

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ
федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение

высшего образования

«Тольяттинский государственный университет»

АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ

Кафедра «Городское строительство и хозяйство»

08.04.01 «Строительство»

(код и наименование направления подготовки, специальности)

Техническая эксплуатация и реконструкция зданий и сооружений

(направленность (профиль))

МАГИСТЕРСКАЯ ДИССЕРТАЦИЯ

на тему Конструирование и расчет балочных систем перекрытия с применением напрягаемых высокопрочных канатов в пластиковой оболочке

Студент

Н.В. Глухова

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

Научный

В.А. Филиппов

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

руководитель

Консультанты

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

(И.О. Фамилия)

(личная подпись)

Руководитель программы д.т.н., доцент, профессор В.А. Ерышев

(ученая степень, звание, И.О. Фамилия)

(личная подпись)

« » 2017 г.

Допустить к защите

Заведующий кафедрой к.т.н., доцент Д.С. Тошин

(ученая степень, звание, И.О. Фамилия)

(личная подпись)

« » 2017 г.

Тольятти 2017

Оглавление

ВВЕДЕНИЕ	4
Глава1 Существующие методы усиления	7
1.1 Развитие усиления железобетонных конструкций в отечественной практике.....	7
1.2 Анализ применяемых схем усиления перекрытий.	9
Глава 2 Конструкция канатов в пластиковой оболочке. Основные физико- механические свойства канатной арматуры и анкерных устройств.....	30
2.1 Конструкция и физико-механические характеристики канатов анкерных устройств	30
2.2 Конструкция и физико-механические характеристики анкерных устройств.....	32
2.3 Механический способ натяжения арматуры. Контроль усилия натяжения.....	36
2.4 Уровень предварительных напряжений. Потери, учитываемые при расчете по СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.	38
2.5 Потери, учитываемые при расчете по Европейским нормам.....	43
Глава 3 Схемы усиления балочных систем с применением напрягаемых канатов и методы расчета.....	51
3.1 Конструктивные схемы усиления балочных систем.....	51
3.2. Методика расчета усиления сталежелезобетонной балки	58
3.3. Методика расчета усиления сталежелезобетонного пролетного строения моста на возросшую временную нагрузку.....	63
3.4. Методика расчета усиления сталежелезобетонного перекрытия на возросшую временную нагрузку	67
Глава 4 Усиление сталежелезобетонного перекрытия в процессе реконструкции здания.....	72
4.1. Общие сведения и нагрузки	72
4.2. Геометрические характеристики металлической балки	74
4.3. Геометрические характеристики объединенного сечения.....	76

4.4. Геометрические характеристики усиленного сечения.....	81
4.5. Нагрузки и усилия на втором этапе работы балки	83
4.6. Расчет предварительного натяжения канатов	84
4.7. Потери предварительного напряжения в канате.....	84
4.8. Определение краевых напряжений в элементах усиленного сечения..	85
4.9. Расчет опорной части балки на действие поперечных сил.....	87
4.10. Конструирование анкерной плиты обоймы.....	90
Заключение	92
Список используемых источников.....	94

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность

Износ строительных конструкций является закономерным и неизбежным явлением для любого здания или сооружения. Буквально с первых дней эксплуатации абсолютно все конструкции и элементы здания подвергаются физическим изменениям под действием нагрузок и прочих негативных факторов, поэтому их прочностные характеристики постепенно снижаются. Естественно, что рано или поздно возникает необходимость в их усилении.

Кроме того, усиление конструкций является неотъемлемой составляющей строительного процесса связанного с увеличением нагрузки на конструкции, на которые они изначально рассчитаны не были.

Усиление конструкций обычно требует значительно меньше затрат, чем замена их новыми, но связано с выполнением сложных строительных процессов. После принятия решения об усилении в каждом отдельном случае необходимо разработать такую конструкцию усиления, которая бы отвечала требованиям прочности, долговечности и эстетического восприятия.

Степень разработанности

В настоящее время существует множество методов усиления железобетонных элементов конструкций и сооружений. Из-за монолитности и скрытости арматуры в таких конструкциях эти методы имеют своеобразную специфику, и является сложным дорогостоящим и трудоемким процессом. Однако в процессе постоянной практики применения методов усиления они совершенствуются, претерпевают значительную модернизацию и внедряются новые решения по усилению конструкций.

Цель диссертационной работы

Целью магистерской диссертации является разработка конструктивных схем усиления балочных систем перекрытия с применением высокопрочных канатов в пластиковой оболочке, напрягаемых в процессе усиления.

Для достижения поставленной цели необходимо решить следующие задачи:

1. Анализ применяемых схем усиления перекрытий;
2. Разработка конструктивных схем усиления балочных систем перекрытия с применением напрягаемых высокопрочных канатов;
3. Расчет предложенной конструкции усиления.

Объект исследования

Железобетонные и металлические балки перекрытия

Предмет исследования

Балочные системы перекрытия усиленные с помощью высокопрочных канатов, напрягаемых в процессе усиления.

Научная новизна исследования

Впервые для усиления предлагается применение высокопрочных канатов в пластиковой оболочке, которые натягивают в процессе усиления конструкции с большим усилием.

Постановка проблемы исследования

Существующие методы усиления изгибаемых элементов не позволяют уменьшить прогиб конструкции, образовавшийся в процессе эксплуатации, который часто превосходит допустимые нормами пределы.

Апробация результатов исследования

Автор с данной диссертацией принял участие в Конкурсе финансирования научных студенческих проектов в Тольяттинском государственном университете в 2016 году. Так же по теме исследования

была опубликована статья в научном журнале «Вестник магистратуры»
выпуск 2-2 2017 года.

Глава1 Существующие методы усиления

1.1 Развитие усиления железобетонных конструкций в отечественной практике.

Потребность в усилении железобетонных конструкций в нашей стране возникла давно. Еще в 1919 г. инженер Струве В. А. произвел усиление ригелей рам кровельного перекрытия паровозного депо при помощи обойм с добавочной арматурой. Арматура этих ригелей была сильно повреждена коррозией от дымовых газов из-за недостаточной плотности бетона и тонкого защитного слоя.

Усиление обоймами в 1931 г. было использовано при восстановлении конструкций печного корпуса, деформировавшихся и частично обрушившихся на одном из цементных заводов, возведенном американской фирмой. Обрушение произошло вследствие несоблюдения данной организацией требований и указаний технических условий и норм проектирования в процессе эксплуатации. В разрушившихся конструкциях отсутствовали хомуты, стыки арматуры производились внахлестку без крючков (при гладкой круглой арматуре), бетон был низкого качества, а работы велись небрежно.

Параллельно с развитием способов усиления при помощи обойм у нас стали получать распространение разгружающие конструкции усиления. Распространение данных методов объясняется удобством и быстротой их осуществления в условиях действующих промышленных предприятий.

В 1933—1935 гг. ЦНИМПС провели экспериментальные исследования по изучению сцепления нового бетона со старым, которые внесли большой вклад в развитие направления усиления обоймами конструкций.

В 1937 г. в Украинском научно-исследовательском институте сооружений, а затем в лаборатории ЦНИМС в 1938 г. Литвиновым И. М. проводилось большое количество экспериментальных исследований метода усиления железобетонных конструкций односторонними наращиваниями с добавлением арматуры.

Примерно в то же время по предложению инженера Шарова И. Ф. производились экспериментальные исследования метода торкретирования рубашек и накладок с добавлением арматуры и хомутов для усиления железобетонных тавровых балок в лаборатории Московского метрополитена.

В 1938 г. в лаборатории ЦНИПС инженером Судариковым А.А. были произведены испытания железобетонных балок, усиленных дополнительной прямой и кривой арматурой, с последующим их обетонированием.

В 1939—1940 гг. в механической лаборатории Всесоюзного научно-исследовательского института железнодорожного транспорта под руководством к. т. н. Пинаджяна В.В. при участии к. т. н. Казей И.И. и Кичаева П.М. были проведены экспериментальные исследования усиления обоями железобетонных балок, подвергаемых динамическим нагрузкам, имитировавшим загрузку мостовых конструкций. Эти исследования дали возможность производить усиление обоями железобетонных конструкций, находящихся под действием динамических подвижных нагрузок.

Особенно широко были использованы методы обойм и рубашек при восстановлении железобетонных конструкций, повреждённых во время

Отечественной войны. В послевоенный период к. т. н. Линаджян В. В. опубликовал экспериментально проверенный им способ расчета и проектирования обойменных конструкций.

Дальнейшие эксперименты над железобетонными балками были произведены инженером Стрункиным А. Д. в области разгружающих конструкций с помощью усиления стальными шпренгелями.

В 1950—1953 гг. в механической лаборатории ЛИСИ, д. т. н. профессором Н. М. Онуфриевым, были проведены экспериментальные исследования по вопросам усиления железобетонных конструкций методами их разгрузки преднапряженными затяжками и распорками.

Эксперименты проводились как над однопролетными балочными элементами, так и над неразрезными статически неопределимыми балками, что расширило область применения таких конструкций усиления в условиях действующих промышленных предприятий и способствовало их широкому и быстрому распространению.

Таким образом, в заключение можно констатировать несомненный вклад отечественной технической и научной мысли в решении вопросов, связанных с усилением железобетонных конструкций.

1.2 Анализ применяемых схем усиления перекрытий.

В отечественной и зарубежной практике к настоящему времени накоплено большое количество различных способов усиления конструкций, выбор которых обуславливается рядом конкретных условий. Обычно классификацию проводят по трем наиболее важным факторам, влияющим на выбор проекта реконструкции:

— сроки производства работ по усилению должны быть минимальные, которые позволят сократить периоды остановки действующего производства;

— трудозатраты при изготовлении и монтаже конструкций усиления тоже должны быть минимальны;

— должна быть обеспечена надежность и долговечность усиленной конструкции.

При производстве усиления конструкций выделяют две основные группы: без разгрузки и с разгрузкой конструкции.

При усилении конструкций по первому направлению можно выделить два метода усиления:

— с изменением расчетной схемы и напряженного состояния конструкции;

— без изменения расчетной схемы и напряженного состояния.

При производстве работ с разгрузкой условно выделяют два способа:

— при полном разгрузке с последующим исключением конструкции из работы и ее заменой на новую;

— при частичном разгрузке конструкции либо ее элемента.

Такие способы реконструкции, являются достаточно простыми, не всегда бывают рациональными, так как существующие  конструкции используются частично или вовсе выключаются из работы, заменяясь, новыми; причем усиливающие конструкции часто стесняют полезную площадь помещений и уменьшают их габариты.

Чтобы иметь представление о многообразии существующих способов и конструктивных решений усиления, рассмотрим наиболее часто употребляющиеся из них, условно поделив их на три группы:

Первая группа — усиление без разгрузки конструкции с изменением расчетной схемы и напряженного состояния. В эту группу входят:

- а) установка шарнирно-стержневых цепей, дополнительных жестких и упругих опор;
- б) дополнительная горизонтальная или шпренгельная предварительно напряженная арматура (затяжка);
- в) усиление предварительно напряженными распорками, стойками, затяжками, обоймами;
- г) установка предварительно напряженных хомутов.

Вторая группа — усиление без разгрузки конструкции и без изменения расчетной схемы и напряженного состояния, включает в себя:

- а) местное усиление накладными хомутами, дополнительной поперечной арматурой и пр.
- б) усиление с использованием усиливающих элементов, присоединяемых к основной конструкции на клею либо с помощью высокопрочных болтовых стяжек;
- в) железобетонная рубашка, обойма, одно- и двухстороннее наращивание;
- г) торкретирование и набрызгивание бетона (как правило, с добавлением арматуры).

Третья группа — усиление с частичным разгрузением конструкции, включает в себя:

- а) установка предварительно напряженных разгружающих ферм и кронштейнов;
- б) устройство дополнительных металлических и железобетонных балок;
- в) установка разгружающих систем металлических и железобетонных конструкций и др.

Один из наиболее простых способов усиления изгибаемых конструкций – это подведение под них жестких или упругих опор [20 с.40]. Такой способ рекомендуется, в случаях, когда дополнительные опоры не препятствуют технологическому процессу.

Способ усиления с помощью подведением жестких опор [17 с.68], при усилении балок перекрытий и ригелей рам, достаточно эффективен. Этот способ позволяет повысить первоначальную несущую способность конструкции в 2—3 раза.

Новые дополнительные опоры устраиваются в пролетах изгибаемых элементов, тем самым уменьшая их пролет, в результате чего сильно возрастает первоначальная несущая способность элементов.

Дополнительные опоры могут выполняться в виде одиночных подведенных колонн, как изображено на рисунке 1а, специальных подкосных подпорок, как изображено на рисунке 1б, или подвесок.

Опоры в виде одиночных подведенных стоек выполняют из железобетона или металла, они имеют самостоятельные фундаменты. Для уменьшения осадок дополнительных опор после загрузки конструкции необходимо произвести предварительное обжатие грунта под подошвой возведенного фундамента. Работы по обжатию грунта необходимо произвести на нагрузку не меньше будущей расчетной нагрузки опоры и до установки или бетонирования колонн. При влажных пластических глинистых грунтах, дающих осадку в течение длительного срока, необходимо значительно развить подошву фундамента или устраивать под ним песчано-щебеночную подушку.

Подкосные подведенные опоры также выполняются из металла или железобетона и могут поддерживаться основными несущими конструкциями данного сооружения, если последние подлежат такому усилению и способны воспринять давление  подкосных подпорок.

Опираение подпорок на конструкции сооружения дают гарантию жесткости подведенных опор, хотя несколько догружают, а иногда и перегружают конструкции сооружения. Очевидно фундаменты перегружаются из-за внецентренного приложения нагрузки. В целом нагрузка не меняется, а перераспределяется между стойками и подкосами. Эту схему можно назвать ригельноподкосной.

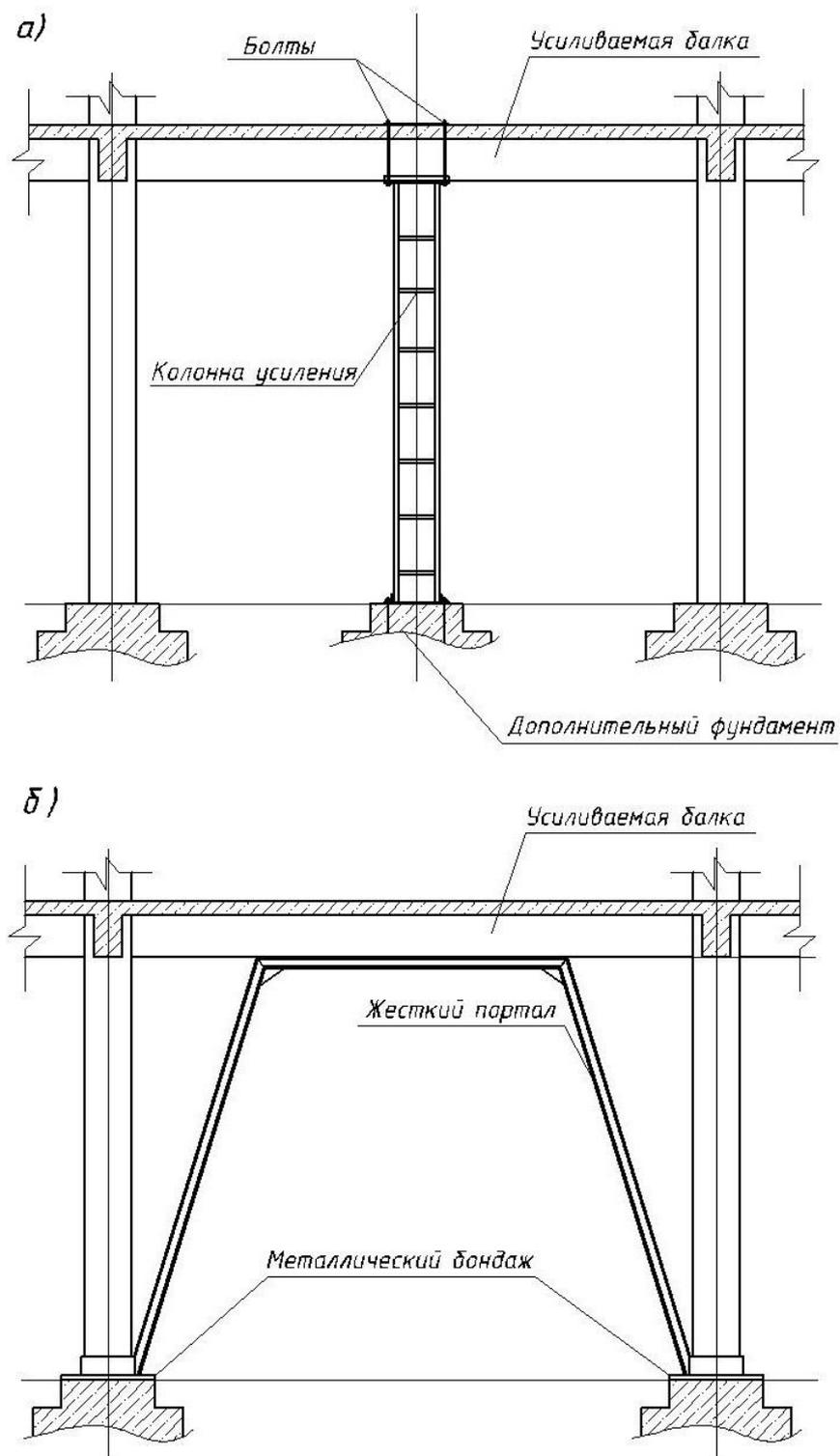


Рисунок 1 – Усиление балки: а) подведением жестких опор; б) жестким порталом.

В этих случаях необходима обязательная SEP расчетная проверка опорных сечений несущих элементов.

В случаях, когда необходимо обеспечение меньшей стесняемости габаритов проходов подпорки устраивают в виде трапециевидной конструкции с двумя местами сопряжений с подпираемым элементом.

Дополнительные опоры в виде подвесок могут выполняться в металле и железобетоне. Поскольку эти конструкции прикрепляются в узлах основного каркаса сооружения, то к ним относится все ^L_{SEP}сказанное выше о дополнительном нагружении основных несущих конструкций. Данный вид усиления удобно применять при усилении элементов, расположенных в плоскостях каркасных стен.

Важным моментом в усилении с помощью подведения жестких опор является включение элементов усиления в совместную работу с усиливаемой конструкцией. Это достигается путем установки клиновидных прокладок, подъемом усиливаемой конструкции с помощью горизонтально расположенных домкратов и другими способами.

Упругие опоры [17 с.89] представляют собой такие конструкции усиления, которые работают совместно с усиливаемыми изгибаемыми элементами, создавая последним податливые промежуточные опоры, поскольку сами являются изгибаемыми элементами, прикрепляемыми к основным несущим элементам сооружения.

Дополнительные упругие опоры преимущественно выполняют в виде ферм или балок из металла, которые устанавливаются с некоторым зазором под конструкцией. В зазор помещают металлические прокладки или распорные болты. Включение дополнительных опор в работу может осуществляться несколькими способами: подтягиванием опорных концов балок к усиливаемой конструкции, с помощью клиновидных прокладок, распорными болтами и т.п. [20 с.40]. Такие конструкции

обычно устанавливают на общие фундаменты с усиливаемой конструкцией или отдельные опоры.

Прикрепление опор к основным несущим элементам сооружения создает их перегрузку, и иногда вызывает необходимость в дополнительном усилении перегруженных элементов конструкций здания или сооружения. Однако в большинстве случаев основные несущие конструкции воспринимают добавочную нагрузку без дополнительного усиления, что объясняется местным характером производимого усиления, благодаря чему увеличенная нагрузка на отдельных участках перекрытий приходит к несущим конструкциям перераспределенной, а потому значительно уменьшенной.

Так же в качестве упругих дополнительных опор могут применяться гибкие тязи, подвешиваемые к вышележащим конструкциям. Натяжение тязей может осуществляться несколькими способами: с помощью гаек и натяжных муфт, электротермическим способом.

В случаях, когда конструкция находится в критическом состоянии и возможно ее разрушение необходимо произвести ее полную разгрузку или полную замену на новую. Разгрузку можно произвести с помощью, так называемых разгружающих конструкций в виде ферм, отдельных балок, плит. Так же разгружающая конструкция может представлять собой комбинированные системы из железобетона или металла. Применяются обычно такие конструкции для разгрузки небольших участков перекрытий, когда не требуется устройство дополнительных колонн и фундаментов. [20 с.17].

По возможности разгружающие конструкции необходимо устанавливать сверху разгружаемых, как показано на рисунке 2а и 2б,

обеспечивая тем самым зазор между ними для свободного прогиба элементов усиления. Если расположить разгружающую конструкцию сверху невозможно по технологическим или иным причинам, эту конструкцию подводят или подвешивают снизу. В таком случае передача нагрузки осуществляется с помощью стоек, которые пропускают через отверстия, в разгружаемом перекрытии, как изображено на рисунке 2в.

При частичном разгрузении снимают с существующей конструкции только часть воспринимаемой нагрузки. В таком случае элементы усиления могут контактировать с существующими конструкциями по всей длине или в отдельных точках.

Распространенным способом усиления изгибаемых железобетонных элементов у нас и за рубежом является устройство обойм, рубашек и наращивание сечений.

Выполнение такого рода конструкций усиления связано с  необходимостью сращивания старого и нового бетона, причем от прочности и надежности этой связи зависит действительность осуществляемого мероприятия по созданию составного сечения элемента из бетона двух разных возрастов.

Прочность сцепления нового бетона со старым зависит от характера действия сил и разных факторов, таких как условия укладки бетона, методов уплотнения, ухода за ним, обработки поверхности сопряжений, чистоты швов, расхода цемента, гранулометрического состава заполнителей и т. д. Прочность сцепления может колебаться от почти полной прочности монолитного до 40% от нее.

