В книге рассмотрены основные аспекты расчета и конструирования монолитных железобетонных перекрытий и покрытий с натяжением канатной арматуры «на бетон». Приведены примеры расчета, основные параметры оборудования и систем преднапряжения, а также примеры реализованных конструкций. Затронуты вопросы сравнения отечественных и зарубежных расчетных методик, анализа экономической целесообразности применения преднапряженных конструкций, производства работ по преднапряжению. Также приведены примеры использования преднапряжения в конструкциях «стены в грунте», фундаментных плитах, плитах полов по грунту, а также при усилении конструкций зданий.

Данная монография может быть интересна для инженеров, работающих в области проектирования монолитных железобетонных конструкций гражданских зданий, студентов строительных специальностей.



Портаев Денис Владимирович окончил Московский Государственный Строительный Университет в 2005г с красным дипломом. С 2005 года работает в ГК «ПРОМСТРОЙКОНТРАКТ» в области преднапряжения монолитных железобетонных конструкций, а также в области геотехники. Участвовал в крупнейших объектах с использованием монолитного преднапряженного железобетона в области гражданского и транспортного строительства. Имеет ряд публикаций и патентов на изобретения.

Д. Портаев

Расчет и конструирование монолитных преднапряженных конструкций гражданских зданий





Д.В. Портаев

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ ПРЕДНАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

Издательство Ассоциации строительных вузов
Москва
2011

Рецензенты:
начальник отдела строительных конструкций ГУП «Моспроект-2» им. М.В. Посохина *Д.И. Корнеев*; кандидат технических наук, академик АПН Украины *Г.М. Банных*.

Портаев Д.В.

Расчет и конструирование монолитных преднапряженных конструкций гражданских зданий: Научное издание. – М.: Издательство АСВ, 2011. – 248 с.

ISBN 978-5-93093-824-1

В книге рассмотрены основные аспекты расчета и конструирования монолитных железобетонных перекрытий и покрытий с натяжением канатной арматуры «на бетон». Приведены примеры расчета, основные параметры оборудования и систем преднапряжения, а также примеры реализованных конструкций. Затронуты вопросы сравнения отечественных и зарубежных расчетных методик, анализа экономической целесообразности применения преднапряженных конструкций, производства работ по преднапряжению. Также приведены примеры использования преднапряжения в конструкциях «стены в грунте», фундаментных плитах, плитах полов по грунту, а также при усилении конструкций зданий.

Данная монография может быть интересна для инженеров, работающих в области проектирования монолитных железобетонных конструкций гражданских зданий, студентов строительных специальностей.

ISBN 978-5-93093-824-1

© Издательство АСВ, 2011
© Портаев Д.В., 2011

Содержание

Введение 6

I. Системы предварительного напряжения 10
1.1. Система предварительного напряжения без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном 11
1.2. Система предварительного напряжения со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном 13

II. Технические характеристики систем предварительного напряжения 21

III. Потери предварительного напряжения 24
3.1. Первые потери 25
3.1.1. Потери на трение канатов о стенки каналообразователей или пластиковой оболочки 25
3.1.2. Потери предварительного напряжения за счет проскальзывания канатов на анкере 37
3.1.3. Потери предварительного напряжения за счет упругого обжатия бетона 41
3.2. Вторые потери 44
3.2.1. Потери предварительного напряжения за счет усадки бетона 44
3.2.2. Потери предварительного напряжения за счет ползучести бетона 48
3.2.3. Потери предварительного напряжения от релаксации напрягаемой арматуры 53
3.3. Приращение усилия натяжения в канатах без сцепления при деформациях конструкции 62

IV. Расчет предварительно напряженных конструкций по предельным состояниям 2-й группы 65
4.1. Определение усилий в конструкции и ее деформаций 65
4.1.1. Обжатие бетона 65
4.1.2. Вертикальные составляющие преднапряжения. Разгружающий эффект 72
4.1.3. Момент в конструкции за счет анкеровки с эксцентриситетом. Преднапряжение консолей 110

4.1.4. Моделирование преднапряженной арматуры при помощи стержневых элементов.....121
4.2. Порядок расчета конструкции с использованием преднапряженной арматуры.....124
4.3. Расчет предварительно напряженных конструкций по раскрытию трещин.....125
4.3.1. Расчет предварительно напряженных конструкций, преднапрягаемых канатной арматурой без сцепления с бетоном, по образованию и раскрытию трещин.....125
4.3.2. Расчет предварительно напряженных конструкций, преднапрягаемых канатной арматурой со сцеплением с бетоном, по образованию и раскрытию трещин.....130

V. Расчет предварительно напряженных конструкций с напрягаемой арматурой со сцеплением с бетоном и без по предельным состояниям 1-й группы 133
5.1. Ограничение напряжений 133
5.2. Расчет нормальных сечений на действие изгибающего момента.....134
5.2.1. Определение усилий 134
5.2.2. Моменты статической неопределимости 134
5.2.3. Расчет нормальных сечений конструкций, преднапрягаемых канатной арматурой, на действие изгибающего момента по несущей способности.....140
5.3. Расчет предварительно напряженных конструкций на действие поперечных сил 148

VI. Конструирование конструкций, преднапрягаемых напрягаемой канатной арматурой со сцеплением с бетоном и без.....157
6.1. Конструирование анкерных зон 157
6.2. Способы анкеровки канатной арматуры 164
6.3. Раскладка и фиксация напрягаемой арматуры 174

VII. Преднапряженные конструкции гражданских зданий 179
7.1. Плоские плиты перекрытий 179
7.2. Плиты перекрытий с плоскими балками 186
7.3. Плиты перекрытий с капителями 188

7.4. Балочные плиты перекрытий.....191
7.5. Пустотные и кессонные перекрытия.....194
7.6. Сборно-монолитные перекрытия 197
7.7. Полы по грунту.....202
7.8. Использование преднапряжения для защиты перекрытий от прогрессирующего обрушения.....213
7.9. Преднапряжение в распорных конструкциях 219
7.10. Преднапряжение бассейнов и резервуаров 220
7.11. Предварительное напряжение вертикальных элементов.....222
7.12. Предварительно напряженные балки построечного изготовления.....229
7.13. Усиление конструкций зданий при помощи преднапряженной арматуры.....232
7.13.1. Усиление плит перекрытий.....232
7.13.2. Усиление балок и ферм.....235
7.13.3. Усиление стен при помощи преднапряженных тяжей 237
7.13.4. Стержневая преднапрягаемая арматура.....241

VIII. Огнестойкость преднапряженных перекрытий 243

IX. Пример технико-экономического сравнения преднапряженного и непреднапряженного перекрытия.....244
Литература 246

Введение

На данный момент все больше и больше зданий и сооружений в нашей стране выполняются с использованием монолитного железобетона. В отличие от сборных конструкций монолитный железобетон обеспечивает большую гибкость в области архитектурно-планировочных решений, большую структурную целостность здания. В отличие от монолитных конструкций сборный железобетон обладает одним существенным преимуществом – возможностью использования в нем предварительного напряжения, существенно повышающего экономичность конструкций.

За последние 30–40 лет в странах Европы и США все большее развитие получает использование предварительного напряжения с натяжением на бетон (постнапряжения), позволяющее эффективно преднапрягать монолитные конструкции. В нашей стране данная технология получила распространение при строительстве монолитных путепроводов и мостов, в гражданском же строительстве применяется крайне редко. Отчасти это связанно с отсутствием норм и рекомендаций по расчету и конструированию данных конструкций. Старый СНиП 2.03.01-89* «Бетонные и железобетонные конструкции» и пособия к нему содержат крайне скудные сведения о предварительном напряжении с натяжением на бетон, СП 52-102-2004 «Предварительно напряженные железобетонные конструкции» рассматривает только технологию натяжения арматуры на упоры. Единственным действующим документом, содержащим рекомендации по расчету и конструированию преднапряженных конструкций с натяжением на бетон, является СНиП 2.05.04-84* «Мосты и трубы», но он не отражает специфики конструкций гражданских зданий. СП 52-103-2007 содержит рекомендации по применению канатной арматуры без сцепления с бетоном при пролетах перекрытий более 7 м, однако не содержит рекомендаций и указаний по их расчету.

Несмотря на все вышеизложенные трудности, существует большое количество примеров успешной реализации в нашей стране зданий, где использование предварительного напряжения в монолитном бетоне позволило успешно решить ряд архитектурно-планировочных задач и обеспечить экономический эффект, достигаемый за счет сокращения расхода бетона и арматуры при возведении перекрытия, снижения строительной высоты перекрытий, их собственного веса, и как следствие, – уменьшения нагрузок на вертикальные конструкции здания и фундамента.

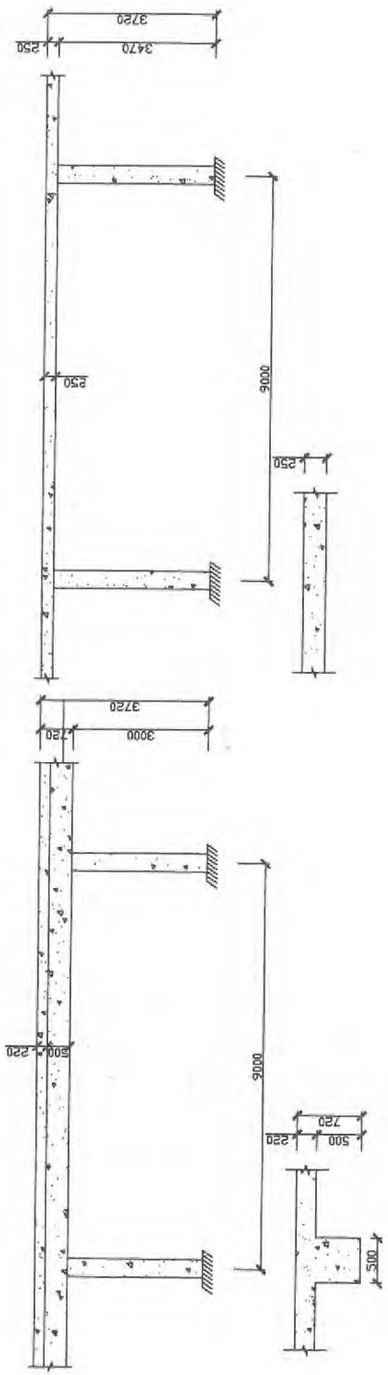


Рис. 1. Принципиальная схема перекрытия пролетом 9×9 м под временную нагрузку 600 кг/м^2, слева без преднапряжения, справа – с преднапряжением

Среди реализованных объектов: задания ТРК «ИКЕЯ» в Москве и Екатеринбурге, где были реализованы пролеты 8×16 м, ТРК «Июнь» в Череповце, где были выполнены монолитные безбалочные преднапряженные перекрытия пролетом 8×8 м, ТРК «РИО», где были реализованы безбалочные перекрытия 9×9 м и балочные 12×12 м, и многие другие объекты.

Данная работа ставит своей целью обобщение накопленного в нашей стране опыта проектирования и возведения конструкций гражданских зданий с использованием предварительно напряженного монолитного железобетона.

Также будут рассмотрены принципы расчета и конструирования монолитных преднапряженных конструкций, основанные на требованиях СНиПов, Eurocode-2 и Европейских технических условий (ETA) на систему преднапряжения монолитного бетона.



Рис. 2. Монолитные преднапряженные плиты пролетом 9×9 м. Нижняя плита без преднапряжения, верхние – с преднапряжением

Пример потери высоты этажа парковки из-за габаритов большепролетных балок без преднапряжения представлен на *рис. 3*.



Рис. 3. Потеря высоты этажа парковки из-за габаритов большепролетных балок без преднапряжения

I. Системы предварительного напряжения

На протяжении истории использования предварительно напряженного монолитного бетона сформировалось несколько принципиальных схем, систем предварительного напряжения, которые получили распространение и легли в основу нормативных документов.

Как правило, в гражданском строительстве применяется система предварительного напряжения с использованием канатной арматуры. Существуют две принципиальные схемы систем преднапряжения: система предварительного напряжения со сцеплением (система с «восстановленным сцеплением») напрягаемой арматуры с бетоном и система преднапряжения без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном. Каждая из систем имеет свои достоинства и недостатки, которые определяют диапазон эффективного применения этой системы.

Все системы преднапряжения монолитного бетона с натяжением на бетон основываются на следующих принципах: создание в теле бетона канала для размещения и свободного натяжения элемента натяжения (каната) и фиксации элемента натяжения на торцевых упорах (анкерах). Как правило, современные системы преднапряжения обеспечивают фиксацию арматуры на анкерах при помощи цанговых захватов. Принцип работы цангового захвата заключается в том, что при передаче напряжения на канат цанговый захват расклинивается в посадочной конусообразной выемке анкера и, обжимая канат, за счет имеющейся на цанге насечки (фрикционной резьбы) фиксирует канат. В процессе натяжения захватное устройство гидродомкрата захватывает канат, при натяжении цанга выходит из посадочного места на величину, определенную для конкретного типа системы преднапряжения (обычно от 2 до 6 мм). При натяжении каната на заданное усилие происходит «размыкание» захватного устройства гидродомкрата, цанга возвращается в посадочное место и фиксирует канат. Процесс перемещения цанги на заданную величину называется «посадкой цанги». Также существуют гидродомкраты, позволяющее возвращать цангу в посадочное место при помощи гидравлической запрессовки до размыкания захватного устройства домкрата, минимизируя обратное перемещение («проскальзывание») каната (*рис. 1.1*).

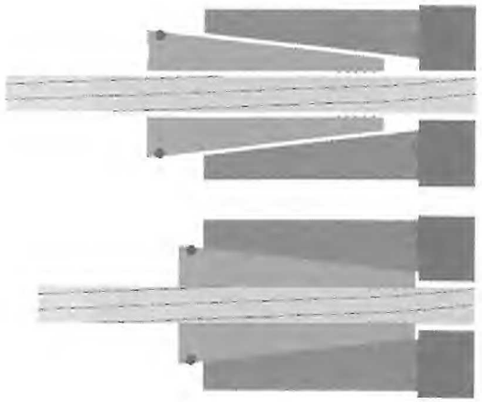


Рис. 1.1. Принцип анкеровки каната при помощи цангового захвата. Вверху – положение цанги до «отпуска» каната, внизу – положение цанги после «отпуска» каната

1.1. Система предварительного напряжения без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном

Данная система подразумевает отсутствие сцепления напрягаемой арматуры с бетоном в течение всего срока эксплуатации. Как правило, используются канаты диаметром от 12 до 15,7 мм, где каждый канат имеет индивидуальную пластиковую оболочку со смазкой. Данная схема каната получила название «моностренд» (*рис. 1.2, 1.3*). Передача осевых усилий на бетон осуществляется за счет установки на торцах отрезка каната анкерных устройств. За счет наличия смазочного состава достигается минимальный коэффициент трения каната о стенки канала и соответственно минимальные потери от трения. Также за счет пластиковой оболочки и смазки напрягаемая арматура надежно защищена от коррозии на протяжении всего срока эксплуатации конструкции.



Рис. 1.2. Сечение каната в оболочке



Рис. 1.3. Канаты в оболочке



Рис. 1.4. Конструкция, армированная монострендами

За счет конструктивной схемы система имеет минимальные габариты и может быть использована для тонких конструкций. Максимальный диаметр каната в оболочке (для диаметра 15,7 мм) составляет всего 20 мм по внешнему диаметру оболочки.

Среди недостатков системы следует отметить то, что при расчете железобетонных сечений на прочность канаты в пластиковой оболочке учитываются не с расчетным сопротивлением R_{sp}, а с усилием преднапряжения за вычетом всех потерь σ_{sp}, которое, как правило, значительно ниже. Также при расчете сечений на трещиностойкость учитываются положительные эффекты от преднапряжения (обжатие, разгружающие моменты), но не учитывается площадь канатной арматуры без сцепления с бетоном в сечении. За счет минимальных габаритов система преднапряжения без сцепления с бетоном позволяет обеспечить максимальные эксцентриситеты напрягаемой арматуры в бетоне.

За счет того, что натяжение каждого каната в системе без сцепления возможно производить по отдельности, возможно использование легкого оборудования для натяжения (вес домкрата для натяжения одного каната <20 кг (*рис. 1.5*), четырех канатов – 60 кг, двенадцати канатов >150 кг). Также предельно прост процесс монтажа канатной арматуры, состоящий только из двух операций: монтажа канатов в оболочке и анкеров и натяжения канатов.

Очевидно, что применение системы преднапряжения без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном целесообразно в относительно тонких конструкциях – плитах перекрытий, силовых полах по грунту.

1.2. Система предварительного напряжения со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном

Основным отличием системы преднапряжения со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном («восстановленным сцеплением») является то, что каналообразователь, выполняемый из трубы из гофрированной стали или пластика, после натяжения находящихся в нем канатов заполняется безусадочным цементным раствором, обеспечивающим в дальнейшем защиту канатов и передачу усилия с канатов на бетон конструкции по всей длине каната. При данной схеме необходимо, чтобы высота гофры каналообразорвателя обеспечивала достаточную высоту «шпонок», обеспечивая передачу усилий преднапряжения с внутреннего заполняющего раствора канала на основной бетон конструкции. Как правило, используемые каналообразователи являются элементами систем преднапряжения, соответствующих ETA, и обеспечивают достаточную передачу усилий (*рис. 1.8*).



Рис. 1.5. Комплект оборудования для натяжения монострендов

Технология монтажа система предварительного напряжения со сцеплением с бетоном состоит из следующих технологических процессов:

1. Монтаж каналообразователей и анкеров, герметизация стыков каналообразователей.

2. «Набивка», или протяжка, напрягаемой арматуры в каналообразователи*.

3. Натяжение канатной арматуры после набора бетоном достаточной передаточной прочности.

4. Инъецирование каналообразователей.

При инъецировании каналов длиной более 10 м рекомендуется обеспечить дополнительные промежуточные клапаны и трубки для выхода воздуха в низких и высоких точках канала (*рис. 1.6*).

Монтаж каналообразователей и трубок должен быть проведен до бетонирования конструкции. Контролем качества заполнения канала является истечение из клапанов раствора объемом не менее 1 л.

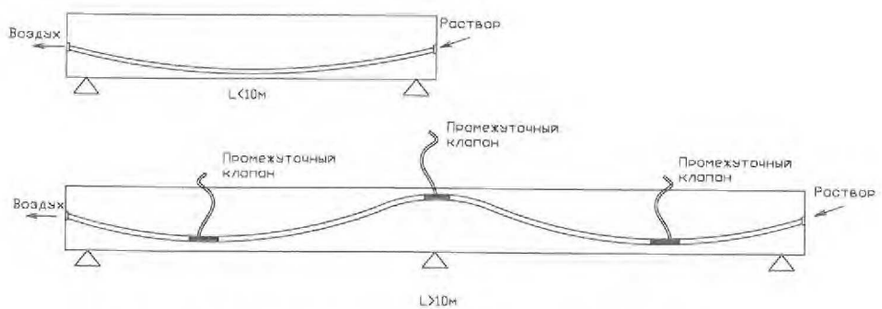


Рис. 1.6. Схема инъецирования каналообразователей

Для обеспечения качественного заполнения канала применяются добавки, позволяющее обеспечивать безусадочность раствора.

Как показывает практика, нецелесообразно применение каналов менее чем с четырьмя канатами за счет большого количества операций и вспомогательных элементов.

---

* «Набивка», или протяжка, может осуществляться как до детонирования, так и после. В последнем случае необходимо предусмотреть мероприятия по предотвращению попадания бетона в каналообразователь, например при помощи установки на период бетонирования в каналообразователи извлекаемой пластиковой трубы внешним диаметром на 5–10 мм меньше внутреннего диаметра каналообразователя.

В отличие от системы преднапряжения без сцепления арматуры с бетоном в системе со сцеплением натягиваются не отдельные канаты, а пучки канатов.

С точки зрения конструирования, система со сцеплением имеет большие габариты (*табл. 1.1*).

Таблица 1.1

Диаметры каналов в зависимости от кол-ва канатов диаметром 15,2 мм и 15,7 мм в канале на основе ETA 06/0022			
Кол-во канатов	Диаметр канала, мм	Кол-во канатов	Диаметр канала, мм
3	50	10	80
4	55	12	85
5	60	15	90
6	65	19	95
7	65	22	100
8	70	27	110
9	75	31	120

Как показывает практика, в гражданском строительстве целесообразно применять каналы на 4–9 каната, так как при большем количестве прядей за счет роста диаметра каналообразователя существенно уменьшается эксцентриситет системы в бетоне, в особенности в точках пересечения канатов в надколонных зонах (*рис. 1.7*).

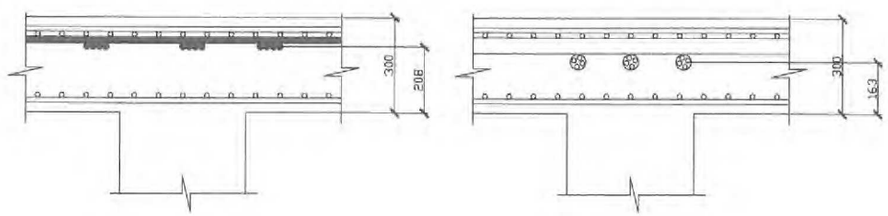


Рис. 1.7. Сравнение h_0 в надколонной зоне для монострендов (d = 20 мм) и четыре прядевых пучков (d = 50 мм)

При использовании системы со сцеплением общий объем работ существенно выше, чем при использовании системы без сцепления. Также очевидно, что применение системы со сцеплением целесообразно в конструкциях достаточно больших габаритов – балки, фундаментные плиты, распределительные перекрытия и т.д.

Также определенные ограничения накладывает и необходимость производства работ по инъецированию при положительных температурах.

Система преднапряжения со сцеплением имеет ряд преимуществ конструктивного характера: при расчете сечений по несущей способности напрягаемая арматура учитывается с расчетным сопротивлением R_{sp} независимо от величины потерь, при расчете по трещиностойкости напрягаемая арматура учитывается в сечении. Передача усилий преднапряжения на бетон происходит не только на торцевых анкерах, но и по всей длине пучка.

За счет отсутствия смазки канатной арматуры и использования металлических каналообразователей потери на трение для системы со сцеплением существенно выше, чем для системы без сцепления.

Необходимо также учитывать, что центр тяжести каналообразователя не всегда совпадает с центром тяжести напрягаемой арматуры. В точках перегибов канаты прижимаются к стекам каналообразователя. В большинстве случаев при расчетах можно пользоваться следующей зависимостью (*рис. 1.7*):

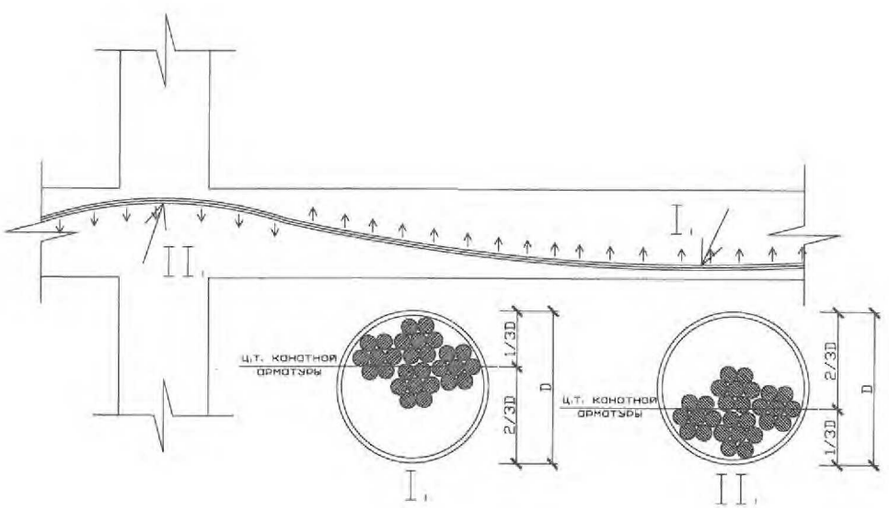


Рис. 1.7.1. Схема расположения напрягаемой арматуры в каналах в точках перегибов (D – внутренний диаметр каналообразователя)



Рис. 1.8. Каналообразователь из гофрированной стали с напрягаемой арматурой

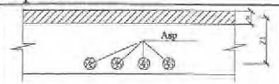
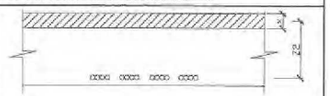
Преимущества и недостатки систем преднапряжения со сцеплением и без представлены в *табл. 1.2*.

Таблица 1.2

Преимущества и недостатки систем преднапряжения со сцеплением и без

Параметр	Система преднапряжения со сцеплением	Система преднапряжения без сцепления
1. Технологичность монтажа	4 операции	2 операции
2. Оборудование	6 единиц (гидродомкрат, маслостанция для гидродомкрата, устройство для разматывания каната, устройство для проталкивания канатной арматуры в канал, маслостанция для устройства для проталкивания канатной арматуры в канал, инъекционная станция)	3 единицы (гидродомкрат, маслостанция для гидродомкрата, устройство для разматывания каната)

Продолжение табл. 1.2

Параметр	Система преднапряжения со сцеплением	Система преднапряжения без сцепления
3. Потери на трение	Коэффициент трения $\mu = 0{,}15–0{,}21$ После инъецирования усилия преднапряжения «фиксируются» и остаются неравномерными по длине напрягаемого элемента за счет потерь на трения	Коэффициент трения $\mu = 0{,}06$ Неравномерные за счет потерь на трение усилия преднапряжения в процессе эксплуатации «выравниваются», обеспечивая равномерное натяжение по всей длине напрягаемого элемента
4. Несущая способность	 $M_{ULT} = A_{sp} \times R_{sp} \times z_1$, $z_1 < z_2$, $R_{sp} > \sigma_{sp}$	 $M_{ULT} = A_{sp} \times \sigma_{sp} \times z_2$
5. Область применения	Массивные балки, фундаментные плиты	Тонкие перекрытия, силовые полы по грунту, невысокие балки 
6. Ограничения по производству работ	Инъецирование при температуре не менее +5 °С, нахождение канатов в канале без инъекции не более 2 недель	Работы могут производиться при любой температуре
7. Стойкость к коррозии	Защита металла цементным раствором	Защита каната ПНД трубкой и смазкой
8. Трещиностойкость	Площадь напрягаемой арматуры со сцеплением учитывается в расчете на трещиностойкость и раскрытие трещин	Площадь напрягаемой арматуры без сцепления не учитывается в расчете на трещиностойкость и раскрытие трещин. Фактически в расчете на трещиностойкость канат в оболочке – просто отверстие в бетоне
9. Габариты	Минимальный диаметр канала 50 мм	Диаметр каната в оболочке всего 20 мм

Окончание табл. 1.2

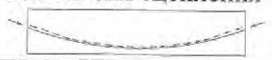
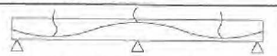
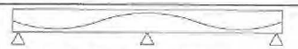
Параметр	Система преднапряжения со сцеплением	Система преднапряжения без сцепления
10. Передача усилий	Передача усилий на бетон осуществляется по всей длине каната, за счет сил сцепления 	Передача усилий на бетон происходит только по торцевым анкерам 
11. Надежность	При разрушении анкерной зоны или локальной зоны пучка преднапряжение конструкции сохраняется и напрягаемая арматура сохраняет работоспособность, в том числе и по несущей способности	При разрушении анкерной зоны или локального участка каната канат полностью выходит из строя, уровень натяжения в канате падает по всей длине до 0
12. Дополнительные технологические требования	 Требуются дополнительные выходы инъекционнных трубок на поверхность конструкции, невозможно производить отделочные работы на поверхности конструкции до инъекцирования (*рис. 12*)	 Выходов для инъецирования не требуется, гладкая поверхность плиты
13. Стоимостные показатели	Канат без оболочки дешевле, но требуются дополнительные элементы – каналообразователи, инъекционные трубки, инъекционный раствор с добавками, более дорогое производство работ	Канат в оболочке дороже, но дополнительных элементов и работ не требуется



Рис. 1.9. Армокаркас балочной плиты перекрытия, преднапрягаемой арматурой со сцеплением с бетоном. Видны каналообразователи и выходы инъекционных трубок

II. Технические характеристики систем предварительного напряжения

Большинство современных систем предварительного напряжения используют в качестве напрягаемых элементов семипроволочные арматурные канаты диаметром 12, 15,2 и 15,7 мм со следующими площадями сечений:

12 мм – 100 мм^2;
15,2 мм – 140 мм^2;
15,7 мм – 150 мм^2.

Как правило, в конструкциях гражданских зданий наиболее целесообразно применение каната наибольшего диаметра – 15,7 мм, так как для обеспечения заданного уровня напряжения они требуют на 30% меньше анкеров, чем канаты диаметром 12 мм, и на 6% меньше, чем канаты 15,2 мм. Также за счет увеличения сечения отдельного каната происходит уменьшение количества канатов и снижаются трудозатраты. Использование на одном объекте канатов разных диаметра и марки не допускается.

На данный момент ведущими мировыми производителями выпускаются канаты двух марок по пределу прочности (f_{pk}) – 1860 МПа и 1770 МПа. Основной расчетной характеристикой для данных канатов является условный предел текучести (при остаточной деформации 0,1%) $f_{p0,1k}$ (*рис. 2.1*), равный для канатов марки 1860 Н/мм^2 от 1600 до 1680 МПа (в зависимости от производителя и партии) и 1520 МПа для марки канатов 1770 МПа (Eurocode-2 п. 3.3). Наиболее целесообразным является применение канатов марки 1860 МПа, так как при

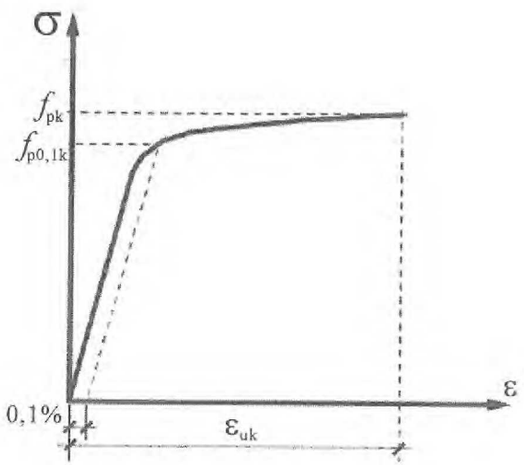


Рис. 2.1. Нормируемые точки f_{pk} и $f_{p0,1k}$ на графике

схожих ценовых характеристиках они имеют несущую способность на 5–9% выше, чем канаты марки 1770 Н/мм^2 того же сечения.

Уровень натяжения в соответствии с требованиями Eurocode-2 п. 5.10.2.1 не должен превышать значений 0,8 f_{pk} и 0,9 $f_{p0,1k}$ (меньшее из двух) (*табл. 2.1*).

При возможности измерения усилий натяжения с точностью до ±5% допускается натяжение до усилия в 0,95 $f_{p0,1k}$ в соответствии с п. 5.10.2.1 Eurocode-2, учитывая, что после первых потерь усилие натяжения будет не более $\sigma_{0,max}$. Данный процесс носит название «перетяжки» и позволяет уменьшить негативное влияние первых потерь.

Таблица 2.1

Марка стали	A_{sp}	0,8 f_{pk}	0,9 $f_{p0,1k}$	$\sigma_{0,max}$	$P = \sigma_{0,max} \times A_{sp}$	Перетяжка
1770/1520	150 мм^2	1416 МПа	1368 МПа	1368 МПа	205,2 кН	1345 МПа/ 201,78 кН
1860/1640	150 мм^2	1488 МПа	1476 МПа	1476 МПа	221,4 кН	1558 МПа/ 233,7 кН

Расчетное сопротивление R_s стали может быть вычислено на основании норм СП 52-102-2004 или Eurocode-2, на основании значения нормативного сопротивления $R_{s,n}$, принимаемого равным условному пределу текучести.

Переход от условного предела текучести осуществляется следующим образом: $R_s = \frac{R_{s,n}}{\gamma_s}$, $\gamma_s = 1,2$ по СП 52-102-2004, $\gamma_s = 1,15$ по Eurocode-2.

Соответственно, расчетные сопротивления стали канатов составят (*табл. 2.2*):

Таблица 2.2

Марка стали	R_s по СП 52-102-2004	R_s Eurocode-2
1770/1520	1266 МПа	1321 МПа
1860/1600	1333 МПа	1391 МПа
1860/1640	1366 МПа	1426 МПа
1860/1670	1391 МПа	1452 МПа

Целесообразным является принимать расчетное сопротивление канатной арматуры в соответствии с Eurocode-2, так как для арматуры класса к-7 нормы СП принимают $\gamma_s = 1,2$, учитывая, что ГОСТ 13840-68 на канатную арматуру к-7 нормирует условный предел текучести при остаточной деформации 0,2%, нормы EUROCODE-2 принимают $\gamma_s = 1,15$ и нормируют условный предел текучести при остаточной деформации 0,1%.

Для сравнения: СП 52-102-2004 рекомендует для арматурных канатов усилие преднапряжения не более 0,8 $R_{s,n}$, т. е. максимальный уровень преднапряжения по СП составляет величины, представленные в *табл. 2.3*.

Таблица 2.3

Марка стали	$\sigma_{0,max}$
1770/1520	1216 МПа
1860/1600	1280 МПа
1860/1640	1312 МПа
1860/1670	1336 МПа

При расчете необходимо учитывать коэффициент точности натяжения, равный 0,95 при учете положительного влияния преднапряжения и 1,1 при учете отрицательного (смятие под анкерами, расчет конструкции на монтажной стадии). Коэффициент применяется к показателю преднапряжения, вычисленному после всех потерь. Также в расчетах возможно использовать показатель преднапряжения, полученный на основе фактических вытяжек напрягаемой арматуры. Величина отклонения расчетных вытяжек от полученных теоретически не должна превышать 5% для группы элементов натяжения и 15% для отдельного элемента натяжения.

III. Потери предварительного напряжения

Всего можно выделить 3 вида первых и 3 вида вторых потерь.

1. Первые потери.

1.1. Потери на трение канатов о стенки каналообразователей или пластиковой оболочки.

1.2. Потери на проскальзывание каната на анкере.

1.3. Потери натяжения ранее натянутых канатов после натяжения последующих за счет упругой деформации бетона.

2. Вторые потери.

2.1. Потери за счет усадки бетона.

2.2. Потери за счет ползучести бетона.

2.3. Потери за счет релаксации напрягаемой арматуры.

СНиП 2.05.03-84* и Еврокод-2 предлагают принципиально различные способы определения потерь предварительного напряжения (*табл. 3.1*).

Таблица 3.1

Тип потерь	Предпочтительный способ определения
Трение	Еврокод-2 и рекомендации производителей конкретной системы преднапряжения (коэффициенты СНиП отличаются от коэффициентов для современных систем преднапряжения, в СНиП отсутствуют коэффициенты для преднапряжения при помощи монострендов)
Проскальзывание на анкерах	Еврокод-2 и рекомендации производителей конкретной системы преднапряжения (нормы СНиП позволяют определить данный вид потерь только для случая натяжения линейного элемента на упоры, при отсутствии трения)
Упругая деформация бетона	Данный вид потерь, несмотря на его существенное влияние на уровень преднапряжения, в СНиП отсутствует, для определения данного вида потерь можно пользоваться простыми формулами сопротивления материалов
Усадка бетона	СНиП, Еврокод-2 (усадка бетона не зависит от конкретного типа применяемой системы преднапряжения)
Ползучесть бетона	СНиП, Еврокод-2 (ползучесть бетона не зависит от конкретного типа применяемой системы преднапряжения)

Продолжение табл. 3.1

Тип потерь	Предпочтительный способ определения
Релаксация напрягаемой арматуры	Еврокод-2 и рекомендации производителей конкретной системы преднапряжения (Еврокод-2 позволяет более точно определить уровень потерь за счет релаксации, в зависимости от класса стали по релаксации и времени эксплуатации конструкции, дающие существенное (до нескольких раз) расхождение вычисляемого уровня потерь. Формула СНиП не позволяет учитывать эти факторы)

Те виды потерь, которые зависят от типа системы предварительного напряжения, для достижения большей точности следует определять в соответствии с Еврокодом-2 или рекомендациями производителя конкретной системы преднапряжения (например, ETA). При определении данных потерь в соответствии с нормами СНиП будут получены значения «в запас».

Те виды потерь, физический смысл которых не зависит от типа системы преднапряжения и зависит от поведения бетона, могут быть одинаково определены по СНиП или Еврокоду-2.

3.1. Первые потери

3.1.1. Потери на трение канатов о стенки каналообразователей или пластиковой оболочки

Потери за счет трения напрягаемой арматуры о стенки каналов (оболочки) могут быть вычислены по следующей формуле Eurocode-2:

$$\Delta P(x) = P_0(1 - e^{-\mu(\Theta + kx)}),$$

где x – расстояние от точки приложения усилия натяжения (активного анкера) до точки, в которой измеряются потери. Расстояние x должно быть измерено по оси каната, но, как правило, при расчете протяженных конструкций небольшой высоты расстояние x может быть с достаточной точностью измерено как длина проекции каната на плоскость (т.е. расстояние измеряется без учета изгибов каната); P_0 – усилие в точке приложения силы; $e \approx 2{,}71$ – основание натуральных логарифмов; μ – коэффициент трения, зависящий от типа системы преднапряжения; κ – коэффициент «вихляния» каната.

Как правило, коэффициенты μ и κ определяются по техническим условиям поставщика той или иной системы преднапряжения.

Например для системы преднапряжения без сцепления с бетоном по ETA 03/0036 $\mu = 0{,}06$, $\kappa = 0{,}9\times10^{-2}$ м$^{-1}$ (≈0,5°/м).

Для систем со сцеплением коэффициенты κ и μ зависят от числа канатов в каналообразователе и диаметра каналообразователя. Например, для системы по ETA 06/0022 возможно использование следующих значений коэффициентов κ и μ (*табл. 3.2*):

Таблица 3.2

Кол-во прядей	Диаметр каналообразователя	κ	μ	Min R изгиба (м)
3	50	5×10^{-3}	0,18	2,8
4	55	5×10^{-3}	0,19	3
5	60	5×10^{-3}	0,2	3,6
6	65	5×10^{-3}	0,19	3,95
7	65	5×10^{-3}	0,19	4,3
8	70	5×10^{-3}	0,2	4,65
9	75	5×10^{-3}	0,19	5
10	80	5×10^{-3}	0,19	5,6
12	80	5×10^{-3}	0,19	6,2
15	90	5×10^{-3}	0,19	6,8
19	95	5×10^{-3}	0,2	8,2
22	100	5×10^{-3}	0,2	8,8
27	110	5×10^{-3}	0,2	9,9
31	120	5×10^{-3}	0,2	10
37	130	5×10^{-3}	0,2	10,2

Θ – сумма угловых отклонений каната (пучка) в рад. Углы суммируются по модулю независимо от знака.

Для любых геометрических форм раскладок каната (пучка), для которых возможно вывести четкое математическое описание, tg угла наклона в точке может быть вычислен как производная данной функции.

Для параболы (*рис. 3.1*):

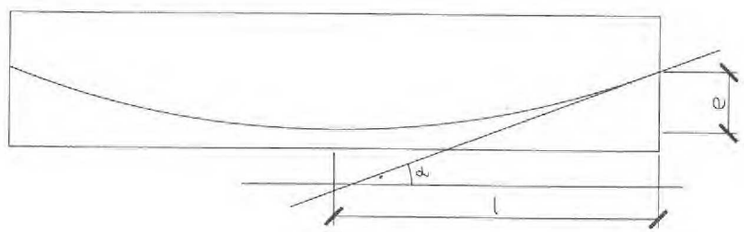


Рис. 3.1

Разобьем параболу на две одинаковые части (*рис. 3.2*).

