omega_{\lambda_{\text{с}}} \cdot \text{КПУ}} = \frac{79,59}{1,2 \cdot 1,21 \cdot 35,11 \cdot 0,49} = 31,82 \text{ кН/м}. \quad (3.7)$$

Для нормативной нагрузки А-11 при пролете  $\text{€}=16,76$  м эквивалентная нагрузка составляет 31,66 кН/м, менее расчетной (31,82 кН/м), поэтому грузоподъемность моста обеспечена. Но это при динамическом коэффициенте, равном нормативному. При дорожной одежде с большими выбоинами динамический коэффициент увеличивается и грузоподъемность будет на 20 – 30% меньше. Поэтому больших выбоин на проезжей части допускать нельзя. Необходимо сделать ремонт проезжей части, а затем пропускать нагрузку А-11.

### 3.4. Определение грузоподъемности моста при колесной нагрузке НК-80

Стыки диафрагм разрушены. Пропускать тяжелую нагрузку НК-80 при разрушенных стыках диафрагм нельзя, так как усилия в главных балках будут в 2,5 раза превышать допустимые. Поэтому необходимо сначала сделать ремонт стыков диафрагм, а затем производить пропуск указанной нагрузки. После ремонта стыков коэффициент поперечной установки можно определить методом внецентренного сжатия.

Определим его величину для нагрузки НК-80 (рис. 3.4):

$$Y_i = \frac{1}{n} + \frac{a_i^2}{2\sum a_i^2} = \frac{1}{6} + \frac{7^2}{2(7^2 + 4,2^2 + 1,4^2)} 0,17 + 0,36 = 0,53;$$

$$Y'_i = 0,17 - 0,36 = -0,19;$$

$$\text{КПУ} = \frac{1}{2}(\sum Y_i) = \frac{1}{2}(0,37 + 0,09) = 0,23. \quad (3.8)$$

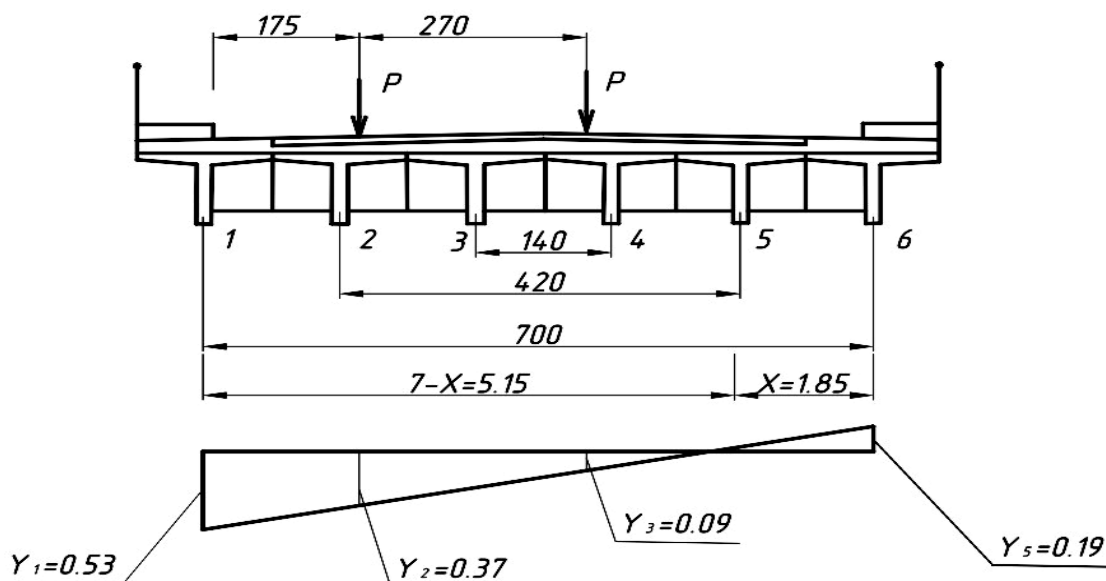


Рис. 3.4. Схема к определению коэффициента поперечной установки при нагрузке НК-80

### Грузоподъемность моста (рис. 3.5)

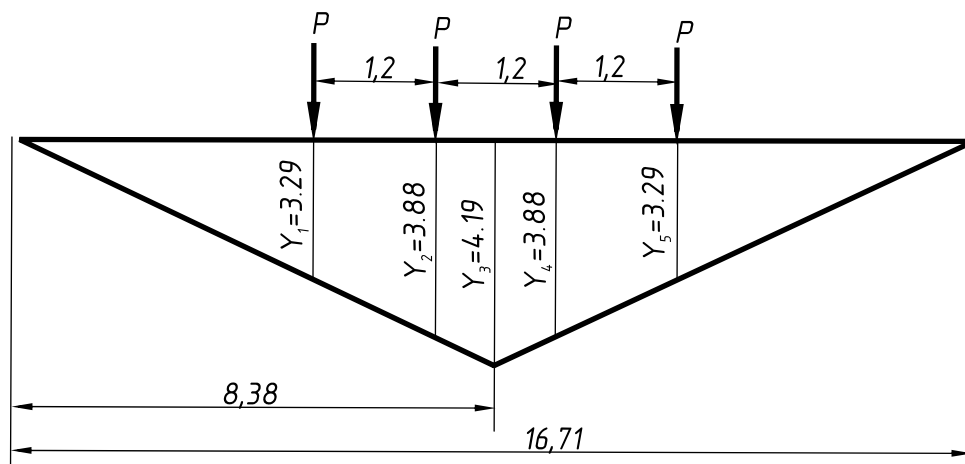


Рис.3.5. Схема к определению грузоподъемности моста при нагрузке НК-80

$$M_{\text{ep}} = \gamma_1(1 + \mu) K_{\text{ПУ}} \cdot P \cdot \sum Y_i.$$

Нагрузка от толпы при НК-80 не учитывается,  $\gamma_1=1,0$  – коэффициент надежности;

$(1+\mu)=1,15$  – динамический коэффициент.

$$79,59 = 1,0 \cdot 1,15 \cdot 0,23 \cdot P(3,29 + 3,88 + 3,88 + 3,29);$$

$$P = \frac{79,59}{1,0 \cdot 1,15 \cdot 0,23 \cdot 14,34} 21,0 \text{ м};$$

$$Q = 4 \cdot P = 4 \cdot 21,0 = 84 \text{ м} > 80,0 \text{ м}.$$

Грузоподъемность моста достаточна, но нагрузку НК-80 пропускать по мосту необходимо по колеем, оси которых должны быть расположены от левого колесоотбоя на расстоянии 1,55 м и 4,25 м. При движении по указанным колеем определен коэффициент поперечной установки.

### 3.5. Определение грузоподъемности консольной плиты проезжей части

Плита проезжей части заделана в ребре балки и на стыке с соседними балками имеет продольный шов без стыка и работает как консоль. Опасным загрузением является, когда колесо временной нагрузки занимает положение на краю консоли. Распределение давления от колеса в слоях элементов проезжей части происходит под углом  $45^\circ$  (рис. 3.6).

Постоянная нагрузка на 1 м ее ширины:

$$q = \sum h_i \cdot \gamma_i \cdot \gamma_f,$$

где  $h_i$  – толщина слоя,  $\gamma_i$  – удельный вес материала,  $\gamma_f$  – коэффициент надежности.

$$q_n = 0,07 \cdot 2,2 \cdot 1,1 + 0,04 \cdot 2,5 \cdot 1,3 + 0,01 \cdot 1,8 \cdot 1,3 + 0,04 \cdot 2,2 \cdot 1,3 + \frac{0,08 + 0,12}{2} \cdot 2,5 \cdot 1,1 = 0,71 \text{ м / м}^2$$

Изгибающий момент у корня консоли от постоянной нагрузки:

$$M_q = \frac{q_n \cdot b_k^2}{2} = \frac{0,71 \cdot 0,625^2}{2} = 0,14 \text{ м}.$$

Площадь рабочей арматуры в плите,  $f=2,262 \text{ см}^2$ :

$$A_s = \frac{2,262 \cdot 18}{2,16} = 18,86 \text{ см}^2.$$

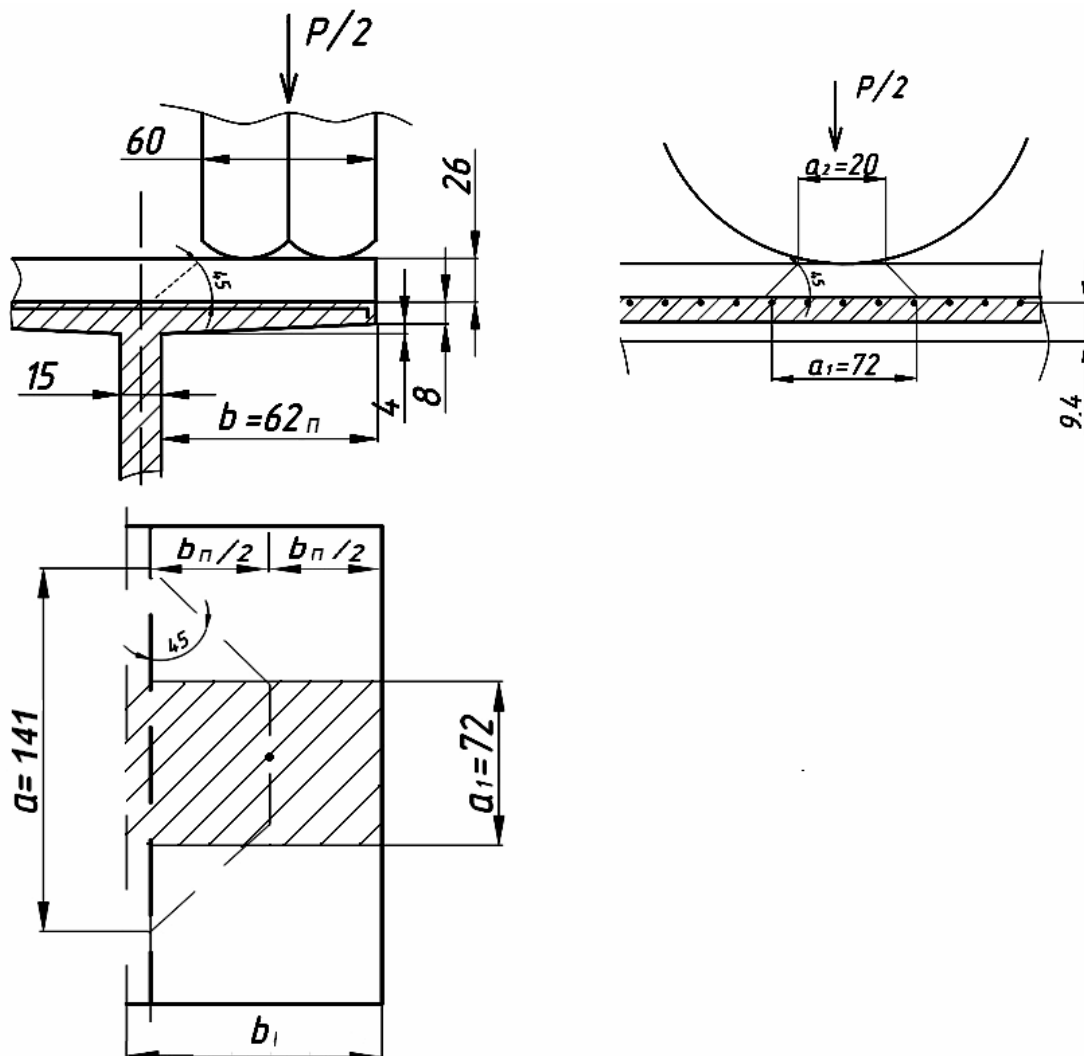


Рис. 3.6. Схема определения грузоподъемности консольной плиты проезжей части

Предельный изгибающий момент:

$$M_{пред} = A_s \cdot R_s \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) = 18,86 \cdot 2413 (9,4 - 0,85) = 3,90 \text{ мм},$$

где  $R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{2800}{1,16} = 2413 \text{ кг/см}^2$ ;  $x = \frac{A_s \cdot R_s}{b \cdot R_b} = \frac{9,43 \cdot 2413}{100 \cdot 135} = 1,69 \text{ см}.$

Изгибающий момент у корня консоли от временной нагрузки:

$$M_p = P_0 \frac{a_i \cdot b_n^2}{2a} (1 + \mu) \cdot \gamma; \quad (3.9)$$

где

$$P_0 = \frac{P_a}{2 \cdot a_i \cdot b_i} = \frac{20}{2 \cdot 0,69 \cdot 0,72} = 20,13;$$

$P_0 = 20 \text{ т}$  – давление на ось;

$$M_p = P_0 \frac{a_i \cdot b_n^2}{2a} (1 + \mu) \cdot \gamma = 20,13 \frac{0,72 \cdot 0,62^2}{2 \cdot 1,41} \cdot 1,5 \cdot 1,2 = 3,58 \text{ мм}.$$

При скорости движения до 30 км/ч  $(1 + \mu) = 1,5$  [9, п.1.19].

Суммарный момент у корня консоли

$$M = M_p + M_q = 3,58 + 0,14 = 3,78 \text{ мм}.$$

### 3.6. Проверка на трещиностойкость железобетонных пролетных строений с ненапрягаемой арматурой

Проверка на трещиностойкость железобетонных пролетных строений с ненапрягаемой арматурой согласно [1, п.3.95] производится по категории требований 3В, по которым растягивающие напряжения в бетоне не контролируются, а ширина раскрытия трещин ограничивается величиной 0,3 мм. Расчет производится по формуле (3.10)

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E} \psi \leq \Delta_{cr}, \quad (3.10)$$

где  $\sigma_s$  – растягивающие напряжения в крайних стержнях;

$E$  – модуль упругости арматуры;

$\psi$  – коэффициент раскрытия трещин – принимается по [1, § 3.109];

$\Delta_{cr}$  – нормативная предельная ширина раскрытия трещин.

Значение  $\sigma_s$  вычисляется по формуле (3.11)

$$\sigma_s = \frac{M_{np}^m (h - x - a_n)}{A_s \cdot z (h - x - a_s)}, \quad (3.11)$$

где  $M_{np}^m$  – предельный изгибающий момент в сечении от постоянной и временной нагрузок по условию трещиностойкости;

$a_n$  и  $a_s$  - расстояние от крайнего ряда арматуры и от центра тяжести арматуры до наиболее растянутой грани сечения.

Из уравнений (3.10) и (3.11) определяется предельный изгибающий момент по условию трещиностойкости:

$$M_{np}^m = \frac{A_s \cdot z(h - x - a_s) \Delta_{cr} \cdot E}{(h - x - a_n) \psi} \quad (3.12)$$

### 3.7. Учет влияния неисправностей пролетного строения на его грузоподъемность

При наличии в пролетном строении дефектов в виде коррозии арматуры или стержней, выключенных из работы, при перерасчете сечений необходимо учитывать их ослабление указанными дефектами. Учет ослабления арматуры коррозией и выключенных из работы стержней производится путем введения в расчетные формулы фактической площади сечения стержней рабочей арматуры или относительного изменения площади сечения арматуры, определенных при обследовании моста.

Величина относительного изменения площади арматуры определяется как отношение поперечного сечения продольной рабочей арматуры с учетом ослабления ее коррозией и выключенных из работы стержней  $A_s'$  к площади той же арматуры без учета ослаблений  $A_s$ :

$$\xi = \frac{A_s'}{A_s} = \frac{n f_a - n_1 f_1 - n_2 f_a}{n f_a} \quad (3.13)$$

где  $n$  – число всех расчетных стержней в сечении;

$n_1$  – число стержней, поврежденных коррозией;

$n_2$  – число стержней, выключенных из работы;

$f_a$  – площадь сечения одного стержня, не поврежденного коррозией;

$f_1$  – площадь ослабления сечения одного стержня коррозией.

При наличии в пролетном строении участков с арматурой, потерявшей сцепление с бетоном, перерасчету подлежит сечение на данном участке без учета стержней, выключенных из работы. При этом расчет производится по наибольшему изгибающему моменту в пределах данного участка.

При наличии в сжатой зоне пролетного строения раковин и сколов бетона высота сжатой зоны бетона  $x_0$  и предельный изгибающий момент  $M_{np}$  вычисляются с учетом ослаблений по формулам для прямоугольного сечения:

$$x_0 = \frac{A_s R_s}{b_b (b - b_0)} \quad (3.14)$$

Предельный изгибающий момент по формуле

$$M_{np,0} = M_{np} - A_0 R_b \cdot z_0,$$



где  $M_{пр,о}$  – предельный изгибающий момент, определяемый с заменой  $x$  на  $x_0$ ;

$A_0$  – площадь ослабления поперечного сечения раковинной или сколом в сжатой зоне бетона ( $см^2$ );

$x_0$  – высота сжатой зоны с учетом ослабления раковинами и сколами;

$z_0$  – расстояние от растянутой рабочей арматуры до центра тяжести площади ослабления бетона, см.

## **ГЛАВА 4. УСИЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ МОСТОВ**

### **4.1. Усиление железобетонных пролетных строений дополнительной арматурой**

Мосты из сборного и монолитного железобетона, построенные до Великой Отечественной войны и в 50-е – 60-е годы, занимают по количеству большой удельный вес. Эксплуатируемые длительное время их пролетные строения во многих случаях не обладают необходимой несущей способностью. Усиление мостов под современные временные подвижные нагрузки может быть осуществлено увеличением сечений несущих элементов, изменением расчетной схемы и устройством дополнительных разгружающих конструкций. Усиление производят обычно без разгрузки собственного веса, так как осуществлять разгрузку бывает трудно.

Чтобы усилить плиты и балки путем увеличения их сечений, в зоны больших растягивающих напряжений добавляют арматуру.

При небольшом усилении добавочную арматуру располагают вблизи от существующей и соединяют сваркой (см. рис. 4.1,А). Для этого крайний нижний ряд существующей арматуры освобождают от бетона на половину диаметра стержней и новые стержни приваривают к ним с помощью коротышей длиной 10-20 см. После этого защитный слой восстанавливают торкретированием или цементной штукатуркой.

Большее увеличение грузоподъемности балок достигается увеличением их высоты на 10-20 см и более (см. рис.4.1,Б). В этом случае зону усиления армируют каркасом, состоящим из продольных и наклонных стержней и хомутов. Продольную арматуру усиления 3 приваривают к существующей I при помощи наклонных коротышей. По мере уменьшения изгибающих моментов продольная арматура усиления может быть оборвана по длине балки. Концы оборванных стержней приваривают к существующей арматуре или присоединяют к ней косыми стержнями. Диаметр арматуры назначают по расчету, но для избежания пережога сваркой принимают не менее 12 мм.

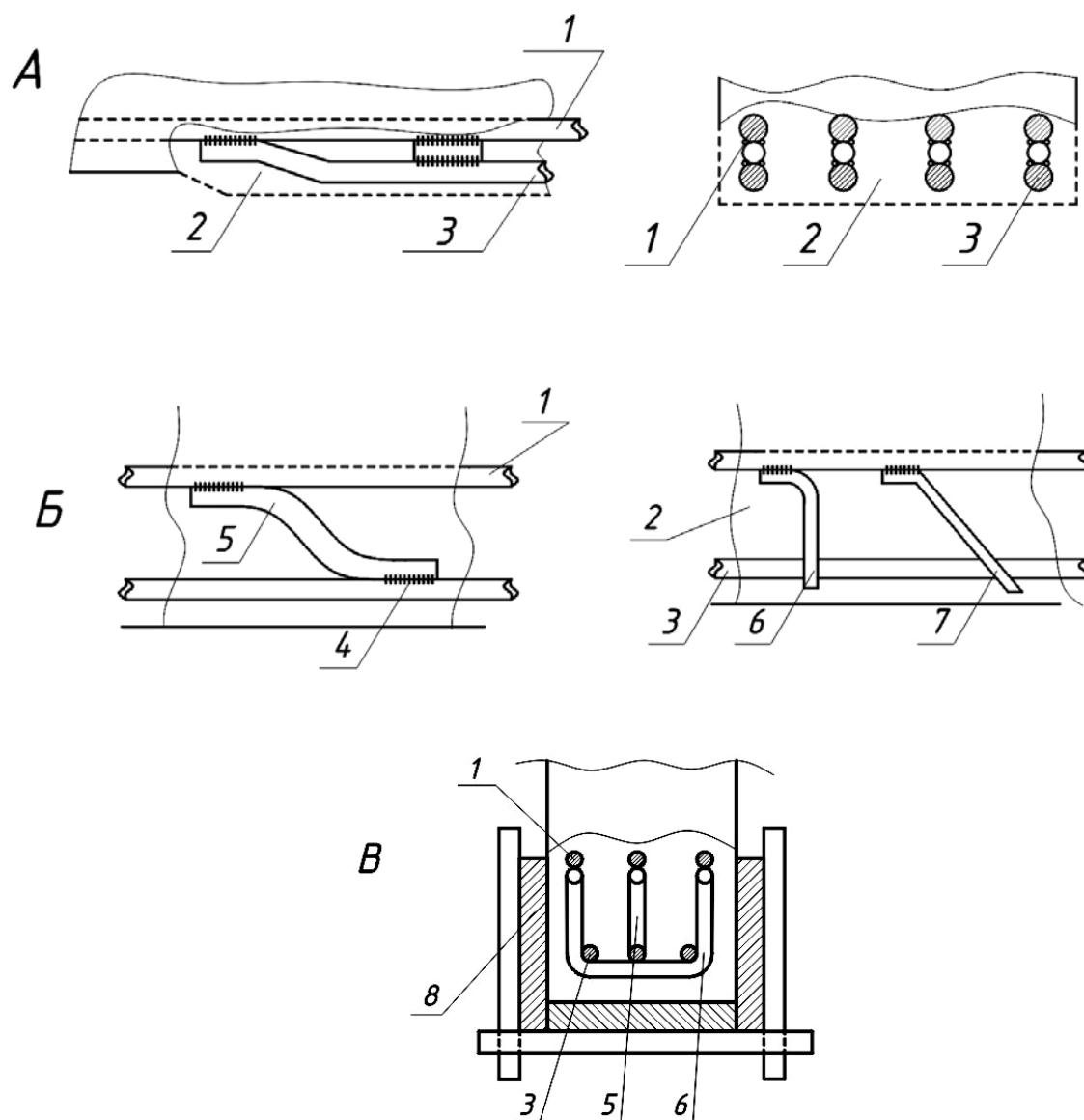


Рис.4.1. Усиление железобетонных балок добавочной арматурой:

А – приварка дополнительной арматуры вблизи существующей; Б – приварка дополнительной арматуры с увеличением высоты балки; В – опалубка для бетонирования зоны усиления; 1 – существующая арматура; 2 – новый бетон зоны усиления; 3 – дополнительная арматура; 4 – сварка; 5 – наклонная дополнительная арматура; 6 – вертикальные хомуты; 7 – косые хомуты; 8 – опалубка для бетонирования зоны усиления

После установки арматурного каркаса зону усиления бетонируют, посредством опалубки (см. рис.4.1,В), которую подвешивают к балкам. Бетонная смесь уплотняется вибраторами. Для надежного сцепления старого и нового бетона поверхность старого должна быть тщательно очищена от грязи и пыли, слабый бетон удален, имеющиеся трещины расшиты, обнаженная арматура очищена от ржавчины. Перед бетонированием поверхность старого бетона продувают сжатым воздухом и смачивают водой. Смесь подают в опалубку через

загрузочные воронки с напором в 0,5 – 1,0 м, для чего воронки делают высокими или наращивают их трубами.

При усилении добавочной арматурой (см. рис.4.1) следует все сдвигающие усилия, возникающие между зоной усиления и старым бетоном, передавать на наклонные коротыши и хомуты, не учитывая в запас прочности сцепления старого и нового бетона по шву омоноличивания. Количество поперечной арматуры рекомендуется увеличивать не менее чем на 25% по сравнению с расчетом.

Усиление армирования балок может быть сделано стальными листами и прокатными элементами. На рис. 4.2 показано применение стального листа, приваренного к арматуре, требующей усиления плиты проезжей части, а также усиление главной балки стальной обоймой из швеллера в растянутой зоне.

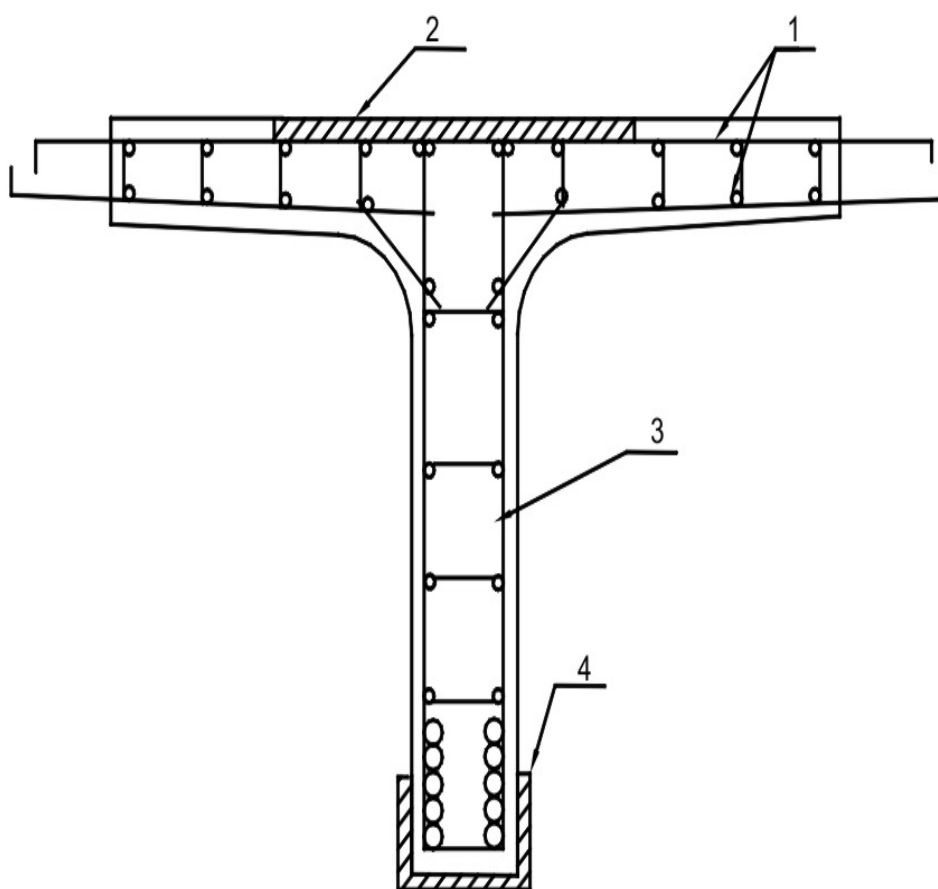


Рис. 4.2. Усиление железобетонной балки приваркой плоского листа к плите и обоймы из швеллера к ребру: 1 – существующая арматура; 2 – лист усиления; 3 – усиливаемая балка; 4 – швеллер (обойма)

Если требуется усиление на главные растягивающие напряжения, то балки заключают в опалубку, армируя их дополнительными косыми стержнями и хомутами (рис. 4.3). Хомуты могут быть предварительно напряженными, из высокопрочной стали, с анкерровкой на поверхности плиты.

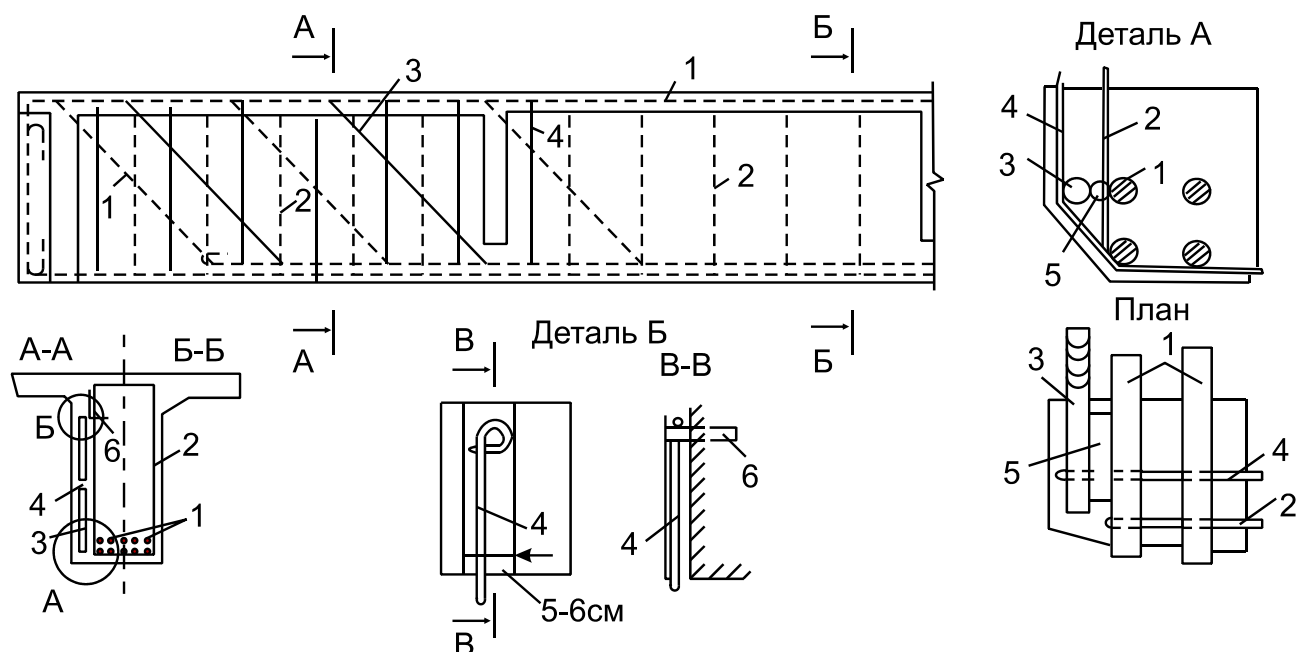


Рис. 4.3. Усиление балок на главные растягивающие напряжения: 1- существующая продольная арматура; 2 – существующие хомуты; 3 – косая арматура усиления; 4 – хомуты усиления; 5 – коротыши для приварки косых стержней; 6 – штыри для крепления хомутов

Эффективным методом усиления железобетонных балочных пролетных строений с пролетами до 24 м является наклеивание металлических элементов эпоксидным клеем (рис. 4.4). При этом способе в растянутой зоне балки приклеивается швеллер 1, объемлющий ребро балки снизу, в оппорной зоне по концам балок на обеих сторонах ребра располагаются стальные полосы 2, приклеенные к бетону ребра и обжатые болтами. Швеллер и полосы объединяются напрягаемыми тягами 3, вертикальными в середине пролета и наклонными у опор. Верхние концы тяг закреплены болтами, пропущенными через бетон ребра балки, а нижние, имеющие резьбу, пропущены через упоры швеллера.

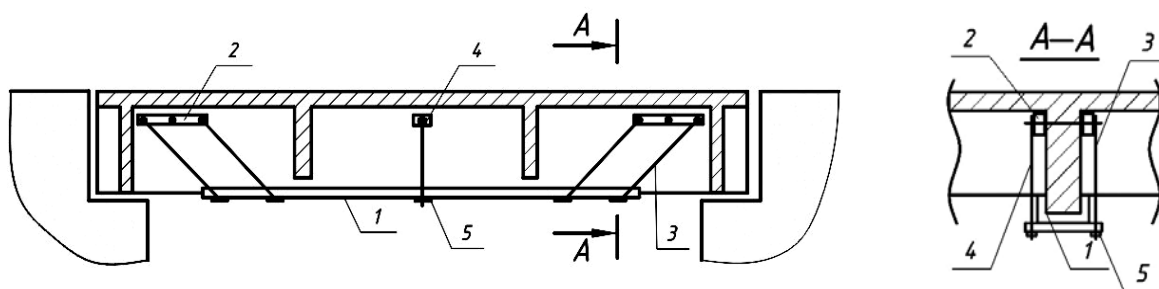


Рис. 4.4. Усиление балок наклеиванием на них металлических элементов эпоксидным клеем: 1 – швеллер усиления; 2 – металлические полосы усиления; 3 – напрягаемые тяги; 4 – болты крепления; 5 – гайки регулирования напряжения в тягах (прижатия швеллера)

Усиление производят в следующей последовательности:

а) просверливают отверстия под высокопрочные болты в ребре балки под плитой проезжей части, устанавливают по концам балки металлические полосы 2,

наносят на них полимерраствор и стягивают высокопрочными болтами, предварительно тщательно очищают и подгрунтовывают жидкой эпоксидной композицией внутренние поверхности металлических полос, а также бетон ребра балки;

б) производят подготовку ребра балки к наклеиванию: удаляют слабый разрушенный бетон, оголенную арматуру тщательно очищают от ржавчины и подгрунтовывают;

в) навешивают на ребро балки вертикальные тяги 3 и фиксируют их болтами, подвешивают на тягах швеллер 1 и производят пробное обжатие, при этом швеллер должен плотно прилегать к нижнему ребру балки;

г) распределяют полимерраствор на предварительно отгрунтованную внутреннюю поверхность швеллера и при помощи вертикальных тяг прижимают его к ребру балки;

д) вставляют наклонные тяги в отверстия упоров швеллера и верхним концом прикрепляют к металлическим пластинам, затягивают гайки на упорах швеллера и подтягивают гайки вертикальных тяг до полного прижатия швеллера к балке.

Для лучшего использования добавляемого нового материала элементов усиления целесообразно принимать меры, чтобы этот материал включался в работу не только на усиления от временной нагрузки, но и от собственного веса конструкции. Поэтому при производстве работ по усилению в ряде случаев необходимо предварительно разгружать усиливаемые элементы от постоянной нагрузки.

Разгрузка конструкций от собственного веса может быть осуществлена различными способами в зависимости от местных условий, особенностей конструкции и способа усиления. Решение выбирают на основании технико-экономического обоснования вариантов усиления.

Когда высота моста небольшая и воды в реке немного, при усилении балочных разрезных пролетных строений их разгрузка может быть произведена путем поддомкрачивания. Для этого под пролетным строением устанавливают временные опоры или шпальные клетки и пролетные строения поддомкрачиваются. После усиления и снятия разгружающих устройств элементы усиления (добавочная арматура, шпренгели) будут работать не только на усилия от временной нагрузки, но и от собственного веса пролетных строений.

#### **4.2. Усиление пролетных строений изменением расчетной схемы**

Усиление разрезных железобетонных балок может быть произведено путем превращения их в неразрезные (рис. 4.5). Опорный участок при этом омоноличивается, возникающий на опоре отрицательный изгибающий момент воспринимается предварительно напряженной арматурой. Напряжения в пучках арматуры разгружают перенапряженные элементы. Эти особенности усиления

путем изменения расчетной схемы конструкции делают данный способ во многих случаях выгодным.

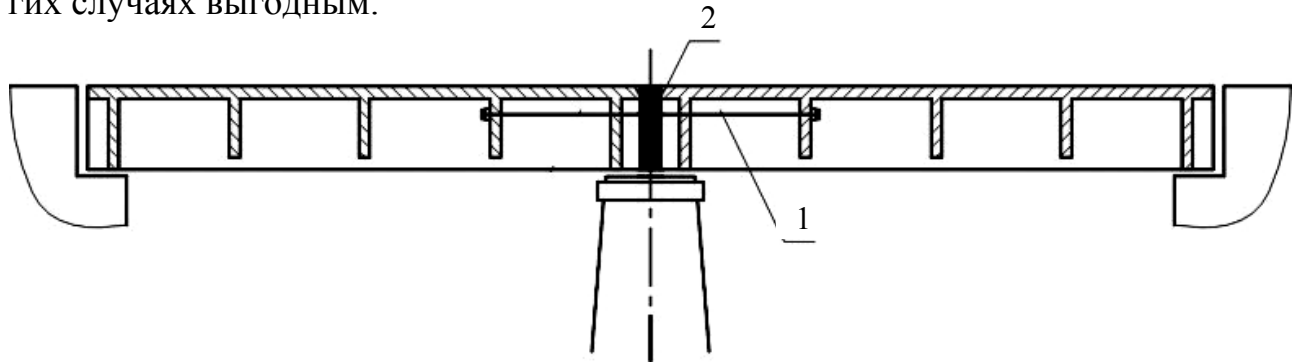


Рис. 4.5. Усиление разрезных балок, превращением их в неразрезные:  
1 – предварительно напряженный шпренгель; 2 – омоноличивание опорного узла

Другой способ усиления железобетонных балок путем изменения расчетной схемы может быть достигнут применением шпренгельных систем (рис. 4.6).