Рекомендации по технологии укладки нового бетона в конструкции обойм, рубашек и наращиваний сводятся к укладке свежего бетона на чистую шероховатую влажную поверхность старого бетона с обязательным вибрированием. Бетон для бетонирования обойменных

конструкций усиления должен быть достаточно пластичным с осадкой конуса от 8 до 10 см. Вибрирование при бетонировании необходимо для проникания бетона во все зазоры и щели между установленной арматурой. Для придания шероховатости поверхности контактных плоскостей элементов на ней делаются насечки. Перед бетонированием

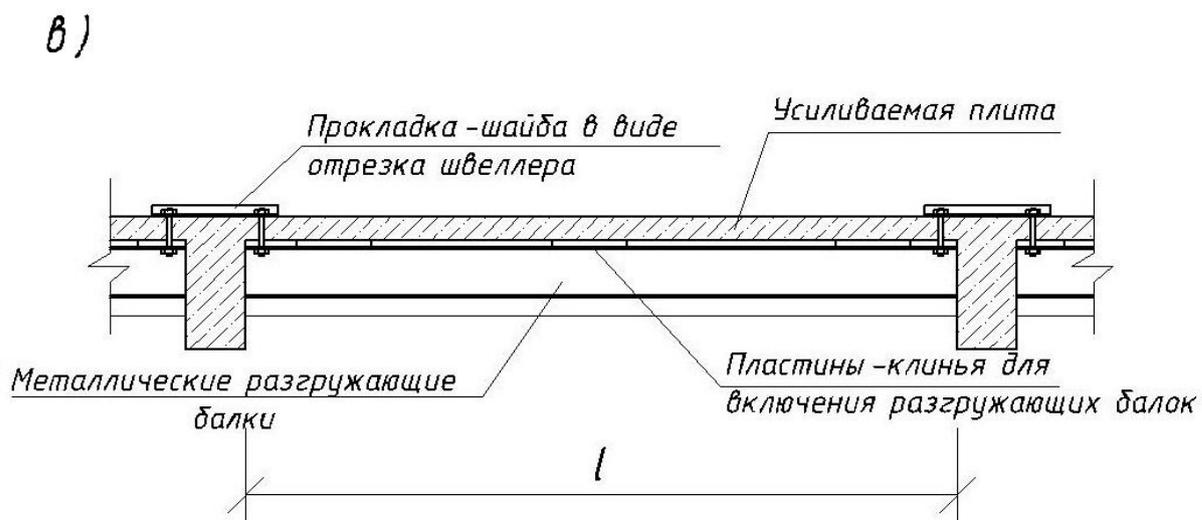
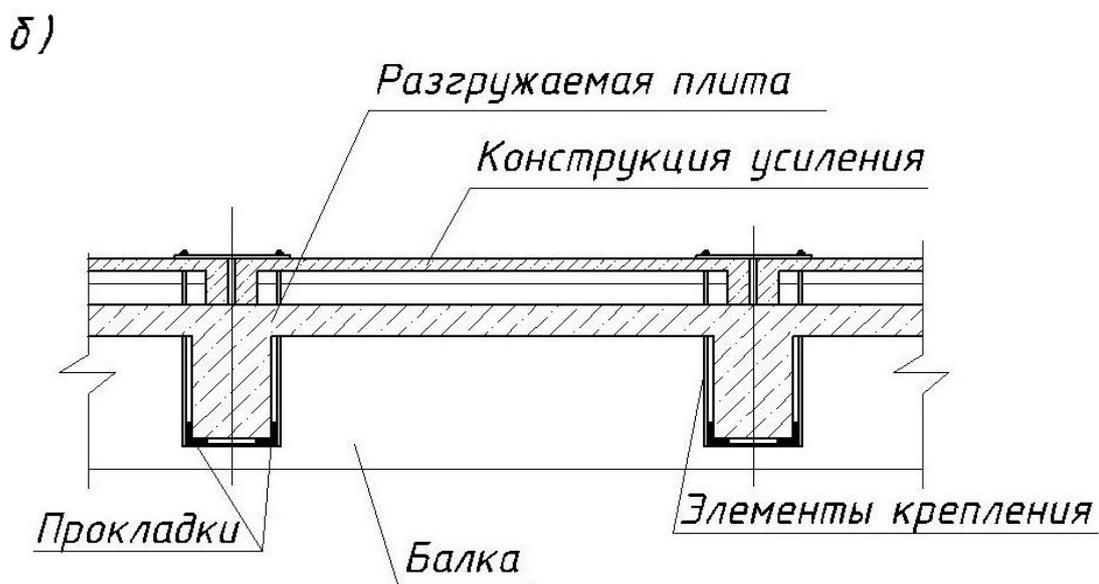
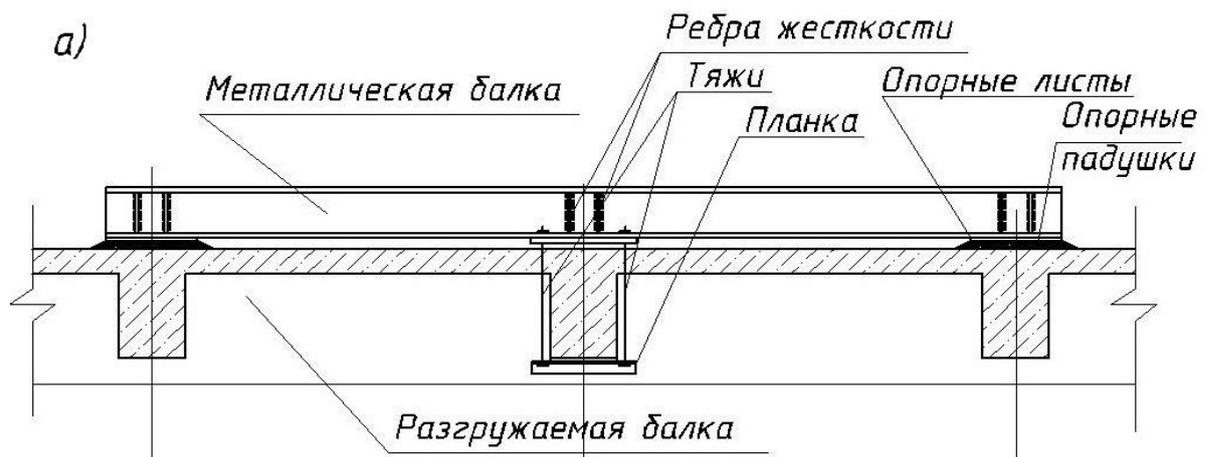


Рисунок 2 – Разгрузка конструкции: а) разгрузка балки и плиты перекрытия металлическими балками сверху; б) разгрузка монолитной железобетонной плиты ребристой железобетонной плитой; в) разгрузка плиты перекрытия металлическими балками снизу.

все контактные поверхности должны быть хорошо промыты из брандспойта сильной струей воды.

Конструкция обойм состоит из арматуры и тонкого бетонного слоя обволакивающего усиливаемый элемент. Обоймы устраиваются всесторонними замкнутыми, благодаря чему они охватывают усиливаемый элемент со всех граней. Продольная рабочая арматура обойм определяется расчетам и служит для усиления конструкции в растянутых зонах. Кроме продольной арматуры, устанавливаются замкнутые хомуты, конструктивно с предельно допустимым шагом. При усадке бетона обоймы плотно обжимают элемент, увеличивая надежность связи, и работают с усиливаемой конструкцией как единое целое.

Конструкции рубашек представлены на рисунке 3. Они представляют собою набетонки, не замкнутые с одной стороны. Они армируются продольной и поперечной арматурой, часть которой является рабочей, а часть ставится конструктивно.

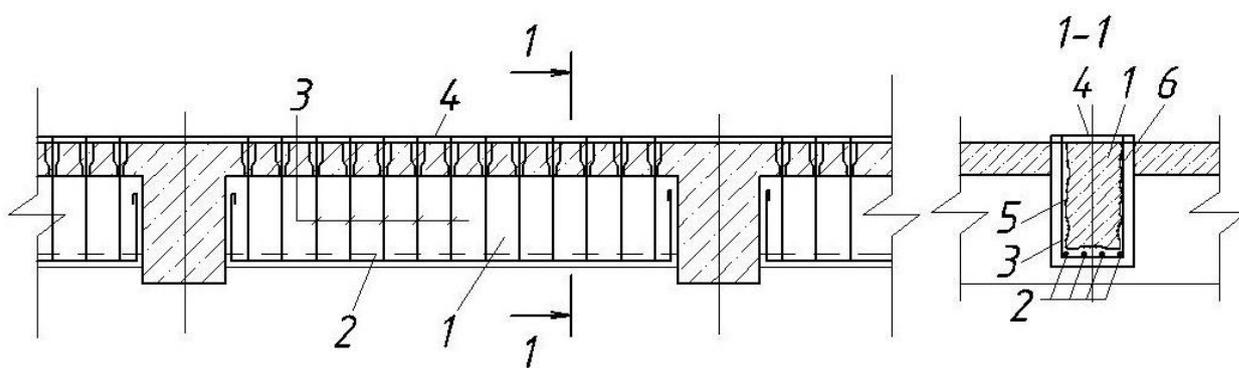


Рисунок 3 – Усиление балки рубашкой:

1 – усиливаемая балка, 2 – рабочая арматура, 3 – хомуты, 4 – стяжка, 5 – насечка, 6 – «рубашка»

Путем устройства набетонок усиливаются также и плиты перекрытия [17 с.46], при этом дополнительная арматура устанавливается сверху, как изображено на рисунке 4. Таким же способом наращивания возможно усиление сборных плит, превращающее их в неразрезные. Минимальная толщина набетонки в плитах принимается в 30 - 50 мм.

Устройство наращивания плит сверху удобно, но не всегда возможно, так как их поверхность не может быть освобождена от оборудования, поэтому приходится прибегать к менее удобному способу наращивания плит снизу. Такое наращивание выполняется обычно торкретированием с установкой дополнительной арматуры, которая приваривается с помощью коротышей к существующей арматуре плиты.

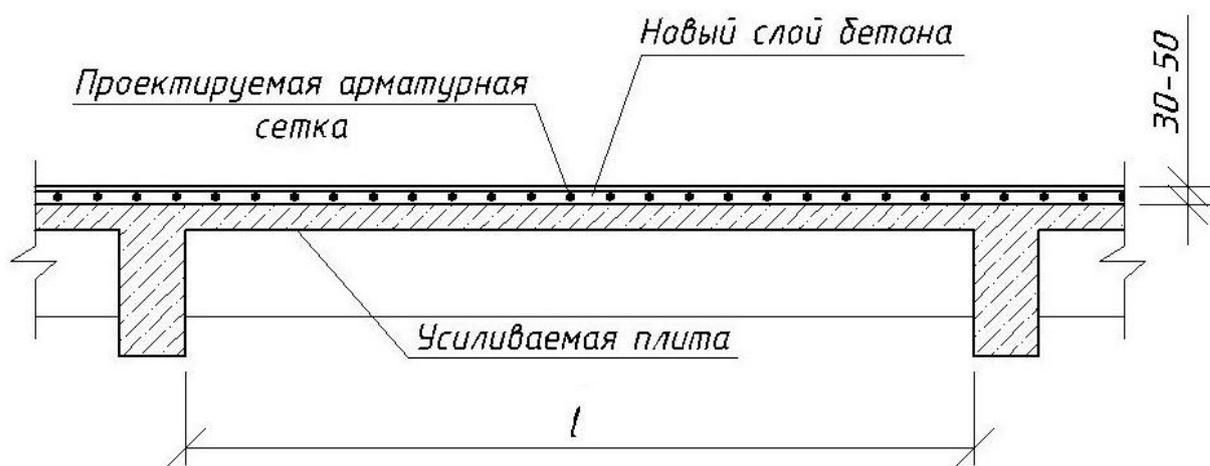


Рисунок 4 - Конструкция усиления плит наращиванием сверху.

Для осуществления приварки дополнительной арматуры в плите снизу пробивают поперечные борозды, оголяя существующую арматуру. Расстояния между бороздами назначают в пределах 500 - 700 мм, причем вдоль балок эта процедура обязательна, поскольку необходима приварка концов добавочной арматуры. Толщина нижней набетонки плит должна назначаться с тем учетом, чтобы количество надпорной арматуры в верхней зоне было достаточным при увеличении рабочей высоты плиты.

Набетонка плит снизу производится торкретированием, поскольку иной способ потолочного бетонирования здесь исключается. Если невозможно осуществить наращивание снизу методом потолочного торкретирования, набетонка производится через отверстия, пробитые в плите, с укладкой бетона сверху. В этом случае шаг отверстий в плите не превышает 800 мм, чтобы бетон хорошо растекся, минимальная толщина набетонки принимается равной 60 мм при обязательном вибрировании.

Рассмотренные выше конструкции усиления обоями, рубашками и наращиванием имеют ряд преимуществ. Такие конструкции экономичны, они требуют меньшего расхода материалов и одновременно позволяют достигнуть значительного эффекта в увеличении несущей способности усиленных элементов. Эти конструкции незначительно влияют на уменьшение габаритов помещений, кроме того, эти конструкции усиления обладают

органической идентичностью с железобетонными конструкциями, так как сохраняется основное свойство железобетона — монолитность.

Несмотря на ряд существенных преимуществ обойм, рубашек и наращиваний при проведении усилений элементов железобетонных конструкций они обладают значительными недостатками. Сложность их возведения является отрицательной стороной этих методов, которая заключается главным образом в многодельности и трудоемкости реконструктивных работ, которые являются достаточно капитальными.

Главным недостатком этих конструкций является невозможность проведения работ на действующих предприятиях без остановки технологического процесса последних, что сильно отражается на экономической стороне дела.

Существенного увеличения несущей способности элементов можно добиться увеличением площади сечения арматуры. Если по расчету требуется незначительно увеличить сечение арматуры, осуществляется подварка новой арматуры к существующим стержням боковых каркасов. Для этого скалывается защитный слой, оголяется арматура и привариваются к ней коротыши прерывистым швом, как показано на рисунке 5. К коротышам приваривают дополнительную продольную арматуру.

При применении армирования из высокопрочной проволоки или канатов, а так же если существующая арматура сильно повреждена коррозией применение сварки не допускается и усиление конструкций методом наращивания не рекомендуется.

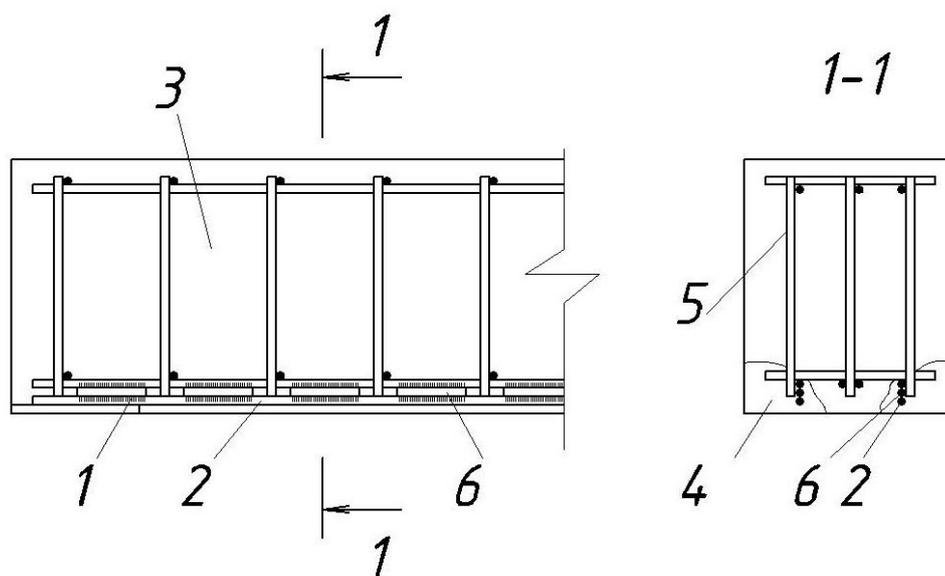


Рисунок 5 – Усиление балок добавлением стержневой арматуры: 1 – сварные швы, 2 – добавочные стержни арматуры усиления, 3 – усиливаемый элемент, 4 – сколотый бетон защитного слоя угловых стержней (с последующим его восстановлением), 5 –поперечные стержни крайних сварных каркасов, 6 – стержни - прокладки-коротыши.

После того как дополнительная арматура установлена производится ее торкретирование или заделка цементной штукатуркой. При этом размер сечения элемента увеличивается на 20...80мм. При большей толщине наращивания применяют вертикальные и наклонные соединительные элементы.

При усилении только по наклонному сечению устанавливают дополнительную поперечную или наклонную арматуру. Одним из простых способов усиления является установка накладных хомутов расчетного сечения, как показано на рисунке 6. Для этого в плите перекрытия проделываются отверстия. Отверстия располагаются с обеих сторон усиливаемой балки. В эти отверстия снизу заводятся хомуты, которые имеют резьбу на концах. С помощью закручивания гаек с двух сторон создается предварительное напряжение в хомутах, что включает их в совместную работу с балкой.

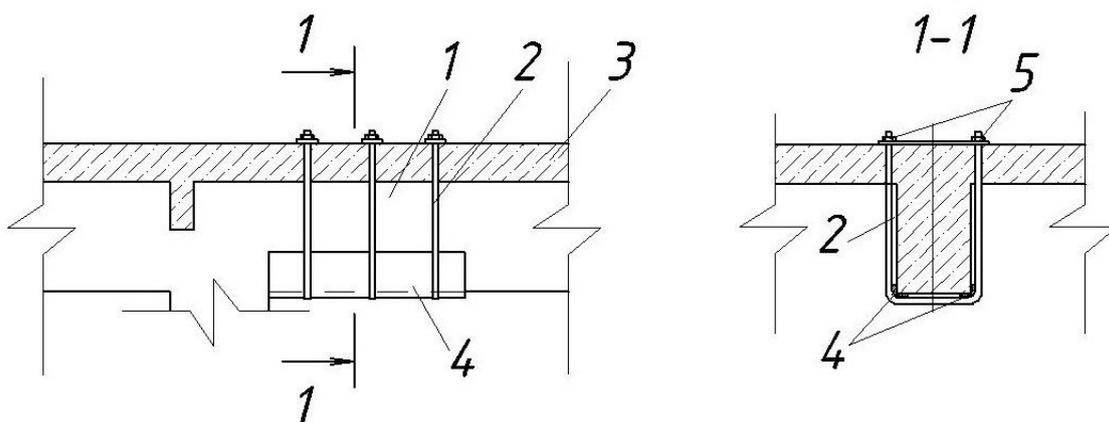


Рисунок 6 – Усиление наклонных опорных сечений балки:
 1 – усиливаемая балка, 2 – хомуты, 3 – плита перекрытия, 4 – упорные уголки, 5 – гайки

Относительно простым способом усиления изгибаемых сборных железобетонных и монолитных конструкций, производимых без их разгрузки, является установка дополнительной арматуры. Такая арматура может иметь горизонтальное, шпренгельное очертание и комбинированное. Данные схемы усиления представлены на рисунке 7.

Применение дополнительной предварительно напряженной арматуры изменяет первоначальную конструктивную схему усиливаемой балки. Дополнительная арматура не имеет сцепления с бетоном.

Этот способ позволяет в 2—2,5 раза поднять первоначальную несущую способность усиливаемых изгибаемых элементов. Устройство всех перечисленных типов отнимет по высоте лишь $\frac{L}{SEP}$ 5—10 см, не сокращая габаритов помещений. Предварительное натяжения затяжек позволяет $\frac{L}{SEP}$ надежно включать их в совместную работу с усиливаемыми элементами, при этом повышается жесткость последних.

Такие конструкции усиления очень удобны для применения на действующих промышленных предприятиях. Они изготавливаются вне цеха и могут монтироваться без остановки производства.

Основными элементами затяжек являются тяжи, которые выполняются из мягких сталей классов А240 или А300 диаметром до 36 мм, а в случае больших усиления могут быть выполнены из прокатных профилей уголкового или швеллерного типа [17 с.132].

Тяжи горизонтальных и шпренгельных затяжек выполняются обычно из двух стержней, располагаемых у боковых граней усиливаемого элемента. В шпренгельных затяжках они вплотную примыкают к боковым граням, а в горизонтальных расставлены на ширину ребра.

Предварительное напряжение в тяжах затяжек создается путем взаимного стягивания обеих ветвей стяжными болтами или придания тяжу некоторого перегиба в том случае, когда затяжка состоит из одного тяжа. Стяжные болты могут быть в виде хомута с двумя нарезанными концами и общей шайбой, когда натяжение производится одновременным подтягиванием гаек на обоих концах такого хомута.

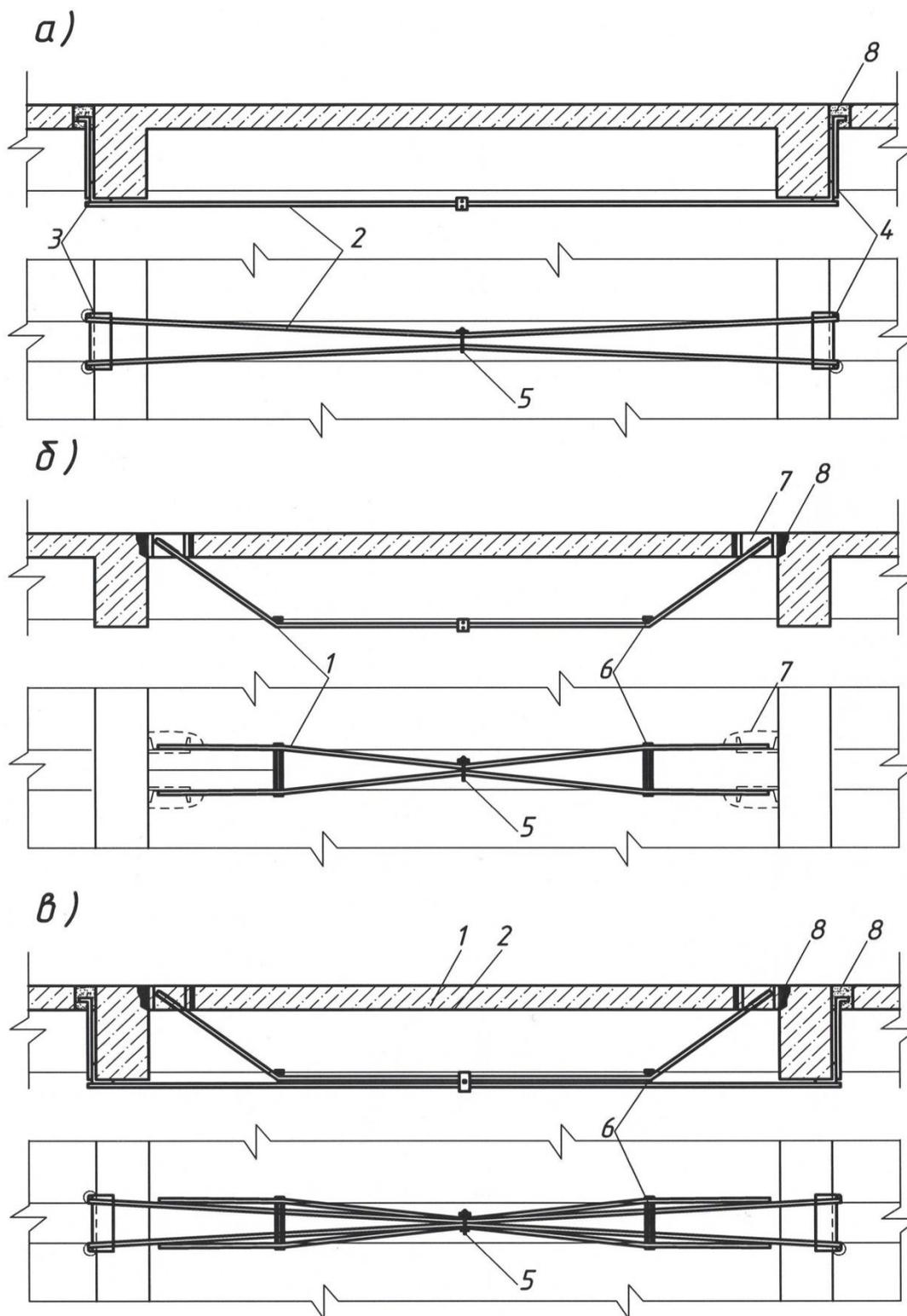


Рисунок 7 – Конструкция преднапряженных затяжек усиления балок:
 а – горизонтальная затяжка; б – шпренгельная затяжка; в – комбинированная затяжка; 1 – изогнутые тяжи затяжек; 2 – горизонтальные тяжи затяжек; 3 – уголок-упор анкера; 4 – вертикальные держатели уголков-упоров; 5 – натяжной болт; 6 – подкладки-коротыши; 7 – опорный анкер наклонных тяжей.

При затяжках из фасонных прокатных профилей ограничиваются одним стяжным болтом, продетым сквозь отверстия в ^[L]_{SEP} обеих ветвях затяжки. Для ^[L]_{SEP} компенсации ослабления на тяжи в местах отверстий навариваются накладки с отверстиями.

В комбинированных затяжках, состоящих из четырех стержней, стяжные болты располагаются между двумя ^[L]_{SEP} парами тяжей и стягивают последние посредством шайб.

После окончания натяжения на стяжные болты обязательно ^[L]_{SEP} устанавливаются контргайки или поставленные гайки завариваются с болтом, что еще лучше гарантирует от ослабления произведенного стягивания.

Натяжение затяжек путем взаимного стягивания парных тяжей не требует значительных усилий, поскольку напряжения в самих стяжных болтах примерно в 7—10 раз меньше ^[L]_{SEP} развиваемых напряжений в тяжах затяжек.

Выводы по главе 1

Рассмотрено развитие усиления в отечественной и мировой практике. Проведен анализ существующих методов усиления балочных конструкций.

Обозначена проблема отсутствия в современной практике усиления изгибаемых элементов метода позволяющего уменьшить прогиб конструкции, образовавшийся в процессе эксплуатации.

Впервые для усиления предлагается применение высокопрочных канатов в пластиковой оболочке, которые натягивают в процессе усиления конструкции с большим усилием.

Глава 2 Конструкция канатов в пластиковой оболочке. Основные физико-механические свойства канатной арматуры и анкерных устройств.