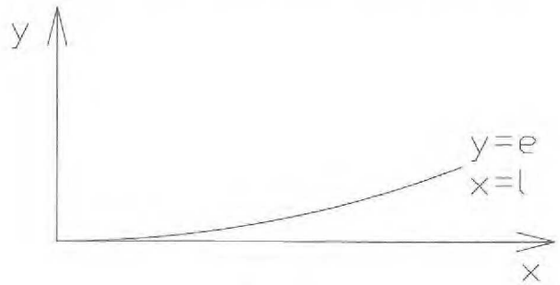


Рис. 3.2

Для данной параболы справедливо выражение

$$y = ax^2,\ x = 0, y = 0, x = 1, y = e.$$

Получим $a = e/l^2$, $\mathrm{tg}\alpha = 2ax = 2(e/l^2)x$.

В точке $x = 1$ $\mathrm{tg}\alpha = 2e/l$, $\alpha = \mathrm{arctg}(2e/l)$.

Как правило, в преднапряженных конструкциях изгибы канатов (пучков) невелики и допустимо использовать зависимость $\mathrm{tg}\alpha = \alpha$.

Таким образом, для указанной балки $\Theta = \mathrm{arctg}(4e/l) \approx 4e/l$.

Например, для шарнирно опертой балки длиной 20 м с эксцентриситетом преднапрягаемого пучка

$$e = 0{,}5 \text{ м}, \quad \Theta = \mathrm{arctg}(4\times0{,}5/20) \approx 4\times0{,}5/20 = 0{,}2 \text{ рад}.$$

При использовании в данной балке системы без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном и начальном натяжении $P_0 = 216$ кН потери составят:

$$\Delta P(x) = 216\times(1-2{,}71^{-0{,}06\times(0{,}2+20\times0{,}009)}) = 216\times(1-2{,}71^{-0{,}0228}) = 4{,}86 \text{ кН}.$$

Для аналогичной балки при использовании 4-прядевой системы со сцеплением с бетоном при использовании металлических гофорированных каналообразователей и при исходном натяжении $P_0 = 216$ кН/канат потери для каждого каната составят:

$$\Delta P(x) = 216\times(1-2{,}71^{-0{,}19\times(0{,}2+20\times0{,}005)}) = 216\times(1-2{,}71^{-0{,}057}) = 11{,}9 \text{ кН}.$$

Таким образом, видно, что за счет более высокого коэффициента трения потери на трение при использовании системы со сцеплением выше в 2,4 раза, чем при использовании системы без сцепления. В общем случае при натяжении с одной стороны потери перераспределяются в следующей зависимости (*рис. 3.3*).

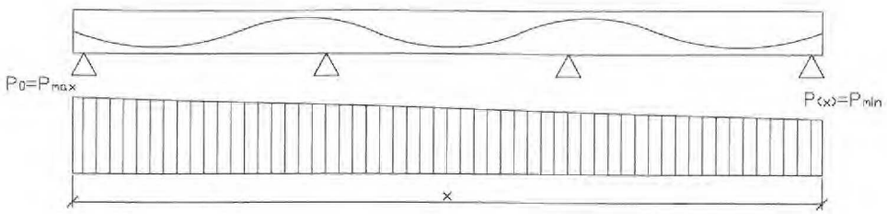


Рис. 3.3

Как правило, при расчетах в качестве расчетного значения при учете «благоприятного влияния преднапряжения» применяется усредненное расчетное значение, равное $P(x) = P_{\min}$.

Для систем со сцеплением в расчете используется либо фактическое значение преднапряжения в точке $P(x)$, либо минимальное значение $P_{\min}$. Для систем без сцепления в процессе эксплуатации наблюдается эффект уравновешивания напряжений (*рис. 3.4*).

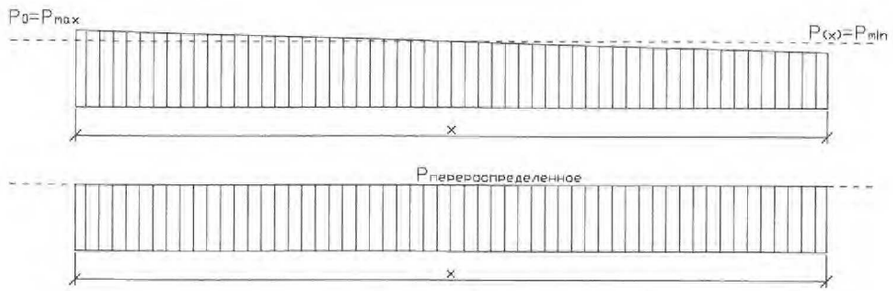


Рис. 17

При учете уравновешивания напряжений в системах без сцепления за расчетную величину может быть принят минимальный уровень напряжений (в запас) или усредненный уровень, равный площади эпюры напряжений, деленной на ее длину.

При проверке неблагоприятного воздействия преднапряжения (несущая способность и трещиностойкость при отсутствии нагрузки,

смятие бетона анкерных зон и т.д.) в качестве расчетного значения, как правило, принимается значение $P_{\max}$, однако возможно и более детальное рассмотрение элемента с детальным вычислением фактических уровней потерь и соответствующих уровней преднапряжения в каждом из расчетных сечений.

Натяжение с двух сторон

Последовательное натяжение с двух сторон позволяет существенно минимизировать потери на трение. При симметричной раскладке каната при натяжении с двух сторон эпюра натяжения примет вид, представленный на *рис. 3.5*:

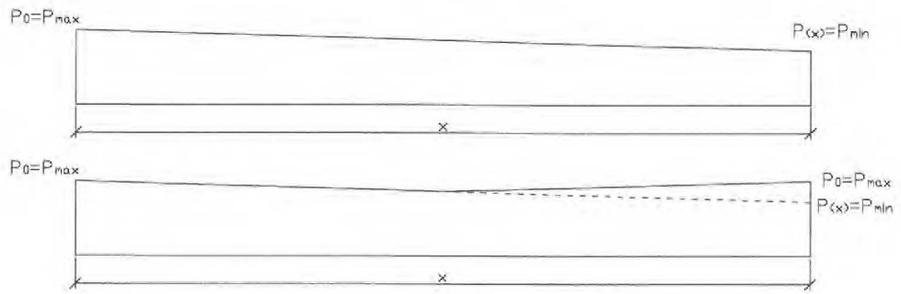


Рис. 3.5

Для балки из предыдущего примера при натяжении с двух сторон максимальные потери составят: 2,43 кН для системы без сцепления и 5,95 кН для системы со сцеплением.

Несимметричные раскладки каната

Например, для следующей формы раскладки каната распределение напряжений примет вид, представленный на *рис. 3.6*:

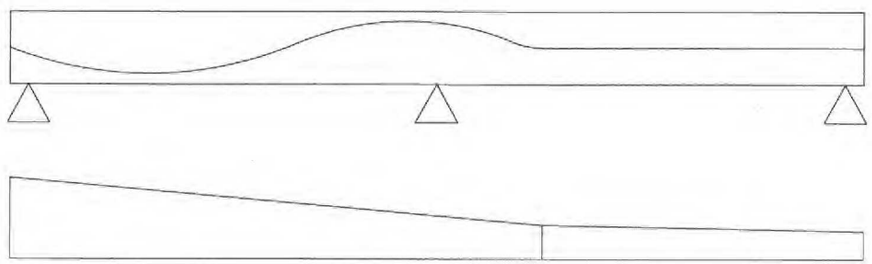


Рис. 3.6

После дотяжки с другой стороны распределение напряжений примет вид, представленный на *рис. 3.7*:

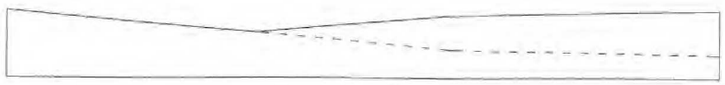


Рис. 3.7

Точка с наименьшим уровнем напряжений не будет находиться в геометрическом центре каната (пучка), однако уровень потерь напряжения в этой точке будет соответствовать половине полных потерь на трение по длине пучка при натяжении с одной стороны. Координаты точки максимальных потерь могут быть получены путем наложения друг на друга графиков потерь прямого и обратного хода (*рис. 3.8*, *табл. 3.3*).

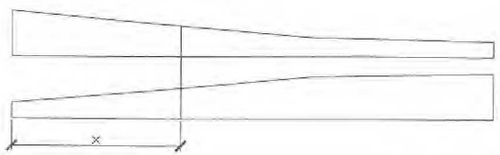


График прямого хода

График обратного хода

Рис. 3.8

Также задача может быть решена путем построения графиков потерь с разбивкой на участки, например при помощи таблицы EXEL (*рис. 3.9*).

Пример

$\Sigma\Theta = 0{,}333$ рад, $L = 30$ м.

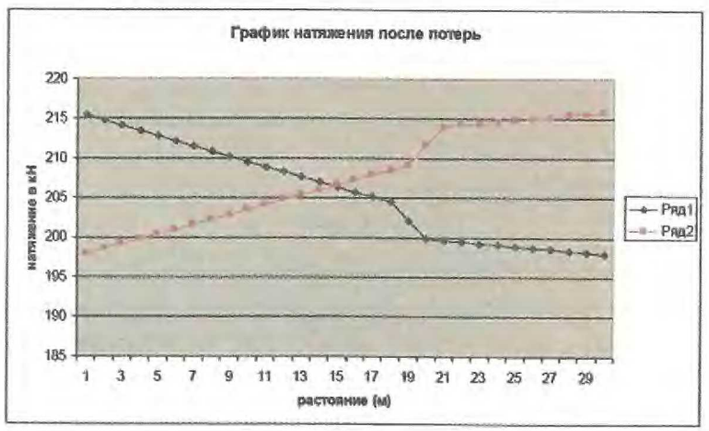


Рис. 3.9

Таблица 3.3

прямой ход							обратный ход						
Участок	Длина участка (м)	Координата x	Угол отклонения Θ	Суммарный угол отклонения	Потери	Натяжение после потерь	Участок	Длина участка (м)	Координата x	Угол отклонения Θ	Суммарный угол отклонения	Потери	Натяжение после потерь
1	1	1	0,011111	0,011111	0.65817	215,3418 269	30	1	30	0	0	0,20448	215,796
2	1	2	0,011111	0,022222	1,31434	214,6856 593	29	1	29	0	0	0,40876	215,591
3	1	3	0,011111	0,033333	1,96851	214,0314 912	28	1	28	0	0	0,61285	215,387
4	1	4	0,011111	0,044444	2,62068	213,3793 163	27	1	27	0	0	0,81675	215,183
5	1	5	0,011111	0,055555	3,27087	212,7291 287	26	1	26	0	0	1,02045	214,98
6	1	6	0,011111	0,066666	3,91908	212,0809 223	25	1	25	0	0	1,22396	214,776
7	1	7	0,011111	0,077777	4,56531	211,4346 91	24	1	24	0	0	1,42728	214,573
8	1	8	0,011111	0,088888	5,20957	210,7904 289	23	1	23	0	0	1,63041	214,37
9	1	9	0,011111	0,099999	5,85187	210,1481 298	22	1	22	0	0	1,83334	214,167
10	1	10	0,011111	0,11111	6,49221	209,5077 88	21	1	21	0,05555	0,05555	4,27567	211,724
11	1	11	0,011111	0,122221	7,1306	208,8693 973	20	1	20	0,05555	0,1111	6,69015	209,31
12	1	12	0,011111	0,133332	7,76705	208,2329 518	19	1	19	0,011111	0,12221	7,32793	208,672
13	1	13	0,011111	0,144443	8,40155	207,5984 457	18	1	18	0,011111	0,13332	7,96378	208,036
14	1	14	0,011111	0,155554	9,03413	206,9658 73	17	1	17	0,011111	0,14443	8,59769	207,402
15	1	15	0,011111	0,166665	9,66477	206,3352 277	16	1	16	0,011111	0,15554	9,22966	206,77
16	1	16	0,011111	0,177776	10,2935	205,7065 041	15	1	15	0,011111	0,16666	9,85971	206,14
17	**1**	**17**	**0,011111**	**0,188887**	**10,9203**	**205,0796 963**	**14**	**1**	**14**	**0,011111**	**0,17777**	**10,4878**	**205,512**
18	1	18	0,011111	0,199998	11,5452	204,4547 985	13	1	13	0,011111	0,18888	11,1141	204,886
19	1	19	0,05555	0,255548	13,8768	202,1232 22	12	1	12	0,011111	0,19999	11,7384	204,262
20	1	20	0,05555	0,311098	16,1818	199,8182 345	11	1	11	0,011111	0,2111	12,3608	203,639
21	1	21	0	0,311098	16,3709	199,6290 76	10	1	10	0,011111	0,22221	12,9813	203,019
22	1	22	0	0,311098	16,5599	199,4400 965	9	1	9	0,011111	0,23332	13,5999	202,4
23	1	23	0	0,311098	16,7487	199,2512 96	8	1	8	0,011111	0,24443	14,2166	201,783
24	1	24	0	0,311098	16,9373	199,0626 742	7	1	7	0,011111	0,25554	14,8315	201,169
25	1	25	0	0,311098	17,1258	198,8742 309	6	1	6	0,011111	0,26665	15,4445	200,556
26	1	26	0	0,311098	17,314	198,6859 661	5	1	5	0,011111	0,27777	16,0556	199,944
27	1	27	0	0,311098	17,5021	198,4978 794	4	1	4	0,011111	0,28888	16,6648	199,335
28	1	28	0	0,311098	17,69	198,3099 709	3	1	3	0,011111	0,29999	17,2722	198,728
29	1	29	0	0,311098	17,8778	198,1222 402	2	1	2	0,011111	0,3111	17,8778	198,122
30	1	30	0	0,311098	18,0653	197,9346 872	1	1	1	0,011111	0,32221	18,4815	197,519

Ряд 1 – натяжение, ряд 2 – дотяжка.

Определение углов отклонения и потерь на трение для различных форм раскладки каната

1. Сегментная форма (*рис. 3.10*).

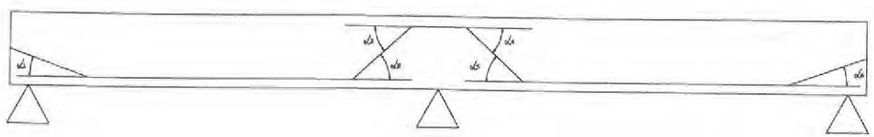
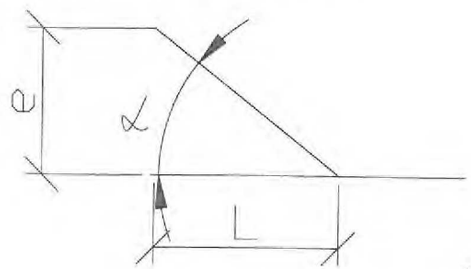


Рис. 3.10

$$\Sigma\Theta = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \dots \alpha_n.$$

При сегментной форме раскладки канатов (пучков) угол отклонения на каждом из перегибов может быть легко определен графически или из выражения (*рис. 3.11*)



$$\alpha = \operatorname{arctg}\frac{e}{L} \approx \frac{e}{L}.$$

Рис. 3.11

2. Параболическая форма раскладки каната (пучка) (*рис. 3.12*).

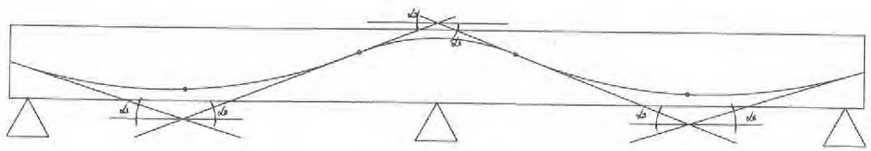


Рис. 3.12

$$\Sigma\Theta = \alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \dots \alpha_n.$$

Кривую можно разбить на простые параболы (*рис. 3.13*).

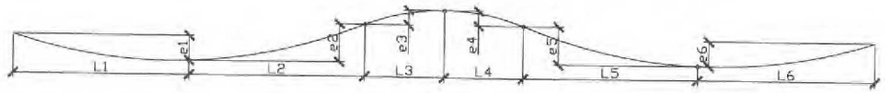


Рис. 3.13

$$\alpha_n = \operatorname{arctg}\frac{2e_n}{L_n} \approx \frac{2e_n}{L_n}.$$

В точках перегибов должна выполнять зависимость (*рис. 3.14*).

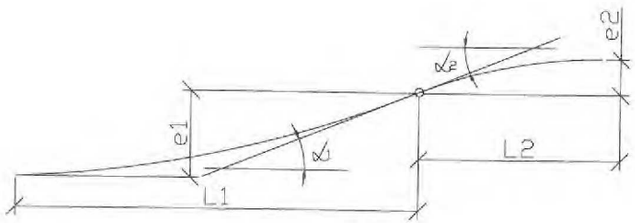
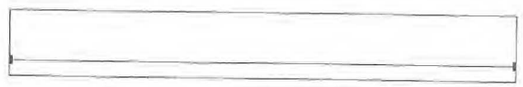


Рис. 3.14

$$\alpha_1 = \alpha_2;\ \frac{2e_1}{L_1} = \frac{2e_2}{L_2}.$$

1. Прямолинейная раскладка каната (пучка) (*рис. 3.15*).



$\Sigma\Theta = 0.$

Рис. 3.15

2. Круговая раскладка канатов (*рис. 3.16*).



Рис. 3.16 $\Sigma\Theta = 2\pi.$

3. Полукруговая раскладка (*рис. 3.17*).

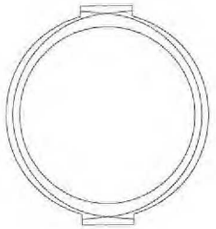


Рис. 3.17 $\Sigma\Theta = \pi$.

Обычно круговая и полукруговая раскладки каната применяются в резервуарах и силосах.

4. Петлевая раскладка (*рис. 3.18*).



Рис. 3.18 $\Sigma\Theta = \pi$.

Экспериментальный способ определения потерь на трение

Фактическое значение потерь на трение может быть легко вычислено экспериментально во время работ по натяжению канатной арматуры. Данный способ может быть применен на достаточно длинных элементах, где вытяжка может быть замерена с достаточной точностью. Вытяжка измеряется после сброса давления на домкрате и запрессовки цанги.

Фактическая вытяжка канатной арматуры определяется как

$$\Delta l = \frac{P_0 + P_x}{2E_{sp}A_{sp}} \times l + \delta_1 - \delta_2 + \delta_3,$$

где Δl – измеренная вытяжка; P_0 – натяжение на домкрате; P_x – натяжение на глухом анкере после потерь на трение; E_{sp} – модуль упругости напрягаемой арматуры, как правило, принимаемый 195,000 Н/мм^2; A_{sp} – площадь сечения напрягаемого элемента; l – общая длина элемента; δ_1 – величина запрессовки цанги на глухом анкере в соответствии с данными производителя системы преднапряжения, как правило, принимаемая 2 мм; δ_2 – величина «посадки» цанги на натяжном анкере, как правило, принимаемая 4 мм; δ_2 – величина укорочения бетона за счет упругого обжатия, после натяжения элемента (как правило, данной величиной можно пренебречь).

Пример.

При натяжении моностренда длиной 25 м, сечением 150 мм^2, с контролируемым усилием 216 кН была получена вытяжка 171 мм. Вычислить уровень потерь на трение.

$$P_x = \frac{2E_{sp}A_{sp}}{l}(\Delta l - \delta_1 + \delta_2) - P_0,$$

$$P_x = \frac{2 \times 195\,000 \times 150}{25\,000}(171 - 2 + 4) - 216\,000 = 188\,820 \text{ Н} = 188{,}82 \text{ кН};$$

$$\Delta P = P_0 - P_x = 216 - 188{,}82 = 27{,}8 \text{ кН}.$$

В соответствии с требованиями СНиП 2.05.04-84* «Мосты и трубы» или старого СНиП «Бетонные и железобетонные конструкции» потери предварительного напряжения от трения канатов о стенки канала или оболочки при натяжении на бетон следует вычислять по формуле $\Delta\sigma = \sigma_p(1 - \frac{1}{e^{\omega x + \delta\Theta}})$ (прил. 1 п. 4).

Коэффициенты ω и δ составляют при натяжении канатов в металлических каналообразователях 0,003 и 0,35 соответственно. Соответственно для примера, рассмотренного выше, потери на трение составят:

$$\Delta P = 216 \times (1 - \frac{1}{2{,}71^{20 \times 0{,}003 + 0{,}35 \times 0{,}2}} = 216 \times 0{,}121 = 26{,}25 \text{ кН},$$

что более чем в 2 раза превышает значения, вычисленные в соответствии с Еврокодом. Данное расхождение определено тем, что системы, для которых разрабатывались нормы СНиП, имеют более высо-

кие показатели трения, чем современные системы предварительного напряжения, соответствующие нормам Еврокод-2, ETAG013 и ETA.

5. Свободная раскладка каната.

Свободная раскладка применяется для системы преднапряжения без сцепления с бетоном для небольших (до 35 см) эксцентриситетов напрягаемой арматуры. При свободной раскладке канат фиксируется только в характерных точках и принимает между ними форму, обусловленную его собственным весом, с учетом взвешивающего действия залитого бетона и жесткости, а также эксцентриситета (*рис. 3.19*).

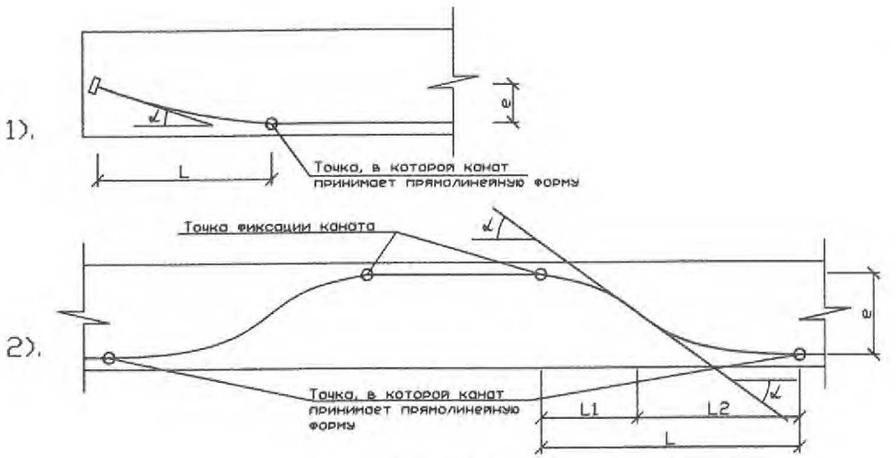


Рис. 3.19

Случай 1.

Канат закреплен на анкере, наклоненном к оси x под углом α.

Для канатов диаметра 15,7 мм в оболочке была выведена зависимость $L = 40,7\sqrt{e}$, где L и e – в см.

Для данного случая $\mathrm{tg}\alpha = \dfrac{2\sqrt{e}}{40,7}$, $\alpha = \mathrm{arctg}\dfrac{2\sqrt{e}}{40,7} \approx \dfrac{2\sqrt{e}}{40,7}$, таким образом, для подсчета значения $\Sigma\Theta$ достаточно подсчитать сумму отклоняющих углов на всех перегибах.

Случай 2.

Канат закреплен прямолинейно над опорой или на анкере. Для одного перегиба угол отклонения равен 2α и оценивается иррациональным числом $\alpha = \mathrm{arctg}\left(\dfrac{32e^{\frac{2}{3}}}{9\times 99,3}\right) \approx \dfrac{32e^{\frac{2}{3}}}{9\times 99,3}$, где e – значение в см. $L = 99,3\sqrt[3]{e}$.

Пример

Вычислить потери на трение при натяжении каната в оболочке с одной стороны для балки на схеме (*рис. 3.20*). Исходное натяжение каната $P_0 = 216$ кН.

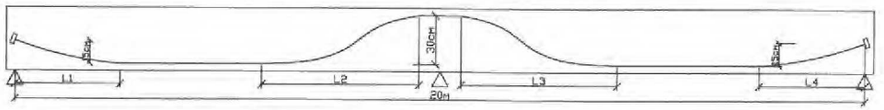


Рис. 3.20

$$L1 = L4 = 40,7\sqrt{15} = 157,63 \text{ см}, \ \alpha 1 = \alpha 4 = \frac{2\sqrt{15}}{40,7} = 0,19 \text{ рад};$$

$$L2 = L3 = 99,3\sqrt[3]{30} = 308,54 \text{ см}, \alpha 1 = \alpha 4 = \frac{32\times 30^{\frac{2}{3}}}{9\times 99,3} = 0,346 \text{ рад};$$

$$\Sigma\Theta = 2\times 0,19 + 2\times 0,34 = 1,06;$$

$$\Delta P(x) = 216\times(1-2,71^{-0,06\times(1,06+25\times 0,009)}) =$$

$$= 216\times(1-2,71^{-0,0771}) = 15,98 \text{ кН}.$$

3.1.2. Потери предварительного напряжения за счет проскальзывания канатов на анкере

При использовании цанговой фиксации канатной арматуры на анкерах, при производстве натяжения при передаче усилия натяжения с домкрата на анкер происходит так называемая «посадка» цанги в посадочное конусное отверстие, за счет которой происходит незначительное геометрическое укорочение натянутого каната и соответственно падение усилия преднапряжения. Величина посадки конуса и соответствующее укорочение каната регламентируются производителем системы предварительного напряжения и, как правило, находятся в диапазоне 2–6 мм (2 мм при натяжении каната

домкратами с гидравлической запрессовкой цанг). Как правило, при расчете используется параметр посадки конуса, равный 4 мм.

Потери преднапряжения за счет проскальзывания имеют наибольшее значение в точке натяжения и далее «компенсируются» действием трения. Рассматриваются два основных случая распределения потерь за счет проскальзывания каната, зависящих от величины проскальзывания, трения и длины элемента.

Случай 1 (*рис. 3.21*).

Данный случай характерен для большинства стандартных преднапряженных элементов:

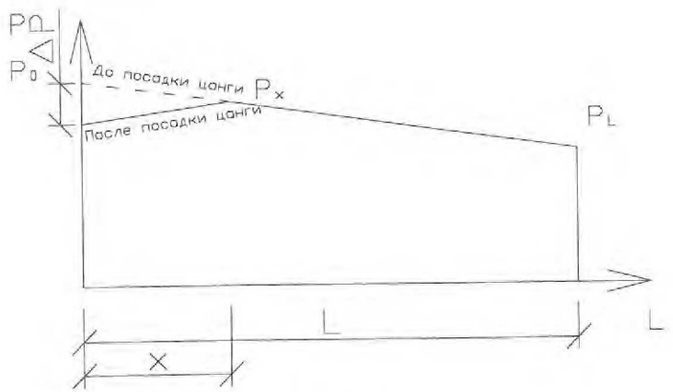


Рис. 3.21

$x < L$.

Величину потерь ΔP можно вычислить на основании геометрического укорочения каната в результате посадки цанги.

$$x = \sqrt{\delta / \beta \varepsilon_{P_0}},$$

где δ – величина посадки цанги; β – усредненное значение потерь на трение на 1 погонный метр каната, равное

$$\beta = \mu(\frac{\Theta}{x} + k),$$

$\varepsilon_{P_0} = \dfrac{P_0}{A_{sp} \cdot E_s}$ – исходное относительное удлинение каната, где

E_s – модуль упругости напрягаемой арматуры, принимаемый 195,000 Н/мм^2, A_{sp} – площадь сечения напрягаемого каната.

P – исходное натяжение напрягаемой арматуры:

$$\Delta P = P_0 \times 2\sqrt{\frac{\beta\delta}{\varepsilon_{P_0}}}.$$

Случай 2 (*рис. 3.22*).

Характерен для коротких напрягаемых элементов с малой кривизной канатной арматуры и малым трением.

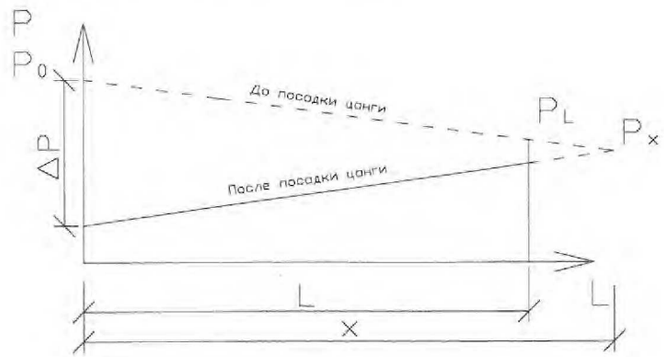


Рис. 3.22

$x > L$.

$$\Delta P = \frac{E_s \cdot \delta}{L} \cdot A_{sp} + P_0 \cdot \beta \cdot L.$$

Значение P_L может быть вычислено путем прибавления к величине $(P_0 - \Delta P)$ значения потерь на трение на участке $(0 - L)$.

$$P_L = P_0 - \Delta P + P_0 \cdot (1 - e^{-\mu(\Theta + kL)}).$$

Пример

Для балки длиной 20 м, преднапрягаемой системой предварительного напряжения без сцепления с бетоном, с показателями $\Sigma\Theta = 1{,}06$, $P_0 = 216$ кН, $\delta = 4$ мм, $P_{x=20} = 200{,}02$ кН вычислить уровень потерь на посадку конуса (*рис. 3.23*).

$$\beta = 0{,}06(\frac{1{,}06}{20} + 0{,}009) = 0{,}00372;$$

$$\varepsilon_{P_0} = \frac{216000\ \text{Н}}{150\ \text{мм}^2 \times 195\,000\ \text{Н/мм}^2} = 0{,}0074;$$

$$x = \sqrt{0,004 / 0,00372 \times 0,0074} = 12 \text{ м}.$$

Имеем случай 1.

$$\Delta P = 216 \cdot 2\sqrt{\frac{0,00372 \cdot 0,004}{0,0074}} = 19,37 \text{ кН}.$$

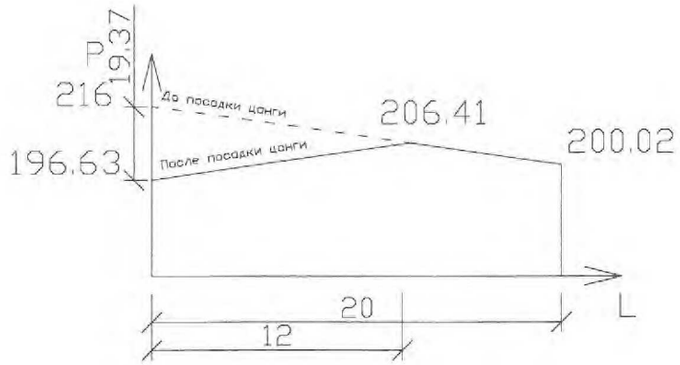


Рис. 3.23

! При использовании в расчете наименьшего из значений натяжения в канате по длине потери на посадку конуса и потери на трение не суммируются и выбирается значение в точке наименьшего натяжения.

В соответствии с требованиями СНиП 2.05.03-84* «Мосты и трубы» потери натяжения арматуры за счет деформации анкеров составляют:

$$\Delta P = \frac{l_1 + l_2}{l} \times E_{sp} A_{sp},$$

где E_{sp} – модуль упругости напрягаемой арматуры, как правило, принимаемый 195,000 Н/мм^2; l – общая длина элемента; l_1 – деформации на глухом анкере; l_2 – деформации на тяжном анкере.

Например для напрягаемого элемента длиной 20 м, деформациях 2 мм – на глухом анкере и 4 мм – на активном потери составят:

$$\Delta P = \frac{2+4}{20\,000} \cdot 195\,000 \cdot 150 = 8775 \text{ Н} = 8,775 \text{ кН}.$$

Поскольку данная методика не учитывает влияние трения на перераспределение потерь от деформации анкеров, а также учитывает не влияющий на потери фактор – деформацию на глухом анкере, она не позволяет с приемлемой точностью оценить уровень потерь предварительного напряжения при натяжении на бетон, а также не позволяет учитывать распределение потерь предварительного напряжения по длине напрягаемого элемента.

3.1.3. Потери предварительного напряжения за счет упругого обжатия бетона

Как правило, железобетонный элемент армируется группой напрягаемых элементов, напрягаемых последовательно, не одновременно. Напрягаемым элементом может быть отдельный моностренд, в таком случае натяжение производится поочередно для каждого каната, или многопрядевые напрягаемые пучки, в таком случае канаты в пучке напрягаются одновременно, пучки же напрягаются последовательно. После натяжения каждого каната (пучка) происходит упругое обжатие (укорочение) бетона, приводящее к снижению усилий предварительного напряжения в ранее натянутых пучках (канатах).

Величина относительного укорочения бетона может быть выражена как

$$\varepsilon_c = \frac{P}{A_c \cdot E_c},$$

где E_c – минимальный модуль упругости бетона на момент производства работ по преднапряжению; A_c – площадь обжимаемого бетонного сечения; P – действующее в сечении сжимающее усилие.

После натяжения каждого нового каната (пучка), в ранее натянутых происходит падение преднапряжения, равное

$$\Delta P = A_{sp} \cdot \varepsilon_c \cdot E_{sp}.$$

Пример

Балка длиной 20 м, сечением 50×40 см преднапрягается двумя пучками по четыре каната, натяжение на каждый канат 216 кН. Модуль упругости бетона на момент натяжения составляет

30 000 Н/мм^2. Вычислить потери натяжения в первом пучке после натяжения второго.

Относительное упругое укорочение балки после натяжения 2-го пучка

$$\varepsilon_c = \frac{P}{A_c \cdot E_c} = \frac{4 \cdot 216000}{500 \cdot 400 \cdot 30000} = 0.000144;$$

$$\Delta P = A_{sp} \cdot \varepsilon_c \cdot E_{sp} = 150 \cdot 4 \cdot 0{,}000144 \cdot 195\,000 =$$
$$= 16\,848 \text{ Н} = 16{,}848 \text{ кН / пучек} = 4{,}212 \text{ Н / канат.}$$

В данном примере уровень обжатия в балке составляет 8,64 МПа. Как правило, в реальных конструкциях уровни обжатия значительно ниже (порядка 1–2 МПа для плит и 4–5 МПа для балок), соответственно уровни потерь натяжения за счет упругой деформации бетона несколько ниже.

Как правило, при определении потерь преднапряжения за счет упругой деформации бетона при последовательном натяжении более двух элементов используется среднее значение потерь с равномерным распределением его по канатам группы. В таком случае усредненный уровень потерь, применяемых к каждому канату группы, вычисляется по формуле

$$\Delta P = A_{sp} \cdot \frac{0{,}5P}{A_c E_c} \cdot E_{sp},$$

где P – усилие натяжения во всех канатах группы; ΔP – потери в одном канате (пучке); A_{sp} – площадь сечения одного каната (пучка) соответственно.

Вышеуказанная методика подходит для конструкций, в которых легко определить обжатое сечение – в равномерно обжатых плитах, балках и т.д. В пространственных конструкциях сложной формы (неравномерно обжатые плиты, ребристые плиты, тавровые балки, в которых обжатие распределено неравномерно, а также конструкции, в которых деформации от обжатия ограничиваются связями – колоннами, стенами) расчет потерь от упругой деформации бетона может быть выполнен при помощи определения перемещения узлов анкеровки в МКЭ программах.

Пример

Плита пролетом 8×8 м, ширина и длина конструкции – 3 пролета, толщина плиты 250 мм, сечение колонн 400×400 мм, модуль упругости бетона плиты на момент натяжения 28 000 Н/мм^2, колонн 32 500 Н/мм^2, высота колонн 3 м. Плита преднапрягается монострендами с натяжением 216 кН, по средним осям располагаются 8 монострендов, по крайним – 4 моностренда. Ширина полосы расположения монострендов – 1 м. Вычислить потери преднапряжения за счет упругого обжатия бетона (*рис. 3.24, 3.25*).

Перемещения узлов анкеров составят (из МКЭ расчета): 0,54 мм/узел. Итого полное упругое укорочение плиты составит:

$$\Delta = 1{,}08 \text{ мм};$$

$$\varepsilon_c = \frac{\Delta}{L} = \frac{1{,}08}{8\,000 \cdot 3} = 0{,}000045;$$

$$\Delta P = 0{,}5 A_{sp} \cdot \varepsilon_c \cdot E_{sp} = 0{,}5 \cdot 150 \cdot$$
$$\cdot 0{,}000045 \cdot 195\,000 = 658 \text{ Н} = 0{,}658 \text{ кН / канат.}$$

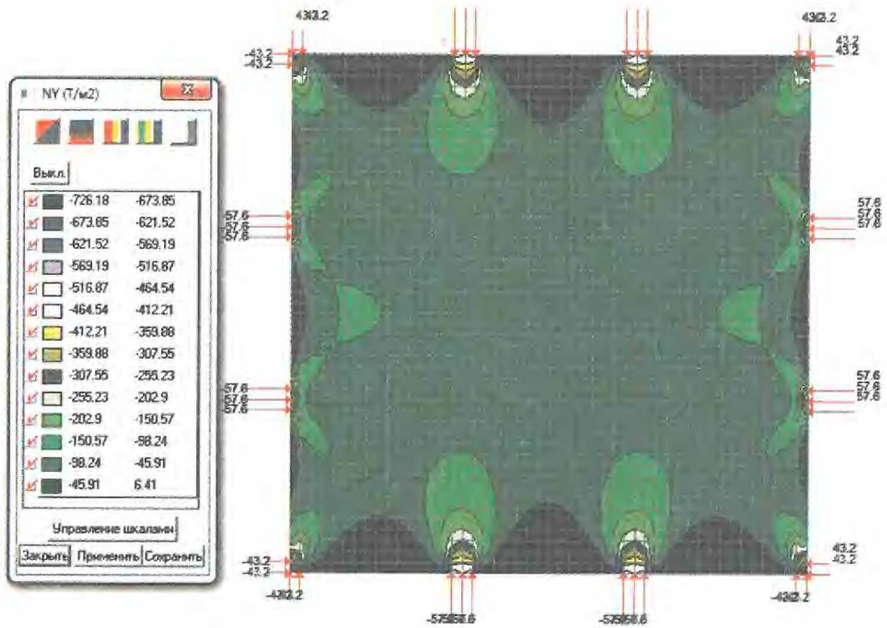


Рис. 3.24. Распределение обжатия *Ny*

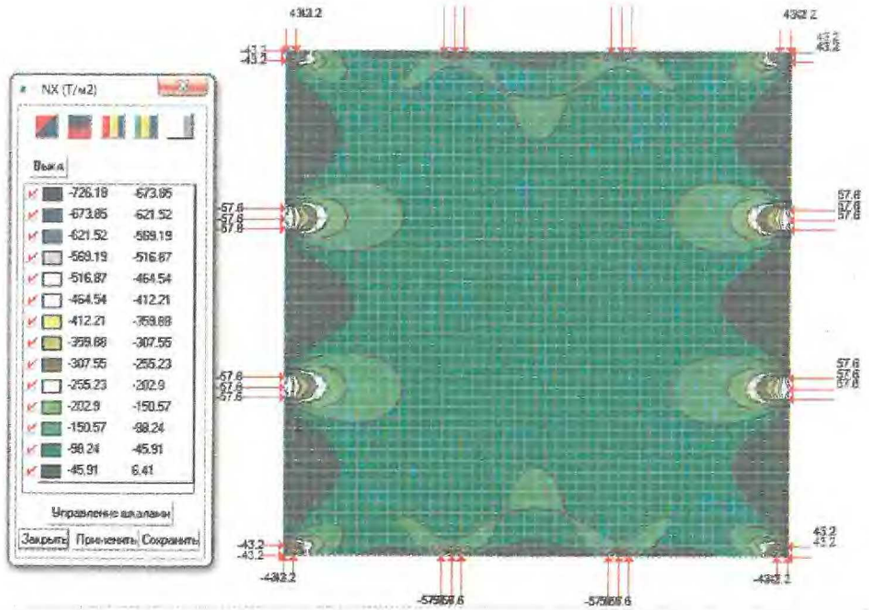


Рис. 3.25. Распределение обжатия *Nx*

! Как правило, для плит перекрытий потери предварительного натяжения за счет упругого обжатия бетона незначительны и ими можно пренебречь. В случае если потери от упругой деформации бетона составляют существенную величину, можно произвести дотяжку канатов, натянутых первыми, после натяжения последних.

3.2. Вторые потери

3.2.1. Потери предварительного напряжения за счет усадки бетона

Величина потерь предварительного напряжения за счет усадки бетона может быть получена в соответствии с рекомендациями СНиП 2.05.03-84* и составляет:

для бетона класса В35 и ниже	–	30 МПа;
В40	–	35 МПа.