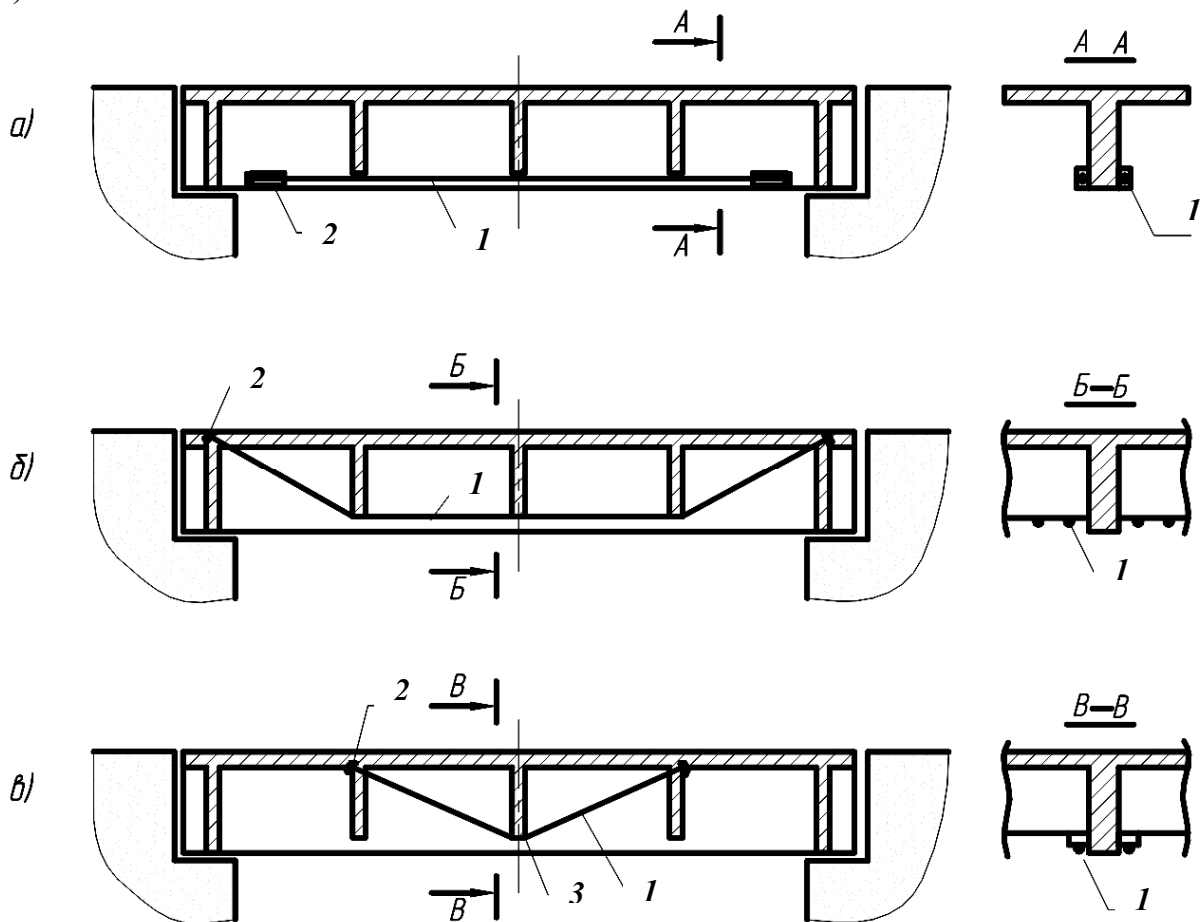


Рис. 4.6. Усиление железобетонных балок путем изменения расчетной схемы применением шпренгелей: а – прямолинейный шпренгель; б - полигональный шпренгель; в - треугольный шпренгель на части длины; 1 – шпренгель; 2 – анкер; 3 – опирание шпренгеля на диафрагму

Шпренгели составляют из двух ветвей, располагаемых симметрично по отношению к ребру главной балки. Очертание шпренгелей может быть прямолинейным (см. рис. 4.6,а), полигональным (см. рис. 4.6,б), треугольным на части длины (см. рис. 4.6,в). Для прямолинейного очертания уменьшается только изгибающий момент, а при полигональном – изгибающий момент и поперечная сила.

Шпренгели делаются из кабелей, составленных из высокопрочной проволоки, собранной в пучки, или из витых тросов заводского изготовления. Шпренгели располагают снаружи балок, поэтому их необходимо предохранять от коррозии покраской или специальными составами. Исследования показали, что в качестве антикоррозионной защиты целесообразно использовать смазку «пушечная» по ГОСТ 19537-83 [7]. Этот материал применяется для консервации приборов и антикоррозионной защиты металлических элементов. Пучок обмазывается пушечной смазкой и обматывается двумя слоями полиэтиленовой пленки.

Пучки для шпренгелей собирают из проволоки диаметром 5 мм из стали В-11.

### Расчет балки, усиленной шпренгелем

Расчет балки, усиленной шпренгелем, - задача статически неопределима с одной лишней неизвестной. На рис. 4.7 показана расчетная схема такой задачи под нагрузку НК-80. Каноническое уравнение для системы с одной лишней неизвестной имеет вид

$$\delta_{11} \cdot x_1 + \Delta_{1p} = 0. \quad (4.1)$$

Для решения уравнения (4.1) рассмотрим два состояния нагрузки. Первое состояние (рис. 4.7,а) – основное, когда шпренгель разрезан или отделен от балки и на ней действует нагрузка Р. Второе состояние (рис. 4.7,б) – вспомогательное, когда внешняя сила Р отсутствует, а на балку действуют равные и противоположные силы Х, вызывающие определенные деформации и перемещения.

Для определения перемещений применяется интеграл Мора:

$$\Delta_{1p} = \sum \int \frac{M_p \square M_1}{EJ_x} ds, \quad (4.2)$$

где  $\Delta_{1p}$  – искомое перемещение. Индекс 1 указывает точку и направление, в которых определяется перемещение, а индекс Р – причину, вызывающее это перемещение.

$M_p$  и  $M_1$  – аналитические выражения изгибающих моментов соответственно от заданной нагрузки и единичной силы (момента);

$\delta_{11}$  – перемещение от единичной силы.

В случае, когда ось бруса прямолинейна и жесткость поперечного сечения в пределах отдельных участков постоянна, интеграл Мора целесообразно

вычислять графоаналитическим методом, применяя правило Верещагина.

По этому правилу интеграл Мора для отдельного участка балки вычисляется как произведение площади нелинейной эпюры изгибающих моментов на ординату линейной эпюры изгибающих моментов, взятую под центром тяжести нелинейной, деленное на жесткость поперечного сечения данного участка.

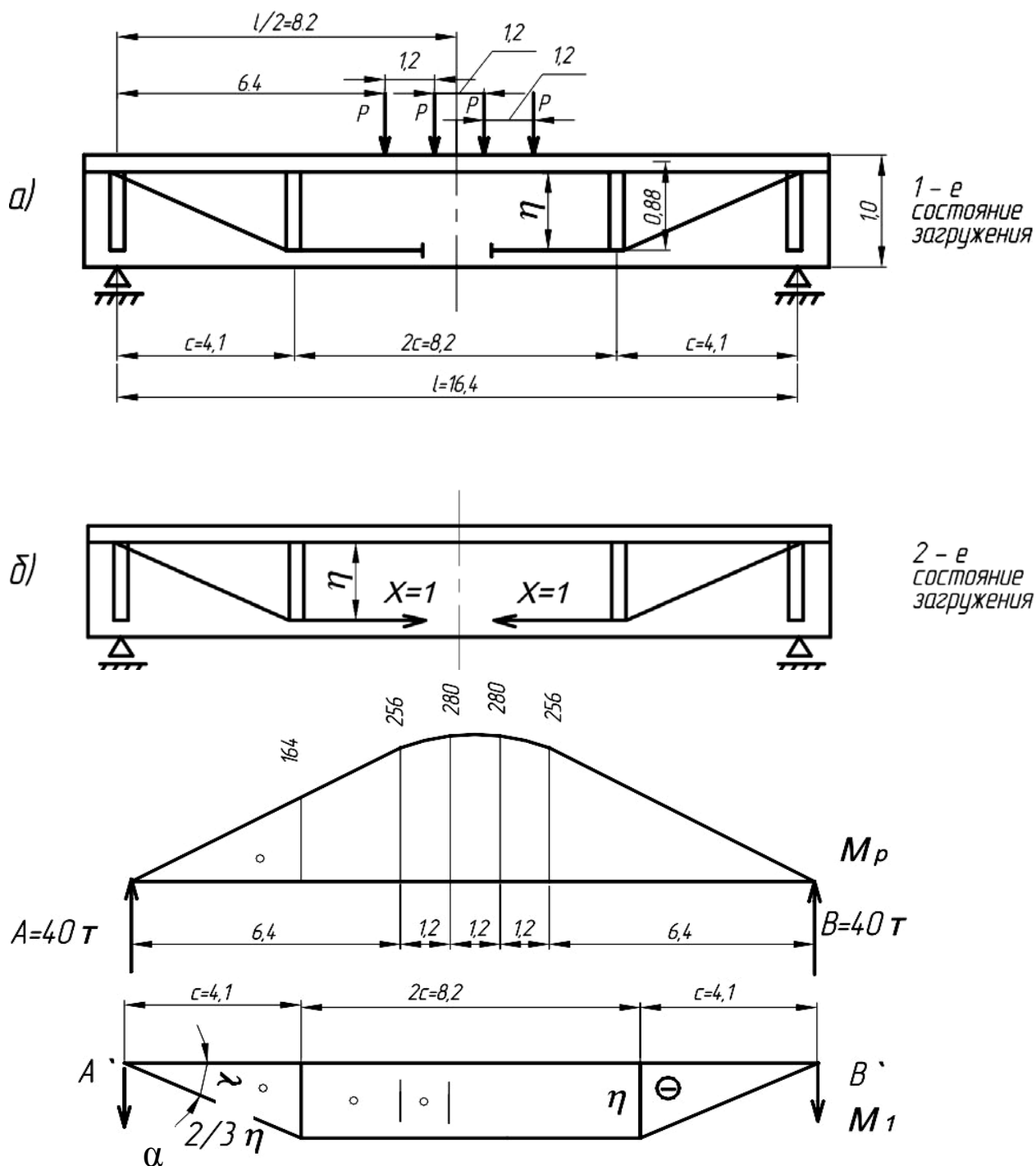


Рис. 4.7. Схема расчета балки, усиленной шпренгелем



Таким образом, при применении правила Верещагина вычисление перемещения ведется по формуле

$$\Delta_{1p} = \Sigma \frac{\omega_i \cdot \eta_i}{EJ_{xi}}, \quad (4.3)$$

где  $\omega_i$  – площадь нелинейной эпюры изгибающих моментов;

$\eta_i$  – ордината линейной эпюры изгибающих моментов, расположенная под центром тяжести нелинейной;

$EJ_{xi}$  – жесткость поперечного сечения данного участка балки.

Очевидно, что в случаях, когда на данном участке обе эпюры линейны, совершенно безразлично, на каком из них брать площадь и на каком ординату. Произведение  $\omega_i \cdot \eta_i$  считается положительным, если часть эпюры, имеющая площадь  $\omega_i$  и соответствующая ординате  $\eta_i$ , расположены по одну сторону от оси бруса.

При применении метода Мора положительное значение искомого перемещения получается в случае, если его направление совпадает с направлением приложенной единичной силы (момента).

Единичное перемещение  $\delta_{11}$  найдем, умножив эпюру  $M_1$  саму на себя:

$$\delta_{11} = \frac{2}{EJ} \left[ \left( \frac{1}{2} \cdot c \cdot \eta \right) \frac{2}{3} \eta + (c \cdot \eta) \eta \right] = \frac{2}{EJ} \left[ \frac{c\eta^2}{3} + c\eta^2 \right] = \frac{8c\eta^2}{3EJ} = \frac{8 \cdot 4,1 \cdot \eta^2}{3EJ} = \frac{10,933\eta^2}{EJ},$$

где выражение в круглых скобках равно площадям отрезков единичной эпюры, а множители  $\frac{2}{3}\eta$  и  $\eta$  – ординаты единичной эпюры под центром тяжести этих же площадей.

Определяем грузовое перемещение:

$$\begin{aligned} \Delta_{1p} &= - \frac{2 \cdot 0,23}{EJ} \left[ \left( \frac{1}{2} \cdot 4,1 \cdot 164 \right) \frac{2}{3} \eta + \left( \frac{256+164}{2} \cdot 2,3 \right) \eta + \left( \frac{256+280}{2} \cdot 1,2 \right) \eta + (280 \cdot 0,6) \eta \right] = \\ &= - \frac{2 \cdot 0,23}{EJ} [224,13\eta + 483\eta + 321,6\eta + 168\eta] = - \frac{550,50\eta}{EJ}, \end{aligned}$$

где также цифры в круглых скобках показывают площади отрезков грузовой эпюры, а множители  $\frac{2}{3}\eta$  и  $\eta$  – ординаты единичной эпюры под центром тяжести грузовой.

Цифра 0,23 в числителе показывает значение коэффициента поперечной установки (КПУ) для крайней балки от нагрузки НК-80, для которой производится расчет шпренгеля.

Из канонического уравнения (4.1) находим величину лишней неизвестной  $X_1$ :

$$x_1 = - \frac{\Delta_{1p}}{\delta_{11}} = \frac{550,50 \cdot EJ \cdot \eta}{10,933 \cdot EJ \cdot \eta^2} = \frac{50,35}{\eta} = \frac{50,35}{0,88} = 57,21 \text{ т},$$

где  $\eta = 0,88$  – высота диафрагмы с опорной частью.

После определения усилия в шпренгеле  $X_1$  и в стойке (диафрагме) расчет балки сведется к расчету статически определимой системы, в которой

изгибающий момент в балке  $M_6$  в каком-либо сечении определяется как

$$M_6 = M_0 - M_{ш} = M_0 - x_1 \cdot \eta, \quad (4.4)$$

где  $M_0$  – изгибающий момент в неусиленной балке (т.е. при отсутствии шпренгеля);

$M_{ш}$  – изгибающий момент шпренгеля.

Если анкерные крепления не приспособлены для натяжения, шпренгели можно натягивать оттяжкой их в вертикальной или горизонтальной плоскости. Возникающее при этом в шпренгеле напряжение определяется по формуле

$$\sigma_p = (\sqrt{i^2 + 1})E, \quad (4.5)$$

где  $i$  – уклон, придаваемый шпренгелю при оттяжке, по отношению к прямолинейному положению его до натяжения;

$E$  – модуль упругости материала шпренгеля.

Натяжение шпренгеля может быть также осуществлено его электронагревом.

#### **4.3. Усиление балок с каркасной арматурой внешними предварительно напряженными пучками**

Этот способ усиления разработан в СоюздорНИИ и может применяться при пролетах до 30 м. При расчете пролетных строений с каркасной арматурой на тяжелые нагрузки обычно оказываются перегруженными крайние балки. Для их усиления в нижней части ребра балки ставятся напрягаемые пучки (рис. 4.8). Их тип и количество проволок назначается по расчету прочности и трещиностойкости.

Упоры для натяжения пучков накладные, прикрепляются к ребрам балок болтами, а анкеры пучков и оттягивающие устройства цилиндрические, вставляются в просверленные в ребрах отверстия (рис. 4.8,б). Анкеры после натяжения пучков бетонируются. Путем натяжения пучков можно регулировать напряжения в балке и его распределение от постоянной и временной нагрузок.

Проведенные опытные работы по внедрению указанного способа усиления показали их высокую эффективность. От известных способов усиление внешними предварительно напряженными пучками отличается значительно меньшей величиной дополнительной постоянной нагрузки на пролетное строение, в 4 раза меньшим расходом материалов и трудовых затрат.

При внешних напрягаемых пучках актуальной является защита их от коррозии. При колебаниях температуры наружного воздуха в напрягаемых пучках будет образовываться влага (конденсат), что приводит к коррозии арматуры. Исследования показали, что в качестве антикоррозионной защиты целесообразно использовать пластичные смазки. В качестве такого материала можно применять смазку «Пушечная» по ГОСТ 19537-83 [7].

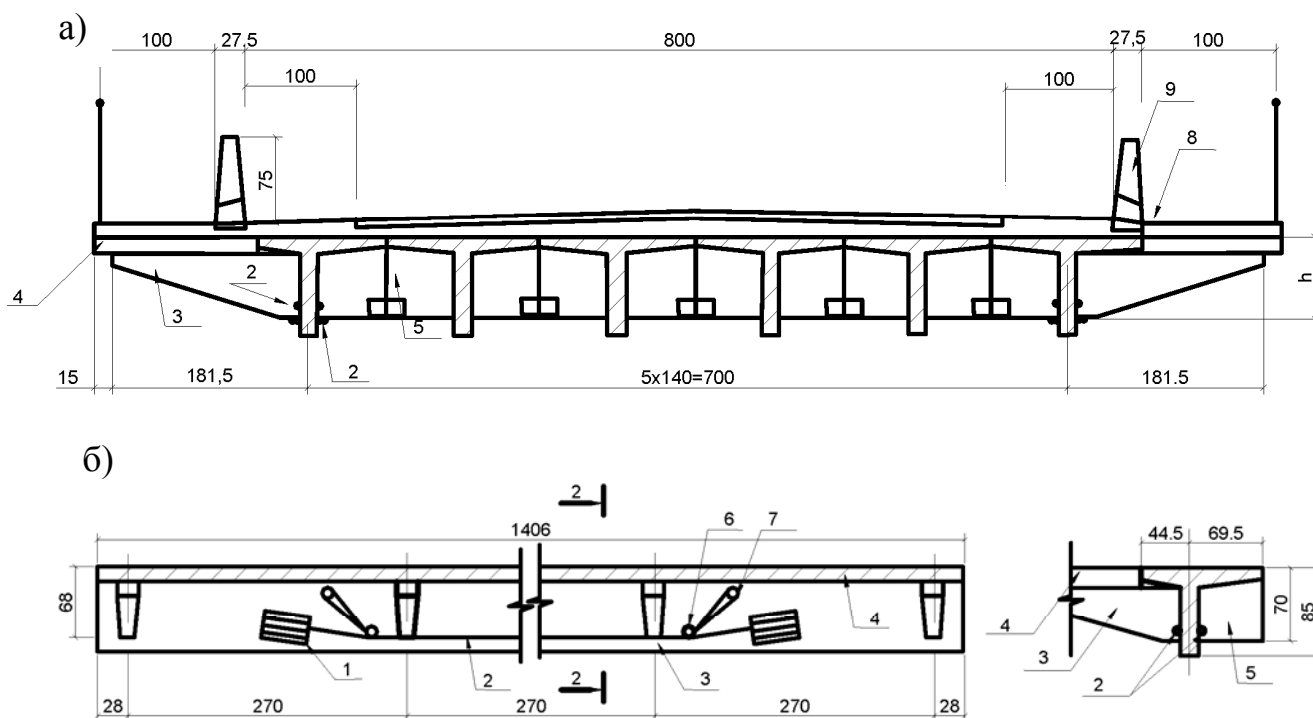


Рис. 4.8. Усиление балок с каркасной арматурой внешними предварительно напряженными пучками: а – поперечное сечение моста; б – продольный разрез балки; 1 – стальной накладной анкер; 2 – напряженный пучок; 3 – бетонизируемая ж/б диафрагма; 4 – ж/б плита уширения; 5 – стык диафрагмы; 6 – оттягивающее устройство; 7 – стальной внутренний цилиндрический анкер; 8 – стальной лоток водоотвода; 9 – парапетное ограждение

Примером удачного усиления внешними пучками под нагрузки А-11 и НК-80 являются два моста в Новгородской области. Согласно расчету на обоих мостах требовалось усилить только крайние балки во всех пролетах (см.рис. 4.8,а). Пучки из 12 проволок диаметром 5 мм из стали класса В-11 натягали на усилие, обеспечивающее необходимую прочность и трещиностойкость балок. Накладные анкеры для натяжения пучков крепились к ребрам балок болтами, а внутренние цилиндрические анкеры и отгибные устройства вставлялись в отверстия, просверленные в ребрах балок.

Анкеры бетонировались после натяжения пучков. Защита пучков от коррозии была выполнена пушечной смазкой.

Увеличение габаритов пролетных строений обоих мостов до Г-8 + 2х1,0 м (см. рис. 4.8,а) произведено следующим образом:

разбирался бетон консольных участков плит проезжей части уширяемых балок;

на фасаде уширяемых балок бетонировались диафрагмы, располагаемые напротив имеющихся диафрагм, т.е. с шагом 2,7 м вдоль пролета балки;

бетонировались железобетонные плиты уширения, которые располагались в одном уровне с плитой проезжей части уширяемых балок и опирались на устроенные диафрагмы.

Существующее на местах мостовое полотно ремонтировалось только под крайними балками, т.е. в том месте, где оно практически всегда имеет неудовлетворительное состояние. На обоих мостах были установлены железобетонные парапетные ограждения проезжей части высотой 0,75 м.

Работы проводились без установки дополнительных балок, уширения опор или их ригелей и закрытия движения по мосту. С помощью способа усиления внешними пучками типовые железобетонные пролетные строения автомобильных мостов с габаритами Г-6, Г-7 и Г-8, рассчитанные под нагрузки по схемам Н-13 и НГ-60 и эксплуатируемые в настоящее время на дорогах III и IV категорий, могут быть легко уширены до габаритов Г-8 и Г-10 для пропуска по ним нагрузок по схемам А-11 и НК-80.

#### **4.4. Усиление арочных каменных и бетонных пролетных строений**

Потребность в усилении арочных каменных и бетонных мостов чаще всего возникает из-за необходимости повышения грузоподъемности сводов пролетных строений. Обычно применяют способы усиления, связанные с разгрузкой свода от веса надсводной засыпки (рис. 4.9,а) или возведением дополнительных сводов над существующим сводом усиления (рис. 4.9,б) или под ним (рис. 4.9,в), усиление, связанное с полным удалением подсводного строения и заменой его балочным пролетным строением малой высоты (плитным). Плитное пролетное строение (рис. 4.9,г) может опираться на устои моста или на опоры, устроенные вблизи пят усиливаемого свода. Из архитектурных соображений щековые стенки свода могут быть сохранены. Этот способ усиления целесообразно применять в мостах с малыми пролетами.

Свод усиления рекомендуется раскружаливать домкратами по способу Фрейсине, полностью освобождая старый свод от веса вышележащей конструкции и временной нагрузки. Если свод усиления расположен под существующим, то все работы можно вести без закрытия движения, но бетонировать приходится в очень стесненных условиях. Для совместной работы своды соединяют анкерами, штрабами и т.д. Для опирания сводов усиления, расположенных снизу, опоры моста немного уширяются.

#### **Усиление сводов нагнетанием в кладку цементного раствора**

В некоторых случаях путем нагнетания цементного раствора в кладку свода и надсводную его часть, что восстанавливает их целостность и таким образом частично обеспечивает разгрузку свода. Цементацию кладки целесообразно производить совместно с другими способами усиления пролетных строений каменных и бетонных мостов.

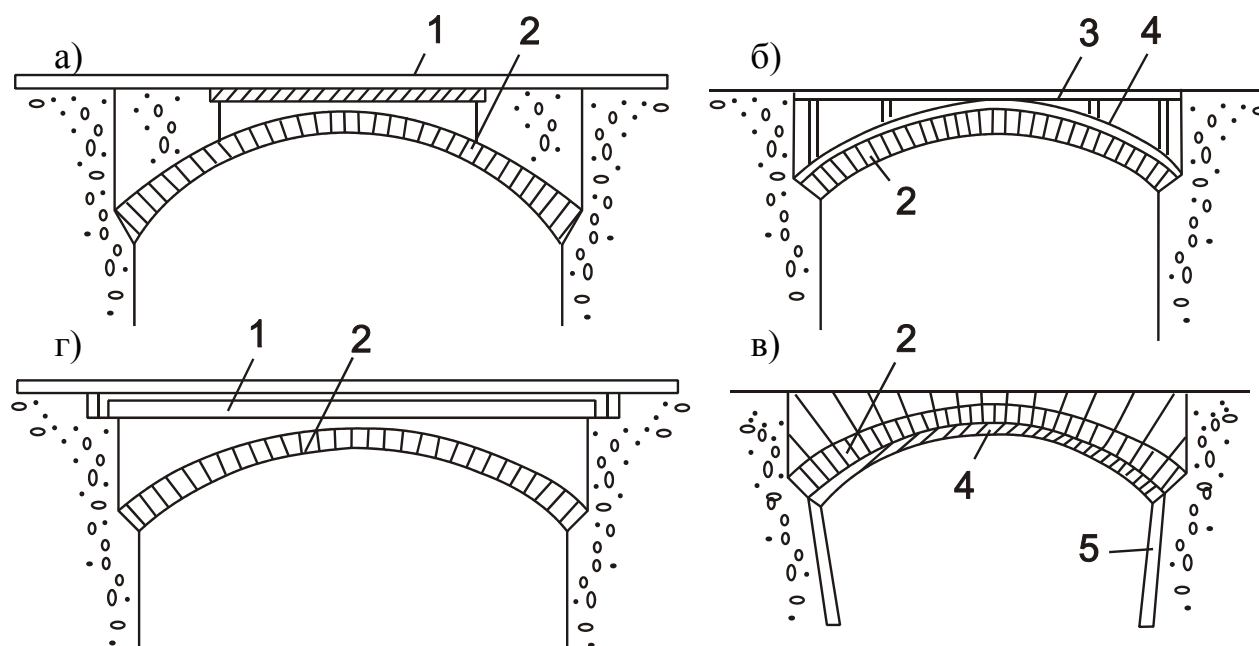


Рис. 4.9. Схемы усиления сводов каменных и бетонных мостов: а – частичной или полной разгрузкой сводов; б – расположением дополнительного свода сверху существующего; в – то же, снизу существующего; г – путем устройства плитного пролетного строения; 1 – железобетонная плита; 2 – существующий свод; 3 – облегченное надсводное строение; 4 – свод усиления; 5 – уширение опоры

### Набрызгбетонирование сводов

В последние годы для усиления сводов находит все большее применение безопалубочный метод бетонирования набрызгом бетона. Способ набрызга позволяет существенно упростить производство работ, снизить их стоимость и повысить качество бетона нового свода, укладку которого в новые своды выполняют набрызгом с применением ускорителей твердения или без них с соблюдением технологических правил. Благодаря высокой адгезии набрызгбетона обеспечивается надежная связь нового свода с поверхностью кладки старого. Включают новые железобетонные своды в совместную работу напрягаемыми металлическими анкерами, закрепленными в кладке старых сводов и обжимающими их.

Для установки напрягаемых анкеров в кладке свода пробуривают скважины, в которые вставляют анкера с «расщепленными» концами и зажатыми в них клиновидными пластинами. Осторожными ударами по наружному концу анкеров последние осаживают до упора. Клин раздвигает «расщепленные» концы анкеров и обеспечивает их закрепление в скважинах. На наружные концы анкеров надевают опорные плиты, ставят шайбы и гайки. В каждой опорной плите имеется два отверстия: одно для анкера, другое для нагнетания в скважину цементного раствора. Натяжение анкеров производят гаечным ключом вручную. Завершив натяжение анкеров до требуемого значения, производят заполнение скважины цементным раствором. После закрепления анкеров уста-

навливают металлические сетки свода и оболочки и производят набрызгбетонирование.

## **ГЛАВА 5. УСИЛЕНИЕ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ**

### **5.1. Общие сведения**

Для увеличения грузоподъемности металлических пролетных строений применяют как частичное, так и общее усиление.

При частичном усилении увеличивают площади отдельных элементов, уменьшают свободную длину сжатых стержней, заменяют сильно изношенные элементы новыми, добавляют заклепки или сварочные швы в стыках, узловых креплениях.

Недостаток частичного усиления – необходимость расклепки и выключения существующей конструкции из работы на постоянную нагрузку. Расклепка может вызвать дополнительные работы по устройству разгружающих приспособлений, рассверловке заклепочных отверстий и т.д. В результате частичное усиление может оказаться дорогим и трудоемким, особенно когда нужно усилить большое число элементов.

Общее усиление осуществляется изменением расчетной схемы пролетных строений. Кроме металла, стальные пролетные строения могут быть усилены железобетоном путем объединения для совместной работы. Однако применение железобетона или бетона значительно увеличивает собственный вес пролетных строений.

Усиление стальных конструкций может быть выполнено на заклепках, высокопрочных болтах и сварных соединениях. Сварные соединения применяют только в тех случаях, когда металл усиливаемых конструкций допускает сварку. Сварочное железо старых мостов, а также сталь с признаками повышенной хрупкости (усталости, наклепа и пр.) при наложении электрошвов трескается, и в этих случаях сварка недопустима. К недостаткам сварных соединений следует отнести также концентрацию напряжений у сварных швов и усадочные явления при остывании наплавленного металла, способствующие появлению трещин в швах и соединяемых элементах.

С особой осторожностью следует применять сварные соединения в мостах, находящихся в северных районах. Отрицательная температура (ниже  $-40^{\circ}\text{C}$ ) повышает возможность хрупкого разрушения основного и наплавленного металла.

Не рекомендуется применять комбинированные рабочие соединения разной жесткости, например заклепочное совместно со сварными или фрикционными, так как более жесткие соединения (фрикционные, сварные) воспримут на себя большую долю усиления и будут работать с перенапряжением, что в расчетах учесть трудно.

## 5.2. Усиление балок проезжей части

Усиление слабых по сечению продольных балок проезжей части наиболее часто осуществляют постановкой горизонтальных листов, которые прикрепляют к нижнему поясу высокопрочными болтами или заклепками, а к верхнему поясу заклепками (рис. 5.1).

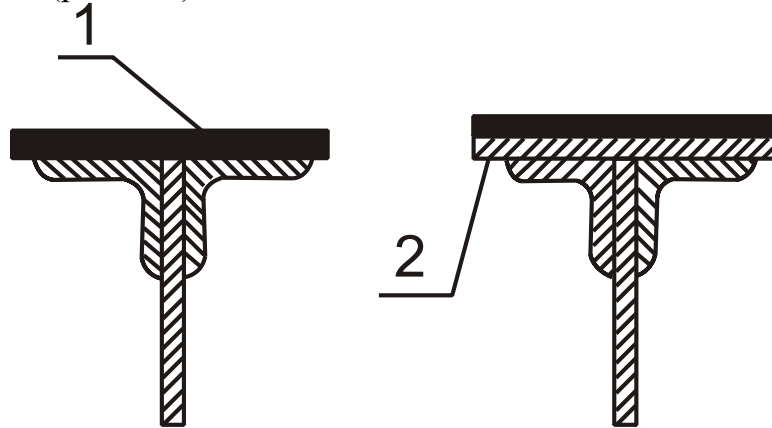


Рис. 5.1. Схемы усиления балок проезжей части сплошным листом: 1 – лист; 2 – уплотненный зазор

При укладке листа усиления на поверхность полок уголков их необходимо тщательно очистить от грязи, ржавчины и краски. Затяжку высокопрочных болтов выполняют в два приема: сначала обычным монтажным ключом закручивают гайку до отказа, а затем дотягивают до расчетного усилия при помощи специального ключа, имеющего измерительное устройство.

Прокатные, а также клепаные балки, пояса которых составлены из уголков, усиливают приклепкой или приваркой новых горизонтальных листов (рис. 5.2). Чтобы избежать потолочной сварки, ширину верхних листов берут на 8 – 10 мм уже верхнего пояса, а нижнего – шире.

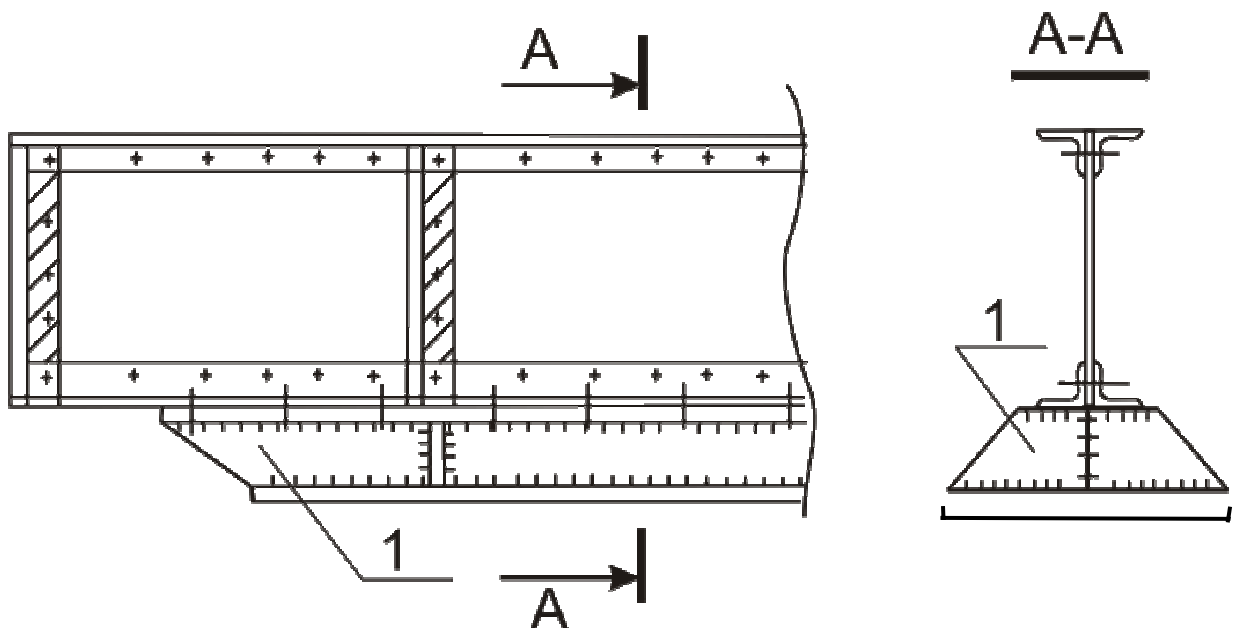


Рис. 5.2. Усиление балок проезжей части металлом: 1 – металл усиления

В старых пролетных строениях часто возникает необходимость усиления прикреплений продольных балок к поперечным и поперечных балок - к главным фермам или балкам. Для значительного повышения грузоподъемности таких прикреплений увеличивают число прикрепляющих заклепок или высокопрочных болтов и их несущую способность. Это достигается установкой на соединительные уголки накладок, позволяющих разместить дополнительные заклепки или высокопрочные болты и увеличить число контактов (рис. 5.3,а). Между накладкой и стенкой балки ставят прокладки. В этом типе усиления требуется замена старых заклепок на участках прикрепления накладок новыми или высокопрочными болтами.

Возможно усиление прикрепления продольных балок с применением сварки (рис. 5.3,б). При этом способе усиления соблюдают следующий порядок: сначала к полкам уголков приваривают накладки, а затем ставят накладки или высокопрочные болты.

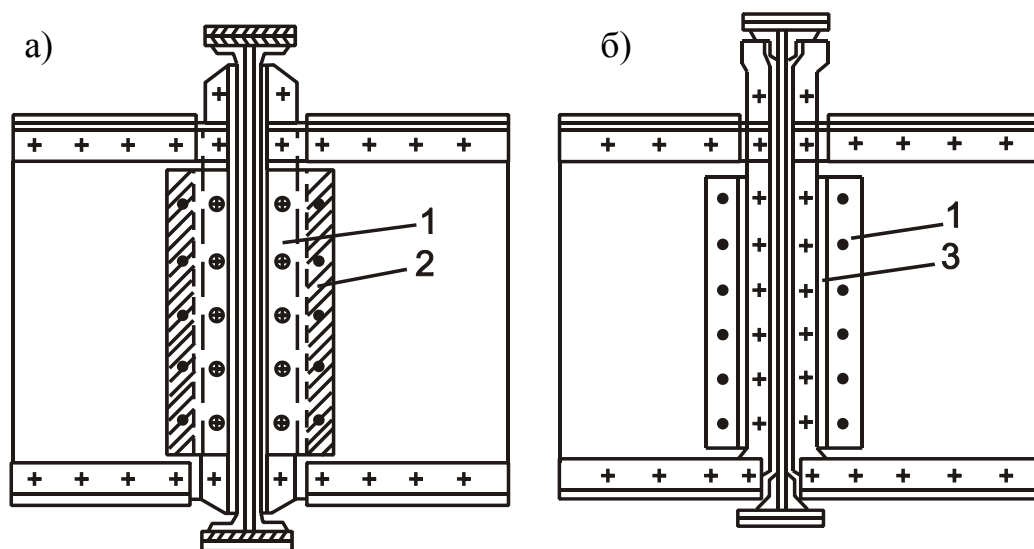


Рис. 5.3. Схема усиления прикрепления продольных балок к поперечным путём увеличения числа заклепок и болтов: а — при помощи обычных накладок; б — при помощи приваренных накладок; 1 — накладка; 2 — прокладка; 3 — сварной шов;

+ - старые заклепки; • — заклепки или высокопрочные болты в новых отверстиях; ⊕ — новые заклепки или высокопрочные болты в старых отверстиях

### 5.3. Усиление пролетных строений со сплошными балками

Значительное повышение грузоподъемности пролетных строений с ездой поверху достигается устройством на верхних поясах главных балок железобетонной плиты, включенной в совместную работу с балками. Железобетонная плита может быть монолитной или сборной. Для обеспечения совместной работы железобетонную плиту с верхним поясом балок соединяют с помощью жестких упоров, прикрепляемых к балкам и омоноличиваемых в плите (рис. 5.4,а), или высокопрочных болтов (рис. 5.4,б). Для повышения сцепления плиты с



балкой плиту укладывают не на цементный, а на клеепесчаный раствор, состоящий из эпоксидной смолы ЭД-16 или ЭД-20 -100 весовых частей, песка - 500 весовых частей, полиэтиленполиамина -185 весовых частей, дибутилфталата - до 10 весовых частей.

Соединение плиты с поясами балок возможно также с помощью специальных закладных частей – упоров, заделываемых в бетон плиты.

При необходимости значительного повышения грузоподъемности пролетного строения целесообразно устройство шпренгелей как простых, так и предварительно напряженных. Этот способ усиления выгодно отличается от других тем, что работы по усилению можно выполнять без перерыва движения транспорта.

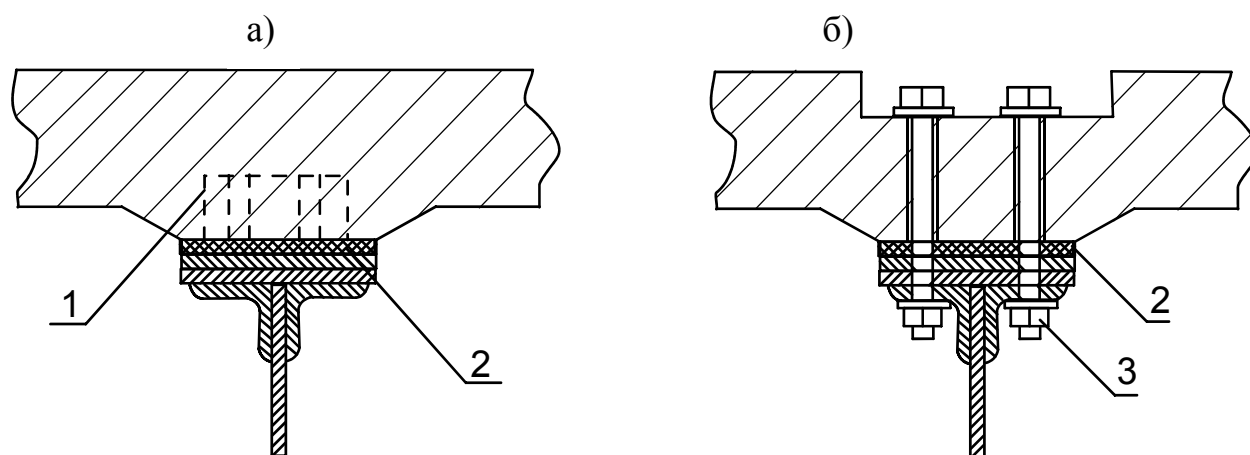


Рис. 5.4. Соединение железобетонной плиты при помощи жестких упоров (а), высокопрочных болтов (б): 1 – жесткий упор; 2 – цементный или клеепесчаный раствор; 3 – высокопрочный болт

На рис. 5.5. показаны конструкции узлов шпренгелей по нижней схеме усиления.