2.1 Конструкция и физико-механические характеристики канатов анкерных устройств

Конструкция каната представляет собой прядь, состоящую из центральной проволоки и шести проволок наружного слоя, свитых по спирали. Разрез конструкции представлен на рисунке 8. Диаметр центральной проволоки в канатах на 3,0 % больше диаметра наружных проволок. Канаты подвергают термической обработке, передают контролируемое напряжение по средствам холодного волочения, что придает ей свойство низкой релаксации.

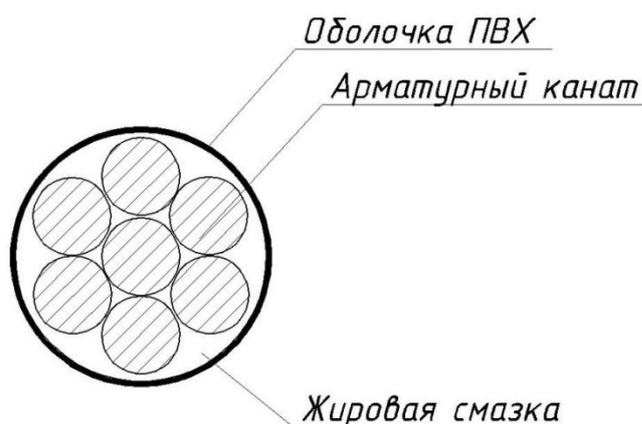


Рисунок 8 – Конструкция семипроволочного каната в ПВХ оболочке.

Канаты изготавливают из круглой гладкой проволоки типа К7; проволоки периодического профиля типа К7Т; круглой гладкой проволоки, пластического обжатия, - тип К7О [6 с.2]. Проволоки применяют из стали марок 70, 75, 80, 85 по ГОСТ 14959.

Канаты изготавливают правой свивки с линейным касанием проволок. Свивка по всей длине должна иметь равномерный шаг.

Для систем «без сцепления» прядь пропитывают защитной жидкостью, затем покрывают коррозионностойкой смазкой и помещают в

полипропиленовую оболочку. Минимальная толщина оболочки составляет порядка 0,75-1,00 мм. Канат в оболочке подвергают горячему прессованию для образования надежного покрытия. Смазка обеспечивает длительную защиту от коррозии и служит для облегчения движения каната при напряжении, снижения потери на трение. Оболочка обладает высокой ударной прочностью, что защищает прядь от физического повреждения.

В первые годы применения системы «без сцепления» пряди смазывались вручную и обматывались полосками водонепроницаемой пленки. Проблема с этой системой состояла в том, что пленка легко повреждалась во время изготовления прядей или при бетонировании заполнителем или вибраторами. Это приводило к местным сцеплениям с бетоном, и к трудностям с напряжением. [26 с.41]

Следующая попытка заключалась в протаскивании смазанного каната через пластиковую трубку. Теоретически это должно было сработать, но в последующем выяснилось, что вода попадала в пластиковую трубу и вызвала серьезную коррозию прядей. Вода могла попасть в период хранения прядей, или во время бетонирования, если труба была повреждена.

Иногда для защиты канатов используют ПВХ оболочки, но при напряжении ПВХ может выделять хлор, который может вызвать коррозию стали. По этим причинам следует избегать канатов помещенных в оболочки вручную.

В качестве оболочки также используют оцинкованные, нержавеющей и стальные трубки с эпоксидным покрытием.

В настоящее время испытания проводятся на жгуте из углеродного волокна. Такой жгут имеет прочность на 10% выше, чем стальная оболочка, и намного легче по весу. Но на данный момент отсутствует надежная система крепления, пригодная для коммерческого

использования. Так же проводятся испытания и на других материалах пригодных для надежной оболочки.

Геометрические характеристики каната Ø 15,7 мм приведены в таблице 1, механические и реологические свойства данного каната приведены в таблице 2.

Таблица 1 - Геометрические характеристики каната Ø 15,7 мм

Наименование характеристики	Величина
Диаметр каната	15,7 мм
Диаметр проволоки каната:	
Наружной	5,2 мм
Центральной	5,4мм
Площадь поперечного сечения	150 мм ²
Номинальная масса 1м.п.	1,172 кг
Допускаемое отклонение от номинальной массы	± 2%
Шаг свивки каната	(12..16)d

Таблица 2 - Механические и реологические свойства каната Ø 15,7 мм

Условный предел упругости $\sigma_{0,1}$	Условный предел текучести $\sigma_{0,2}$	Временное сопротивление σ_B	Удлинение при максимальной нагрузке δ_{max}	Релаксация при начальной нагрузке 0,7, от фактического разрывного усилия
1520 Н/мм ²	1570 Н/мм ²	1770 Н/мм ²	3,5%	не более 2,5%

2.2 Конструкция и физико-механические характеристики анкерных устройств

Для закрепления канатов при натяжении применяются цанговые зажимы [16 с.132]. Такие зажимы должны надежно закреплять натянутую до заданного усилия канатную арматуру, не допуская ее проскальзывания.

Устройство цанговые зажимы приведено на рисунке 9. Анкер содержит обойму 1, как показано на рисунке 10, с отверстием, имеющим уширение 2 по форме усеченного конуса. Обойма 1 со стороны меньшего основания соединена с цилиндрическим каналом 4, который имеет коническую расточку 3.

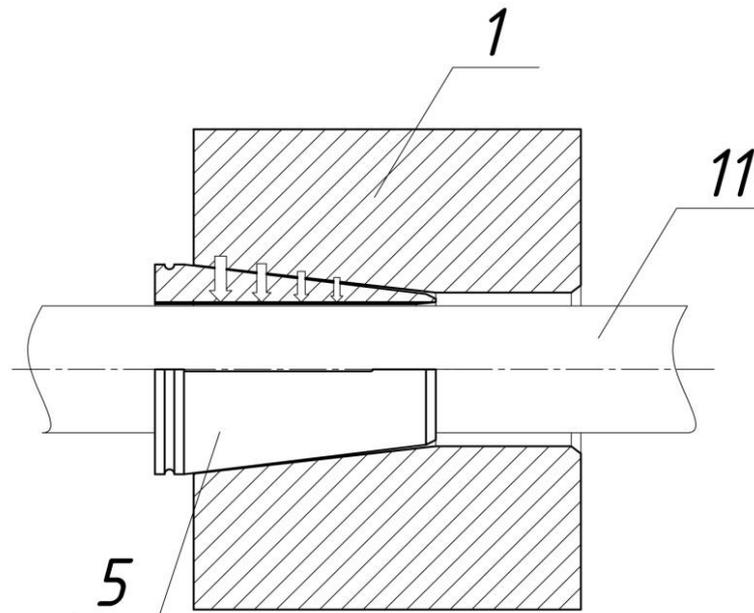


Рисунок 9 – Общий вид устройства для анкеровки в разрезе

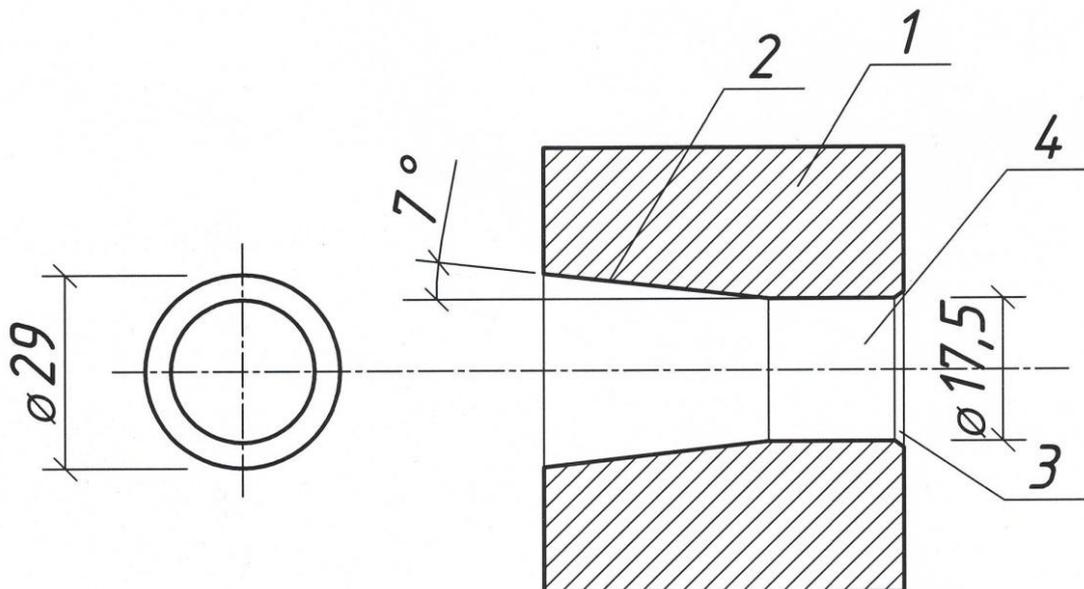


Рисунок 10 - Обойма

В уширении 2 размещен продольно-разрезной, по всей его длине, трехдольный конусообразный вкладыш 5, представленный на рисунке 11. Вкладыш 5 выполнен с центральным каналом 6 для каната 11. Доли вкладыша установлены с возможностью образования зазора между смежными, боковыми поверхностями их разъема. На долях конусообразного вкладыша 5, со стороны большего его основания 7 выполнена общая кольцевая канавка 8 для размещения объединяющего доли кольцевого упругого элемента (не показан). Со стороны меньшего основания вкладыша 5 выполнена фаска 9. Внутренняя поверхность центрального канала вкладыша 5 выполнена с рифлениями 10, расположенными по его длине, в виде соосных колец.

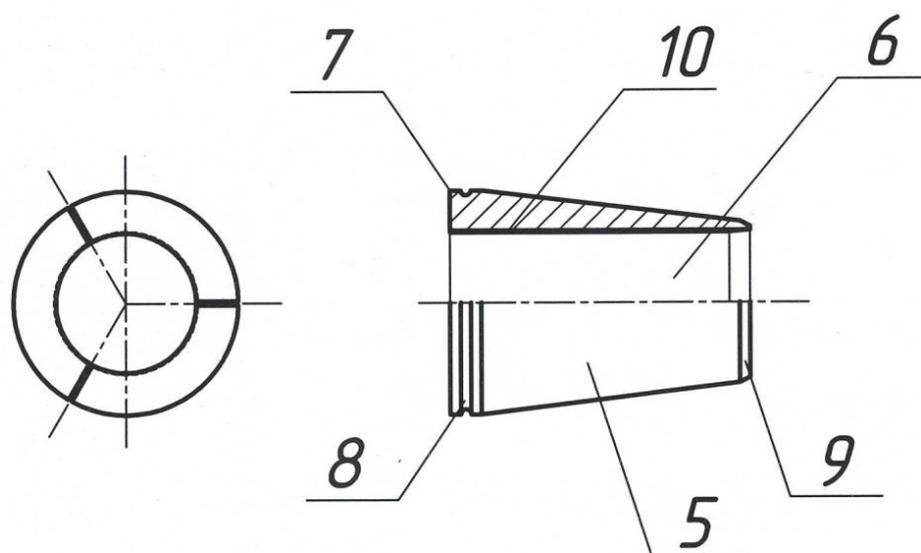


Рисунок 11 – Вкладыш в сборе

Анкерные зажимы выполняются согласно ТУ 5264-003-85658014-2014 разработанного ООО «ПСК-строитель». Устройства для анкеровки напрягающих элементов должны обладать достаточными расчетными характеристиками прочности, деформативности и выносливости. Геометрические характеристики и свойства материала должны гарантировать, что не произойдет преждевременное разрушение анкеров.

Так же нельзя допустить разрушение троса в месте соединения его с анкером. Прочность анкерных устройств должна обеспечивать передачу усилий с нагружающего элемента на бетон, а в зоне передачи не должно происходить образование трещин. [9]

Характеристики анкерных зажимов приведены в таблице 3

Таблица 3 - Характеристики анкерных зажимов (цанг) для каната Ø 15,7 мм

№ п/п	Параметр	Номинальное значение	Допуски отклонений
1	Диаметр основания конуса, мм	29	±0,1
2	Длина конуса, мм	45	±0,2
3	Угол наклона конической поверхности к оси конуса	7°30'	-10' +0'
4	Шероховатость конической поверхности	-	R _a 3,2 R _a 12,5
5	Твердость поверхности конуса по внутренней резьбе, HRC HV	64,5 825	±2,5 ±75
6	Твердость основного металла конуса, HRC HV	38 390	±10 ±100
7	Толщина упрочненного слоя, мм	0,45	±0,10

При работе устройства для анкеровки продольно-разрезной трехдольный конусообразный вкладыш 5 охватывает арматуру 11 из условия нахождения в контакте с ней рифлений 10, находясь при этом в уширении 2 обоймы 1. Различные значения конусности боковых поверхностей уширения 2 и вкладыша 5 обеспечивают возможность передачи на арматуру 11 обжимного усилия по заданному закону его приложения, что гарантирует равномерность нагружения арматуры, исключает резкое (скачкообразное) увеличение возникающих в ней при обжиме напряжений, что значительно повышает надежность устройства в целом.

Для обеспечения проектного положения канатов обойма выполняется в виде анкерной плиты, представленной на рисунке 12.

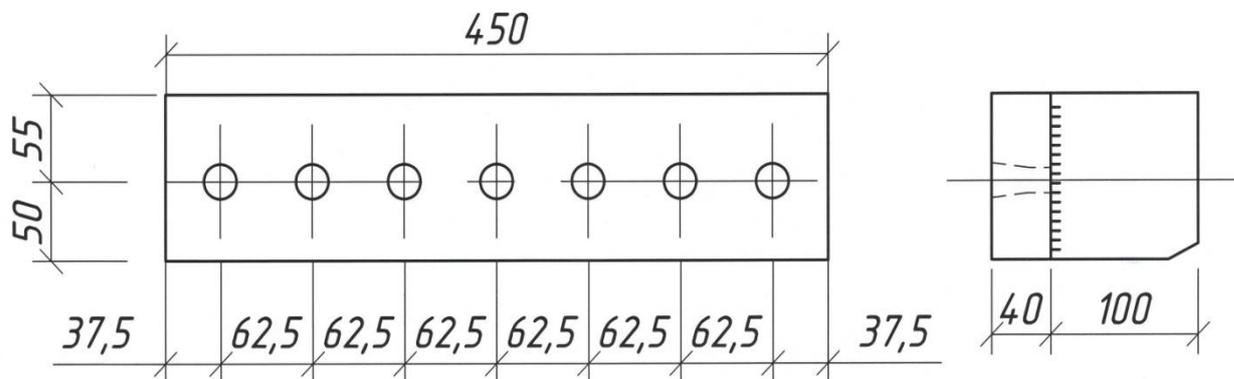


Рисунок 12 – Анкерная плита обоймы

2.3 Механический способ натяжения арматуры. Контроль усилия натяжения

Натяжение арматуры производится механическим способом, с помощью гидравлических домкратов. Натяжение осуществляется по одному арматурному элементу, посредством анкерных устройств.

Напряжения в натягаемом арматурном канате имеют разное значение по его длине и со временем уменьшаются. Для предотвращения этого натяжение можно производить с двух сторон. На рисунке 13 схематично представлен процесс натяжения канатов.

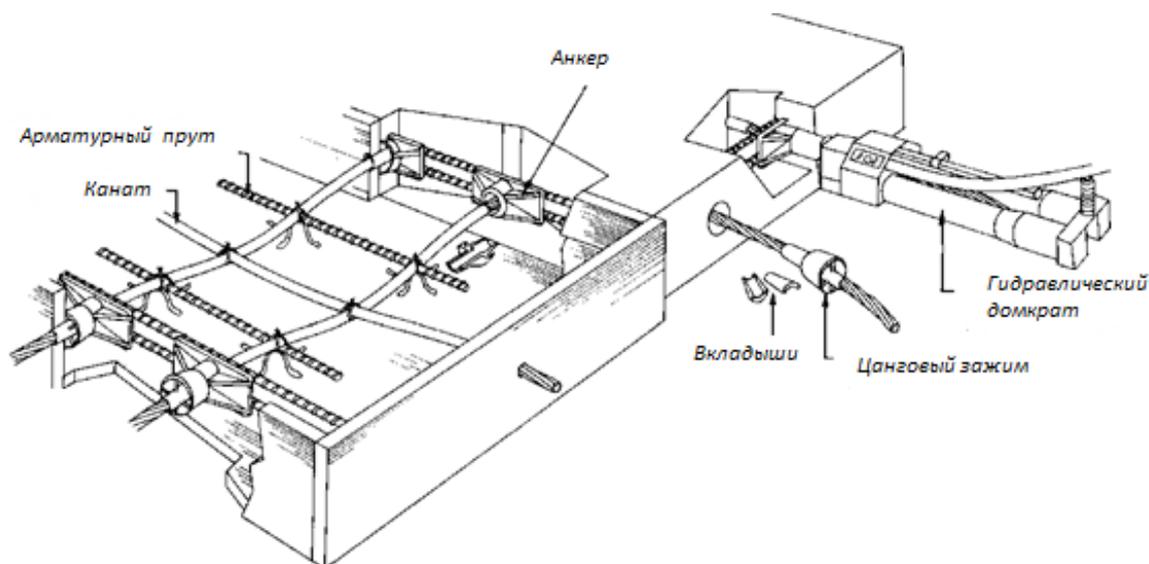


Рисунок 13 – Схематическое изображение процесса натяжения.

Как правило, конструкции подвергаются полному предварительному напряжению в течение трех-четырех дней после бетонирования, когда прочность бетона достигает пределов от 25 до 30 Н/мм². Если полное предварительное напряжение не невозможно произвести в один этап, напряжение разбивают на два этапа. На первом этапе арматуру натягивают с усилием, равным 40-50% заданной величины в течение трех дней. При первой же возможности, после тщательной проверки правильности расположения арматуры и ее состояния, в течение 14 дней после заливки бетона, предварительное напряжение увеличивается до его проектной величины. [26 с.17]

Двухэтапное напряжение требуется в случаях, когда необходим относительно высокий уровень предварительного напряжения, например, в конструкциях, где приложенная нагрузка значительно выше, чем собственный вес элемента.

Двухэтапное напряжение в практике используют с некоторой осторожностью, потому анкерные устройства, которые должны быть надежно закрыты от погодных условий защитным слоем бетона, остаются открытыми в течение длительного периода. Это грозит опасностью попадания воды в каналы. Однако двухэтапное напряжение имеет преимущество в том, что некоторые усадки уже произошли до второй стадии, и поэтому арматура будет испытывать меньшие потери.

Величина контролируемого напряжения не должна превышать проектной величины. Величину усилия натяжения необходимо устанавливать с учетом потерь натяжения, не учтенных в расчетах. К таким потерям можно отнести уменьшение напряжения арматуры при одновременном ее натяжении (смотреть пункт 2.2).

Контролировать величину усилия натяжения рекомендуется по оттарированным манометрам, с одновременной проверкой по величине удлинения арматуры [22 с.57].

Время натяжения арматуры определяется скоростью деформирования напрягаемой стали[22 с.39].

При натяжении арматурного элемента домкрат должен быть расположен так, чтобы его ось совпадала с осью арматуры, в противном случае такое несовпадение может вызвать перенапряжение стали и искажение величины натяжения.

Компанией DYWIDAG разработан гидравлический домкрат TENSA SM 200, предназначенный для единичного натяжения канатов. Габаритные размеры гидравлического домкрата приведены на рисунке 14. Технические характеристики домкрата отображены в таблице 4.

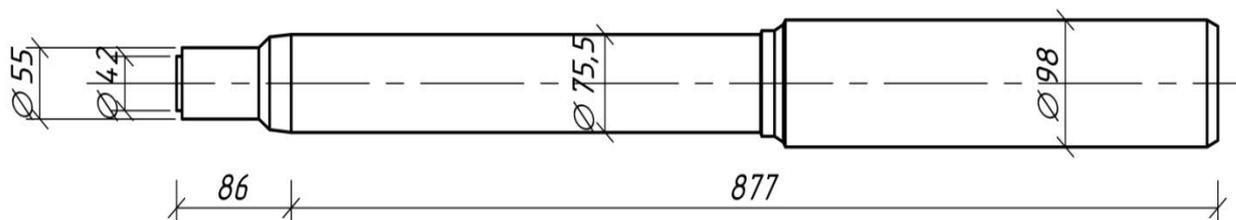


Рисунок 14 - Гидравлический домкрат TENSA SM 200.

Таблица 4 - Технические характеристики домкрата TENSA SM 200

Ход поршня	Площадь поршня	Тяговое усилие	Скольжение	Размеры		Вес
				длина	диаметр	
200мм	47,13 см ²	198 кН (20,19 т)	4 мм	842 мм	98 мм	19 кг

2.4 Уровень предварительных напряжений. Потери, учитываемые при расчете по СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения.

Напряжения в напрягаемом арматурном канате имеют разное значение по его длине и со временем уменьшаются. Основными факторами, влияющими на распределение напряжений по длине каната, являются потери предварительного напряжения.

«При натяжении арматуры на упоры следует учитывать: первые потери - от деформации анкеров, трения арматуры о стенки каналов или

поверхность конструкции; вторые потери - от релаксации предварительных напряжений в арматуре». [25 с.97]

Первые потери.

Потери при натяжении арматуры на бетон, происходящие от деформации анкеров натяжных устройств $\Delta\sigma_{sp4}$ определяют по формуле (1):

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s \quad (1)$$

где Δl - обжатие анкеров или смещение стержня в зажиме анкеров, принимаем равным 2 мм.;

l – расстояние между наружными гранями упоров;

E_s - модуль упругости арматуры.

Потери от трения о стенки каналов или поверхность конструкции определяют по формуле (2):

$$\Delta\sigma_{sp7} = 1 - \frac{1}{e^{\omega x + \delta \theta}} \cdot \sigma_{sp} \quad (2)$$

где e – основание натуральных логарифмов;

ω – коэффициент, определяемый по [25 табл. 9.1];

x – длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения, м;

δ – коэффициент, определяемый по [25 табл. 9.1];

θ – суммарный угол поворота оси арматуры, рад;

σ_{sp} – предварительные напряжения арматуры, здесь принимается без потерь.

Вторые потери.

Релаксация напряжений арматуры проявляется, как правило, в первый непродолжительный период времени после натяжения и почти полностью заканчиваются через 15-20 дней. Размеры релаксации зависят от степени напряжения, чем выше напряжение, тем больше размеры потерь от релаксации.

Потери от релаксации напряжений арматуры $\Delta\sigma_{sp1}$ классов Вр1200-Вр1500, К1400, К1500, К1600 при механическом способе натяжения определяют по формуле (3):

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,22 \frac{\sigma_s}{R_{s,n}} - 0,1 \cdot \sigma_{sp} \quad (3)$$

где σ_s – напряжения;

$R_{s,n}$ - нормативное сопротивление растяжению.

В случаях, когда $\Delta\sigma_{sp1}$ имеет отрицательное значение, ее принимают равной нулю. «При наличии более точных данных о релаксации арматуры допускается принимать иные значения потерь от релаксации». [25 с.97]

«Потери от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp5}$ при натяжении арматуры на бетон определяют по формуле (9.8) с умножением полученного результата независимо от условий твердения бетона на коэффициент, равный 0,75» [25 с.99]:

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s \cdot 0,75 \quad (4)$$

где $\varepsilon_{b,sh}$ – деформации усадки бетона [25 стр.95 п. 9.1.8];

Потери от ползучести бетона $\Delta\sigma_{sp6}$ определяют по формуле (5):

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot \alpha \cdot \varphi_{b,cr} \cdot \sigma_{bpj}}{1 + \alpha + \mu_{spj} \cdot \left(1 + \frac{\gamma_{sj}^2 \cdot A_{red}}{I_{red}} \right) \cdot 1 + 0,8 \cdot \varphi_{b,cr}} \quad (5)$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона [25 стр.24 п. 6.1.16];

σ_{bpj} – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой j -й группы стержней напрягаемой арматуры;

μ_{spj} – коэффициент армирования, равный A_{spj}/A , где A и A_{spj} – площади поперечного сечения элемента и рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры соответственно.

y_{si} – расстояние между центрами тяжести сечения рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения элемента;

A_{red} – площадь приведенного сечения элемента;

I_{red} – момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения;

«Напряжения σ_{spj} определяют по правилам расчета упругих материалов, принимая приведенное сечение элемента, включающее площадь сечения бетона и площадь сечения всей продольной арматуры (напрягаемой и ненапрягаемой) с коэффициентом приведения арматуры к бетону $\alpha = E_s/E_b$ » [25 стр.99].