Таким образом, для конструкции независимо от ее длины, условий твердения и уровня преднапряжения потери от усадки при использовании бетона В30 и канатной арматуры сечением 150 мм^2, потери составят 4,5 кН/канат.

Еврокод-2 предлагает следующую методику для определения потерь от усадки бетона:

$$\Delta\sigma_s = \varepsilon_{cs} \cdot E_{sp},$$

где ε_{cs} – полная относительная деформация бетона от усадки; E_{sp} – модуль упругости напрягаемой стали.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca},$$

где ε_{cd} – усадка высыхания бетона; ε_{ca} – химическая усадка бетона,

$$\varepsilon_{cd} = \varepsilon_{cd,0} \times k_h.$$

Усадка высыхания бетона продолжается значительное время в уже затвердевшем бетоне и поэтому значение ε_{cd} может быть получено из *табл. 3.2* Еврокода-2.

Например, для балки сечением 400×500 мм при использовании бетона В30 при относительной влажности воздуха 90% ε_{cd} составит ‰:

$$\varepsilon_{cd} = 0{,}16‰ \times k_h.$$

Коэффициент k_h определяется по *табл. 3.3* Еврокода-2 и зависит от условной высоты сечения, равной

$$h_0 = \frac{2A_C}{\mu},$$

где A_C – площадь сечения бетона, в мм^2, μ – периметр сечения, подверженный высыханию, в мм.

Для балки высотой 500 мм и шириной 400 мм, подверженной высыханию с трех сторон, μ = 1400 мм, A_C = 200 000 мм^2:

$$h_0 = \frac{2 \cdot 200000}{1400} = 285, \quad k_h = 0{,}765,$$

$$\varepsilon_{cd} = 0{,}16‰ \times 0{,}765 = 0{,}1224‰.$$

Химическая усадка является линейной функцией прочности бетона и поэтому при натяжении напрягаемой арматуры при достижении бетоном прочности не менее n%:

$$\varepsilon_{ca}(n) = (1-n) \times \varepsilon_{ca};$$

$$\varepsilon_{ca} = 2{,}5 \times (f_c - 10) \times 10^{-6}.$$

Для бетона В30 (С25/30 по классификации Еврокода-2) $\varepsilon_{ca} = 2{,}5 \times (25-10) \times 10^{-6} = 0{,}00375‰$.

При условии проведения натяжения при достижении бетоном прочности 80%

$$\varepsilon_{ca}(n) = (1-0{,}8) \times 0{,}00375 = 0{,}00075‰,$$

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = 0{,}1224‰ + 0{,}00075‰ = 0{,}12315‰.$$

Как видно из примера, при натяжении напрягаемой арматуры на поздних стадиях твердения бетона значение ε_{ca} пренебрежительно мало и возможно использовать только значение ε_{cd}.

! При производстве работ по преднапряжению при достижении бетоном прочности 100% значение $\varepsilon_{ca} = 0$.

Соответственно для полученных показателей усадки потери предварительного напряжения составят:

$$\Delta\sigma_s = \varepsilon_{cs} \cdot E_{sp} = 195000 \cdot 0{,}12315‰ = 25{,}3 \text{ МПа} = 3{,}795 \text{ кН / канат.}$$

(для канатов площадью сечения 150 мм^2).

Таким образом, уровень потерь, полученный в соответствии с нормами Еврокода-2, близок, но несколько меньше значений полученных в соответствии со СНиП (*табл. 3.4*).

Приложение 1

Соотношение классов бетона по СНиП и Еврокод-2

Таблица 3.4

Класс бетона				Нормативное сопротивление бетона растяжению $f_{ctk,005}$, МПа	Требуемая прочность бетона при подборе состава, МПа	
По ГОСТ 26633-91	Еврокод-2					
	Обозначение	характеристики прочности бетона, МПа			на сжатие при испытании кубов $f_{c.тр}$	на растяжение $f_{ct.тр}$
		f_{ck}	$f^{G}_{c,cube}$			
В10	$C^{8}/_{10}$	8	10	0,85	12,9	1,2
В12,5	$C^{10}/_{12,5}$	10	12,5	1,0	16,1	1,4
В15	$C^{12}/_{15}$	12	15	1,1	19,3	1,5
В20	$C^{16}/_{20}$	16	20	1,3	25,7	1,8
В22,5	$C^{18}/_{22,5}$	18	22,5	1,4	28,9	2,0
В25	$C^{20}/_{25}$	20	25	1,5	32,2	2,1
В27,5	$C^{22}/_{27,5}$	22	27,5	1,6	35,4	2,2
В30	$C^{25}/_{30}$	25	30	1,8	38,6	2,5
В35	$C^{28}/_{35}$	28	35	1,9	45,0	2,6
—	$C^{30}/_{37}$	30	37	2,0	47,6	2,8
В40	$C^{32}/_{40}$	32	40	2,1	51,4	2,9
В45	$C^{35}/_{45}$	35	45	2,2	57,8	3,0
В50	$C^{40}/_{50}$	40	50	2,5	64,3	3,5
В55	$C^{45}/_{55}$	45	55	2,7	70,7	3,7
В60	$C^{50}/_{60}$	50	60	2,9	77,1	4,0
—	$C^{55}/_{67}$	55	67	3,0	83,8	4,2
В75	$C^{60}/_{75}$	60	75	3,1	90,0	4,3
—	$C^{70}/_{85}$	70	85	3,2	102,5	4,4
—	$C^{80}/_{95}$	80	95	3,4	115,0	4,7
—	$C^{90}/_{105}$	90	105	3,5	127,5	4,8

Приложение 2
(Табл. 3.2, Еврокод-2)
Значение $\varepsilon_{cd,0}$

Таблица 3.5

fck/fck, cube, (MPa)	Относительная влажность окружающего воздуха, в %					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0
40/50	0.48	0,46	0,38	0,24	0,13	0
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0

*Промежуточные значения определяются путем интерполяции

Приложение 2
(Табл. 3.3. Еврокод-2)
Таблица 3.6

h_0	k_h
100	1
200	0,85
300	0,75
≥500	0,70

* Промежуточные значения определяются путем интерполяции.

3.2.2. Потери предварительного напряжения за счет ползучести бетона

Величина потерь предварительного напряжения за счет ползучести бетона может быть получена в соответствии с рекомендациями СНиП 2.05.03-84* и составляет:

$$\Delta\sigma_c = 150\alpha\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}},\ \text{при}\ \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \le 0,75;$$

$$\Delta\sigma_c = 300\alpha(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,375)\ \text{при}\ \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \ge 0,75,$$

где α – коэффициент для бетона естественного твердения = 1; R_{bp} – передаточная прочность бетона (прочность бетона на момент натяжения); σ_{bp} – уровень обжатия бетона.

Уровень обжатия определяется:

– для балок и равномерно обжатых плит как отношение усилия натяжения всех канатов (пучков) к площади поперечного сечения бетона конструкции;

– для плоских неравномерно обжатых плит, плит по грунту, тавровых балок и т.д. – из МКЭ расчета.

Как правило, в конструкциях гражданских зданий величина обжатия невелика и отношение $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \le 0,75$.

Пример

Балка сечением 400×500 мм преднапрягается восемью канатами, натяжение в канате после первых потерь составит 200 кН/канат, бетон балки В30, прочность на момент натяжения 80%.

Уровень обжатия составит:

$$\sigma_{bp} = \frac{8 \cdot 200 \cdot 1000}{400 \cdot 500} = 8\ \text{МПа};$$

$$R_{bp} = 0,8 \times 17 = 13,6\ \text{МПа};$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{8}{13,6} = 0,59 \le 0,75;$$

$$\Delta\sigma_c = 150\alpha\frac{8}{13,6} = 88,2\text{МПа} = 13,23\ \text{кН / канат}$$

(для канатов площадью сечения 150 мм^2).

В соответствии с нормами Еврокода-2 потери предварительного напряжения от ползучести бетона могут быть приблизительно вычислены по следующей зависимости:

$$\Delta\sigma_c = \varepsilon_{cc} E_{sp},$$

где ε_{cc} – относительная деформация ползучести бетона; E_{sp} – модуль упругости напрягаемой стали.

При $\sigma_c \le 0,45 f_{ck}(t_o)$

$$\varepsilon_{cc}(\infty; t_0) = \varphi(\infty; t_0) \cdot (\sigma_c / E_c),$$

где $\varphi(\infty; t_0)$ – коэффициент ползучести бетона при загрузке его возрасте t_0; σ_c – сжимающее усилие в бетоне, как правило, принимаемое равным обжатию бетона предварительным напряжением.

Уровень обжатия определяется:

– для балок и равномерно обжатых плит как отношение усилия натяжения всех канатов (пучков) к площади поперечного сечения бетона конструкции;

– для плоских неравномерно обжатых плит, плит по грунту, тавровых балок и т.д. из МКЭ расчета.

$f_{ck}(t_o)$ – прочность бетона на сжатие в возрасте натяжения; $E_c = 1{,}05\,E_{cm}$ – (1,05 модуля упругости бетона); $\varphi(\infty; t_0)$ – определяется по схеме 3.1 Еврокода-2.

При $\sigma_c \geq 0{,}45 f_{ck}(t_o)$ применяется нелинейный коэффициент ползучести бетона, определяемый по формуле

$$\varphi_k(\infty; t_0) = \varphi(\infty; t_0) \exp(1{,}5(k_\sigma - 0{,}45));$$

$k_\sigma = \dfrac{\sigma_c}{f_{cm(t_0)}}$, где $f_{cm(t_0)}$ определяется в зависимости от f_{ck}, в возрасте натяжения может быть вычислен как $f_{cm(t_0)} = f_{ck(t_0)} + 8$ МПа.

Схема определения коэффициента $\varphi(\infty; t_0)$ при влажности воздуха 50% (*рис. 3.26, 3.28*).

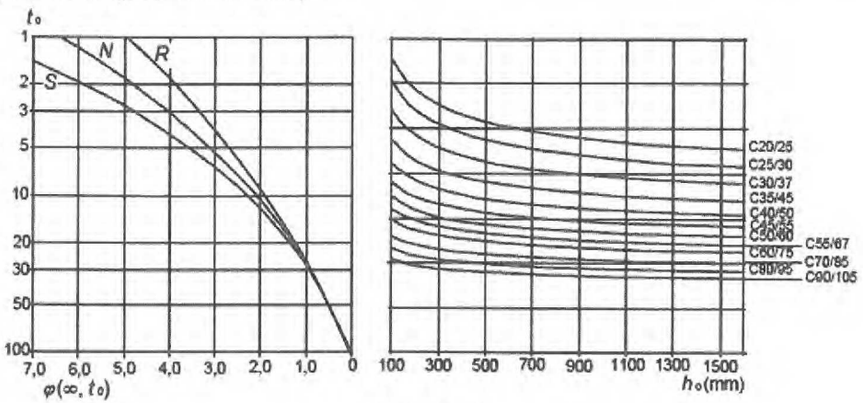


Рис. 3.26

Схема определения коэффициента $\varphi(\infty; t_0)$ при влажности воздуха 80% (*рис. 3.27, 3.28*)

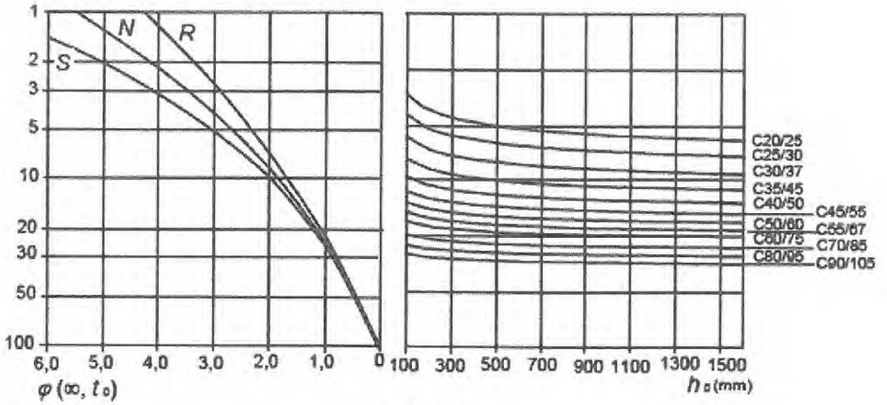


Рис. 3.27

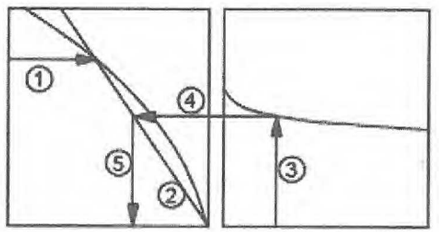


Рис. 3.28. Ключ к графикам

N – для бетона на нормальном цементе;

R – для бетона на быстротвердеющем цементе;

S – для бетона на медленно твердеющем цементе;

$$h_0 = \frac{2A_C}{\mu},$$

где A_C – площадь сечения бетона, в мм^2; μ – периметр сечения, подверженный высыханию, в мм.

Пример

Балка сечением 400×500 мм преднапрягается восемью канатами, натяжение в канате после первых потерь составит 200 кН/канат, бетон балки В30, прочность на момент натяжения 80%, влажность наружного воздуха 80%.

$$\Delta\sigma_c = \frac{8 \cdot 200000}{400 \cdot 500} = 8 \text{ МПа};$$

$$f_{ck}(t_o) = 0{,}8 \cdot 25 = 20 \text{ МПа};$$

$$\sigma_c = 8\ \text{МПа} \le 0,45 f_{ck}(t_o) = 9\ \text{МПа};\ \ h_0 = \frac{2 \cdot 200000}{1400} = 285.$$

Ориентировочный срок набора бетоном прочности 80% – 7 дней, $t_o = 7$.

$\varphi(\infty; t_0) = 2,5$ (определяется графически по схеме).

$$E_c = 32500 \times 1,05 = 34125\ \text{Н} / \text{мм}^2;$$

$$\varepsilon_{cc}(\infty; t_0) = 2,5 \times (\frac{8}{34125}) = 0,000586,$$

$\Delta\sigma_c = 0,000586 \times 195000 = 114\ \text{МПа} = 17,1\ \text{кН} / \text{канат}$ (для канатов с площадью сечения 150 мм^2).

Таким образом уровень потерь предварительного напряжения, полученный по нормам Еврокода-2, несколько превышает данные, полученные по СНиП.

В данном примере уровень обжатия велик – 8 МПа, при уровнях обжатия 3–5 МПа потери предварительного напряжения за счет ползучести бетона составляют, как правило, 30–50 МПа.

Также существует практическая методика определения потерь предварительного напряжения за счет ползучести бетона. Для определения потерь конструкция моделируется в МКЭ, после чего определяются деформации конструкции и соответственно перемещение узлов анкеровки (Δ_1) при назначении бетону конструкции начального модуля упругости на момент натяжения. После этого назначается модуль упругости с учетом коэффициента ползучести $E_c = \frac{E}{1+\varphi}$ и вычисляются деформации конструкции, затем снова вычисляются деформации и перемещения анкеров (Δ_2). Потери предварительного натяжения на трение вычисляются как $\Delta\sigma_c = \varepsilon_c E_{sp}$, где $\varepsilon_{cc} = \frac{\Delta_2 - \Delta_1}{L}$.

Пример

Плита пролетом 8×8 м, ширина и длина конструкции – 3 пролета, толщина плиты 250 мм, сечение колонн 400×400 мм, модуль упругости бетона плиты на момент натяжения 28 000 Н/мм^2, колонн 32 500 Н/мм^2, высота колонн – 3 м. Плита преднапрягается монострендами с натяжением 216 кН, по средним осям располагаются

8 монострендов, по крайним – 4 монострендa. Ширина полосы расположения монострендов – 1 м.

Модуль упругости бетона плиты с учетом ползучести

$$E_c = \frac{28\,000}{1+\varphi}.$$

Для бетона В30

$$\varphi = 2,3,\ \ E_c = \frac{28\,000}{1+2,3} = 8485\ \text{Н} / \text{мм}^2.$$

Модуль упругости бетона колон с учетом ползучести $E_c = \frac{32\,500}{1+\varphi} = 9848,48\ \text{Н} / \text{мм}^2$;

$\Delta_1 = 1,08$ мм; $\Delta_2 = 3,57$ мм; $\varepsilon_{cc} = \frac{3,57 - 1,08}{24\,000} = 0,000104$;

$\Delta\sigma_c = 0,000104 \times 195\,000 = 20,28\ \text{МПа} = 3,042\ \text{кН} / \text{канат}$,

(для канатов сечением 150 мм^2).

Столь низкий уровень потерь за счет ползучести бетона связан с невысоким уровнем обжатия – порядка 0,85 МПа.

3.2.3. Потери предварительного напряжения от релаксации напрягаемой арматуры

В соответствии с требованиями Еврокода-2, разделяют три класса арматурных канатов по релаксации в зависимости от уровня релаксации напряжений через 1000 часов при t° = 20 °С при исходном натяжении 0,7 f_p, где f_p – фактическое временное сопротивление разрыву образцов стали. В расчетных формулах принимается нормируемый параметр f_{pk}.

Релаксация через 1000 часов составляет:

для класса 1 – 8%;
для класса 2 – 2,5%;
для класса 3 – 4%.

Значение релаксации через 1000 часов может быть получено из сертификатов производителя на данный тип канатной арматуры (*рис. 3.29*).

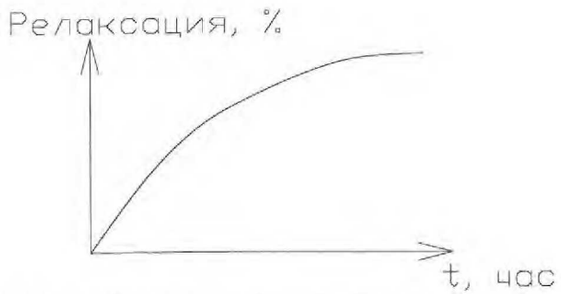


Рис. 3.29. График зависимости релаксации от времени

Как видно из графика, релаксация имеет затухающую логарифмическую зависимость от времени и наиболее активно развивается в начальный период после натяжения, постепенно стремясь к нулю. Наибольшая величина потерь проявляется в первые 1000 часов после натяжения, на чем и основывается нормирование показателей потерь по классам.

Как правило, в современных системах предварительного напряжения используются стабилизированные (подвергнутые предварительной вытяжке) канаты относящиеся к 2-му классу по релаксации.

Формулы для вычисления потерь от релаксации зависят от класса стали по релаксации (п. 3.3.2 Еврокод-2).

Класс 1: $$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5{,}39\rho_{1000}e^{6{,}7\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0{,}75(1-\mu)}\times 10^{-5}.$$

Класс 2: $$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0{,}66\rho_{1000}e^{9{,}1\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0{,}75(1-\mu)}\times 10^{-5}.$$

Класс 3: $$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1{,}98\rho_{1000}e^{8\mu}\left(\frac{t}{1000}\right)^{0{,}75(1-\mu)}\times 10^{-5},$$

где $\Delta\sigma_{pr}$ – абсолютное значение потерь за счет релаксации; $\Delta\sigma_{pi}$ – усилие натяжение в канате после первых потерь; t – время после натяжения (в часах) обычно расчет ведется на время после натяжения t = 500 000 часов ≈ 57 лет;

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}};$$

ρ_{1000} – релаксация напрягаемой арматуры через 1000 часов (по данным производителя).

Например, при натяжении канатов класса 2 (ρ_{1000} = 2,5%) до максимального значения $\Delta\sigma_{pi}$ = 1440 МПа (для арматурных канатов st. 1860/1600) потери через 57 лет составят:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0{,}66\times 2{,}5\%\times 2{,}72^{9{,}1\times 0{,}774}\left(\frac{500\,000}{1000}\right)^{0{,}75(1-0{,}774)}\times 10^{-5} = 0{,}0528;$$

$$\mu = \frac{1440}{1860} = 0{,}774.$$

Таким образом, потери от релаксации через 57 лет составят 5,28%, или 76 МПа = 11,4 кН/канат (для канатов площадью сечения 150 мм^2).

Потери предварительного напряжения от релаксации через 100 лет (877 193 часов) составят:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0{,}66\times 2{,}5\%\times 2{,}72^{9{,}1\times 0{,}774}\left(\frac{877\,193}{1000}\right)^{0{,}75(1-0{,}774)}\times 10^{-5} = 0{,}0598.$$

Таким образом, потери от релаксации через 100 лет составят 5,98%, или 86 МПа = 12,9 кН/канат (для канатов площадью сечения 150 мм^2).

Таким образом, зависимость релаксации напрягаемой арматуры от времени будет следующей (*табл. 3.7*).

Таблица 3.7

Период времени	Величина потерь за период в %	Величина потерь за период в МПа
0–1000 часов	2,5	36
1000 часов – 57 лет	2.78	40
57 лет – 100 лет	0,7	10

Для канатов К7 по ГОСТ 13840-68*, соответствующих классу st.1670/1410 по классификации Еврокода-2, при максимальном натяжении $\Delta\sigma_{pi} = 1410\times 0{,}9 = 1269$ МПа;

$\mu = 0,76;\ \rho_{1000} = 8\%;$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5,39 \times 8\% \times 2,72^{6,7\times 0,76}\left(\frac{500\,000}{1000}\right)^{0,75(1-0,76)} \times 10^{-5} = 0,211 = 21,1\%,$$

т.е. в 4 раза больше, чем для канатов класса 2 по релаксации по EN.

$$\Delta\sigma_{pr} = 0,211 \cdot 1269 = 267,8 \text{ МПа}.$$

Таким образом, в канатах, соответствующих 2-му классу по релаксации по EN, после потерь от релаксации «остается» 1364 МПа, в канатах К7 по ГОСТ 13840-68* – 1001,3 МПа.

В соответствии с требованиями СНиП 2.05.03-84* «Мосты и трубы» релаксация канатной арматуры вычисляется (для механического способа натяжения) по формуле

$$\Delta\sigma_{pr} = (0,22\frac{\sigma_p}{R_{ph}} - 0,1)\sigma_p,$$

где R_{ph} – нормативное сопротивление каната растяжению, принимаемое равным условному пределу текучести стали; σ_p – усилие преднапряжения без учета потерь.

Для арматурных канатов st.1860/1600 при вычислении потерь от релаксации по методике СНиП:

$$\Delta\sigma_{pr} = (0,22\frac{1440}{1600} - 0,1) \times 1440 = 141,12 \text{ МПа} = 9,8\%$$

(при исходном натяжении 1440 МПа), что существенно выше значений, полученных в соответствии с Еврокодом-2.

Для арматурных канатов к-7 по ГОСТ 13840-68* при вычислении потерь от релаксации по методике СНиП:

$$\Delta\sigma_{pr} = (0,22\frac{1269}{1600} - 0,1) \times 1269 = 124,36\text{МПа} = 9,8\%$$

(при исходном натяжении 1269 МПа), что существенно ниже уровня потерь получаемых по формулам Еврокода-2.

Как видно из вышеприведенных зависимостей, методика Еврокода-2 более точна, так как в отличие от методики СНиП позволяет

учитывать время эксплуатации конструкции и класс стали по релаксации. Также методика СНиП не учитывает влияния первых потерь, проявляющихся мгновенно в процессе натяжения на величину напряжений в канатах в период, когда проявляется релаксация, что не верно. Фактически методика СНиП не учитывает возможность стабилизации (предварительной вытяжки), также одинаковый уровень потерь предварительного напряжения от релаксации закладывается для временных строений со сроком службы 20 лет и капитальных сооружений со сроком службы 100 лет.

! Как показывает практика, после вычисления первых потерь в большинстве случаев вторые потери могут быть с достаточной точностью приняты как 15% от исходного натяжения напрягаемой арматуры.

Пример

Плита перекрытия пролетами 8×8 м, толщиной 250 мм армируется напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном диаметром 15,7 мм, класс стали st. 1860/1640. Раскладка канатной арматуры – «свободная». По центральным осям раскладывается по 14 канатов, по крайним – по 7. Вычислить расчетные значения предварительного напряжения в канатной арматуре после потерь (*рис. 3.30*).

Геометрические параметры раскладки канатов приведены на чертеже.

Вычислим геометрические характеристики кривых раскладки каната.

1. Крайний пролет (анкерный узел).

$$e = 8 \text{ см},\ L = 99,3\sqrt[3]{8} = 198,6 \text{ см} \approx 200 \text{ см},\ \alpha = \frac{32 \cdot 8^{\frac{2}{3}}}{9 \cdot 99,3} = 0,143 \text{ рад}.$$

2. Средняя опора

$$e = 12,5 \text{ см},\ L = 99,3\sqrt[3]{12,5} = 231,6 \text{ см} \approx 230 \text{ см},$$

$$\alpha = \frac{32 \cdot 12,5^{\frac{2}{3}}}{9 \cdot 99,3} = 0,193 \text{ рад},\ \Sigma\Theta = 4 \cdot 0,143 + 8 \cdot 0,193 = 2,116 \text{ рад}.$$

Исходное натяжение для каната диаметра 15,7 мм, сталь марки st. 1860/1640 принимаем 1500 МПа = 225 кН/канат.

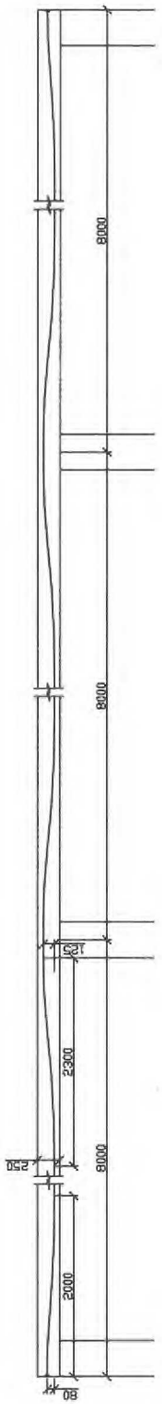


Рис. 3.30

При натяжении с одной стороны потери от трения составят:

$\Delta P(x) = 225 \cdot (1 - 2,71^{-0,06 \cdot (2,11 + 8 \cdot 3 \cdot 0,009)}) = 29,22$ кН (*рис. 3.31*).

Проектная вытяжка при натяжении с одной стороны составит:

$$\Delta l = \frac{P_0 + P_x}{2E_{sp}A_{sp}} \cdot l + \delta_1 - \delta_2 =$$

$$= \frac{225\,000 + 202\,080}{2 \cdot 195\,000 \cdot 150} \cdot 24\,000 + 2 - 4 = 173 \text{ мм}.$$

После дотяжки с другой стороны график распределения натяжения выглядит так, как показано на *рис. 3.32*.

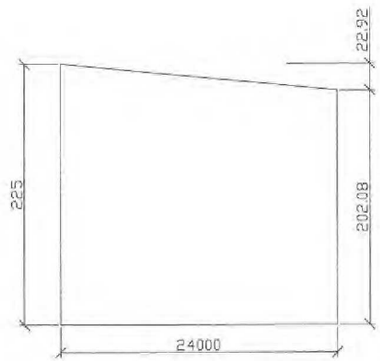


Рис. 3.31. График распределения натяжения после натяжения с одной стороны

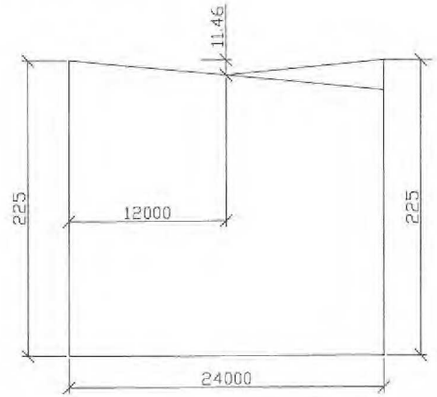


Рис. 3.32

Проектная вытяжка при дотяжке составит:

$$\Delta l = \frac{P_0 + P_x}{2E_{sp}A_{sp}} \cdot l + \delta_1 - \delta_2 = \frac{22\,920}{2 \cdot 195\,000 \cdot 150} \cdot 12\,000 - 4 = 0,7 \text{ мм}.$$

Производить дотяжку с противоположенной стороны не целесообразно.

Принимаем натяжение с одной стороны.

3. Потери от проскальзывания на анкерах.

Перемещение цанг при запрессовке составит 4 мм (*рис. 3.33*).

$$\beta = 0,06(\frac{2,11}{24} + 0,009) = 0,00583, \quad \varepsilon_{P_0} = \frac{225\,000}{195\,000 \cdot 150} = 0,00769,$$

$$x = \sqrt{0,004 / 0,00583 \cdot 0,00769} = 9,44 \text{ м},$$

$$\Delta P = 225 \cdot 2\sqrt{\frac{0,004 \cdot 0,00583}{0,00769}} = 24,78 \text{ кН},$$

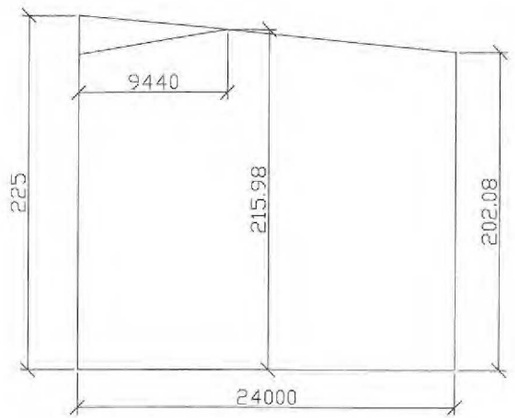


Рис. 3.33

Усредненный уровень натяжения с учетом перераспределения составит 208,6 кН (вычислено графически исходя из площади эпюры напряжения).

4. Потери от упругой деформации бетона.

Модуль упругости бетона на момент натяжения – 28 000 Н/мм^2. Ширина полосы раскладки канатной арматуры – 2000 мм. Перемещения на анкерах (из МКЭ расчета) составят:

$$\Delta = 2 \cdot 0,778 = 1,556 \text{ мм}, \ \varepsilon_c = \frac{\Delta}{L} = \frac{1,556}{8\,000 \times 3} = 0,000065,$$

$$\Delta P = 0,5 A_{sp} \cdot \varepsilon_c \cdot E_{sp} = 0,5 \cdot 150 \cdot 0,000065 \cdot 195\,000 =$$
$$= 950 \text{ Н / канат} = 0,95 \text{ кН / канат},$$

Итоговое натяжение после первых потерь составит
208,6 – 0,95 = 207,65 кН/канат.

Вторые потери.

1. Потери предварительного напряжения от усадки бетона:

$$\Delta\sigma_s = \varepsilon_{cs} \cdot E_{sp}, \varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}, \ \varepsilon_{cd,0} = 0,16‰$$

(для бетона В30 при влажности воздуха 90%)

$$\varepsilon_{cd} = 0,16‰ \cdot k_h, \ h_0 = \frac{2A_C}{\mu} = \frac{2 \cdot 800 \cdot 3 \cdot 25}{800 \cdot 3} = 50, \ k_h = 1,$$
$$\varepsilon_{cd} = 0,16‰ \cdot 1 = 0,16‰,$$

$$\varepsilon_{ca} = 2,5 \cdot (f_c - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (25 - 10) \cdot 10^{-6} = 0,00375‰$$

(при условии проведения натяжения при прочности бетона 80%),

$$\varepsilon_{ca}(n) = (1 - 0,8) \cdot 0,00375‰ = 0,00075‰,$$

$$\varepsilon_{cs} \approx \varepsilon_{cd} = 0,16‰,$$

$$\Delta\sigma_s = 0,16‰ \cdot 195\,000 = 31,2 \text{ МПа},$$

$$\Delta P_s = 31,2 \cdot 150 = 4680 \text{ Н} = 4,68 \text{ кН / канат}.$$

2. Потери предварительного напряжения от ползучести бетона.

Вычислим потери предварительного напряжения от ползучести бетона при помощи МКЭ комплекса.

Модуль упругости бетона плиты с учетом ползучести

$$E_c = \frac{28000}{1 + \varphi}.$$

Для бетона В30

$$\varphi = 2,3 \ E_c = \frac{28\,000}{1 + 2,3} = 8\,485 \text{ Н / мм}^2.$$

Модуль упругости бетона колонны с учетом ползучести

$$E_c = \frac{32\,500}{1 + \varphi} = 9848,48 \text{ Н / мм}^2, \ \Delta_1 = 1,556 \text{ мм}, \ \Delta_2 = 5,14 \text{ мм},$$

$$\varepsilon_{cc} = \frac{5,14 - 1,556}{24\,000} = 0,000149,$$

$$\Delta\sigma_c = 0,000149 \cdot 195\,000 = 29,5 \text{МПа} = 4,36 \text{ кН / канат}.$$

3. Потери предварительного напряжения за счет релаксации напрягаемой стали:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0,66 \cdot 2,5\% \cdot 2,71^{9,1 \cdot 0,744} \left(\frac{500\,000}{1000}\right)^{0,75(1-0,744)} \cdot 10^{-5} =$$

$$= 0,0464 = 4,64\% = 64\text{МПа} = 9,6 \text{ кН / канат},$$

$\Delta\sigma_{pi} = 207\,650 / 150 = 1384\text{МПа}$ (после первых потерь),

$$\mu = \frac{1384}{1860} = 0,744.$$

Итого натяжение после всех потерь

$P = 207,65 - 4,68 - 4,36 - 9,6 = 189,01$ кН/канат (1260 МПа).

3.3. Приращение усилия натяжения в канатах без сцепления при деформациях конструкции

На стадиях эксплуатации и разрушения конструкции за счет деформаций и соответствующего приращения геометрической длины напрягаемой канатной арматуры зачастую происходит увеличение напряжений в канатной арматуре – «антипотери». Данный эффект особенно значим при расчете напрягаемых элементов с канатной арматурой без сцепления с бетоном на стадии разрушения, так как при расчете изгибаемого элемента используется показатель σ_{sp}, заменяющий R_{sp}. При расчете предварительно напряженных элементов на стадии разрушения Еврокод-2 рекомендует увеличивать величину σ_{sp} (усилия предварительного напряжения в канатной арматуре после всех потерь) на 5% за счет деформации бетона. Рекомендации FIP советуют прибавлять к значению σ_{sp} 100 МПа. На стадии эксплуатации приращение напряжений в канате может быть вычислено как приращение его геометрической длины (*рис. 3.34, 3.35*).

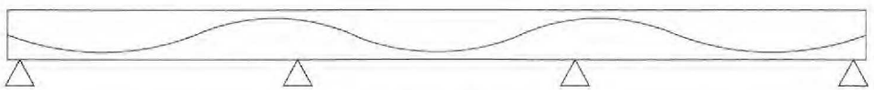


Рис. 3.34

Канат имеет длину L_1.

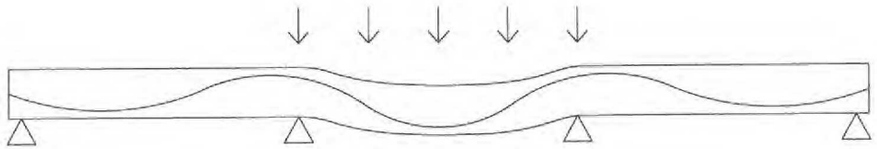


Рис. 3.35

Канат имеет длину $L_2 = L_1 + \Delta L$.

В общем случае для определения величины ΔL допускается применять треугольную форму приращения деформаций (*рис. 3.36*).

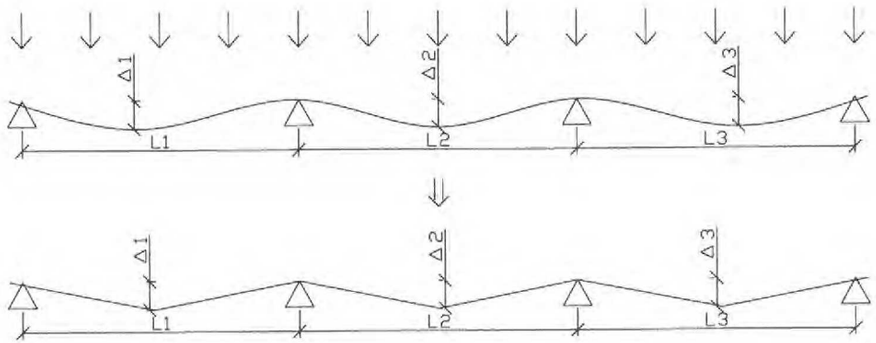


Рис. 3.36

Таким образом приращение геометрической длины и соответствующее приращение напряжений в напрягаемой арматуре может быть вычислено на основе данных о деформации бетона. Длину каната L_1, как правило, возможно принимать равной длине проекции каната на плоскость (длина без учета отгибов).

Пример: для плоской плиты, 4 пролета по 8 м, толщиной 250 мм, при эксцентриситете канатной арматуры e = 150 мм и параболической раскладке, длина проекции каната равна 8000×4 = 32 000 мм, фактическая длина каната равна 32 024, т.е. расхождение пренебрежительно мало (менее 0,08%).

Далее приращение геометрической длины для каждого пролета может быть вычислено геометрически $\frac{l_2}{2}=\sqrt{\left(\frac{l_1}{2}\right)^2+\Delta^2}$.

Приращение напряжений вычисляется из зависимости $\Delta\sigma=\frac{\Delta l}{l_1}\cdot E_p$.

Например, для плиты пролетом 8 м с расчетным прогибом 50 мм

$$l_2=2\sqrt{\left(\frac{l_1}{2}\right)^2+\Delta^2}=2\sqrt{\left(\frac{8000}{2}\right)^2+50^2}=8000{,}625\text{ мм},$$

$$\Delta l=l_2-l_1=0{,}625\text{ мм},\ \Delta\sigma=\frac{\Delta l}{l_1}\cdot E_p=\frac{0{,}625}{8\,000}\cdot 195\,000=15{,}2\text{ МПа}.$$

Для конструкций с преднапрягаемой арматурой без сцепления с бетоном приращение напряжений происходит не локально для деформированного пролета, а равномерно по всей длине каната (влиянием трения возможно пренебречь). Таким образом, при деформировании одного из пролетов на величину Δ и отсутствии деформации других пролетов длина L_1 принимается равной общей длине всех пролетов.

Деформации Δ должны приниматься с учетом раскрытия трещин и ползучести бетона.

Как показывает практика, на этапе предварительного назначения армирования и сечений конструкции, преднапрягаемой напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном, для стандартных балочных и безбалочных перекрытий, при длинах канатов 20–60 м возможно пользоваться следующими ориентировочными показателями потерь:

1-е потери: 1,6 кН/м;

2-е потери: 6,5% от исходного натяжения.

При проверке по первому предельному состоянию на стадии разрушения рекомендации FIP советуют назначать усилие натяжения σ_{SP}, равным усилию в канате за вычетом потерь, и увеличивать его на 100 МПа.

IV. Расчет предварительно напряженных конструкций по предельным состояниям 2-й группы

4.1. Определение усилий в конструкции и ее деформаций

В общем случае для определения усилий и деформаций в конструкции от предварительного напряжения с натяжением на бетон усилие предварительного напряжения прикладывается к конструкции как *внешнее силовое воздействие*. В данном разделе будут рассмотрены различные способы моделирования воздействий предварительного напряжения в зависимости от типа конструкции и геометрической формы раскладки канатной арматуры. Для удобства примеры будут рассматриваться на плоских рамах (балочные конструкции и пространственные перекрытия, рассчитываемые методом эквивалентных рам), далее будут рассмотрены примеры пространственных конструкций.

В общем случае расчет усилий и деформаций конструкции от предварительного напряжения основывается на следующих принципах и допущениях:

1) обжатие бетона;

2) разгружающие усилия;

3) разгружающие моменты.

4.1.1. Обжатие бетона

При натяжении канатной арматуры в бетонных элементах возникают сжимающие усилия.

В элементах относительно небольшого по протяженности сечения, а также равномернообжатых элементах при отсутствии жестких связей обжатие принимается равномерно распределенным по сечению элемента и вычисляется как $\sigma_{об}=\frac{P}{A}$, где P – усилие предварительного напряжения, действующее в данном элемента; A – площадь обжимаемого бетона. При использовании системы без сцепления с бетоном сечение принимается, как правило, центрально обжатым независимо от расположения канатной арматуры. При наличии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном обжатие прикладывается в сечении непосредственно в точке расположения канатной арматуры.