Прикрепление элементов шпренгеля выполнено на высокопрочных болтах. Предварительное напряжение осуществляется следующим образом. После прикрепления всех элементов шпренгеля, за исключением горизонтальных уголков, с помощью полиспаста и лебедки стягивают узлы II и III расчетным усилием. В стянутом состоянии ставят и затягивают высокопрочные болты прикрепления горизонтальных уголков. Предварительное напряжение можно создать также домкратами, установленными в узлах II и III.

#### 5.4. Усиление сквозных главных ферм

Усиление главных ферм наиболее часто выполняют увеличением поперечных сечений элементов и изменением статической схемы фермы.

Усиление поясов добавлением вертикальных листов обычно связано с трудностями выполнения этой работы, так как вызывает необходимость переклепки элементов.

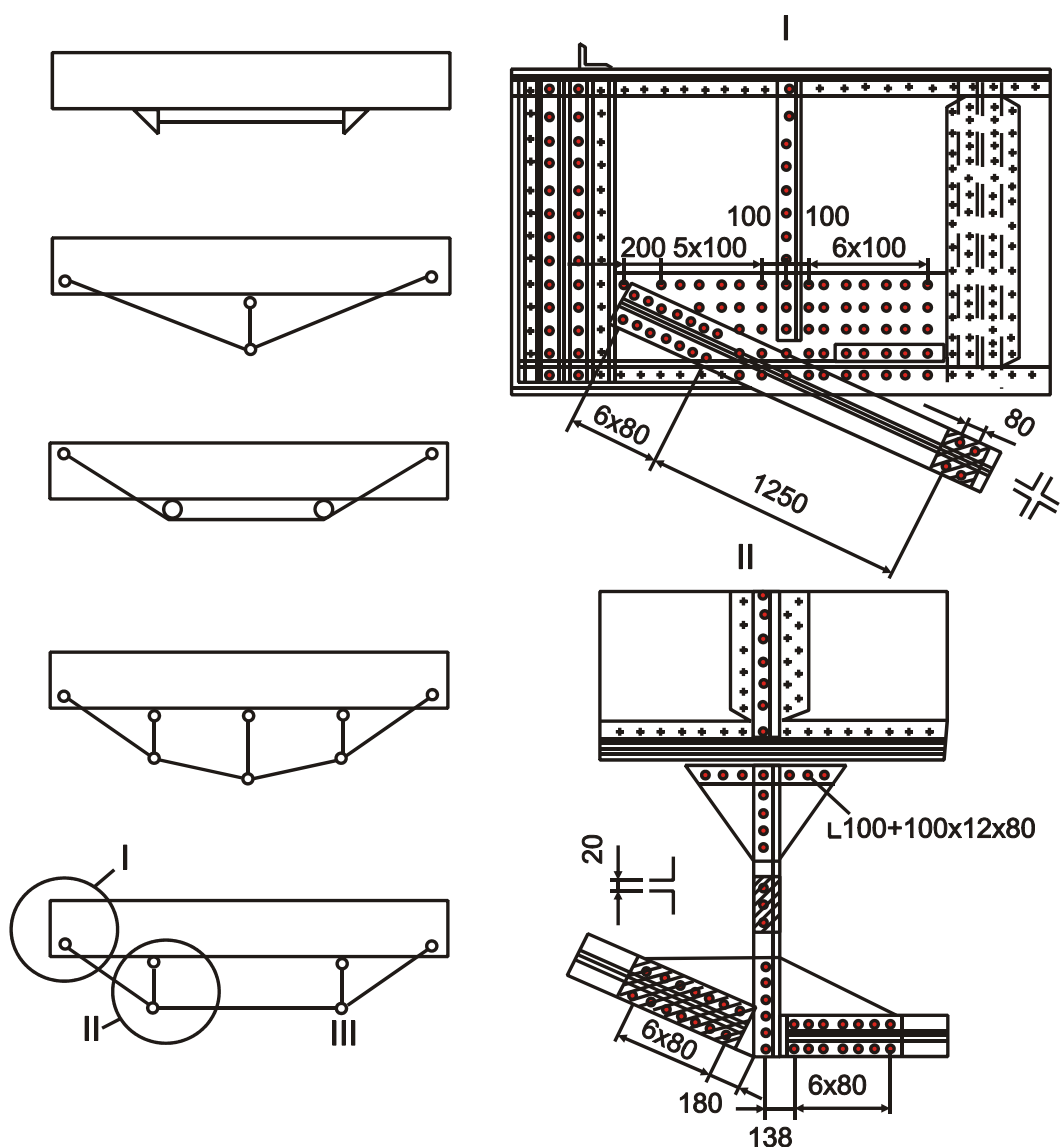


Рис. 5.5. Схемы усиления металлических балок шпренгелями

Для уменьшения работ по расклепке вертикальные листы усиления следует располагать вплотную к поясным уголкам на той стороне старых вертикальных листов, к которой не прикреплены раскосы, стойки, фасонки (рис. 5.6,а). Способы увеличения поперечного сечения площади раскосов, стоек и подвесок весьма разнообразны и определяются типом усиленных элементов (рис. 5.6,б).

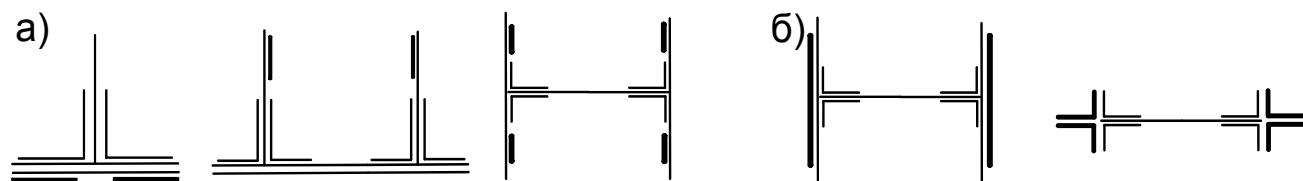


Рис. 5.6. Схемы расположения металла усиления элементов: а – поясов; б – раскосов, стоек, подвесок (металл усиления показан жирными линиями)

При усилении сквозных ферм представляются широкие возможности искусственного регулирования усилий в элементах ферм путем изменения статической схемы, предварительного напряжения элементов, изменения положения опорных узлов в вертикальной плоскости неразрезных ферм, разгрузки (догрузки) пролетного строения при усилении и др. Это позволяет создавать наиболее благоприятные условия при использовании несущей способности усиливаемых и вновь добавляемых элементов, а также конструкции в целом. Выбор схемы и способа усиления делают на основании анализа состояния конструкции, расчетной грузоподъемности и деформативности.

В случае необходимости значительного усиления поясов главных ферм, повышения вертикальной жесткости пролетного строения устраивают шпренгели (рис. 5.7,а) или превращают разрезные фермы в неразрезные (рис. 5.7,б).

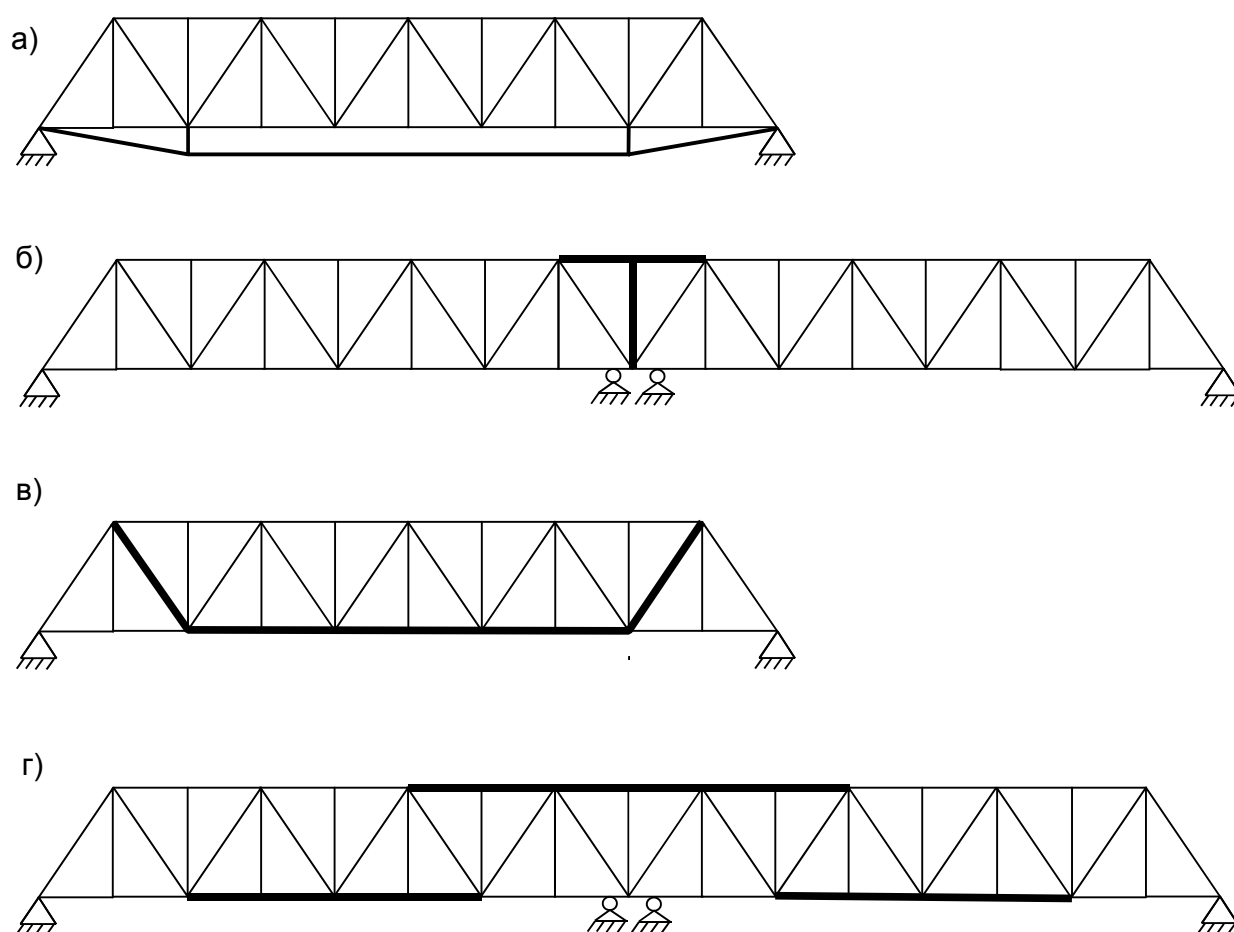


Рис. 5.7. Схема усиления главных ферм: а – подведение шпренгеля; б – объединение разрезных ферм в неразрезные; в – предварительное напряжение, создаваемое затяжками, распределяется на большое число элементов системы; г – вариант усиления неразрезной фермы. Здесь предварительное напряжение затяжек вызывает усилие практически во всех элементах

Усиление, показанное на рис. 5.7,в, связано с изменением статической схемы, поэтому предварительное напряжение, создаваемое затяжками, распространяется на большое число элементов системы.

На рис. 5.7,г показан вариант усиления неразрезной фермы. Здесь, как и в любой статически неопределимой системе, предварительное напряжение затяжек вызывает усиления практически во всех основных элементах. Однако наибольшие усилия от предварительного напряжения будут создаваться в элементах поясов, примыкающих к затяжкам.

Прогрессирующими повреждениями клепаных пролетных строений эксплуатируемых мостов являются расстройства заклепочных соединений и усталостные разрушения. Расстройства заклепок в креплениях элементов главных ферм наиболее интенсивно идет в крайних поперечных рядах соединений. По мере расстройства заклепок повышается концентрация напряжений у кромок заклепочных отверстий, в связи с чем значительно ускоряется процесс накопления усталостных повреждений и появления усталостных трещин в прикрепляемых элементах, работающих на растяжение или с преимущественным растяжением. В связи с этим возникает необходимость повышения усталостной долговечности прикрепляемых заклепками элементов и предупреждения расстройств заклепок.

Наиболее эффективным способом решения этой задачи является частичная замена наиболее нагруженных заклепок, расположенных в двух – трех крайних поперечных рядах, высокопрочными болтами (рис 5.8).

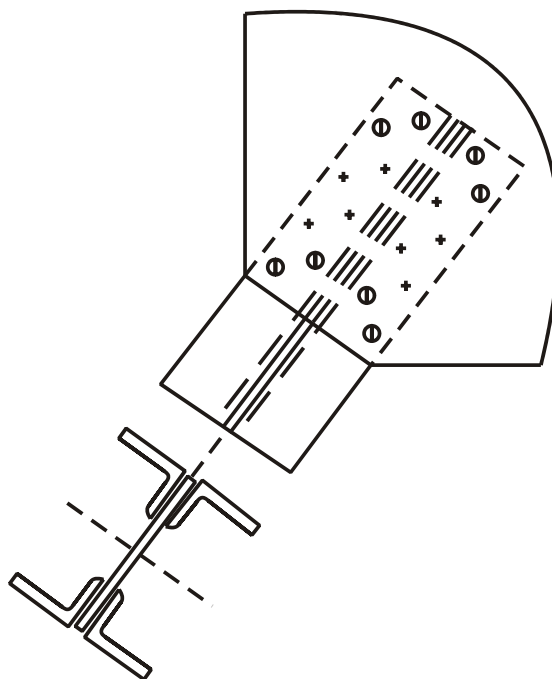


Рис. 5.8. Схема усиления крепления фасонки к раскосу с заменой заклепок высокопрочными болтами (+ - крестиками обозначены заклепки, Θ - кружочками с черточкой высокопрочные болты)

После замены заклепок высокопрочными болтами резко снижается (иногда в 2-3 раза) концентрация напряжений у кромок отверстий, в которые поставлены высокопрочные болты, и сдвиги соединяемых элементов по контактам. В результате значительно замедляется процесс накопления усталостных повреждений и соответственно повышается усталостный ресурс по выносливости этих элементов. Высокопрочные болты, расположенные в конце раскоса (рис.5.8), повышают усталостную долговечность фасонки, а у ее кромки – раскоса.

## **ГЛАВА 6. РЕКОНСТРУКЦИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ И КАМЕННЫХ МОСТОВ**

Нормальная эксплуатация мостов не всегда может быть обеспечена проведением работ по ремонту и усилению. В связи с ростом грузонапряженности на дорогах, возрастанием с каждым годом скоростей движения автомашин, осевых нагрузок, возрастом эксплуатируемых мостов в ряде случаев может быть вызвана их реконструкция.

Под реконструкцией моста или трубы в общем случае понимается приспособление его к новым, изменившимся эксплуатационным требованиям и нормам. В частности, необходимость реконструкции эксплуатируемых мостов возникает в связи с изменением основных характеристик сооружения: грузоподъемности, габарита, статической схемы и др. Необходимость таких работ вызывается в основном неудовлетворительным физическим состоянием несущих элементов моста, недостаточной их грузоподъемностью, габаритами, а также изменением условий эксплуатации дороги или пересекаемого мостом водного или иного пути.

Особое значение имеет своевременное проведение реконструкции моста. Если мост реконструируется преждевременно, то это омертвляет соответствующую часть средств и поэтому экономически невыгодно. К экономическому ущербу приводит также запаздывание реконструкции, так как несвоевременная подготовка моста к новым условиям эксплуатации препятствует нормальной работе транспорта.

Реконструкция моста считается экономически целесообразной, если коэффициент экономической целесообразности более или равен нормативному (0,1), (см.гл.10). Необходимость реконструкции обычно возникает в связи с переводом дороги в более высокую категорию, а также с увеличением подвижной нагрузки, скоростей и интенсивности движения автомобилей. На автомобильных дорогах мосты и путепроводы чаще всего реконструируют при необходимости их уширения и увеличения грузоподъемности.

## **6.1. Уширение габаритов мостов**

Способы уширения следует выбирать в зависимости от требуемой величины габарита, установленной для перспективной категории дороги. При этом необходимо учитывать конструкцию и физическое состояние существующего моста и его расположения в плане и продольном профиле.

В зависимости от величины увеличения габарита различают несколько способов уширения железобетонных мостов за счет:

1. Удлинения тротуарных консолей на 0,5 м и смещения положения тротуаров;
2. Уширения на 2 м установкой дополнительных балок с опиранием на удлиненный ригель и опорный столик;
3. Удлинения тротуарной консоли на 1,0 м с опиранием на диафрагму и смещения положения тротуаров;
4. Уширения габарита на 2 -2,5 м накладными плитами;
5. Сооружения дополнительных опор, удлинения ригеля и установки дополнительных балок с уширением габарита на 3,5 – 4,0 м;
6. Установки приставных балок на уширенных опорах.

Каждый из указанных способов может быть использован при уширении мостов с пролетными строениями ребристыми сборными или монолитными, а также балками другого типа.

### **1. Уширение габарита моста за счет удлинения тротуарной консоли (рис.6.1)**

Предусматривает снятие тротуарных блоков, удаление одежды мостового полотна и оголение арматуры на конце консоли плиты. Оголенная арматура сваривается с каркасом монолитного участка удлинения консоли плиты. После этого участок удлинения плиты бетонируется, устраивается дорожная одежда и тротуары. Ввиду небольшой величины уширения габарита (1м) область возможного применения этого способа ограничена.

### **2. Уширение габарита на 2 м установкой дополнительных балок с каждой стороны пролетного строения с опиранием на удлиненный ригель и опорный столик (рис 6.2)**

При этом удаляются все слои дорожной одежды над крайними балками, консоли плиты крайних балок частично отрубаются для стыковки с арматурой плиты приставных балок. На плите существующих балок делается монолитная плита, которая объединяется с приставными балками. Монолитную плиту армируют сварными сетками. После этого делается гидроизоляция, защитный слой и новая дорожная одежда (см. рис. 6.2).

При уширении пролетных строений с неповрежденной гидроизоляцией слой одежды существующего пролетного строения не удаляют, а стыкуют с новым.

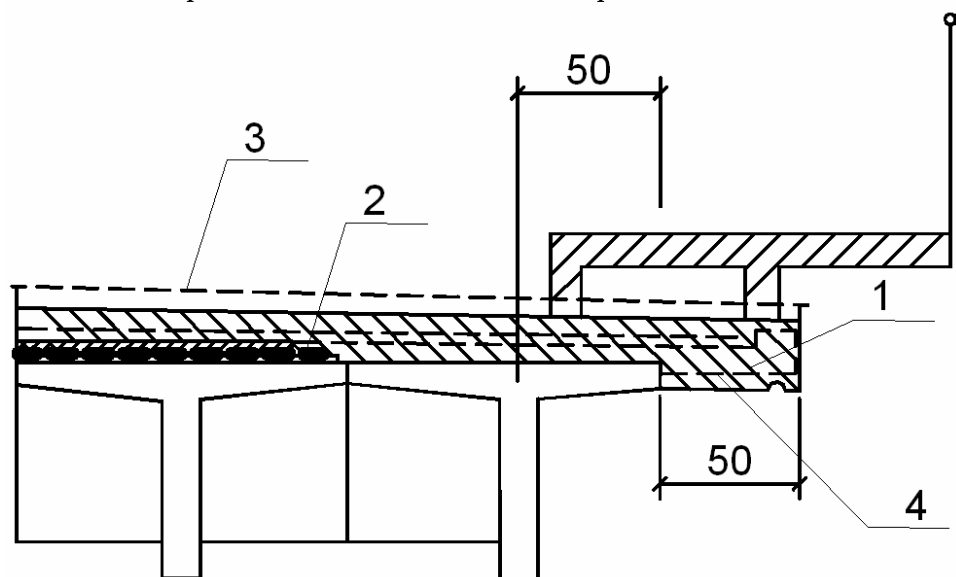


Рис. 6.1. Уширение габарита за счет удлинения тротуарных консолей: 1- монолитный бетон удлинения консоли; 2- граница обрубки старых слоев дорожной одежды; 3- новый слой одежды

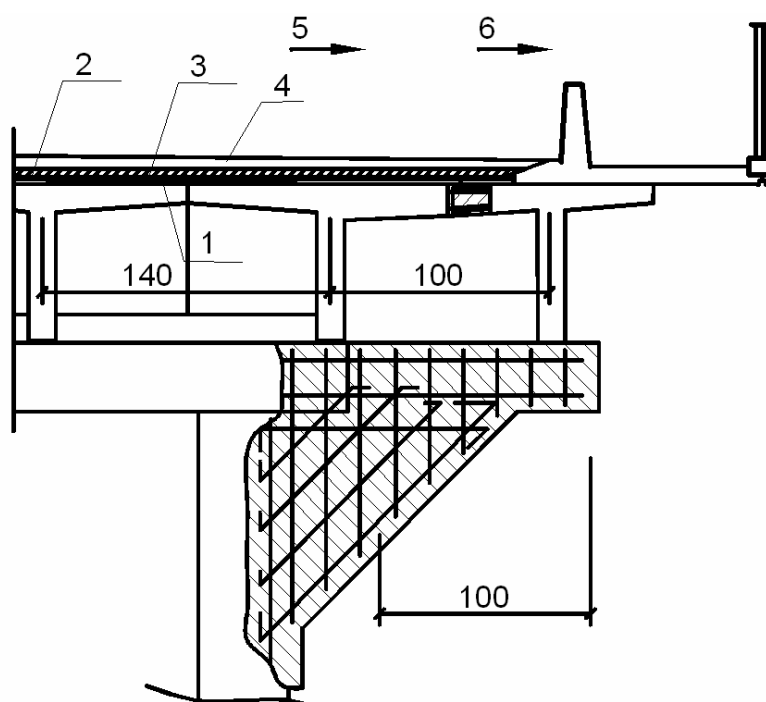
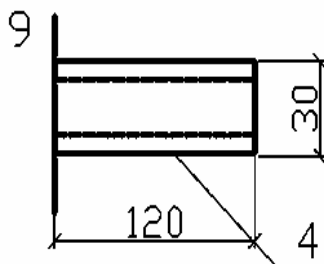


Рис. 6.2. Уширение на 2 м установкой дополнительных балок с опиранием на удлиненный ригель и опорный столик: 1 - старый выравнивающий слой; 2 - монолитная железобетонная плита; 3 - гидроизоляция по монолитной плите; 4 - новая дорожная одежда; 5 - граница старого габарита; 6 - граница нового покрытия

(рис. 6.3)

Блок тротуара на уширяемой части моста снимается и вместо него ставится ограждение для безопасности движения. К крайнему ребру балки крепится болтами опорная диафрагма (рис. 6.3). В массиве диафрагмы, вместе где она должна крепиться к ребру балки, заделаны две трубки (4) диаметром 30мм с внутренней резьбой и анкерной планкой (9).



Болты крепления диафрагмы вставляются в просверленные в ребре отверстия и закручиваются концами с резьбой в трубке диафрагмы, а с другой стороны затягиваются гайками болтов.

44



При этом отверстие для болтов необходимо сместить на толщину старой диафрагмы моста. Если усиление пролетного строения производится без диафрагм, их можно поставить между крайними балками.

После установки и крепления опорной диафрагмы ставится опалубка для плиты и арматуры уширяемой части. Вертикальные арматурные выпуски объединяются с арматурой плиты. После проверки всех размеров производится бетонирование. Когда бетон монолитного участка наберет необходимую прочность, производится монтаж блока тротуара и перил. Затем производится устройство гидроизоляции и дорожной одежды на уширяемой части моста.

#### **4. Уширение габарита пролетных строений накладными плитами (рис. 6.4)**

Этим способом уширение габарита моста производится на 2,0-2,5 м. Уширение состоит из двух крайних рядов накладных сборных плит и среднего ряда из монолитного бетона (рис.6.4). Если мост имеет достаточную ширину, автодвижение на мосту в период работ по уширению может не прерываться, а происходить на половинах ширины моста.

Сначала на одной половине моста разбираются перила, ограждения и тротуары, убирается дорожная одежда и гидроизоляция. На середине моста ставится ограждение для безопасности движения. На уширяемой половине очищается и выравнивается поверхность плиты балки. На подготовленную поверхность кладется тонкий слой цементного раствора.

На поверхность, покрытую раствором, укладывают крайний ряд сборных накладных плит шириной 1,0 м с выпусками арматурных стержней на поперечных кромках. Продольная кромка сборных плит имеет уступы с выпусками арматуры 5 (рис.6.4). После укладки плит на пролете одной стороны моста поперечные швы сборных плит с арматурными выпусками бетонируются. На этой половине моста устраивается дорожная одежда, ставятся ограждения, перила, устраиваются тротуары, и на эту половину моста переводится автодвижение.

Так же устраивается уширение на другой половине моста. Затем бетонируется монолитным бетоном средняя часть моста между уступами и устраивается дорожная одежда.

У мостов, уширенных накладными плитами, при испытании наблюдались сдвиги этих плит при проходе по мосту тяжелой нагрузки. Поэтому при уширении этим способом предусмотрена постановка металлических штырей, соединяющих накладные плиты с основной плитой моста над ребром балки и диафрагмами. Штыри ставятся в просверленные отверстия диаметром 20 мм.

Для уширения пролетных строений накладными плитами требуются большой объем материалов (плиты) и немалая трудоемкость, но этот способ позволяет обойтись без уширения опор.

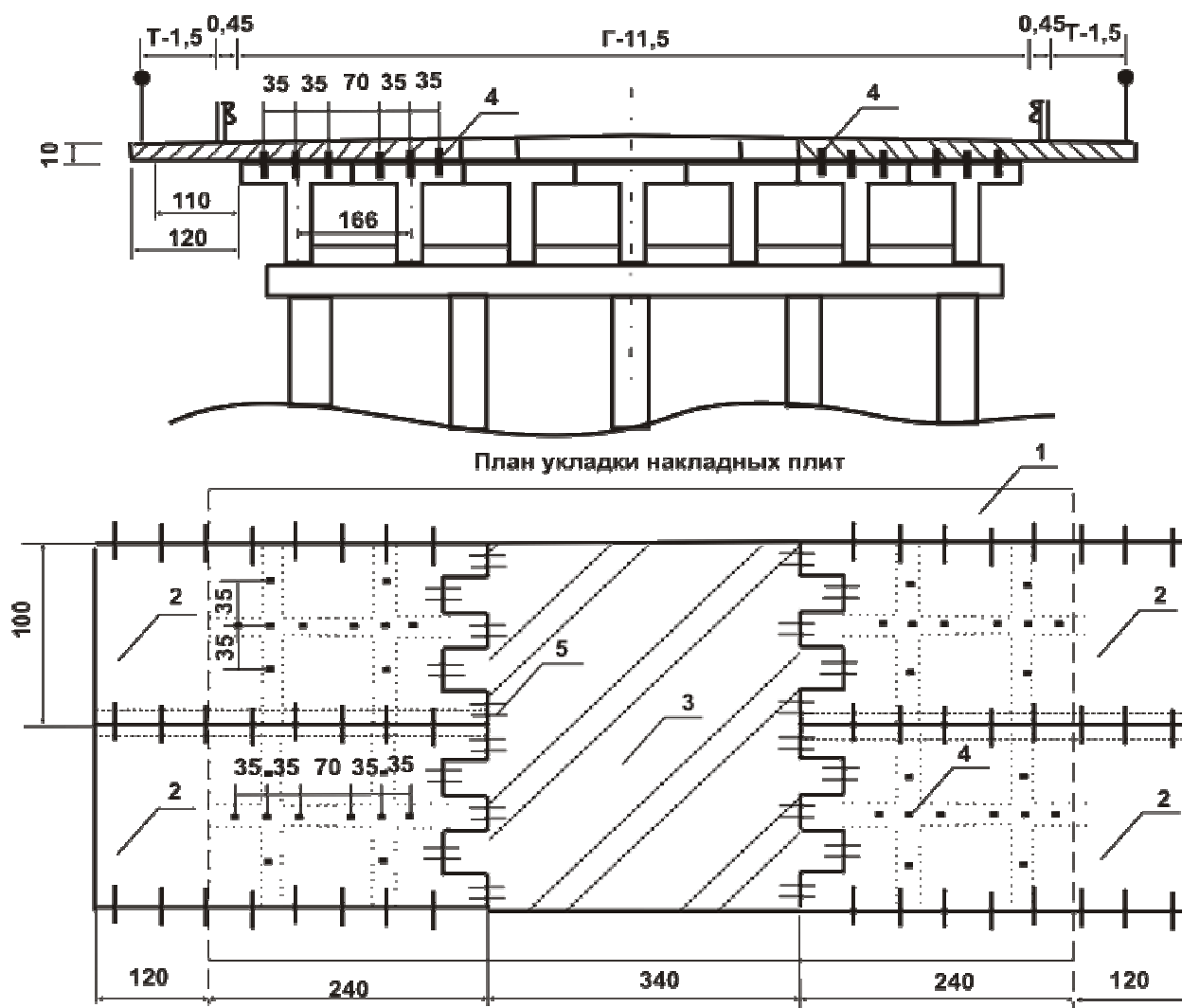
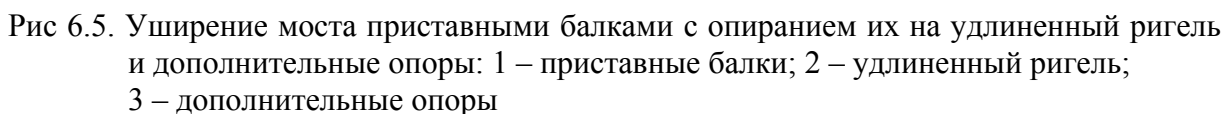


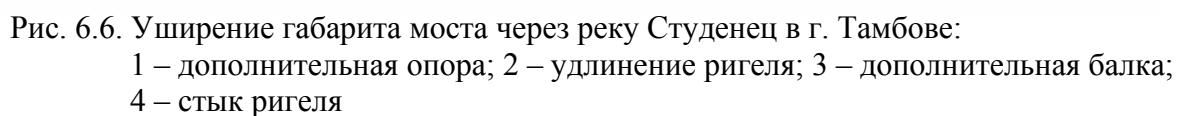
Рис. 6.4. Уширение габарита моста накладными плитами: 1 – плита существующего моста; 2 – боковые накладные плиты уширения; 3 – средний участок монолитного бетона; 4 – металлические штыри против сдвига накладных плит; 5 – уступы сборных плит с выпусками арматуры

## 5. Уширение габарита моста на 2-3 м (рис. 6.5)

Может быть произведено путем установки дополнительных балок с каждой стороны пролетного строения с опиранием их на дополнительные опоры, которые делаются на сваях, погружаемых забивкой, и путем удлинения ригеля (рис. 6.5). Бетонирование удлинения ригеля производится в сборно-разборной опалубке. Приставные балки соединяются с существующей конструкцией моста стыком плиты с арматурными выпусками. На приставную балку укладывается блок тротуара, и на уширяемой части устраивается дорожная одежда. Опоры могут делаться также бурообсадными, погружаемыми в грунт с помощью ударно-канатного бурения. Устройство опор и установка дополнительных балок производится без перерыва движения по мосту.



Удачным примером уширения моста является проект реконструкции моста через р. Студенец на Пролетарской улице в г. Тамбове, где наблюдается особенно интенсивное автодвижение (рис. 6.6). Элементы дополнительных опор этого моста опускаются автокраном с моста, устанавливаются около моста и производится их забивка, не стесняя автодвижения. В сборно-разборной опалубке производится бетонирование удлинения ригеля. Затем также с моста, без перерыва автодвижения, производится установка балок, тротуаров и устройство проезжей части на уширяемых местах моста (рис. 6.6).



## 6. Схема установки балок с односторонними и двусторонними диафрагмами (рис. 6.7)

Когда крайние балки имеют односторонние полудиафрагмы, а промежуточные – двусторонние, служащие для поперечного объединения, крайние балки снимаются и на их месте устанавливаются дополнительные балки. Затем приставляются новые крайние балки с односторонними диафрагмами, при условии их хорошего состояния. Габарит моста при этом увеличивается с Г-8 до Г-11,5.

Для размещения крайних балок ригели стоечных опор удлиняются, их концы опираются на железобетонные подкосы, которые посредством арматурных выпусков жестко заделываются в обресте фундамента и ригеля (рис.6.7). Фундамент при этом сохраняется без уширения.

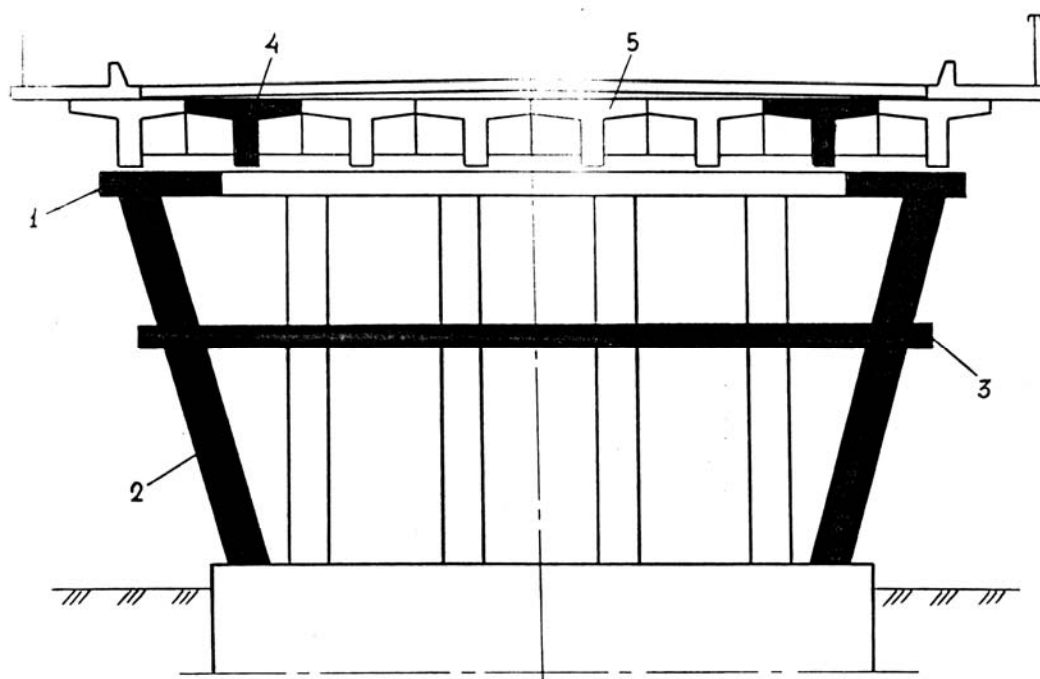


Рис. 6.7. Схема установки балок с одно- и двухсторонними диафрагмами при уширении: 1 – удлинение ригеля; 2 – подкосы для опирания удлиненного ригеля; 3 – железобетонная схватка; 4 – дополнительные балки; 5 – существующие балки

## 7. Типы приставных балок и способы их опирания

В качестве приставляемых элементов рекомендуется использовать:

типовые тавровые балки с каркасной арматурой по типовому проекту 710/5 длиной 9 – 18 м (рис. 6.8,а,б);

тавровые балки с напрягаемой арматурой по типовому проекту 384/26 (унифицированные) (рис. 6.8,д);

пустотные предварительно напряженные плиты по типовому проекту 384/43 (384/5)(рис. 6.8,в).

Разница высот существующих и приставных балок может быть компенсирована за счет изменения отметки ригеля на удлиняемом участке.

При уширении пролетных строений следует применять такие способы, которые обеспечивают наряду с увеличением габарита повышение грузоподъемности моста и увеличение его долговечности.

Для уширения мостов с балками со старыми длинами современные унифицированные балки могут изготавливаться в «своих» опалубках, но с измененными длинами. Например, для уширения пролетных строений длиной 11,36 м балки могут изготавливаться в опалубке с длиной 12,0 м, но на 64 см короче внутреннего размера опалубки.

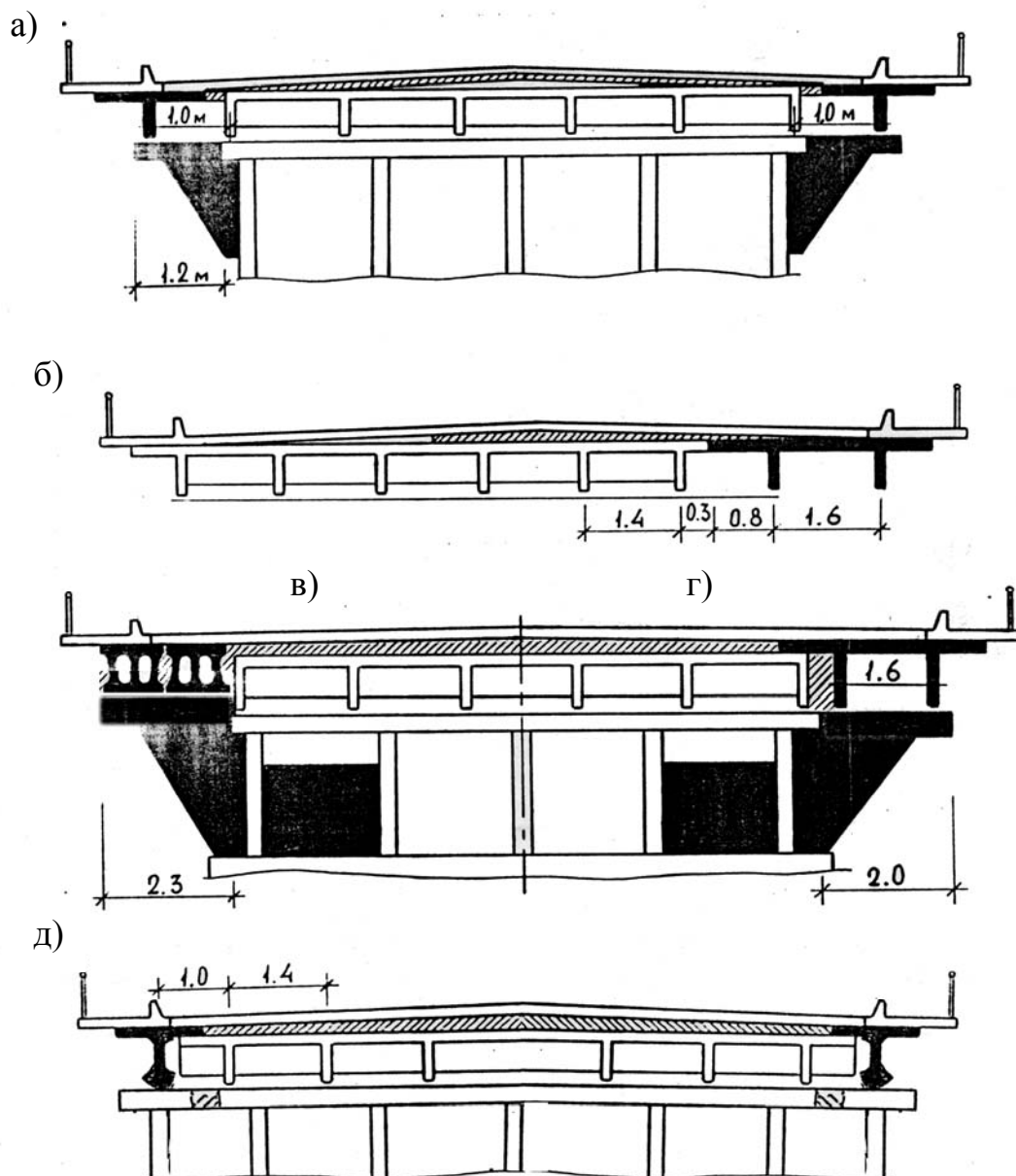


Рис. 6.8. Схема установки приставных балок и их типы:

- а – симметричное расположение столиков; б – односторонняя установка;
- в – балки с овальными пустотами с распорками между свай;
- д – с добавлением предварительно напряженных крайних балок

С целью улучшения эксплуатационных качеств проезжей части пролетные строения могут объединяться в температурно – неразрезные.