«При $\sigma_{spj} < 0$ принимается $\Delta\sigma_{sp6} = 0$ и $\Delta\sigma_{sp5} = 0$ ». [25 стр.100].

Полные значения первых потерь предварительного напряжения арматуры определяют по формуле (6):

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = i \Delta\sigma_{spi} \quad (6)$$

где i – номер потерь предварительного напряжения.

Усилие предварительного обжатия бетона с учетом первых потерь равно:

$$P_{(1)} = \sum_j (A_{spj} \cdot \sigma_{sp(1)j}), \quad (7)$$

где A_{spj} – площадь сечения j -й группы стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента;

$\sigma_{sp(1)j}$ – предварительное напряжение в группе с учетом первых потерь определяемое по формуле (8):

$$\sigma_{sp(1)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(1)j}. \quad (8)$$

Здесь σ_{spj} - начальное предварительное напряжение рассматриваемой группы стержней арматуры.

Полные значения первых и вторых потерь предварительного напряжения арматуры определяют по формуле (9):

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = i \Delta\sigma_{spi}, \quad (9)$$

Усилие в напрягаемой арматуре с учетом полных потерь определяется по формуле (10):

$$P_{(2)} = \sum_j (A_{spj} \cdot \sigma_{spj}) \quad (10)$$

где $\sigma_{sp(2)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(2)j}$,

«При проектировании конструкций полные суммарные потери $\Delta\sigma_{sp(2)j}$ для арматуры, расположенной в растянутой при эксплуатации зоне сечения элемента (основной рабочей арматуры), следует принимать не менее 100 МПа». [25 стр.100]

«При определении усилия предварительного обжатия бетона P с учетом полных потерь напряжений следует учитывать сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре, численно равные сумме потерь от усадки и ползучести бетона на уровне этой арматуры». [25 стр.100]

Предварительные напряжения в бетоне σ_{bp} при передаче усилия предварительного обжатия $P_{(1)}$ не должны превышать:

- если напряжения уменьшаются или не изменяются при действии внешних нагрузок - $0,9R_{bp}$;
- если напряжения увеличиваются при действии внешних нагрузок - $0,7R_{bp}$.

Напряжение в бетоне σ_{bp} определяется по формуле (11), при этом за значение y_s принимается расстояние от центра тяжести приведенного сечения до наиболее сжатой грани в стадии обжатия. Значение момента M определяется для сечения, где разгружающее влияние этого момента минимально.

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} \pm \frac{P_{(1)}e_{op1}\gamma_s}{I_{red}} \pm \frac{M\gamma_s}{I_{red}}, \quad (11)$$

где $P_{(1)}$ - усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь;
 γ_s - расстояние от центра тяжести сечения до рассматриваемого волокна;

e_{op} - эксцентриситет усилия $P_{(1)}$ относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

M - изгибающий момент от внешней нагрузки, действующий в стадии обжатия (собственный вес элемента).

2.5 Потери, учитываемые при расчете по Европейским нормам.

Для проектирования железобетонных изделий за рубежом применяют два основных документа ACI 318-05 и Еврокод EC2. Эти два кода имеют разные методики расчета прочности конструкций, но в целом разница результата практически незаметна.

Далее рассмотрены уровни предварительных напряжений по Еврокоду EC2 и потери, учитываемые при расчете по ACI 318-05.

В заданное время t на расстоянии x (или по длине дуги) от места приложения сила $P_{m,t}(x)$, прикладываемая на конце элемента, равна максимальному значению P_{max} за вычетом первых потерь и после проявления всех потерь.

Значение начальной силы обжатия $P_{m0}(x)$ (во время $t=t_0$), приложенной к бетону непосредственно после натяжения и анкеровки или после передачи натяжения с упоров на бетон (натяжение на упоры), можно получить путем вычитания из растягивающей силы P_{max} значения первых потерь $\Delta P_i(x)$.

Сила обжатия $P_{m0}(x)$ не должна превышать значение, определяемого по формуле (12):

$$P_{m0} x = A_p \sigma_{pm0}(x) \quad (12)$$

где A_p - площадь сечения преднапряженных стержней;

$\sigma_{pm0}(x)$ — напряжение в напрягаемом элементе немедленно после натяжения или передачи усилия натяжения определяемое из выражения (13):

$$\sigma_{pm0} x = \min k_7 f_{pk} \quad k_8 f_{p0,1k} , \quad (13)$$

где $k_7 = 0,75$ и $k_8 = 0,85$;

f_{pk} - нормативное сопротивление преднапряженной арматуры растяжению;

$f_{p0,1k}$ - нормативный условный предел текучести предварительно

напряженной стали, при котором остаточные деформации составляют 0,1%.

При определении первых потерь $\Delta P_i(x)$ необходимо учесть как при натяжении на упоры, так и при натяжении на бетон:

- потери от упругой деформации бетона ΔP_{el} ;
- потери от кратковременной релаксации ΔP_r ;
- потери от трения $\Delta P_\mu(x)$;
- потери от проскальзывания в анкерах ΔP_{sl} .

Величина силы обжатия $P_{mt}(x)$ во время $t > t_0$ должна быть определена с помощью соответствующего метода. В дополнение к мгновенным потерям должны быть учтены потери, зависящие от времени.

Американские нормы ACI 318-05 при расчете потерь ссылаются на работы комитета 423 Американского института бетона, возглавляемого Полем Зиа и опубликованные им в журнале Concrete International в 1979 году. Потери напряжения в результате трения и проскальзывания арматуры при посадке анкера основаны на нормах ACI 318. Исследование потерь от трения и описание предложенной методики для расчета этих потерь опубликовывалось в многочисленных статьях. [31]

В расчете должны быть учтены потери из-за деформаций бетона под действием напрягающих арматурных элементов. Эти потери ΔP_{el} могут суммироваться как средние в каждом напрягаемом элементе, по формуле (14):

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)}, \quad (14)$$

где $\Delta \sigma_c(t)$ - переменное напряжение в центре тяжести, приложенное во время t ;

j - коэффициент, равный $(n-1)/2n$, где n - число напрягаемых элементов, участвующих в обжатии.

Приближенно j может быть принято равным $1/2$, или 1 для значений

временных нагрузок, прикладываемых после преднапряжения.

Потери от трения $\Delta P_\mu(x)$ при натяжении на бетон можно определять по формуле (15):

$$\Delta P_\mu(x) = P_{max} (1 - e^{-\mu(\theta + kx)}), \quad (15)$$

где θ – сумма углов поворота на расстоянии x (с учетом направления и знака);

μ – коэффициент трения между арматурным элементом и каналом;

k - случайное угловое смещение для внутренних напрягаемых элементов (на единицу длины);

x - расстояние вдоль элемента от точки, где приложена сила P_{max} (растягивающая сила в элементе).

Величина μ зависит от характеристик поверхностей элемента и канала, наличия ржавчины и профиля элемента. Как правило, значения μ изменяются в следующих диапазонах:

0.04-0.07 – для систем без сцепления,

0.13-0.17 – для систем со сцеплением при использовании пластиковых каналов

0.19-0.22 – для систем со сцеплением при использовании металлических каналов.

Для системы DYWIDAG 6801 коэффициент трения принимают равным $\mu=0,06$ [ссылка на сайт]. Для системы без сцепления коэффициент трения и соответственно потери на трение минимальны, что является еще одним существенным преимуществом подобных систем.

Величина k при случайных отклонениях от прямой зависит от качества производства работ, от расстояния между опорами элемента, от типа канала или устройства оболочки и от степени вибрирования при бетонировании. При отсутствии иных данных можно использовать значения в интервале $0,005 < k < 0,1$ на метр. Для системы DYWIDAG 6801

принимают $k = 0,01$. Для наружных напрягаемых элементов потерями, возникающими в результате отклонения канала от прямой, можно пренебречь.

После натяжения арматурных канатов устанавливаются зажимы. Канат втягивается обратно, при этом он втягивает заклинивания цанговые зажимы в анкерное устройство, тем самым заклинивая его и фиксирует канат. Потери напряжения в результате установки анкера трудно посчитать, так как потери в удлинении достаточно малы (они зависят от процедуры натяжения арматуры и домкрата). К тому же потери в удлинении «сдерживаются» трением больше, чем само удлинение «сдерживается» трением.

Расчет потерь напряжения обычно является итерационным процессом, изображен на рисунке 15.

Для расчета длина области влияния посадки анкера « a » выбирается. Удлинение Δ_a , соответствующее выбранному расстоянию « a », рассчитывают, используя формулу (16):

$$\Delta_a = \int_0^a (A_p E_s - P_x) dx, \quad (15)$$

где - A_p – площадь сечения арматурного каната;

d_x – элемент длины вдоль каната;

E_s – модуль упругости арматурного каната;

P_a – усилие в канате на принятом расстоянии « a »;

P_x – усилие натяжения в канате на расстоянии « x » от натягиваемого конца;

Δ_a – удлинение, соответствующее принятому расстоянию « a ».

«Длина зоны влияния посадки анкера» корректируется до тех пор, пока расчетное значение Δ_a не будет приближенно соответствовать величине проскальзывания. Интеграл рассчитывается для каждого случая.

Средняя величина напряжений определяется как площадь под диаграммой напряжений, ограниченная длиной каната.

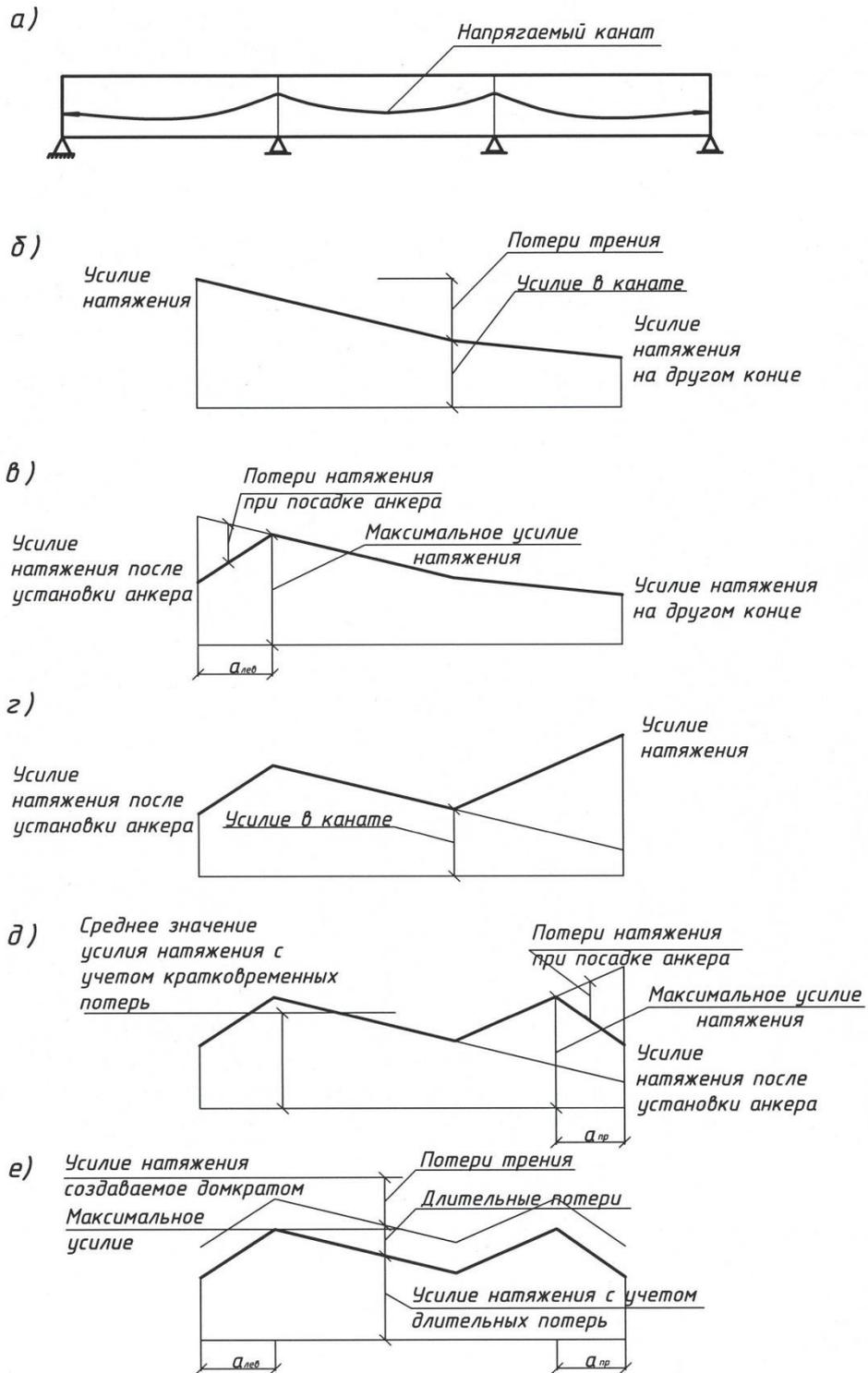


Рисунок 15 - Схема для расчета потерь: а) схема балки с арматурой, натягиваемой на бетон с двух сторон, б) распределение усилий по длине каната при натяжении слева, в) распределение усилий по длине каната при натяжении слева непосредственно после установки анкера, г) распределение усилий по длине каната при натяжении справа, д) распределение усилий после установки анкера при натяжении слева, е) распределение усилий натяжения в канате с учетом кратковременных потерь.

Длительные потери следует вычислять в соответствии со следующими допущениями:

- а) величина снижения деформаций в бетоне зависит от усадки и ползу;
- б) величина снижения напряжений в стали зависит от релаксации при растяжении.

Общая величина вторых потерь может быть выражена формулой (16) для стабилизированных канатов при условии натяжения не превышающего ни в одной из точек величины рекомендованного контролируемого натяжения:

$$\Delta\sigma_P = E_S \times \varepsilon_{bS} + E_S \times \varphi \frac{\sigma_{SP}}{E_b} + \chi \times \sigma_{SP} \quad (16)$$

где, E_b - модуль упругости бетона;

E_S - модуль упругости арматуры;

ε_{bS} - усадка бетона;

φ – коэффициент ползучести бетона;

σ_{bp} - сжимающие усилия в бетоне на уровне канатов под действием постоянной нагрузки;

χ - относительные релаксационные потери;

σ_{SP} - усилие в канате.

На рисунке 16 изображен график зависимости релаксации стабилизированных канатов от времени.

Одной из задач является выбор таких величин начального натяжения, чтобы ни в одной из точек каната усилие в канате не превышало нормативного значения усилия контролируемого натяжения.

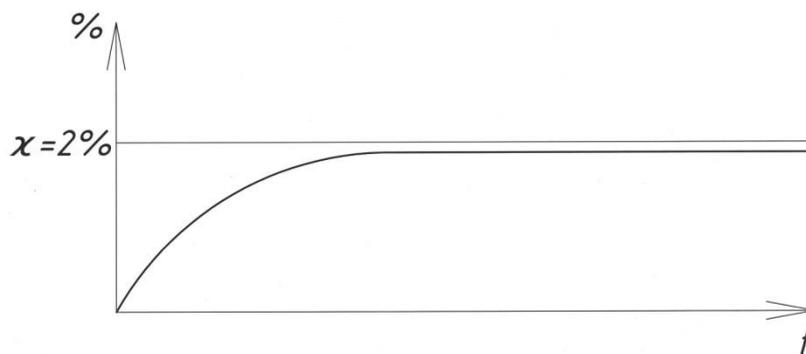


Рисунок 16 - График зависимости релаксации стабилизированных канатов от времени.

После натяжения каждого последующего каната усилие в натянутых ранее канатах сокращается. Деформации бетона ε_b (17) и соответствующие потери натяжения $\Delta\sigma_{bp}$ составят (18):

$$\varepsilon_b \approx 0.5P/(AE_b) = 0.5\sigma_b/E_b, \quad (17)$$

$$\Delta\sigma_{bp} = E_b \cdot \varepsilon_b = 0.5 \cdot (E_s/E_b) \cdot \sigma_b \approx 3\sigma_b \quad (18)$$

где P – общая сила натяжения;

A_b - площадь сечения бетона;

σ_b - P/A_b , E_b и E_s - модули упругости бетона и стали соответственно (обычно $E_s/E_b=6$).

Соответственно потери усилия предварительного натяжения в канате при натяжении каждого последующего будут определяться по формуле (19):

$$\Delta P = E_b \cdot \varepsilon_b = 0.5 \cdot (E_s/E_b) \cdot P \cdot A_s/A_b, \quad (19)$$

Как правило, для преднапряженных плит перекрытий с усилием обжатия бетона около 1,5-2 МПа, потери составят около 5 МПа, что пренебрежительно мало (контролируемое усилие натяжения каната 1200-1500 МПа). В балках и особенно мостовых конструкциях, где усилие обжатия может достигать 10 МПа, потери натяжения могут составить 5 МПа, что тоже пренебрежительно мало.

Выводы по главе 2

Для системы натяжения без сцепления с бетоном следует учитывать тот факт, что все потери как правило сконцентрированы в местах перегибов каната и на участке распределения потерь от посадки анкера, на прямолинейных участках каната потери как правило пренебрежительно малы. В случаях, когда длина каната не велика и соответственно существенно влияние потерь от посадки анкера, целесообразно использовать домкраты с функцией посадки конуса. При больших величинах потерь на трение, целесообразно производить натяжение канатов с двух сторон.

Глава 3 Схемы усиления балочных систем с применением напрягаемых канатов и методы расчета

3.1 Конструктивные схемы усиления балочных систем

Предлагается схема усиления главных и второстепенных балок монолитного ребристого перекрытия, представленная на рисунке 17а, и второй вариант усиления главных балок, представленный на рисунке 17 б, с помощью напрягаемых высокопрочных канатов в пластиковой оболочке, имеющее полигональное (шпренгельное) очертание.

Усиление с полигональным расположением дополнительного армирования рекомендуется применять для увеличения несущей способности балки по нормальным и наклонным сечениям в связи с увеличением нагрузки на перекрытие, для восстановления ее несущей способности при повреждениях [28], а так же нарушении неразрезности балки.

Усилие натяжения канатов создает дополнительный изгибающий момент противоположного знака действующему изгибающему моменту от внешней нагрузки, что разгружает усиливаемые балки и уменьшает прогиб.

При устройстве усиления балок железобетонного перекрытия с помощью высокопрочных канатов в пластиковой оболочке в плите перекрытия 3 пробивают отверстия. Сквозь них прокладывается канат 5.

В местах перегиба ветвей каната при переходе от горизонтального участка к наклонным устраиваются опорные детали канатов 7. Для этого в нижней зоне главной балки обнажается крайняя продольная арматура 10, к которой приваривается металлическая пластина 7 с приваренным стальным стержнем 8, имеющим торцевые упоры 9 для предотвращения соскальзывания каната. Конструкции опорных участков представлены на рисунках 18 и 19.

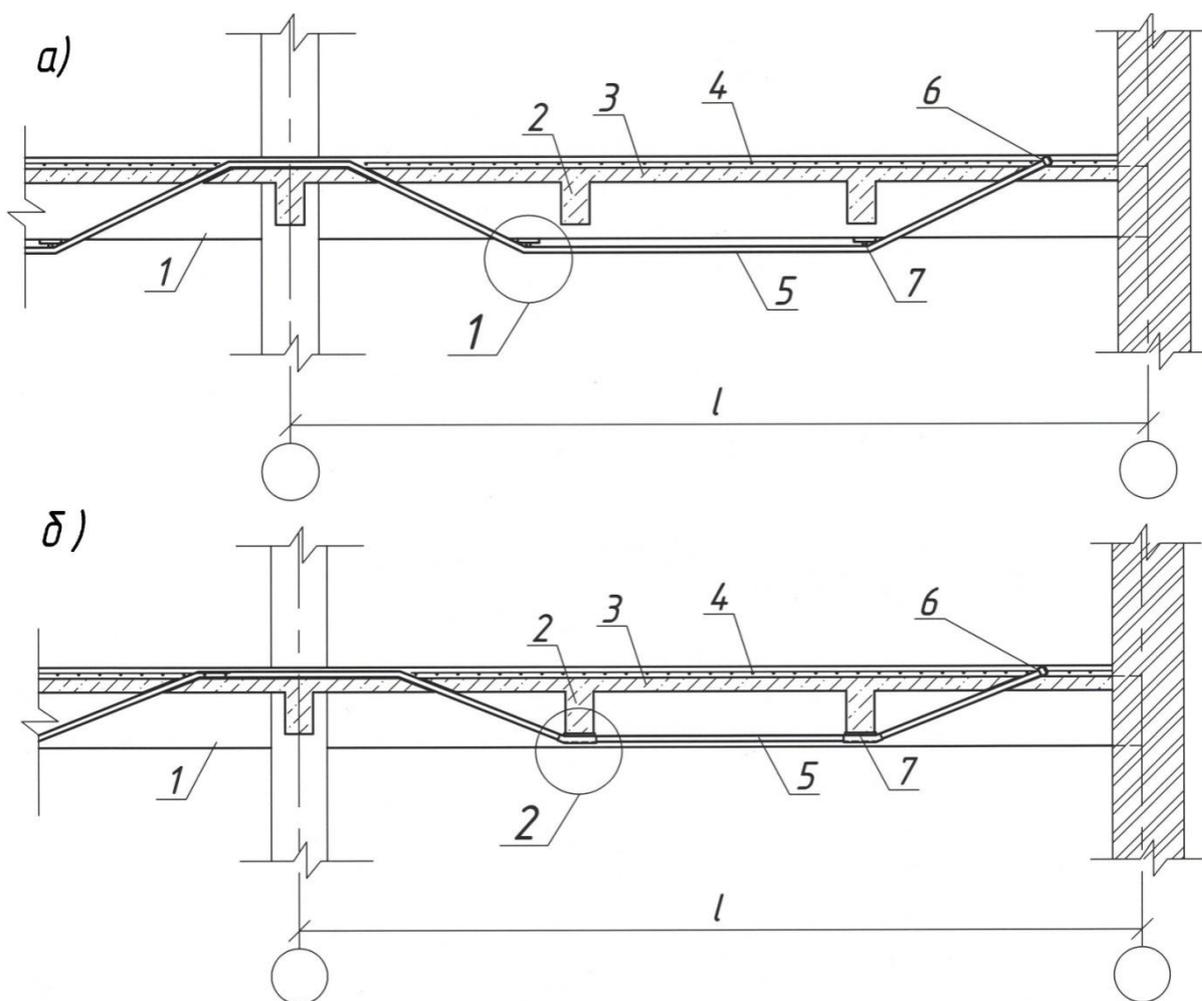


Рисунок 17 - Схема усиления главных и второстепенных балок:
a - схема усиления главных и второстепенных балок перекрытия; *б* -
 второй вариант усиления главных балок перекрытия: 1 - главная балка; 2 –
 второстепенная балка; 3 – плита; 4 – усиление плиты наращиванием
 сечения сверху; 5 – канат; 6 – цанговый анкер; 7 – опорная деталь в местах
 перегиба канатов.

Вместо стального стержня может использоваться патрубок из стальной трубы, имеющий в месте перегиба каната соответствующий изгиб необходимого градуса, конструкция изображена на рисунке 19.