! Как правило, значение A возможно принимать равным площади бетонного сечения, однако в сильноармированных сечениях следует принимать $A = A_b + \alpha A_s$, где $\alpha = \dfrac{E_s}{E_b}$, как правило, принимается $\alpha = 6$.

Например, для свободноопертой балки сечением 500×400 мм при обжатии ее десятую канатами с расчетным уровнем натяжения 180 кН/канат уровень обжатия составит:

$$\sigma_{об} = \frac{10 \cdot 180\,000}{500 \cdot 400} = 9\ \text{Н/мм}^2 = 9\text{МПа}.$$

Для плиты толщиной 25 см, габаритами 24×24 м с пролетами 8×8 м при натяжении канатной арматуры в надколонных полосах при общем натяжении канатной арматуры, равном 216 т/ось для средних осей и 108 т/ось для крайних осей, обжатие составит $\sigma_{об} = \dfrac{216000}{800 \cdot 25} = 10{,}8\ \text{кг/см}^2$. При более точном определении обжатия с учетом перераспределения обжатия по ширине плиты и падения обжатия за счет жесткости колонн обжатие может быть вычислено при помощи МКЭ (*рис. 4.1, 4.2*).

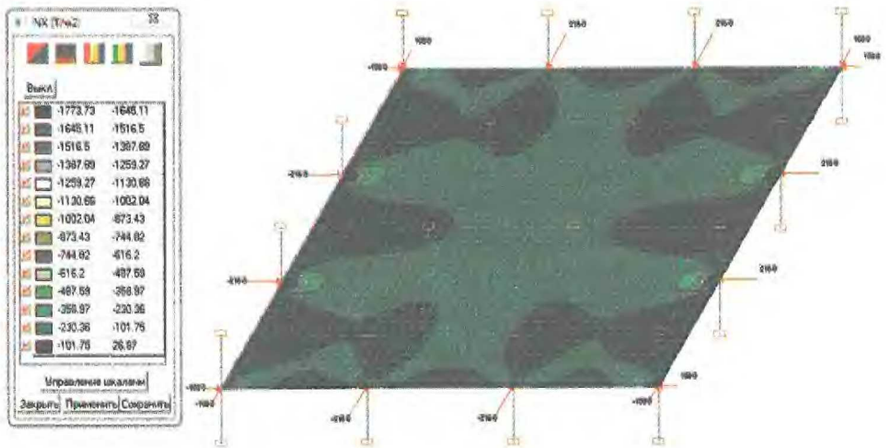


Рис. 4.1. Усилия *Nx* от обжатия, среднее обжатие по полю – 10,5 кг/см^2

Таким образом, видно, что уровень обжатия по полю плиты близок к полученному из зависимости $\sigma_{об} = \dfrac{P}{A_b}$. Также при расчете следует отметить наличие слабообжатых зон, требующих в определенных случаях дополнительной противоусадочной арматуры, и сильнообжатых надколонных зон в крайних пролетах.

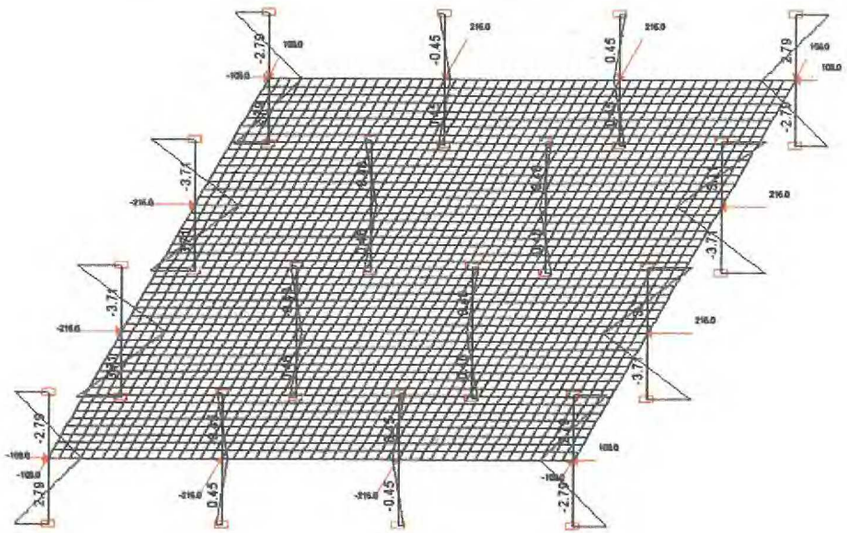


Рис. 4.2. Усилия в колоннах от обжатия

Для неравномерно обжатых конструкций (за счет геометрии или распределения кантатной арматуры), а также при наличии жестких связей – жестких колонн, поперечных стен, лестничных и лифтовых шахт – уровень обжатия может существенно отличаться от полученного теоретически и должен быть вычислен в КЭ программе. Для фундаментных плит и плит полов по грунту уровень обжатия снижается за счет трения между конструкцией и грунтом, что также должно быть учтено в расчете (*рис. 4.3–4.7*).

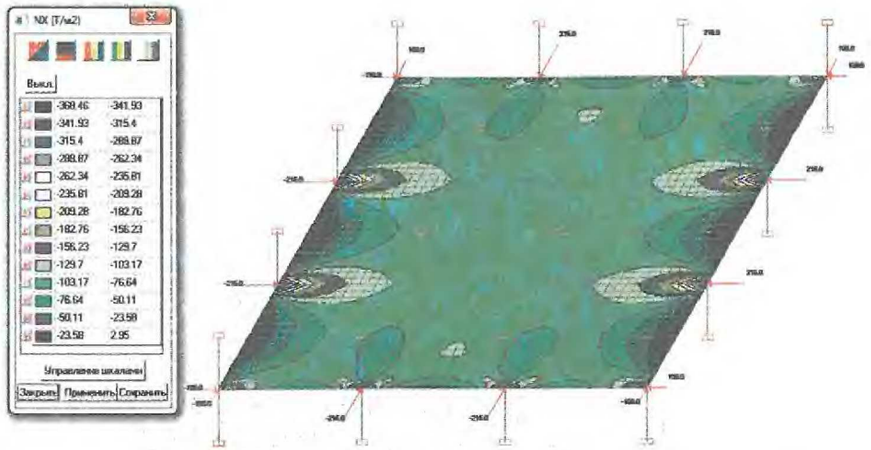


Рис. 4.3. Обжатие *Nx* с учетом балок сечением 50×60 см по осям

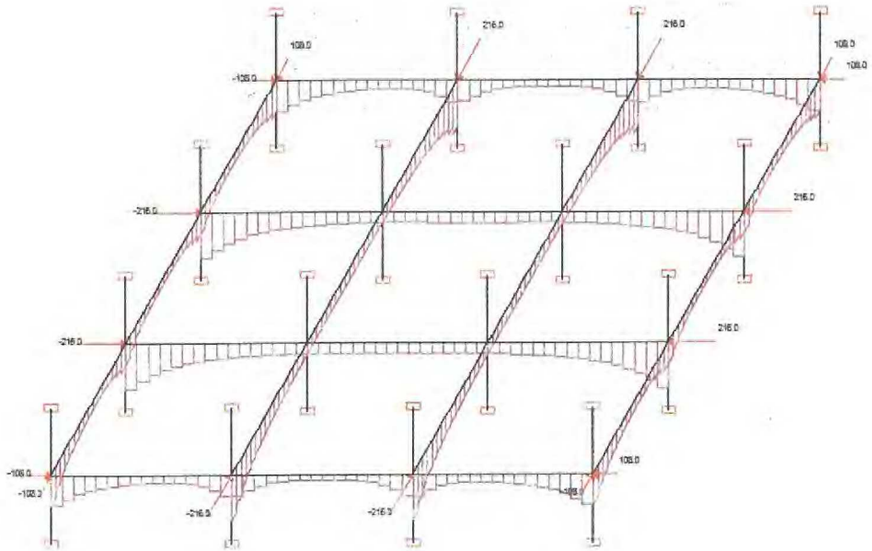


Рис. 4.4. Обжатие *N* в балках

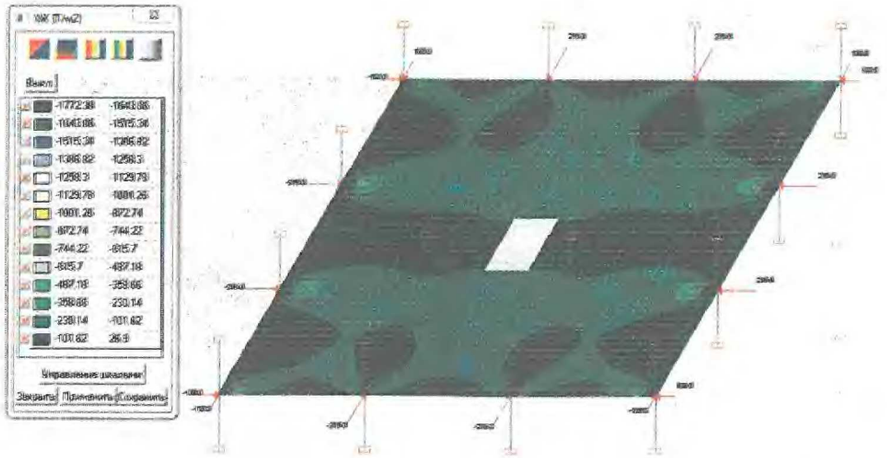


Рис. 4.5. Распределение обжатия *Nx* при наличии отверстия

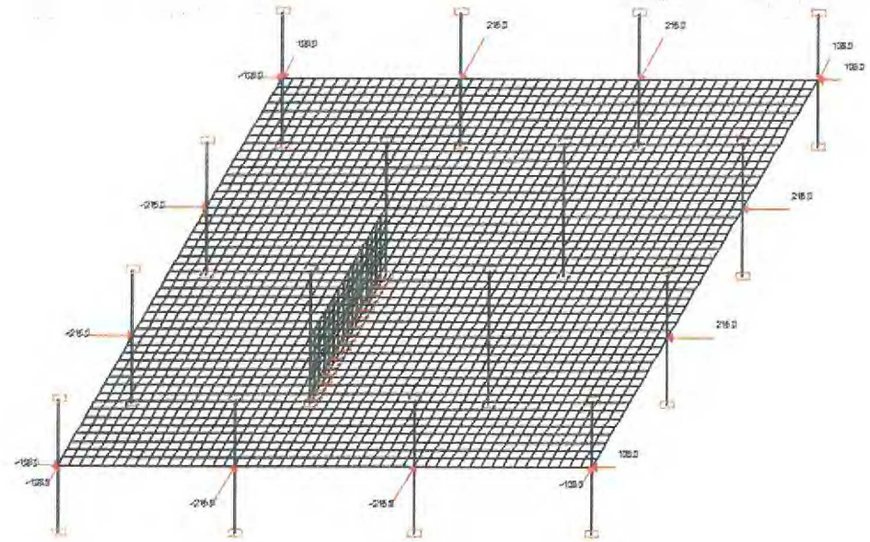


Рис. 4.6. Расчетная схема с поперечной стеной

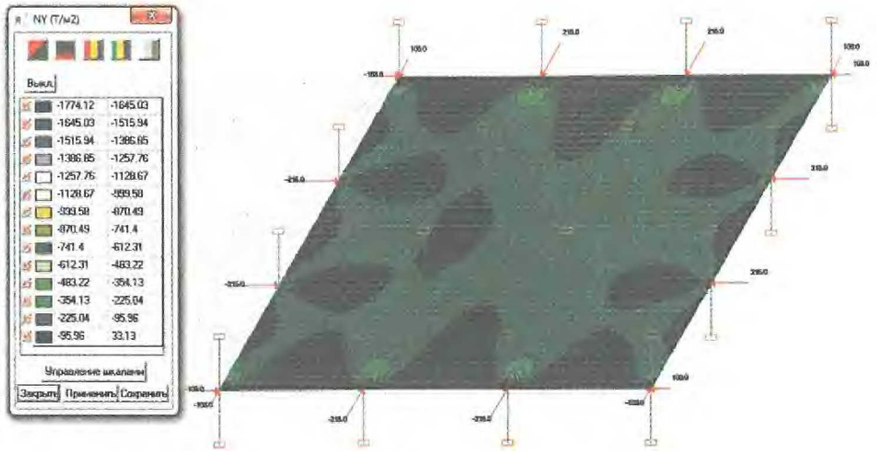


Рис. 4.7. Обжатие *Ny* с учетом поперечной стены

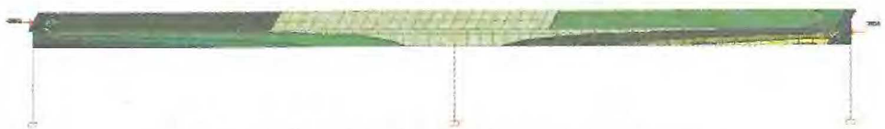


Рис. 4.8. Обжатие в двухпролетной балке

Как показывает практика, для обеспечения экономически целесообразных решений уровень обжатия должен составлять 1,5–2 МПа для плит перекрытий, 0,9–1,5 МПа для плит по грунту, 1–2 МПа для фундаментных плит и 3–10 МПа для отдельных балок.

Для балок таврового сечения в составе монолитных перекрытий уровень обжатия определяется обычно для полной площади сечения балки и плиты (*рис. 4.8, 4.9*).

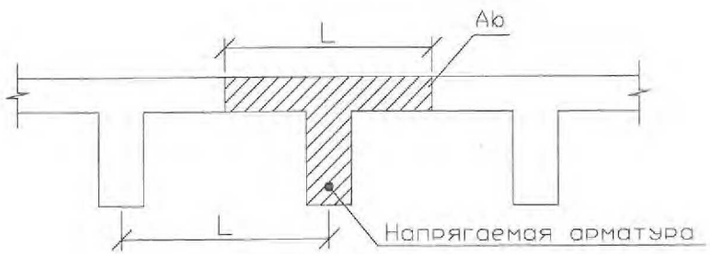


Рис. 4.9

$$\sigma_{об} = \frac{P}{A_b}.$$

Более точно перераспределение обжатия между полкой и ребром может быть вычислено при помощи МКЭ программ.

! В общем случае при определении усилий и деформаций, возникающих в конструкции от действия предварительного напряжения, как для систем без сцепления, так и для систем со сцеплением канатной арматуры с бетоном обжатие моделируется при помощи приложения в зоне анкеровки напрягаемой арматуры (как правило, по торцам конструкции) сил, равных натяжению арматуры в этой зоне. Величина обжатия является одним из главных факторов, влияющих на трещиностойкость конструкции. Как правило, для плит и балок усилие обжатия принимается равномерно распределенным по высоте сечения (*рис. 4.10*).

Для центрально обжатых элементов момент трещинообразования может быть определен как

$$\frac{M_{crc}}{W_{red}} - \frac{P}{A} \le R_{bt,ser}, \quad M_{crc} = (\frac{P}{A} + R_{bt,ser}) \cdot W_{red},$$

где $W_{red} = \frac{I_{red}}{y}$.

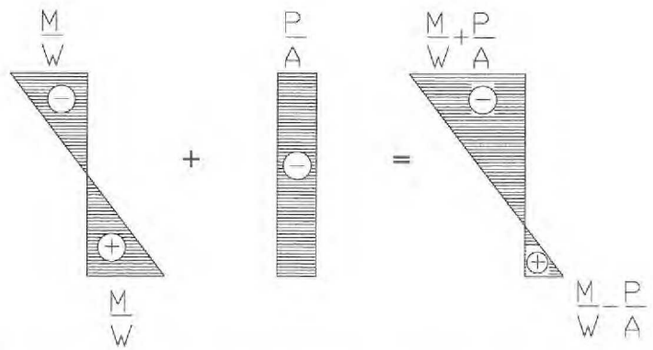


Рис. 4.10. Распределение напряжений в сечении при действии обжатия

Пример

Бетонное сечение плиты по грунту преднапрягается в центральной зоне арматурой без сцепления с натяжением после потерь 180 кН. Шаг арматурных канатов 800 мм, высота сечения 150 мм,

бетон тяжелый класса В30. Определить момент образования трещин (*рис. 4.11*).

$$R_{bt,ser} = 1{,}75 \text{ МПа}.$$

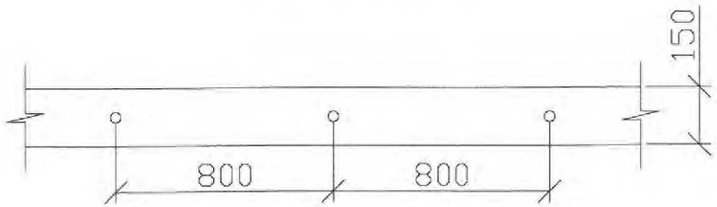


Рис. 4.11

Для полосы шириной 800 мм $\frac{P}{A} = \frac{180\,000}{150 \cdot 800} = 1{,}5$ МПа.

$$W = \frac{800 \cdot 150^2}{6} = 3\,000\,000 \text{ мм}^3$$

$$M_{crc} = (1{,}5 + 1{,}75) \cdot 3\,000\,000 = 7{,}875 \text{ кН / м}.$$

4.1.2. Вертикальные составляющие преднапряжения. Разгружающий эффект

Основным фактором преднапряжения, влияющим на деформации и трещиностойкость конструкции, являются возникающие при перегибах напрягаемой арматуры вертикальные составляющие. При отгибе (изменении угла) напрягаемой арматуры в точке перегиба помимо осевых составляющих преднапряжения возникают также наклонные силы (*рис. 4.12*).

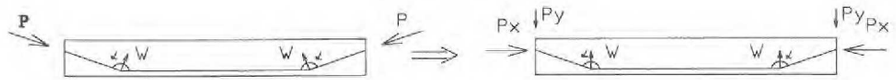


Рис. 4.12

Как правило, для большинства конструкций возникающие на перегибах наклонные силы возможно заменить в расчете их вертикальными проекциями.

В общем случае при изменении угла наклона каната в точке на угол α вертикальная составляющая преднапряжения в этой точке

будет равна: $W = P \cdot \text{tg}\alpha$. Данная зависимость может быть использована для форм канатов, где длина участка, на котором происходит перегиб, пренебрежительно мала. Необходимо обеспечение требования, при котором минимальный радиус изгиба каната в точке будет не менее минимально допускаемого значения для данного типа каната или пучка (*рис. 4.13*).

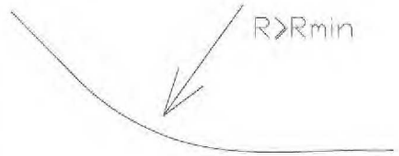


Рис. 4.13

Для любой конструкции всегда должно выполняться условие

$$\Sigma F_x = 0, \quad \Sigma F_y = 0.$$

Пример

Балка высотой 500 мм армируется напрягаемой канатной арматурой в оболочке с напряжением во всех пучках 100 т. Вычислим величины вертикальных составляющих преднапряжения:

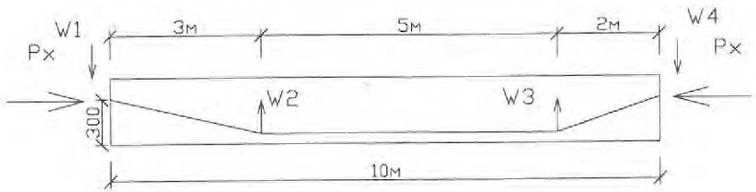


Рис. 4.14

$$W_1 = P \cdot \frac{0{,}3}{3} = 10 \text{ т}, \quad W_2 = W_1 = 10 \text{ т}, \quad W_3 = P \cdot \frac{0{,}3}{2} = 15 \text{ т}, \quad W_4 = W_3 = 15 \text{ т}.$$

При наличии выраженных криволинейных участков распределение вертикальных усилий принимает вид (*рис. 4.15*):

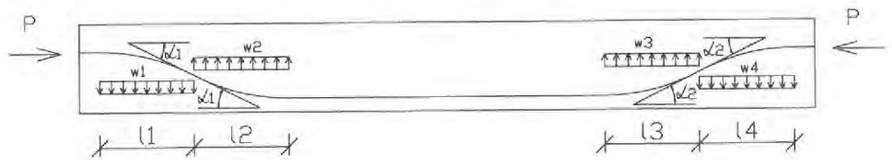


Рис. 4.15

$$w_1 = \frac{\mathrm{tg}\alpha_1 \cdot P}{l_1},\ w_2 = \frac{\mathrm{tg}\alpha_1 \cdot P}{l_2},\ w_3 = \frac{\mathrm{tg}\alpha_2 \cdot P}{l_3},\ w_4 = \frac{\mathrm{tg}\alpha_2 \cdot P}{l_4},$$

$$w_1 l_1 + w_2 l_2 + w_3 l_3 + w_4 l_4 = 0.$$

Параболическая раскладка напрягаемой арматуры (рис. 4.16).

Как правило, в конструкциях применяется раскладка напрягаемой арматуры по форме, близкой к параболической.

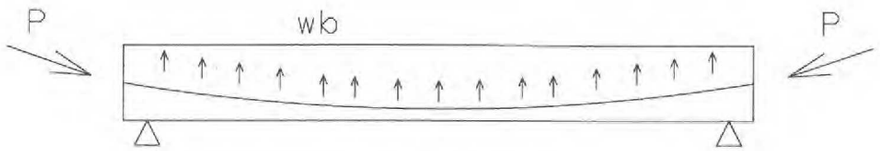


Рис. 4.16

Для такой формы раскладки вертикальная составляющая преднапряжения обычно принимается равномернораспределенной по длине параболы.

Рассмотрим пример раскладки напрягаемой арматуры в шарнирноопертой балке (*рис. 4.17, 4.18*).

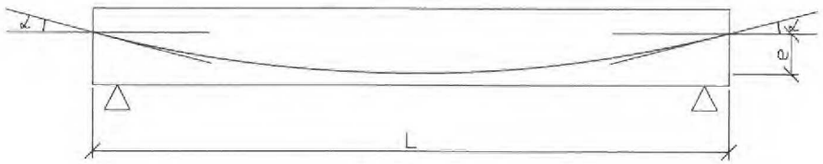


Рис. 4.17

Геометрическая форма раскладки каната будет описываться выражением $y(x) = ax^2$.

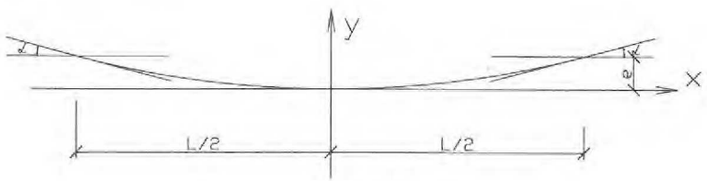


Рис. 4.18

Определим *a*:

$$\begin{cases} x = \frac{L}{2}, y = e,\ a = \frac{4e}{L^2} = \frac{e}{\left(\frac{L}{2}\right)^2} \Rightarrow y(x) = \frac{e}{\left(\frac{L}{2}\right)^2} x^2, \\ x = -\frac{L}{2}, y = e, y'(x) = \frac{2e}{\left(\frac{L}{2}\right)^2} x,\ \mathrm{tg}\alpha = y'\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{2e}{\left(\frac{L}{2}\right)}. \end{cases}$$

Равномерно распределенная вертикальная нагрузка от параболического каната длиной *L* и эксцентриситетом *e* будет равна:

$$w_b = P \cdot y''(x) = \frac{2Pe}{\left(\frac{L}{2}\right)^2}.$$

! Зачастую парабола может состоять из двух частей разные длины и эксцентриситета (*рис. 4.19*).

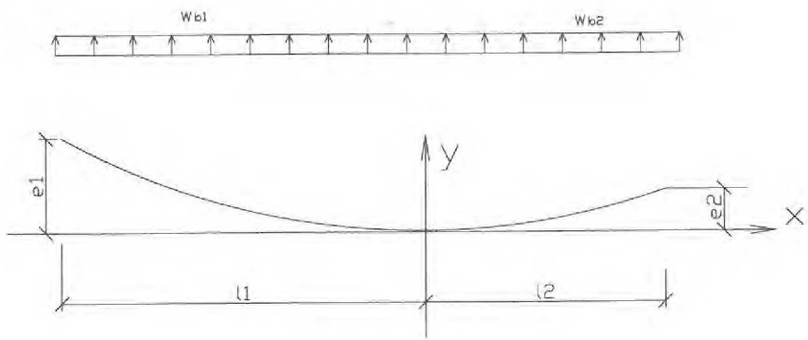


Рис. 4.19

В таком случае каждая из полупарабол рассматривается отдельно, формулы принимают вид:

$$y_1(x) = \frac{e_1}{l_1^2} x^2,\ y_2(x) = \frac{e_2}{l_2^2} x^2;$$

$$y_1'(x) = \frac{2e_1}{l_1^2} x,\ y_2'(x) = \frac{2e_2}{l_2^2} x;$$

$$\mathrm{tg}\alpha_1 = \frac{2e_1}{l_1},\ \mathrm{tg}\alpha_2 = \frac{2e_2}{l_2};$$

$$w_{b1} = \frac{2Pe_1}{l_1^2},\ w_{b2} = \frac{2Pe_2}{l_2^2}.$$

Для плавных парабол, имеющих одинаковую кривизну при известной общей длине $L = (l_1 + l_2)$, соотношение длин l_1 и l_2 определяется по следующей зависимости:

$$l_1 = \frac{(l_1 + l_2)\cdot\sqrt{\frac{e_1}{e_2}}}{1+\sqrt{\frac{e_1}{e_2}}},\ w = \frac{2Pe_1}{l_1^2} = \frac{2Pe_2}{l_2^2}.$$

Вертикальные составляющие усилий на анкерах на торцах балки будут равны (при симметричной раскладке напрягаемой арматуры) (*рис. 4.20*):

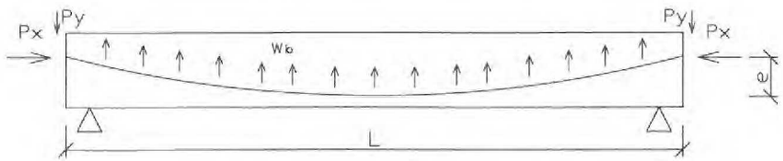


Рис. 4.20

$$P_y = P\cdot\mathrm{tg}\alpha = \frac{4Pe}{L},\ P_x = \sqrt{P^2 - (P\cdot\mathrm{tg}^2\alpha)} \approx P.$$

Сумма вертикальных сил будет равна (силы, направленные вниз, приняты со знаком «–», направленные вверх – «+»):

$$\sum F_y = -P_y - P_y + L\cdot w_b = -\frac{4e\cdot P}{L} - \frac{4e\cdot P}{L} + L\cdot\left(\frac{8e\cdot P}{L^2}\right) = 0.$$

Зачастую в конструкциях возникают ситуации, когда две части параболы имеют заданную разную кривизну, разгружающие усилия w_b и тангенсы углов находятся раздельно для каждой из ветвей по стандартным формулам (*рис. 4.21*).

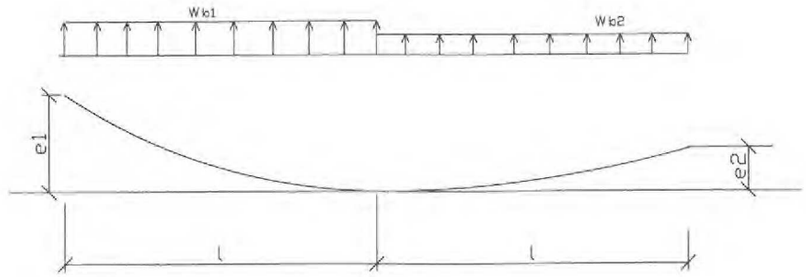


Рис. 4.21

Неполные полупараболы

Зачастую в преднапряженных конструкциях встречаются раскладки каната, имеющие прямолинейные участки (*рис. 4.22*).

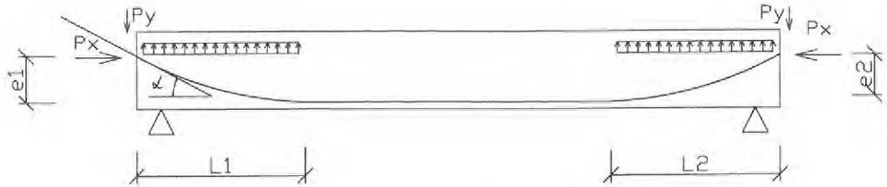


Рис. 4.22

В таком случае для каждой полупараболы криволинейного участка характеристики вычисляются по стандартным формулам. На прямолинейных участках вертикальные составляющие от преднапряжения равны 0.

$$w_{b1} = \frac{2Pe_1}{l_1^2},\ w_{b2} = \frac{2Pe_2}{l_2^2},\ \mathrm{tg}\alpha_1 = \frac{2e_1}{l_1},\ \mathrm{tg}\alpha_2 = \frac{2e_2}{l_2}.$$

Раскладки напрягаемой арматуры в статически неопределимых конструкциях

Как правило, в статически неопределимых конструкциях напрягаемая арматура раскладывается в форме приближенной к эпюрам изгибающих моментов от равномерно распределенной нагрузки. Как правило, из условий конструирования соотношение высот (эксцентриситетов) криволинейных участков над опорой и в пролете принимается как 2 к 8 (*рис. 4.23, 4.24*).

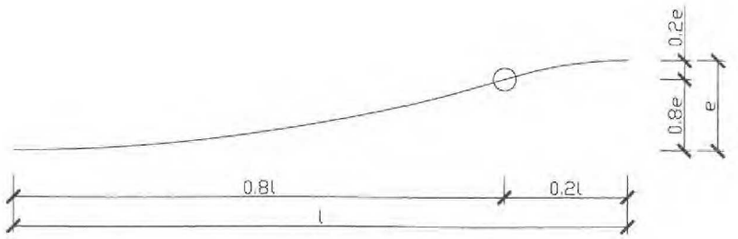


Рис. 4.23

Данный тип раскладки напрягаемой арматуры для плит и балок позволяет добиваться оптимального распределения вертикальных составляющих преднапряжения, а также позволяет в большинстве случаев избежать резких перегибов напрягаемой арматуры.

! При определении усилий в конструкции от предварительного напряжения следует учитывать тот фактор, что при анкеровке напрягаемой арматуры на торце конструкции с эксцентриситетом относительно центра тяжести сечения за счет эксцентриситета возникают моменты, равные $M = Pe$. Данный эффект зачастую применяется для снижения усилий и деформаций консолей. Более подробно см. п. 4.1.3.

Как правило, при расчетах фактическая раскладка в конструкции заменяется на идеализированную. Наиболее распространенная форма идеализированной раскладки подразумевает замену фактической геометрии каната в последовательность направленных вверх парабол и прямолинейных участков. Участок каната над колонной, где парабола направлена вниз, заменяется точечной сосредоточенной силой (*рис. 4.25*).

Впервые подобная модель была предложена в середине 1950-х гг. американским ученым Т.И. Лином и получила название модель Лина.

Данный подход позволяет чрезвычайно просто и с высокой точностью моделировать преднапряжение в конструкции, загружая ее равномернораспределенными нагрузками и сосредоточенными силами. Разгружающая нагрузка от преднапряжения моделируется при помощи равномерно распределенной нагрузки w_b. Относительно моделирования преднапряжения при помощи распределенных нагрузок, отражающих фактическую раскладку напрягаемой арматуры, интенсивность равномернораспределенных нагрузок несколько меньше и значения деформаций и усилий от предварительного напряжения получаются несколько «в запас». Данный метод также называют методом баланса нагрузки – load balancing method.

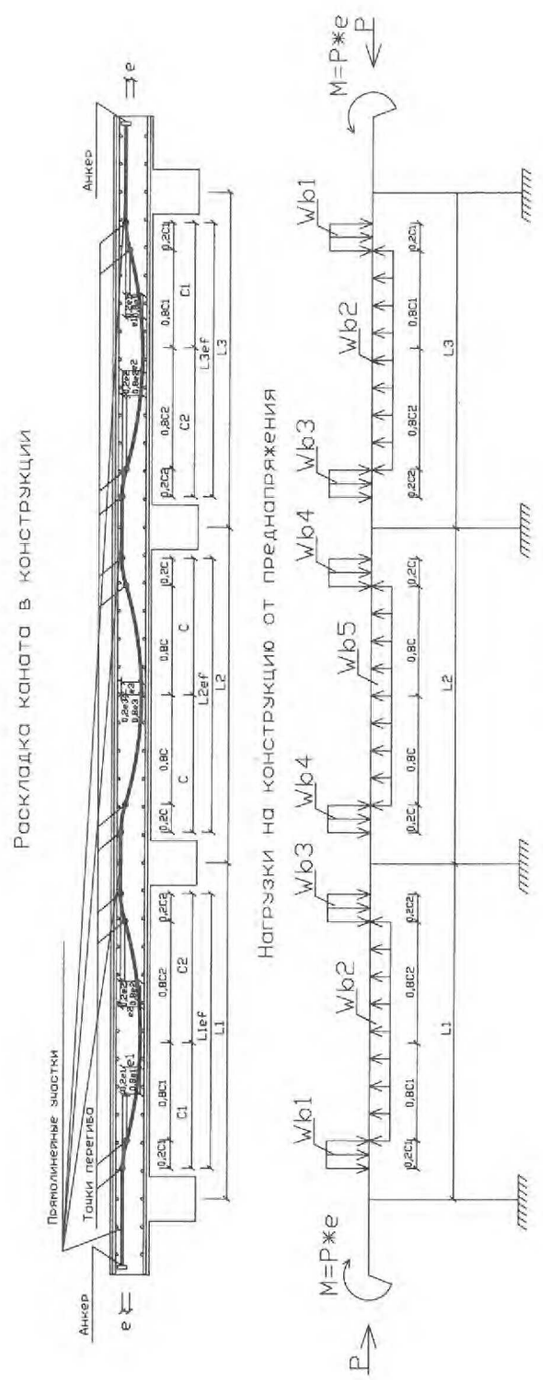


Рис. 4.24

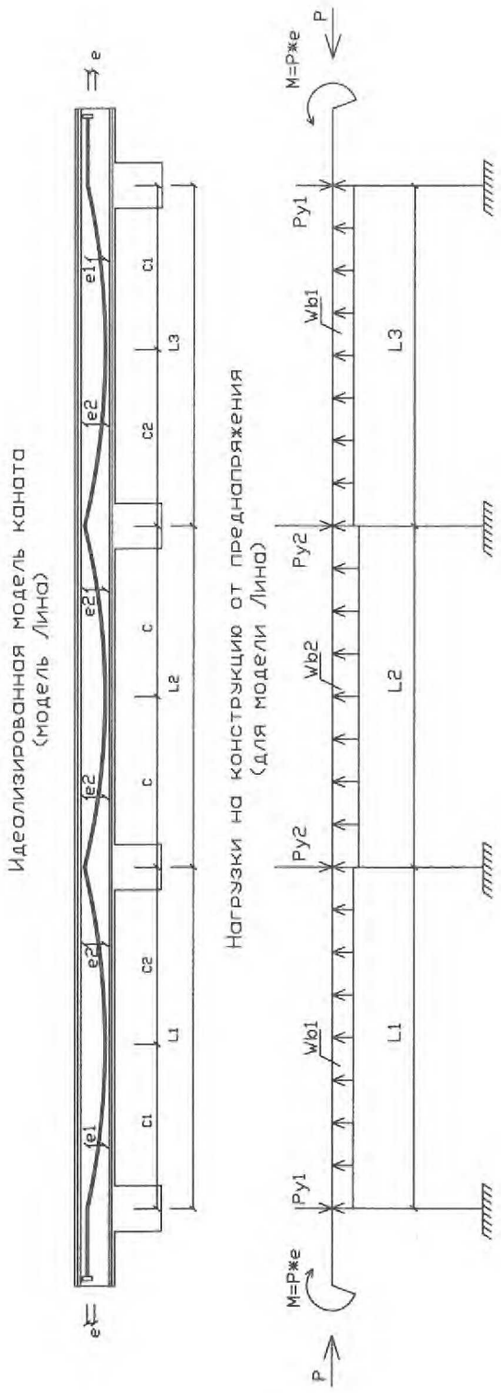


Рис. 4.25

Как правило, величина отпора w_b назначается не более 120% от собственного веса конструкции. Данное ограничение накладывается с целью минимизации неупругих деформаций в период эксплуатации конструкции, а также исключения появления трещин в растянутых при загружении полезной нагрузкой зонах плит и балок и исключает необходимость установки арматуры в данных зонах. В отдельных случаях, например, в перераспределительных конструкциях и тяжело нагруженных перекрытиях, величина w_b может существенно превышать 120% собственного веса. В этих случаях возможно применение дополнительного армирования на период возведения конструкции.

Необходимо также отметить, что преднапряжение является постоянной нагрузкой для конструкции и деформации от осевых и вертикальных составляющих преднапряжения должны быть вычислены с учетом снижения модуля упругости бетона за счет ползучести.

При любой форме раскладки напрягаемой арматуры обязательно должно выполняться условие

$$\begin{cases} \sum F_x = 0, P_{x1} + P_{x2} + \ldots P_{xn} = 0; \\ \sum F_y = 0, P_{y1} + P_{y2} + \ldots P_{yn} + w_{b1} l_1 + w_{b2} l_2 + \ldots + w_{bn} l_n = 0; \\ \sum M = 0, M_1 + M_2 + \ldots M_n = 0. \end{cases}$$

Пример

Рассмотрим пример загружения плиты нагрузками от преднапряжения.

Плита пролетами 8×8 м, толщиной 250 мм, габариты плиты 3×3 пролета, напрягаемая арматура сосредоточена в метровой полосе надколонной зоны для средних осей и полуметровой – для крайних. Бетон конструкции В30, колонны сечением 400×400 мм, высота этажа 3 м. Эксцентриситет напрягаемой арматуры составит 200 мм для средних опор и 100 для крайних. Величина натяжения всех канатов в пучке после потерь составит 200 т для средних осей и 100 т для крайних (14,28 т/канат) (*рис. 4.26, 4.27*).

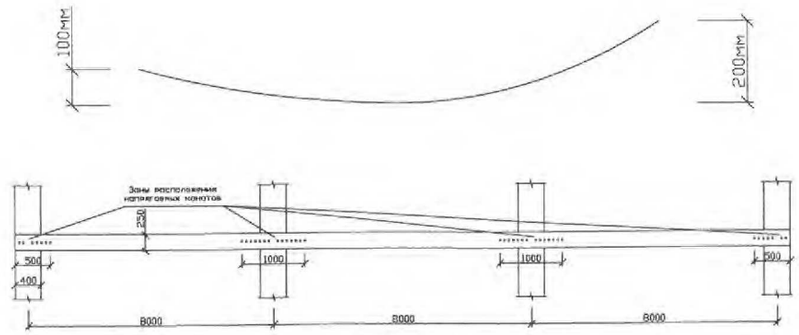


Рис. 4.26

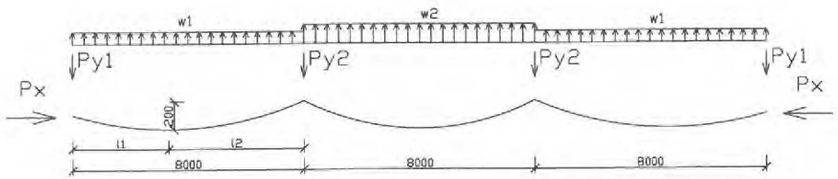


Рис. 4.27. Схема загружения расчетной схемы

1. Средние оси.

1.1. Крайние пролеты:

$$l_1 = \frac{(8000)\cdot\sqrt{\frac{100}{200}}}{1+\sqrt{\frac{100}{200}}} = 3310 \text{ мм},\ l_2 = 8000 - 3310 = 4690 \text{ мм},$$

$$w_{b1} = \frac{2\cdot 200\cdot 0{,}1}{3{,}31^2} = 3{,}65 \text{ т/м},\ P_1 = 3{,}65\cdot 3{,}31 = 12{,}08 \text{ т}.$$

1.2. Средние пролеты:

$$w_{b2} = \frac{2\cdot 200\cdot 0{,}2}{4^2} = 5 \text{ т/м},\ P_2 = 3{,}65\cdot 4{,}69 + 5\cdot 4 = 37{,}12 \text{ т}.$$

2. Крайние оси.