Опорные столыки устраивают симметрично с обеих сторон моста (см. рис. 6.8, а). Но при необходимости смещения оси дороги уширение моста может быть сделано в одну сторону из одного ряда балок уширения или 2 – 3 ряда (см. рис. 6.8,б).

Приставные балки могут быть различного типа: пустотными с овальными пустотами (см. рис. 6.8,в) с круглыми пустотами, тавровые. При опасности горизонтальной деформации свай опорные столыки могут быть усилены распорными диафрагмами между сваями.

Так как крайние балки с каркасной арматурой часто бывают перенапряжены, лишнее напряжение в них может быть снято балками более грузоподъемными с предварительно напряженной арматурой (см. рис. 6.8,д).

## **6.2. Реконструкция арочных мостов**

В 1902 году в г. Тамбове построены арочные мосты с кирпичными сводами через реку Студенец (см. рис.6.9), которые при интенсивном городском движении эксплуатируются уже более 100 лет. Эти мосты при строительстве рассчитывались на нагрузку 8,2 т, состоящую из фуры с конной упряжью. А сейчас они эксплуатируются при нагрузке, превышающей в 3 раза расчетную.

Длительный срок эксплуатации, большое превышение расчетной нагрузки и отсутствие должного ухода за мостами привели к тому, что они приобрели многочисленные дефекты и неисправности.

Примером может служить мост через реку Студенец на Базарной улице (рис. 6.9). Мост имеет длину 26,88 м и пролет 9,88 м, который перекрыт бесшарнирным кирпичным параболическим сводом. Габарит моста - 9,47 м с двумя тротуарами шириной 1,73 м и 1,93 м. Сопряжение свода с берегами осуществлено щековыми стенками с засыпкой. Проезжая часть моста имеет асфальтобетонное покрытие.

Основным несущим элементом пролетного строения является бесшарнирный кирпичный свод, толщина которого в замке 0,90 м и в пяте 0,95 м. Ширина свода постоянная по всей длине и равна 11,58 м. Кладка свода выполнена из кирпича с радиальными швами. Надсводное строение и надфундаментная часть состоят из засыпки песком и гравием.

На большой площади щековых стенок и свода кирпичи имеют трещины, а некоторые выпали. Особенно большие разрушения свода произошли в пяте около уровня меженной воды. Здесь кирпичи кладки свода под действием течения речной воды разрушены, выпали и унесены водой. В сечении опирания свода на фундамент в пяте образовалась на всю ширину моста большая поперечная щель. Свод опирается на фундамент не всем сечением, а только его частью. В щель между пятой свода и фундаментом стальная лента проходит на глубину 32 см. Площадь опирания свода уменьшилась примерно на 30%. Щель

заливается водой реки. При размокании и замерзании кирпичи свода разрушаются.

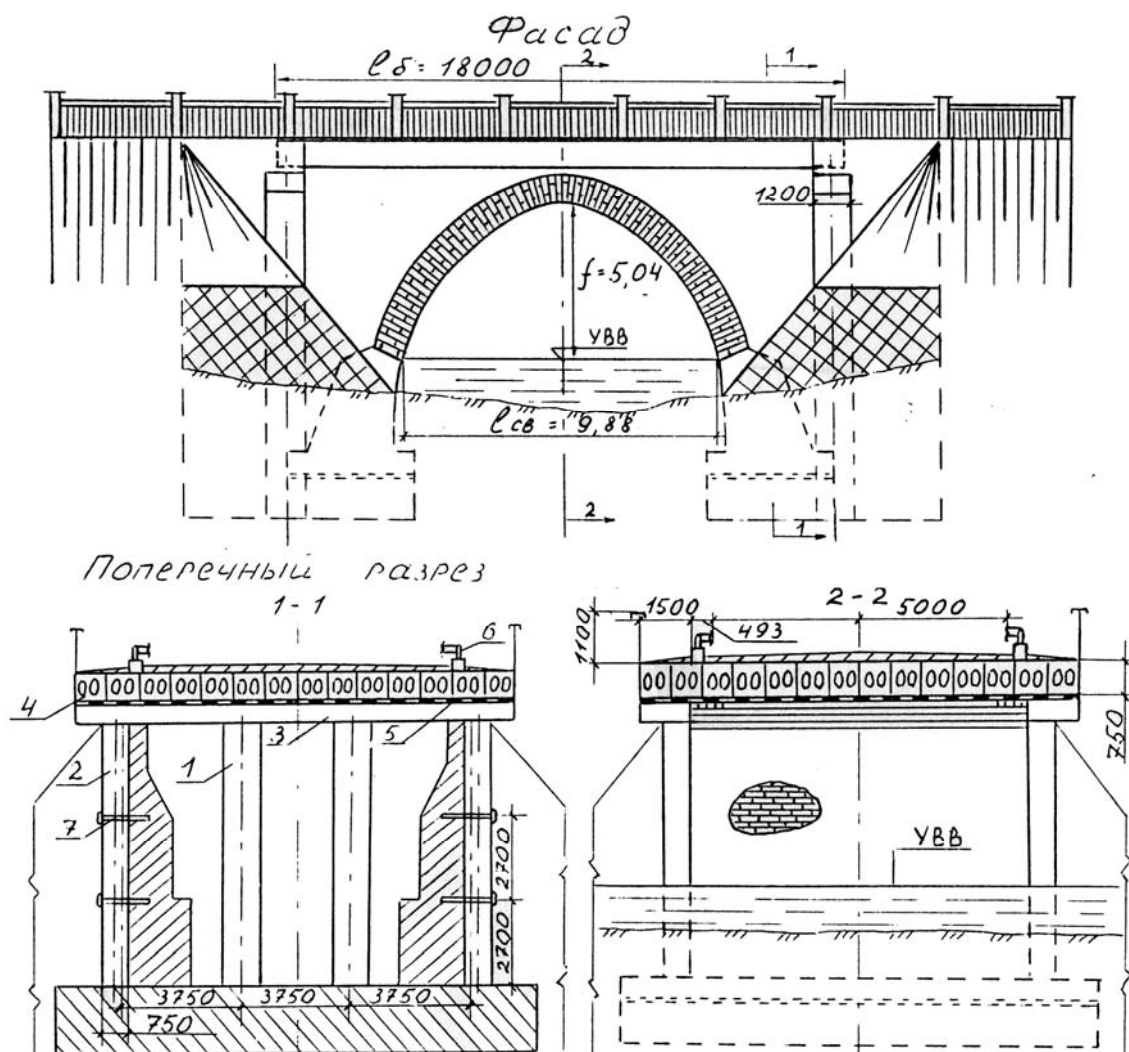


Рис. 6.9. Реконструкция арочного моста через реку Студенец на ул. Базарной в г. Тамбове: 1 – сваи - оболочки  $d=1,2$  м; 2 – крайние стойки; 3 – ригель; 4 – плитные блоки пролетного строения; 5 – опорные части; 6 – барьерные ограждения; 7 – анкерные болты

Произведенные испытания кирпичной кладки свода у пяты склерометром показали их предел прочности  $50 - 90 \text{ кг/см}^2$ , что в два раза ниже требований СНиП II-22-81 [8].

При реконструкции моста капитально ремонтировать свод нецелесообразно, так как это потребует его полной разборки и производства новой кладки, что окажется очень дорогим и трудоемким. Поэтому перечень работ по реконструкции выбран другой.

Несущая способность моста при реконструкции восстанавливается не путем перекладки свода, а путем создания новой несущей балочной конструкции. При реконструкции автодвижение переводится на другой ближайший мост через эту реку. На реконструируемом мосту разбирается дорожная одежда, за устоями погружаются в грунт четыре столба. Из них два средние из свай-

оболочек диаметром 1,2 м (см. рис. 6.9,1), а крайние стойки ригеля устанавливаются с внешней стороны щековых стенок, заделываются в их фундамент и крепятся к стенкам потайными болтами (см. рис. 6.9,2). На столбы укладывается железобетонные ригели, на которых собирается сборное балочное пролетное строение из пустотелых предварительно напряженных типовых блоков (см. рис. 6.9,4). На пролетном строении устраивается дорожная одежда, тротуары и перила. Габарит моста увеличивается до 10 м, а тротуары делаются по 1,5 м. По мосту открывается автодвижение. После этого производится текущий ремонт сводов и щековых стенок без их разборки.

Таким образом при реконструкции подвижная нагрузка со сводов полностью снимается и передается на балочное пролетное строение. А своды и щековые стенки сохраняются при дальнейшей эксплуатации моста как эстетический элемент.

Изложенный способ реконструкции моста имеет небольшой объем работ и может быть выполнен в короткий срок. Одновременно при указанном способе реконструкции решается вопрос о повышении грузоподъемности моста до современных требований. Пролетное строение из типовых предварительно напряженных пустотных балок рассчитано на современные нагрузки, поэтому и мост будет иметь такую грузоподъемность.

## **ГЛАВА 7. РЕКОНСТРУКЦИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТОВ**

Необходимость реконструкции металлических эксплуатируемых мостов возникает в связи с изменениями основных характеристик сооружения: грузоподъемности, габарита, отверстия, статической схемы, расположения моста в плане и продольном профиле. Необходимость таких работ вызывается несоответствием существующего моста изменившимся эксплуатационным требованиям и нормам, а также неудовлетворительным физическим состоянием несущих элементов моста. Наиболее распространенным видом реконструкции мостов является увеличение их габарита, грузоподъемности и замена пролетных строений. Грузоподъемность эксплуатируемых мостов определяется, как правило, грузоподъемностью пролетных строений. Опоры мостов в большинстве случаев имеют достаточную грузоподъемность, но габарит их часто приходится увеличивать.

Способ замены пролетных строений зависит от многих факторов и, в первую очередь, от их длины. Пролетные строения малых пролетов, как правило, заменяют с использованием автокранов и стреловых кранов. Пролетные строения длиной более 45 м заменяют продольно – поперечной передвижной или с плавучих средств.

На автомобильных дорогах металлические мосты так же, как и железобетонные, чаще всего требуют реконструкции при необходимости уширения, увеличения грузоподъемности, а также из-за неудовлетворительного физического состояния.



## 7.1. Уширение металлических мостов

### Уширение моста со сплошными балками устройством опорных столиков

Уширение габарита моста со сплошными балками на 2 м может быть произведено путем устройства опорных столиков (рис. 7.1). Для этого отдельно на базе изготавливаются опорные столики из уголков, к ним привариваются фансонки, которыми столики на высокопрочных болтах или заклепках 1 присоединяются к ребрам жесткости главных балок. На опорных столиках вдоль моста укладываются прокатные двутавровые балки 2, а на них опирается железобетонная плита уширения габарита, тротуары и ограждения 3.

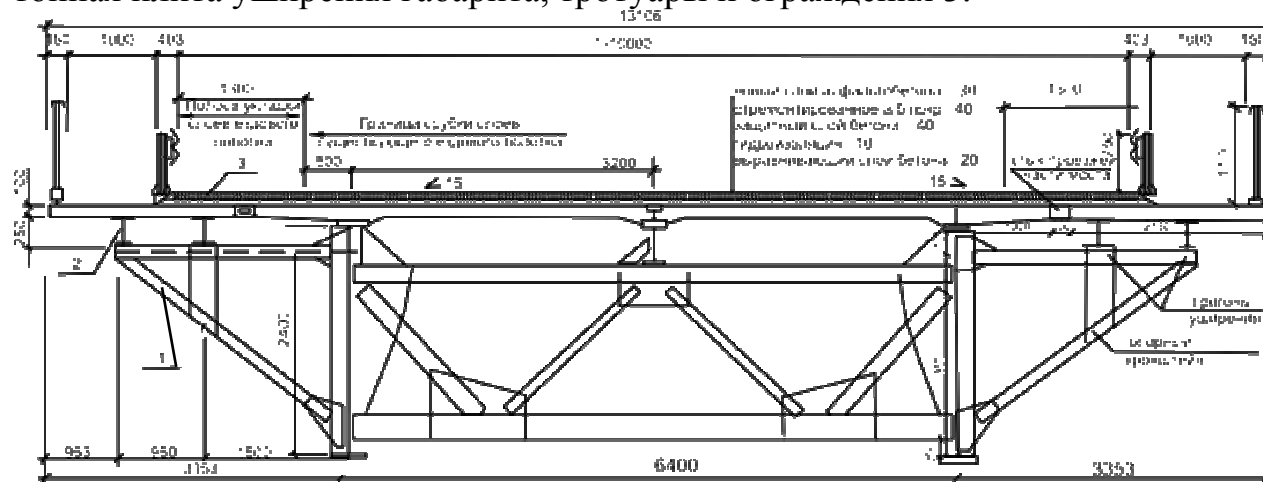


Рис. 7.1. Уширение моста со сплошными балками устройством опорных столиков:

- 1 – опорные столики из уголков; 2 – прокатные двутавровые балки;
- 3 – плита уширения габарита

Объем работ по уширению моста этим способом минимальный, и их можно выполнить в короткий срок. Уширение опор при этом делать не требуется. Таким способом выполнен проект уширения моста через реку Ворона около г. Кирсанова в Тамбовской области.

### Уширение моста постановкой дополнительных ферм или балок

Металлические пролетные строения из ферм или балок могут быть уширены постановкой дополнительных ферм или балок (рис. 7.2). Это потребует в первую очередь уширения опор 1, после этого устанавливается дополнительная ферма или главная балка 2. Она соединяется с существующей конструкцией связями. После постановки и закрепления их укладывается на верхнем поясе железобетонная плита уширения, 3 тротуары и ограждения.

### Уширение моста постановкой двух дополнительных главных балок и опорных столиков

При необходимости большого габарита уширение может быть сделано постановкой двух дополнительных главных балок и двух опорных столиков с

креплением их к ребрам жесткости главных балок (рис. 7.3). Такое уширение, как и в предыдущем случае, потребует значительно усилить опоры.

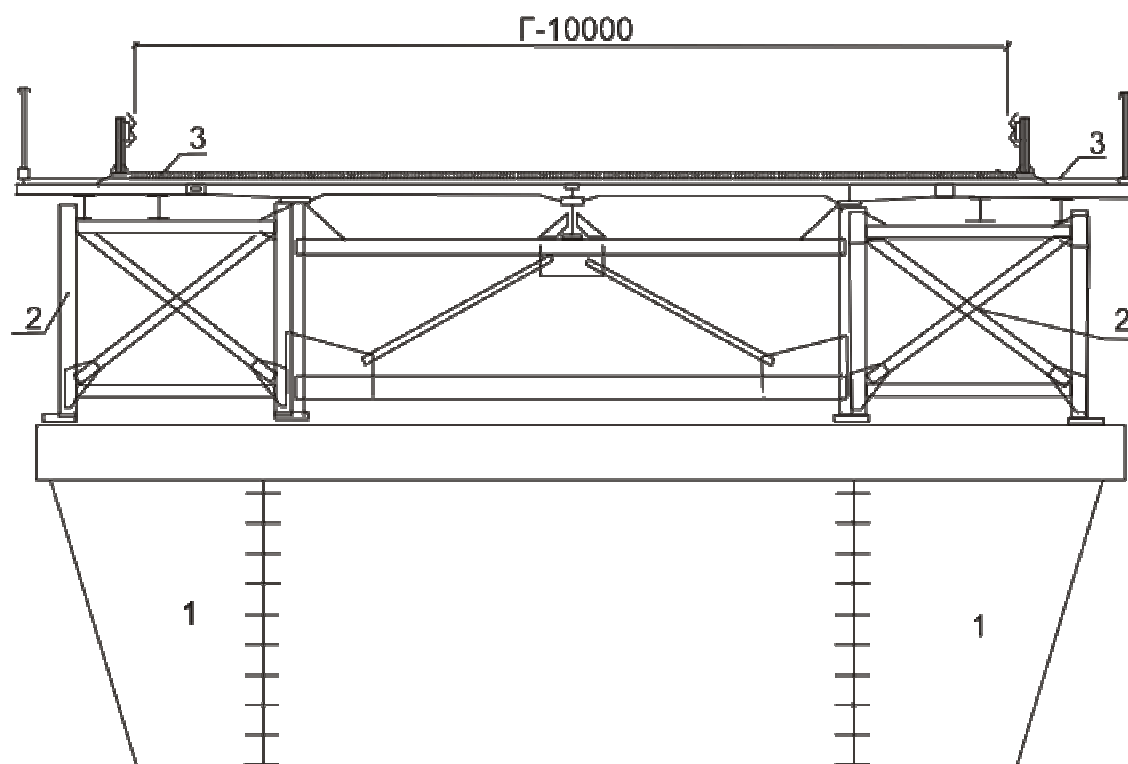


Рис. 7.2. Уширение металлического моста постановкой дополнительных ферм или балок: 1 – уширяемая часть опоры; 2 – дополнительная ферма или балка; 3 – участок плиты уширения

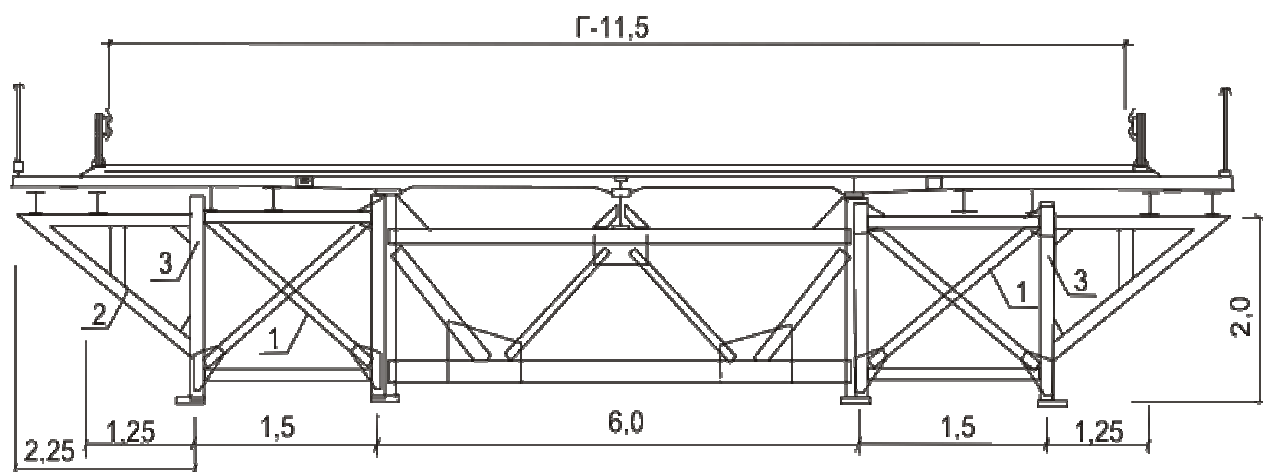


Рис. 7.3. Уширение моста дополнительными главными балками и опорными столиками: 1 – дополнительная ферма; 2 – опорный столик; 3 – ребро жесткости

Таким способом запроектировано в 2003 г. и выполнено уширение моста через реку Челновая на автодороге Тамбов – Шацк.

## 7.2. Замена металлических пролетных строений

Замена пролетных строений производится при неудовлетворительном их состоянии (значительная коррозия металла элементов, опасное развитие трещин, наличие существенных конструктивных недостатков и др.).

Способ замены пролетных строений зависит от многих факторов и, в первую очередь, от длины пролета. Пролетные строения малых пролетов, как правило, заменяют с использованием автокранов, при значительных пролетах – стреловых и консольных кранов. Пролетные строения длиной более 45 м заменяют продольно-поперечной передвижкой с использованием фермоподъемников или плавучих средств

При работе одним краном (рис. 7.4) новое пролетное строение грузят краном на платформы или специальные тележки и подают к месту установки. После этого краном снимают заменяемое пролетное строение, устанавливая его на временные опоры. Затем краном устанавливают на опоры новое пролетное строение целиком или поблочно.

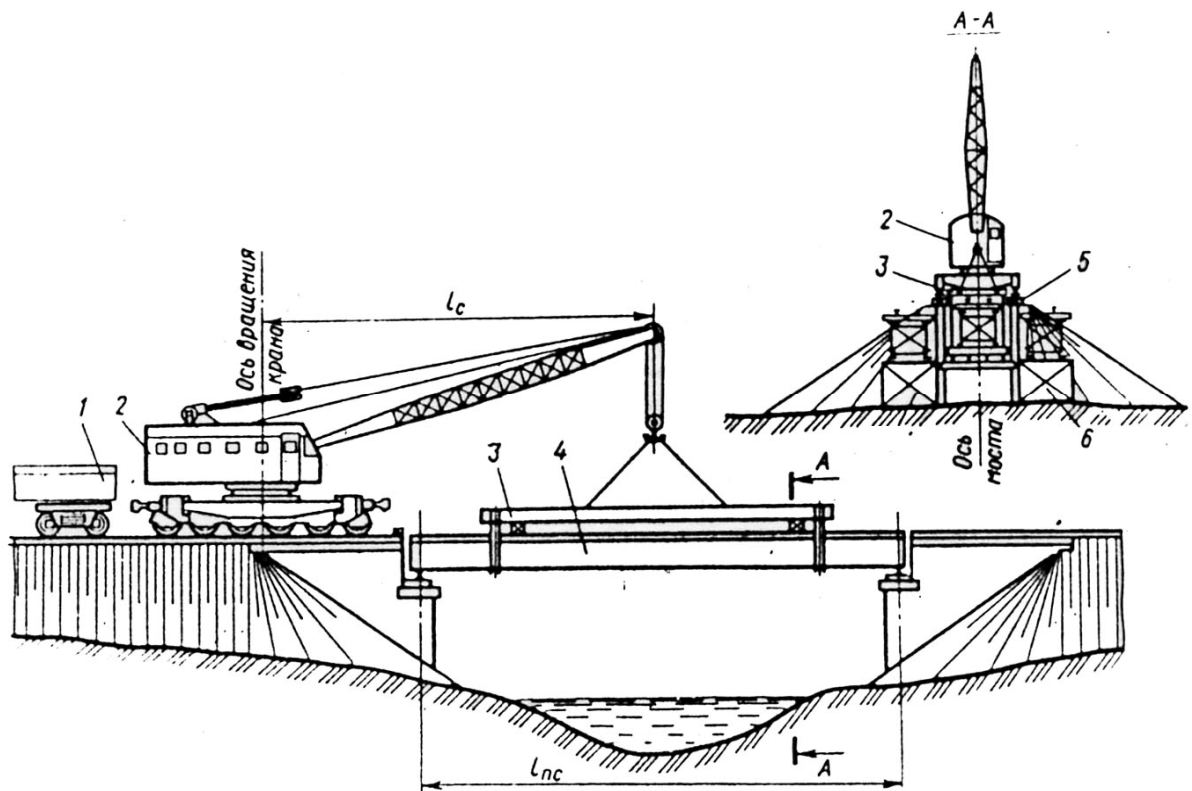


Рис. 7.4. Технологическая схема замены пролетного строения одним краном:  
1 – тележка для перевозки пролетного строения; 2 – стреловой кран; 3 – траверса;  
4 – убираемое старое (устанавливаемое новое) пролетное строение; 5 – клетки под аутригеры; 6 – временная опора под новое пролетное строение

При работе двумя кранами новое пролетное строение доставляют к мосту на платформе одновременно с двумя стреловыми кранами, которые располагаются по обоим концам платформы.

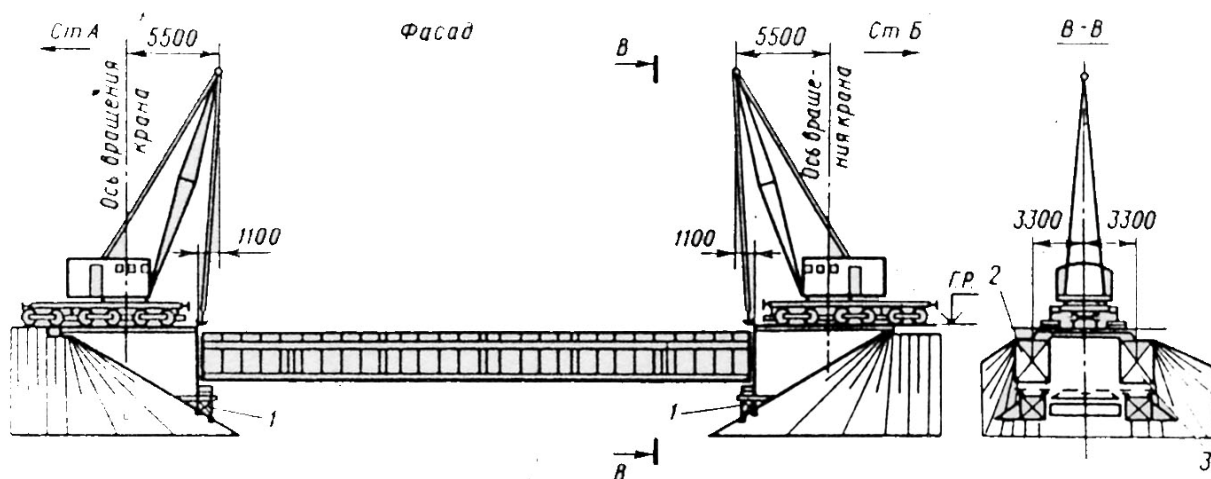


Рис. 7.5. Технологическая схема замены пролетного строения двумя кранами: 1 – деревянные рамно-лежневые подмости; 2 – старое пролетное строение на подмостях; 3 – новое пролетное строение на подмостях

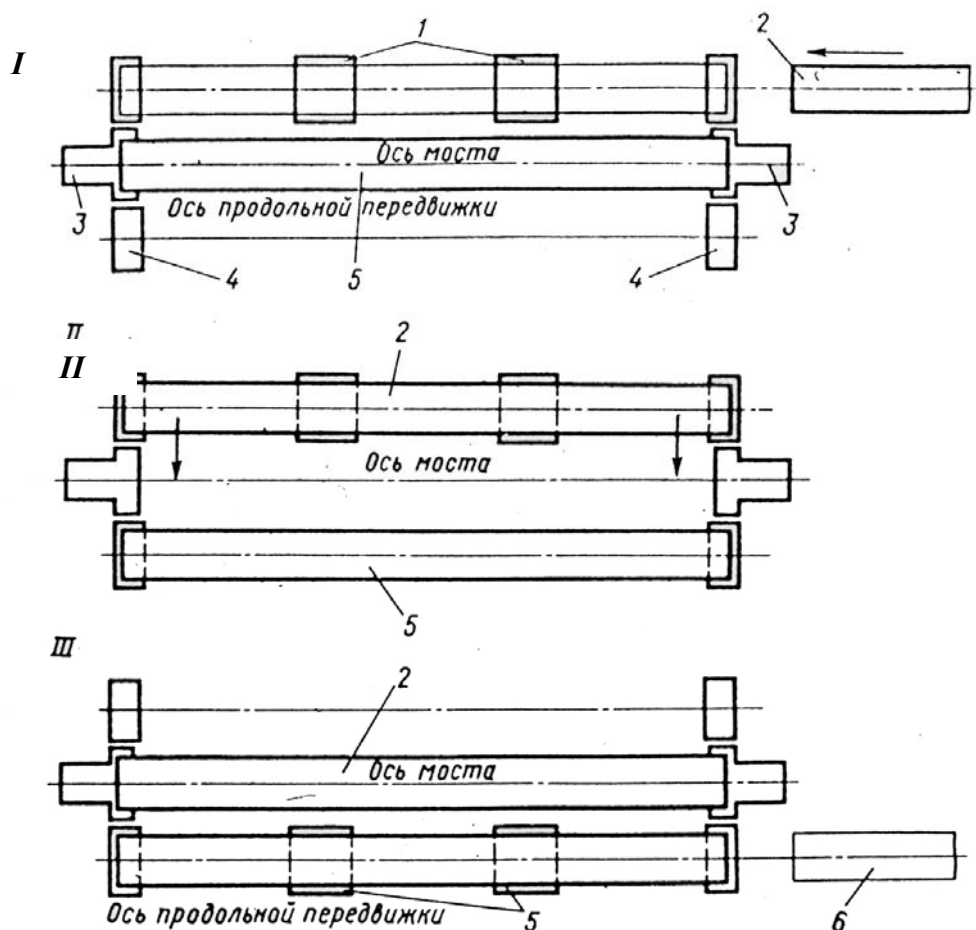


Рис. 7.6. Технологическая схема замены пролетного строения методом поперечно-продольных передвижек: I – III – этапы работы; 1 – временные опоры; 2, 5 – соответственно новое и старое пролетные строения; 3 – устой; 4 – пирс; 6 – положение старого пролетного строения после продольной передвижки

Затем с помощью этих кранов новое пролетное строение выгружают рядом со старым на временные опоры. Снимают с опор старое пролетное строение и устанавливают на временные опоры рядом с мостом. Затем оба крана снимают новое пролетное строение с временных опор и устанавливают его на опоры моста (рис. 7.5)

Метод поперечно-продольных передвижек применяют при замене больших пролетных строений. Старое пролетное строение по специально устраиваемым пирсам сдвигается поперек оси моста (рис. 7.6), а на его место поперечной же передвижкой устанавливается новое пролетное строение, которое может быть смонтировано параллельно оси моста любым из известных в строительстве мостов способом.

Реконструкция моста в связи с изменением подмостового габарита вызывается необходимостью увеличения ширины или высот подмостового габарита. Увеличение судоходных пролетов эксплуатируемых пролетных строений производят редко из-за высокой стоимости работ и сложности осуществления. На практике, как правило, ограничиваются увеличением высоты подмостовых габаритов путем подъема пролетных строений (рис. 7.7). Большие пролетные строения в зависимости от их веса и конструкции можно поднимать домкратами на клетках, ленточными подъемниками и другими способами (рис. 7.7).

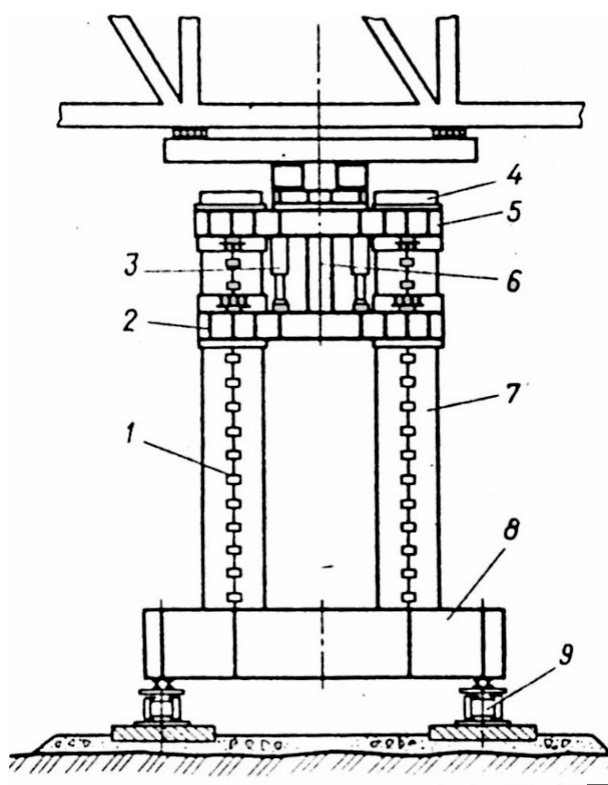


Рис. 7.7. Фермоподъемник, применяемый при реконструкции мостов:

- 1 – окна для опирания обойм через выдвижные вкладыши; 2 – нижние обоймы;
- 3 – винтовые страховочные устройства; 4 – траверса; 5 – верхние обоймы;
- 6 – гидравлические домкраты; 7 – трубы – стойки; 8 – продольные рамы;
- 9 – катки

Помимо подъемки пролетных строений для увеличения подмостового габарита на мостах с ездой поверху, прибегают к замене пролетных строений, используя пролетные строения с ездой понизу, применение которых позволяет в некоторых случаях не только поднять высоту подмостового габарита, но и увеличить размер судоходного пролета (рис. 7.8).

В мостах с малыми отверстиями небольшое повышение (или понижение) уровня проезда может быть осуществлено без перерыва автодвижения, проводя работы сначала на одной половине ширины проезжей части, затем на другой. Для этого на одной половине ширины проезжей части укладывают временные переходные пакеты, опирающиеся на опоры из шпальных клеток (рис. 7.9), по которым пропускают движение транспорта во время работ. После этого поднимают пролетное строение, наращивают кладку устоев и досыпают насыпи; со стороны временных пакетов грунт может быть удержан легким продольным деревянным креплением, например шпунтом. По окончании работ движение переводят на поднятую ширину проезда, переходные пакеты убирают и наращивают вторую половину устоев и подходов.

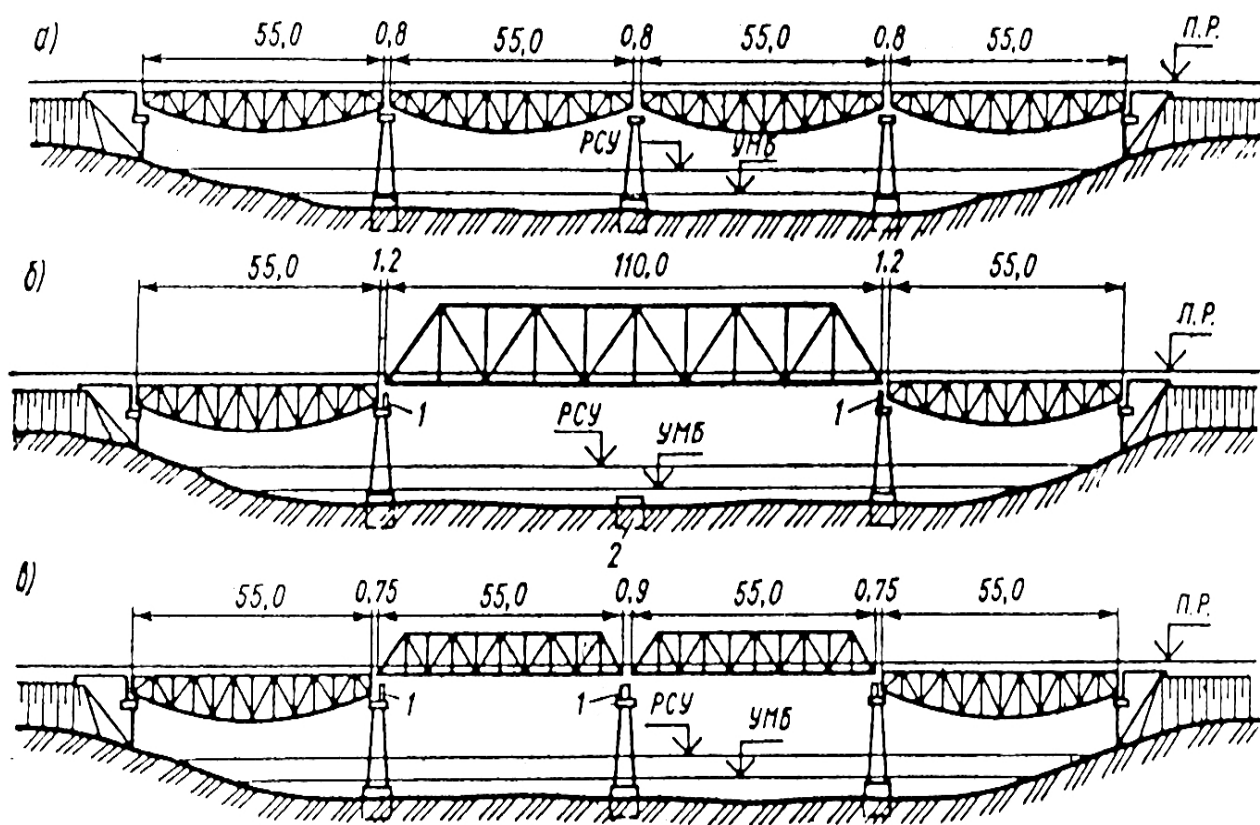


Рис. 7.8. Схемы увеличения подмостового габарита моста:

а – мост до реконструкции; б – мост после реконструкции с увеличенными шириной и высотой судоходного габарита; в – мост после реконструкции с увеличенной высотой габарита; 1 – надстраиваемая часть опор

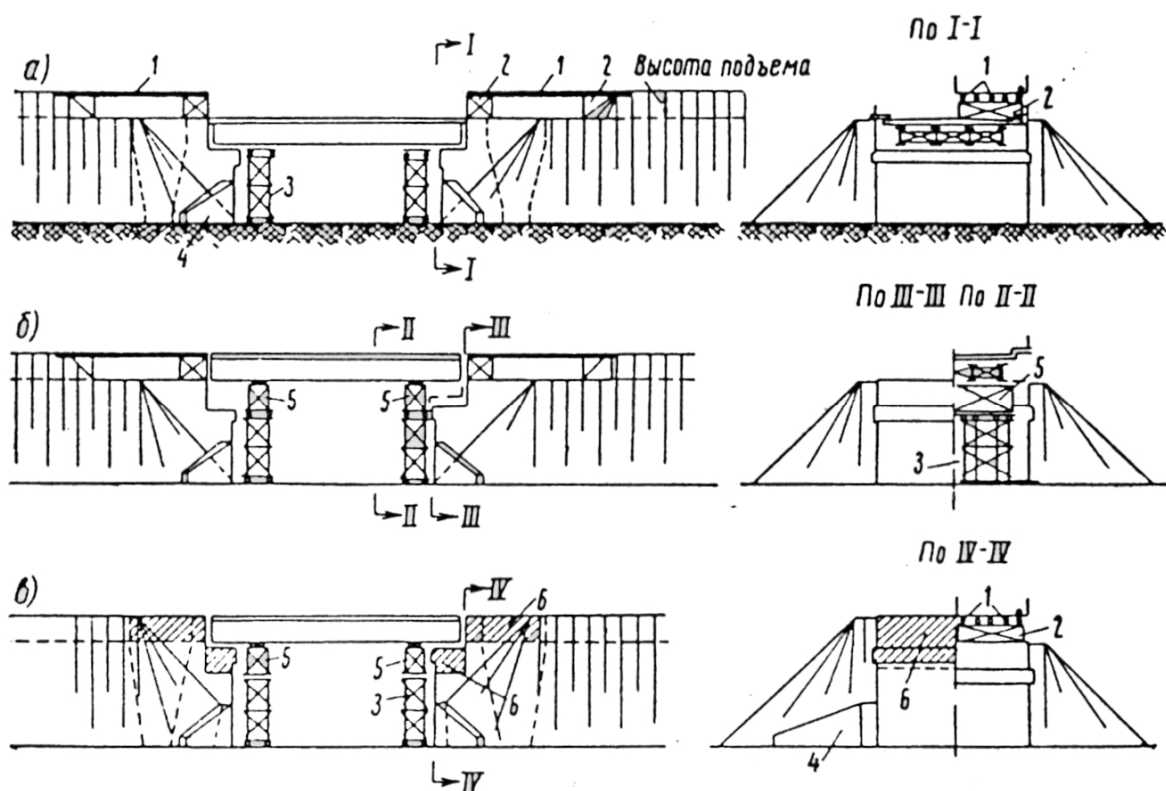


Рис. 7.9. Схема подъёмки моста малого отверстия: а – первая стадия; б – вторая стадия; в – третья стадия; 1 – временные пакеты; 2 – шпальные клетки; 3 – временные опоры; 4 – откосная стенка; 5 – клетки для подъёма пролетного строения; 6 – новая кладка

## ГЛАВА 8. РЕКОНСТРУКЦИЯ ОПОР

Необходимость в усилении или реконструкции опор автодорожных мостов обычно возникает при значительном разрушении кладки или при недостаточной несущей способности основания и появлении недопустимых деформаций. Это больше относится к массивным опорам. Свайные опоры чаще оказываются неисправными от повреждений ледоходом, а также бывают недопустимые их осадки из-за слабого основания.