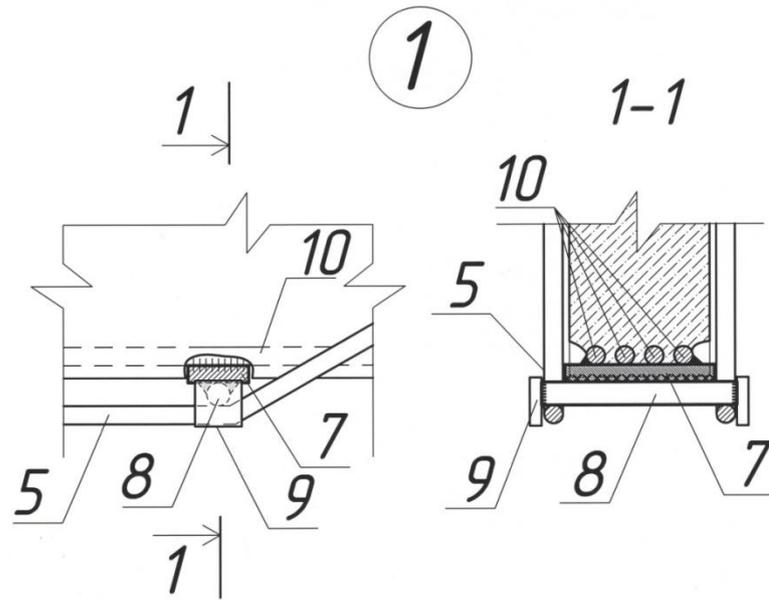


Рисунок 18 – Конструкция опорной детали: 5 - канат; 7 – металлическая опорная пластина; 8 - стальной стержень; 9 - торцевые упоры; 10 – продольная арматура балки.

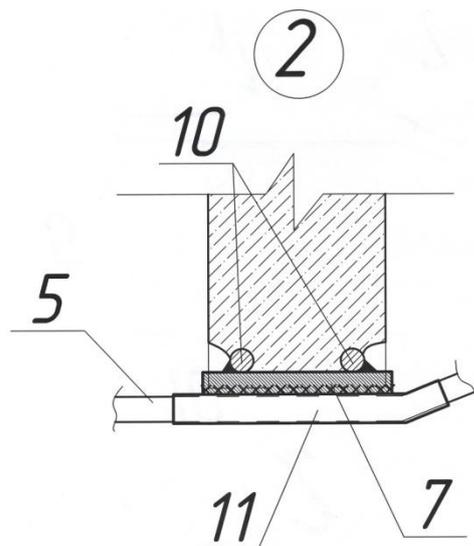


Рисунок 19 – Конструкция опорной детали: 5 - канат; 7 – металлическая опорная пластина; 10 – продольная арматура балки; 11 – труба Ø25 мм.

Главная балка располагается по оси колонн и ее ширина 200 - 350 мм, а ширина колонны, как минимум, 400 мм. Учитывая данные конструктивные особенности, при усилении главной балки по первому предлагаемому варианту, изменяем направление каната в месте прохода сквозь плиту, обходя тем самым колонну. Сопряжение каната с колонной

при усилении главной балки по первому варианту представлено на рисунке 20.а.

При усилении главной балки по второму варианту канат располагают изначально с отступами, так чтобы он проходил непосредственно у грани колонны, как изображено на рисунке 20.б.

Отверстия в плите располагают на расстоянии $0,25l_1$ от оси опоры балки, где l_1 пролет усиливаемой балки.

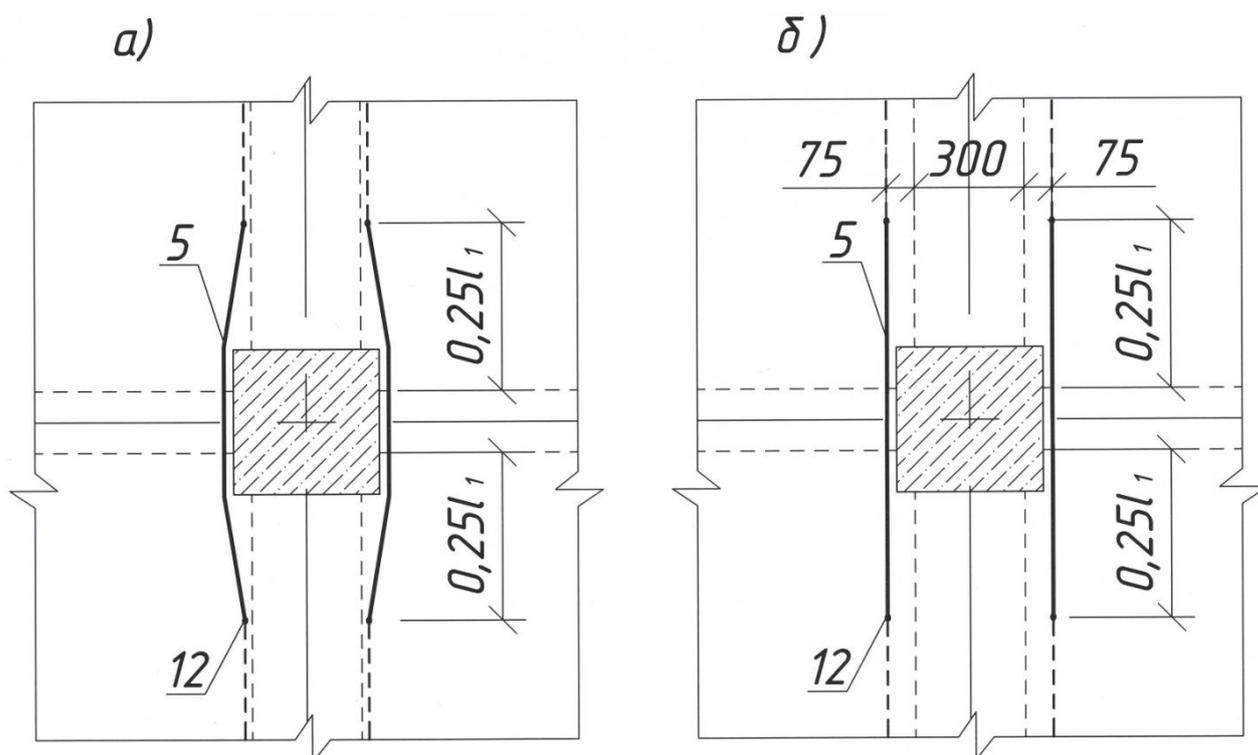


Рисунок 20 – Сопряжение каната с колонной: а – при усилении главной балки по первому варианту; б – при усилении главной балки по второму варианту: 5 – канат; 12 – отверстие в плите перекрытия.

Канаты на концах закрепляются при помощи анкеров с цанговым захватом. Конструкция, размеры и физико-механические характеристики анкерных устройств подробно рассмотрены в пункте 2.2.

Натяжение канатов по данным схемам усиления может осуществляться с одной стороны для главных балок и с двух сторон для второстепенных. Натяжение производится с помощью гидравлических домкратов. Учитывая способ натяжения канатов, их не доводят до

ограждающих стеновых конструкций на расстояние 1,0м. 2.3 Способ натяжения, уровень предварительного напряжения и контроль напряжений подробно рассмотрены в пунктах 2.3-2.5.

По завершению работ по усилению балки производится усиление плиты односторонним наращиванием. Способ усиления плиты рассмотрен в пункте 1.2. Это усиление необходимо для предотвращения образования трещин в железобетонной плите, а также позволяет скрыть концевые анкерные устройства.

Помимо усиления балок железобетонного ребристого перекрытия предлагается схема усиления металлической балки сталежелезобетонного перекрытия.

Сталежелезобетонные конструкции характеризуются тесным взаимодействием нескольких видов конструктивных элементов выполненных из стали и железобетона. Относительная легкость конструкций из стали и простота их монтажа отлично сочетаются с эффективностью работы бетона на сжатие. [10]

До того как появились ребристые перекрытия основным видом железобетонного перекрытия, являлись конструкции железобетонных плит уложенных по металлическим балкам. Примерно в конце XIX века отметили наблюдение, что железные балки (которые облицовывались бетоном с целью увеличения огнестойкости) обладают и увеличенной жесткостью и несущей способностью.

Далее сталежелезобетонные изгибаемые конструкции развиваются по двум разным (в силу характера, условия работы, специфики конструирования) направлениям:

- конструкции покрытий и перекрытий зданий;
- пролетные строения мостов.

Одним из основных вопросов сталежелезобетонных изгибаемых конструкций является объединения железобетонной и стальной частей.

Рост применения сталежелезобетонных пролетных строений мостов вплотную связано с применением похожих конструкций и в других областях строительства. Такие конструкции нашли применение в системах перекрытий и покрытий, применяемых в гражданском и промышленном строительстве. Это связано с отличным взаимодействием двух материалов, их прочностными свойствами.

В объединенных конструкциях перекрытий изготавливаются обычно стальная балка отдельно, железобетонная плита отдельно. Объединение частей для их совместной работы происходит в процессе монтажа. Стальные элементы (ригели) применяют сплошного или сквозного сечения, с двумя стенками или одной. Железобетонная часть обычно выполняется в виде сборной, сборно-монолитной или монолитной плиты.

Совместная работа элементов сталежелезобетонных конструкций обеспечивается через постановленные специальные объединительные детали, которые, как правило, выполняются из жестких уголковых упоров, иногда чередующиеся с гибкими арматурными стержнями.

В ходе реконструкций гражданских зданий старой постройки часто прибегают к замене деревянных перекрытий на сталежелезобетонные. В таких перекрытиях в качестве стальных балок могут быть применены прокатные двутавры или решетчатые балки на основе стального тавра. Совместная работа прокатного двутавра с железобетонной плитой обеспечивается анкерными стержнями приваренными к верхнему поясу балок.

Предлагаемое усиление сталежелезобетонного перекрытия позволяет усилить перекрытие при возросшей нагрузке.

Схему усиления изображена на рисунке 21. Узел 1 крепления канатов изображен на рисунке 22.

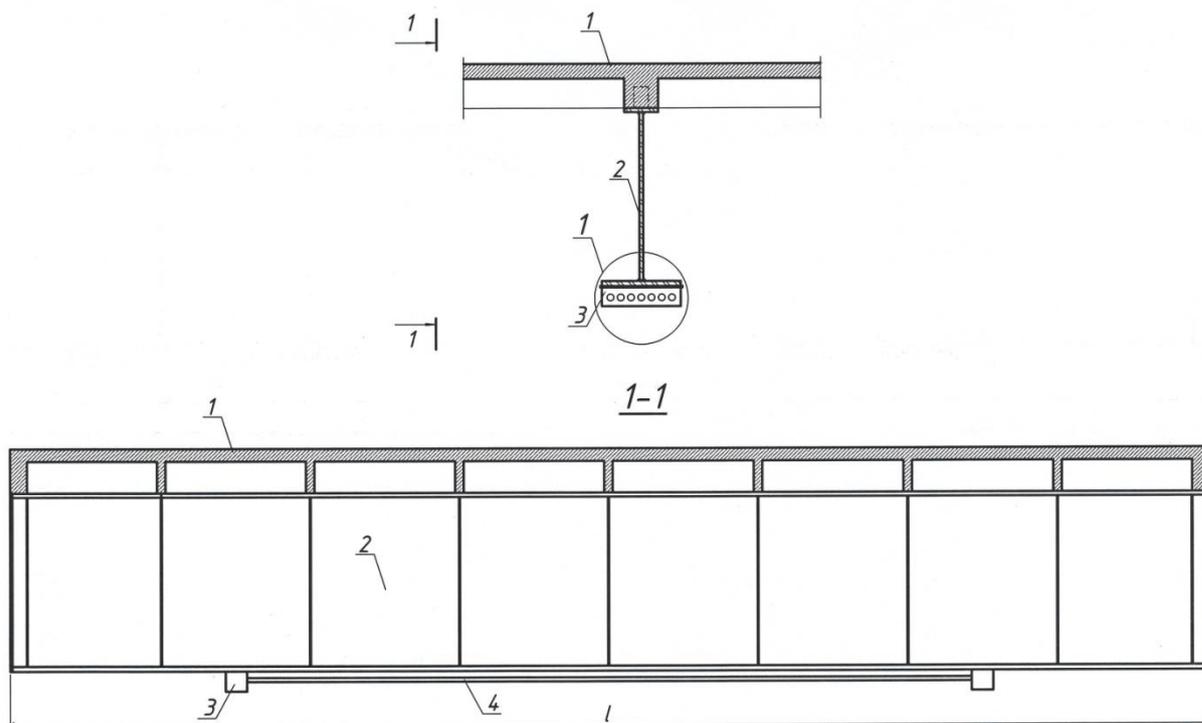


Рисунок 21 - Схема усиления металлической балки сталежелезобетонного перекрытия: 1 – усиленное ребристое перекрытие; 2 – металлическая балка; 3 – анкерная плита обоймы; 4 – канат.

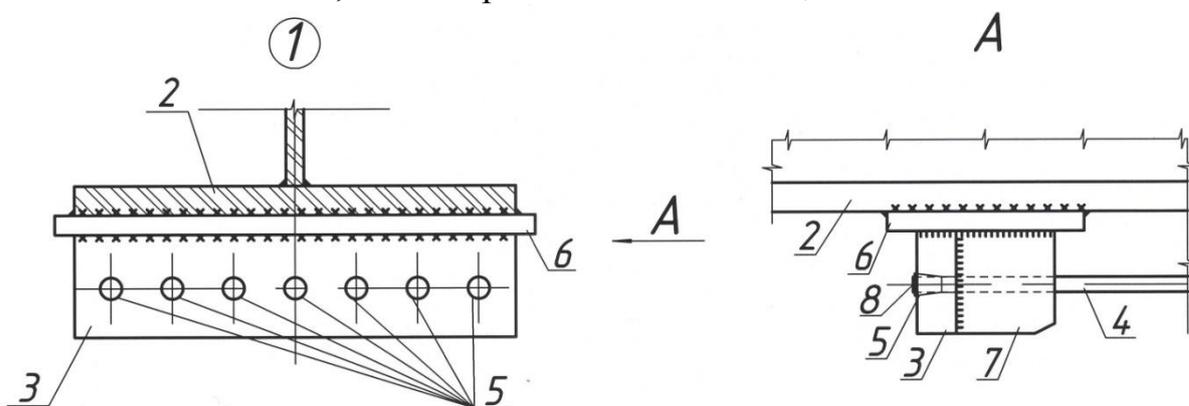


Рисунок 22 – Узел 1.

2 – – металлическая балка (нижний пояс); 3 – анкерная плита обоймы; 4 – канат; 5 – отверстия под цанговые зажимы; 6 – металлическая пластина; 7 – ребро плиты обоймы; 8 – цанговый зажим.

Стальная балка усиливается высокопрочными канатами в пластиковой оболочке. Канаты располагаются вдоль нижнего пояса балки.

Как правило, прогиб конструкций имеет максимальное значение в середине пролета, поэтому конструкция усиления удалена от опорной

части на расстояние $0,25L$ м. Также данное расстояние позволяет обеспечить беспрепятственный доступ к анкерам арматуры для ее натяжения.

Анкеровка производится с помощью цанговых зажимов рассмотренных в пункте 2.2. Обойма для анкерных зажимов выполнена в виде металлической плиты.

3.2. Методика расчета усиления сталежелезобетонной балки

При расчете металлических балок, объединенных с железобетонной плитой, необходимо учитывать особенности их работы под нагрузкой, связанные с принятым способом возведения конструкции. В металлических балочных мостах с железобетонной плитой проезжей части, включенной в совместную работу с балками, плита выполняется, как правило, из сборных элементов. В этом случае расчет осуществляется в два этапа.

На первом этапе расчетной нагрузкой будет нагрузка от собственного веса стальной балки и железобетонной плиты, которая воспринимается стальной балкой. Обозначим расчетный момент от этой нагрузки M_1 и от него определяются напряжения в стальной балке.

На втором этапе после объединения плиты с балкой оставшуюся часть постоянной нагрузки и всю временную расчетную нагрузку воспринимает объединенное сечение. Расчетный момент от второй части нагрузки обозначим M_2 . От этого момента определяются напряжения в стальной балке и в железобетонной плите. При этом в расчетах принимается приведенное сечение, в котором площадь бетонной плиты заменяется эквивалентной площадью стали через коэффициент приведения $1/\alpha$, где $\alpha = E_s/E_b$.

На первом этапе проектирования задаются параметрами стальной балки и определяют положение центра тяжести, через который будет

проходить нейтральная ось $0-0$ сечения, как изображено на рисунке 23.а. Нейтральная ось при различных размерах поясов будет проходить не в середине высоты. Также на первом этапе задаются геометрические характеристики стальной балки: площадь поперечного сечения A_s , момент инерции I_s , моменты сопротивления $W_{s,в}$ и $W_{s,н}$.

Моменты сопротивления сечения металлической балки определяются по формулам (20):

$$W_{s,в} = \frac{I_s}{z_{s,в}}; \quad W_{s,н} = \frac{I_s}{z_{s,н}}, \quad (20)$$

где $z_{св}$ и $z_{сн}$ - расстояния от нейтральной оси сечения металлической балки до ее крайних граней верхнего и нижнего поясов.

Напряжения в крайних точках металлической балки при первой стадии работы от момента M_1 , изображенные на рисунке 23.б, определяются по формулам (21):

$$\sigma_{s,в1} = \frac{M_1}{W_{s,в}}; \quad \sigma_{s,н1} = \frac{M_1}{W_{s,н}}. \quad (21)$$

Для подсчета напряжений и деформаций балки объединенного сечения определяем его геометрические характеристики, приводя площадь железобетонной плиты к эквивалентной (в α раз меньше) площади металла.

Площадь объединенного сечения приведенная (к металлу) определяется по формуле (22):

$$A_{red} = A_s + \frac{1}{\alpha} A_b, \quad (22)$$

где A_s - площадь сечения металлической балки;

A_b - площадь сечения железобетонной плиты.

Расчетная ширина полки b'_f , железобетонной плиты вводимая в расчет, работающей совместно с металлической балкой при пролете l , превышающем четырехкратное расстояние между балками, принимается равным расстоянию B между осями смежных балок.

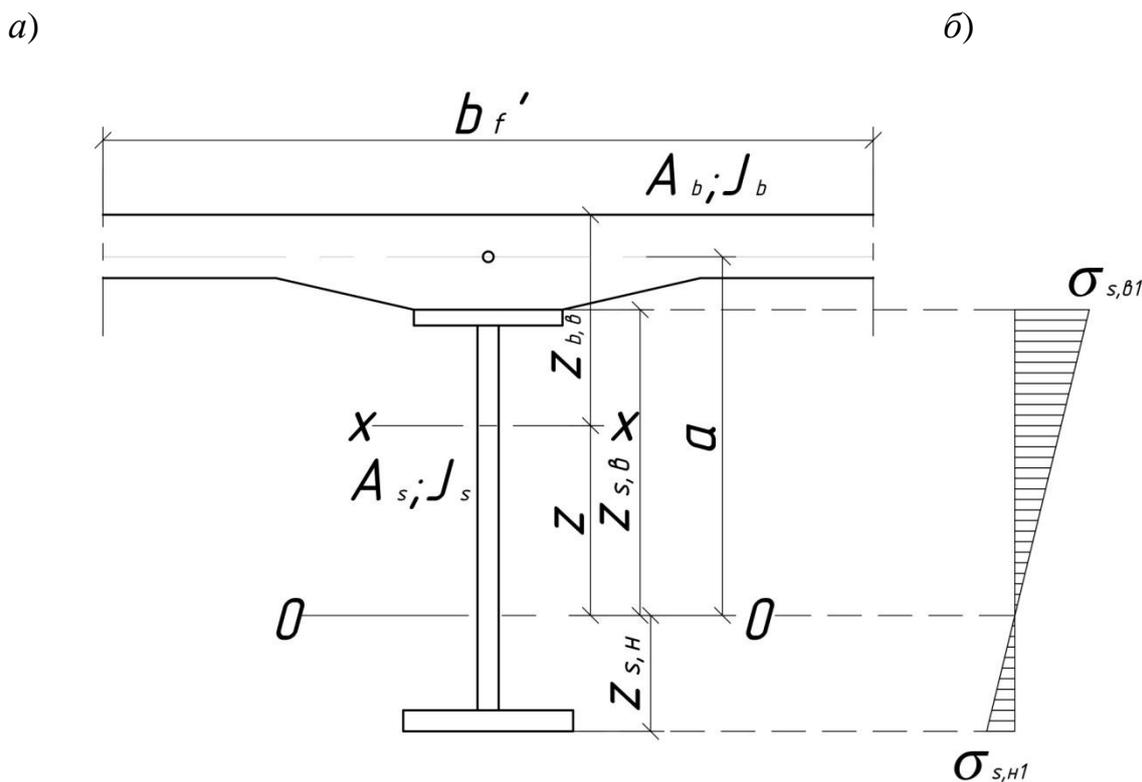


Рисунок 23 - Работа сталежелезобетонной балки на первом этапе:
 а - схема сечения балки; б - эпюра напряжений от собственного веса балки и сборной железобетонной плиты, не включенной в совместную работу.

При меньших пролетах ($l < 4B$) расчетная ширина полки не должна быть больше ширины участка плиты с вутами плюс 12 толщин плиты и вместе с тем не более величины B не менее $l/8$.

Ширину консольного свеса плиты, вводимого в расчетное сечение при $l > 12c$ (где c — полный консольный свес плиты), принимают равной c , а при меньших пролетах не более длины вута плюс 6 толщин плиты и вместе с тем не более c и не менее $l/12$.

Положение центра тяжести объединенного сечения проще всего получить, взяв статический момент относительно оси $0-0$, так как статический момент сечения металлической балки относительно этой оси равен нулю, то получим выражение (23):

$$S_{red} = \frac{1}{\alpha} A_b \cdot a, \quad (23)$$

где a - расстояние между центрами тяжести железобетонной плиты и металлической балки.

Положение центра тяжести объединенного сечения по отношению к оси $0-0$ определяется ординатой как на рисунке 24.а, по формуле (24):

$$z = \frac{S_{red}}{A_{red}}. \quad (24)$$

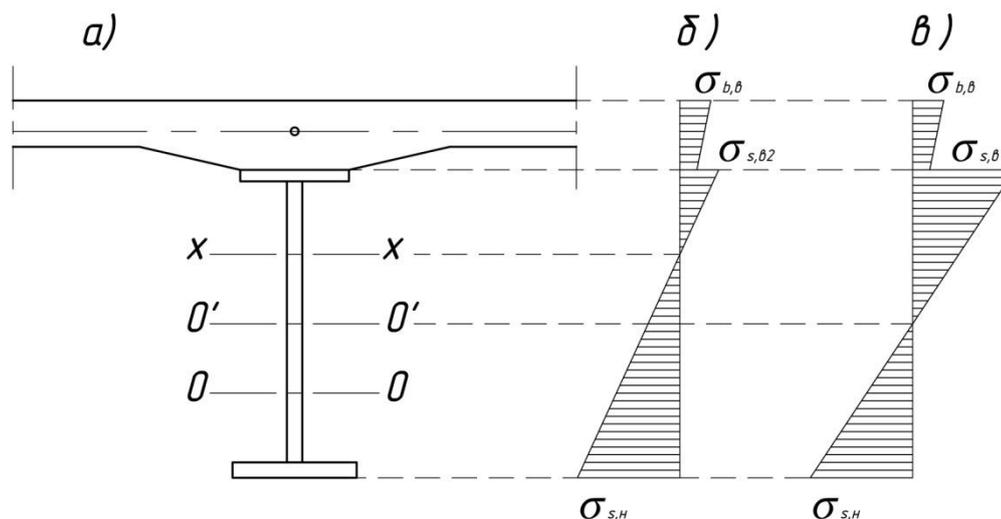


Рисунок 24 – Схема к определению нормальных напряжений от изгиба в объединенном сечении: а - схема сечения; б - эпюра напряжений от второй части постоянной и временной нагрузки; в - суммарная эпюра напряжений от постоянной и временной нагрузки.

Момент инерции объединенного (сталежелезобетонного) сечения, приведенного к металлу, относительно оси $x-x$, проходящей через центр его тяжести определяется по формуле (25):

$$I_{red} = I_s + A_s z^2 + \frac{1}{\alpha} I_b + \frac{1}{\alpha} A_b (a - z)^2, \quad (25)$$

где I_b — момент инерции сечения железобетонной плиты относительно оси, проходящей, через центр ее тяжести.

Приведенные моменты сопротивления объединенного сечения для верхней и нижней точек металлической балки определяются по формулам (26):

$$W_{red,s,\epsilon} = \frac{I_{red}}{z_{s,\epsilon} - z}; \quad W_{red,s,\eta} = \frac{I_{red}}{z_{s,\eta} + z}. \quad (26)$$

Приведенный момент сопротивления для верхней грани бетона плиты определяется по формуле (27):

$$W_{red,b} = \frac{\alpha I_{red}}{z_{b,\epsilon}} \quad (27)$$

где $z_{b,\epsilon}$ - расстояние от нейтральной оси $x-x$ приведенного сечения до верхней грани железобетонной плиты.