2.1. Крайние пролеты:

$$w_{b1} = \frac{2\cdot 100\cdot 0.1}{3{,}31^2} = 1{,}825 \text{ т/м},\ P_1 = 1{,}825\cdot 3{,}31 = 6{,}04 \text{ т}.$$

2.2. Средние пролеты

$$w_{b2} = \frac{2\cdot 100\cdot 0{,}2}{4^2} = 2{,}5 \text{ т/м},\ P_2 = 1{,}825\cdot 4{,}69 + 2{,}5\cdot 4 = 18{,}56 \text{ т}.$$

Загрузим схему указанными нагрузками (*рис. 4.28–4.35*):

1. Сосредоточенные силы вдоль оси *x*.
2. Сосредоточенные силы вдоль оси *y*.
3. Распределенная нагрузка (отпор) вдоль оси *x*.
4. Распределенная нагрузка (отпор) вдоль оси *y*.
5. Обжатие.

! При моделировании в МКЭ SCAD отпор от преднапряжения моделировался равномерно распределенной по площади нагрузкой. Для крайних осей грузовая площадь составляла 0,5 м, для средних – 1 м. Таким образом, для загружения использовался одинаковый показатель w_b и для крайних, и для средних осей, менялась только грузовая площадь

Идеализированная модель напрягаемой арматуры наиболее приемлема в расчетных схемах, где колонны конструкции моделируются стержнями с точечным примыканием к плите перекрытия.

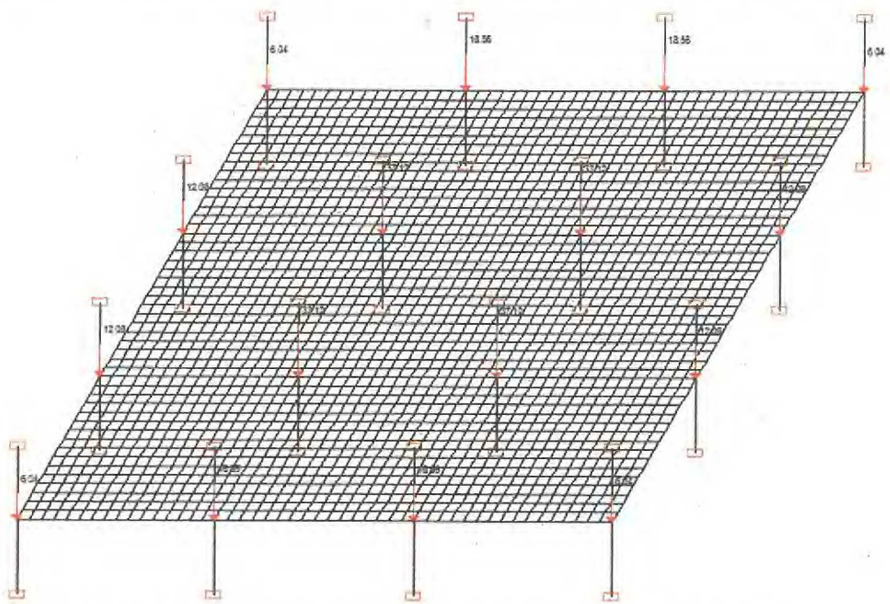


Рис. 4.28. Сосредоточенные силы для канатов вдоль оси *x*

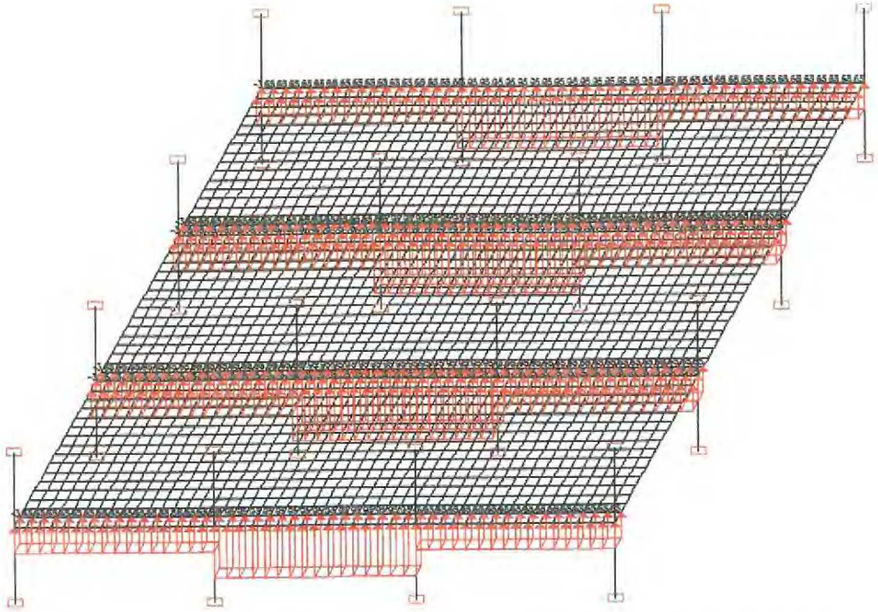


Рис. 4.29. Распределенные силы (отпор) для канатов вдоль оси *x*

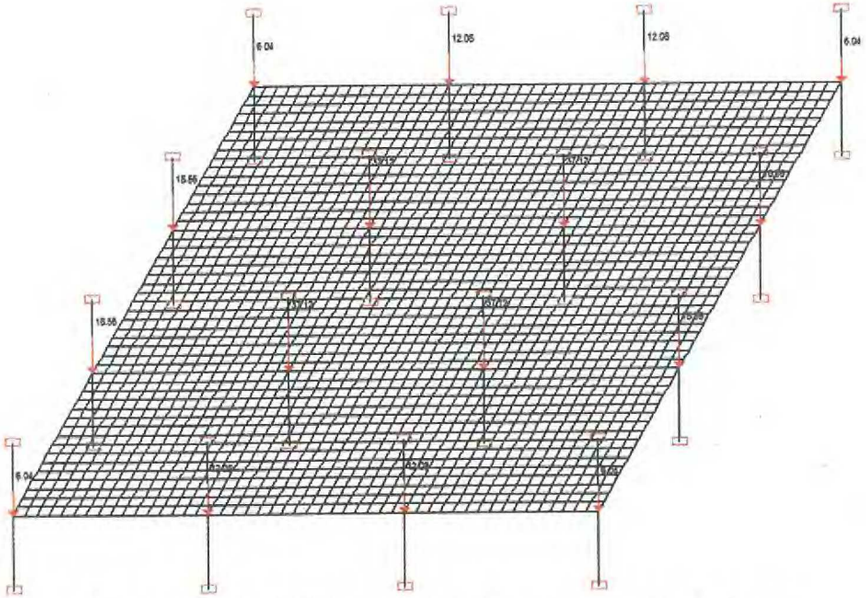


Рис. 4.30. Сосредоточенные силы для канатов вдоль оси *y*

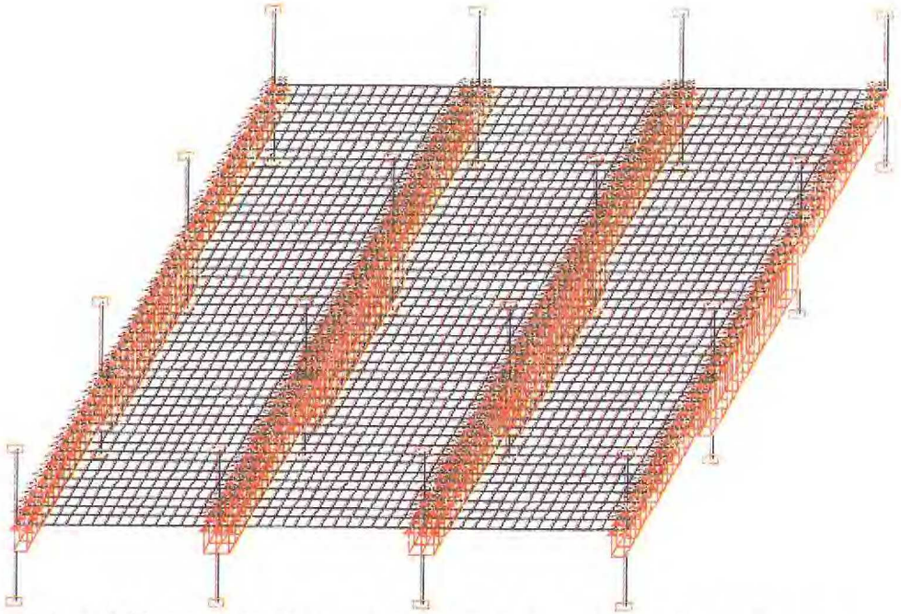


Рис. 4.31. Распределенные силы (отпор) для канатов вдоль оси *y*

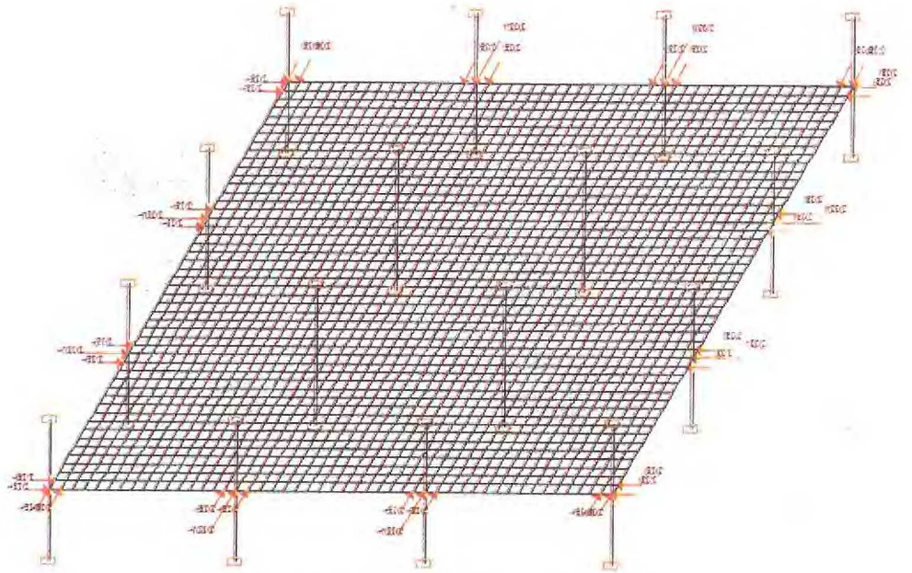


Рис. 4.32. Осевые силы (обжатие)

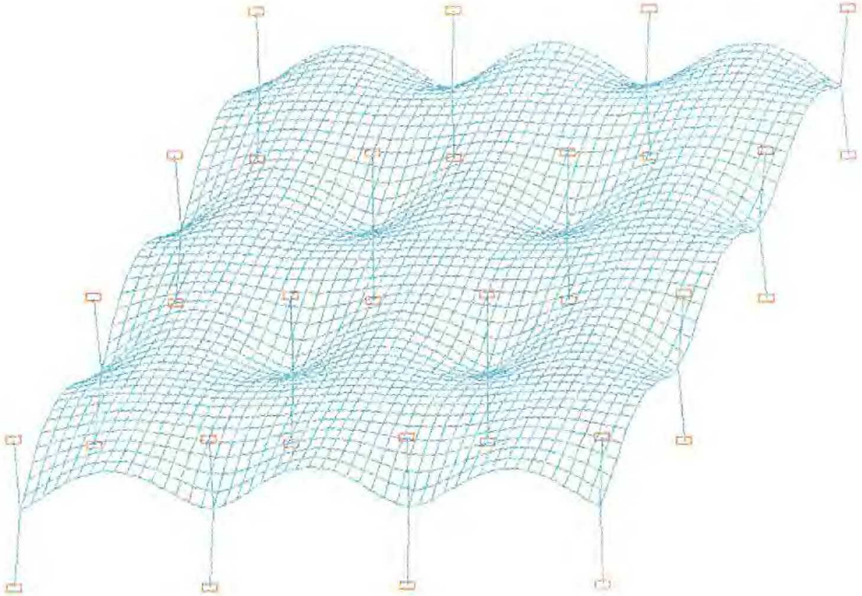


Рис. 4.33. Схема деформаций конструкции от преднапряжения

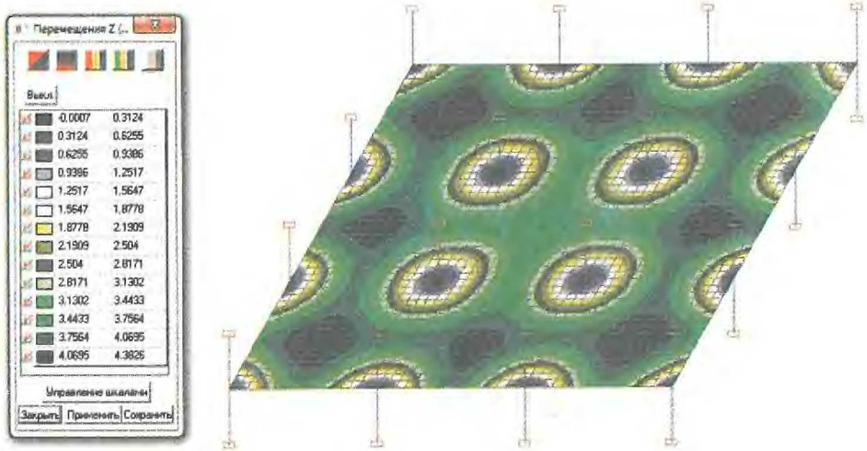


Рис. 4.34. Изополя перемещений по оси *z* от преднапряжения



Рис. 4.35. Усилия (*My*) в конструкции от преднапряжения

Полуидеализированная модель напрягаемой арматуры представлена на *рис. 4.36, 4.37*.

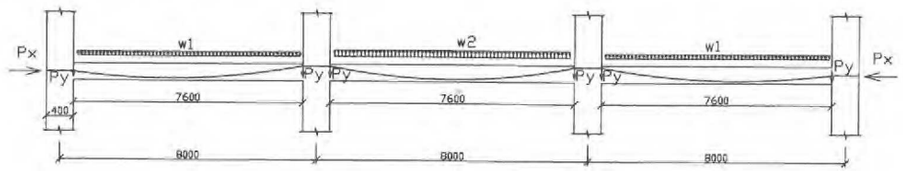


Рис. 4.36

При данной модели учитывается наличие прямолинейных участков напрягаемой арматуры над колоннами.

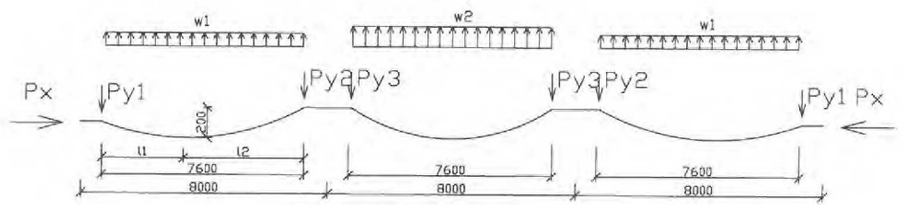


Рис. 4.37

При сохранении параметров натяжения из предыдущего примера вычислим вертикальные составляющие преднапряжения для средней оси (натяжение всех канатов после потерь 200 т):

$$l_1 = \frac{(7600)\cdot\sqrt{\frac{100}{200}}}{1+\sqrt{\frac{100}{200}}} = 3150 \text{ мм}, \quad l_2 = 8000 - 3310 = 4450 \text{ мм},$$

$$w_{b1} = \frac{2\cdot 200\cdot 0{,}1}{3{,}15^2} = 4{,}03 \text{ т/м}, \quad P_1 = 4{,}03\cdot 3{,}15 = 12{,}69 \text{ т},$$

$$P_2 = 4{,}03\cdot 4{,}45 = 17{,}93 \text{ т}, \quad w_{b1} = \frac{2\cdot 200\cdot 0{,}2}{3{,}8^2} = 5{,}54 \text{ т/м},$$

$$P_3 = 5{,}54\cdot 3{,}8 = 21{,}05 \text{ т}.$$

Фактическая модель напрягаемой арматуры представлена на *рис. 4.38.*

Определим основные параметры кривых:

$$l_1 + l_2 = \frac{(7600)\cdot\sqrt{\frac{100}{200}}}{1+\sqrt{\frac{100}{200}}} = 3150 \text{ мм},$$

$$l_1 = 0{,}2(l_1 + l_2) = 630 \text{ мм}, \quad l_2 = 0{,}8(l_1 + l_2) = 2520 \text{ мм};$$

$$e_1 = 0{,}2(e_1 + e_2) = 20 \text{ мм}, \quad e_2 = 0{,}8(e_1 + e_2) = 80 \text{ мм};$$

$$w_{b1} = \frac{2\cdot 200\cdot 0{,}02}{0{,}63^2} = 20{,}16 \text{ т/м}, \quad w_{b2} = \frac{2\cdot 200\cdot 0{,}08}{2{,}52^2} = 5{,}04 \text{ т/м};$$

$$l_3 + l_4 = 7600 - 3150 = 4450 \text{ мм}, \quad l_3 = 0{,}8(l_3 + l_4) = 3560 \text{ мм},$$

$$l_4 = 0{,}2(l_3 + l_4) = 890 \text{ мм}; \quad e_3 = 0{,}8(e_3 + e_4) = 160 \text{ мм},$$

$$e_4 = 0{,}2(e_3 + e_4) = 40 \text{ мм};$$

$$w_{b2} = \frac{2\cdot 200\cdot 0{,}16}{3{,}56^2} = 5{,}04 \text{ т/м}, \quad w_{b3} = \frac{2\cdot 200\cdot 0.04}{0{,}89^2} = 20{,}2 \text{ т/м};$$

$$l_5 + l_6 = 7600/2 = 3800 \text{ мм}, \quad l_5 = 0{,}2(l_5 + l_6) = 760 \text{ мм},$$

$$l_6 = 0{,}8(l_5 + l_6) = 3040 \text{ мм};$$

$$e_5 = 0{,}2(e_5 + e_6) = 40 \text{ мм}, \quad e_6 = 0{,}8(e_5 + e_6) = 160 \text{ мм};$$

$$w_{b4} = \frac{2\cdot 200\cdot 0{,}04}{0{,}76^2} = 27{,}7 \text{ т/м}, \quad w_{b5} = \frac{2\cdot 200\cdot 0{,}16}{3{,}04^2} = 6{,}925 \text{ т/м}.$$

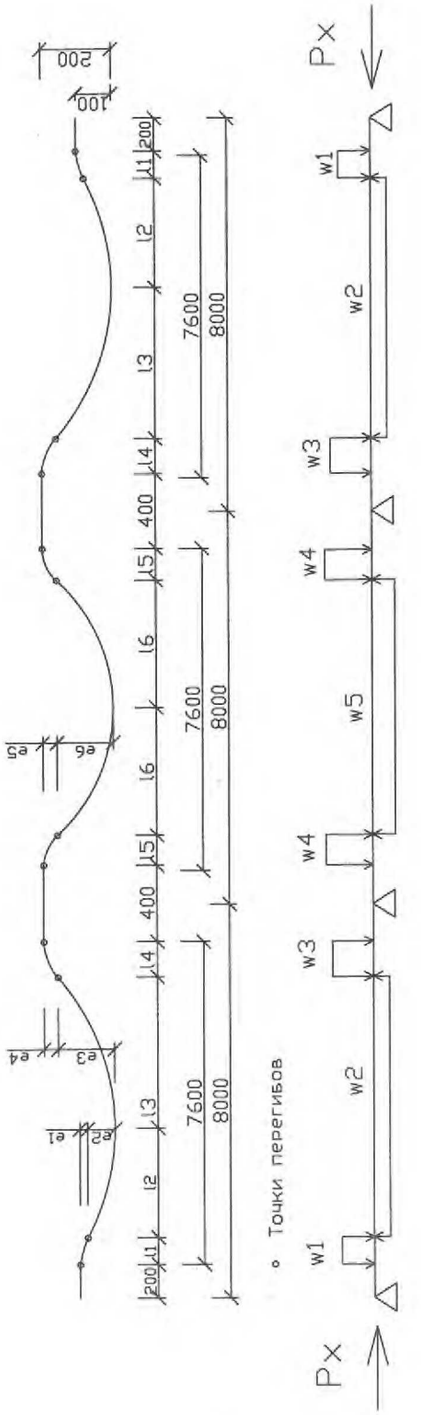


Рис. 4.38

Проведем проверку:

$$2\cdot\left(-w_{b1}l_1+w_{b2}(l_2+l_3)-w_{b3}l_4-w_{b4}l_5+w_{b5}l_6\right)=0.$$

$$2\cdot\left(-w_{b1}l_1+w_{b2}(l_2+l_3)-w_{b3}l_4-w_{b4}l_5+w_{b5}l_6\right)=$$
$$=2\times(-0,63\cdot 20,16+(2,52+3,56)\cdot 5,04-$$
$$-0,89\cdot 20,2-0,76\cdot 27,7+3,04\cdot 6,925)=-0,07\approx 0.$$

Определим общий угол отклонений каната для определения потерь на трение:

$$\Sigma\Theta=2\cdot\left(\frac{2e_1}{l_1}+\frac{2e_2}{l_2}+\frac{2e_3}{l_3}+\frac{2e_4}{l_4}+\frac{2e_5}{l_5}+\frac{2e_6}{l_6}\right)=$$
$$=2\cdot\left(\frac{2\cdot 0,02}{0,63}+\frac{2\cdot 0,08}{2,52}+\frac{2\cdot 0,16}{3,56}+\frac{2\cdot 0,04}{0,89}+\frac{2\cdot 0,04}{0,76}+\frac{2\cdot 0,16}{3,04}\right)=$$
$$=2\cdot(0,063+0,063+0,09+0,09+0,105+0,105)=1,032 \text{ рад.}$$

В общем случае общий угол отклонения для одного полупролета равен: $\Theta=\frac{4e}{l}$, где l – длина полупролета. При симметричном пролете для пролета длиной L с эксцентриситетами e, $\Theta=\frac{8e}{L}$. При несимметричных эксцентриситетах в пролете общий угол отклонения в канате в пролете может быть с достаточной точностью вычислен по формуле

$$\Theta=\frac{8\cdot\left(\frac{e_1+e_2}{2}\right)}{\frac{L}{2}},$$

где L – полная длина пролета.

Независимо от того, какая модель раскладки применяется, расчет углов отклонения для вычисления потерь должен быть выполнен на основании фактической раскладки.

Свободная раскладка канатной арматуры (рис. 4.39, 4.40)

В конструкциях, в которых при использовании напрягаемой канатной арматуры в пластиковой оболочке – «монострендов» полная

высота «эпюры» раскладки напрягаемой арматуры от верхней до нижней точки ≤35 см, допускается применение «свободной раскладки». Данная методика заключается в том, что напрягаемая арматура фиксируется только в верхних точках над опорами и принимает форму, обусловленную собственным весом и жесткостью каната и оболочки. Зная жесткостные характеристики и собственный вес каната с учетом взвешивающего действия свежеуложенного бетона, можно просчитать форму, которую примет канат, будучи закреплен в верхней точке.

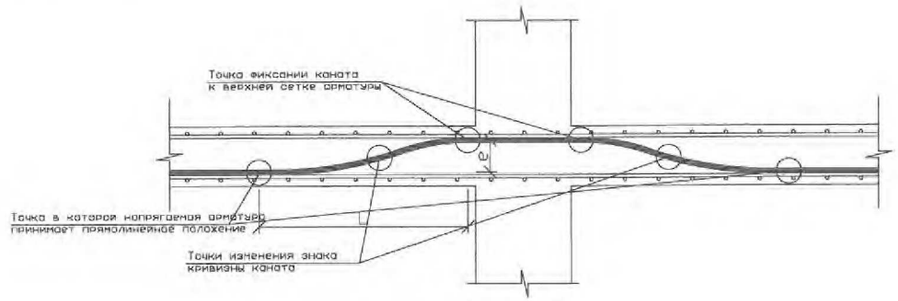


Рис. 4.39

Ограничение по высоте в 35 см связанно с тем, что при больших эксцентриситетах радиусы изгиба каната будут меньше минимально допустимых величин. Различают два основных типовых случая свободной раскладки напрягаемой арматуры.

1. Краевой, когда угол наклона каната в точке анкеровки равен углу наклона теоретической параболы.

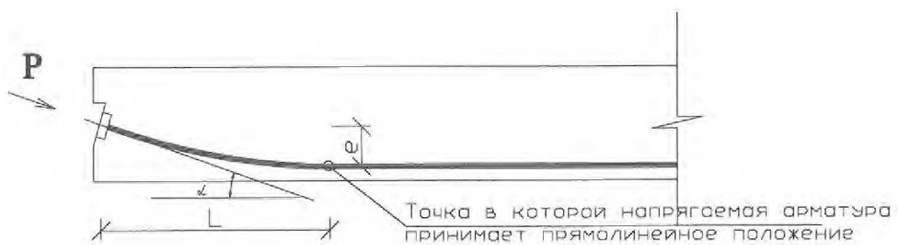


Рис. 4.40

Данный тип фиксации каната может применяться для крайних пролетов и позволяет приложить вертикальную составляющую силы

$P(Py)$ строго в точке анкеровки напрягаемого каната. Среди недостатков данного способа – необходимость фиксации анкера под заданным углом и в случае натяжного анкера – необходимость реализации «зуба» в опалубке.

2. Промежуточный случай (также может применяться и для крайних опор) (*рис. 4.41*).

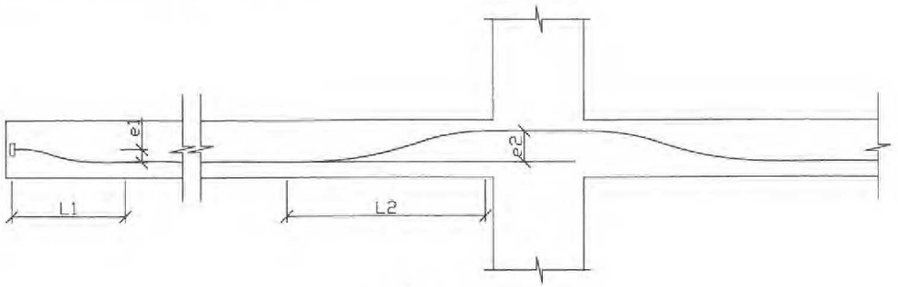


Рис. 4.41

Используя уравнение оси изогнутого бруса можно получить следующие зависимости L от e:

1. Для случая 1.

$L = \sqrt[4]{\frac{24EI \cdot e}{g}}$, где EI – жесткостная характеристика канатной арматуры в оболочке; g – погонный вес каната в оболочке с учетом взвешивающего действия свежеуложенного бетона.

Уравнение изогнутой оси каната будет иметь вид

$$z(x) = e \cdot \left(\frac{x^4}{L^4} - \frac{2x^3}{L^3} + \frac{2x}{L} \right).$$

Тангенс угла наклона касательной является 1-й производной $z'(x)$ и определяется формулой

$$z'(x) = \frac{4x^3 e}{L^4} - \frac{6x^2 e}{L^3} + \frac{2e}{L} \quad (рис.\ 4.42).$$

Вертикальная составляющая преднапряжения определяется выражением $w_b = P \cdot z''(x)$ (*рис. 4.43*)

$$z''(x) = \frac{12ex^2}{L^4} - \frac{12xe}{L^3}.$$

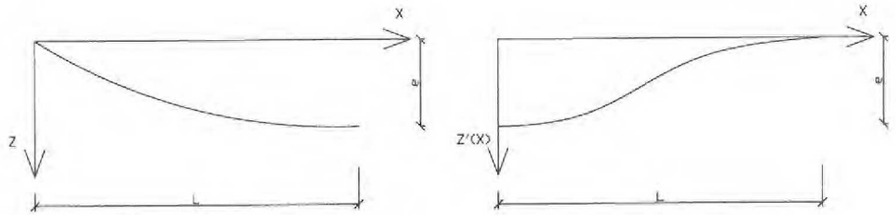


Рис. 4.42

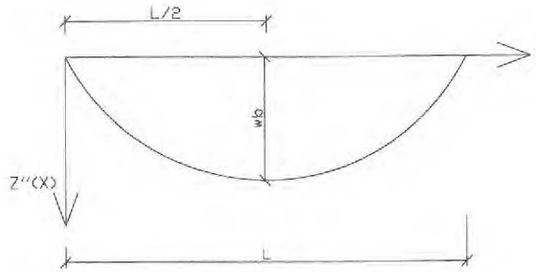


Рис. 4.43

Угол наклона параболы α в точке анкеровки ($x = 0$) составляет:

$$\alpha = \operatorname{arctg}(z'(0)) = \operatorname{arctg}(\frac{2e}{L}) \approx \frac{2e}{L}.$$

Максимальная величина отпора $W_b(x)$ находится в точке $x = L/2$ (*рис. 4.44*).

$$z''(\frac{L}{2}) = \frac{12eL^2}{4L^4} - \frac{12Le}{2L^3} = \frac{3e}{L^2}.$$

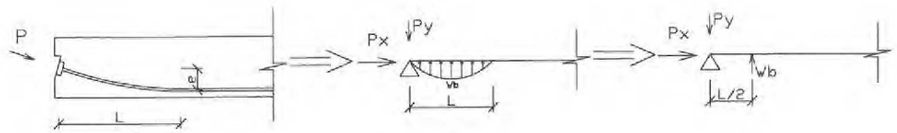


Рис. 4.44

$$W_b = P \int_L^0 z''(x) = \frac{2Pe}{L}.$$

Для канатов диаметром 15,7 мм в оболочке величина L была вычислена как $L = 40,7\sqrt{e}$, где L и e – значения в см.

Пример

Однопролетная шарнирно-опертая балка высотой 800 мм, l = 10 м, анкеровка в ц.т. сечения, расстояние от оси анкеровки до нижней точки каната – 300 мм. Балка преднапрягается десятью канатами диаметром 15,7 мм, в пластиковой оболочке со свободной раскладкой. Вычислим разгружающие силы и угол наклона анкера.

$$L = 40,7\sqrt{e} = 40,7\sqrt{30} = 223 \text{ см} = 2,23 \text{ м} \ (\textit{рис. 4.45}),$$

$$\alpha = \operatorname{arctg}\frac{2e}{L} = \operatorname{arctg}0,269 = 15^{\circ}, \ P \cdot z''(\frac{L}{2}) = \frac{3e}{L^2} = 30,76 \text{ т/м},$$

$$W_b = \frac{2Pe}{L} = 45,74 \text{ т}.$$

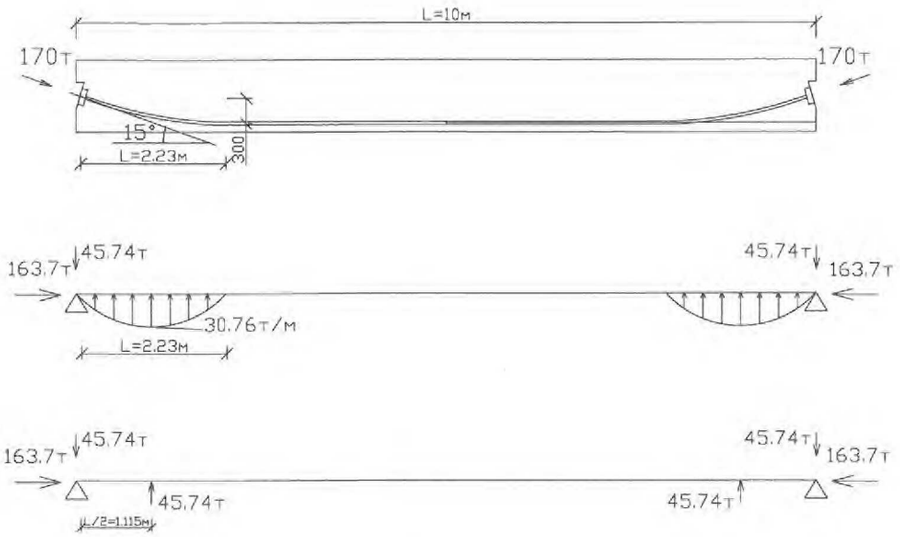


Рис. 4.45

При преднапряжении аналогичной балки при помощи параболического пучка напрягаемых канатов (*рис. 4.46*):

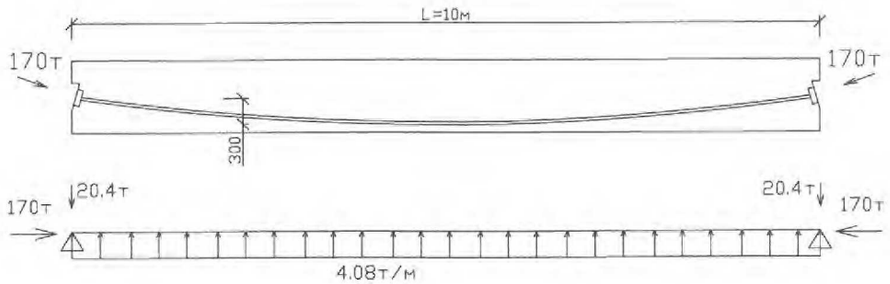


Рис. 4.46

$$\alpha = \operatorname{arctg}\frac{2e}{l/2} = \operatorname{arctg}0,12 = 6,8^{\circ}, \ w_b = \frac{2 \cdot 170 \cdot 0,3}{5^2} = 4,08 \text{ т/м},$$

$$P_y = 20,4 \text{ т}, \ P_x \approx P = 170 \text{ т}.$$

Для обоих вариантов момент от преднапряжения составит 51 т·м, выгиб для балки 800×400 из бетона В30 составит в случае свободной раскладки 10,3 мм, в случае параболического каната 9,4 мм.

2. Для случая 2.

$L = \sqrt[4]{\frac{72EI \cdot e}{g}}$, где EI – жесткостная характеристика канатной арматуры в оболочке; g – погонный вес каната в оболочке с учетом взвешивающего действия свежеуложенного бетона.

Уравнение изогнутой оси каната будет иметь вид

$$z(x) = e \cdot \left(\frac{3x^4}{L^4} - \frac{8x^3}{L^3} + \frac{6x^2}{L^2} - 1 \right).$$

Данный случай раскладки возможен в промежуточных точках на опорах и в точках анкеровки в случае, когда анкер устанавливается горизонтально. Данный способ анкеровки более выгоден, так как не требует установки анкера под углом и организации «зуба» опалубки.

$$z'(x) = \frac{12x^3e}{L^4} - \frac{24x^2e}{L^3} + \frac{12xe}{L^2}.$$

Угол наклона $\alpha = \operatorname{arctg}(z'(x))$. В точках $x = 0$ и $x = L$, $\alpha = 0$.

$$w_b = P \cdot z''(x) = P \cdot \left(\frac{36x^2 e}{L^4} - \frac{48ex}{L^3} + \frac{12e}{L^2} \right).$$

Решив уравнение $z''(x) = 0$, вычислим точку, в которой разгружающая нагрузка меняет знак – $x = \frac{L}{3}$ (*рис. 4.47,4.48*).

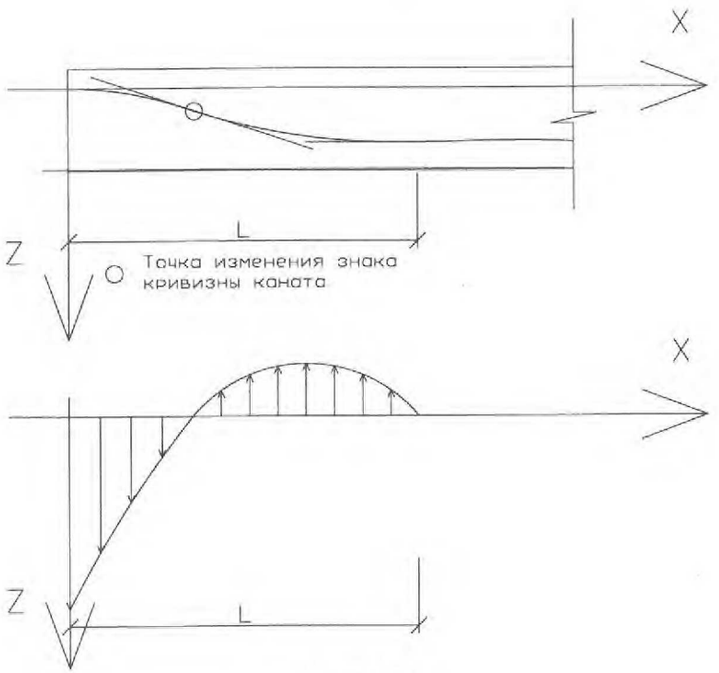


Рис. 4.47

$$w_{b,\max} = P \cdot z''\left(\frac{2L}{3}\right), \; z''\left(\frac{2L}{3}\right) = \frac{16e}{L^2} - \frac{32e}{L^2} + \frac{12e}{L^2} = \frac{-4e}{L^2},$$

$$P_y = P \cdot \int_{L/3}^{0} z''(x) = \frac{16e}{9L}.$$

Для канатов диаметром 15,7 мм в оболочке величина L была вычислена как $L = 99{,}3\sqrt[3]{e}$, где L и e – значения в см.

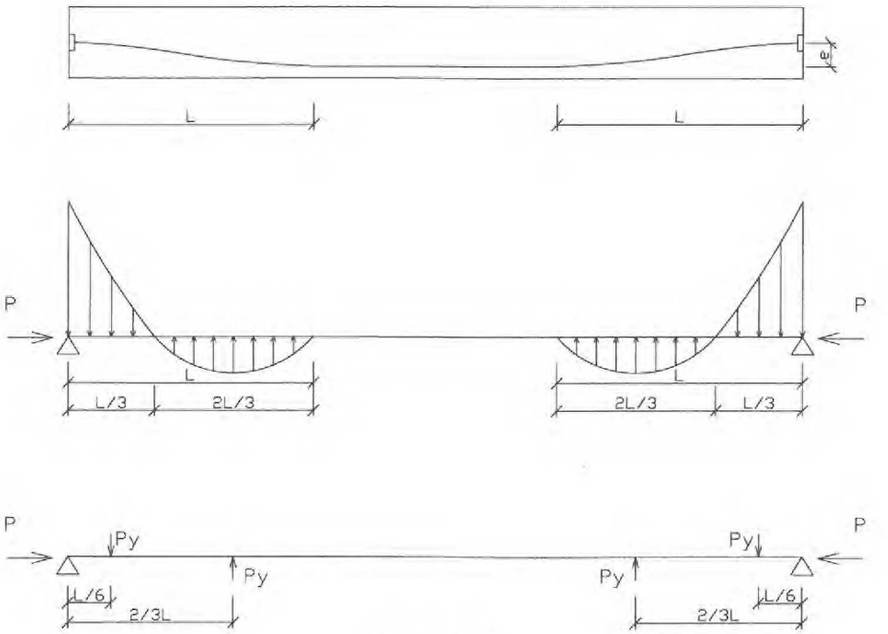


Рис. 4.48

Пример

Для балки из предыдущего примера вычислим разгружающие силы при условии прямолинейного расположения анкера на опоре (*рис. 4.49*).

$$e = 30 \text{ см}, \; L = 99{,}3\sqrt[3]{30} = 308{,}55 \text{ см} = 3{,}0855 \text{ м},$$

$$w_{b,\max} = 170 \cdot \frac{4 \cdot 0{,}3}{3{,}0855^2} = 21{,}43 \text{ т/м}, \; P_y = 170 \cdot \frac{16 \cdot 0{,}3}{9 \cdot 3{,}0855} = 29{,}4 \text{ т}.$$



Рис. 4.49

Максимальный момент от преднапряжения составит 51 т/м, максимальный упругий выгиб балки – 10,34 мм.

Пример

Рассмотрим плиту из предыдущих примеров, преднапрягаемую канатной арматурой со свободной раскладкой (*рис. 4.50, 4.51, 4.53*).