При реконструкции мостов свайные опоры часто оказываются недостаточной ширины для опирания пролетных строений моста и их приходится уширять.

### 8.1. Уширение свайных опор и опор-стеноек

При уширении моста следует максимально использовать существующее тело опоры без переустройства фундаментов, что упрощает и удешевляет работы по реконструкции моста.

Существуют четыре характерных способа уширения промежуточных свайных и стоечных опор (рис. 8.1):

а – без развития тела опоры;

- б – с развитием тела опоры пристройкой стенок;  
 в – с развитием тела опоры, пристройкой подкосных систем;  
 г – с развитием опоры и фундамента.

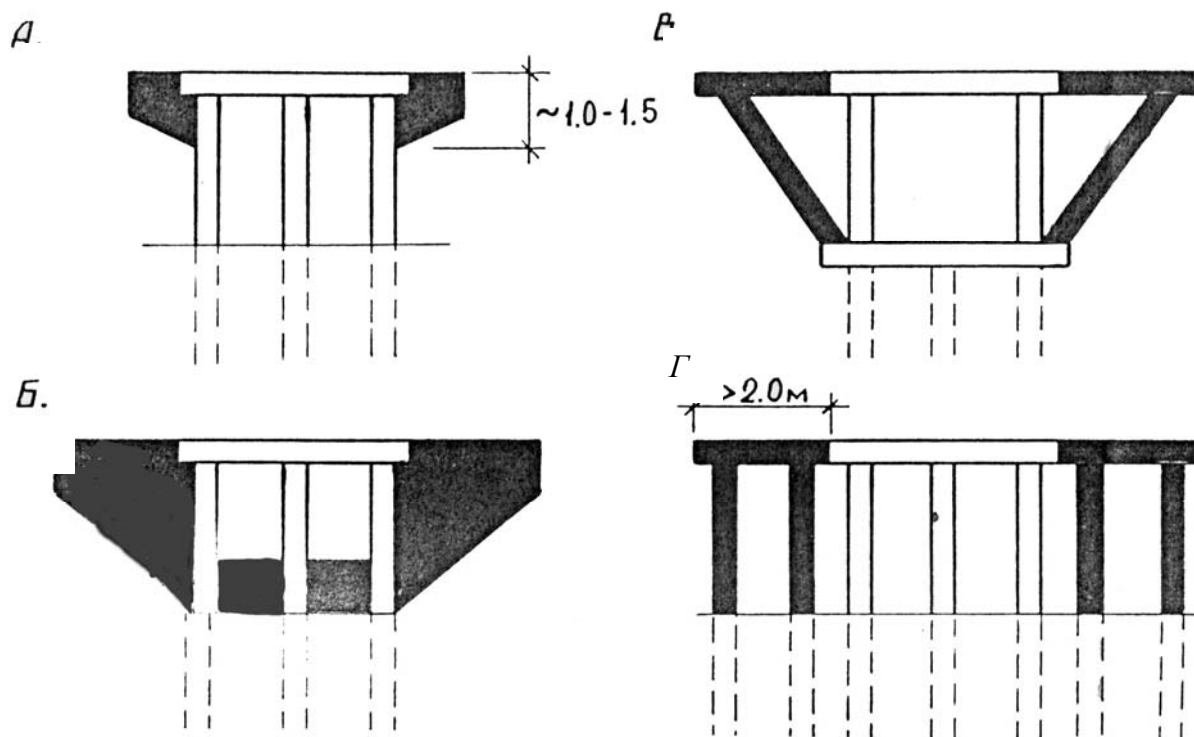


Рис. 8.1. Схемы уширения свайных и стоечных опор: а – уширение ригеля;  
 б – пристройка стенок; в – пристройка подкосных систем;  
 г – развитие ширины опор и фундамента

Уширение свайной промежуточной опоры на 1–2 м может быть произведено за счет симметричного удлинения ригеля с устройством опорного столика при сопряжении со сваями (рис. 8.1,а).

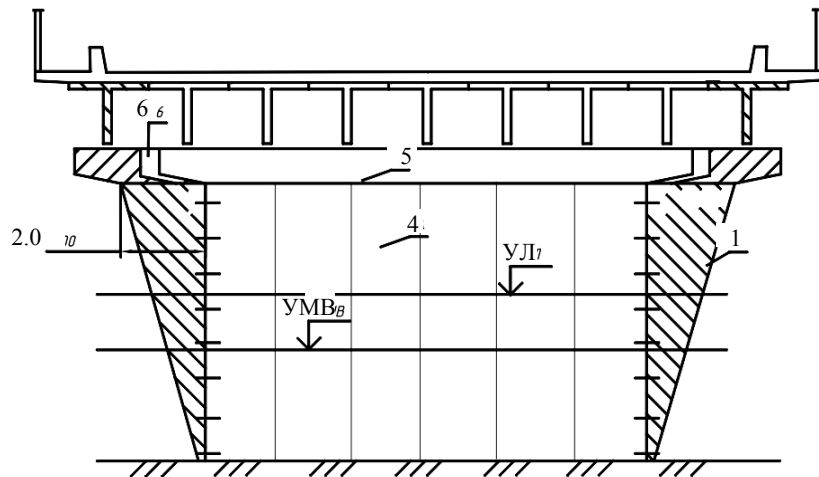
При уширении опоры на 3–3,5 м свайная опора частично омоноличивается и превращается в опору-стенку (см. рис. 8.1,б).

При уширении на 3–5 м стоечная опора превращается в стоечно-подкосную без развития фундамента (см. рис. 8.1,в). Подкосы изготавливаются из сборного железобетона и заделывают в фундамент и ригель.

При уширении на 3,5–5,0 м рядом с существующей опорой забиваются дополнительные сваи, на которых устраивается ригель (см. рис. 8.1,г). Для предотвращения чрезмерной осадки пристроенной опоры ее несущая способность по грунту должна быть увеличена. Коэффициент увеличения несущей способности зависит от глубины погружения сваи существующей опоры: при погружении 6 м – 1,30; при 8 м – 1,25; при 10 м – 1,20. Свайные опоры могут применяться на реках с ледоходом толщиной не более 25 см при пролетах до 21 м. На реках с ледоходом толщиной льда не более 0,6 м при пролетах до 21 м могут применяться опоры-стенки. Они состоят из вертикальных железобетонных плит толщиной 0,4 – 0,6 м, объединенных сверху сборной насадкой.



а)



б)

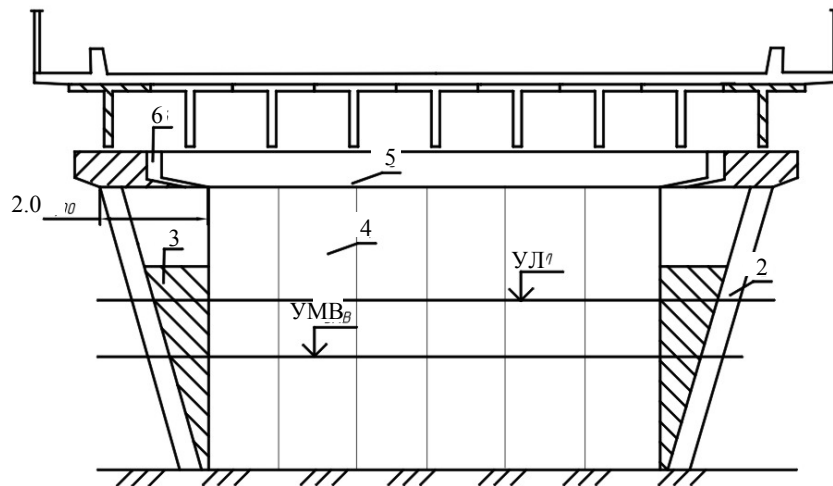


Рис. 8.2. Уширение опор-стенок: а) – уширение сплошным массивом железобетона; б) – уширение с опиранием насадки на подкосы; У.Л. – уровень высокого ледохода; 1 – уширение массивом железобетона; 2 – уширение с опиранием на подкосы; 3 – массив бетона от ледохода; 4 – сборные блоки опоры; 5 – насадка; 6 – стык насадки

Уширение опор-стенок может быть сделано путем пристройки массива железобетона с наклоном режущего ребра, опертго на обрез фундамента (рис. 8.2,а). Опоры – стенки могут быть также уширены при слабом ледоходе постановкой наклонных подкосов с опиранием их на существующий фундамент и заделкой их верха в ригеле. Для защиты от ледохода нижняя часть подкосной системы может быть заполнена бетоном (см. рис. 8.2, б).

## 8.2. Уширение массивных опор

Массивные опоры, при отсутствии необходимости уширения фундамента, уширяют путем пристройки массивов из монолитного железобетона,

опертых на обрез фундамента (рис. 8.3).

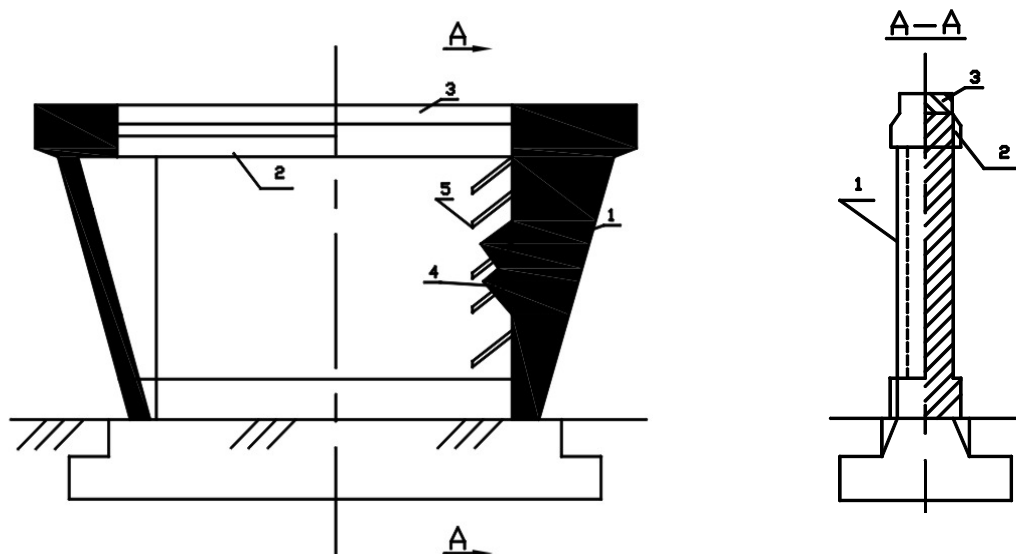


Рис. 8.3. Уширение массивных опор пристройкой массивов монолитного железобетона: 1 – пристроенный массив; 2 – охватывающий пояс; 3 – оголовки опоры; 4 – штрабы; 5 – анкеры

Минимальный размер пристраиваемого массива железобетона по низу принимается 50 см, а максимальный поверху – 2,0 м. Размер штрабы не менее 30 см. В штрабах должны быть установлены анкеры диаметром 25 мм. Расстояние между анкерами принимается 50 см.

Пристраиваемые массивы из железобетона должны быть поверху и понизу опоры прикреплены охватывающими железобетонными поясами с арматурой, проходящей по всей ее ширине.

На эксплуатируемых старых мостах промежуточные опоры часто имеют пологие ледорезы на развитых фундаментах, которые могут быть использованы для уширения опор. С этой целью облицовку опоры и часть существующей кладки ледореза, расположенную выше обреза фундамента, разбирают и на ее месте возводят из монолитного бетона надстройку уширения опоры. Для качественного соединения старой и новой кладки устраивают штрабы и металлические анкеры (рис. 8.4,а). Поверху старую и новую части опоры следует объединить общим железобетонным прокладником.

Если длина ледореза недостаточна для уширения, то новую пристраиваемую часть располагают на отдельном фундаменте (рис. 8.4,б). Свободная осадка новой части опоры по отношению к старой обеспечивается деформационным швом, которой заделывается после сооружения опоры и установки пролетных строений. Совместимость старой и новой частей опоры обеспечивается постановкой в деформационном шве мощной вертикальной железобетонной шпонки, а также металлических анкеров.

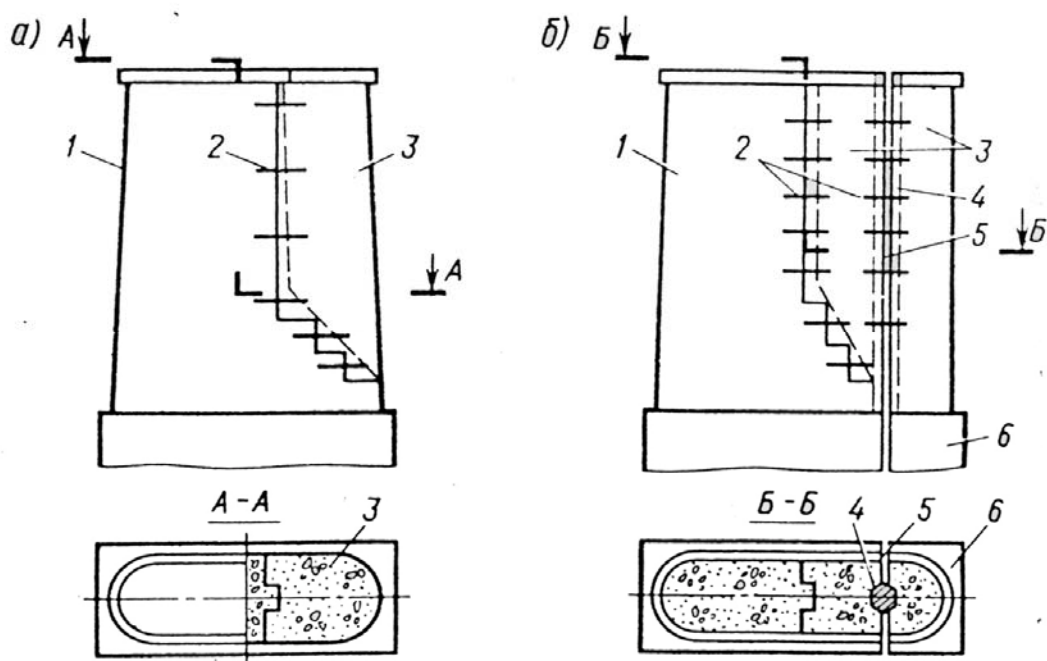


Рис. 8.4. Уширение опор на общем (а) и на отдельных (б) фундаментах:

1 – старая кладка опоры; 2 – анкеры; 3 – новая кладка; 4 – железобетонная шпонка; 5 – деформационный шов; 6 – пристроенная часть фундамента

Фундаменты опор мелкого заложения, расположенные на устойчивых грунтах, могут быть усилены путем их уширения (рис. 8.5). Предварительно место работы ограждают шпунтом. После откачки воды и удаления грунта бетонируют мощные железобетонные консоли, надежно связывают их с телом старого фундамента штребами и анкерами.

Чтобы при разработке котлована не повредить основание под подошвой усиливаемого фундамента, подошву пристраиваемой части располагают выше на 1-1,5 м. На дно котлована укладывают опорную железобетонную плиту.

Между железобетонной опорной плитой и консолями устанавливают гидравлические домкраты. Домкратами можно по подошве вновь сооружаемых частей фундамента создать такие же напряжения, какие существуют под старым фундаментам.

### Усиление свайного фундамента

Для усиления свайного фундамента (рис. 8.6,а) забито с верховой и низовой стороны опоры 48 железобетонных трубчатых свай диаметром 60 см и длиной по 16 м. Давление на сваи передано через мощные бетонные контрфорсы, которые соединены с кладкой опоры штрабами, а в нижней части объединены железобетонным поясом. Стыки между контрфорсами и телом опоры заинъектированы цементным раствором. Железобетонный пояс расположен по контуру опоры на обресе старого фундамента. Работы производятся под защитой металлического шпунтового ограждения.

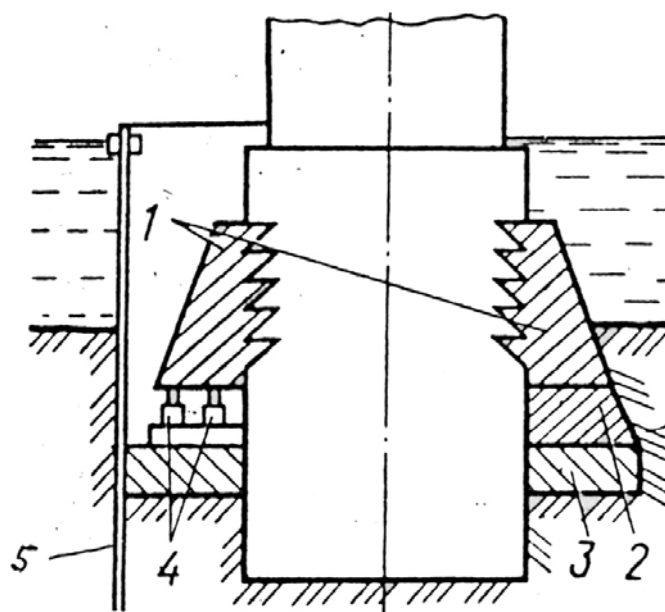


Рис. 8.5. Усиление фундамента опоры путем его уширения: 1 – мощные железобетонные консоли; 2 – забетонированный просвет; 3 – опорная железобетонная плита; 4 – гидравлические домкраты; 5 – шпунт

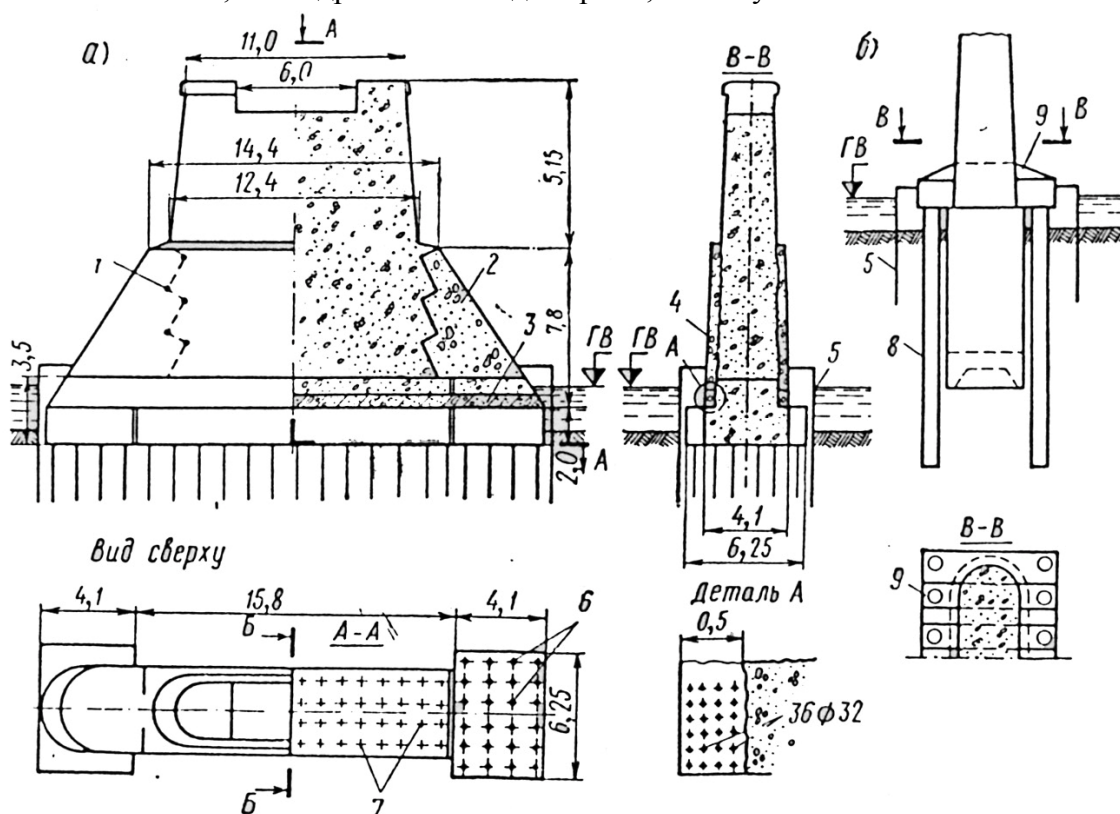


Рис. 8.6. Усиление свайного фундамента опоры моста:

- 1 – инъекционные трубки; 2 – бетонный контрфорс (консоль);
- 3 – железобетонный пояс; 4 – оболочка; 5 – шпунтовое ограждение;
- 6 – новые сваи диаметром 60 см; 7 – существующие сваи сечением 30х30 см;
- 8 – буровые сваи; 9 – железобетонные балки

Сваями могут быть также усилены фундаменты на опускных колодцах (рис. 8.6,б) и кессонах. При выборе вида свай следует отдавать предпочтение буровым или набивным сваям, так как погружение забивных свай сопровождается сотрясением.

При наличии на поверхности массивных опор трещин и других дефектов несущую способность опор усиливают железобетонными оболочками, включенным в работу существующей кладки. Связь железобетонной оболочки с кладкой опоры обеспечивают постановкой анкеров (штырей) и штраблением ее поверхности. По условию трещиностойкости толщину усиливающих железобетонных оболочек на массивных опорах принимают не менее 16 см. Арматуру оболочки выполняют в виде двух сеток из стержней диаметром 12-15 мм с ячейкой 10-20 см.

На промежуточных опорах каркасы выполняют в виде одного или нескольких горизонтальных поясов высотой 1-1,5 м и толщиной 25-40 см. Количество поясов зависит от состояния опоры. Горизонтальные трещины перекрывают одним поясом, а вертикальные и наклонные трещины – двумя – тремя и более на высоте опоры (рис. 8.7).

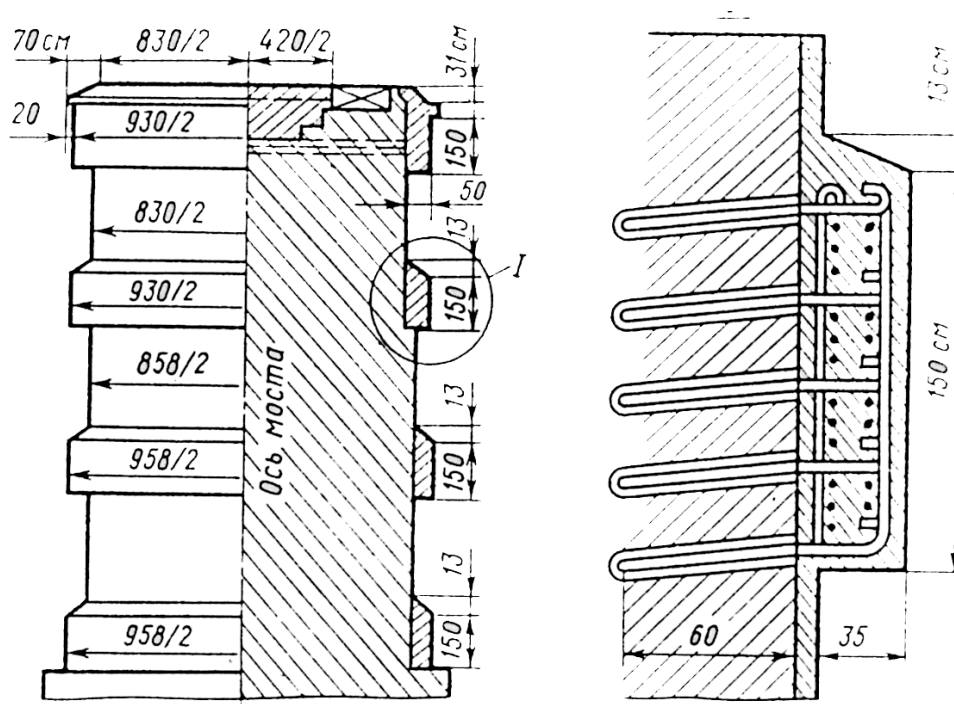


Рис. 8.7. Схема усиления промежуточной опоры железобетонными поясами

При устройстве поясов по всей высоте опоры верхний пояс устраивают на уровне низа карнизного камня, а нижний пояс – выше УМВ. Расстояние между осями поясов по высоте опоры принимают не менее толщины опоры по фасаду. Армируют пояс, как и оболочки, сетками из стержневой арматуры диаметром 25 мм, которые крепят к кладке опоры с помощью стальных анкеров диаметром 18-25 мм, заделываемых на глубину 50-75 см.

При расстройках кладки опор с вывалом камней в подводной части опор и фундаментов применяют бетонные и железобетонные «рубашки». Их сооружают в водонепроницаемых перемышках из шпунта (рис. 8.8,а) или бездонного железобетонного или металлического ящика (рис. 8.8,б).

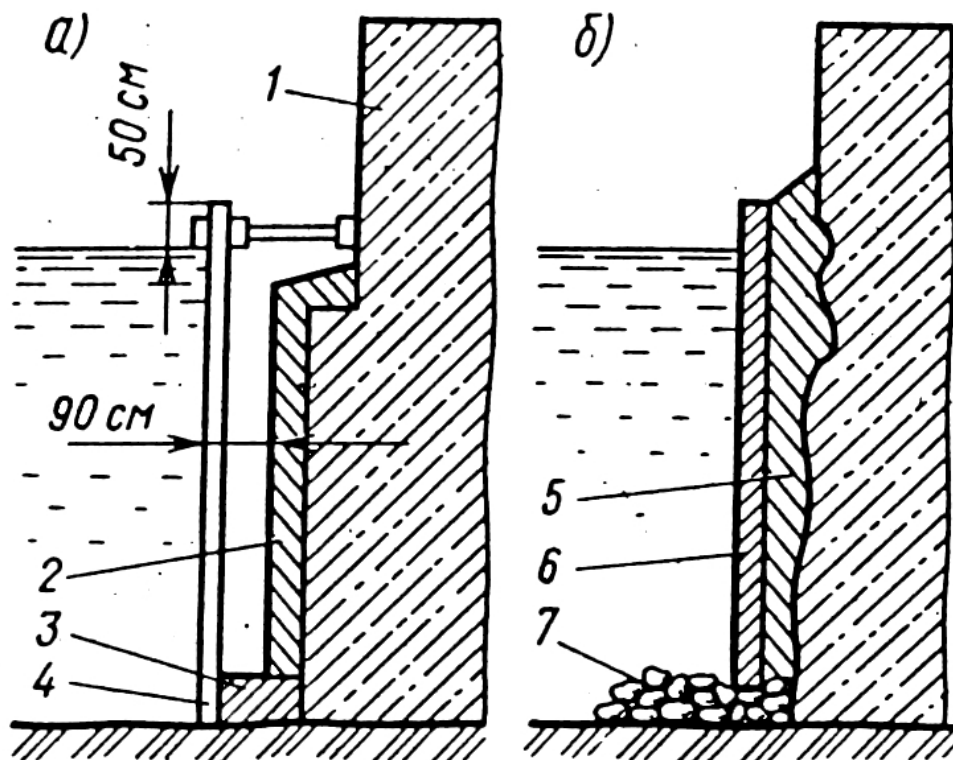


Рис. 8.8. Схема устройства защитной железобетонной оболочки для подводной части опоры: а – с применением шпунта и откачкой воды; б – с применением бетонного ящика без откачки воды; 1 – кладка опоры; 2 – железобетонная оболочка; 3 – тампон из подводного бетона; 4 – шпунтовая перемышка; 5 – бетон заполнения пазух подводным способом; 6 – железобетонная оболочка ограждения; 7 – каменная отсыпка

Тампонажная подушка из бетона толщиной 0,5-1,5 м должна затвердеть до начала откачки воды, поскольку она нужна для прекращения донного притока воды в перемышку. Для прекращения притока воды по швам шпунта делают мулевку шпунта – опускание в воду к месту течи смеси мелких опилок с глинистым порошком, забивающей щель в шпунте.

Для сооружения оболочки без водоотлива перемышку используют в качестве опалубки и оставляют до окончания работ. Очистку дна и его выравнивание каменной или щебеночной подсыпкой производят до установки бездонного ящика. Подводное бетонирование выполняют способом вертикально-подъемной трубы или восходящего раствора. При необходимости кладку подводной части опор закрепляют инъектированием в нее цементного раствора или химических растворов на основе силиката натрия или синтетической смолы.

## ГЛАВА 9. РЕКОНСТРУКЦИЯ ТРУБ

При реконструкции труб производится тщательное обследование их технического состояния, собираются данные о стоке, гидравлической работе труб в периоды больших паводков и выясняется, по каким нормам они рассчитаны при строительстве.

На основании собранных данных трубы рассчитывают согласно действующим нормам с учетом перспективного повышения категории дороги. Если отверстие трубы избыточное или достаточное, его оставляют без изменений. Если отверстие недостаточное, трубу заменяют или прокладывают рядом новое отверстие, компенсирующее недостаточную площадь.

Проверка грузоподъемности трубы производится в случае увеличения высоты насыпи над трубой, а также при наличии дефектов трубы, снижающих ее несущую способность. При увеличении высоты насыпи над трубой возникает необходимость удлинения трубы. Ее удлиняют, добавляя новые звенья с обеих сторон насыпи или только с одной. 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, хотя могут быть разобраны и поставлены вновь. Особое внимание должно быть уделено надежности фундаментов для наращиваемой части трубы, причем устраивать фундамент следует в любых грунтовых условиях.

На рис. 9.1 показано удлинение крутой трубы диаметром 1,5 м с порталными оголовками. Под наращиваемую часть делается новый фундамент, укладываются дополнительные звенья трубы с устройством сквозного шва со старым оголовком и он засыпается, вместо него делается новый раструбный оголовок.

На рис.9.2 показано удлинение прямоугольной трубы сечением 2,5х2,5м. При этом делается новый фундамент под наращиваемую часть, стенки трубы наращиваются и укладываются плиты перекрытия. Между наращиваемой частью трубы и существующей устраивается сквозной шов. Устанавливается порталный оголовок, производится засыпка и укрепительные работы.

Компоновка наращиваемой части трубы производится из типовых звеньев и оголовков с применением типовых конструкций фундаментов, соответствующих местным грунтовым условиям.

Если по расчетам требуется небольшое удлинение трубы (на 1-1,5 м), можно обойтись перестройкой оголовков путем наращивания и удлинения откосных крыльев.

Удлинение круглых труб почти не производят, заменяя их. Усиление прямоугольных труб производится путем установки внутренних железобетонных рам.

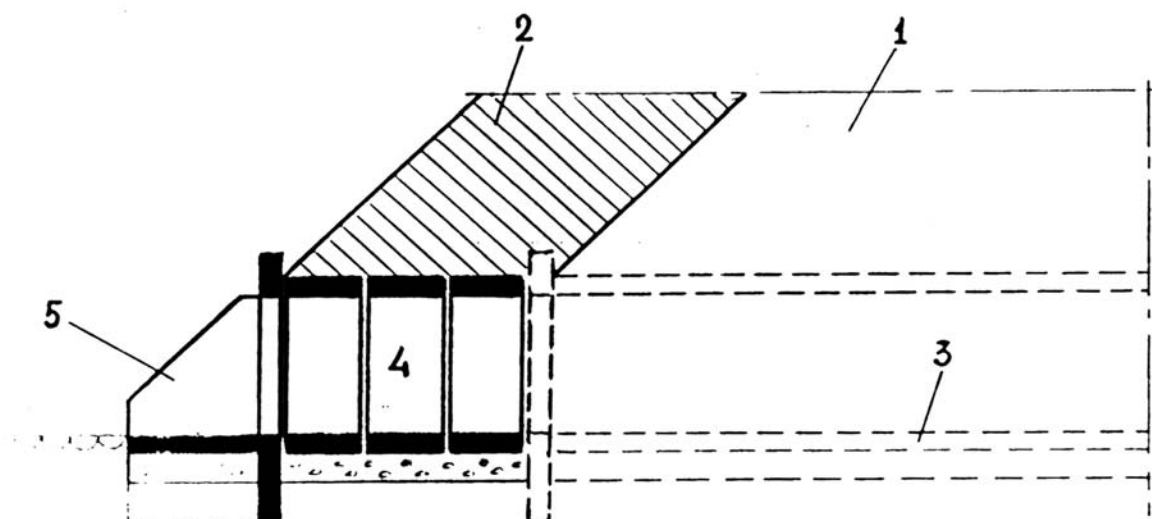


Рис. 9.1. Удлинение круглой трубы: 1 – существующая насыпь; 2 – уширение насыпи; 3 – существующий фундамент; 4 – дополнительные звенья трубы; 5 – новые откосные крылья

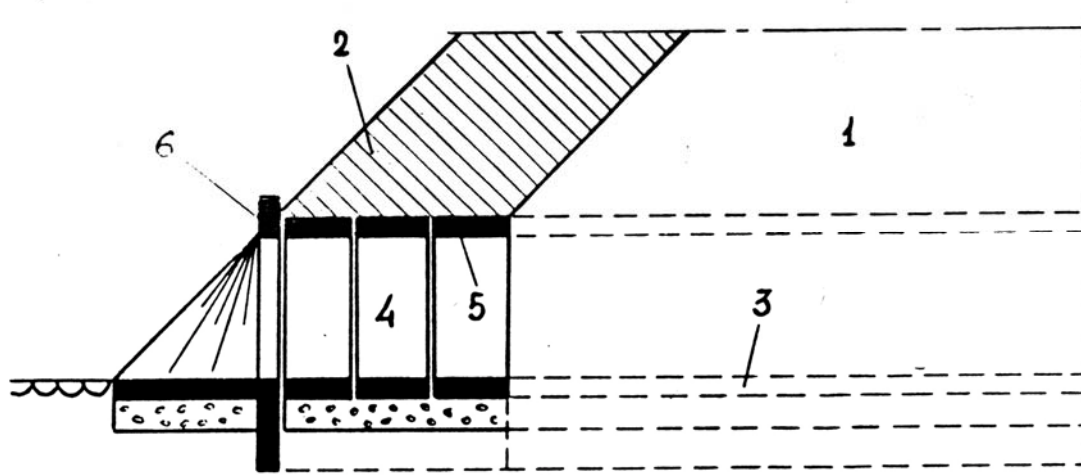


Рис. 9.2. Удлинение прямоугольной трубы: 1 – существующая насыпь; 2 – уширение насыпи; 3 – существующий фундамент; 4 – новые стенки трубы; 5 – плиты перекрытия; 6 – портал

На автомобильных дорогах ремонт старых деревянных мостов нередко оказывается нецелесообразным. Выгоднее заменить их железобетонными одноочковыми или многоочковыми трубами из типовых сборных элементов. Это тем более оправдано при переводе дороги в высокую техническую категорию.

При замене деревянного моста многоочковой железобетонной трубой (рис. 9.3,а) приходится на ширине сооружаемого фундамента удалять часто расположенные деревянные опоры моста и перекрывать рабочую зону пакетом монтажных прогонов.



Работы по замене деревянного моста массивной трубой (рис. 9.3,б) производят также с применением монтажных прогонов. После сооружения фундамента производят кладку и бетонирование свода, а после его твердения и набора прочности производят отсыпку подходов и их уплотнение.