В приведенную площадь и момент инерции объединенного сечения может быть введена также продольная арматура железобетонной плиты, которая должна быть тогда учтена в площади и моменте инерции металлической части сечения.

Если M_2 изгибающий момент в рассматриваемом сечении балки от второй части постоянной и временной вертикальной нагрузок, то напряжения возникающие в объединенном сечении при второй стадии его работы как показано на рисунке 24.б определяются:

на краях металлической балки по формулам (28):

$$\sigma_{s,\epsilon 2} = \frac{M_2}{W_{red,s,\epsilon}}; \quad \sigma_{s,\eta 2} = \frac{M_2}{W_{red,s,\eta}}; \quad (28)$$

в уровне верхней поверхности железобетонной плиты по формуле (29):

$$\sigma_{b,\epsilon} = \frac{M_2}{W_{red,b}}. \quad (29)$$

Суммарная эпюра напряжений в объединенном сечении от первой части постоянной нагрузки и второй части постоянной и временной нагрузок представлена на рис 24.в.

Прочность объединенного сечения обеспечена, если максимальные суммарные напряжения в металлической балке не превышают расчетного сопротивления стали $R_y \gamma_c$ и максимальное напряжение в бетоне, на уровне

центра тяжести плиты, не превышает расчетного сопротивления бетона R_b .

3.3. Методика расчета усиления сталежелезобетонного пролетного строения моста на возросшую временную нагрузку

Усиление пролетного строения требуется, как правило, для пропуска возросшей нагрузки. Это возможно если пролетное строение было запроектировано под нагрузку Н-13 и НГ-60, что маловероятно. Когда мосты проектировались под указанную нагрузку сталежелезобетонные мосты, думаю, не строились.

Реальным случаем нестандартной нагрузки является пропуск трейлера с трансформатором весом 300 тонн, что имело место при строительстве Токтогульской ГЭС в Киргизии. Там для пропуска этой нагрузки были построены два моста через реку Ак-Суу и Нарын.

При усилении сталежелезобетонного пролетного строения под нестандартную нагрузку необходимо усилить железобетонную плиту, которое выполняется известным способом - дополнительным слоем армированного бетона по очищенной поверхности, как показано на рисунке 25.а.

Для этого с пролетного строения убирают вторую часть постоянной нагрузки (дорожную одежду со всеми слоями, бордюры, тротуары и т.п.). Напряжения в стальной балке и железобетонной плите будут только от первой части постоянной нагрузки, которая воспринимается объединенным сечением.

Напряжения на краях металлической балки, изображенные на рисунке 25.б, будут определяться по формулам (30):

$$\sigma_{s,вз} = \frac{M_1}{W_{red,s,в}}; \quad \sigma_{s,нз} = \frac{M_1}{W_{red,s,н}}; \quad (30)$$

Напряжения в уровне верхней поверхности железобетонной плиты, изображены на рисунке 25.б. Они определяются по формуле (31):

$$\sigma_{b,\epsilon 1} = \frac{M_1}{W_{red,b}}. \quad (31)$$

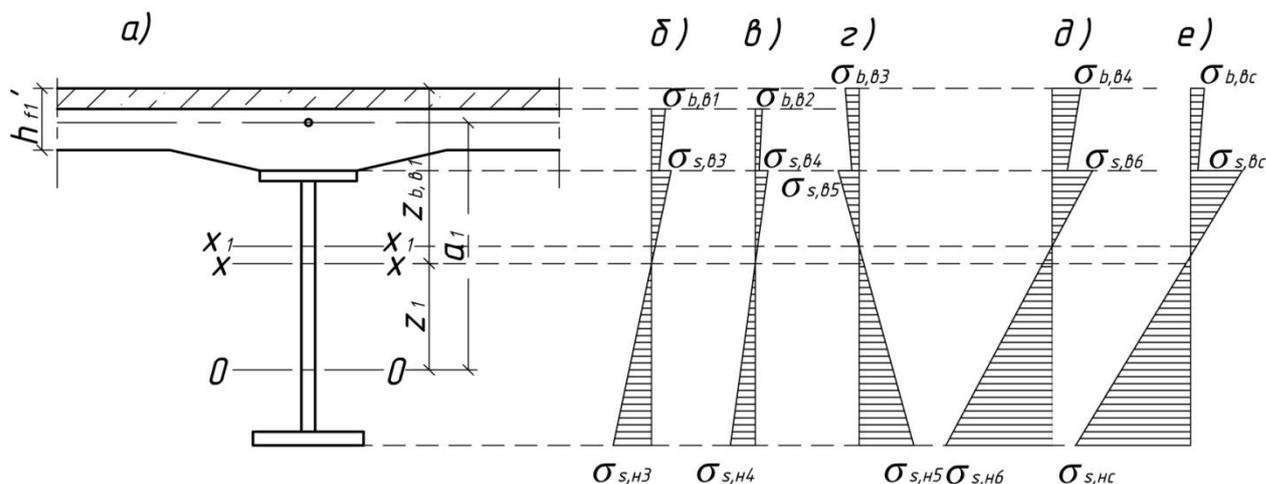


Рисунок 25 – Схема к определению нормальных напряжений от изгиба в объединенном сечении с усиленной плитой:

a - схема сечения; *б* - эпюра напряжений от второй части постоянной и временной нагрузки; *в* - эпюра напряжений от дополнительной нагрузки усиления плиты; *г* - эпюра напряжений от момента, вызванного натяжением канатов; *д* - эпюра напряжений от второй части постоянной и новой временной нагрузок; *е* - суммарная эпюра напряжений.

Если усиление металлической балки производить одним из способов натяжения канатов (пункт 2.3), то в бетонной плите могут возникнуть растягивающие напряжения, которые, в зависимости от уровня обжатия нижнего пояса, могут привести к образованию трещин. Следовательно, усиление плиты необходимо выполнять до усиления металлической балки.

От дополнительной постоянной нагрузки (дополнительный слой железобетона), в объединенном сечении возникнет дополнительный изгибающий момент $M_{2,доп}$, который воспринимается объединенным сечением без дополнительного слоя железобетона.

Напряжения на краях металлической балки от дополнительного момента $M_{2,доп}$, изображены на рисунке 25.в. Они определяются по формулам (32):

$$\sigma_{s,64} = \frac{M_{2\text{дон}}}{W_{red,s,6}}; \quad \sigma_{s,н4} = \frac{M_{2\text{дон}}}{W_{red,s,н}}; \quad (32)$$

Напряжения в уровне верхней поверхности железобетонной плиты от дополнительного момента $M_{2,\text{доп}}$ определяются по формуле (33):

$$\sigma_{b,62} = \frac{M_{2\text{дон}}}{W_{red,b}}. \quad (33)$$

С увеличением толщины железобетонной плиты изменились и геометрические характеристики приведенного сечения. По новым размерам плиты вычисляется площадь поперечного сечения A_{bl} и момент инерции I_{bl} , а затем площадь приведенного сечения (22) A_{red1} и по формулам (23 и 24) положение новой нейтральной оси $z_1, x_1 - x_1$, как изображено на рисунке 25.а. Используя формулы (25, 26 и 27) вычисляем момент инерции приведенного сечения I_{red1} , приведенные моменты сопротивления объединенного сечения для верхней и нижней точек металлической балки $W_{red,61}$ и $W_{red,н1}$ и приведенный момент сопротивления для верхней грани бетона плиты $W_{red,b1}$ с новыми геометрическими параметрам железобетонной плиты $z_{b,61} a_1$.

Для вычисления усилия натяжения канатов, создающих отрицательный изгибающий момент, т.е. момент разгружающей пролетное строение, необходимо вычислить изгибающий момент в объединенном сечении от второй части постоянной нагрузки (вес дорожной одежды с подстилающими слоями, вес тротуаров, бордюры и т.п.) и увеличенной временной нагрузки, которую необходимо пропустить через мост M_3 . Разность моментов M_3 и M_2 даст изгибающий момент, который должно создать усилие натяжения канатов.

Расчетный отрицательный изгибающий момент от усилия натяжения канатов определяется по формуле (34):

$$M_{нат} = M_3 - M_2. \quad (34)$$

Напряжения, возникающие в новом объединенном сечении от

момента, вызванного натяжением канатов $M_{нат}$, изображенный на рисунке 25.2 определяется:

на краях металлической балки по формулам (35):

$$\sigma_{s,в5} = \frac{M_{нат}}{W_{red,s,в1}}; \quad \sigma_{s,н5} = \frac{M_{нат}}{W_{red,s,н1}}; \quad (35)$$

в уровне верхней поверхности железобетонной плиты формуле (36):

$$\sigma_{b,в3} = \frac{M_{нат}}{W_{red,b1}}. \quad (36)$$

Далее вычисляем напряжения, возникающие в новом объединенном сечении от момента M_3 от второй части постоянной и новой временной нагрузок. Они изображены на рисунке 25.д:

на краях металлической балки по формулам (37):

$$\sigma_{s,в6} = \frac{M_3}{W_{red,s,в1}}; \quad \sigma_{s,н6} = \frac{M_3}{W_{red,s,н1}}; \quad (37)$$

в уровне верхней поверхности железобетонной плиты по формуле (38):

$$\sigma_{b,в4} = \frac{M_{нат}}{W_{red,b1}}. \quad (38)$$

Суммируя краевые напряжения в металлической балке и железобетонной плите от первой части постоянной нагрузки в объединенном сечении (эпюра рис.3, б); дополнительной нагрузки от утолщения железобетонной плиты (эпюра рис. 3, в); усилия, вызванного натяжением канатов (эпюра рис. 3, г) и от второй части постоянной и новой временной нагрузок (эпюра рис. 3, д) получим расчетную эпюру напряжений в металлической балке и железобетонной плите (эпюра рис. 3, е).

Прочность объединенного сечения обеспечена, если максимальные суммарные напряжения в металлической балке не превышают расчетного сопротивления стали R_y . и максимальное напряжение в бетоне на уровне

центра тяжести плиты не превышает расчетного сопротивления бетона R_b .

Усилие натяжения канатов определяется в зависимости от выбранной схемы его натяжения. При горизонтальном расположении канатов усилие натяжения с учетом всех потерь определяется по формуле (39):

$$P_2 = \frac{M_{нат}}{y}, \quad (39)$$

где y - расстояние между осью x_1-x_1 объединенного сечения и центром тяжести канатов.

Предварительно усилие натяжения канатов без учета потерь можно принять равным (40)

$$P = P_2 + 100A_{sp}, \quad (40)$$

где 100 - минимальная сумма потерь предварительного натяжения в МПа;

A_{sp} – площадь поперечного сечения канатов в мм^2 .

Требуемая площадь поперечного сечения канатов определяется по формуле (41):

$$A_{sp} = \frac{1,1P_2}{\sigma_{sp2}}, \quad (41)$$

где σ_{sp2} - предварительные напряжения в канатах с учетом всех потерь (смотреть пункт 2.4).

При полигональном расположении каната усилие натяжения определяется по общим правилам теоретической механики в зависимости от количества точек его закрепления.

3.4. Методика расчета усиления сталежелезобетонного перекрытия на возросшую временную нагрузку

Расчет усиления должен производиться с учетом технологии возведения перекрытий. Железобетонная монолитная плита бетонируется

на опалубке, опирающейся на нижележащее перекрытие. При этом, чтобы металлическая балка не прогибалась, т.е. не включалась в работу под нее устанавливаются стойки в количестве не менее трех.

После набора бетоном плиты необходимой прочности опалубка и стойки из-под балки демонтируются, и объединенное сечение воспринимает все постоянные и временные нагрузки.

В расчетах по прочности сталежелезобетонных сечений, нормальных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента ширину железобетонной плиты b'_f (включая набетонку), учитываемую в составе расчетного сечения, следует, как правило, определять пространственным расчетом. Допускается принимать ее значение, вычисленное из условия (42) но не более $0,3l$:

$$A_b \leq \alpha A_s z_{s,e} / h'_f / 2 \quad (41)$$

где A_s , A_b - площади сечения соответственно стальной и железобетонной частей сечения;

$z_{s,e}$, h'_f - расстояния согласно рисунку 26.а;

l - пролет стальных балок перекрытия.

Геометрические характеристики объединенного сечения определяются по формулам (22, 23, 24, 25, 26 и 27) как в мостовых балках.

Приведенные моменты сопротивления объединенного сечения для верхней и нижней точек металлической балки будут обозначены: $W_{red,s,e}$ и $W_{red,s,n}$; приведенный момент сопротивления для верхней грани бетона плиты $W_{red,b}$.

При усилении перекрытия необходимо выполнить усиление железобетонной плиты путем увеличения ее толщины слоем бетона с арматурной сеткой.

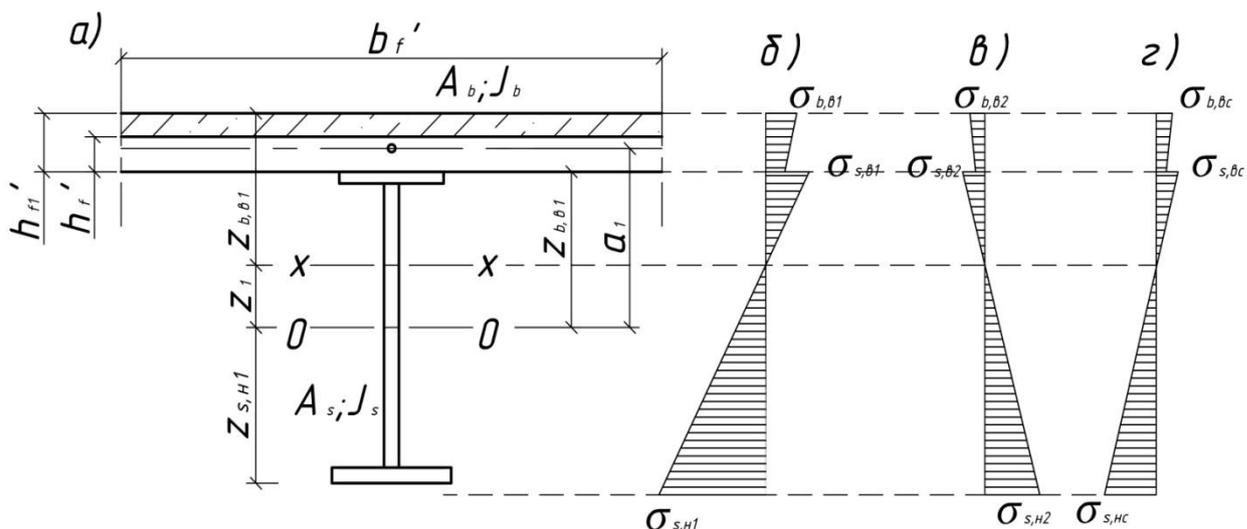


Рисунок 26 – Схема к определению нормальных напряжений от изгиба в объединенном сечении перекрытия: а - сема перекрытия; б - эпюра напряжений от увеличенного изгибающего момента; в - эпюра напряжений от момента, вызванного натяжением канатов; г - суммарная эпюра напряжений.

Геометрические характеристики объединенного сечения с усиленной плитой определяются также по формулам (22, 23, 24, 25, 26 и 27) как и в предыдущем случае. Приведенные моменты сопротивления объединенного сечения с усиленной плитой для верхней и нижней точек металлической балки будут обозначены: $W_{red, s, \theta 1}$ и $W_{red, s, H1}$; приведенный момент сопротивления для верхней грани бетона плиты $W_{red, b, 1}$.

Минимальный изгибающий момент, воспринимаемый не усиленным сечением сталежелезобетонной балки, определится из трех условий (42)

$$M = R_y W_{red, s, \theta}; \quad M = R_y W_{red, s, H}; \quad M = R_y W_{red, b}. \quad (42)$$

Если расчетный изгибающий момент от нагрузок, на которые рассчитано перекрытие M , а расчетный изгибающий момент от увеличенной постоянной и временной нагрузок M_1 , то предварительное натяжение канатов усиления должно быть рассчитано на момент $M_{нат} = M_1 - M$.

Напряжения на краях металлической балки от увеличенного изгибающего момента M_1 изображенные на рисунке 26.б, определяются по формулам (43):

$$\sigma_{s,\epsilon 1} = \frac{M_1}{W_{red,s,\epsilon 1}}; \quad \sigma_{s,n1} = \frac{M_1}{W_{red,s,n1}}; \quad (43)$$

в уровне верхней поверхности железобетонной плиты по формуле (44):

$$\sigma_{b,\epsilon 1} = \frac{M_1}{W_{red,b1}}. \quad (44)$$

Напряжения на краях металлической балки от отрицательного изгибающего момента от усилия натяжения каната $M_{нат}$ изображенные на рисунке 26.в, определяются по формулам (45):

$$\sigma_{s,\epsilon 2} = \frac{M_{нат}}{W_{red,s,\epsilon 1}}; \quad \sigma_{s,n2} = \frac{M_{нат}}{W_{red,s,n1}}; \quad (45)$$

в уровне верхней поверхности железобетонной плиты по формуле (46):

$$\sigma_{b,\epsilon 2} = \frac{M_{нат}}{W_{red,b1}}. \quad (46)$$

Суммарные напряжения на краях металлической балки и в уровне поверхности железобетонной плиты показаны на рисунке 26.г.

Прочность объединенного сечения обеспечена, если максимальные суммарные напряжения в металлической балке не превышают расчетного сопротивления стали $R_y \gamma_c$ и максимальное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести плиты не превышает расчетного сопротивления бетона R_b . Усилие натяжения канатов определяется в зависимости от выбранной схемы его натяжения также как и в мостовых балках.

Выводы по главе 3

В данной главе предложены конструктивные схемы усиления главных и второстепенных балок монолитного ребристого перекрытия,

позволяющие уменьшить возникший во время эксплуатации прогиб. Разработаны конструкции опорных элементов канатов, узлы их креплений (анкеровка), схемы сопряжения канатов с колоннами.

Также предложена схема усиления сталежелезобетонного перекрытия. Предложен метод расчета усиления, основанный на расчете металлических балочных мостов.

Глава 4 Усиление сталежелезобетонного перекрытия в процессе реконструкции здания

4.1. Общие сведения и нагрузки

Перекрытие двухэтажного двухпролетного здания с укрупненной сеткой колонн второго этажа представляет собой железобетонную монолитную ребристую плиту, объединенную с металлической балкой.

Металлические балки составного двутаврового сечения пролетом 12 м свободно оперты и расположены в поперечном направлении здания; ребра монолитного настила пролетом 6 м расположены вдоль здания, как показано на рисунке 27. Размер верхнего пояса балки 200×20 мм, нижнего 450×30 мм, размер стенки балки 1500×18 мм.

Высота монолитной ребристой плиты 450 мм. Толщина монолитной плиты 100 мм. Продольные ребра плиты расположены с шагом 1500 мм.

Под ребрами железобетонной плиты в металлической балке установлены двухсторонние вертикальные ребра жесткости. Поперечное сечение стальной балки представлено на рисунке 28.

Материал балки - сталь марки С245 ГОСТ 27772-88. Расчетные сопротивления: для поясов балки $R_y = 230$ МПа, $R_s = 133$ МПа; для стенки балки $R_y = 240$ МПа, $R_s = 139$ МПа. Модуль упругости $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа. Бетон монолитного ребристого настила класса В30: $E_b = 32,5 \cdot 10^3$ МПа, $R_b = 17$ МПа, $R_{bt} = 1,15$ МПа.

Монолитный ребристый настил бетонировался в инвентарной опалубке, опертой на вертикальные стойки, при этом под металлические балки устанавливались по три стойки для предотвращения прогибов.

На первом этапе после монтажа металлическая балка работает на нагрузку только от собственного веса. Всю остальную нагрузку (вес пола, вес монолитной плиты, временную нагрузку) воспринимает объединенное сечение.

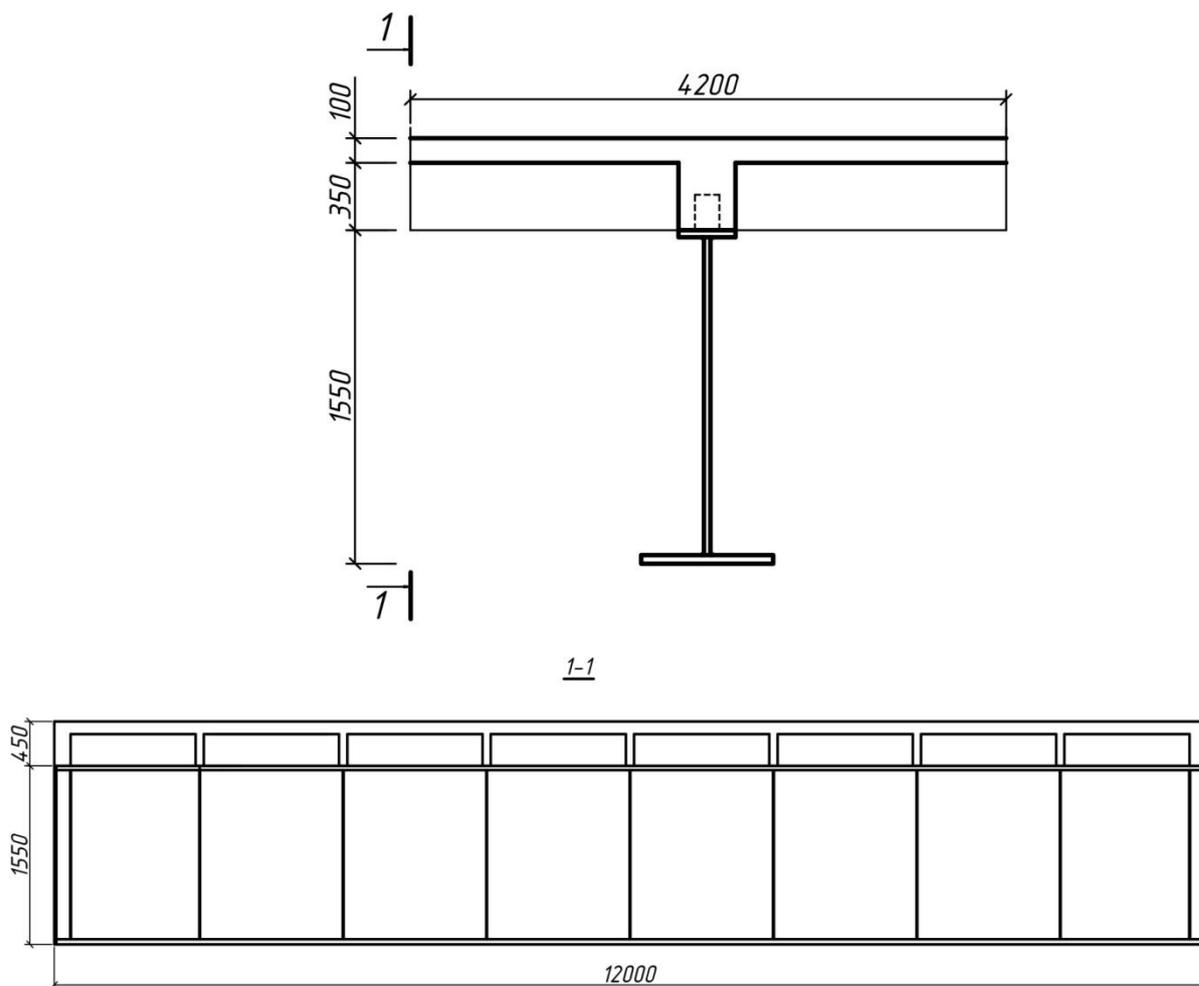


Рисунок 27 – Общий вид сталежелезобетонной балки

Нагрузки на перекрытие:

- от собственного веса металлической балки $q_{s,n}=3,49$ кН/м; $q_s=3,67$ кН/м;

- постоянная (вес пола и монолитной плиты):

равномерно распределенная $g_{g,n}=4,23$ кН/м²; $g_g=5,18$ кН/м²;

погонная $q_{g,n}=25,5$ кН/м; $q_g=31,1$ кН/м;

- временная нагрузка:

равномерно распределенная $g_{v,n}=70$ кН/м²; $g_v=84$ кН/м²;

погонная $q_{v,n}=420$ кН/м; $q_v=504$ кН/м;

- постоянная плюс временная нагрузки:

равномерно распределенная $g_n=74,23$ кН/м²; $g=89,18$ кН/м²;

погонная

$$q_n=445,4 \text{ кН/м}; q=535,1 \text{ кН/м}.$$

Изгибающие моменты и перерезывающие силы:

- от собственного веса металлической балки:

$$M_{s,n}= 59,7 \text{ кН}\cdot\text{м}; M_s=62,76 \text{ кН}\cdot\text{м}; Q_s = 18,35 \text{ кН};$$

- от постоянной и временной нагрузки:

$$M_n = 7616,3 \text{ кН}\cdot\text{м}; M = 9149,9 \text{ кН}\cdot\text{м}; Q = 3130,3 \text{ кН}.$$

4.2. Геометрические характеристики металлической балки

Площадь поперечного сечения:

$$A_s= 200\cdot 20+1500\cdot 18+450\cdot 30=44500 \text{ мм}^2.$$

Статический момент сечения балки относительно центра тяжести стенки:

$$S_s = A_{s1} \cdot z_1 + A_{s2} \cdot z_2 = 4000 \cdot 760 - 3500 \cdot 765 = -7527500 \text{ мм}^3,$$

где A_{s1} , A_{s2} - площади сечения верхнего и нижнего поясов балки;

z_1 , z_2 - расстояния от центра тяжести стенки до центров тяжести верхнего и нижнего поясов.