1. Средний пролет

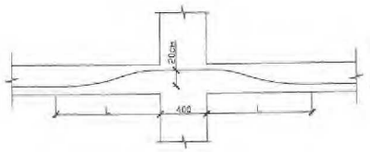


Рис. 4.50

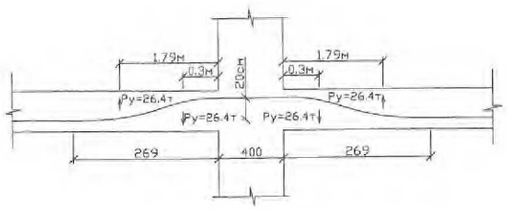


Рис. 4.51

$$L = 99{,}3\sqrt[3]{20} = 269\ \text{см} = 2{,}69\ \text{м},\quad P_y = 200\cdot\frac{16\cdot 0{,}2}{9\cdot 2{,}69} = 26{,}4\ \text{т}.$$

1. Крайний пролет (*рис. 4.52*):

а) криволинейная установка анкера:

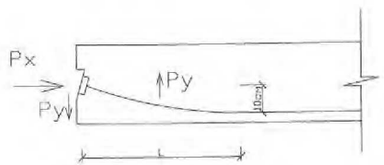


Рис. 4.52

$$L = 40{,}7\sqrt{10} = 128{,}7\ \text{см} = 1{,}287\ \text{м},$$

$$P_y = 200\cdot\frac{2\cdot 0{,}1}{1{,}287} = 31\ \text{т},\quad P_x = 197{,}6\ \text{т},$$

$$\alpha = \operatorname{arctg}\frac{2\cdot 0{,}1}{1{,}287} = \operatorname{arctg} 0{,}1554 = 8{,}83^\circ;$$

б) прямолинейная раскладка на анкере (*рис. 4.53*):

$$L = 99{,}3\sqrt[3]{10} = 214\ \text{см} = 2{,}14\ \text{м},\ P_y = 200\cdot\frac{16\cdot 0{,}1}{9\cdot 2{,}14} = 16{,}6\ \text{т}.$$

Свободная раскладка арматуры чрезвычайно удобна при армировании тонких перекрытий, так как позволяет минимизировать трудозатраты при раскладке напрягаемой арматуры (*рис. 4.55*).

Сегментная раскладка арматуры (рис. 4.56, 4.57)

При использовании сегментной раскладки напрягаемая арматура имеет ярко выраженные точки перегиба. Как правило, данный тип раскладки применяется в конструкциях большого сечения – мостовых балках, распределительных плитах, массивных балках, нагруженных сосредоточенными нагрузками. Напрягаемая арматура, имеющая прямолинейную раскладку, может быть смоделирована в виде ряда прямолинейных отрезков.

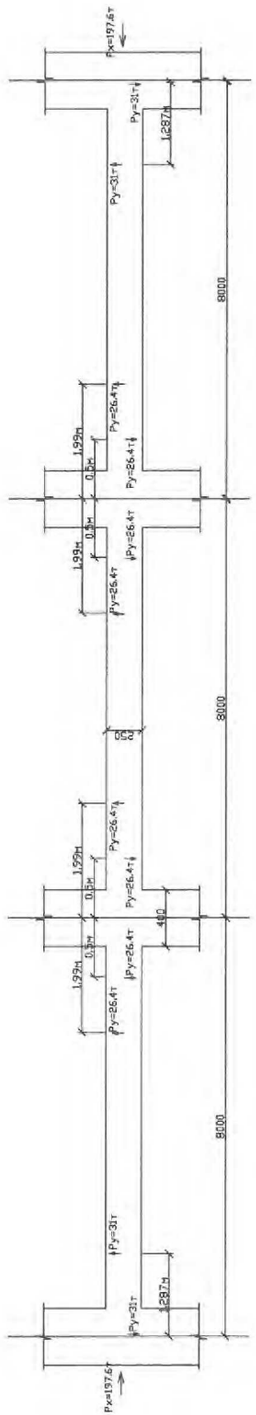


Рис. 4.53

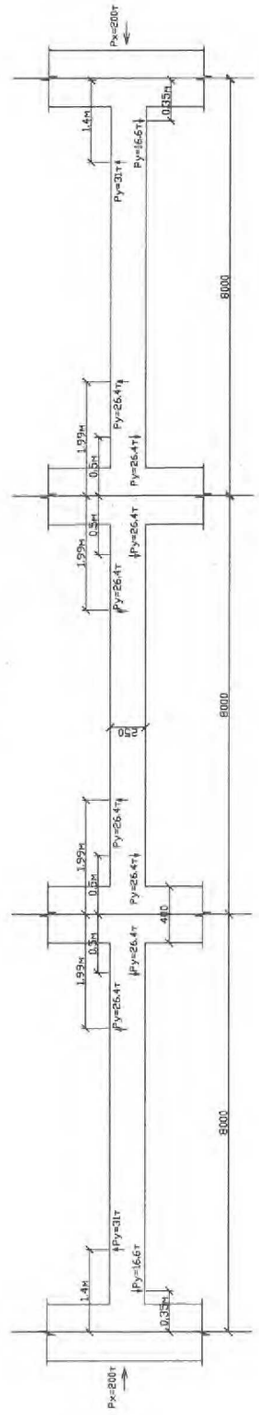


Рис. 4.54



Рис. 4.55. Плита перекрытия со свободной раскладкой напрягаемой арматуры

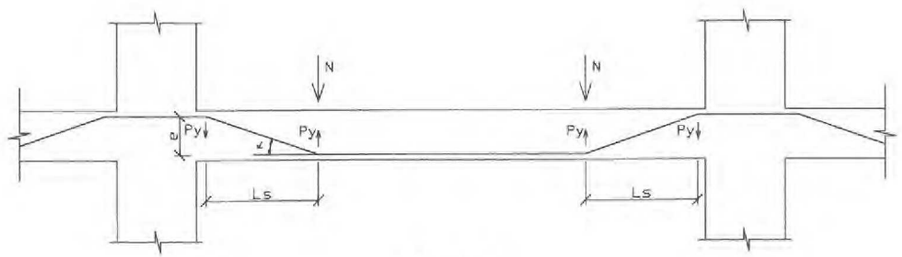


Рис. 4.56

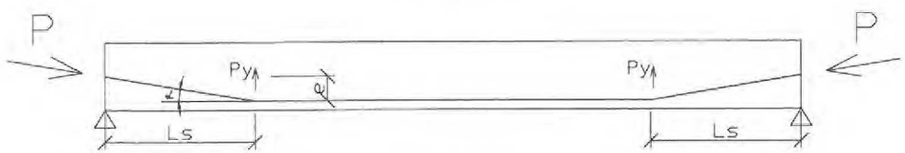


Рис. 4.57

$$\alpha = \operatorname{arctg}\frac{e}{L_s},\quad P_y = \frac{Pe}{\sqrt{e^2 + L_s{}^2}} \approx \frac{Pe}{L_s},\quad P_x = \sqrt{P^2 - P_y^2} \approx P.$$

Пример

Балка высотой 800 мм, L = 10 м, e = 300 мм, примем L_s = 3 м, P = 170 т, вычислим вертикальные составляющие преднапряжения (*рис. 4.58*):

$$P_y = \frac{170 \cdot 0{,}3}{\sqrt{0{,}3^2 + 3^2}} = 16{,}9 \text{ т},\ P_x = \sqrt{170^2 - 16{,}9^2} = 169{,}16 \text{ т} \approx 170 \text{ т}.$$

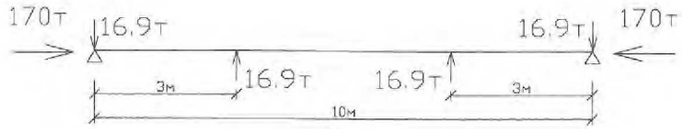


Рис. 4.58

Пример

Вычислим для балки из предыдущего примера усилия от преднапряжения при условии перегиба напрягаемой арматуры в центре балки (*рис. 4.59, 4.60*).

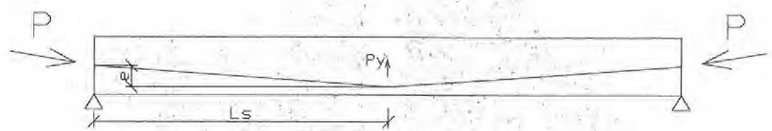


Рис. 4.59

$$P_y = 2\frac{170 \cdot 0{,}3}{5} = 20{,}4 \text{ т},\ P_x \approx 170 \text{ т}.$$

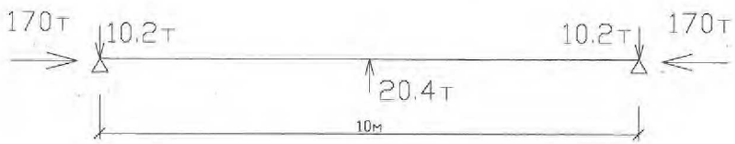


Рис. 4.60

! В большинстве случаев канатную арматуру, имеющую криволинейное очертание, можно с небольшой степенью допущения представить в виде сегментных линий (*рис. 4.61*).

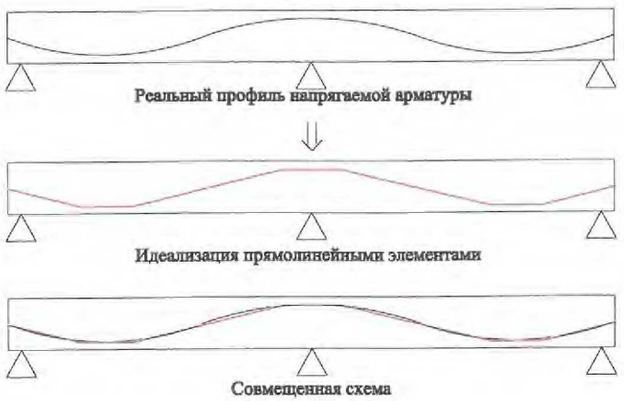


Рис. 4.61

Данный способ моделирования напрягаемой арматуры может быть применен в случае, если напрягаемая арматуры моделируется в КЭ программе при помощи стержневых элементов с приложением к ним температурных воздействий.



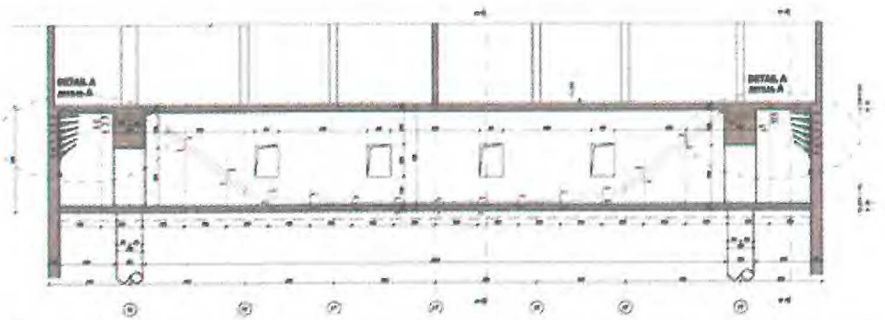


Рис. 4.62. Сегментная раскладка напрягаемой арматуры в балке-стенке

Фундаментные плиты

В фундаментных плитах, как правило, существует необходимость «концентрации» усилий отпора канатной арматуры в подколонных зонах и перераспределения его по полю плиты. Как правило, в фундаментных плитах напрягаемая арматура имеет резкие перегибы в подколонных зонах. Сама раскладка напрягаемой арматуры «обратна» раскладке для перекрытий (*рис. 4.63*).

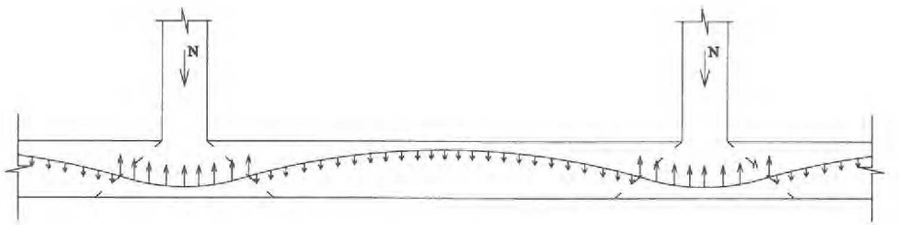


Рис. 4.63

Тем не менее, увеличивая кривизну напрягаемой арматуры, не следует забывать о требованиях по соблюдению минимально-допустимого радиуса изгиба напрягаемой арматуры.

Для канатов в оболочке минимально-допустимый радиус изгиба равен 2,5 м, для пучков арматуры со сцеплением – см. *табл. 1.2.*

$$r = \frac{(1 + y'^2)^{\frac{2}{3}}}{|y''|}.$$

Для параболы

$$r = \frac{(1 + \left(\frac{2e}{\left(\frac{L}{2}\right)^2} \right))^{\frac{2}{3}}}{\frac{2e}{\frac{l^2}{4}}}.$$

Для подколонной зоны величина e задается, L вычисляется путем нахождения точки пересечения параболы напрягаемой арматуры и призмы продавливания (*рис. 4.64*).

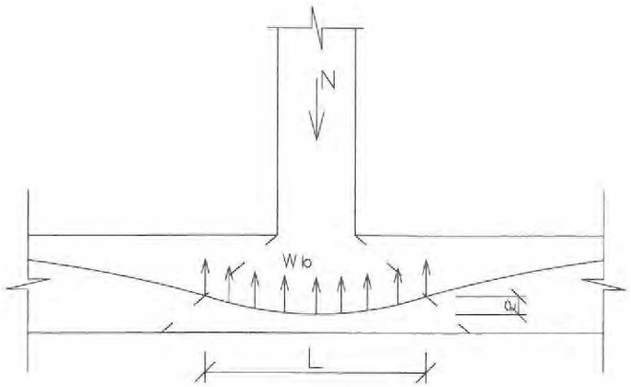


Рис. 4.64

При выборе того или иного типа раскладки напрягаемой арматуры в конструкции наиболее существенными факторами являются:

- отсутствие перегибов с недопустимо малыми радиусами;
- разгружающие моменты от преднапряжения;
- деформации от преднапряжения – «выгибы»;
- поперечные силы от вертикальной составляющей преднапряжения;
- трудоемкость монтажа с той или иной раскладкой;
- трудоемкость вычислений и допущения при использовании той или иной модели.

Как пример сравним усилия и изгибающие моменты, возникающие в конструкции при применении различных форм раскладки напрягаемой арматуры.

I. Свободно опертая однопролетная балка пролетом 10 м, $b = 400$ мм, $h = 800$ мм, бетон тяжелый В30, максимальный эксцентриситет относительно центра тяжести для напрягаемой арматуры (из условий конструирования) $e = 300$ мм. Натяжение в напрягаемой арматуре 170 т.

1. Параболическая раскладка (*рис. 4.65*).

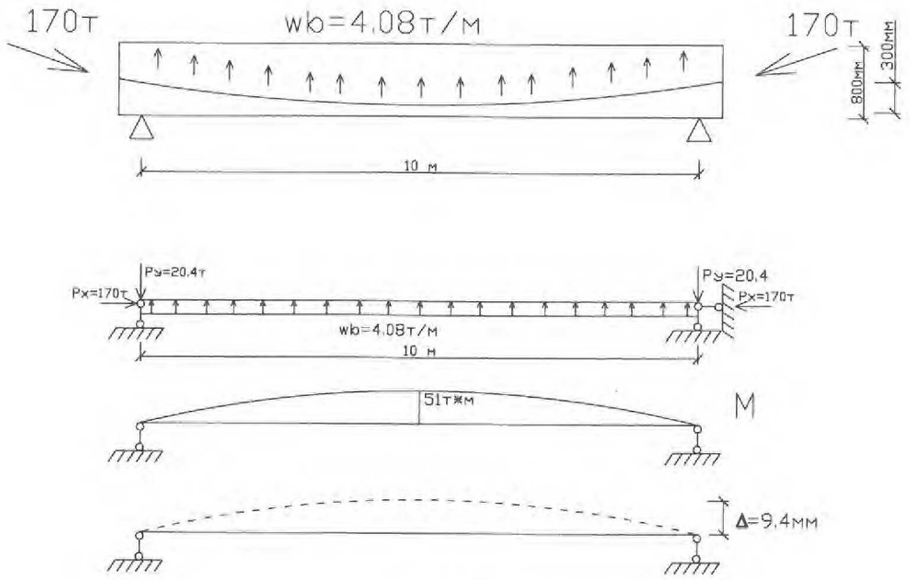


Рис. 4.65

2. Сегментная раскладка (*рис. 4.66*).

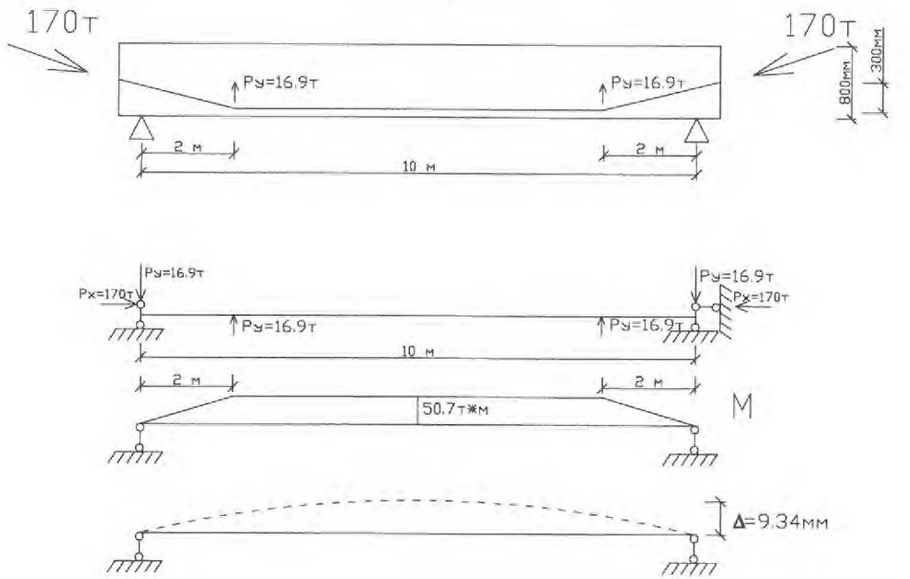


Рис. 4.66

3. Сегментная раскладка с одной точкой перелома (*рис. 4.67*).

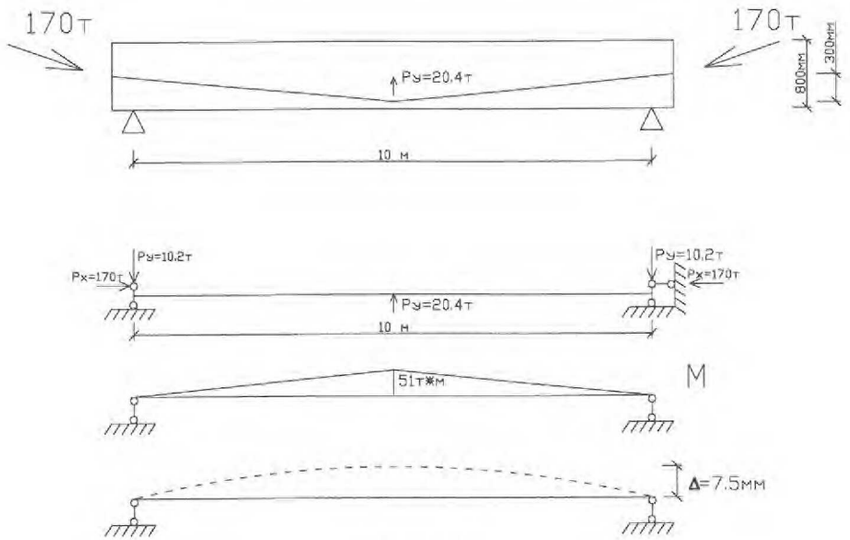


Рис. 4.67

4. Свободная с наклонным расположением каната на анкере (*рис. 4.68*).

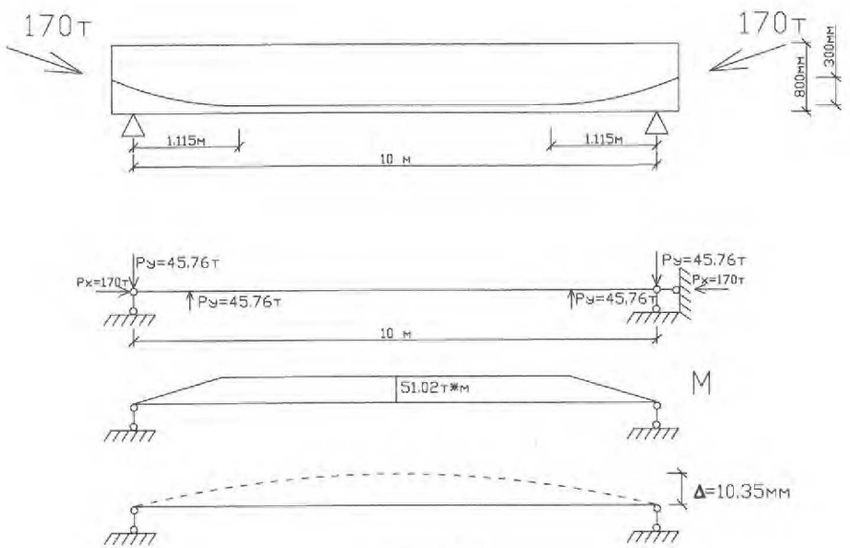


Рис. 4.68

5. Свободная раскладка с прямолинейным расположением каната на анкере (*рис. 4.69*)

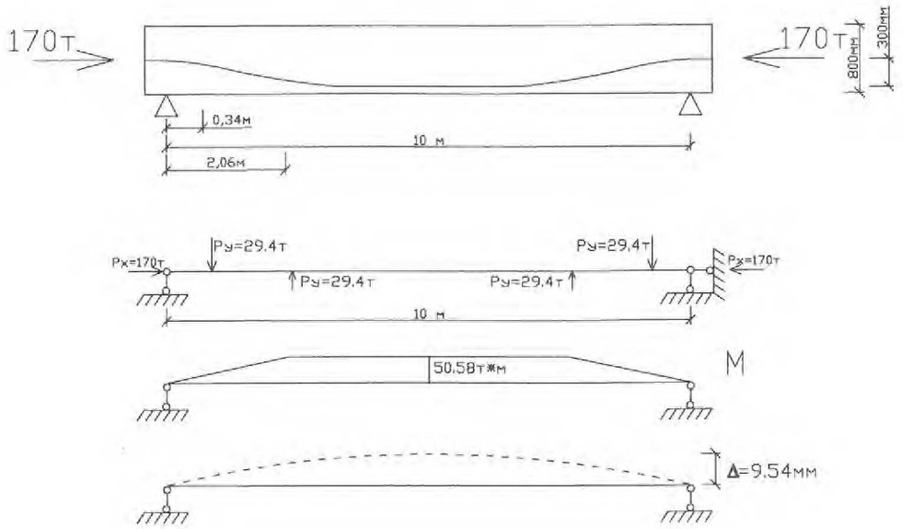


Рис. 4.69

II. Многопролетная рама, пролет 8 м, колонны 40×40 см, $h = 30$ см.

1. Идеализированная раскладка (*рис. 4.70, 4.71*)

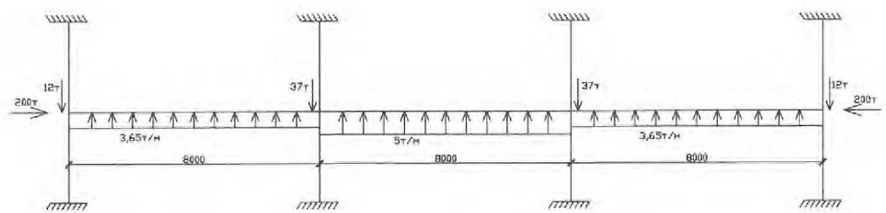


Рис. 4.70

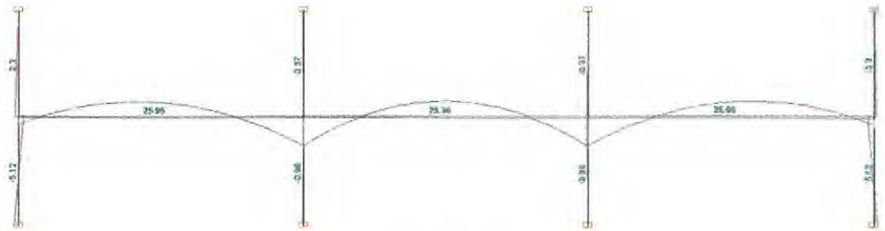


Рис. 4.71

2. Полуидеализированная раскладка (*рис. 4.72, 4.73*).

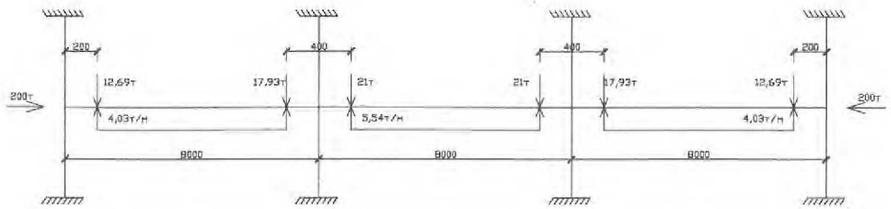


Рис. 4.72

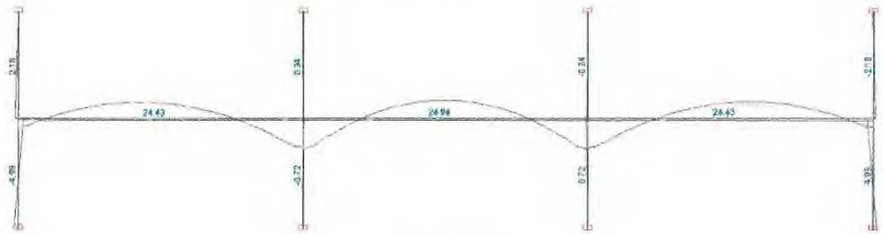


Рис. 4.73

3. Фактическая раскладка (*рис. 4.74, 4.75*).

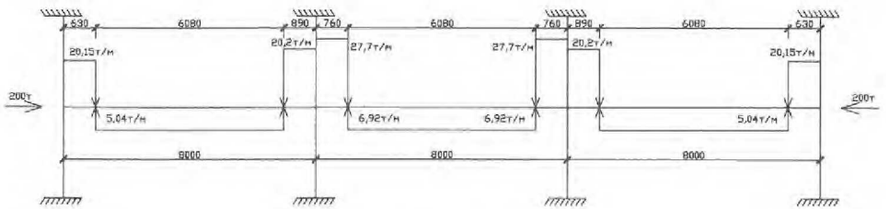


Рис. 4.74

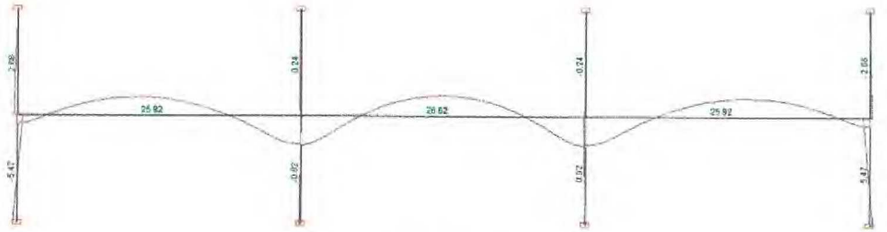


Рис. 4.75

4. Свободная раскладка с наклонными анкерами (*рис. 4.76, 4.77*).

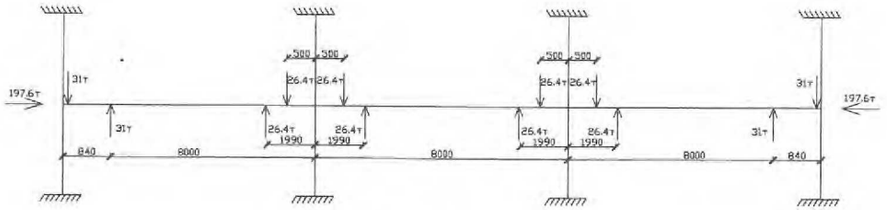


Рис. 4.76

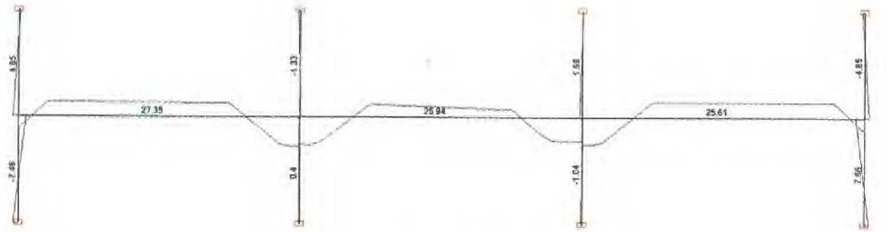


Рис. 4.77

5. Свободная раскладка с прямыми анкерами (*рис. 4.78, 4.79*).

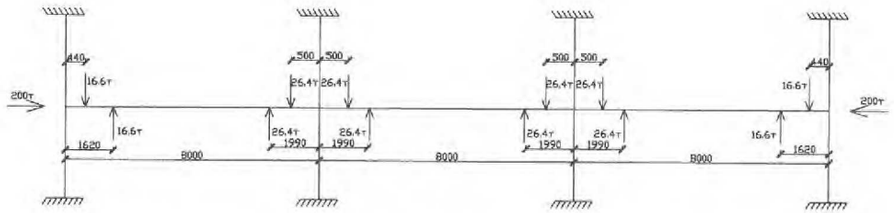


Рис. 4.78

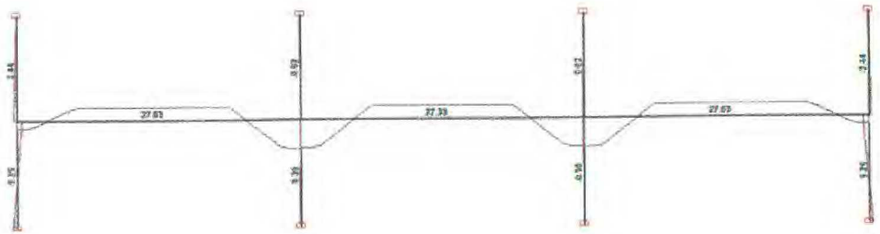


Рис. 4.79

Таким образом, можно отметить, что независимо от раскладки каната, являющейся ли условным отражением реальной раскладки каната в конструкции (случаи 1–3) или моделью реальной раскладки напрягаемой арматуры (случаи 4–5), различие между изгибающими моментами, возникающими в критических сечениях конструкции, а также деформациями несущественно. Таким образом, особенно на этапе предварительного расчета, можно производить загрубение конструкции преднапряжением по наиболее простой схеме – идеализированной раскладке (модели Лина).

4.1.3. Момент в конструкции за счет анкеровки с эксцентриситетом. Преднапряжение консолей

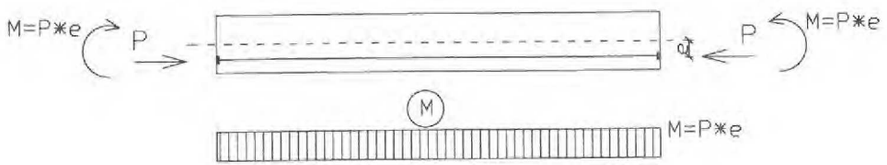


Рис. 4.80

В общем случае, как для арматуры со сцеплением с бетоном, так и для арматуры без сцепления с бетоном, при анкеровке арматуры на торце конструкции или в промежуточной точке конструкции с эксцентриситетом относительно ц.т. сечения возникает момент, равный $M = P \times e$, где P – усилие натяжения на анкере, e – эксцентриситет анкера (условной точки приложения силы) относительно центра тяжести сечения (*рис. 4.80*). Эксцентриситет анкеровки может создаваться в конструкции как намеренно, с целью обеспечения в конструкции разгружающих усилий, так и по конструктивным требованиям, например, при анкеровке канатов в тавровых сечениях с тонкой стенкой, когда анкера располагаются в полке (*рис. 4.81*).

При внецентренной анкеровке симметричных относительно ц.т. сечения групп канатов момент относительно ц.т. равен 0 (*рис. 4.82*).

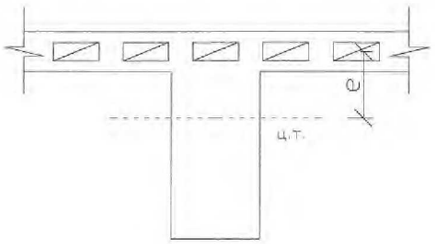


Рис. 4.81

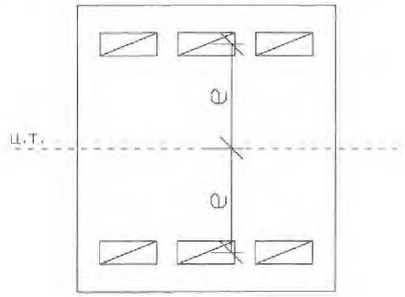


Рис. 4.82

При наличии в конструкции момента от внецентренной анкеровки и момента от разгружающих сил эти моменты необходимо складывать (*рис. 4.83*).

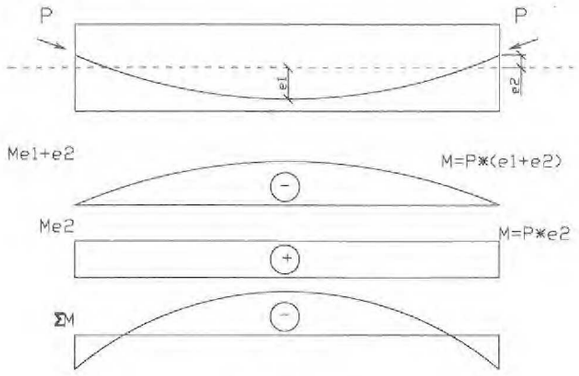


Рис. 4.83

Использование разгружающего момента за счет внецентренной анкеровки получило широкое распространение при применении в консолях (*рис. 4.84, 4.86-4.88*).

! При любых формах раскладки каната на консоли, при соблюдении условия нахождения каната на опоре консоли в верхней точке, разгружающий момент от преднапряжения всегда будет равен на опоре консоли $P \cdot e$, где P – усилие преднапряжения на анкере, e – эксцентриситет анкера на опоре консоли, относительно ц.т. сечения (*рис. 4.85*).

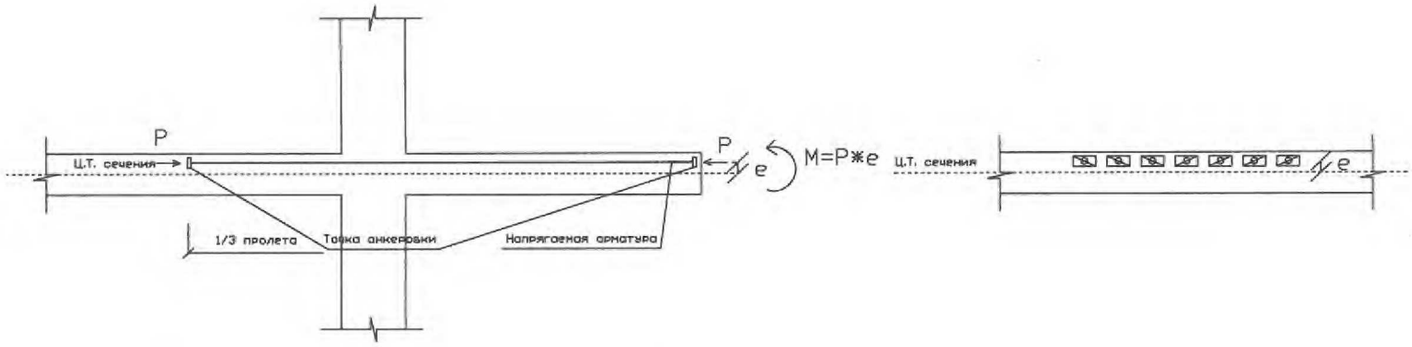
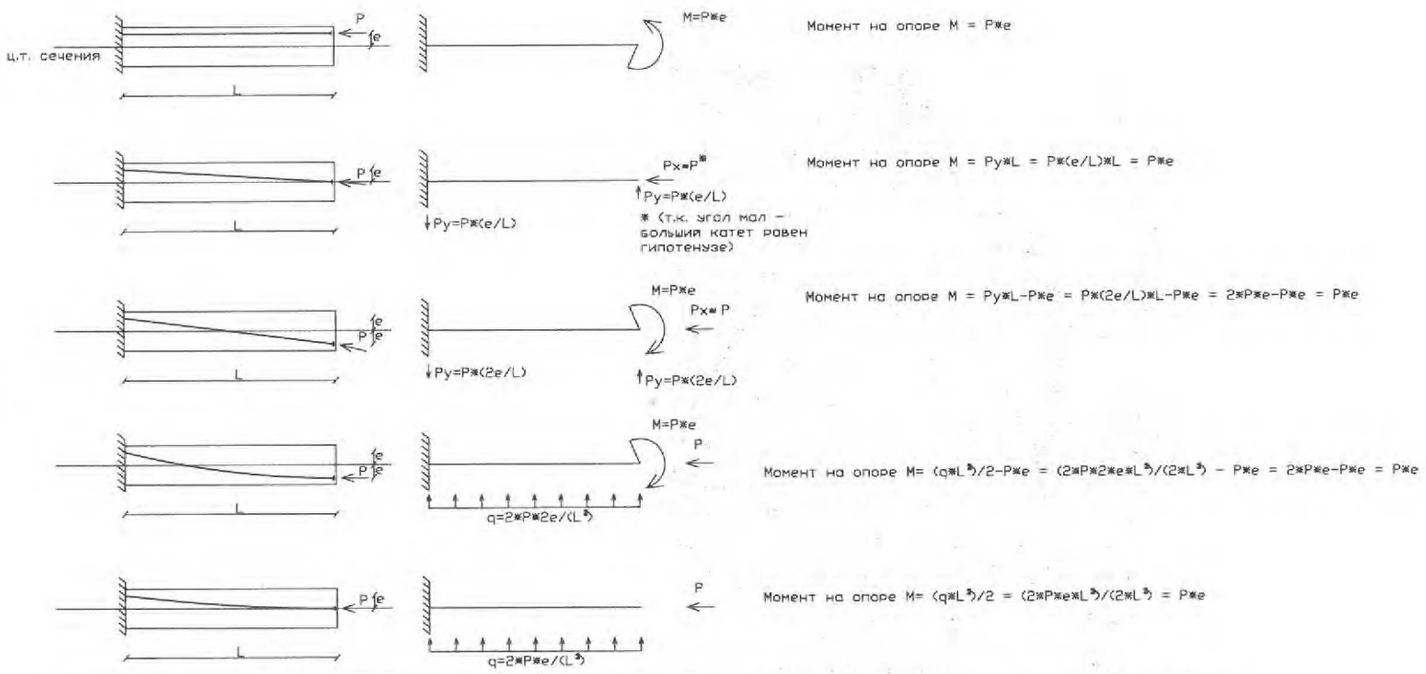


Рис. 4.84



Как правило принимается 1-й случай раскладки напрягаемого каната, так как он наиболее прост для реализации (фиксация каната и анкера к верхней сетке арматуры, исключает перегибы и соответственно потери на трение). Также в данном случае исключена сложно реализуемая и трудоемкая фиксация анкера под углом (случай 2 и 3).

Рис. 4.85. Изгибающие моменты в заделках консолей при различных способах анкеровки

Как правило, по конструктивным требованиям наиболее удобно применять первый вариант анкеровки, при котором канат располагается прямолинейно и фиксируется к верхней сетке и анкер расположен прямолинейно, однако в отдельных случаях, например при недостаточной толщине полки таврового сечения для размещения анкеров, возможно применить другие варианты анкеровок.



Рис. 4.86. Консоль вылетом 8 м, Москва, 2008 г.