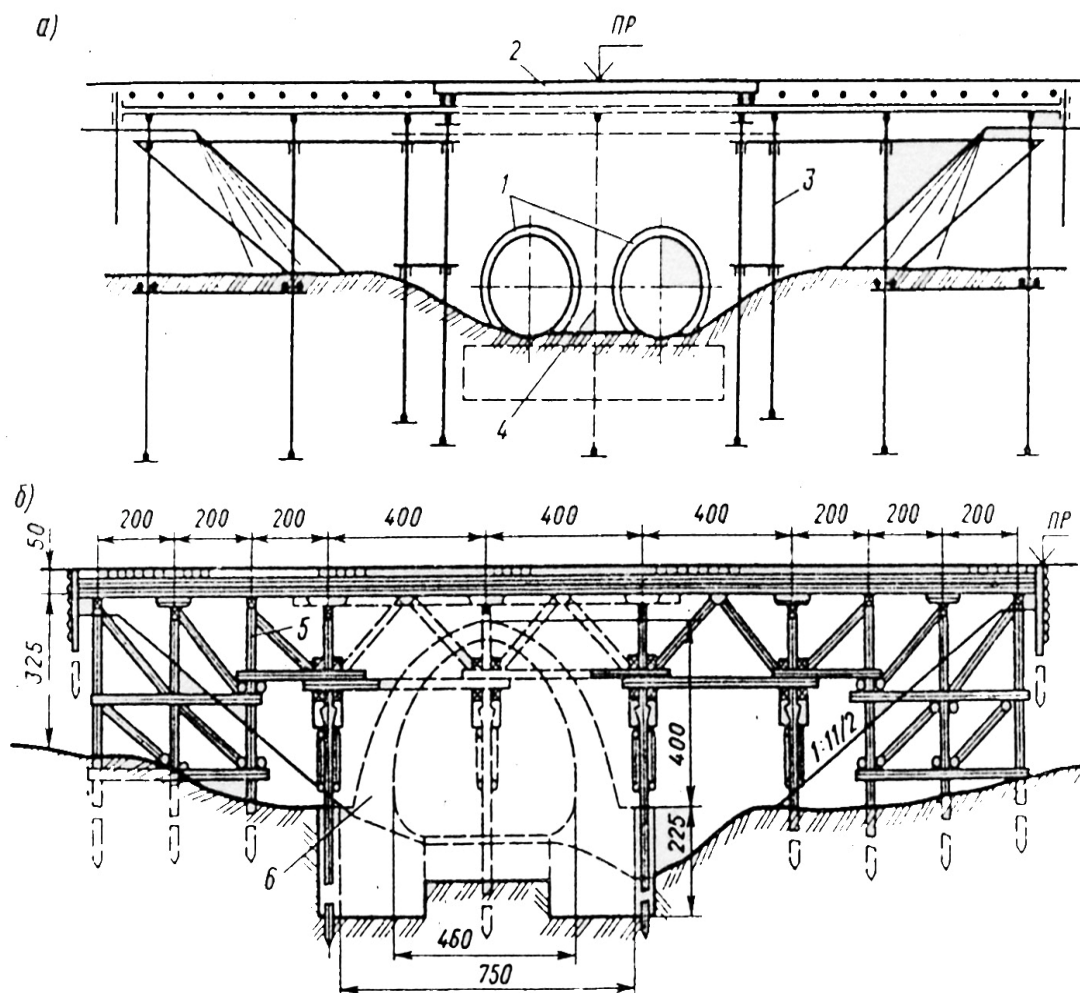


Рис. 9.3. Схема переустройства деревянных мостов на двухочковую железобетонную трубу (а) и на массивную трубу (б):

- 1 – труба; 2 – монтажный прогон; 3 – вспомогательная опора;
- 4 – опора деревянного моста, удаляемая перед бетонированием фундамента;
- 5 – существующий деревянный мост; 6 – массивная труба

Балочные железобетонные мосты малых пролетов на кирпичных опорах также нередко меняют на водопропускные одноочковые и многоочковые трубы из типовых железобетонных элементов (рис. 9.4).

Все основные строительные-монтажные работы (устройство шпунтового ограждения, разработка котлована, кладка фундамента и звеньев трубы, их гидроизоляция и др.) выполняются по обычной технологии, принятой при сооружении новых железобетонных труб.

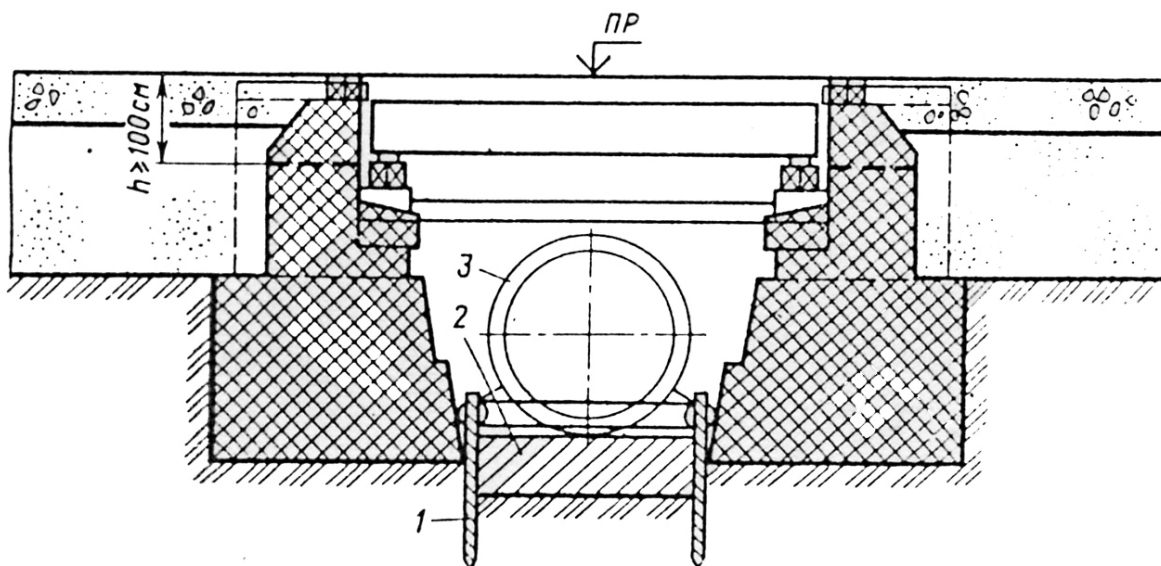


Рис. 9.4. Переустройство малого балочного железобетонного моста в одноочковую железобетонную трубу:

1 – шпунт; 2 – бутовая кладка фундамента трубы; 3 – железобетонная труба

## ГЛАВА 10. ТЕХНИКО-ЭКОНОМИЧЕСКОЕ ОБОСНОВАНИЕ ЭФФЕКТИВНОСТИ РЕКОНСТРУКЦИИ (УСИЛЕНИЯ) МОСТОВ

### 10.1. Расчеты эффективности реконструкции

Система технико-экономического обоснования эффективности реконструкции мостов включает следующие расчеты.

#### Определение целесообразности проведения реконструкции

Реконструкция моста целесообразна, если действующий мост по техническим характеристикам, пропускной способности или другим параметрам, не может обеспечить требуемого объема перевозок, а также если затраты на его содержание и ремонт (включая организацию грузоперевозок по объездным дорогам и мостам большей грузоподъемности) превышают затраты на проведение работ по реконструкции, усилению или расширению моста.

Основой экономического обоснования реконструкции является оценка стоимостных затрат на строительно-монтажные работы (осуществление реконструкции) и затрат на дальнейшую эксплуатацию, обеспечивающую выполнение запланированного объема перевозок.

Реконструкция моста считается целесообразной, если капитальные вложения и эксплуатационные затраты соответствуют принятой нормативной эффективности.

Расчет ведется по формуле

$$E_p = \frac{\mathcal{E}_p^{сущ} - \mathcal{E}_p^{np}}{K^{np} - K^{сущ}} \geq E_n, \quad (10.1)$$

где  $K^{np}$  и  $K^{сущ}$  - капитальные затраты, включая стоимость строительно-монтажных работ, необходимые для выполнения запланированных на расчетный год объемов перевозок соответственно в проектируемых и существующих условиях, приведенные к началу эксплуатации реконструированного моста;

$\mathcal{E}_p^{np}$  и  $\mathcal{E}_p^{сущ}$  - эксплуатационные расходы на расчетный год, обеспечивающие выполнение запланированного объема перевозок соответственно в проектируемых и существующих условиях;

$E_p$  - расчетный коэффициент экономической эффективности;

$E_n$  - нормативный коэффициент экономической эффективности, который носит рекомендательный характер и определяется исходя из нормативного срока окупаемости капитальных вложений, который рассчитывается по формуле

$$E_n = \frac{1}{T_n}, \quad (10.2)$$

$T_n$  - нормативный срок окупаемости капитальных затрат, который зависит от вида затрат. Для затрат на транспортное строительство он принимается 10 лет.

### Выбор варианта реконструкции

После выяснения целесообразности реконструкции проводят выбор лучшего в технико-экономическом отношении варианта.

Выбор варианта реконструкции проводят с целью соизмерения затрат от вложения инвестиций в реконструкцию моста при осуществлении работ разными способами и полученного результата.

Поскольку осуществление работ возможно в разных вариантах, отличающихся не только техническими параметрами, но и продолжительностью, окупаемостью, социально-экономическими последствиями и т.д., то при расчетах должна быть обеспечена сопоставимость затрат и эффекта по следующим параметрам:

- времени вложения средств и получения эффекта;
- ценам, принятым для отражения затрат;
- мощности (пропускной способности);
- социальным условиям;
- влиянию на окружающую среду и т.д.

Традиционной является экономическая оценка возможных вариантов с использованием стоимостной оценки капитальных и эксплуатационных расходов по формуле приведенных затрат:

$$\Pi_i = C_i + E_n \cdot K_i, \quad (10.3)$$

где  $\Pi_i$  - приведенные затраты по  $i$  – ому варианту реконструкции;  
 $C_i$  - годовые эксплуатационные затраты по  $i$  – ому варианту реконструкции;

$K_i$  - капитальные затраты по  $i$  – ому варианту реконструкции;  
Лучшим считается вариант с минимальными приведенными затратами.

Приведенные затраты могут рассчитываться за срок окупаемости капитальных вложений; в этом случае формула имеет вид

$$\Pi_i = C_i + T_{ок}^p \cdot K_i, \quad (10.4)$$

где  $T_{ок}^p$  - расчетный срок окупаемости капитальных вложений, годы.

Показатели капитальных и эксплуатационных затрат могут рассчитываться как в абсолютном значении, так и в виде удельных величин для обеспечения сопоставимости (например, на  $1\text{м}^2$  моста при неодинаковой площади мостов после реконструкции разными способами). Приведение показателей по площади является обязательным. Если площадь проезжей части одинакова, а площадь тротуаров разная, то приведение можно не производить.

Стоимостная оценка эффективности реконструкции не всегда может быть достаточной. Поэтому при комплексной оценке вариантов можно учитывать не только приведенные затраты, но и качественные параметры проекта, такие, как:

- срок окупаемости капитальных вложений;
- трудоемкость и продолжительность выполнения строительно - монтажных работ;
- материалоемкость или возможная экономия природных и социально-значимых ресурсов и материалов, например лес, металл и др.;
- эксплуатационные достоинства вариантов (пропускная способность, грузоподъемность, скорость перемещения транспорта, многорядность движения и др.);
- показатели, характеризующие улучшение окружающей среды;
- качественные и эстетические параметры вариантов.

При комплексной оценке перечисленные показатели рассчитываются по всем вариантам и учитываются при окончательном выборе. В ряде случаев эти показатели могут быть учтены при комплексной оценке опосредованно, при расчетах соответствующих экономических эффектов от выбора и реализации лучшего варианта.

### **Расчет экономического эффекта от реализации лучшего варианта**

Выбор и принятие к реализации лучшего варианта реконструкции может обеспечить получение экономического эффекта на различных уровнях: на уровне народного хозяйства, на уровне отрасли или в виде эффекта, получае-

мого предприятием, реализующим проект, а также эффекта, получаемого потребителем услуг.

*Основной народно-хозяйственный эффект* получается от экономии денежных затрат на производство работ по реконструкции и содержанию моста (приведенных затрат). Расчет ведется по формуле

$$\mathcal{E}_{н/х} = \Pi_1 - \Pi_2, \quad (10.5)$$

где  $\mathcal{E}_{н/х}$  – эффект в народном хозяйстве от реализации лучшего варианта;  
 $\Pi_1$  и  $\Pi_2$  – приведенные затраты соответственно по двум предлагаемым вариантам реконструкции.

*Эффект, получаемый строительной организацией* по накладным расходам, если трудозатраты на производство работ по принятому варианту ниже, чем по сравниваемому варианту, рассчитывается по формуле

$$\mathcal{E}_{нр}^{стр} = \mathcal{E}_{нр} (T_{p1} - T_{p2}), \quad (10.6)$$

где  $\mathcal{E}_{нр}^{стр}$  – экономия, получаемая строительной организацией в части накладных и других расходов при снижении трудоемкости работ;

$T_{p1}$ ,  $T_{p2}$  – трудоемкость выполнения комплекса работ по реконструкции соответственно по вариантам;

$\mathcal{E}_{нр}$  – нормативное значение экономии по накладным расходам, р. в расчете на 1 чел.-дн. трудозатрат (данная экономия в уровне цен 2003 года составляла 17,0 – 17,5 рублей на 1 чел.-дн.). Корректировка этой экономии может осуществляться по индексам ежегодной инфляции.

## 10.2. Расчет капитальных и эксплуатационных затрат

### Порядок расчета капитальных затрат

**Капитальные затраты** – это единовременные вложения, связанные с производством работ по строительству и реконструкции. В расчетах экономической эффективности они принимаются равными сметной стоимости строительно-монтажных работ (СМР) по реконструкции, расширению и усилению моста по перечню работ и затрат, предусмотренных проектом. Капитальные затраты определяются на основе сметной документации. При отсутствии сметной документации стоимость работ по реконструкции может быть определена на основе укрупненных показателей стоимости по видам работ. В прил. 7 приведены показатели стоимости СМР и стоимости конструкций, деталей и материалов в части прямых затрат в уровне цен 2003 года. Эти показатели определены на основе действующей сметно-нормативной базы, а также сметной документации по реальным объектам, строительство и реконструкция которых осуществлялась в Воронежской, Тамбовской и Ростовской областях. При проведении расчетов в текущем уровне цен необходимо использовать индексы роста смет-

ной стоимости на момент осуществления реконструкции по данным региональных центров по ценообразованию в строительстве.

Для расчета полных прямых затрат на реконструкцию определяется проектный перечень работ и физические объемы, которые умножаются на укрупненные показатели приведенные в прил. 7.

Полные сметные затраты включают, кроме прямых затрат, накладные расходы и нормативную прибыль строительной организации. **Накладные расходы** - это расходы, связанные с обслуживанием строительного производства, содержанием аппарата управления и административных зданий, техникой безопасности, а также разъездным характером работ и т.д. **Нормативная прибыль** – это плановая прибыль строительной организации, включаемая в сметную стоимость строительно-монтажных работ. В соответствии с «Методическими указаниями по определению величины накладных расходов в строительстве - МДС 81-33. 2004» накладные расходы принимаются в размере 130%, а нормативная прибыль - в размере 50% от расходов на оплату труда рабочих [19]. При отсутствии сметной документации и точной величины расходов на оплату труда они могут быть определены путем умножения суммарной трудоемкости по всем видам работ на часовую тарифную ставку. Часовая тарифная ставка принимается по среднему разряду рабочих, рекомендуемому по данному комплексу работ в действующей нормативной базе, а именно в Государственных элементных сметных нормах на строительные работы ГЭСН- 2001[18].

Для определения полных капитальных вложений должны быть учтены прочие затраты, определяемые в соответствующих главах сводного сметного расчета стоимости строительства: проектно-изыскательские работы, зимнее удорожание, перевозка рабочих к месту работы, в том числе при работе вахтовым методом, затраты на строительство и содержание временных зданий и сооружений, непредвиденные и другие виды работ и затраты. Данные затраты по объектам транспортного строительства в среднем составляют 80% - 85% от стоимости основных строительно-монтажных работ. Этот размер затрат может быть принят при расчетах экономической эффективности и выборе вариантов реконструкции.

### Порядок расчета эксплуатационных затрат

**Эксплуатационные затраты** – это текущие затраты, связанные с содержанием мостов.

Размер данных затрат зависит от уровня нормативных требований к качеству мостовых конструкций, покрытия и регуляционных сооружений. Обеспечение качества достигается периодическим выполнением регламентного комплекса работ, которые классифицируются следующим образом:

1. Надзор.
2. Уход.

3. Профилактика.
4. Планово-предупредительный ремонт.

В первую группу включаются работы по осуществлению постоянного надзора, текущего осмотра и периодического осмотра, обеспечивающие контроль за состоянием подходов, мостового полотна, пролетных строений.

Работы по уходу значительно различаются в летний и зимний периоды и включают очистку, уборку от снега и грязи, заделку мелких трещин, промывку перил, ограждений и др. Эти работы, как правило, зависят от типа и конструктивных особенностей моста и финансируются в пределах установленных нормативов по смете. При проведении технико-экономических расчетов могут быть применены усредненные показатели на  $1 \text{ м}^2$  в соответствии с прил. 8.

Профилактические работы выполняют в течение всего срока службы с периодичностью 1-5 лет. Планово-предупредительный ремонт мостов производится с периодичностью 10-15 лет, причем наибольшие затраты на профилактику и предупредительный ремонт приходятся на сооружения, эксплуатирующиеся более 25 лет и имеющие износ более 25%. Планово-предупредительный ремонт в зависимости от износа элементов моста осуществляют в соответствии с графиками планово-предупредительных ремонтов. Состав работ ППР аналогичен перечню профилактических работ. Стоимость определяется по смете или укрупненным показателям на одну единицу работ.

Периодичность и среднегодовой норматив по видам профилактических и ремонтных работ приведены в Методических рекомендациях по содержанию мостовых сооружений на автомобильных дорогах[16]. Выборочные данные для проведения технико-экономических расчетов приведены в прил. 9. Их целесообразно использовать для расчета эксплуатационных затрат.

Объемы работ по профилактике и планово-предупредительному ремонту принимаются в соответствии с действующими нормативами на расчетную единицу измерения с учетом рекомендуемой периодичности их осуществления.

Годовые эксплуатационные затраты по проведению профилактических и ремонтных работ при отсутствии смет определяются путем умножения расчетных объемов работ на укрупненные показатели стоимости единицы работ, которые также приведены в прил. 9.

Следует учитывать, что после реконструкции моста планово-предупредительный ремонт не проводится как минимум в течение первых 7-10 лет. Поэтому при расчетах эффективности стоимость этих работ предусматривается только по существующему варианту.

Суммарные годовые эксплуатационные работы оцениваются в совокупности с капитальными затратами для выбора лучшего варианта.

Если по сравниваемым вариантам в ходе эксплуатации моста затраты одинаковы, то сравнение осуществляют только по капитальным вложениям (стоимости строительно-монтажных работ по реконструкции).

### **10.3. Пример обоснования целесообразности реконструкции моста и выбор оптимального варианта**

Обоснование целесообразности и выбор оптимального варианта реконструкции моста рекомендуется проводить в следующем порядке:

#### **1 этап. Описание конструкций и технических характеристик моста по принимаемым вариантам реконструкции**

Железобетонный балочный мост через реку Студенец в Тамбовской области имеет четыре пролета по 24 м и общую длину  $L=101,25$  м. Схема и поперечный профиль моста представлены на рис. 10.1. Балки моста Т-образные с каркасной арматурой. Опоры в поперечных сечениях моста имеют сваи (5 свай сечением  $35*35$  см) и неразрезной железобетонный ригель. Габарит существующего моста  $\Gamma - 8,2$  м с тротуарами по 1,5 м.

Мост не отвечает требованиям по пропускной способности. В связи с возросшей интенсивностью движения дорога переведена во вторую категорию, при которой габарит моста должен быть  $\Gamma-11,5$  м.

Целесообразность уширения моста, с одной стороны, обосновывается народно-хозяйственной потребностью в обеспечении запланированного транспортного потока, а с другой износом моста и ростом затрат на содержание моста для поддержания его в рабочем состоянии.

Для намечаемой реконструкции моста рассматриваются два варианта

Вариант №1 – уширение моста приставными балками, который предусматривает забивку свай, удлинение ригеля, монтаж с каждой стороны моста по одной балке и уширение проезжей части (рис.10.1, а).

Вариант №2 – уширение моста накладными сборными плитами, которые укладываются поочередно с каждой стороны моста с устройством монолитного участка в середине проезжей части моста и обновлением проезжей части по всей ширине моста (рис.10.1,б). Уширение опор при этом варианте не делается.

Производство работ при обоих вариантах можно вести без перерыва движения транспорта.

Оценивая варианты реконструкции по надежности, необходимо признать, что вариант №1 более надежен, так как при реконструкции по варианту №2 могут происходить сдвиги сборных плит при движении транспорта.

После реконструкции моста проезжая часть при реализации обоих вариантов будет одинакова, а ширина тротуара по первому варианту составит - 1,5 м, а по второму варианту - 1,0 м.

Общая площадь моста после реконструкции составит:

Вариант № 1 -  $1559,25 \text{ м}^2$ , вариант № 2 -  $1458 \text{ м}^2$ .





## **2 этап**

### **Расчет объемов работ по реконструкции и содержанию (эксплуатации) моста**

Для проведения технико-экономического обоснования осуществляется расчет физических объемов строительно-монтажных работ по чертежам с учетом конкретных условий местности, степени износа конструкций и др.

Перечень физических объемов работ представлен в табл.10.1 и 10.2 соответственно по предлагаемым вариантам.

Объемы работ по содержанию моста (эксплуатационные работы) после реконструкции принимаются в соответствии с действующими нормативами на расчетную единицу измерения и в зависимости от рекомендуемой периодичности их осуществления.

Для упрощения расчета, работы по уходу и надзору принимаются в укрупненном варианте в соответствии с прилож. 8. Для расчета объемов профилактических и планово-предупредительных работ используется детальный перечень по видам работ, норматив в расчете на год и рекомендуемая периодичность их проведения (прил. 9).

По рассматриваемым вариантам реконструкции объемы работ по эксплуатации моста приведены в табл. 10.4 и 10.5.

## **3 этап**

### **Определение капитальных затрат на реконструкцию мостов**

Капитальные вложения на реконструкцию по вариантам принимаются равными сметной стоимости строительно-монтажных работ.

Расчет ведется на основе данных прил.7. Накладные расходы и нормативная прибыль приняты соответственно в размерах 130% и 50% от расходов на оплату труда рабочих. Расходы на оплату труда определены путем умножения суммарной трудоемкости по всем работам на часовую тарифную ставку, которая принимается в размере 36,8 для рекомендуемого в действующей нормативной базе среднего разряда рабочих по данному комплексу работ - 3,7.

Расчеты сметной стоимости строительно-монтажных работ по вариантам представлены в табл.10.1 и табл. 10.2.

Таблица 10.1

**Стоимость реконструкции моста (вариант №1)  
способом приставных балок**

Виды работ	Стоимость единицы, р.	Объем	Общая стоимость (прямые затраты)	Труд-ть на 1 ед.	Суммарные трудозатраты
1. Срубка асфальтобетонного покрытия, 100 м <sup>3</sup>	12310	0,5812	7154,572	95,8	55,68
2. Срубка и уборка старого защитного слоя бетона, м <sup>3</sup>	557	33,2	18492,4	13,7	454,84
3. Уборка старой гидроизоляции, м <sup>2</sup>	78	832,25	64915,5	0,78	649,16
4. Разборка перил и ограждений проезжей части, т	1560	4,2	6552	48,9	205,38
5. Срубка старого выравнивающего слоя бетона, м <sup>3</sup>	557	33,2	18492,4	13,7	454,84
6. Демонтаж тротуаров, м <sup>3</sup>	123	30,4	3739,2	0,96	29,18
7. Забивка ж/б свай 35х35, h=12 м, м <sup>3</sup>	17686	20,6	364331,6	46,74	962,81
8. Устройство ригеля, м <sup>3</sup>	7240	8,4	60816	3,67	30,83
9. Установка опорных частей (РОЧ), шт.	1114,5	16	17832	26,98	431,68
10. Монтаж ж/б балок l=24 м, шт.	127110	8	1016880	16,98	135,84
11. Бетонирование стыков балок, м <sup>3</sup>	5683	5,76	32734,08	46,36	267,03
12. Устройство выравнивающего слоя, м <sup>3</sup>	3083	46,6	143667,8	6,04	281,46
13. Устройство 2 - слойной оклеечной гидроизоляции, м <sup>2</sup>	941,5	1164,4	1096282,6	1,31	1525,36

Виды работ	Стоимость единицы, р.	Объем	Общая стои- мость (прямые затраты)	Труд-ть на 1 ед.	Суммарные трудоза- траты
14. Устройство защитного слоя из бетона 4 см, м <sup>2</sup>	3083	46,6	143667,8	6,04	281,46
15. Асфальтобетонное покры- тие 7 см, 100 м <sup>2</sup>	12692	0,82	10407,44	74,69	61,25
16. Деформационные швы с окаймлением, пог. м	2935	43,5	127672,5	8,61	374,55
17. Металлические барьерные ограждения, пог. м	766	202,5	155115	4,28	866,7
18. Гидроизоляция на тротуа- рах, м <sup>2</sup>	941,5	303,8	286027,7	1,31	397,98
19. Асфальтобетонное покры- тие на тротуарах 4 м, 100 м <sup>2</sup>	10420	3,04	31676,8	74,69	227,06
20. Сопряжение моста с насыпями, м <sup>3</sup>	3720	7,2	26784	6,39	46,01
21. Металлические перила, пог.м	843	202,5	170707,5	16,21	3282,5
22. Окраска перил и ограж- дений, пог. м	56,2	405	22761	0,41	166,05
23. Отсыпка подходов и ко- нусов, м <sup>3</sup>	369	575	212175	2,16	1242
24. Укрепление откосов ж/б плитами, м <sup>3</sup>	3391	20	67820	5,71	114,2
25. Уширение шкафной стен- ки устоев, м <sup>3</sup>	9419	1,6	15070,4	8,52	13,63
Итого прямых затрат (ПЗ), тыс. р. Суммарные трудозатраты, тыс. р. Расходы на оплату труда (ФОТ) (12577,5 чел. ч * 36,8 р/чел.ч), тыс. р. Накладные расходы (НР), (130% от ФОТ), тыс. р. Итого с накладными расхода- ми (себестоимость), тыс. р. Нормативная прибыль, (50% от ФОТ), тыс. р. Всего сметная стоимость (ПЗ+НР+НП), тыс. р.			4121,14  462,85  601,71 4722,85 236,14 4958,99		12577,5

Таблица 10.2

**Стоимость реконструкции моста (вариант № 2)  
способом накладных плит**

Виды работ	Стоимость единицы, р.	Объем	Общая стоимость, р	Труд-ть на 1 ед.	Суммарные трудозатраты
1. Срубка асфальтобетонного покрытия, 100 м <sup>3</sup>	12310	0,5812	7154,572	95,8	55,68
2. Срубка и уборка старого защитного слоя бетона, м <sup>3</sup>	557	33,2	18492,4	13,7	454,84
3. Уборка старой гидроизоляции, м <sup>2</sup>	78	832,25	64915,5	0,78	649,16
4. Разборка перил и ограждений проезжей части, т	1560	4,2	6552	48,9	205,38
5. Срубка старого выравнивающего слоя бетона, м <sup>3</sup>	557	33,2	18492,4	13,7	454,84
6. Демонтаж тротуаров, м <sup>3</sup>	123	30,4	3739,2	0,96	29,18
7. Укладка на растворе сборных ж/б плит, м <sup>3</sup>	17195	69,12	1188518,4	4,45	307,58
8. Бетонирование монолитного участка проезжей части, м <sup>3</sup>	2942	39,17	115238,14	4,65	182,14
9. Деформационные швы с окаймлением, пог. м	2925	43,5	127237,5	8,61	374,54
10. Металлические барьерные ограждения, пог. м	766	202,5	155115	4,28	866,7
11. Металлические перила, пог. м	843	202,5	170707,5	16,21	3282,5
12. Устройство выравнивающего слоя, м <sup>3</sup>	3083	46,6	143667,8	6,04	281,46
13. Устройство 2-слойной оклеечной гидроизоляции, м <sup>2</sup>	941,5	1164,4	1096282,6	1,31	1525,36
14. Гидроизоляция на тротуарах, м <sup>2</sup>	941,5	202	190183	1,31	264,62
15. Защитный слой бетона 4 см, м <sup>2</sup>	3083	46,6	143667,8	6,04	281,46
16. Асфальтобетонное покрытие 7 см, м <sup>2</sup>	12692	0,82	10407,44	74,69	61,25
17. Сопряжение моста с насыпями, м <sup>3</sup>	3720	7,2	26784	6,39	46,01
18. Окраска перил и ограждений, пог. м	56,2	405	22761	0,41	166,05
19. Укрепление откосов ж/б плитами, м <sup>3</sup>	3381	20	67620	5,71	114,2
20. Уширение шкафной стенки, м <sup>3</sup>	9419	1,6	15070,4	8,52	13,63
Итого прямые затраты (ПЗ), тыс. р.			3592,62		
Итого трудозатраты, чел.-ч.					9616,58
Расходы на оплату труда (ФОТ) (9616,58 ч-дн * 36,8 р/чел.-ч), тыс. р.			353,89		
Накладные расходы (НР) (130% от ФОТ), тыс. р.			460,05		
Итого с накладными расходами (себестоимость), р.			4052,67		
Нормативная прибыль (НП), (50% от ФОТ), р.			176,94		
Всего стоимость, (ПЗ+НР+НП), тыс. р.			4229,61		

Как показывают расчеты, первый вариант реконструкции способом приставных балок по стоимости строительных работ является более дорогим и более трудоемким, что предполагает удлинение сроков строительства по данному варианту.

Для определения полных капитальных вложений учтены прочие затраты, определяемые в соответствующих главах сводного сметного расчета стоимости строительства в размере 80% по обоим вариантам.

Таким образом, капитальные вложения по первому варианту – способом приставных балок, составят:

$$4958,99 \text{ тыс.р.} + (80\% \cdot 4958,99 \text{ тыс.р.}) : 100 = 8926,18 \text{ тыс.р.}$$

Капитальные вложения по второму варианту – способом накладных плит, составят:

$$4229,61 \text{ тыс.р.} + (80\% \cdot 4229,61 \text{ тыс.р.}) : 100 = 7613,3 \text{ тыс.р.}$$

По результатам расчета второй вариант (способом накладных плит) экономичнее по стоимости капитальных затрат, реализуемых в процессе реконструкции.

#### **4 этап**

#### **Расчет эксплуатационных затрат**

Для расчета эксплуатационных затрат с целью обоснования целесообразности реконструкции используются укрупненные показатели на 1 м<sup>2</sup> площади моста, приведенные в прил. 8.

Составляется расчетная таблица, в которой приводится нормативный перечень работ по содержанию и ремонту моста, единичные эксплуатационные затраты до реконструкции и после реконструкции и полные затраты в денежном выражении на соответствующую площадь моста. При этом затраты на проведение планово-предупредительных ремонтов после реконструкции не учитываются, так как они не производятся в течение 7-10 лет.

Результаты расчета эксплуатационных затрат до и после реконструкции приведены в табл. 10.3.

Расчет эксплуатационных затрат для выбора оптимального варианта реконструкции проводится по укрупненным показателям на 1 м<sup>2</sup> площади моста (прил. 8) только в части надзора и ухода, так как эти работы не зависят от способа реконструкции и одинаковы на единицу площади по принятым вариантам.

Эксплуатационные расходы по надзору и уходу по вариантам составят:

$$1 \text{ Вариант: } 1559,25 \text{ м} \cdot (11,5 + 18,6 + 9,8 + 185,5 + 52,4) \text{ р.} = 433,15 \text{ тыс.р.}$$

$$2 \text{ Вариант: } 1458 \text{ м} \cdot (11,5 + 18,6 + 9,8 + 185,5 + 52,4) \text{ р.} = 405,03 \text{ тыс.р.}$$

Расчет эксплуатационных расходов в части профилактических работ и планово-предупредительного ремонта произведен по перечню и объемам работ в зависимости от конструктивных особенностей варианта. Для проведения расчета составляются вспомогательные таблицы, где используются укрупненные

показатели стоимости работ и периодичность их проведения согласно прил. 9. Перечень объемов работ по эксплуатации моста представлен в табл. 10.4 и 10.5.

Эксплуатационные расходы рассчитываются с двумя целями:

- 1) для обоснования целесообразности реконструкции;
- 2) для выбора оптимального варианта реконструкции.

Таблица 10.3

**Расчет эксплуатационных затрат для обоснования реконструкции моста**

Виды эксплуатационных затрат	Эксплуатационные затраты на 1 м <sup>2</sup>		Полные эксплуатационные затраты на всю площадь моста	
	до реконструкции	после реконструкции	до реконструкции	после реконструкции
I. Надзор				
1. Постоянный надзор	11,5	11,5	14088,43	17934,48
2. Текущий осмотр	18,6	18,6	22787,32	29002,05
3. Периодический осмотр	9,8	9,8	12006,22	15280,65
II. Уход				
4. Летнее содержание	185,5	185,5	227260,68	289240,84
5. Зимнее содержание	52,4	52,4	64196,55	81704,70
III. Профилактика				
6. Мостовое полотно	161,7	51,5	198102,71	80301,37
7. Пролетные строения	324,12	84,9	397087,51	132380,32
8. Опоры, опорные части	384	24,1	4704,48	37577,92
9. Подходы к мосту и регуляционные сооружения	2,3	1,2	2817,78	1871,10
IV. ППР				
10. Мостовое полотно	498,7	-	610969,83	-
11. Пролетные строения	121,7	-	149097,71	-
12. Опоры, опорные части	21,12	-	25874,64	-
13. Регуляционные сооружения	27,01	-	33090,62	-
14. Подходы	0,36	-	441,04	-
Итого, тыс.р.			1671560,02	685293,46

Примечание: площадь моста до реконструкции 1225,12 м<sup>2</sup>

- площадь моста после реконструкции – I вариант – 1559,25 м<sup>2</sup>

- 2 вариант – 1458 м<sup>2</sup>

Таким образом, общие годовые эксплуатационные затраты по рассматриваемым вариантам составят:

1 вариант 433,15 тыс.р. + 306,7 тыс.р. = 739,85 тыс.р.

2 вариант 405,03 тыс.р. + 255,19 тыс.р. = 660,22 тыс.р.

По результатам расчета второй вариант (способом накладных плит) экономичнее по эксплуатационным затратам на содержание моста.

## 5 этап

### Оценка целесообразности реконструкции моста

Расчет проводим только по варианту № 1, так как он предусматривает введение в эксплуатацию большей общей площади за счет ширины тротуаров.

Таблица 10.4

Расчет эксплуатационных затрат на профилактику и ППР (вариант № 1)  
способом приставных балок

Виды работ	Норматив на год	Объем работ	Стоимость на 1 ед	Общие эксплуатационные затраты, р.
1. Ямочный ремонт покрытия проезжей части	$0,05 \cdot F_{\text{пр. части}}, \text{ м}^2$	58,22	114,5	6666,19
2. Локальный ремонт гидроизоляции	$0,01 \cdot F_{\text{пр. части}}, \text{ м}^2$	11,64	47,1	548,24
3. Устранение волн и наплывов на проезжей части	$0,044 \cdot F_{\text{пр. части}}, \text{ м}^2$	51,23	75,8	3883,23
4. Окраска барьерных ограждений и перил	$0,5 \cdot L_{\text{огражд перил}}, \text{ м п}$	202,5 202,5	56,2 56,2	22761
5. Ремонт деформационных швов	$(0,2 \cdot L_{\text{шва}}) : 5$	1,74	192,5	334,95
6. Заделка трещин, раковин, сколов железобетонных пролетных строений	$0,002 \cdot \Sigma \text{ балок по развертке}$	9,5	973,4	9247,3
7. Гидрофобизация поверхности железобетонных пролетных строений	$(0,2 \cdot \Sigma \text{ балок по развертке}) : 5$	190,0	490	93100
8. Профилактические работы опорных конструкций	$0,01 \cdot \Sigma F_{\text{опор}}$	2,95	1073,4	3166,53
9. Окраска поверхностей опор	$(0,1 \cdot F_{\text{опор}}) : 10$	2,95	646,4	1906,88
10. Гидрофобизация ригелей опор	$(0,2 \cdot F_{\text{риг}}) : 5$	5,52	554	3058,08
11. Восстановление укрепления откосов конусов бетоном на слое щебня	$0,03 \cdot \Sigma F_{\text{кон}}$	10,04	470	4718,8
12. Устранение мелких дефектов на обочинах подсыпкой щебня	$0,1 \cdot F_{\text{обочин}}$	0,6	179,0	107,4
13. Ямочный ремонт тротуаров	$(0,05 \cdot F_{\text{трот}}) : 5$	3,03	206	624,18
Итого:				150122,78
Накладные расходы * 130% от ФОТ				14636,89
Итого с накладными расходами				164759,67
Нормативная прибыль				5629,6
Итого стоимость СМР				170389,27
Прочие затраты по сводному сметному расчету 80% от затрат на СМР				136311,43
Всего сметная стоимость работ в части эксплуатационных работ по профилактике и ремонту				306700,7

Примечание. В связи с отсутствием в действующих нормах трудозатрат по вариантам удельный вес расходов на оплату труда принят в размере 7,5 % от прямых затрат.