Расстояние от центра тяжести стенки до центра тяжести балки (ось 0-0):

$$z_s = -\frac{S_s}{A_s} = -\frac{7527500}{44500} = -169 \text{ мм}.$$

Расстояния от центра тяжести балки до центров тяжести поясов:

$$z_{s1} = 760 + 169 = 929 \text{ мм}; \quad z_{s2} = 765 - 169 = 596 \text{ мм}.$$

Момент инерции балки:

$$I = \frac{b_{s1} \cdot h_{s1}^3}{12} + A_{s1} \cdot z_{s1}^2 + \frac{t_w \cdot h_{s3}^3}{12} + A_{s3} \cdot z_s^2 + \frac{b_{s2} \cdot h_{s2}^3}{12} + A_{s2} \cdot z_{s2}^2 = \frac{200 \cdot 20^3}{12} + 4000 \cdot 929^2 + \frac{18 \cdot 1500^3}{12} + 27000 \cdot 169^2 + \frac{450 \cdot 30^3}{12} + 13500 \cdot 596^2 = 140824 \cdot 10^6 \text{ мм}^4,$$

где h_{s1} , h_{s2} , h_{s3} - высота сечений поясов и высота стенки соответственно;

t_w - толщина стенки;

A_{s3} - площадь сечения стенки.

Моменты сопротивления:

$$\text{для верхнего пояса } W_{s1} = \frac{I_s}{z_1} = \frac{14082,4 \cdot 10^6}{939} = 15,0 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$$\text{для нижнего пояса } W_{s2} = \frac{I_s}{z_2} = \frac{14082,4 \cdot 10^6}{611} = 23,05 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

где z_1, z_2 - расстояния от центра тяжести балки до крайних волокон поясов.

$$z_1 = 929 + 10 = 939 \text{ мм}, \quad z_2 = 596 + 15 = 611 \text{ мм}.$$

Максимальные напряжения в поясах балки от ее собственного веса:

$$\sigma_{s1} = \frac{M_s}{W_{s1}} = \frac{62,76 \cdot 10^6}{15 \cdot 10^6} = 4,2 \text{ МПа}; \quad \sigma_{s2} = \frac{M_s}{W_{s2}} = \frac{62,76 \cdot 10^6}{23,05 \cdot 10^6} = 2,8 \text{ МПа}.$$

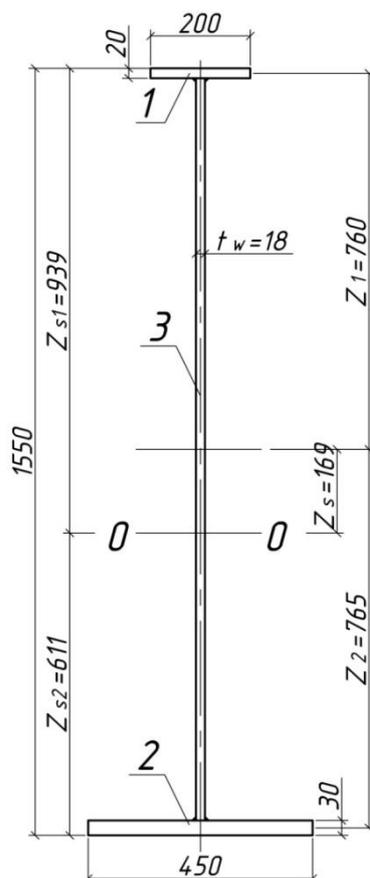


Рисунок 28 – Поперечное сечение металлической балки: 1 - верхняя полка; 2 - нижняя полка; 3 – стенка.

4.3. Геометрические характеристики объединенного сечения

Для подсчета напряжений и деформаций балки объединенного сечения определяем его геометрические характеристики, приводя площадь железобетонной плиты к эквивалентной (в α раз меньше) площади металла.

Расчетная ширина полки b'_f , железобетонной плиты вводимая в расчет, работающая совместно с металлической балкой при пролете l , определяется по формуле:

$$b'_f = b + 2\frac{l}{6} = 200 + 2\frac{12000}{6} = 4200 \text{ мм.}$$

Определяем центр тяжести железобетонной части объединенного сечения. Для этого определим ее площадь и статический момент относительно центра тяжести ребра:

$$A_b = b \cdot h + (b'_f - b) \cdot h'_f = 200 \cdot 450 + 4000 \cdot 100 = 490000 \text{ мм}^2;$$

$$S_b = (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot a = (4200 - 200) \cdot 100 \cdot 175 = 70 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

где $a = h/2 - h'_f/2 = 175$ мм - расстояние между центрами тяжести свесов полки и ребра, как показано на рисунке 29.

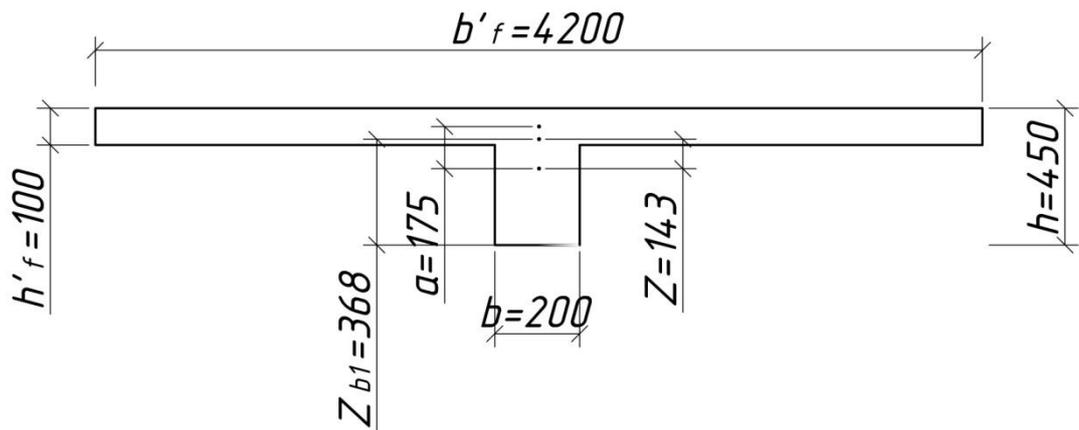


Рисунок 29 – Поперечное сечение железобетонной части объединенного сечения

Расстояние между центром тяжести ребра и центром тяжести всего сечения:

$$z = \frac{S_b}{A_b} = \frac{70 \cdot 10^6}{490000} = 143 \text{ мм.}$$

Расстояние от низа ребра до центра тяжести всего сечения:

$$z_{b1} = 143 + 225 = 368 \text{ мм.}$$

Момент инерции железобетонного сечения относительно центра тяжести:

$$I_b = \frac{(b_f' - b) \cdot h_f'^3}{12} + (b_f' - b) \cdot h_f' \cdot a_1^2 + \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot z^2 = \frac{4000 \cdot 100^3}{12} + 4000 \cdot 100 \cdot 32^2 + \frac{200 \cdot 450^3}{12} + 200 \cdot 450 \cdot 143^2 = 3769 \cdot 10^6 \text{ мм}^4,$$

где $a_1 = h - z_1 - h_f'/2 = 32$ мм - расстояние между центром тяжести полки и всего сечения.

Коэффициент приведения $\alpha = E_s/E_b = 2 \cdot 10^5 / 32,5 \cdot 10^3 = 6,15$.

Приведенная (к металлу) площадь объединенного сечения (22):

$$A_{red} = A_s + \frac{1}{\alpha} A_b = 44500 + \frac{1}{6,15} 490000 = 124175 \text{ мм}^2,$$

где A_s - площадь сечения металлической балки; A_b - площадь железобетонного сечения.

Положение центра тяжести объединенного сечения проще всего получить, беря статический момент относительно оси 0 - 0, так как статический момент сечения металлической балки относительно этой оси равен нулю, то получаем (23):

$$S_{red} = \frac{1}{\alpha} A_b \cdot z_b = \frac{1}{6,15} 490000 \cdot 1307 = 104,13 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

где z_b - расстояние между центрами тяжести железобетонной плиты и металлической балки изображенных на рисунке 30.

Положение центра тяжести объединенного сечения (ось x-x) по отношению к оси 0-0 определяется ординатой:

$$z_r = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{104,13 \cdot 10^6}{124175} = 839 \text{ мм.}$$

Момент инерции объединенного (сталежелезобетонного) сечения, приведенного к металлу, относительно оси $x - x$, проходящей через центр его тяжести (24):

$$I_{red} = I_s + A_s z_r^2 + \frac{1}{\alpha} I_b + \frac{1}{\alpha} A_b z_{r,b}^2 = 14082,4 \cdot 10^6 + 44500 \cdot 839^2 + \\ + \frac{1}{6,15} 3768,8 \cdot 10^6 + \frac{1}{6,15} 490000 \cdot 468^2 = 63470 \cdot 10^6 \text{ мм}^4,$$

где I_b , I_s - момент инерции сечения железобетонной плиты относительно оси, проходящей, через центр ее тяжести и момент инерции сечения металлической балки относительно оси, проходящей, также через центр ее тяжести;

$$z_{r,b} = z_b - z_r = 1307 - 839 = 468 \text{ мм}; z_b = z_1 + z_{b1} = 939 + 368 = 1307 \text{ мм.}$$

Приведенные моменты сопротивления объединенного сечения для верхней и нижней точек металлической балки (25):

$$W_{red,s1} = \frac{I_{red}}{z_{r,s1}} = \frac{63470 \cdot 10^6}{100} = 634,7 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$$W_{red,s2} = \frac{I_{red}}{z_{r,s2}} = \frac{63470 \cdot 10^6}{1450} = 43,8 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

Приведенный момент сопротивления для верхней грани бетона плиты (26)

$$W_{red,b} = \frac{\alpha I_{red}}{z_{r,b}} = \frac{6,15 \cdot 63470 \cdot 10^6}{468} = 834 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

где $z_{r,s1} = z_1 - z_r = 939 - 839 = 100$ мм, $z_{r,s2} = z_2 + z_r = 611 + 839 = 1450$ мм - расстояния от нейтральной оси $x - x$ приведенного сечения до верхней и нижней грани металлической балки.

Напряжения в крайних точках металлической балки при первой стадии работы от момента M_1 (21):

$$\sigma_{s1} = \frac{M_1}{W_{red,s1}} = \frac{9149,9 \cdot 10^6}{634,7 \cdot 10^6} = 14,44 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s2} = \frac{M_1}{W_{red,s2}} = \frac{9149,9 \cdot 10^6}{43,8 \cdot 10^6} = 208,9 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 218,5 \text{ МПа};$$

Напряжение в уровне верхней поверхности железобетонной плиты
(28:)

$$\sigma_b = \frac{M_1}{W_{red,b}} = \frac{9149,9 \cdot 10^6}{834 \cdot 10^6} = 10,9 \text{ МПа} < R_b = 17 \text{ МПа}.$$

Напряжение в нижней полке близки к расчетному сопротивлению стали. Следовательно, при увеличении временной нагрузки на перекрытие необходимо усилить металлическую балку и в случае необходимости и железобетонную ребристую плиту.

Суммарные напряжения от собственного веса металлической балки, постоянной (вес железобетонной плиты и пола) и временной нагрузок приведены на рисунке 30.

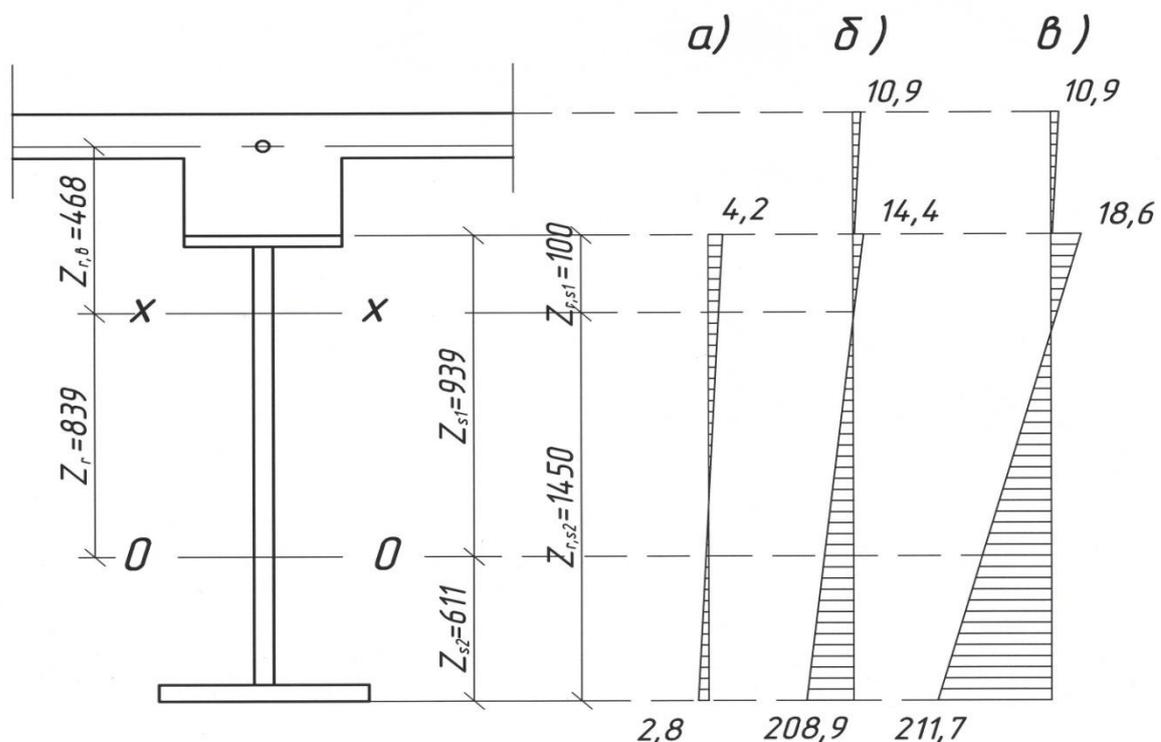


Рисунок 30 – Эпюры напряжений от собственного веса металлической балки (а), постоянной и временной нагрузки (б) и суммарные (в)

При реконструкции перекрытия под увеличенную временную нагрузку $g_v = 75 \text{ кН/м}^2$ необходимо усилить железобетонную ребристую плиту. Усиление выполняют по широко известной технологии путем увеличения толщины плиты на 50 мм, армированной дополнительной сеткой. При этом постоянная нагрузка от веса железобетонной плиты увеличится на $1,25 \text{ кН/м}^2$ и составит:

- нормативная $g_n = 4,7 \text{ кН/м}^2$;
- расчетная $g = 5,64 \text{ кН/м}^2$.

Нагрузка от нового пола несколько уменьшилась и составила:

- нормативная $g_n = 0,6 \text{ кН/м}^2$;
- расчетная $g = 0,78 \text{ кН/м}^2$.

Усиление металлической балки выполняем путем устройства напрягаемого шпренгеля, из высокопрочных канатов в пластиковой оболочке, которые в процессе натяжения создают в балке разгружающий отрицательный момент.

Натяжение канатов производят после усиления железобетонной ребристой плиты и, следовательно, постоянную нагрузку от веса железобетонной плиты будет воспринимать существующее не усиленное сталежелезобетонное сечение. Нагрузку от веса пола и временную нагрузку будет воспринимать усиленное сталежелезобетонное сечение.

Погонная нагрузка от веса усиленной железобетонной плиты составит $q=28,5 \text{ кН/м}$, изгибающий момент $M_{жсб}=487,4 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Максимальные напряжения в крайних волокнах бетонной плиты и металлической балке составят:

$$\sigma_{s1,жс} = \frac{M_{жс}}{W_{red,s1}} = \frac{487,4 \cdot 10^6}{634,7 \cdot 10^6} = 0,77 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s2,жс} = \frac{M_{жс}}{W_{red,s2}} = \frac{487,4 \cdot 10^6}{43,8 \cdot 10^6} = 10,9 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{b,ж} = \frac{M_{ж}}{W_{red,b}} = \frac{487,4 \cdot 10^6}{834 \cdot 10^6} = 0,48 \text{ МПа.}$$

Для вычисления напряжений от остальных нагрузок необходимо определить геометрические характеристики усиленного сечения.

4.4. Геометрические характеристики усиленного сечения

Определяем центр тяжести железобетонной части усиленного сечения. Для этого определим ее площадь и статический момент относительно центра тяжести ребра железобетонной балки:

$$A_b = b \cdot h + (b_f' - b) \cdot h_f' = 200 \cdot 500 + 4000 \cdot 150 = 700000 \text{ мм}^2;$$

$$S_b = (b_f' - b) \cdot h_f' \cdot a = (4000 - 200) \cdot 150 \cdot 175 = 105 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

где $a = h/2 - h_f'/2 = 175$ мм - расстояние между центрами тяжести свесов полки и ребра.

Расстояние между центром тяжести ребра и центром тяжести всего сечения:

$$z_2 = \frac{S_b}{A_b} = \frac{105 \cdot 10^6}{700000} = 150 \text{ мм.}$$

Расстояние от низа ребра до центра тяжести всего сечения:

$$z_{b2} = 150 + 250 = 400 \text{ мм.}$$

Момент инерции железобетонного сечения относительно центра тяжести:

$$I_b = \frac{(b_f' - b) \cdot h_f'^3}{12} + (b_f' - b) \cdot h_f' \cdot a_1^2 + \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot z^2 = \frac{4000 \cdot 150^3}{12} + 4000 \cdot 150 \cdot 25^2 + \frac{200 \cdot 500^3}{12} + 200 \cdot 500 \cdot 150^2 = 5833 \cdot 10^6 \text{ мм}^4,$$

где $a_1 = h - z_{b2} - h_f'/2 = 500 - 400 - 75 = 25$ мм - расстояние между центром тяжести полки и всего сечения.

Коэффициент приведения $\alpha = E_s/E_b = 2 \cdot 10^5 / 32,5 \cdot 10^3 = 6,15$.

Приведенная (к металлу) площадь объединенного сечения:

$$A_{red} = A_s + \frac{1}{\alpha} A_b = 44500 + \frac{1}{6,15} 700000 = 158321 \text{ мм}^2,$$

где A_s - площадь сечения металлической балки;

A_b - площадь железобетонного сечения.

Положение центра тяжести объединенного сечения проще всего получить, взяв статический момент относительно оси 0-0, так как статический момент сечения металлической балки относительно этой осп равен нулю, то получаем:

$$S_{red} = \frac{1}{\alpha} A_b \cdot z_{b3} = \frac{1}{6,15} 700000 \cdot 1339 = 152,41 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

где $z_{b3} = z_{b2} + z_{s1} = 400 + 939 = 1339$ мм - расстояние между центрами тяжести железобетонной плиты и металлической балки.

Положение центра тяжести объединенного сечения (ось x_1-x_1) по отношению к оси 0-0 определяется ординатой:

$$z_{r2} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{152,41 \cdot 10^6}{158321} = 963 \text{ мм.}$$

Момент инерции объединенного (сталежелезобетонного) сечения, приведенного к металлу, относительно оси $x_1 - x_1$, проходящей через центр его тяжести:

$$I_{red,2} = I_s + A_s z_{r2}^2 + \frac{1}{\alpha} I_{b2} + \frac{1}{\alpha} A_b z_{r,b2}^2 = 14082,4 \cdot 10^6 + 44500 \cdot 963^2 + \\ + \frac{1}{6,15} 5833 \cdot 10^6 + \frac{1}{6,15} 700000 \cdot 376^2 = 57359,5 \cdot 10^6 \text{ мм}^4,$$

где I_b, I_s - момент инерции сечения железобетонной плиты относительно оси, проходящей, через центр ее тяжести и момент инерции сечения металлической балки относительно оси, проходящей, также через центр ее тяжести; $z_{r,b2} = z_{b3} - z_{r2} = 1339 - 963 = 376$ мм.

Приведенные моменты сопротивления объединенного сечения для верхней и нижней точек металлической балки:

$$W_{red2,s1} = \frac{I_{red}}{z_{r,s1}} = \frac{57359,5 \cdot 10^6}{24} = 2390 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$$W_{red2,s2} = \frac{I_{red}}{z_{r,s2}} = \frac{57359,5 \cdot 10^6}{1574} = 37 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

Приведенный момент сопротивления для верхней грани бетона плиты:

$$W_{red2,b} = \frac{\alpha I_{red}}{z_{r,b2}} = \frac{6,15 \cdot 57359,5 \cdot 10^6}{376} = 938 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

где $z_{r,s1} = z_{r1} - z_1 = 963 - 939 = 24$ мм, $z_{r,s2} = z_2 + z_{r2} = 611 + 963 = 1574$ мм - расстояния от нейтральной оси $x_1 - x_1$ приведенного сечения до верхней и нижней грани металлической балки.

4.5. Нагрузки и усилия на втором этапе работы балки

Расчетный изгибающий момент:

- от собственного веса металлической балки $M_s = 62,76$ кН·м;
- от собственного веса усиленной железобетонной плиты $M_{жб} = 487,4$ кН·м;
- от собственного веса нового пола $M_{пол} = 80,03$ кН·м;
- от увеличенной временной нагрузки $M_v = 9234$ кН·м.

Полный расчетный момент на втором этапе работы балки $M = 9863,2$ кН·м.

Изгибающий момент, который может воспринять усиленное сечение по моменту сопротивления нижней полки:

$$M_{н.п} = R_y \cdot \gamma_c \cdot W_{red2,s2} = 230 \cdot 0,95 \cdot 37 \cdot 10^6 = 8084,5 \cdot 10^6 \text{ Н·мм} = 8084,5 \text{ кН·м.}$$

Отрицательный момент, который необходимо создать натяжением канатов для разгрузки балки $M_p = M - M_{н.п.} = 9863,2 - 8084,5 = 1778,7$ кН·м.

Канаты натягиваются по нижней плоскости нижней полки. Минимальное расстояние между осью натягиваемых канатов и

нейтральной осью усиленного сталежелезобетонного сечения составит $z_p = z_{r,s2} + 100 = 1650$ мм.

Отрицательный момент создаваемый усилием натяжения канатов составит $M_p = P_2 \cdot z_p$, где P_2 - усилие натяжения канатов с учетом всех потерь.

4.6. Расчет предварительного натяжения канатов

Величину предварительного напряжения арматуры принимаем равной $\sigma_{sp} = 0,75R_{sn} = 0,75 \cdot 1570 = 1177,5$ МПа. Предварительно задаемся величиной всех потерь без учета ползучести и усадки бетона, т.к. обжимаемое сечение стальное $\Sigma \Delta \sigma_{sp,i} = 100$ МПа.