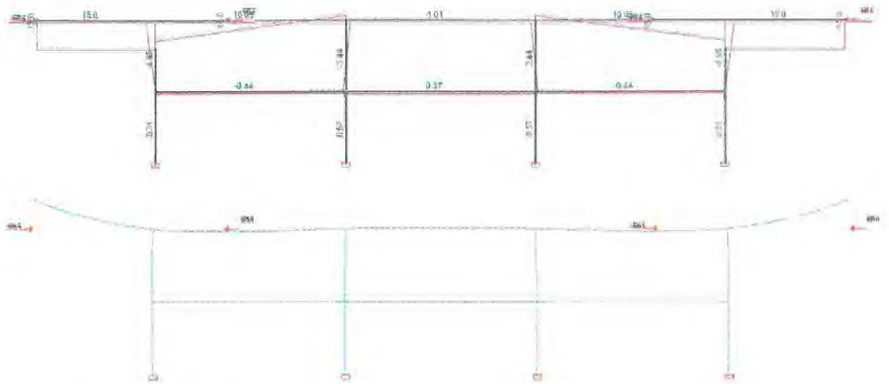


Рис. 4.87. Изгибающие моменты и деформации в конструкции при преднапряжении консоли. Внецентренная анкеровка моделировалась путем ввода в точках анкеровки жестких стержней длиной, равной эксцентриситету

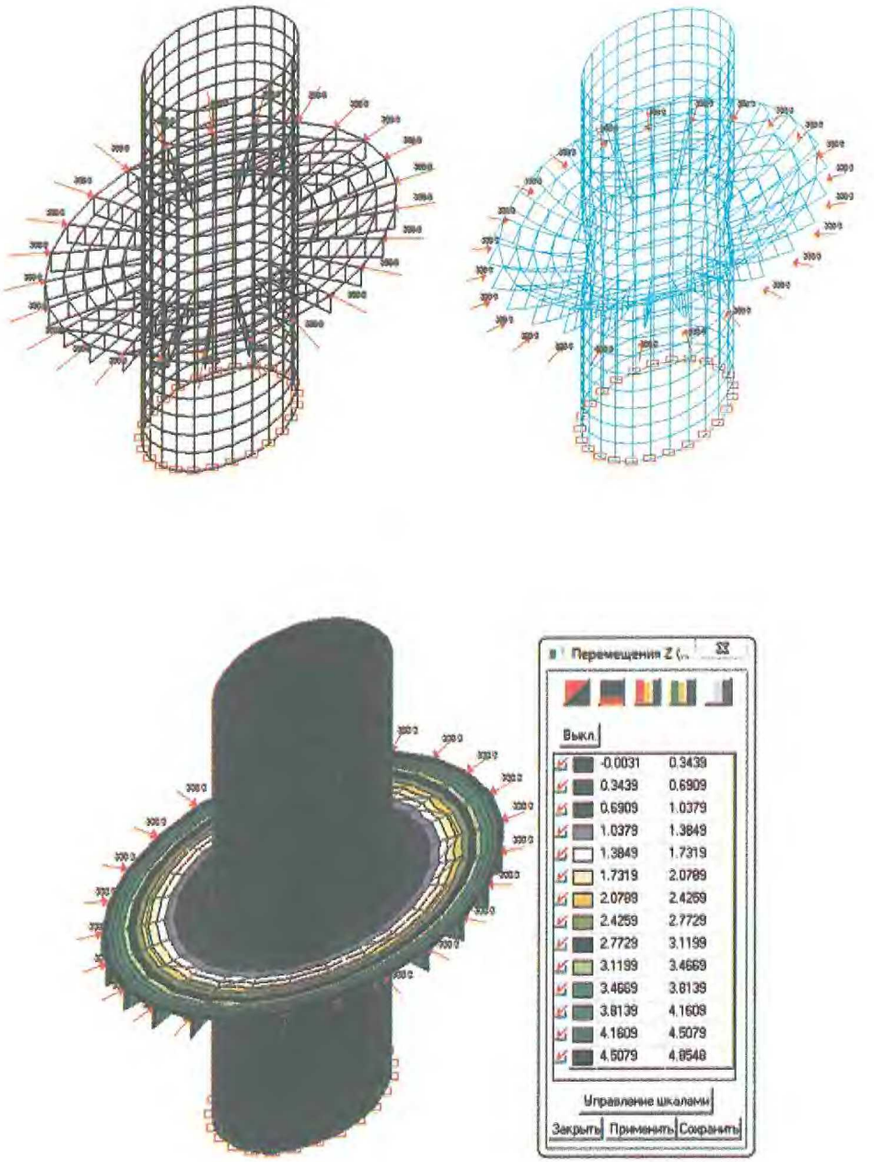


Рис. 4.88. Преднапряжение балочной консоли. Анкера расположены в центре полок балок, и усилия преднапряжения приложены к центру пластин, моделирующих полку (расчетная схема и схема вертикальных деформаций)

Изгибающий момент на участках изменения сечения конструкции. Капители

При изменении сечения обжимаемой конструкции, при наличии эксцентриситета, осей конструкции, за счет возникновения эксцентриситета усилия обжатия, в конструкции возникают дополнительные изгибающие моменты (*рис. 4.89*).

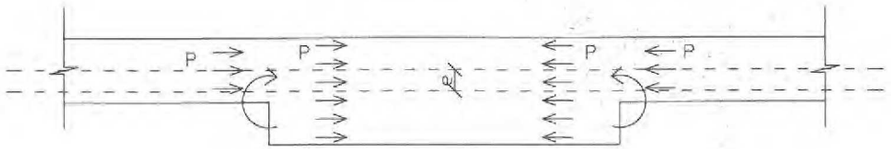


Рис. 4.89

Данный эффект необходимо учитывать при моделировании в МКЭ изменения толщины конструкции, используя жесткие вставки для реализации эксцентриситетов.

Фундаментные плиты

Принцип моделирования преднапряжения в фундаментных плитах полностью идентичен принципам моделирования преднапряжения в плитах перекрытий. Задача преднапряжения в фундаментных плитах – при помощи уменьшения деформаций плиты уравновесить давление на грунт под колоннами и в пролетах, а также снизить трещинообразование плиты. Вертикальная составляющая пренапряжения, направленная вверх, также позволяет существенно снизить продавливание плиты под колоннами. Как пример приведем фундаментную плиту, под каркас с сеткой колонн 10×10 м. Пучки напрягаемой арматуры с общим натяжением 510 т для средних осей и 255 т для крайних располагаются в полосах по осям колонн шириной 2 м и 1 м соответственно. Толщина плиты 500 мм, высота «эпюры» напрягаемой арматуры 400 мм. Распределение деформаций и усилий отпора грунта приведено ниже (*рис. 4.90–4.93*).

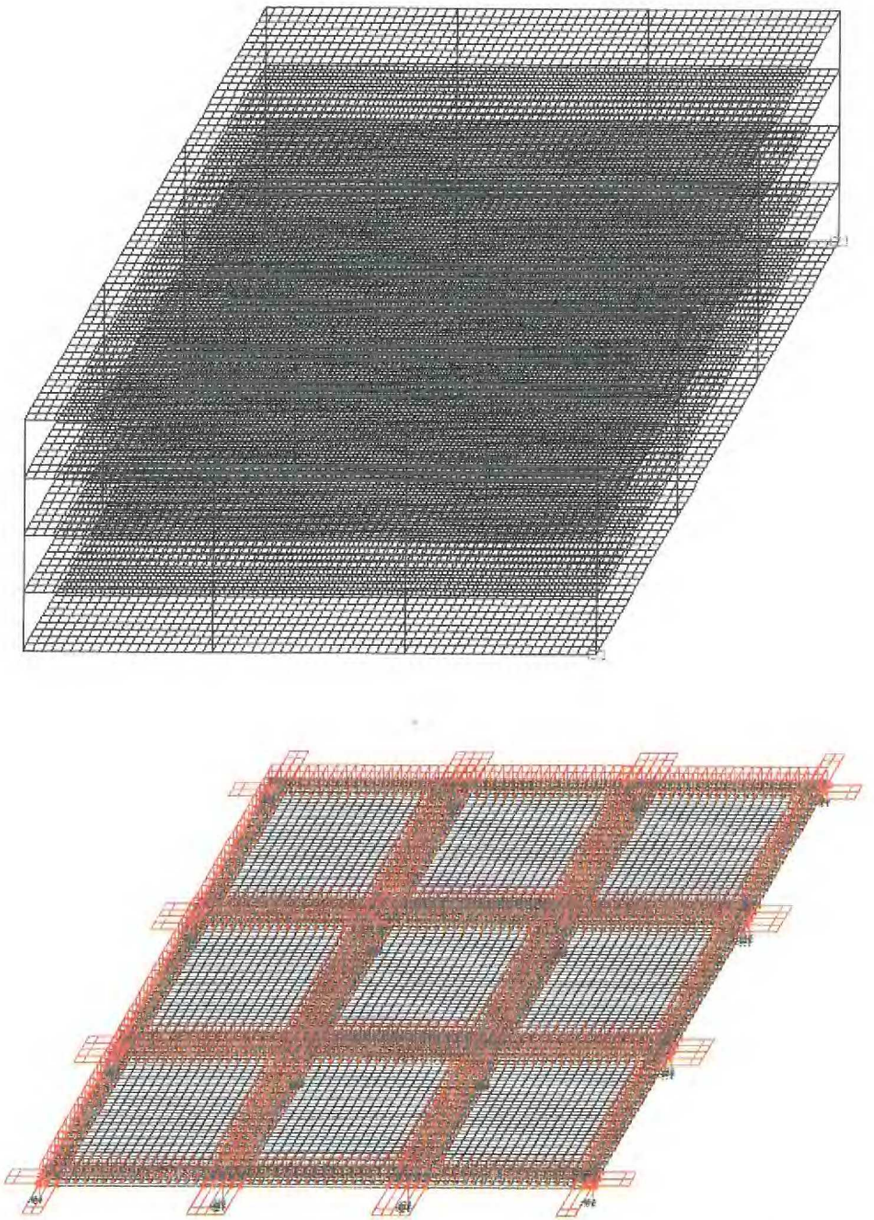


Рис. 4.90. Схема каркаса и схема загружения фундаментной плиты преднапряжением соответственно

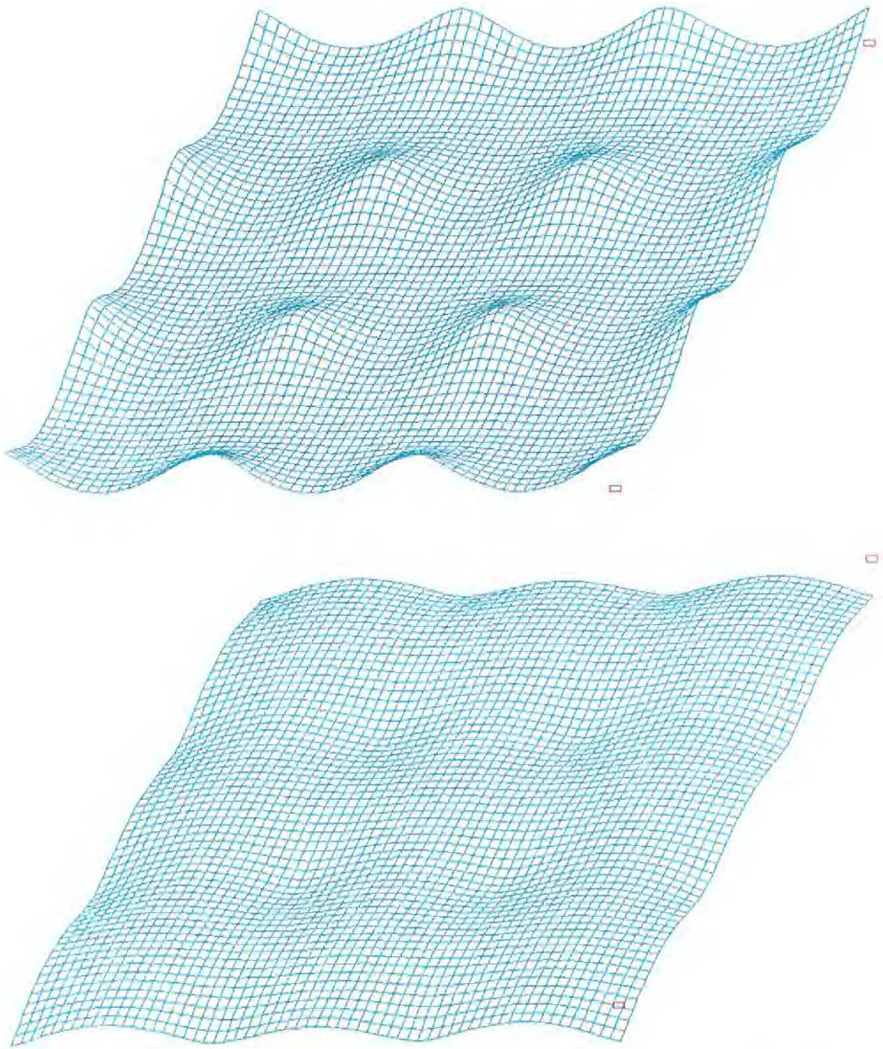


Рис. 4.91. Деформации плиты от преднапряжения и внешней нагрузки соответственно

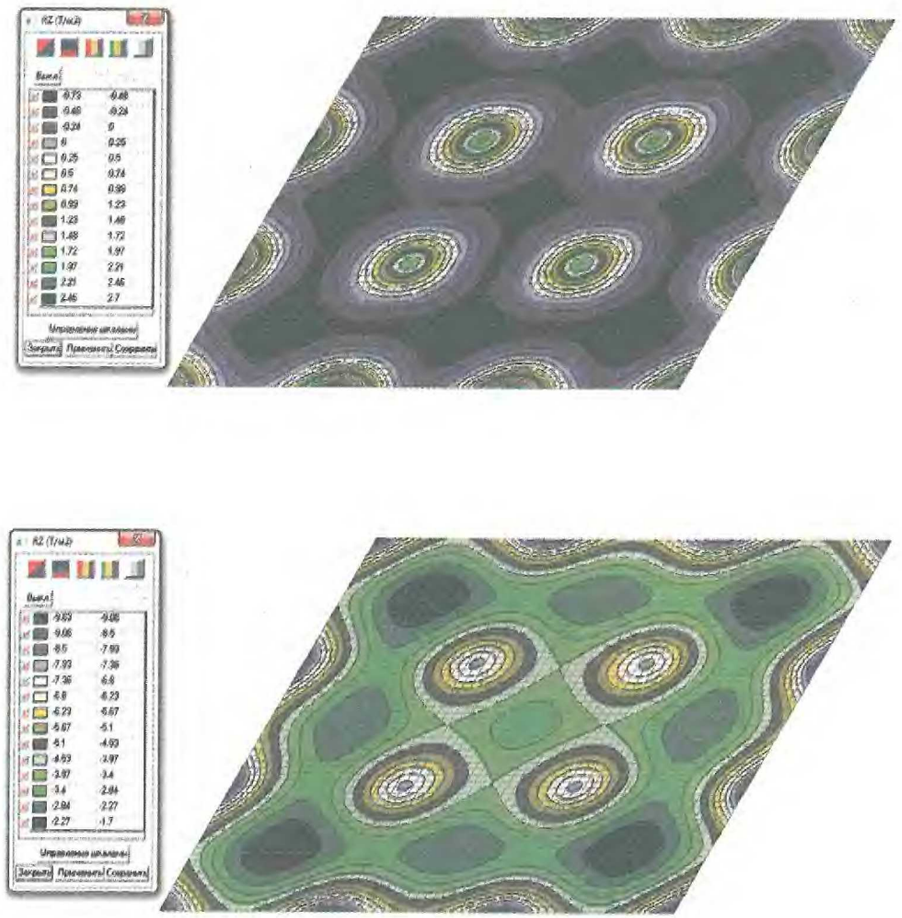


Рис. 4.92. Отпор грунта от преднапряжения и внешней нагрузки соответственно

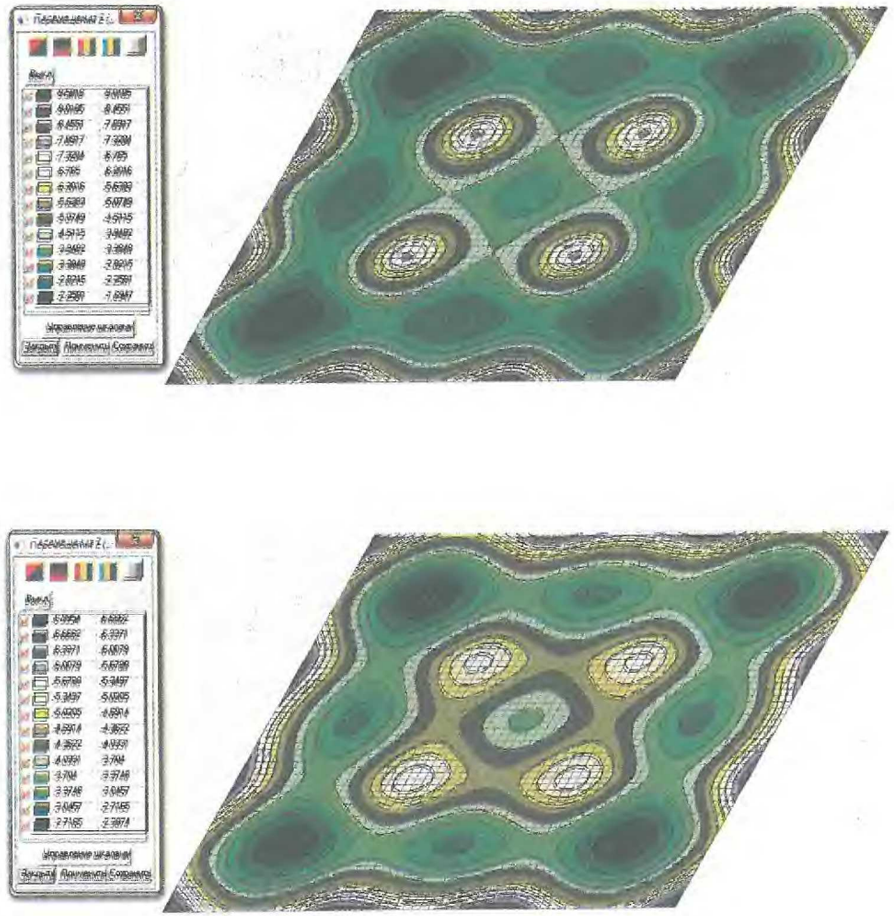


Рис. 4.93. Деформации плиты без преднапряжения (Δ = 9,6 мм) и с преднапряжением (Δ = 7 мм)

4.1.4. Моделирование преднапряженной арматуры при помощи стержневых элементов

Зачастую при расчете приходится сталкиваться с задачами, где необходимо учитывать изменение напряжений в напрягаемой арматуре в процессе нагружения или разгрузки конструкции. Особенно это актуально для относительно коротких, густоармированных элементов с большими высотами сечений, например, балок-стенок. В данном случае преднапряженная арматура может быть смоделирована напрямую при помощи стержневых элементов. Сечения стержневых элементов задаются соответствующими сечениям напрягаемой арматуры, подбирается соответствующий модуль упругости элемента. Узлы конструкции объединяются с узлами стержневого элемента путем объединения перемещений узлов, одной связью (как правило, вертикальной) при использовании системы перемещения без сцепления с бетоном и двумя – при использовании преднапряжения со сцеплением с бетоном. Точки анкеровки фиксируются путем объединения перемещений по всем координатам. Предварительное напряжение моделируется путем приложения к стержневым элементам температурной нагрузки (*рис. 4.94*).

$$\Delta t = \frac{\varepsilon_0}{\alpha},$$

где $\varepsilon_0 = \frac{\sigma_0}{E_p}$, E_p – модуль упругости напрягаемой; σ_0 – контролируемое натяжение напрягаемой арматуры; α – коэффициент линейного расширения арматурной стали.

Напрягаемую арматуру необходимо моделировать прямоугольными сечениями, аналогичными по площади напрягаемой арматуры в элементе (*рис. 4.95*).

Необходимо учитывать, что при подобном расчете будут учтены потери натяжения за счет упругой деформации бетона, соответственно на их величину необходимо или повышать усилие натяжения, или учитывать σ_0 без учета потерь от упругой деформации бетона.

При получении при расчете методом приложения температурной нагрузки усилий, усилия в конструкции могут быть меньше расчетных за счет деформации, которые в реальности проявляются на этапе натяжения и на уровень натяжения не влияют. Для компенса-

ции этого фактора к уровню натяжения может быть введен дополнительный коэффициент.

Усилия в конструкции, получаемые при подобном методе, близки к усилиям, получаемым моделированием преднапряжения конструкции.

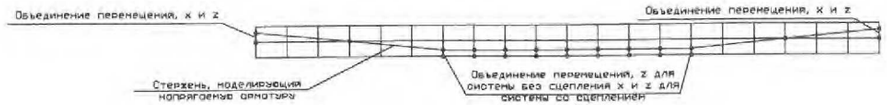


Рис. 4.94. Схема моделирования балки преднапряженной напрягаемой арматурой при помощи оболочек стержневых элементов

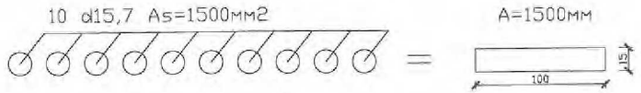


Рис. 4.95. Схема замещения пучка канатной арматуры стержневым элементом прямоугольного сечения

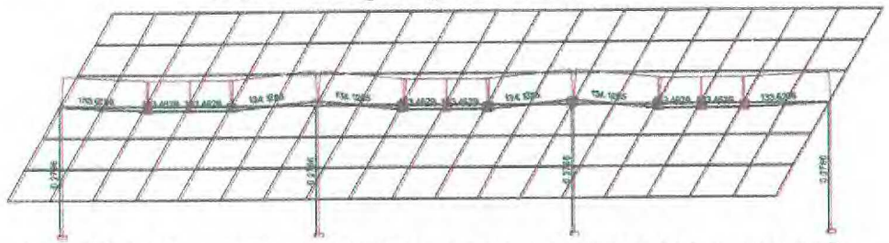


Рис. 4.95.1. Фрагмент перекрытия с преднапряженной арматурой, смоделированной стержневыми элементами с температурным воздействием

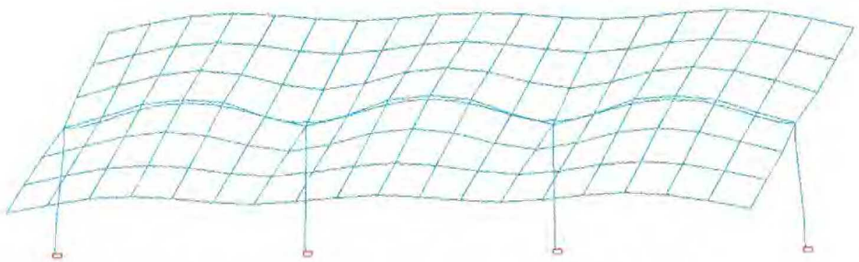


Рис. 4.95.2. Деформации фрагмента перекрытия за счет температурного воздействия на стержневые элементы, моделирующие напрягаемую арматуру

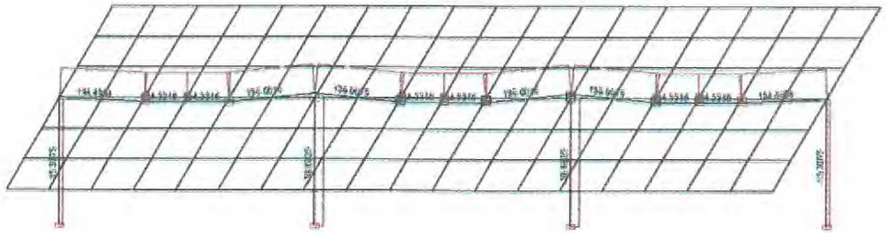


Рис. 4.95.3. Приращения напряжения в стержневых элементах за счет приложения внешней нагрузки на плиту

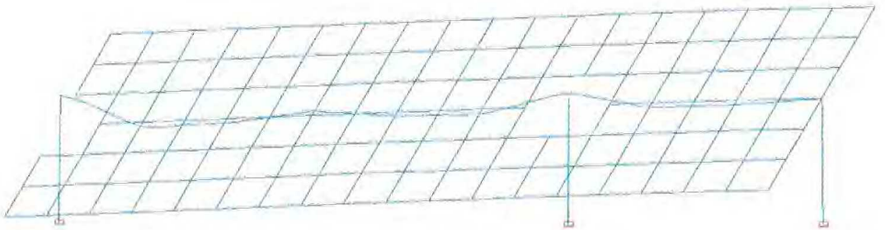


Рис. 4.95.4. Схема деформаций перекрытия при прогрессирующем обрушении – выключении одной из колонн и выключении элементов в зонах образования пластических шарниров (зоны разрушающих усилий). Несмотря на большие деформации перекрытие сохраняет геометрическую неизменяемость, установившиеся усилия в плите и напрягаемой арматуре не превышают допустимых расчетных

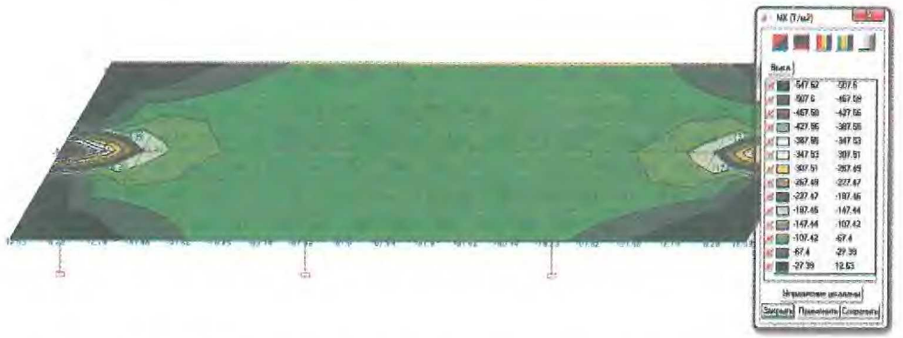


Рис. 4.95.5. Обжатие плиты за счет температурного воздействия на стержневые элементы, моделирующие напрягаемую арматуру

4.2. Порядок расчета конструкции с использованием преднапряженной арматуры

1. Определение типа и предварительных габаритов конструкции.
2. Определение типа системы предварительного напряжения.
3. Определение раскладки напрягаемой арматуры (для определения эксцентриситетов напрягаемой арматуры в конструкции также необходимо предварительно принять диаметры ненапрягаемой арматуры и защитные слои бетона).
4. Определение усилия контролируемого натяжения в канате (усилие после потерь).
5. Определение предварительного количества канатов.
6. Формирование расчетной схемы.
7. Загружение конструкции для расчета по II предельному состоянию:

– вертикальные и горизонтальные составляющие преднапряжения $\kappa = 1$;

– внешние нормативные нагрузки.

8. Определение деформаций конструкции, при необходимости корректировка количества канатов или сечений.
9. Определение нормативных изгибающих моментов в конструкции с учетом преднапряжения, проверка конструкции по трещиностойкости.
10. Проверка трещиностойкости и прочности конструкции с учетом загружения преднапряжением при отсутствии полезной нагрузки.
11. Загружение конструкции для расчета по I предельному состоянию:

– внешние расчетные нагрузки;

– преднапряжение не учитывается.

12. Формирование дополнительной схемы для вычисления моментов «статической неопределимости», с загружением ее реакциями от основной схемы, загруженной преднапряжением.
13. Проверка несущей способности нормальных сечений без учета моментов от преднапряжения, но с учетом наличия моментов «статической неопределимости» (данные моменты могут быть не учтены «в запас»).
14. Назначение ненапрягаемого армирования с учетом ранее принятой напрягаемой арматуры.

15. Проверка несущей способности на действие поперечных сил с учетом действия преднапряжения.
16. При расчете вертикальных конструкций (стен, колонн) преднапряжение должно быть учтено.

4.3. Расчет предварительно напряженных конструкций по раскрытию трещин

При расчете предварительно напряженных конструкций по раскрытию трещин принципиально важно, имеет ли напрягаемая арматура сцепление с бетоном или нет.

4.3.1. Расчет предварительно напряженных конструкций, преднапрягаемых канатной арматурой без сцепления с бетоном, по образованию и раскрытию трещин

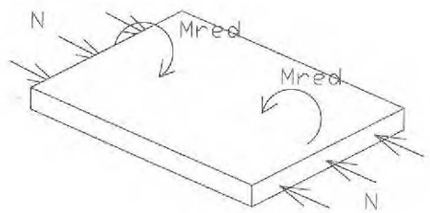


Рис. 4.96

Расчет сечений предварительно напряженных конструкций, преднапряженных напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном, производится как для сжато-изогнутых сечений. Изгибающий момент в сечении принимается с учетом действия нормативных внешних нагрузок и нагрузок от преднапряжения. Сечение принимается центрально обжатым, независимо от расположения напрягаемой арматуры в сечении (*рис. 4.96*).

Для предварительно напряженных конструкций, преднапрягаемых арматурой без сцепления с бетоном, допускается использовать требования по трещиностойкости и по раскрытию трещин, как для аналогичных железобетонных конструкций без предварительного напряжения. Расчет может быть выполнен как по методике СП 52-101-2003, так и по методике СНиП. Как правило, конструкции, преднапрягаемые канатами в пластиковой оболочке без сцепления с бетоном, проектируются из расчета III категории трещиностойкости, если требованиями к конструкции не предусмотрено иное. Допускаемая ширина раскрытия трещин для конструкций, преднапрягае-

мых арматурой без сцепления с бетоном, в пластиковой оболочке определяется по ненапрягаемой арматуре.

К расчету сечений по образованию и раскрытию трещин

M_{red} суммарный изгибающий момент в конструкции с учетом действия внешних сил и преднапряжения.

Расчет по образованию трещин

В общем случае условием образования трещин в сечении является выполнение условия

$$\sigma = \frac{M_{red}}{\gamma W_{red}} - \frac{P}{A_{red}} \geq R_{bt,ser},$$

где σ – величина растягивающих напряжений в растянутой зоне сечения; M_{red} – суммарный изгибающий момент в конструкции с учетом действия внешних сил и преднапряжения; $W_{red} = \frac{I_{red}}{y}$ – момент сопротивления сечения; $A_{red} = A_b + \alpha A_s + \alpha A_a'$ – приведенная площадь сечения.

$$y = \frac{S + \alpha A_s a + \alpha A_s'(H - a')}{A_{red}},\ I_{red} = I_b + \alpha A_s a + \alpha A_s'(H - y - a'),$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} \approx 6,$$

P – действующее в сечении обжатие; γ – коэффициент по *табл. 4.1* пособия к СП 52-102-2004.

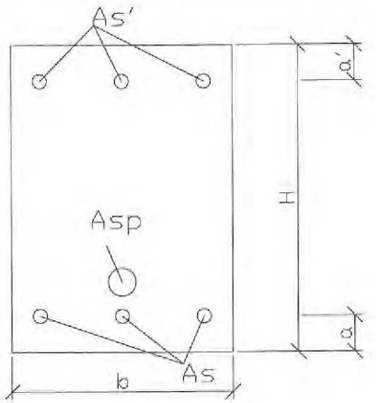


Рис. 4.97

В большинстве случаев для расчета геометрических характеристик сечений допускается принимать бетонное сечение без учета арматуры. Напрягаемая арматура без сцепления с бетоном при расчете характеристик сечений не учитывается (*рис. 4.97*).

Расчет на образование трещин может быть произведен при помощи стандартных программ типа АРБАТ.

Расчет по раскрытию трещин

При расчете по раскрытию трещин для конструкций с преднапрягаемой арматурой без сцепления с бетоном учитывается только ненапрягаемая арматура, имеющая сцепление с бетоном.

При расчете вычисляется условный эксцентриситет напрягаемой арматуры, равный:

$$e_{sp} = \frac{M_{sp}}{P},$$

где M_{sp} – действующий в сечении момент от преднапряжения P – действующее в сечении усилие обжатия (*рис. 4.98*).

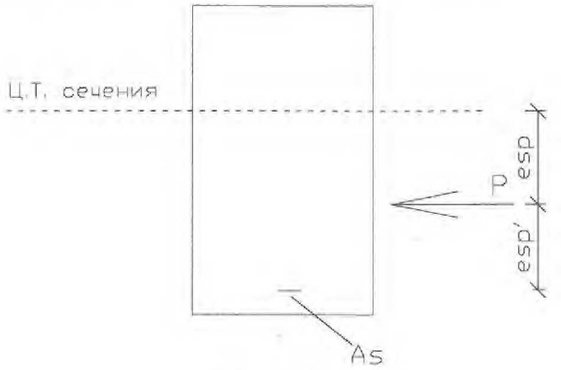


Рис. 4.98

e_{sp}' – расстояние от ц.т. растянутой арматуры до точки приложения усилия обжатия.

Величина раскрытия трещин может быть определена по формуле

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \frac{\sigma_s}{E_s} l_s,$$

где $\sigma_s = \Delta\sigma_s$ – величина приращения напряжений в ненапрягаемой арматуре, вычисляемая по формуле

$$\Delta\sigma_s = \frac{M - P(z - e_{sp}')}{zA_s},$$

где z – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до центра тяжести сжатой зоны элемента (*рис. 4.99*).

Величина z может быть вычислена как $z = h_0 - \frac{x}{3}$, где x – высота сжатой зоны элемента.

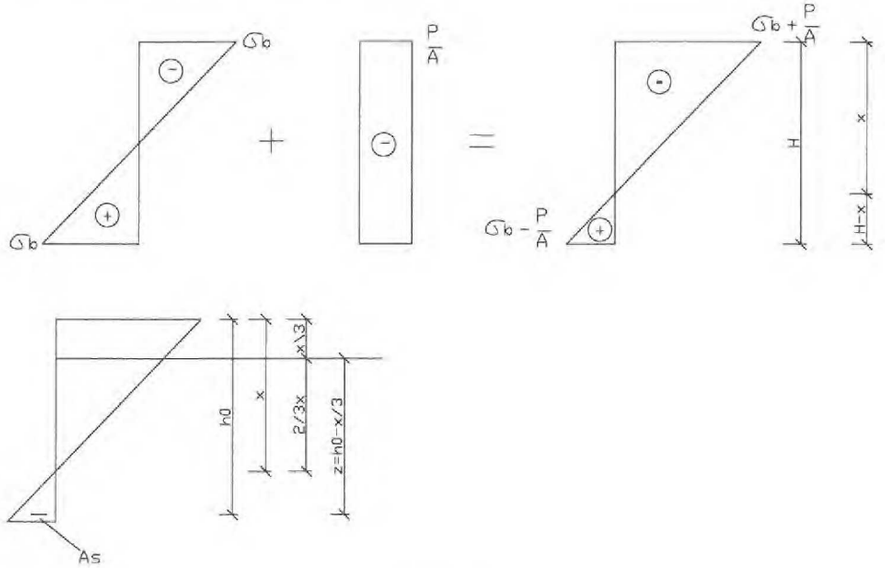


Рис. 4.99

$$x = \frac{H\left(\frac{M_{red}}{W_{red}} - \frac{P}{A_{red}}\right)}{\frac{M_{red}}{W_{red}}},$$

φ_1 – коэффициент, учитывающий действие нагрузки, $\varphi_1 = 1$ при непродолжительном действии нагрузки, $\varphi_1 = 1,4$ при продолжительном; φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль арматуры, $\varphi_2 = 0,5$ для канатной и периодической арматуры; $\varphi_3 = 1$ для изгибаемых элементов; l_s – базовое значение шага трещин, определяемое как $l_s = \frac{0,5A_{bt}}{A_s} \cdot d_s$, где A_{bt} – площадь растянутого бетона, A_s – площадь растянутой арматуры.

Пример

Для сечения плиты перекрытия толщиной 250 мм и пролетами 8,4×8,4 м момент от внешней нагрузки составит в пролете 7,5 т·м/м. Момент от преднапряжения 2,5 т·м/м, обжатие 110 т/м^2. Плита армируется верхней и нижней сеткой арматуры d12 A500C шагом 200×200 мм. Бетон конструкции B30. Проверим трещиностойкость и раскрытие трещин для метровой полосы (*рис. 4.100*).

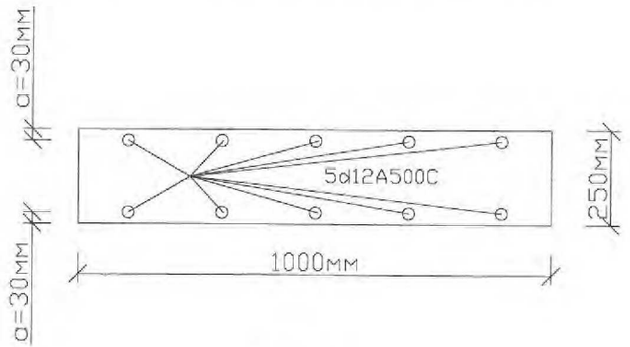


Рис. 4.100

$$P = 0,25 \cdot 1 \cdot 110 = 27,5 \text{ т}.$$

Вычислим геометрические характеристики сечения без учета арматуры:

$$A_b = 2500 \text{ см}^2;$$

$$W_{pl} = 1,3\frac{100 \cdot 25^2}{6} = 13\,541 \text{ см}^3;$$

$$M_{red} = 7,5 - 2,5 = 5 \text{ т} \cdot \text{м} = 500\,000 \text{ кг} \cdot \text{см};$$

$$\sigma = \frac{M_{red}}{\gamma W_{red}} - \frac{P}{A_{red}} = \frac{500\,000}{13\,541} - 11 = 25,9 \text{ кг/см}^2;$$

$$R_{bt} = 18,3 \text{ кг/см}^2.$$

Трещины образуются.

$$A_s = A_s' = 5,65 \text{ см}^2;$$

$$e_{sp} = \frac{M_{sp}}{P} = \frac{2,5}{25,5} = 0,098 \text{ м} = 9,8 \text{ см};$$

$$e_{sp}' = 12,5 \text{ см} - 3 \text{ см} - 9,8 \text{ см} = -0,3 \text{ см};$$

$$x = \frac{H\left(\frac{M_{red}}{W_{red}} - \frac{P}{A_{red}}\right)}{\frac{M_{red}}{W_{red}}} = \frac{25 \cdot \left(\frac{500\,000}{10\,416} - 11\right)}{\frac{500\,000}{10416}} = 19,27 \text{ см};$$

$$z = h_0 - \frac{x}{3} = 22 - \frac{19,27}{3} = 15,6 \text{ см};$$

$$\Delta\sigma_s = \frac{M - P(z - e_{sp}')}{zA_s} = \frac{750\,000 - 27\,500 \cdot (15,6 - 0,3)}{15,6 \cdot 5,65} = 3735 \text{ кг / см}^2;$$

$$A_{bt} = (H - x) \cdot b = (25 - 19,27) \cdot 100 = 573 \text{ см}^2;$$

$$l_s = \frac{0,5A_{bt}}{A_s} \cdot d_s = \frac{0,5 \cdot 573}{5,65} \cdot 1,2 = 60,8 \text{ см};$$

$$a_{crc} = \varphi_1\varphi_2\varphi_3 \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot \frac{3735}{1\,950\,000} \cdot 60,8 = 0,08 \text{ см} = 0,8 \text{ мм}.$$

4.3.2. Расчет предварительно напряженных конструкций, преднапрягаемых канатной арматурой со сцеплением с бетоном, по образованию и раскрытию трещин

Механизм расчета конструкций, преднапрягаемых канатной арматурой со сцеплением с бетоном, по образованию и раскрытию трещин существенно отличается от расчета конструкций, преднапрягаемых арматурой без сцепления с бетоном. Основными отличиями являются:

1. Обжатие не является равномерно распределенным, а имеет в каждом сечении точку приложения, совпадающую с ц.т. напрягаемой арматуры.
2. Напрягаемая арматура со сцеплением с бетоном учитывается при расчете геометрических характеристик сечений.

Общее условие образования трещин может быть вычислено как

$$\sigma = \frac{M - Pe}{\gamma W_{red}} \geq R_{bt,ser},$$

где M – изгибающий момент от внешних нагрузок; P – усилие натяжения канатной арматуры в сечении; e – эксцентриситет канатной арматуры в сечении.