Таблица 10.5

Расчет эксплуатационных затрат на профилактику и ППР (вариант № 2)  
способом накладных плит

Виды работ	Норматив на год	Объем работ	Стоимость на 1 ед.	Общие эксплуата- ционные затраты, р.
1. Ямочный ремонт покрытия проезжей части	$0,05 \cdot F_{\text{пр. части}}, \text{ м}^2$	52,22	114,5	5979,19
2. Локальный ремонт гидроизоляции	$0,01 \cdot F_{\text{пр. части}}, \text{ м}^2$	11,64	47,1	548,24
3. Устранение волн и наплывов на проезжей части	$0,044 \cdot F_{\text{пр. части}}, \text{ м}^2$	51,23	75,8	3883,23
4. Окраска барьерных ограждений и перил	$0,5 \cdot L_{\text{огражд перил}}, \text{ м п}$	405	56,2	22761
5. Ремонт (замена мастики) деформационных швов	$(0,2 \cdot L_{\text{шва}}) : 5$	1,74	192,5	334,95
6. Зачеканка щелей между плитами*	$(0,2 \cdot L_{\text{м}}) : 5$	22,68	34,9	788,74
7. Заделка трещин, раковин, сколов железобетонных пролетных строений	$0,002 \cdot \Sigma \text{балок по развертке}$	7,4	973,4	7203,16
8. Гидрофобизация поверхности железобетонных пролетных строений	$(0,2 \cdot \Sigma \text{балок по развертке}) : 5$	147,8	490	72422
9. Профилактические работы опорных конструкций	$0,01 \cdot \Sigma F_{\text{опор}}$	1,56	1073,4	1674,50
10. Окраска поверхностей опор	$(0,1 \cdot F_{\text{опор}}) : 10$	1,56	646,4	1008,54
11. Гидрофобизация ригелей опор	$(0,2 \cdot F_{\text{риг}}) : 5$	4,43	554	2454,22
12. Восстановление укрепления откосов конусов бетоном на слое щебня	$(0,03 \cdot \Sigma F_{\text{кон}}) : 10$	11,38	470	5348,6
13. Устранение мелких дефектов на обочинах подсыпкой щебня	$0,1 \cdot F_{\text{обочин}}$	0,5	179,0	89,5
14. Ямочный ремонт тротуаров	$(0,05 \cdot F_{\text{трот}}) : 5$	2,02	206	416,12
Итого:				124911,99
Накладные расходы 130% от ФОТ				12178,92
Итого с накладными расходами				137090,9
Нормативная прибыль				4684,2
Итого стоимость СМР				141775,1
Прочие затраты по сводному сметному расчету 80% от затрат на СМР				113420,08
Всего сметная стоимость работ в части эксплуатационных работ по профилактике и ремонту				255195,18

\*Примечание. Зачеканка щелей между плитами производится ежегодно в связи со сдвигами плит в процессе эксплуатации.

Поскольку в рассматриваемых вариантах не учитываются капитальные вложения по существующему варианту для обеспечения планового объема перевозок, в расчетной формуле они принимаются равными нулю. Эти затраты учитываются тогда, когда мост находится в аварийном состоянии и для обеспечения его эксплуатации до проведения реконструкции выполняются дополнительные работы капитального характера.

Для обоснования целесообразности реконструкции рассчитываем коэффициент экономической эффективности:

$$E = \frac{C_p^{сущ} - C_p^{np}}{K_{np}} = \frac{1671,56 - 685,29}{8926,1} = 0,11, \text{ что больше } E_n = 0,1$$

Так как расчетное значение коэффициента эффективности больше нормативного, реконструкция моста целесообразна.

## 6 этап

### Оценка сравнительной экономической эффективности и выбор лучшего варианта реконструкции

Для выбора лучшего варианта реконструкции определяются приведенные затраты по вариантам. Вариант с меньшими приведенными затратами целесообразно принимать для реализации на практике.

Поскольку работы по реконструкции проводятся в течение одного года (капитальные вложения осваиваются за один год) и эксплуатационные затраты определены также на 1 год эксплуатации, приведение по времени не обязательно.

Приведенные затраты по вариантам составляют:

вариант № 1:  $\Pi_1 = C_1 + E_n \cdot K_1 = 739,85 + 0,1 \cdot 8926,18 = 1632,45$  тыс. р.;

вариант № 2 :  $\Pi_2 = C_2 + E_n \cdot K_2 = 660,22 + 0,1 \cdot 7613,3 = 1421,55$  тыс. р.

По приведенным затратам меньшую стоимость имеет вариант №2. Они по этому варианту на 13 % меньше затрат по рассчитанному варианту № 1. Но надежность при эксплуатации по второму варианту значительно ниже, так как при эксплуатации будут возникать деформации накладных плит и устройство проезжей части моста, которые потребуют затраты на ремонт. Поэтому для реконструкции моста, в данном случае, целесообразно принять вариант № 1.

Кроме того, все предыдущие расчеты не учитывали приведение по площади. Для принятия окончательного решения рассчитаем удельные приведенные затраты на 1 м<sup>2</sup> площади моста по вариантам.

Вариант №1:  $P_1^{yo} = 1632,45 \text{ тыср} \div 1559,25 \text{ м}^2 = 1046,9 \text{ р} / \text{м}^2$ .

Вариант №2:  $P_2^{yo} = 1421,55 \text{ тыср} \div 1458 \text{ м}^2 = 976 \text{ р} / \text{м}^2$ .

При расчете по удельным показателям экономия составляет 6,7%.

При окончательном выборе варианта дополнительно следует учитывать опыт эксплуатации мостов с накладными плитами, когда возникают деформации плит при высокой интенсивности движения транспорта.

Это ведет к резкому возрастанию эксплуатационных затрат на исправление дефектов плит. Поэтому при принятии окончательного решения по выбору варианта реконструкции, по соображениям надежности, может быть принят вариант № 1.

### **Заключение**

Рассмотренные в пособии вопросы позволят студентам лучше изучить методы усиления и реконструкции мостов, способы их расчета, методы производства работ и условия применения.

Методы усиления и реконструкции мостов имеют много различных решений. Выбор наиболее рационального и экономичного решения для конкретного случая - задача студентов при курсовом и дипломном проектировании.

## ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

**Содержание** мостов, труб и других искусственных сооружений – это надзор за их состоянием и проведение необходимых ремонтных работ по предупреждению появления и устранению на ранней стадии развития возникающих в сооружениях расстройств и повреждений. Содержание искусственных сооружений должно обеспечивать исправное их состояние для бесперебойного и безопасного движения автотранспорта с установленными скоростями и длительным сроком службы всех элементов конструкции. Содержание включает в себя комплекс мероприятий и работ, состоящих из текущего содержания и ремонта.

**Усилением моста** – это увеличение грузоподъемности. Необходимость в усилении возникает вследствие потери конструкций несущей способности (физический износ) или возрастания нагрузок (моральный износ). В отличие от ремонтных работ при усилении конструкция усиливаемого элемента может быть изменена, тогда как при ремонте конструкция сохраняется. Но генеральные размеры сооружения при усилении сохраняются.

**Реконструкция моста** - это капитальное переустройство, повышающее его технические характеристики, при котором в общем случае понимается приспособление его к новым изменившимся эксплуатационным нормам и требованиям. При реконструкции изменяются генеральные размеры: габарит моста, его грузоподъемность; может быть изменена его схема, увеличен подмостовой габарит, расположение моста в плане и профиле, увеличена пропускная способность. При реконструкции может быть сделано усиление отдельных элементов или всего моста. Наиболее распространенным видом реконструкции мостов на автомобильных дорогах является их уширение и увеличение грузоподъемности.

**Грузоподъемность** – это наибольшая масса (класс) транспортного средства определенного вида, которая может быть безопасно пропущена в транспортном потоке или отдельном порядке по сооружению.

**Несущая способность** - это предельное усилие, которое может быть воспринято сечением элемента до достижения им предельного состояния.

**Дефект** – это каждое отдельное несоответствие конструкции установленным требованиям.

**Повреждение** – это недостаток в виде нарушения формы или целостности элемента, возникающее в результате силового, температурного или влажностного воздействия, приводящее к снижению его грузоподъемности и долговечности.

**Накладные расходы** - это расходы, связанные с обслуживанием строительного производства, содержанием аппарата управления и административных зданий, техникой безопасности, разъездным характером работ и т.д.

**Нормативная прибыль** – это плановая прибыль строительной организации, включаемая в сметную стоимость строительно-монтажных работ.

**Капитальные затраты** - это единовременные вложения, связанные с производством работ по строительству и реконструкции

**Эксплуатационные затраты** – это текущие затраты связанные с содержанием мостов.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.05.03-84\* Мосты и трубы – М., Изд-во Госстрой, 1985 - 199с.
2. СНиП 2.05.02-85 Автомобильные дороги – М., Изд-во Госстрой, 1986 - 51с.
3. СНиП 11-44-78 Автодорожные тоннели – М., Изд-во Госстрой, 1978.
4. ГОСТ 24-451-80 Автодорожные тоннели – М., Изд-во Стандартов, 1980..
5. ГОСТ 26775-97 Габариты подмостовых судоходных пролетов – М., Изд-во Стандартов, 1997.
6. СНиП 3.06.07-86 Мосты и трубы. Правила обследований и испытаний – М., Изд-во Госстрой, 1986 – 40 с.
7. ГОСТ 19537-83 Антикоррозионная смазка «Пушечная».
8. СНиП II-22-81 Каменные и армокаменные конструкции – М., Стройиздат, 1983.
9. ВСН 32-89 Инструкция по определению грузоподъемности железобетонных балочных пролетных строений эксплуатируемых автодорожных мостов – М., Транспорт, 1991 - 165с.
10. ВСН 51-88 Инструкция по уширению автодорожных мостов – М., Минавтодор РСФСР, 1989.
11. ВСН 4-81 Инструкция по проведению осмотров мостов и труб на автомобильных дорогах – М., Минавтодор РСФСР, 1981.
12. Брик А.А., Давыдов В.Г., Савельев В.Н. Эксплуатация искусственных сооружений на железных дорогах. – М., Транспорт, 1990.
13. Кириллов В.С. Эксплуатация и реконструкция мостов и труб на автомобильных дорогах – М., Транспорт, 1971 – 196с.
14. Никонов И.Н. Искусственные сооружения железнодорожного транспорта – М., Трансжелдориздат, 1963 - 338с.
15. Осипов В.О., Козьмин Ю.Г. и др. Содержание, реконструкция, усиление и ремонт мостов и труб. – М., Транспорт 1996 - 471с.
16. Методические рекомендации по содержанию мостовых сооружений на автомобильных дорогах. – М., Росавтодор, М., 1999.
17. Нормы денежных затрат на ремонт и содержание мостовых сооружений на автомобильных дорогах. – Утв. ФДС России, М., 1999.
18. ГСЭН – 2001-30 Государственные элементные сметные нормы на строительные работы. Сборник № 30 Мосты и трубы. М., Стройиздат, 2000.
19. Методические указания по определению величины накладных расходов в строительстве. – МДС 81 – 33. 2004. М., Стройиздат, 2003. – 51с.
20. Требования к техническому отчету по обследованию и испытаниям мостового сооружения на автодороге.
21. Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам. М., 1960.

## Пример расчета усиления балок с каркасной арматурой предварительно напряженными пучками

### 1. Основные исходные данные для расчета

Пролетное строение с габаритом 7 м и тротуарами по 0,75 м построено в 1960 г. и состоит из шести балок длиной 14,06 м., запроектированных по типовому проекту вып. 56Д Союздорпроекта. Расчетные нагрузки: Н-13 и НГ-60. Балки объединены продольными бетонируемыми стыками с выпусками арматуры из балок для устройства стыка. Бетон продольных швов в удовлетворительном состоянии. Общая толщина асфальтобетонного покрытия на проезжей части равна 17 см. Балки находятся в удовлетворительном состоянии, но в серединах их пролетов имеются вертикальные трещины, характерные для ненапряженных балок, с максимальной шириной раскрытия до 0,04 см. Оборванных рабочих стержней в балках нет.

**2. Цель - увеличение несущей способности балок пролетного строения для пропуска по нему временных нагрузок по схемам нормативных нагрузок А-11 и НК-80**

### 3. Методика расчета

#### 3.1. Общие положения

Так как основные несущие элементы (балки) объединены в соответствии с проектом и узлы объединения находятся в удовлетворительном состоянии, используют все геометрические характеристики пролетного строения по типовому проекту.

Используют также и допускаемые значения изгибающих моментов в балках и плите типовых пролетных строений.

Предельный изгибающий момент, который может выдержать балка, равен  $M_{пред.} = 130,92$  тсм.

Момент от постоянной нагрузки, приходящейся на: промежуточные балки равен –  $M^{np}_{пост.} = 38,76$  тсм, крайние -  $M^{kp}_{пост.} = 52,6$  тсм.

Момент от временной нагрузки до усиления пролетного строения, приходящийся на: промежуточные балки  $M^{np}_{вр.} = 92,16$  тсм, крайние -  $M^{kp}_{вр.} = 78,32$  тсм.

Изгибающие моменты, которые должна выдержать балка после усиления:  $M_{пред} = 159,1$  тсм, где момент от временной нагрузки составляет  $M^{np}_{вр.} = 120,34$  тсм для промежуточных, а  $M^{kp}_{вр.} = 110,8$  тсм – для крайних балок. При расчете следует учесть следующие два фактора: постоянная нагрузка на пролетное строение возросла за счет укладки дополнительных слоев асфальта; уменьшилась расчетная площадь расчетной арматуры в балках за счет ее коррозии из-за того, что ширина раскрытия трещин в балках превышает предельное значение по СНиП 2.05.03-84\*.

Момент от дополнительных слоев асфальтобетонного покрытия определяется по следующей формуле ВСН 32-89:

$$M_{\text{пост}} = \frac{\gamma \cdot \Delta h \cdot b \cdot \gamma \cdot \ell^2}{8},$$

где  $\gamma = 1,15$  - коэффициент надежности по нагрузке;

$\Delta h = 0,17 - 0,05 = 0,12$  м - толщина дополнительных слоев асфальта;

$b = 1,66$  м - ширина балки;

$\gamma = 2,4$  т/м<sup>3</sup> - удельный вес асфальта;

$\ell = 13,7$  м - расчетный пролет балки.

Тогда  $M_{\text{пост}} = \frac{1,15 \cdot 0,12 \cdot 1,66 \cdot 2,4 \cdot 13,7^2}{8} = 12,9$  тсм

По ВСН 32-89 определяется предельный изгибающий момент  $[M]_n$  при следующих исходных данных:

$$R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s},$$

где  $R_{sn}$  - нормативное сопротивление рабочей арматуры балки:

1,16 - коэффициент надежности по арматуре.

За нормативное сопротивление стержневой арматуры принять минимально гарантируемое (с надежностью 0,95) значение предела текучести, соответствующее остаточному относительному удлинению 0,2%.

Рабочая арматура балок по выпуску 56Д Союздорпроекта – сталь Ст 5 периодического профиля (в настоящее время - сталь класса А-II) имела браковочный минимум предела текучести, равный  $R_{sn} = 2800$  кгс/см<sup>2</sup>, а с 1961 г. - 3000 кгс/см<sup>2</sup>. Тогда  $R_s = 2800/1,16 = 2414$  кгс/см<sup>2</sup>,  $R_s = 120$  кгс/см<sup>2</sup> - при измеренной марке бетона балок М-300.

Коэффициент условий работы, учитывающий дефекты в балках, определяется по формуле

$$m_\phi = m_{ad} m_{\phi d}, \text{ где: } m_{ad} = (1 - 4 \frac{\delta}{d}),$$

где  $\delta = 0,5$  мм - глубина коррозии стали;

$d = 32$  мм - диаметр рабочей арматуры балок по выпуску 56Д;

$m_{\phi d} = 1$ , так как оборванных рабочих стержней в балках нет.

$$m_{ad} = (1 - 4 \frac{0,5}{32}) = 0,94; m_\phi = 0,94 \times 1 = 0,94.$$

Подсчитывается величина предельного изгибающего момента с учетом ослабления арматуры коррозией.

Высота сжатой зоны бетона равна

$$x = \frac{m_{\phi} \cdot R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{0,94 \cdot 2414 \cdot 72,36}{120 \cdot 160} = 9,0 \text{ см.}$$

$$[M]_n = m_{\phi} \cdot R_s \cdot A_s \cdot \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) = 0,94 \cdot 2414 \cdot 72,36 \cdot \left( 16,1 - \frac{9,0}{2} \right) = 117,6 \text{ тсм.}$$

Снижение предельного момента от коррозии арматуры составляет 10,2%.

Изгибающий момент, который должна выдержать балка после усиления, равен

$$M = 159,1 + 12,9 = 172,0 \text{ тсм.}$$

### 3.2. Расчет на прочность по предельным состояниям первой группы

Исходные данные: предельный момент - 172,0 тсм и поперечная сила на опоре - 40 тс с учетом перерасчета несущей способности балки.

Момент, воспринимаемый балкой, равен 117,6 тсм. Тогда дополнительный момент, который должна воспринимать балка, будет равен

$$172,0 - 117,6 = 54,4 \text{ тсм.}$$

На эту разницу усилия, используя поперечное сечение балки, подбирается необходимое количество высокопрочной арматуры.

Площадь поперечного сечения ненапряженной арматуры в балке была равна  $A_s = 72,36 \text{ см}^2$ , а с учетом ее ослабления коррозией

$$A_s = 0,898 \cdot 72,36 = 64,98 \text{ см}^2.$$

Расчетное сопротивление бетона балки равно  $R_b = 120 \text{ кгс/см}^2$ .

Расчетное сопротивление ненапрягаемой рабочей арматуры в балке равно  $R_s = 2414 \text{ кгс/см}^2$ .

Расчетное сопротивление арматурных канатов класса К-7

$$R_a = 10450 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчет по прочности осуществляется согласно [1, п.3.62]. Высота сжатой зоны бетона определяется по формуле

$$R_p \cdot A_p + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A_s = R_b \cdot b \cdot x.$$

Рассматриваем случай усиления балки шестью арматурными канатами класса К-7.

$$10450 \cdot 1,4 \cdot 6 + 2414 \cdot 64,98 - 2414 \cdot 16,08 = 120 \cdot 160 \cdot X = 10,7 \text{ см.}$$

$$M = 120 \cdot 160 \cdot 10,7(76,1 - 10,7/2) + 2414 \cdot 16,08 \cdot 70,6 = 172,8 \text{ тсм} > 172 \text{ тсм.}$$

### 3.3. Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента

На действие поперечной силы между наклонными трещинами осуществляется по формуле



$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{wl} \cdot \varphi_{bl} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$  или  $Q \leq 0,3 \cdot 1,83 \cdot 0,9 \cdot 120 \cdot 18 \cdot 76,1 = 81,2$  тс, а по наклонной трещине, но формуле

$$Q = R_{sw} \cdot A_{sl} \cdot \sin \alpha + \Sigma R_{sw} \cdot A_{sw} + Q_b.$$

Наиболее опасным является сечение I-I (рис. П.1), расположенное от опоры на расстоянии, равном высоте балки. Сечение пересекает три наклонных стержня диаметром 32 мм и пять хомутов диаметром 8 мм. Следовательно,  $Q \leq 2414 \cdot 48 \cdot 0,7 + 2070 \cdot 5 \cdot 0,5 = 86,29$  тс.

В сечениях, расположенных между хомутами:

$$Q_w^r = 1000 \cdot A_w^r = 1000 \cdot 6 \cdot 8 = 48 \text{ тс.}$$

Расчет на действие изгибающего момента осуществляется по формуле

$$M = R_s \cdot A_s \cdot Z_s + \Sigma R_s \cdot A_{sw} \cdot Z_{sw} + R_s \cdot A_{sl} \cdot Z_{sl}.$$

Расчет на действие изгибающего момента проводится в местах обрыва или отгиба стержней, т.е. в наиболее опасном сечении (в  $\frac{1}{4}$  длины пролета балки). В этом сечении имеются четыре горизонтальных стержня диаметром 32 мм, три наклонных стержня диаметром 16 и 32 мм и пять хомутов диаметром 8 мм (рис.П.1).

$$M = 2414 \cdot 2 \cdot (2 \cdot 22,6 + 2 \cdot 66 + 8 \cdot 103) + 2070 \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot (18 + 38 + 58 + 78 + 98) + 2414 \cdot 2 \cdot (2 \cdot 70 + 8 \cdot 72,4 + 8 \cdot 75,6 + 8 \cdot 79) = 148,78 \text{ тсм.}$$

Расчет на прочность сечений, наклонных к продольной оси элемента, показывает, что несущая способность балки обеспечена, т.к. расчетные усилия в балке меньше предельных. Поэтому не требуется усиливать балку на главные растягивающие и касательные напряжения. Пучки из высокопрочной арматуры можно не отгибать.

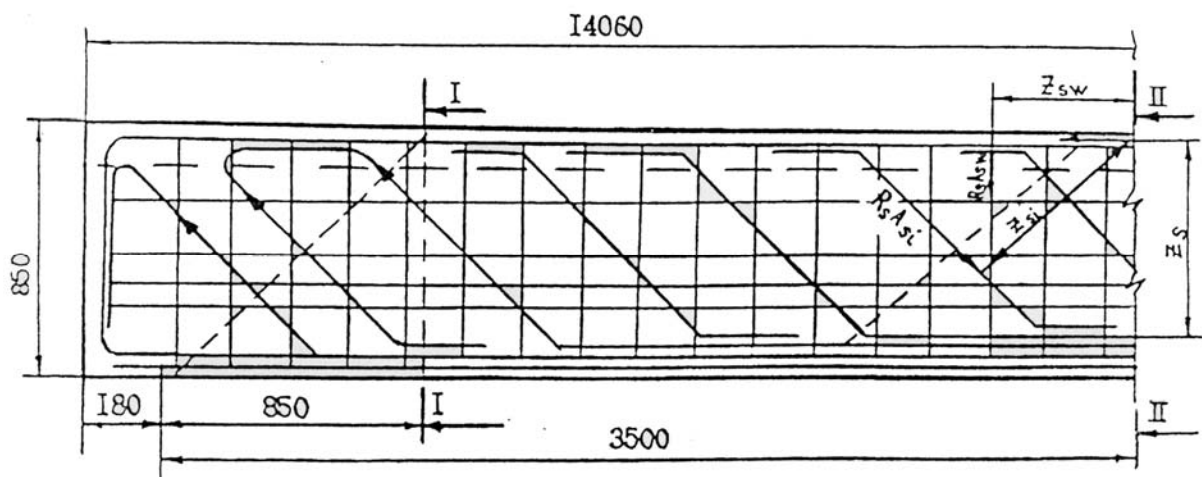


Рис. П.1. Расчетная схема для расчета сечения, наклонного к продольной оси элемента: сечение I-I – на действие поперечной силы; сечение II-II на действие изгибающего момента. Размеры даны в миллиметрах

Для каждой пары пучков принимаем стальной внутренний цилиндрический упор диаметром 100 мм.

### 3.4. Расчет по предельным состояниям второй группы

Ширину раскрытия нормальных трещин определяем по формуле [1, п. 3.105]

$$a_{cr} = \frac{\sigma}{E} \psi \leq \Delta_{cr}.$$

Растягивающие напряжения в крайнем стержне определяют по формуле [1, п. 3.106] или другими методами

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot Z} \cdot \frac{h - x - a_u}{h - x - a} = \frac{17200000}{72,36 \cdot 75} \cdot \frac{85 - 13,5 - 4,6}{85 - 13,5 - 8,0} = 3339 \text{ кгс/см}^2;$$

$$a_{cr} = \frac{3339}{2,0 \cdot 10^6} \cdot 7,8 = 0,013 < 0,03 \text{ см.}$$

Несмотря на то, что трещиностойкость исходя из величины раскрытия трещин обеспечивается, предварительно напряженную арматуру необходимо натянуть таким образом, чтобы снизить предел текучести в крайних рабочих стержнях балки до расчетной величины.

Момент, который может воспринять балка при достижении в крайних стержнях расчетного предела текучести ( $\sigma_s = 2800 \text{ кгс/см}^2$ ), составит:

$$M = 2800 \cdot 64,98 \cdot 75 \cdot 0,95 = 129,6 \text{ тс.}$$

Предварительно напряженную арматуру необходимо натянуть с усилием, обеспечивающим снижение расчетного момента на величину

$$\Delta M = 172 - 129,6 = 42,4 \text{ тсм.}$$

Поэтому предварительно напряженная арматура должна быть натянута с усилием

$$\sigma_a = \frac{4240000}{8,4 \cdot 75} = 6730 \text{ кгс/см}^2.$$

Моменты сопротивления сечения балки равны:

$$W_g = 129014 \text{ см}^3 \text{ и } W_n = 53765 \text{ см}^3.$$

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести площади растянутой зоны бетона равно  $\sigma_{bt} = 175 \text{ кгс/см}^2$ .

Приращение растягивающих напряжений в арматуре составит величину, равную

$$\Delta \sigma_p = \frac{175}{0,071} = 2465 \text{ кгс/см}^2.$$

Тогда общие напряжения в арматуре будут равны

$$\sigma_a = 2465 + 6730 = 9195 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчет по образованию продольных трещин проводят с учетом натяжения пучков по формуле

$$\sigma_{bx} = \frac{M}{W_b} = \frac{17200000 - 4240000}{129014} = 101 \text{ кгс/см}^2.$$

При натяжении дополнительной арматуры на крайней балке часть усилия передается на соседние.

Усилие, передающееся на вторую балку, определяют по деформации первой балки (см. "Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический" (Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, М., 1960)) [21].

Выгиб вверх крайней балки от натяжения пучка (В) равен 1,0 см. Усилие, передающееся на вторую и остальные промежуточные балки ( $M_v$ ), равно 13,37 тсм. Для компенсации этого усилия необходимо дополнительно перетянуть арматуру на 2122 кгс/см<sup>2</sup> или установить на вторую балку два пучка, создающих момент, равный 42,4 тсм.

Напряжения в пучках необходимо повысить до величины

$$R_p = 6730 + 2122 = 8852 \text{ кг/см}^2.$$

Каждый пучок напрягают на проектное усилие, равное 12,4 тс. Контролируемое усилие в пучке с учетом потерь составит:

$$N_{max} = 8852 + 2465 = 11317 \text{ кгс/см}^2, \text{ а с учетом перетяжки } -10450 \cdot 1,1 = 11495 > 11317 \text{ кгс/см}^2.$$

Проверяют опорное сечение на касательные напряжения:

$$\tau_b = \tau_q + \tau_t \leq m_{bl} \cdot R_{b.sh};$$

$$\tau_b = \frac{40000 \cdot 39600}{22 \cdot 3225350} = 22,3 \text{ кгс/см}^2 \leq 23,5 \text{ кгс/см}^2,$$

где 40000 кгс - поперечная сила от нормативной нагрузки (опорная реакция);

$$R_{b.sh} = 23,5 \text{ кгс/см}^2;$$

$$b = 22 \text{ см (толщина стенки на уровне центра тяжести);}$$

$$\text{момент инерции } J_x = 3225350 \text{ см}^4;$$

$$\text{статический момент отсеченной части - } 39600 \text{ см}^3.$$

Расчет по раскрытию наклонной трещины в сечении, расположенном на расстоянии  $c = 85$  см от опоры:

$$R_r = \frac{A_r}{\Sigma \beta_i \cdot n_i \cdot d_i \cdot \cos \alpha_i + \Sigma \beta_i \cdot n_i \cdot d_w \cdot \cos \alpha_i + \Sigma \beta_i \cdot n_i \cdot d_i \cdot \cos \alpha_i};$$

$$A_r = \ell_1 \cdot b; A_r = 120 \cdot 22,5 = 2700 \text{ см}^2; R_r = 47,08;$$

$$\psi = 1,5 \cdot \sqrt{R} = 1,5 \cdot \sqrt{47,08} = 10,29;$$

$$\delta = \frac{1}{1 + \frac{0,5}{120 \cdot 0,27}} = 0,98; a_s = \delta \frac{\sigma_{bt}}{\mu}; \mu = \frac{752}{2500} = 0,30; \sigma_{bt} = \tau = 22,5 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_1 = \frac{22,5}{0,30} \cdot 0,98 = 73,50 \text{ кгс/см}^2; a_{cr} = \frac{73,50}{2 \cdot 10^6} \cdot 10,29 = 0,0004 \text{ см} < 0,03 \text{ см}.$$

### 3.5. Определение прогибов

Прогибы и углы поворота определяют согласно [1, п.п.3.112, 3.114 и 3.115 и прил. 13].

Жесткость  $B$  определяют с учетом трещинообразования по формуле

$$B = 0,8 E_b I_b;$$

$$B = 2,9 \cdot 10^5 \cdot 2,2 \cdot 10^6 \cdot 0,8 = 5,1 \cdot 10^{11} \text{ кгс/см}^2.$$

$\varphi_{ti} = 0$ , т.к. ползучесть бетона при действии временной нагрузки не оказывает влияния на прогиб, кроме того, ползучесть бетона в балках уже прошла.

Сосредоточенная сила от временной нагрузки (НК-80) в середине пролета балки составляет 37,5 тс.

$$f_{L/2} = \frac{P \cdot \ell^3}{48 \cdot B \cdot I} = \frac{P \cdot \ell^3}{48 \cdot B} = \frac{37500 \cdot 1370^3}{48 \cdot 5,1 \cdot 10^{11}} = 3,94 \text{ см} > 3,425 \text{ см}.$$

Вертикальный прогиб не должен превышать  $\ell/400$  (3,425 см) [1, п. 1.43] и его можно увеличить на 20%, что составит расчетную величину, равную 4,11 см.

### Детали армирования балок с каркасной арматурой предварительно напряженными пучками

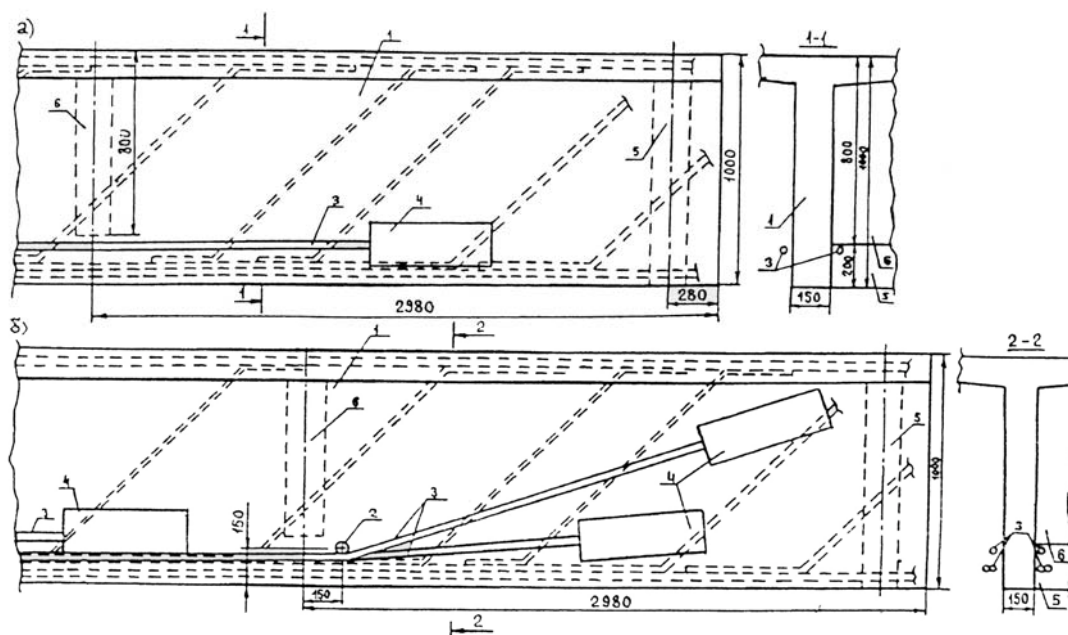


Рис. П.2.1. Схема усиления балок с ненапрягаемой (каркасной) арматурой двумя (а) и четырьмя или шестью (б) пучками: 1 – усиливаемая балка; 2 – отгибающее устройство диаметром 80 мм; 3 – пучок из арматурного каната класса К-7; 4 – бетон омоноличивания упора, основного и дополнительного анкеров; 5 и 6 – имеющиеся у балки соответственно концевая и промежуточная диафрагмы. Размеры даны в миллиметрах

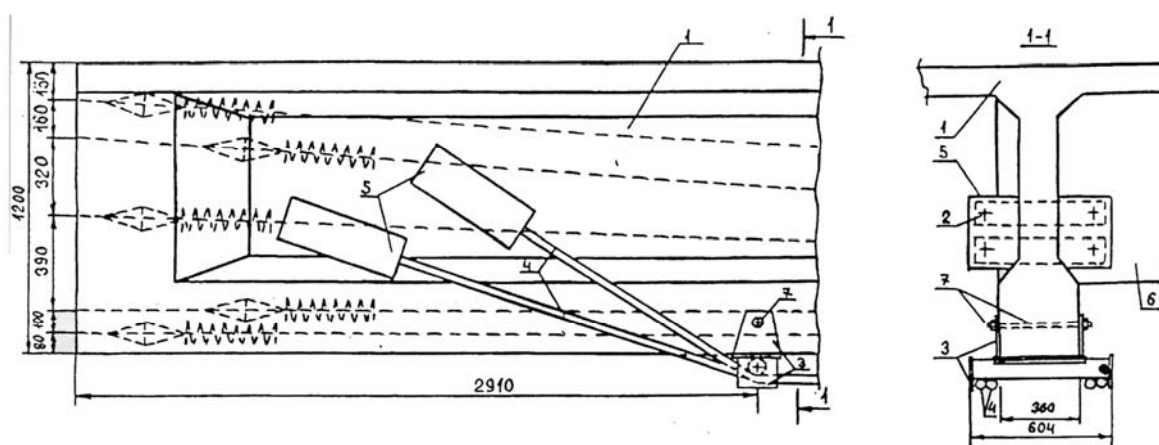
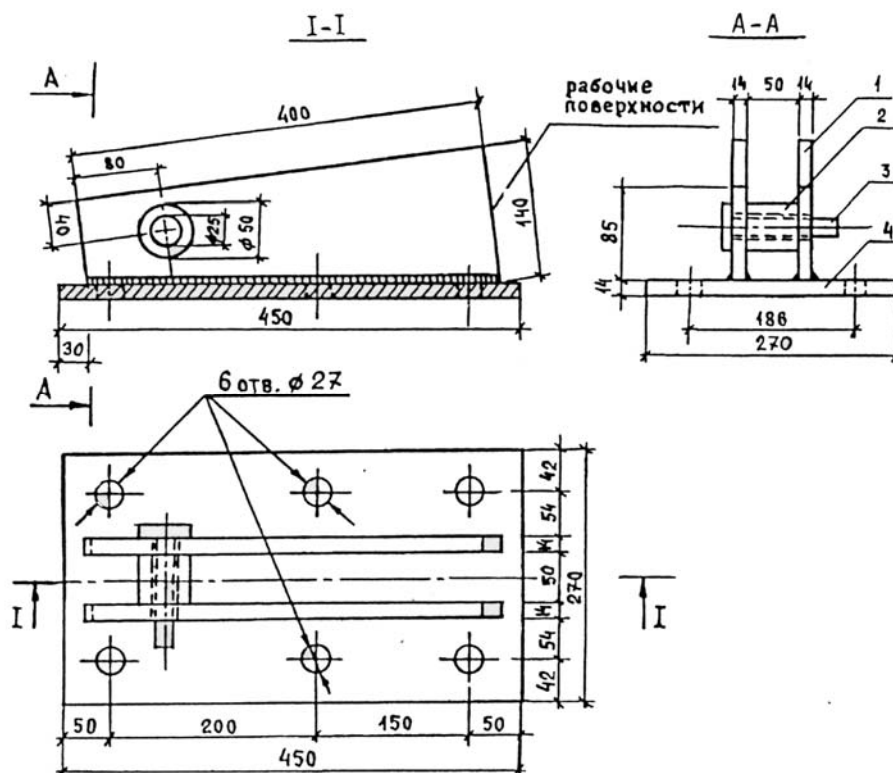


Рис.П.2.2. Схема усиления балок с напрягаемой арматурой: 1 – усиливаемая балка; 2 – внутренний цилиндрический упор диаметром 100 мм; 3 – отгибающее устройство; 4 – пучок; 5 – бетон омоноличивания упора, основного и дополнительного анкеров; 6 – диафрагма, имеющаяся у балки; 7 – болт с гайкой для крепления отгибающего устройства. Размеры даны в миллиметрах



Номер	Материал	Основные размеры, мм	Количество на 1 упор, шт.
1	Сталь	104x85x400, $\delta=14$	2
2		d50/ d25, $l=46$	1
3		d35/ d24, $l=125$	1
4		270x450, $\delta=14$	1

Рис.П.2.3. Накладной упор для балки по выпуску 56 Союздорпроект: ребро; 1- ребро; 2 – втулка; 3 – палец; 4 – основание; масса одного упора – 24,7 кг. Размеры даны в миллиметрах

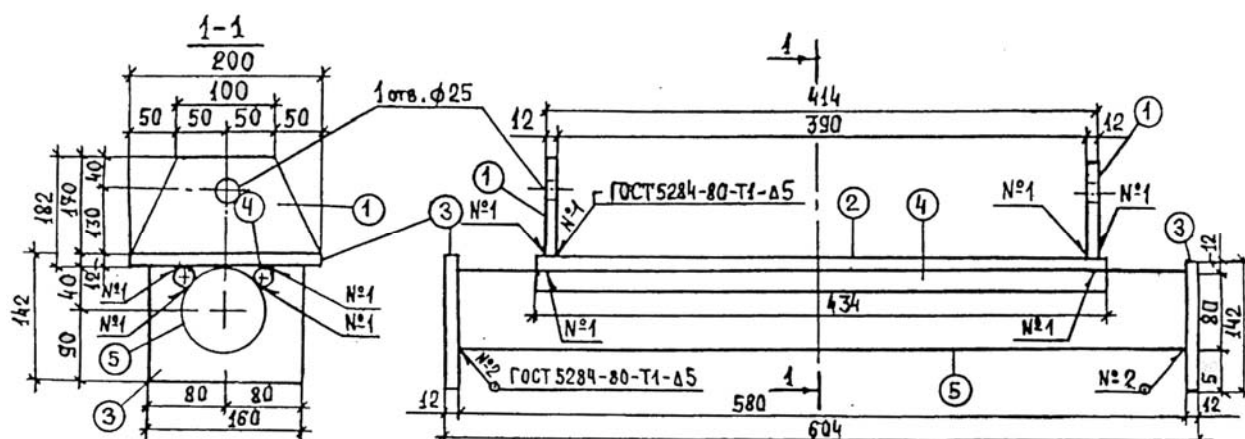


Рис. П.2.4. Конструкция отгибающего устройства для усиления предварительно напряженных балок по выпуску 122-63 Союздорпроекта четырьмя пучками из одиночных арматурных канатов. 1- ребро; 2 – втулка; 3 – палец; 4 – основание