Предварительные напряжения с учетом всех потерь:

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \Sigma \Delta \sigma_{sp,i} = 1177,5 - 100 = 1077,5 \text{ МПа}$$

Усилие натяжения одного каната с учетом всех потерь

$$N_1 = A_{s1} \cdot \sigma_{sp2} = 150 \cdot 1077,5 = 161625 \text{ Н.}$$

Усилие натяжения канатов с учетом всех потерь

$$P_2 = \frac{M_p}{z_p} = \frac{1778,7 \cdot 10^6}{1650} = 1,08 \cdot 10^6 \text{ Н.}$$

Количество канатов, необходимое для создания расчетного усилия обжатия определяется по формуле (47):

$$n = \frac{P_2}{N_1} = \frac{1,08 \cdot 10^6}{161625} = 6,7 \text{ шт.} \quad (47)$$

Принимаем 7 канатов на каждую балку, усилие натяжения одного каната с учетом всех потерь должно быть равным:

$$N_1 = \frac{P_2}{n} = \frac{1,08 \cdot 10^6}{7} = 154285 \text{ Н.}$$

4.7. Потери предварительного напряжения в канате

Величину предварительного напряжения арматуры принимаем равной $\sigma_{sp} = 0,8R_{sn} = 0,8 \cdot 1570 = 1256$ МПа.

Первые потери:

- от деформации анкеров:

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{2 \cdot 10^{-3}}{6,5} \cdot 2 \cdot 10^5 = 61,5 \text{ МПа};$$

- от трения канатов о стенки гибкого канала:

$$\Delta\sigma_{sp7} = \left(1 - \frac{1}{e^{\omega x + \vartheta \delta}}\right) \sigma_{sp} = \left(1 - \frac{1}{e^{0,0015 \cdot 6 + 0,55}}\right) \cdot 1256 = 11,2 \text{ МПа.}$$

Вторые потери:

- от релаксации предварительных напряжений в канате

$$\Delta\sigma_{sp1} = (0,22\sigma_{sp}/R_{s,n} - 0,1) \cdot \sigma_{sp} = (0,22 \cdot 1256/1570 - 0,1) \cdot 1177,5 = 95,5 \text{ МПа.}$$

Полные значения первых и вторых потерь

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = 61,5 + 11,2 + 95,5 = 168,2 \text{ МПа.}$$

Величина предварительного напряжения с учетом всех потерь

$$\sigma_{sp(2)} = 1256 - 168,2 = 1087,8 \text{ МПа.}$$

Усилие натяжения каната

$$N_1 = \sigma_{sp(2)} \cdot A_{sp1} = 1087,8 \cdot 150 = 163170 \text{ Н.}$$

Усилие натяжения, создаваемое семью канатами

$$P_2 = N_1 \cdot n = 163170 \cdot 7 = 1,14 \cdot 10^6 \text{ Н, что выше требуемого значения } 1,13 \cdot 10^6 \text{ Н.}$$

4.8. Определение краевых напряжений в элементах усиленного сечения

Максимальные напряжения в поясах балки от ее собственного веса:

$$\sigma_{s1} = \frac{M_s}{W_{s1}} = \frac{62,76 \cdot 10^6}{15 \cdot 10^6} = 4,2 \text{ МПа}; \quad \sigma_{s2} = \frac{M_s}{W_{s2}} = \frac{62,76 \cdot 10^6}{23,05 \cdot 10^6} = 2,8 \text{ МПа.}$$

Изгибающий момент от веса усиленной железобетонной плиты $M_{жб} = 487,4$ кН·м. Максимальные напряжения в крайних волокнах бетонной плиты и металлической балке, изображенных на рисунке 31.б, составят:

$$\sigma_{s1,ж} = \frac{M_{жб}}{W_{red,s1}} = \frac{487,4 \cdot 10^6}{634,7 \cdot 10^6} = 0,77 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s2,ж} = \frac{M_{жб}}{W_{red,s2}} = \frac{487,4 \cdot 10^6}{43,8 \cdot 10^6} = 11,1 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{b,ж} = \frac{M_{жб}}{W_{red,b}} = \frac{487,4 \cdot 10^6}{834 \cdot 10^6} = 0,6 \text{ МПа}.$$

Отрицательный момент от натяжения канатов для разгрузки балки $M_p = 1778,7$ кН·м. Максимальные напряжения в поясах металлической балки и крайних волокнах железобетонной плиты от усилия натяжения канатов, изображены на рисунке 31.в:

$$\sigma_{s1} = \frac{M_p}{W_{red2,s1}} = \frac{1778,7 \cdot 10^6}{2390 \cdot 10^6} = 0,76 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s2} = \frac{M_p}{W_{red2,s2}} = \frac{1778,7 \cdot 10^6}{37 \cdot 10^6} = 48,5 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{b2} = \frac{M_p}{W_{red2,b}} = \frac{1778,7 \cdot 10^6}{938 \cdot 10^6} = 1,7 \text{ МПа}.$$

Расчетный изгибающий момент от собственного веса нового пола и временной нагрузки $M_2 = 9314$ МПа. Максимальные напряжения в поясах металлической балки и крайних волокнах железобетонной плиты от веса пола и временной нагрузки, изображены на рисунке 31.г:

$$\sigma_{s1} = \frac{M_2}{W_{red2,s1}} = \frac{9314 \cdot 10^6}{2390 \cdot 10^6} = 3,9 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s2} = \frac{M_2}{W_{red2,s2}} = \frac{9314 \cdot 10^6}{37 \cdot 10^6} = 251,7 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{b2} = \frac{M_2}{W_{red2,b}} = \frac{9314 \cdot 10^6}{938 \cdot 10^6} = 9,9 \text{ МПа}.$$

Итоговые максимальные напряжения в поясах металлической балки и крайних волокнах железобетонной плиты от всех нагрузок, изображены

на рисунке 31.δ:

$$\sigma_{s1} = 4,2 + 0,77 - 0,76 - 3,9 = 0,31 \text{ МПа} < R_y = 230 \text{ МПа} ;$$

$$\sigma_{s2} = 2,76 + 11,1 - 48,5 + 251,7 = 217,06 \text{ МПа} < R_y \cdot \gamma_c = 218,5 \text{ МПа};$$

$$\sigma_b = 0,6 - 1,7 + 9,9 = 8,8 \text{ МПа} < R_b = 17 \text{ МПа}.$$

Прочность усиленного объединенного сечения под увеличенную нагрузку обеспечена.

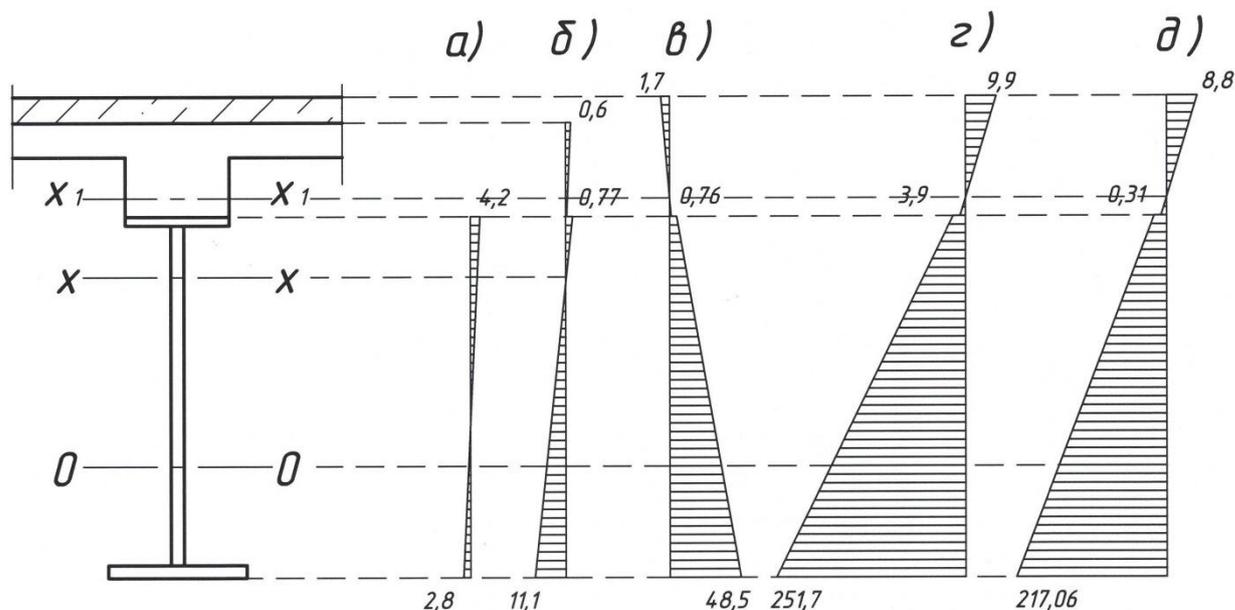


Рисунок 31 – Эпюры напряжений в усиленно перекрытии: *а* - от собственного веса металлической балки; *б* - от веса бетона усиления железобетонной плиты; *в* - от усилия натяжения канатов; *г* - от веса пола и временной нагрузки; *д* - суммарная эпюра напряжений

4.9. Расчет опорной части балки на действие поперечных сил

Погонная нагрузка на балку:

- от собственного веса стальной балки $q_s = 3,67 \text{ кН/м}$;
- от веса железобетонной плиты и пола $q_g = 38,52 \text{ кН/м}$;
- от временной нагрузки $q_v = 540 \text{ кН/м}$;
- полная нагрузка на балку $q = 582,19 \text{ кН/м}$.

Перерезывающая сила $Q = 9792 \text{ кН}$.

Расчетное сечение приведено на рисунке 32.

где $z_b = 1164 \text{ мм}$ - расстояние между центрами тяжести железобетонной плиты и металлической балки.

Положение центра тяжести объединенного сечения (ось $x - x$) по отношению к оси 0-0 определяется ординатой:

$$z_r = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{17,034 \cdot 10^6}{59134} = 288 \text{ мм.}$$

Момент инерции объединенного (сталежелезобетонного) сечения, приведенного к металлу, относительно оси $x - x$, проходящей через центр его тяжести:

$$I_{red} = I_s + A_s z_r^2 + \frac{1}{\alpha} I_b + \frac{1}{\alpha} A_b z_{r,b}^2 = 14082,4 \cdot 10^6 + 44500 \cdot 288^2 + \\ + \frac{1}{6,15} 1519 \cdot 10^6 + \frac{1}{6,15} 90000 \cdot 876^2 = 29250,4 \cdot 10^6 \text{ мм}^4,$$

где I_b , I_s - момент инерции сечения железобетонной плиты относительно оси, проходящей, через центр ее тяжести и момент инерции сечения металлической балки относительно оси, проходящей, также через центр ее тяжести; $z_b = 1164 - 288 = 876 \text{ мм}$;

Приведенные моменты сопротивления объединенного сечения для верхней и нижней точек металлической балки:

$$W_{red,s1} = \frac{I_{red}}{z_{r,s1}} = \frac{29250,4 \cdot 10^6}{651} = 44,93 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$$W_{red,s2} = \frac{I_{red}}{z_{r,s2}} = \frac{29250,4 \cdot 10^6}{899} = 32,54 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

Приведенный момент сопротивления для верхней грани бетона плиты будет равен:

$$W_{red,b} = \frac{\alpha I_{red}}{z_{r,b}} = \frac{6,15 \cdot 29250,4 \cdot 10^6}{1101} = 163,4 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

где $z_{r,s1} = z_1 - z_r = 939 - 288 = 651$ мм, $z_{r,s2} = z_2 + z_r = 611 + 288 = 899$ мм - расстояния от нейтральной оси $x - x$ приведенного сечения до верхней и нижней грани металлической балки.

Проверку касательных напряжений выполняем на уровне нейтральной оси сталежелезобетонного сечения:

$$\tau_1 = \frac{Q \cdot S_s}{I_{red} \cdot t_w} = \frac{9792 \cdot 10^3 \cdot 1,29 \cdot 10^6}{29250,4 \cdot 10^6 \cdot 18} = 24 \text{ МПа} < R_s = 139 \text{ МПа},$$

где $S_s = 1,29 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$ - статический момент части площади балки, расположенной ниже нейтральной оси, относительно этой оси.

4.10. Конструирование анкерной плиты обоймы.

Плита обоймы изображена на рисунке 33. Она представляет собой металлическую пластину размерами 450мм на 105 мм толщиной 40мм. Толщина обоймы назначается исходя из габаритных размеров цанговых зажимов и условий прочности.

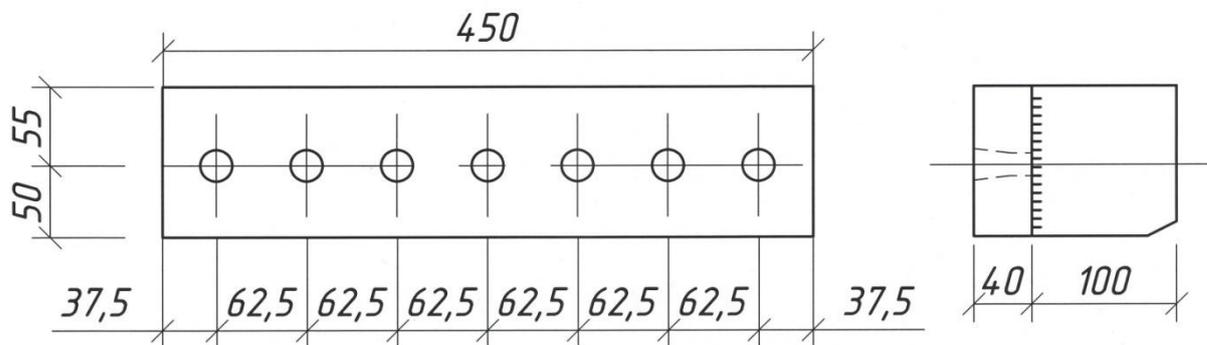


Рисунок 33 – Анкерная плита обоймы.

Плита содержит по количеству необходимых канатов 7 цилиндрических отверстий, расположенный на расстоянии 55мм от верхней грани, что обусловлено габаритами гидравлического домкрата.

Обойма имеет ребра, изображенные на рисунке 34, размерами 100мм на 105мм толщиной 12мм. Они служат для обеспечения устойчивости плиты обоймы, а так же предотвращает смещение напрягаемых канатов.

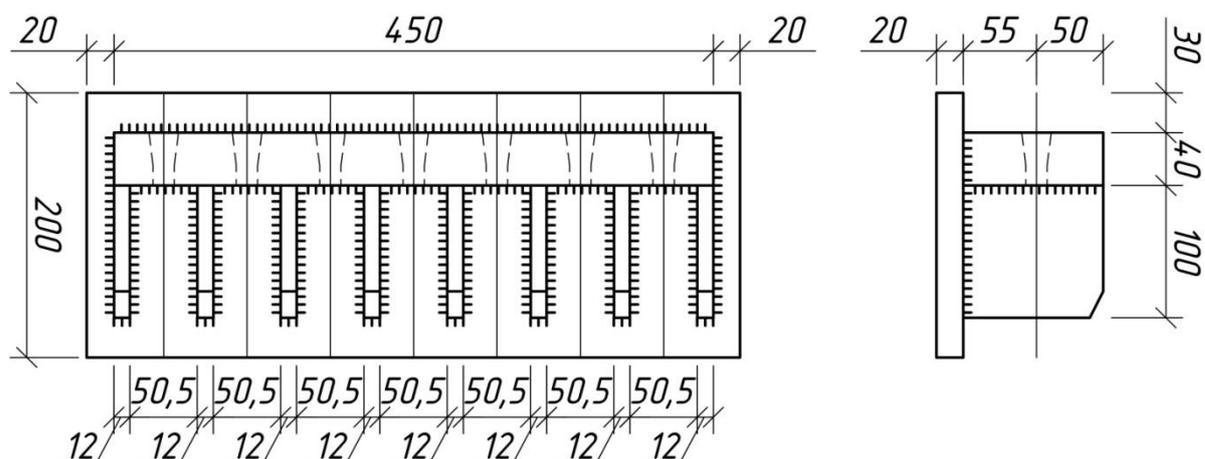


Рисунок 34 - Анкерная плита обоймы.

Обойма приваривается к нижнему поясу балки с помощью металлической пластины размерами 490мм на 200 мм толщиной 20мм.

Выводы по главе 4

В данной главе был произведен расчет усиления перекрытия двухэтажного двух пролетного здания с укрупненной сеткой колонн.

Был определен требуемый уровень напряжения канатов, рассчитано их количество.

Заключение

В ходе научно-исследовательской работы над магистерской диссертацией автором рассмотрено развитие методов усиления в отечественной и мировой практике. Проведен анализ существующих методов усиления балочных конструкций.

На основе анализа имеющихся схем и методов усиления балочных систем перекрытия, выявлено что ни одна схема усиления не позволяет уменьшить образовавшиеся в ходе эксплуатации прогибы в конструкции.

В нашей стране при возведении монолитных перекрытий получает широкое распространение предварительное обжатие конструкций с использованием высокопрочных канатов в пластиковой оболочке, так называемая система «без сцепления». Применение предварительного напряжения позволяет увеличить пролеты плит и снизить расход материалов за счет уменьшения количества колонн.

Однако системы «без сцепления» не используют при реконструкции зданий. В данной работе впервые для усиления балочных систем предлагается применение высокопрочных канатов в пластиковой оболочке, которые натягивают с большим усилием в процессе усиления конструкции.

В ходе изучения данной проблемы были подробно рассмотрены уровни предварительных напряжений и потери, учитываемые при расчете по СП 63.13330.2012 "Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения". Изучены два основных документа зарубежных норм АСІ 318-05 и Еврокод ЕС2. По Еврокоду ЕС2 рассмотрены уровни предварительных напряжений, а потери, учитываемые при расчете по АСІ 318-05.

Как правило, для систем «без сцепления» используют стабилизированные канаты, в которых потери предварительных напряжений пренебрежительно малы по сравнению с усилием натяжения

каната. В главе 2 детально рассмотрены применяемые на практике канаты в пластиковой оболочке, их основные физико-механические свойства.

Подобрана и рассмотрена конструкция анкерных устройств, широко известная в отечественной практике как цанговые зажимы.

В главе 2 разработаны конструктивные схемы усиления главных и второстепенных балок монолитного ребристого перекрытия, позволяющие уменьшить прогиб, возникший во время эксплуатации. Разработаны конструкции опорных элементов канатов, узлы их креплений (анкеровка), схемы сопряжения канатов с колоннами. Рассмотрена схема усиления сталежелезобетонного перекрытия.

В Главе 3 разработан метод расчета усиления высокопрочными канатами в пластиковой оболочке сталежелезобетонных балок, основанный на расчете металлических балочных мостов.

В Главе 4 был произведен расчет усиления перекрытия двухэтажного двухпролетного здания с укрупненной сеткой колонн. Был определен требуемый уровень напряжения канатов, рассчитано их количество.

В магистерской работе были выполнены все поставленные задачи, целью которых была разработка конструктивных схем и методов расчета усиления балочных систем перекрытий с применением высокопрочных канатов в пластиковой оболочке, напрягаемых в процессе усиления.

Список используемых источников

1. Алмазов В.О. Проектирование железобетонных конструкций по ЕВРОНОРМАМ : Науч. изд.: Издательство Ассоциации строительных вузов. М. : 2007. 216 с.
2. Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции: общий курс: учеб. для вузов. – 5-е изд., перераб. и доп. М. : Стройиздат, 1991. 767 с.
3. Борисов А. О. Прочность и деформативность внецентренно сжатых элементов, усиленных железобетонными обоймами с использованием полимерного клея : диссертация ... кандидата технических наук : Тольятти. 2011. 272 с.
4. ГОСТ 13840-68 Канаты стальные арматурные 1х7. Технические условия (С Изменениями N 1, 2, 3)
5. ГОСТ 28334-89 (СТ СЭВ 6433-88) Проволока и канаты стальные для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций. Метод испытания на релаксацию при постоянной деформации
6. ГОСТ Р 53772-2010 Канаты стальные арматурные семипроволочные стабилизированные. Технические условия.
7. Дрозд Я. И., Пастушков Г. П. Предварительно напряженные железобетонные конструкции : учеб. пособие для строит. спец. вузов. Минск. : Высш. шк., 1984. 208 с.
8. DYWIDAG-Systems International (DSI): [сайт] <https://www.dywidag-systems.com/>.
9. EN 1992-3:2006 Eurocode 2 – Design of Concrete Structures – Part 3 : Liquid retaining and containment structures.: [сайт] http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/doc/WS2008/EN1992_3_Jones.pdf/.
10. Замалиев Ф. С., Прочность и деформативность сталежелезобетонных изгибаемых конструкций гражданских зданий при различных видах нагружения : дис. на соискание ученой степени докт. тех. Наук. Казань. 2013. 379 с.
11. Калсанова О. В. Расчет нормальных сечений предварительно напряженной композитной плиты : Эффективные строительные конструкции: теория и практика: сборник статей X Международной научно–технической конференции. Пенза : Приволжский Дом знаний. 2010. с. 64 – 66.

12. Каталог конструктивных решений по усилению и восстановлению строительных конструкций промышленных зданий : Госстрой СССР ЦНИИПромздание. М. 1987.
13. Маиляна Л. Р. Справочник современного проектировщика : под общ. ред. Л.Р. Маиляна. Изд. 2-е. Ростов н/Д : Феникс, 2005. 540 с. L
SEP
14. Матадян С. А. Системы предварительного напряжения арматуры с натяжением её на бетон без сцепления // Технологии бетонов. 2007. №1.;
15. Михайлов В. В. Предварительно-напряжённые железобетонные конструкции: Теория, расчет и подбор сечений. 2-е изд., перераб. и доп. М. : Стройиздат, 1978. 383с.
16. МРТУ 7-17-67: Межреспубликанские технические условия. Зажимы полуавтоматические для захвата арматуры при ее натяжении.
17. Онуфриев Н. М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений : монография. Издательство литературы по строительству. Ленинград. М. : 1965. 340 с.
18. Панков А. В. Прочность и деформативность железобетонных балок, усиленных комбинированной системой с различными конструктивными параметрами : автореферат дис. ... кандидата технических наук : Пенза. 2011. 231 с.
19. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102-2004).
20. Рекомендации по проектированию усиления железобетонных конструкций зданий и сооружений реконструируемых предприятий. Надземные конструкции и сооружения.: Харьковский Промстройниипроект: 1992.
21. Рекомендации по изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций методом непрерывного армирования : НИИЖБ Госстроя СССР. М. 1985. 31 с.
22. Руководство по технологии изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций : Стройиздат. М. 1975. 192 с.;
23. СП 13-102-2003 Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений.
24. СП 52-102-2004 Предварительно напряженные железобетонные конструкции.

25. СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 (с Изменениями N 1, 2).
26. Sami Khan, Martin Williams Post-tensioned concrete floors. Oxford. 1995.
27. Тошин Д.С. Работа бетона при усилении конструкции под нагрузкой // Академический вестник УралНИИпроект РААСН. 2015. № 3. с. 66-68.
28. Тошин Д.С., Подпорин В.А., Расчет ребристых железобетонных плит покрытия с дефектами // Объединенный научный журнал. 2003. № 29. с. 46-47.
29. ТУ 5264-001-05765820-2012 Элементы конструкций из гофрированного металла для инженерных сооружений.
30. Шагин А. Л., Реконструкция зданий и сооружений : учеб. пособие для строит. специальностей вузов / А. Л. Шагин [и др.] ; под ред. А. Л. Шагина. - Москва : Высш. шк., 1991. - 351, [1] с. : ил.
31. Филипов В.А., Калсанова О.В. Особенности учета потерь в предварительно напряженных конструкциях, напрягаемых методом натяжения на бетон без сцепления // Актуальные проблемы развития жилищно-коммунального хозяйства городов и населенных пунктов: сборник статей Девятой научно-практической конференции 30 мая – 6 июня 2010 г. – М., София, Кавала, 2010 г. – 416–420.
32. Черныгов Е. А. Исследование эффективности применения технологии натяжения арматуры на бетон без сцепления // Молодые ученые в транспортной науке // Научные труды ОАО ЦНИИС, М.: 2005. 87-95 с.