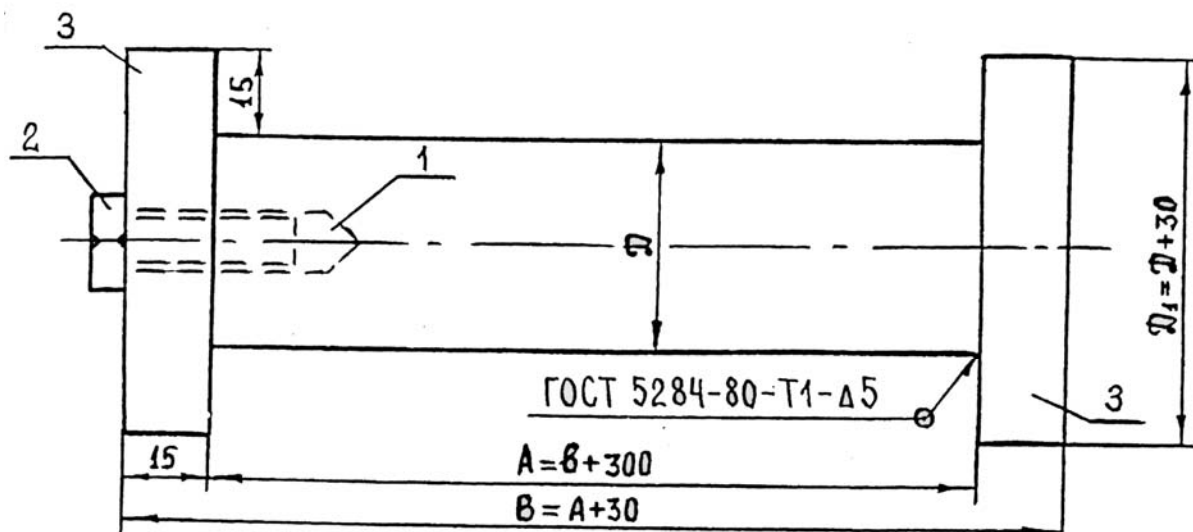


Рис. П.2.5. Отгибающее устройство для усиления балки четырьмя пучками из одиночных арматурных канатов класса К-7: 1 - отверстие с резьбой М10 под болт диаметром 10 мм; 2 - болт диаметром 10 мм с резьбой М10; 3 - ограничитель (с одной стороны отгибающего крепится с помощью болта по поз. 2, а с другой – с помощью сварки); диаметр (Д) принимается равным 78 или 80 мм соответственно при сверлении в стенке балки отверстий диаметром 80 или 82 мм; в - ширина стенки балки в месте установки упора; материал - сталь; масса одного устройства для усиления балок по выпуску 56 Союздорпроекта равна 16,8 кг. Размеры даны в миллиметрах

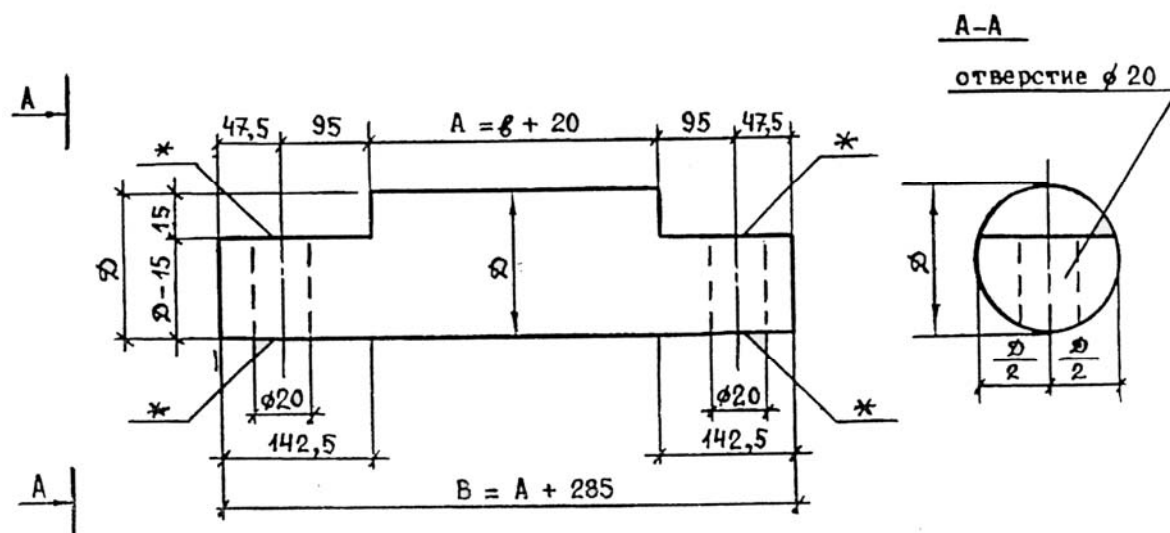
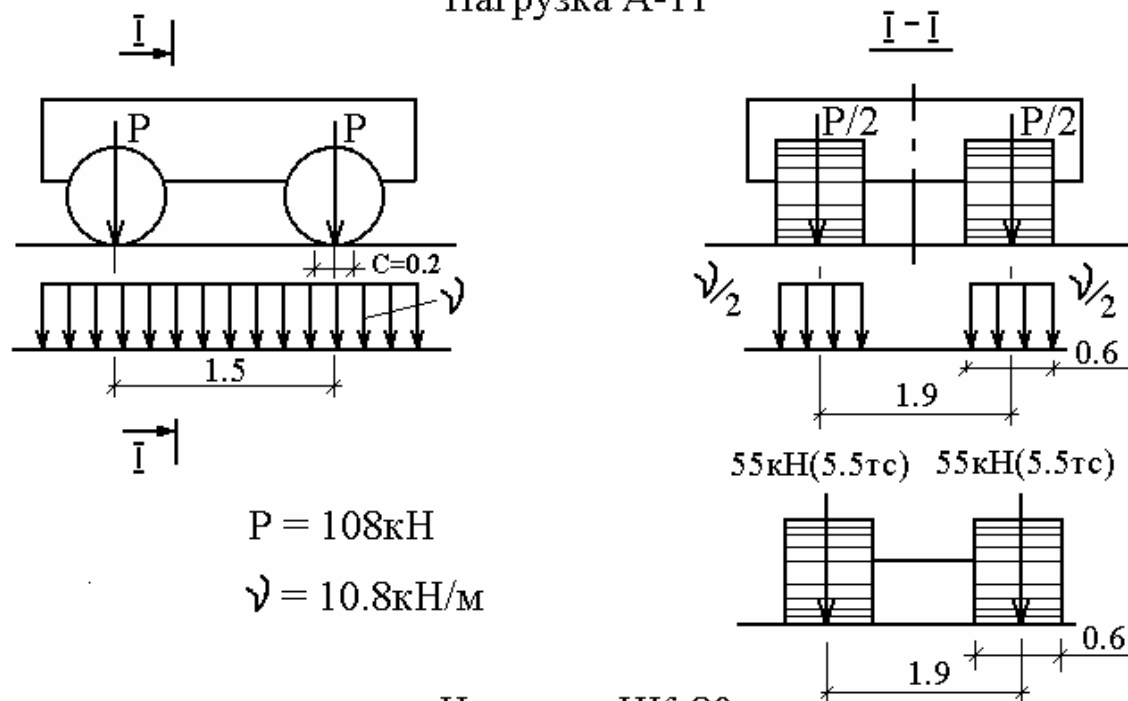


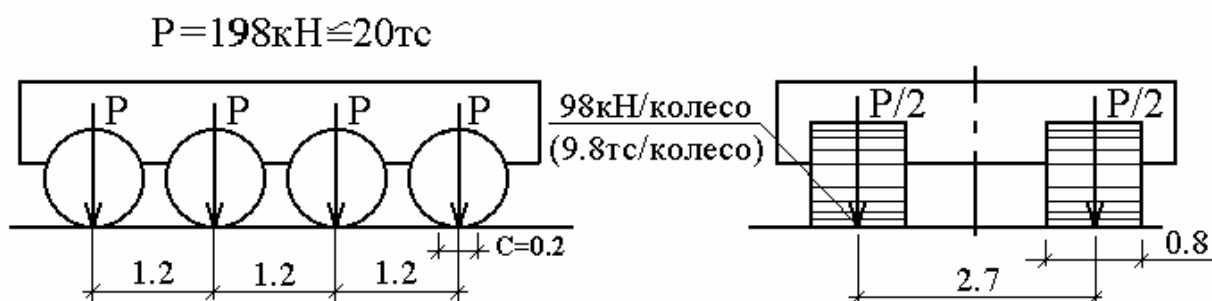
Рис. П.2.6. Внутренний цилиндрический упор для пучков из одиночных арматурных канатов класса К-7: диаметр (Д) принимается равным 98 или 100 мм соответственно при сверлении в стенке балки отверстий диаметром 100 или 102 мм; в - ширина стенки балки в месте установки упора

# Нормативные нагрузки для расчета автодорожных мостов по СНиП 2.05.03-84 [1]

Нагрузка А-11

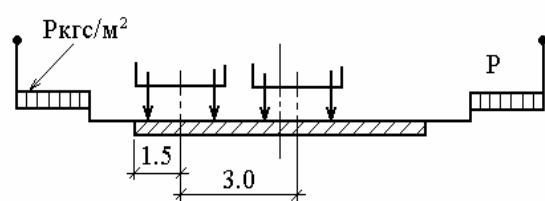


Нагрузка НК-80

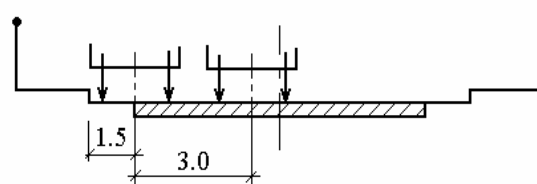


Два случая загрузки нагрузкой АК

1-й случай



2-й случай





## Основные расчетные показатели старых нагрузок для мостов

Таблица П.4.1

## Автомобильные нагрузки

Основные показатели	Нагрузки							
	Н-30	Н-18	Н-13		Н-10		Н-8	
			утяже- ленный	прос- той	утяже- ленный	прос- той	утяже- ленный	прос- той
Вес нагружен- ного автомоби- ля, т	30	30	16,9	13	13	10	10,4	8
Давление на заднюю ось, т	12	12	12,35	9,1	9,5	7,0	7,6	5,6
То же, на пе- реднюю ось, т	6	6	4,55	3,9	3,5	3,0	2,8	2,4
Ширина заднего ската, м	0,7	0,7	0,6	0,4	0,4	0,3	0,3	0,3
Ширина перед- него колеса, м	0,3	0,3	0,25	0,2	0,2	0,15	0,15	0,1
Длина соприка- сания ската с покрытием про- езжей части (по направлению движения), м	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Ширина кузова, м	2,9	2,9	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7	2,7
База автомоби- ля, м	6	6	4	4	4	4	4	4
Расстояние ме- жду серединами скатов в попе- речном направ- лении, м	1,9	1,9	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7	1,7
Расстояние ме- жду автомоби- лями и между задними осями, м	10/1,6	10/1,6	8	8	8	8	8	8

Таблица П.4.2

## Колесные и гусеничные нагрузки

Основные показатели	НК-80	НГ-60	НГ-30
Вес машины, т	80	60	30
Давление на 1 пог.м. гусеницы, т	-	6	3,75
Давление на ось, т	20	-	-
Длина опирания гусеницы, м	-	5	4
Длина соприкосновения ската с покрытием проезжей части, м	0,2	-	-
Ширина гусеницы или ската, м	0,8	0,7	0,5
Расстояние между серединами гусениц или скатов в поперечном направлении, м	2,7	2,6	2,5
Расстояние между осями скатов в продольном направлении, м	1,2	-	-

Таблица эквивалентных нормативных нагрузок кН/м

Расчетные нагрузки	Длина пролета, м														
	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	12,0	15,0	18,0	24,0	30,0	32,0	40,0	44,0
Автомобильная нагрузка															
Н-8	50,6	38,0	30,4	25,4	21,7	19,1	18,2	15,5	13,4	12,3	10,8	10,1	9,8	9,2	9,0
Н-10	63,3	47,5	38,0	31,7	27,1	23,8	22,7	19,4	16,7	15,4	13,5	12,6	12,3	11,5	11,3
Н-13	82,3	61,8	49,5	41,3	35,2	31,0	29,6	25,2	21,7	20,0	17,6	16,4	16,0	14,9	14,6
Н-18	80,0	72,0	65,3	58,7	52,9	48,0	43,9	34,7	30,2	26,6	21,3	18,4	17,6	16,8	16,4
Н-30	80,0	72,0	65,3	58,7	52,9	48,0	43,9	34,7	30,2	26,6	21,3	18,4	17,6	16,8	16,4
От тележки															
А8	67,6	58,0	49,9	43,6	38,6	34,5	31,2	24,2	19,4	16,7	12,7	10,3	9,7	7,8	7,1
А11	92,9	79,8	68,6	59,9	53,0	47,4	42,9	33,3	26,7	23,0	17,5	14,1	13,3	10,7	9,7
С учетом полосовой нагрузки															
А8	75,6	66,0	57,9	51,6	46,6	42,5	39,2	32,2	27,4	24,7	20,7	18,3	17,7	15,8	15,1
А11	103,9	90,8	79,6	70,9	64,0	58,4	53,9	44,3	37,7	34,0	28,5	25,1	24,3	21,7	20,7
Гусеничная нагрузка															
Т-25	50,0	50,0	50,0	48,6	45,9	43,0	40,1	33,0	27,8	23,9	18,7	15,3	14,4	11,7	10,7
Т-60	92,0	92,0	92,0	92,0	91,5	88,8	84,9	72,7	62,5	54,4	43,1	35,5	33,6	27,5	25,2
НГ-30	75,0	75,0	72,0	66,7	61,2	56,2	51,8	41,7	34,7	29,6	22,9	18,7	17,6	14,2	13,7
НГ-60	120,0	120,0	120,0	116,7	110,2	103,1	96,3	79,2	66,7	57,4	44,8	36,7	34,6	28,1	26,1
Колесная нагрузка															
НК-800 (НК-80)	186,6	180,0	166,4	160,0	150,2	140,0	130,4	106,7	89,6	77,0	60,0	49,1	46,2	37,6	34,8

Расчетные нагрузки	Длина пролета, м														
	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	12,0	15,0	18,0	24,0	30,0	32,0	40,0	44,0
Автомобильная нагрузка															
Н-8	50,6	38,0	32,6	28,5	25,1	22,5	21,2	18,5	16,0	14,2	12,6	11,3	11,0	10,2	10,0
Н-10	63,3	47,5	40,8	35,6	31,4	28,1	26,5	23,1	20,1	17,8	15,7	14,1	13,7	12,7	12,4
Н-13	82,3	61,8	53,0	46,4	40,9	36,6	34,5	30,0	26,0	23,2	20,4	18,4	17,8	16,5	16,1
Н-18	117,4	96,0	80,6	69,3	60,7	54,7	50,7	41,0	34,2	29,6	25,5	22,7	21,8	19,8	19,3
Н-30	117,4	96,0	80,6	69,3	60,7	54,7	50,7	41,0	34,2	29,6	27,5	25,4	24,6	22,9	22,4
От тележки															
А8	80,0	65,0	54,4	46,6	40,8	36,2	32,6	25,0	20,2	17,0	12,9	10,4	9,8	7,9	7,1
А11	110,0	89,4	74,8	64,1	56,1	49,8	44,8	34,4	27,8	23,4	17,8	14,3	13,4	10,8	9,8
С учетом полосовой нагрузки															
А8	88,0	73,0	62,4	54,6	48,8	44,2	40,6	33,0	28,2	25,0	20,9	18,4	17,8	15,9	15,1
А11	121,0	100,4	85,8	67,1	55,1	60,8	55,8	45,4	38,8	34,4	28,3	25,3	24,4	21,8	20,8
Гусеничная нагрузка															
Т-25	50,0	50,0	50,0	48,6	45,9	43,0	40,1	33,0	27,8	23,9	18,7	15,3	14,4	11,7	10,7
Т-60	92,0	92,0	92,0	92,0	91,5	88,8	84,9	72,7	60,4	53,0	42,3	35,0	33,1	27,2	24,9
НГ-30	75,0	75,0	72,0	66,7	61,2	56,2	51,8	41,7	34,7	29,6	22,9	18,7	17,6	14,2	13,1
НГ-60	120,0	120,0	120,0	116,7	110,2	103,1	96,3	72,9	66,7	57,4	44,8	36,7	34,6	28,1	25,8
Колесная нагрузка															
НК-800 (НК-800)	240,0	220,0	205,0	186,7	169,7	155,0	142,2	113,3	93,8	80,0	61,7	50,1	47,1	38,2	35,2

Приложение 5

**Расчетные характеристики бетона и арматуры**

Таблица П.6.1

## Расчетные характеристики бетона и арматуры

Вид сопротивления	Обозначение	Расчетное сопротивление, МПа, для классов				
		B30	B35	B40	B45	B50
При расчетах по предельным состояниям первой группы						
Сжатие осевое	R <sub>b</sub>	15,5	17,5	20,0	22,0	25,0
Растяжение осевое	R <sub>bt</sub>	1,10	1,15	1,25	1,30	1,40
При расчетах по предельным состояниям второй группы						
Сжатие осевое	R <sub>b, ser</sub>	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0
Растяжение осевое	R <sub>bt, ser</sub>	1,80	1,95	2,10	2,20	2,30
Скалывание при изгибе	R <sub>bsh</sub>	2,90	3,25	3,60	3,80	4,15
Сжатие осевое по предотвращению образования трещин: - при преднапряжении - при эксплуатации						
	R <sub>b, mc 1</sub>	16,7	19,6	23,0	26,0	29,9
	R <sub>b, mc 2</sub>	14,6	16,7	19,6	22,0	25,0

Таблица П.6.2

## Характеристики арматуры

Класс стали	Диаметр, мм	Нормативные и расчетные сопротивления, МПа		Модуль упругости
		$R_{sn}, R_{pn}, R_{s, ser}, R_{p, ser}$	$R_s, R_p$	
А-II	10-40	295	265	$2,06 \cdot 10^5$
А-III	10-40	390	350	$1,96 \cdot 10^5$
В-II	4	1410	1120	$1,77 \cdot 10^5$
	5	1335	1055	$1,77 \cdot 10^5$
	6	1255	995	$1,77 \cdot 10^5$

**Укрупненные показатели стоимости и трудоемкости работ  
по реконструкции мостов**

Виды работ по конструктивным элементам моста	Стоимость на 1 ед. (прямые затраты), р.		Трудозатраты основных рабо- чих, чел/ч  <u>Трудозатраты рабочих, обслу- живающих ма- шины, чел/ч</u>
	Конструк- ций, мате- риалов	СМР	
I Проезжая часть моста			
1. Сруб и уборка асфальтобетонной дорожной одежды,100 м <sup>3</sup>	-	12310	<u>58,2</u> 37,6
2. Сруб и уборка защитного слоя бетона,м <sup>3</sup>	-	557	<u>12,55</u> 1,15
3. Снятие и уборка оклеечной гидроизоляции м <sup>2</sup>	-	78	<u>0,76</u> 0,016
4. Разборка металлических перил и огражде- ний проезжей части, п.м./ т	-	37,9	2,91
	-	1560	<u>48,8</u> 0,08
5. Устройство выравнивающего и защитного слоев бетона на проезжей части, м <sup>3</sup>	2384	699	<u>3,75</u> 2,29
6. Устройство двухслойной оклеечной гидро- изоляции на проезжей части, м <sup>2</sup>	-	941,5	<u>1,27</u> 0,04
7. Устройство двухслойной дорожной одежды из асфальтобетона, 100 м <sup>2</sup>	4876	7816	<u>36,79</u> 37,9
8. Разборка деформационного шва, 100 п.м.	-	9364	<u>34,5</u> 0,86
9. Разборка съездов с перемещением грунта бульдозером на 10 м, 1000 м <sup>3</sup>	-	1256	<u>-</u> 37,8
10. Транспортировка материалов от разборки (с погрузкой в автотранспорт),т	-	17,5	6,06
11. Устройство заполненных деформационных швов на проезжей части с окаймлением, п.м.	-	2925	<u>7,50</u> 1,11
12. Устройство металлических барьерных ог- раждений, п.м	586	180	<u>2,11</u> 2,17
13. Устройство парапетных железобетонных ограждений, м <sup>3</sup>	4876	1251	40,44
14. Устройство металлических перил, т/п.м.	16830	936	<u>66,49</u> 0,01
	640	203	16,21
15. Огрунтовка металлических перил и барьер- ных ограждений, т	-	588	<u>6,37</u> 0,012
16. Окраска металлических перил и барьерных ограждений, т/п.м	-	875	<u>4,53</u> 0,012
	-	56,2	0,41

Виды работ по конструктивным элементам моста	Стоимость на 1 ед. (прямые затраты), р.		Трудозатраты ос- новных рабочих, чел/ч
	Конструк- ций, мате- риалов	СМР	Трудозатраты ра- бочих, обслужи- вающих машины, чел/ч
17. Водоотводные лотки на проезжей части, м <sup>3</sup>	3960	1090	<u>27,9</u> 31,50
18. Водоотводные отстойные колодцы, м <sup>3</sup>	4890	2020	<u>31,6</u> 6,50
II Железобетонные пролетные строения			
19. Рубка железобетона с разделением на час- ти, м <sup>3</sup>	-	271	<u>38,2</u> 37,8
20. Сборные балочные ребристые пролетные строения с каркасной ненапрягаемой арма- турой (устройство и монтаж), м <sup>3</sup>	12 м - 9300 15 м - 9500 18 м - 9860 24 м - 12700	1059	<u>8,76</u> 2,3
			<u>12,9</u> 4,08
21. Плитные пустотные пролетные строения с напрягаемой арматурой, 1 пролет. строение	11376	1645	<u>8,76</u> 2,3
22. Балочные разрезные пролетные строения из цельноперевозимых балок с напрягаемой арматурой, 1 пролет. строение	18 м - 9840 27 м - 9590 30 м - 9880	7985	<u>293</u> 127
23. Балочные разрезные пролетные строения из составных балок с напрягаемой арматурой, 1 пролет. строение	18 м - 82269 15 м - 61648	82269 61648	<u>293</u> 127
24. Консольные предварительно напряженные пролетные строения с составными балками, м <sup>3</sup>	8700	3900	<u>15,7</u> 10,2
25. Рамно-консольные предварительно напря- женные пролетные строения, м <sup>3</sup>	9350	4620	<u>14,5</u> 10,2
26. Неразрезные предварительно напряженные, составные коробчатые пролетные строения, м <sup>3</sup>	8990	4104	<u>17,7</u> 12,2
27. Монтаж ж/б накладных плит, м <sup>3</sup>	9000	8000	<u>5,43</u> 10,73
28. Комбинированные пролетные строения (балка, усиленная гибкой аркой), м <sup>3</sup>	12108	3408	<u>21,5</u> 6,1
29. Надарочная сборная конструкция, м <sup>3</sup>	-	7985	<u>8,76</u> 2,3
III Металлические пролетные строения			
30. Балочные пролетные строения со сплошной стенкой, 1 пролет. строение	12 м - 38949	16250	<u>17,3</u> 9,68
	30 м - 138500		<u>230</u> 73,83

Виды работ по конструктивным элементам моста	Стоимость на 1 ед. (прямые затраты), р.		Трудозатраты основных рабочих, чел/ч <u>Трудозатраты рабочих, обслуживающих машины, чел/ч</u>
	Конструкций, материалов	СМР	
31. Балочные пролетные строения со сквозными фермами с ездой поверху, т	33513	2781	
32. Балочные пролетные строения со сквозными фермами с ездой понизу, т	33513	Монтаж на 1 прол. строен до 12 м-4312 до 30 м-31970 свыше 30м - 49585	
33. Резинометаллические опорные части (РОЧ), шт	966,5	148	<u>0,59</u> -
34. Металлические литые опорные части, т	85292	6085	<u>17,3</u> 9,68
35. Окраска металлических пролетных строений, 100 м <sup>2</sup> окрашиваемой поверхности		2560	<u>39,5</u> 37,8
IV Опоры мостов			
36. Опоры с фундаментами на естественном основании:	12500	1024	<u>32,2</u> 1,12
а) металлические шпунтовые ограждения, т			
б) копка котлована, 1000 м <sup>3</sup>	-	5319	<u>32,4</u> 37,0
в) подводное бетонирование, м <sup>3</sup>	2730	1720	<u>2,55</u> 0,43
д) бетонирование фундамента с устройством опалубки, м <sup>3</sup>	2260	372	<u>2,55</u> 0,43
е) бетонирование массивного тела опоры, м <sup>3</sup>	2380	296	<u>3,30</u> 0,77
37. Омоноличивание ж/б конструкций бетонов, м <sup>3</sup>	2730	2953	<u>46,36</u> -
38. Разборка ж/б опор, м <sup>3</sup>	-	948,11	<u>172</u> -
39. Опоры свайные однорядные и двухрядные:			
а) забивка ж/б свай сеч. 35х35 на глубину 10 м, м <sup>3</sup>	16835	851	<u>6,24</u> 40,5
б) устройство ж/б ригеля, м <sup>3</sup>	6490	750	<u>3,66</u> 0,1
в) устройство подферменников, м <sup>3</sup>	9748	822	<u>4,22</u> 0,2

Виды работ по конструктивным элементам моста	Стоимость на 1 ед. (прямые затраты), р.		Трудозатраты основных рабочих, чел/ч <u>Трудозатраты рабочих, обслуживающих машины, чел/ч</u>
	Конструкций, материалов	СМР	
40. Стоечные опоры на массивном фундаменте: а) копка котлована без водоотвода (разработка грунта экскаватором), 1000 м <sup>3</sup> б) железобетонные столбы, м <sup>3</sup>	-	5399	<u>32,4</u> 37,0
	6041	922	<u>3,7</u> 0,4
41. Опоры-стенки на свайном фундаменте: а) деревянное шпунтовое ограждение длиной до 4-х м, м <sup>3</sup> б) копка котлована, 1000м <sup>3</sup> в) подводное бетонирование, м <sup>3</sup> г) забивка ж/б свай сеч. 35х35 на глубину 8 м, м <sup>3</sup> д) бетонирование ростверка, м <sup>3</sup> е) сборные ж/б блоки опоры, м <sup>3</sup>	-	2847	<u>20,6</u> -
	-	5399	<u>32,4</u> 37
	2380	1415	<u>3,19</u> 0,69
	16835	832	<u>5,84</u> 40,5
	1730	372	<u>3,19</u> 0,69
	3184	434	
42. Опоры на сваях-оболочках: а) погружение свай-оболочек на глубину 10 м, м <sup>3</sup> б) заполнение оболочек бетоном и песком, м <sup>3</sup> в) устройство ж/б ригеля, м <sup>3</sup>	16000	6840	<u>17,9</u> 45,9
	1760	3240	1 м – <u>12,1</u> 21,37 2 м – <u>3,54</u> 5,34
	6490	750	<u>3,66</u> 0,12
43. Опоры массивно-столбчатые на свайном фундаменте: а) металлическое шпунтовое ограждение, т б) подводное бетонирование, м <sup>3</sup> в) забивка ж/б свай сеч. 35х35 на глубину 10 м, м <sup>3</sup> г) бетонирование ростверка, м <sup>3</sup> д) бетонирование тела опоры, м <sup>3</sup> е) устройство ж/б ригеля 6 м, м <sup>3</sup>	12500	1024	<u>32,2</u> 1,12
	2380	1415	<u>3,19</u> 0,69
	16835	851	<u>5,84</u> 40,5
	1780	622	<u>3,19</u> 0,69
	2380	372	<u>3,19</u> 0,69
	6490	750	<u>3,66</u> 0,1



Виды работ по конструктивным элементам моста	Стоимость на 1 ед. (прямые затраты), р.		Трудозатраты основных рабочих, чел./ч <u>Трудозатраты рабочих, обслуживающих машины, чел./ч</u>
	Конструкций, материалов	СМР	
V Подходы, регуляционные сооружения, укрепительные работы			
44. Устройство сопряжений моста с насыпями: сборно-монолитных, м <sup>3</sup>  сборных	3300	420	<u>5,74</u> 0,65
	3900	360	<u>5,18</u> 0,53
45. Отсыпка регуляционных сооружений (засыпка песком подмостового пространства), м <sup>3</sup>	190	179	<u>2,12</u> 0,04
46. Уширение шкафной стенки, м <sup>3</sup>	7900	1519	<u>8,40</u> 0,12
47. Укрепление откосов насыпей подходов, регуляционных сооружений и конусов сопряжения моста с насыпями ж/б плитами, м <sup>3</sup>	2969,6	411,4	<u>5,71</u> -
48. Устройство подушек из щебня под переходные плиты, м <sup>3</sup>	313	479	<u>7,12</u> 0,04
49. Укладка сборных переходных плит длиной до 5 м, м <sup>3</sup>	5126	193	<u>3,28</u> 1,17
50. Устройство монолитных фундаментов, м <sup>3</sup>	2940	3576	<u>39,53</u> 37,85
51. Монтаж подмостей, т	10400	1297,78	<u>12,42</u> 1,39
52. Демонтаж подмостей, т	-	293,4	<u>10,90</u> 1,39
53. Разработка грунта с погрузкой в автосамосвал, 1000 м <sup>3</sup>	-	6650	<u>32,51</u> 37,85
54. Монолитное бетонирование, м <sup>3</sup>	4350	2942	<u>4,65</u> -

**Укрупненные показатели эксплуатационных затрат в зависимости  
от сроков эксплуатации и проведения работ по реконструкции**

Наименование работ по содержанию мостов	Укрупненные показатели эксплуатационных затрат в расчете на 1 м <sup>2</sup> площади моста		
	Срок службы моста 20 лет	Срок службы моста 25 лет	На первый год после реконструкции
<b>I. Надзор</b>			
1. Постоянный надзор	11,5	11,5	11,5
2. Текущий осмотр	18,6	18,6	18,6
3. Периодический осмотр	9,8	9,8	9,8
<b>II. Уход</b>			
4. Летнее содержание	185,5	185,5	185,5
5. Зимнее содержание	52,4	52,4	52,4
<b>III. Профилактика</b>			
6. Мостовое полотно	53,3	161,7	51,5
7. Пролетные строения	144,1	324,12	84,9
8. Опоры, опорные части	24,1	384	24,1
9. Подходы к мосту и регуляционные сооружения	1,3	2,3	1,2
<b>IV. ППР</b>			
10. Мостовое полотно	498,7	-	-
11. Пролетные строения	121,7	-	-
12. Опоры, опорные части	21,12	-	-
13. Регуляционные сооружения	27,01	-	-
14. Подходы	0,36	-	-

**Средний годовой норматив и периодичность проведения ремонтных  
и профилактических работ**

Виды работ	Периодичность проведения работ в годах	Норматив на год	Стоимость на ед. измерения
1. Ямочный ремонт покрытия проезжей части	1,0	$0,05 \cdot F_{\text{пр. части}}, \text{ м}^2$	114,5
2. Устранение волн и наплывов на проезжей части	1,0	$0,044 \cdot F_{\text{пр. части}}, \text{ м}^2$	75,8
3. Локальный ремонт гидроизоляции	По мере накопления дефекта	$0,01 \cdot F_{\text{пр. части}}, \text{ м}^2$	471
4. Заделка трещин битумным вяжущим в покрытии моста	1,0	$0,1 \cdot V_{\text{пр.}} \cdot L_{\text{м.}}$	20,2
5. Восстановление слоя износа покрытия проезжей части	1,0	$0,33 \cdot F_{\text{пр. части}}, \text{ м}^2$	141,6
6. Зачеканка щелей между тротуарными блоками	5,0	$0,2 \cdot L_{\text{м}}$	34,9
7. Восстановление покрытия на тротуарах	По мере накопления дефекта	$0,1 \cdot F_{\text{тр.}}$	141,6
8. Окраска перил	1,0	$0,5 \cdot L_{\text{пер.}}$	56,2
9. Окраска ограждений проезжей части	1,0	$0,5 \cdot L_{\text{огр.}}, \text{ м.п.}$	
10. Замена мастики в деформационных швах (с удалением старой)	5,0	$0,2 \cdot \sum L_{\text{швов}}$	192,5
11. Заделка раковин и сколов, восстановление защитного слоя тротуарных блоков и плит	1,0	$0,02 \cdot \sum F_{\text{фасад. трот.}}$	150,4
12. Защитное покрытие переходных плит полимербетоном	1,0	$0,02 \cdot \sum F_{\text{плит}}$	654
13. Заделка бетоном проломов в плите проезжей части с установкой дополнительной арматуры	1,0	$0,05 \cdot F_{\text{пр. части}}$	875
14. Выправка и частичная замена металлического барьерного ограждения	По мере накопления дефекта	$0,05 \cdot L_{\text{огр.}}$	630
15. Ремонт или частичная замена перил	По мере нахождения дефекта	$0,05 \cdot L_{\text{пер.}}$	250
<b>Железобетонные пролетные строения</b>			
1. Заделка раковин, трещин и сколов	По мере накопления дефекта	$0,002 \cdot \sum F_{\text{пл. всех балок по развертке}}$	973,4

Виды работ	Периодичность проведения работ в годах	Норматив на год	Стоимость на ед. измерения
2. Окраска пролетных строений краской за 2 раза (по фасаду)	5,0	$0,2 \cdot (F_{\text{фас}} + F_{\text{свесы}})$	370
3. Гидрофобизация поверхности железобетонных пролетных строений	5,0	$0,2 \cdot \sum F_{\text{пл. всех балок по развертке}}$	490
Сталежелезобетонные пролетные строения			
1. Локальная окраска стальных пролетных строений (в зоне деформационных швов и нижнего пояса)	1,0	$0,2 \cdot \text{веса металла, т}$	740
2. Очистка, окраска металлоконструкций в два слоя	10,0	$0,1 \cdot \text{веса металла, т}$	1750
Опоры			
1. Заделка раковин и сколов полимерцементным раствором	1,0	$0,01 \cdot \sum F_{\text{опор}}$	1073,4
2. Герметизация трещин с разделкой их на клин	По мере накопления дефекта	$0,01 \cdot \sum F_{\text{опор}}$	572
3. Окраска поверхностей опор путепроводов	10,0	$0,1 \cdot \sum F_{\text{опор}}$	646,5
4. Восстановление футляров подвижных опорных частей	5,0	$0,2 \cdot N_{\text{оп. частей}}$	5559
5. Гидрофобизация ригелей опор	5,0	$0,2 \cdot \sum F_{\text{риг}}$	554
Регуляционные сооружения, подходы			
1. Восстановление упора укрепления конусов	10,0	$0,03 \cdot \sum L_{\text{упоров}}$	221,0
2. Восстановление укрепления откосов конусов бетоном на слое щебня толщиной 10 см	10,0	$0,03 \cdot \sum F_{\text{кон.}}$	470
3. Восстановление перильного ограждения лестничных сходов	5,0	$0,2 \cdot \sum L_{\text{сходов}}$	840
Подходы			
1. Ямочный ремонт покрытия	1,0	$0,05 \cdot \sum \text{покр.}$	206,0
2. Устранение волн и наплывов на проезжей части	1,0	$0,044 \cdot F_{\text{покр.}}$	75,8
3. Заделка трещин битумным вяжущим в покрытии проезжей части	1,0	$0,1 \cdot V_{\text{пр. части}} \cdot L_{\text{подх.}}$	20,2
4. Устранение мелких дефектов на обочинах подсыпкой щебня	1,0	$0,1 \cdot F_{\text{обочин}}$	79,0

Примечание. В таблице приняты следующие условные обозначения: L – длина конструктивного элемента; В – ширина конструктивного элемента; F – площадь конструктивного элемента.

## Оглавление

<b>Введение</b> .....	3
<b>Глава I. Общие положения</b> .....	4
1.1. Основные требования к реконструкции мостов.....	4
1.2. Принципы выбора способа восстановления и увеличения несущей и пропускной способности мостов.....	5
<b>Глава 2. Обследование и испытание мостов</b> .....	6
2.1. Обследование мостов.....	6
2.2. Испытание мостов.....	10
<b>Глава 3. Определение грузоподъемности мостов</b> .....	11
3.1. Нагрузки, нормативы.....	11
3.2. Определение грузоподъемности моста по опалубочным и арматурным чертежам (способ 1).....	13
3.3. Определение грузоподъемности моста при нагрузке А-11.....	14
3.4. Определение грузоподъемности моста при колесной нагрузке НК-80.....	16
3.5. Определение грузоподъемности консольной плиты проезжей части.....	17
3.6. Проверка на трещиностойкость железобетонных пролетных строений с ненапрягаемой арматурой.....	19
3.7. Учет влияния неисправностей пролетного строения на его грузоподъемность.....	20
<b>Глава 4. Усиление железобетонных и каменных мостов</b> .....	21
4.1. Усиление железобетонных пролетных строений дополнительной арматурой.....	21
4.2. Усиление пролетных строений изменением расчетной схемы.....	25
4.3. Усиление балок с каркасной арматурой внешними предварительно напряженными пучками.....	30
4.4. Усиление арочных каменных и бетонных пролетных строений.....	32



Приложение 2. Детали армирования балок с каркасной арматурой с предварительно напряженными пучками.....	97
Приложение 3. Нормативные нагрузки для мостов по СНиП 2.05.03-84.....	100
Приложение 4. Основные расчетные показатели старых нагрузок для расчета автодорожных мостов.....	102
Приложение 5. Таблица эквивалентных нормативных нагрузок .....	103
Приложение 6. Расчетные характеристики бетона и арматуры.....	104
Приложение 7. Укрупненные показатели стоимости и трудоемкости работ по реконструкции мостов.....	105
Приложение 8. Укрупненные показатели эксплуатационных затрат в зависимости от сроков эксплуатации и проведения работ по реконструкции.....	110
Приложение 9. Средний годовой норматив и периодичность проведения ремонтных и профилактических работ.....	111

Учебное издание

Владимир Александрович **Дементьев**

Владимир Павлович **Волокитин**

Надежда Александровна **Анисимова**

## **УСИЛЕНИЕ И РЕКОНСТРУКЦИЯ МОСТОВ НА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГАХ**

Учебное пособие  
для студентов строительных вузов

Редактор Аграновская Н.Н.

Подписано в печать 24.04.2006 г. Формат 60×84 1/16. Уч.-изд. л. 7.5.  
Усл.- печ. п. 7.6. Бумага писчая. Тираж 260 экз. Заказ № \_\_\_\_\_

---

Отпечатано: отдел оперативной полиграфии Воронежского государственного архитектурно-строительного университета  
394006 Воронеж, ул. 20-летия Октября, 84