Поскольку в большинстве случаев напрягаемая арматура находится ближе к центру тяжести сечения, чем ненапрягаемая, раскрытие трещин проверяется по ненапрягаемой арматуре.

Раскрытие трещин возможно вычислить по зависимостям, приведенным в предыдущем разделе.

Пример

Трехпролетная балка пролетами 16 м преднапрягается напрягаемой арматурой со сцеплением с бетоном. Усилие натяжения 68 т/пучок. Бетон балки В30. Арматура А500 С (*рис. 4.101*).

Площадь пучка – 6 см^2. M_{max} = 150 т·м.

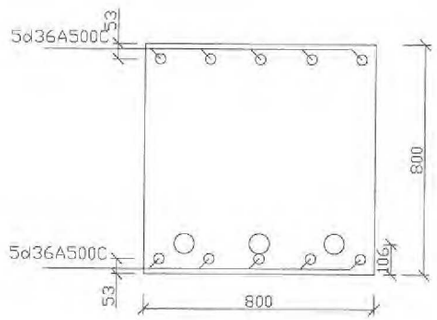


Рис. 4.101

$$A_{red} = A_b + \alpha A_s + \alpha A_a' + \alpha A_{sp} =$$
$$= 80 \cdot 80 + 6 \cdot 50,9 + 6 \cdot 50,9 + 6 \cdot 18 = 7119 \text{ см}^2;$$

$$y = \frac{S + \alpha A_s a + \alpha A_s'(H - a') + \alpha A_{sp} a}{A_{red}} =$$
$$= \frac{80 \cdot 80 \cdot 40 + 6 \cdot 50,9 \cdot 5,3 + 6 \cdot 50,9 \cdot 74,7 + 10,6 \cdot 6 \cdot 18}{7119} = 39,55 \text{ см};$$

$$I_{red} = I_b + \alpha A_s a + \alpha A_s'(H - y - a') + \alpha A_{sp} a =$$
$$= \frac{80 \cdot 80^3}{12} + 6 \cdot 50,9 \cdot 5,3 + 6 \cdot 50,9 \cdot 35,15 + 6 \cdot 18 \cdot 10,6 = 3\,426\,259 \text{ см}^4;$$

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{3\,426\,259}{39,55} = 86\,631 \text{ см}^3;$$

$$e = 39,55 - 10,6 = 28,95 \text{ см};$$

$$\sigma = \frac{M - Pe}{\gamma W_{red}} = \frac{150 \cdot 1000 \cdot 100 - 68 \cdot 3 \cdot 1000 \cdot 28,95}{1,3 \cdot 86\,631} = 80,75 \text{ кг / см}^2,$$

трещины образуются.

$$x = \frac{H\left(\frac{M_{red}}{W_{red}} - \frac{P}{A_{red}}\right)}{\frac{M_{red}}{W_{red}}} =$$

$$= \frac{80 \cdot \left(\frac{150 \cdot 100 \cdot 1000 - 68 \cdot 3 \cdot 1000 \cdot 28{,}95}{86\,631} - \frac{3 \cdot 68 \cdot 1000}{7119}\right)}{\frac{150 \cdot 1000 \cdot 100 - 68 \cdot 3 \cdot 1000 \cdot 28{,}95}{86\,631}} = 58{,}16 \text{ см};$$

$$z = h_0 - \frac{x}{3} = 74{,}7 - \frac{58{,}16}{3} = 55{,}3 \text{ см};$$

$$\Delta\sigma_s = \frac{M - P(z - e_{sp})}{zA_s} =$$

$$= \frac{150 \cdot 100 \cdot 1000 - 3 \cdot 68 \cdot 1000 \cdot (55{,}3 - 10{,}9)}{55{,}3 \cdot 50{,}9} = 2\,111 \text{ кг/см}^2;$$

$$A_{bt} = (H - x) \cdot b = (80 - 58{,}16) \cdot 80 = 1747 \text{ см}^2;$$

$$l_s = \frac{0{,}5A_{bt}}{A_s} \cdot d_s = \frac{0{,}5 \cdot 1747}{50{,}9} \cdot 3{,}6 = 61{,}77 \text{ см};$$

$$a_{crc} = \varphi_1\varphi_2\varphi_3 \frac{\sigma_s}{E_s} l_s = 1{,}4 \cdot 0{,}5 \cdot 1 \cdot \frac{2111}{2\,100\,000} \cdot 61{,}77 = 0{,}043 \text{ см} = 0{,}43 \text{ мм}.$$

V. Расчет предварительно напряженных конструкций с напрягаемой арматурой со сцеплением с бетоном и без по предельным состояниям 1-й группы

5.1. Ограничение напряжений

Напряжения в бетоне конструкций от предварительного напряжения не должны превышать величину в $0{,}8R_b$. Данную проверку необходимо проводить на стадии обжатия конструкции при отсутствии нагрузок (за исключением собственного веса). Необходимо также отметить, что, поскольку натяжение, как правило, производится до набора бетоном прочности 100%, т.е. при прочностях бетона 70–80%, в расчете должна быть учтена прочность бетона на момент натяжения (*рис. 5.1*). Сжимающие напряжения в бетоне вычисляются как

$$\sigma = \frac{M_{dl}}{W} - \frac{M_{pt}}{W} - \frac{P}{A_{red}} \le 0{,}8R_{bp},$$

где R_{bp} – прочность бетона на момент натяжения – «передаточная прочность»; M_{dl} – момент, действующий в конструкции до загружения ее временной нагрузкой (момент от собственного веса конструкции); M_{pt} – момент в конструкции от преднапряжения.

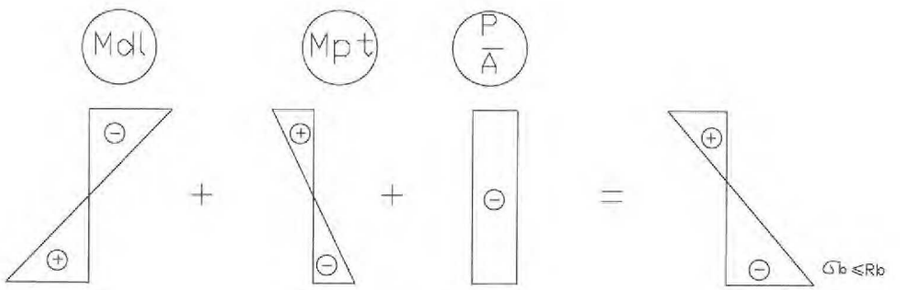


Рис. 5.1

5.2. Расчет нормальных сечений на действие изгибающего момента

5.2.1. Определение усилий

Расчет конструкций, преднапряженных напрягаемой арматурой со сцеплением с бетоном и без, производится на действие полного изгибающего момента, как если бы конструкция предварительного напряжения не имела. Изгибающие моменты в перекрытиях определяются без учета разгружающих моментов от преднапряжения (однако расчет колонн, а также стыка плита – колонна на продавливание или стыка плита – балка на поперечную силу производится с учетом действия усилий от преднапряжения. Также при расчете на поперечную силу и продавливание учитываются силы, возникающие на перегибах напрягаемой арматуры). Тем не менее в статически неопределимых конструкциях могут возникать усилия от преднапряжения, так называемые моменты статической неопределимости, или вторичные моменты (secondary moments, hyperstatic moments), иногда также называемые паразитическими моментами, которые могут быть учтены при расчете по прочности.

5.2.2. Моменты статической неопределимости

В неразрезных статически неопределимых конструкциях после предварительного напряжения, несмотря на то что сумма вертикальных и горизонтальных составляющих преднапряжения равна нулю, возникают дополнительные опорные реакции (*рис. 5.2, 5.3*).

Как пример рассмотрим трехпролетную палку, преднапрягаемую криволинейным пучком до установки в проектное положение.

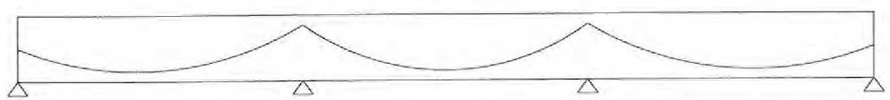


Рис. 5.2

При достаточно большом уровне преднапряжения и отсутствии вертикальных связей на опорах балки балка будет иметь деформации вида:

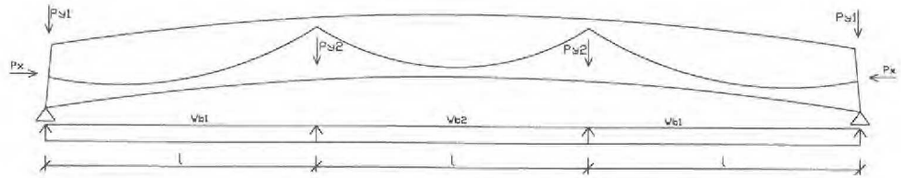


Рис. 5.3

несмотря на то, что

$$\begin{cases} \sum F_x = 0 & P_{x1} + P_{x2} = 0; \\ \sum F_y = 0 & P_{y1} + P_{y2} + P_{y2} + P_{y1} + w_{b1}l + w_{b2}l + w_{b2}l = 0. \end{cases}$$

Таким образом, видно, что в статически неопределимых системах с преднапряжением, имеющих внешнюю или связанных на опорах, возникают дополнительные реакции, которые удерживают конструкцию против выгибов на промежуточных опорах.

Данные реакции получили название реакций статической неопределимости, или вторичных реакций (secondary actions, hyperstatic actions).

Рассмотрим пример трехпролетной балки пролетами 8 м сечением 60×60 см, опертой на колоны сечением 30×30 см, преднапрягаемой криволинейным пучком канатной арматуры с натяжением 200 т. Форма раскладки напрягаемой арматуры в балке приведена на схеме (*рис. 5.4*).

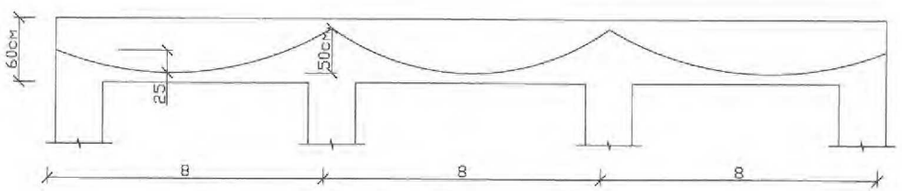


Рис. 5.4

Воздействия от преднапряжения на балку (*рис. 5.5*):

$$\begin{cases} \sum F_x = 200\ m - 200\ m = 0; \\ \sum F_y = 9{,}1 \cdot 8 + 12{,}5 \cdot 8 + 9{,}1 \cdot 8 - 31{,}16 - 92{,}64 - 92{,}64 - 30{,}16 \approx 0. \end{cases}$$

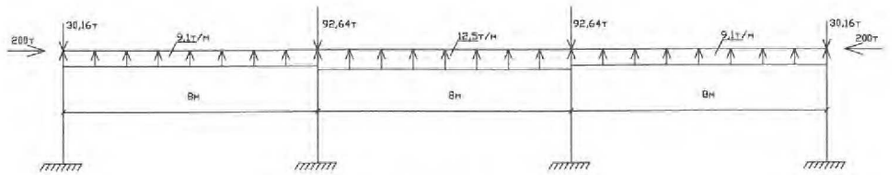


Рис. 5.5

Несмотря на то что сумма горизонтальных и вертикальных составляющих преднапряжения в конструкции равна 0, в системе возникают следующие опорные реакции (*рис. 5.6*):

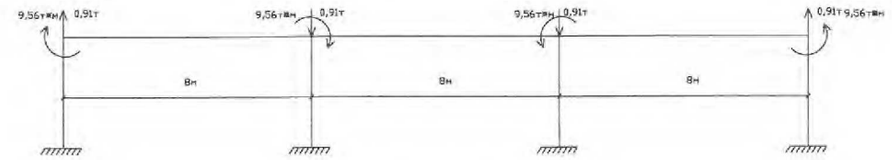


Рис. 5.6

Таким образом, при приложении данных реакций к вторичной системе без опорных связей в ней возникнут моменты, получившие название вторичных моментов (*рис. 5.7*).

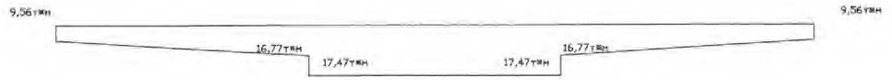


Рис. 5.7

Вторичная система представляет собой элемент преднапряженной конструкции, «отрезанный» от опор и загруженный вторичными реакциями. Сумма реакций во вторичной системе равна 0.

! При расчете в МКЭ для обеспечения возможности решения вторичной системы в МКЭ программах возможна замена одной из групп реакций эквивалентной связью (*рис. 5.8*).

Между опорами момент «статической неопределимости» имеет линейное распределение, т.е. возможно его вычисление только на опорах (справа и слева), а потом графическое объединение.

При вычислении момента статической неопределимости, помимо приведенного выше так называемого прямого метода, заключающегося в приложении к вторичной системе реакций, существует косвенный способ, основанный на следующем факторе:

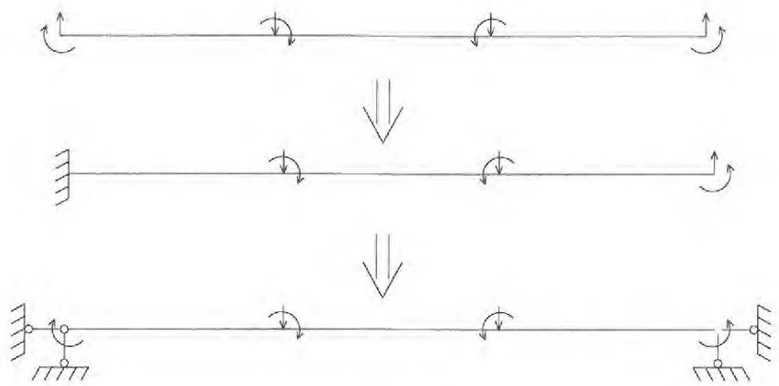


Рис. 5.8

для статически определимой системы при наличие преднапряжения (*рис. 5.9*):

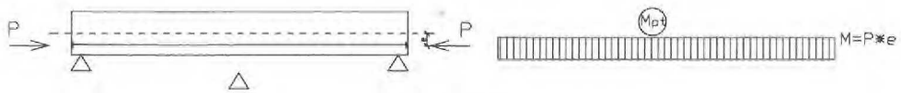


Рис. 5.9

при появлении связи на промежуточной опоре и соответствующей реакции (*рис. 5.10*):

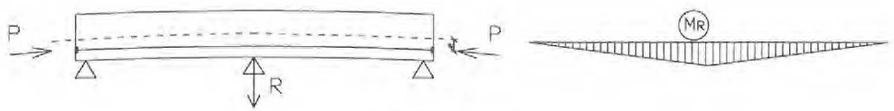


Рис. 5.10

Суммарный момент составит (*рис. 5.11*):

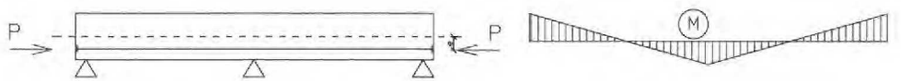


Рис. 5.11

Таким образом, момент от преднапряжения в конструкции может быть представлен как сумма статически определимого момента, равного $P \cdot e$, и момента от вторичных реакций. В свою очередь, для плоских конструкций – балок, плоских рам и плит, рассчитываемых методом эквивалентных рам, вторичный момент в сечении может быть определен как разность:

$$M_{HYP} = M_{PT} - P \cdot e,$$

где M_{HYP} – момент статической неопределимости; M_{PT} – момент от преднапряжения, вычисленный путем загружения конструкции вертикальными и горизонтальными эквивалентными нагрузками преднапряжения; P – усилие преднапряжения в напрягаемом элементе; e – эксцентриситет напрягаемой арматуры, принимаемый со знаком «–» при нахождении напрягаемого элемента в сечении ниже центра тяжести сечения и со знаком «+» при нахождении напрягаемого элемента выше центра тяжести сечения.

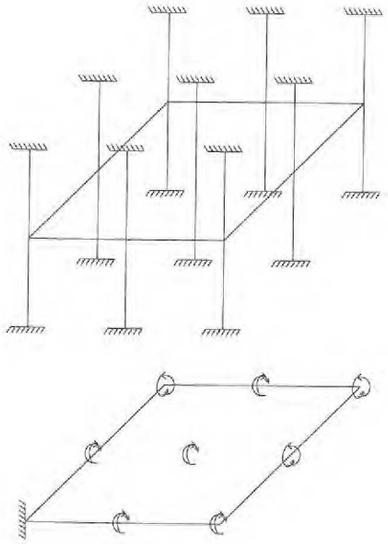


Рис. 5.12

Для плит, рассчитываемых в пространственной постановке в к.э. программах, косвенный метод неприемлем, и необходимо использовать прямой метод.

Для данных конструкций момент статической неопределимости определяется по следующей методике (*рис. 5.12, 5.13*):

1. Загружение основной расчетной схемы эквивалентными нагрузками от преднапряжения.

2. Получение опорных реакций.

3. Создание вторичной системы – вспомогательной схемы перекрытия, отрезанной от колонн, и загружение ее опорными реакциями основной схемы.

4. Получение изгибающих моментов во вторичной системе и сложение их с моментами основной системы.

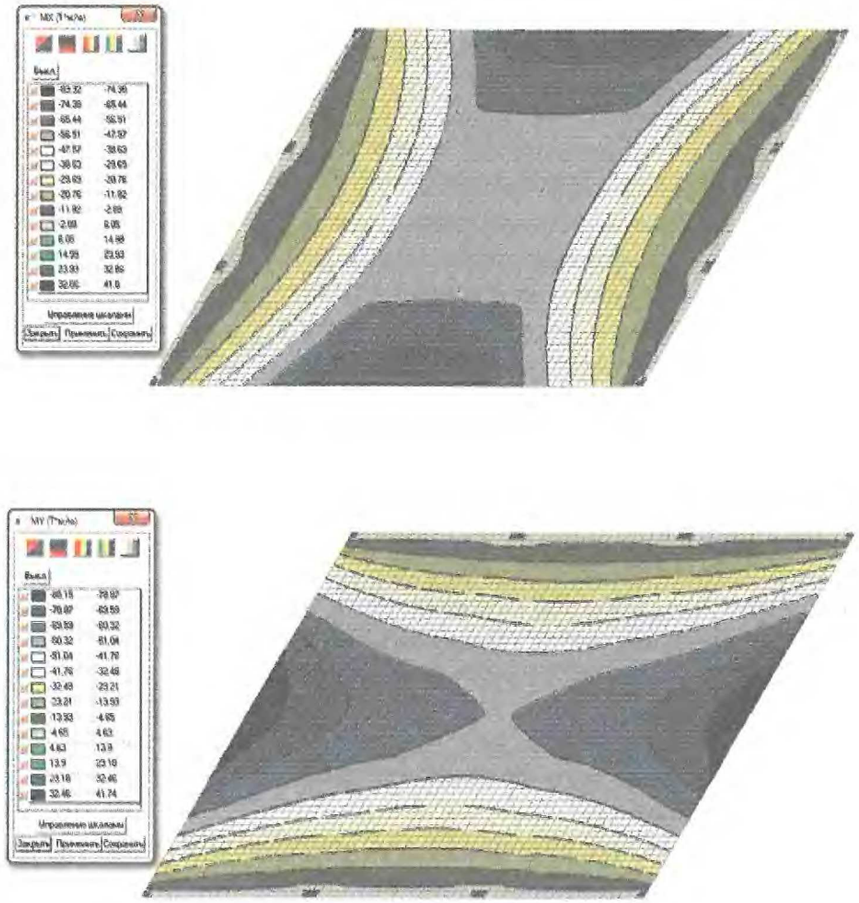


Рис. 5.13. Моменты *Mx* и *My* от вторичных реакций

Моменты статической неопределимости, как правило, являются благоприятными для конструкции и поэтому зачастую в расчете не учитываются «в запас», за исключением случаев расчета с учетом перераспределения моментов, т.е. при упругих линейных расчетах они могут быть не учтены. Как правило, целесообразно учитывать моменты статической неопределимости для балок и не учитывать – для плит перекрытий, так как там их влияние несущественно, а трудоемкость вычисления велика. В случае включения момента статической неопределимости в расчет, он принимается в расчете по несущей способности с коэффициентом $\gamma = 1$ (*рис. 5.14*).

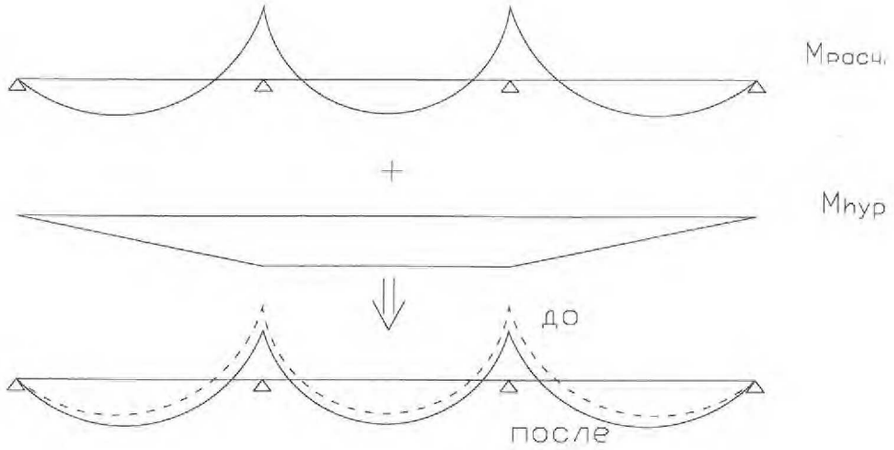


Рис. 5.14

5.2.3. Расчет нормальных сечений конструкций, преднапрягаемых канатной арматурой, на действие изгибающего момента по несущей способности

Расчет производится на действие расчетного сочетания усилий, состоящего из расчетного изгибающего момента и момента статической неопределимости.

Методика расчета аналогична для конструкций, преднапрягаемых канатной арматурой со сцеплением с бетоном и без. При расчете напрягаемая арматура, имеющая сцепление с бетоном, должна учитываться с расчетным сопротивлением, равным $R_{sp} = \sigma_t \cdot 0{,}85$, где σ_t – условный предел текучести стали каната.

Как правило, для канатов марки по пределу прочности 1860 Н/мм^2 σ_t составляет 1640 МПа, соответственно $R_{sp} = 1640 \cdot 0{,}85 = 1394$ МПа. Фактическое значение σ_t для канатной арматуры указывается в технических условиях производителя.

Для канатной арматуры, не имеющей сцепления с бетоном, в качестве расчетного сопротивления используется значение $\sigma_{sp} \cdot 0{,}9$, где σ_{sp} – усилие преднапряжения в напрягаемой арматуре после всех потерь.

При расчете конструкций, армированных смешанной арматурой – высокопрочной преднапряженной со сцеплением с бетоном или без сцепления с бетоном и ненапрягаемой арматурой нормальных классов прочности (А-III, А500С), следует учитывать допущение одновременного наступления расчетного сопротивления для напрягаемой и ненапрягаемой арматуры со сцеплением с бетоном и отсутствие существенного приращения напряжений относительно уровня натяжения напрягаемой арматуры без сцепления с бетоном при достижении ненапрягаемой стержневой арматурой расчетного сопротивления. Как правило, разница между контролируемым натяжением (уровнем натяжения после потерь) и условным пределом текучести составляет для напрягаемой высокопрочной канатной арматуры порядка 450–550 МПа, что сравнимо с расчетным сопротивлением ненапрягаемой арматуры.

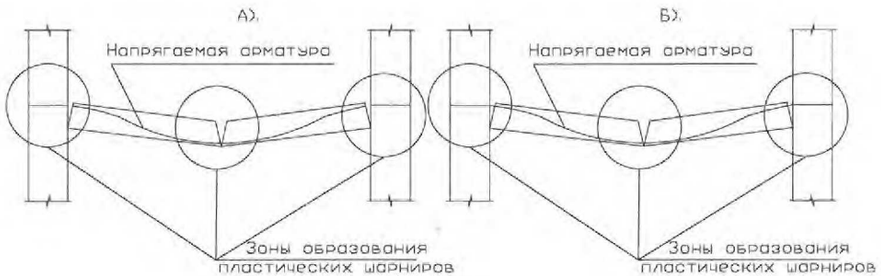


Рис. 5.15

Схемы разрушения перекрытий, преднапряженных напрягаемой арматурой

Случай А – напрягаемая арматура имеет сцепление с бетоном, на момент достижения расчетного сопротивления ненапрягаемой арматурой напрягаемая арматура также достигает расчетного сопротивления, образуется пластический шарнир (*рис. 5.15*).

Случай Б – напрягаемая арматура сцепления с бетоном не имеет, на момент достижения ненапрягаемой арматурой расчетного сопротивления напряжения в напрягаемой арматуре составят σ_{sp} + 2–5% (приращение напряжений происходит за счет увеличения геометрической длины каната за счет общей деформации пере-

крытия (см. п. 3.3), что существенно меньше расчетного сопротивления напрягаемой арматуры. Данный эффект может быть использован при расчете конструкций на прогрессирующее обрушение.

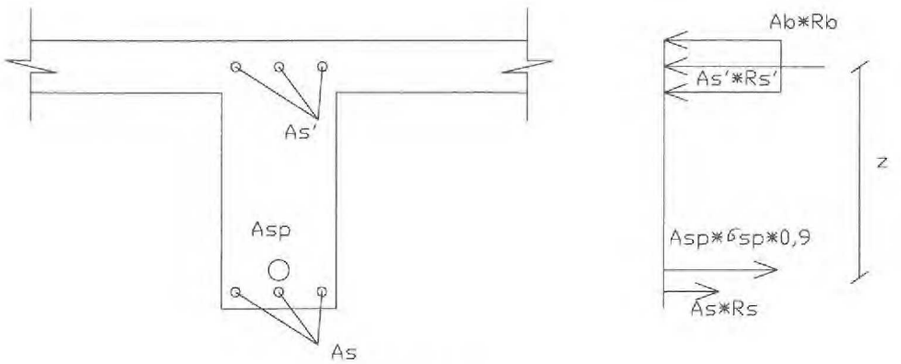


Рис. 5.16

$$M_{ult} = z \cdot (A_{sp} \cdot \sigma_{sp} \cdot 0{,}9 + A_s R_s) \text{ (рис. 5.16).}$$

При расчете преднапряженных конструкций с использованием напрягаемой арматуры без сцепления с бетоном необходимо учитывать, что разрушение конструкции происходит при достижении расчетного сопротивления ненапрягаемой арматуры, т.е. на стадии разрушения конструкции напрягаемая арматура без сцепления с бетоном не достигает расчетного сопротивления. Высота сжатой зоны прямоугольных сечений и сечений с сжатой зоной в полке может быть вычислена как (*рис. 5.17*)

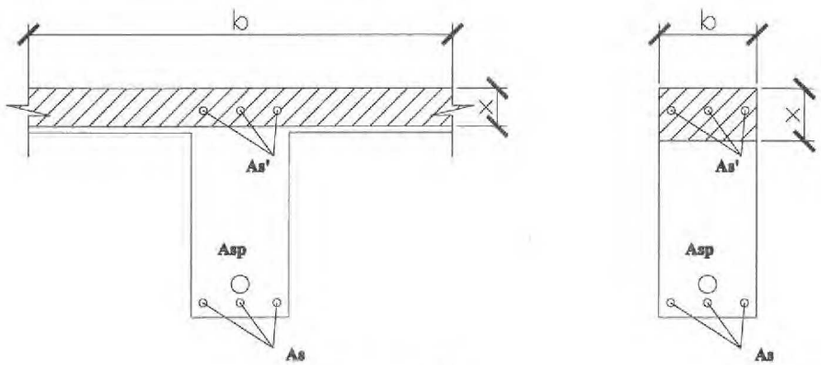


Рис. 5.17

$$x = \frac{R_s A_s + \sigma_{sp} A_{sp} - R_s' A_s'}{R_b b}$$

(ширина свесов полки, включенных в расчет, определяется по стандартным требованиям норм).

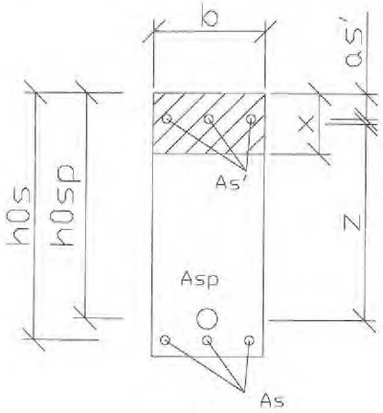


Рис. 5.18

Как правило, при расчете конструкции количество и усилие напряжения напрягаемой арматуры уже подобрано из условий деформаций и трещиностойкости и при расчете по 1-му предельному состоянию требуется только подобрать необходимое сечение ненапрягаемой арматуры. Поэтому, как правило, для определения сечения ненапрягаемой арматуры можно использовать упрощенную методику («в запас») (*рис. 5.18*): h_{0sp} – h_0 для напрягаемой арматуры; h_{0s} – h_0 для ненапрягаемой арматуры.

$$x = h_{0sp} - \sqrt{h_{0sp}^{\,2} - 2\frac{M_r - R_s' A_s' (h_{0sp} - a_s')}{b \cdot R_b}}.$$

При учете в расчете высоты сжатой зоны сжатой арматуры не допускается принимать $x < 2as'$.

$$M_{ult} = 0{,}9\sigma_{sp} A_{sp} (h_{0sp} - \frac{x}{2}) + R_s A_s (h_{0s} - \frac{x}{2}).$$

Отсюда при заданной величине $\sigma_{sp} A_{sp}$ площадь ненапрягаемой арматуры может быть вычислена как

$$A_s = \frac{M_r - 0{,}9\sigma_{sp} A_{sp} (h_{0sp} - \frac{x}{2})}{R_s (h_{0s} - \frac{x}{2})},$$

где M_r – расчетный момент в сечении.

Необходимо соблюдение условия $x \le x_R$.

При отсутствии сцепления напрягаемой арматуры с бетоном граничная высота сжатой зоны может вычисляться по формулам СП 52-102-2004 для ненапрягаемой арматуры:

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_{0s}} = \frac{0,8}{1+\frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}},\ x_R = h_{0s}\frac{0,8}{1+\frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}},$$

где $\varepsilon_{s,el} = \frac{R_S}{E_s}$, R_S, E_S – соответственно расчетное сопротивление и модуль упругости ненапрягаемой арматуры; $\varepsilon_{b,ult}$ – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b, принимаемая равной 0,0035.

Расчет конструкций, преднапрягаемых напрягаемой арматурой со сцеплением с бетоном, осуществляется аналогичным образом, за исключением использования вместо значений σ_{sp} значения фактического расчетного сопротивления канатной арматуры, равного $R_{sp} = 0,85\sigma_m$. Для арматуры марки st.1640/1860 значение $R_{sp} = 1394$ МПа.

Расчетные формулы принимают вид:

$$M_{ult} = R_{sp}A_{sp}(h_{0sp} - \frac{x}{2}) + R_sA_s(h_{0s} - \frac{x}{2});\ x_R = h_{0s}\frac{0,8}{1+\frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}}};$$

где $\varepsilon_{s,el} = \frac{R_{SP} + 400 - \sigma_{sp}}{E_{SP}}$, R_{SP}, E_{SP} – соответственно расчетное сопротивление и модуль упругости напрягаемой арматуры; $\varepsilon_{b,ult}$ – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b, принимаемая равной 0,0035; 400 – в МПа; σ_{sp} – значение предварительного напряжения после потерь.

Как правило, в гражданском строительстве величина $x_R = 0,42h_{0s}$.

При наличии в сжатой зоне конструкции напрягаемой арматуры со сцеплением с бетоном она принимается в расчет с расчетным сопротивлением сжатию $R_{sc}' = R_{sc} - 1,1\sigma_{sp}$ при $R_{sc}' \le 0$, сжатая напрягаемая арматура в расчете не учитывается.

Пример

Плита армируется на нижней и верхней зоне 5d12A500C и четырьмя моностредами диаметром 15,7 мм с σ_{sp} = 1140 МПа, бетон плиты В30, вычислим M_{ult} (*рис. 5.19*):

$$R_b = 17 \text{ МПа};\ R_s = 450 \text{ МПа};\ E_S = 210\,000 \text{ Н/мм}^2;$$
$$A_s = A_s' = 565 \text{ мм}^2;\ A_{sp} = 600 \text{ мм}^2.$$

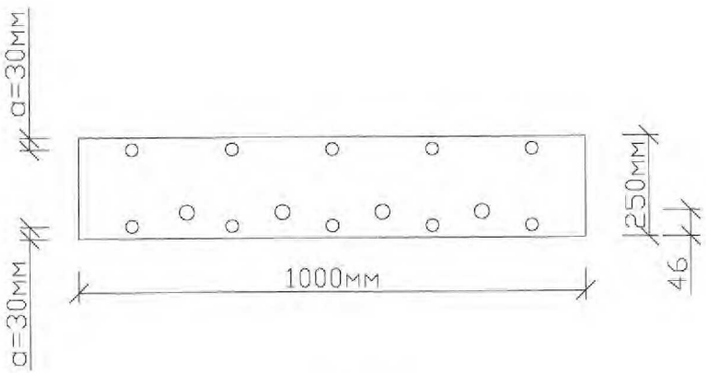


Рис. 5.19

$$h_{0sp} = 250 - 30 = 204 \text{ мм};\ h_{0s} = 250 - 30 = 220 \text{ мм};$$

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{450}{210\,000} = 0,00214;\ \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}} = \frac{0,00214}{0,0035} = 0,61;$$

$$x_R = 220\frac{0,8}{1+0,61} = 109 \text{ мм};$$

$$x = \frac{R_sA_s + \sigma_{sp}A_{sp} - R_s'A_s'}{R_bb} =$$

$$= \frac{450\cdot 565 + 1140\cdot 600 - 450\cdot 565}{17\cdot 1000} = 40,2 \text{ мм} \le 2a_s'.$$

Принимаем $x = 2a_s^{/} = 60$ мм.

$$M_{ult} = 0,9\sigma_{sp}A_{sp}(h_{0sp} - \frac{x}{2}) + R_sA_s(h_{0s} - \frac{x}{2}) =$$

$$= 0,9 \cdot 1140 \cdot 600 \cdot (204 - \frac{60}{2}) + 450 \cdot 565 \cdot (220 - \frac{60}{2}) = 155 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Пример 2

Балка перекрытия шириной 1500 мм и высотой 700 мм преднапрягается шестью пучками по четыре каната диаметром 15,7 мм в пучке. Фоновое армирование показано на схеме. Изгибающий момент, действующий в центре пролета балки, – 280 т·м/м. Арматура класса А500С, бетон конструкции В30. Нужно вычислить необходимое дополнительное армирование. Усилие преднапряжения в канатной арматуре за вычетом потерь составляет 1050 МПа (*рис. 5.20*).

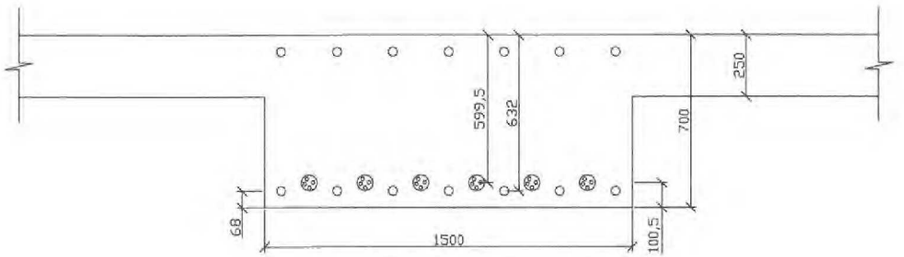


Рис. 5.20

Так как ширина балки существенно больше высоты и моделирование балки в МКЭ производилось пластинчатыми элементами, балка рассматривается в расчете как прямоугольный элемент без учета полок. Общий изгибающий момент в балке

$$M = 350 \text{ т·м/м} \cdot 1,5 \text{ м} = 420 \text{ т·м};$$

$$h_{0sp} = 599,5 \text{ мм}; \; h_{0s} = 632 \text{ мм};$$

$$R_b = 173 \text{ кг/см}^2, \; R_s = 4600 \text{ кг/см}^2, \; E_S = 210\,000 \text{ Н / мм}^2;$$

$$R_{SP} = 0,85 \cdot 1640 \text{ мм} = 1394 \text{ МПа} = 14\,200 \text{ кг / см}^2.$$

Фоновое армирование $A_s = A_s^{/} = 61,08 \text{ см}^2$;

$$A_{sp} = 36 \text{ см}^2;$$

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_{SP} + 400 - \sigma_{sp}}{E_{SP}} = \frac{1640 \cdot 0,85 + 400 - 1050}{195\,000} = 0,0038;$$

$$\frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b,ult}} = \frac{0,0038}{0,0035} = 1,08; \; x_R = 599,5\frac{0,8}{1+1,08} = 230 \text{ мм};$$

$$x = h_{0sp} - \sqrt{{h_{0sp}}^2 - 2\frac{M_r - R_s{}'A_s{}'(h_{0sp} - a_s{}')}{b \times R_b}} =$$

$$= 59,95 - \sqrt{3594 - 2\frac{420 \cdot 1000 \cdot 100 - 4600 \cdot 61,08 \cdot (59,95 - 6,8)}{173 \cdot 150}} =$$

$$= 59,95 - \sqrt{3594 - 2086} = 21,09 \text{ см};$$

$$M_{ult} = R_{sp}A_{sp}(h_{0sp} - \frac{x}{2}) + R_sA_s(h_{0s} - \frac{x}{2}) =$$

$$= 14\,200 \cdot 36 \cdot (59,95 - \frac{21,09}{2}) +$$

$$+4600 \cdot 61,08 \cdot (63,2 - \frac{21,09}{2}) = 400,5 \text{ т / м}.$$

Необходимо добавление дополнительного армирования для восприятия момента 420 – 400,5 = 19,5 т/м.

$$A_s = \frac{M - M_{ult}}{R_s\left(h_{0s} - \frac{x}{2}\right)} = \frac{(420 - 400,5) \cdot 100 \cdot 1000}{4600 \cdot \left(63,2 - \frac{21,09}{2}\right)} = 8,05 \text{ см}^2.$$

Добавляем в растянутой зоне 2d25 А500С, $A_s = 9,82 \text{ см}^2$.

5.3. Расчет предварительно напряженных конструкций на действие поперечных сил

Расчет предварительно напряженных балок на действие поперечной силы может быть произведен в соответствии с указаниями СП 52-102-2004. При этом в расчете должно быть учтены значения поперечной силы, учитывающие наличие предварительного напряжения (*рис. 5.21–5.28*).

Расчет предварительнонапряженных плит на продавливание

Расчет на продавливание плит, преднапряженных арматурой со сцеплением с бетоном и без, производят по стандартным формулам СП 52-101-2003. При расчете принимаются следующие расчетные нагрузки – изгибающий момент в стыке колонны и плиты принимается равным:

$$M_{red} = M_p \pm M_{пн}, \qquad (рис.\ 5.29)$$

где M_p – изгибающий момент от полной расчетной нагрузки; $M_{пн}$ – изгибающий момент от предварительного напряжения.

Расчетная продавливающая сила принимается равной:

$$N_{red} = N_p - N_{пн},$$

где N_p – вертикальная сила от полной расчетной нагрузки; $N_{пн}$ – вертикальная сила от предварительного напряжения в призме продавливания.

Величина $N_{пн}$ может быть вычислена как $N_{пн} = P \cdot \mathrm{tg}\alpha$, где P – усилие натяжения в канате; α – угол, с которым канат пересекает призму продавливания.

Также величина $N_{пн}$ может быть вычислена по следующим формулам:

$$N_{пн} = 0{,}5 \cdot n \cdot w_b' \cdot (2l),$$

где n – число канатов, проходящих через призму продавливания в плане в обоих направлениях; w_b' – значение отпора каната в надколонной зоне (при различных уклонах и эксцентриситетах каната и соответственно усилиях отпора, w_b' вычисляется как среднее арифметическое для различных типов канатов); l – длина криволинейного участка каната в пределах призмы продавливания.

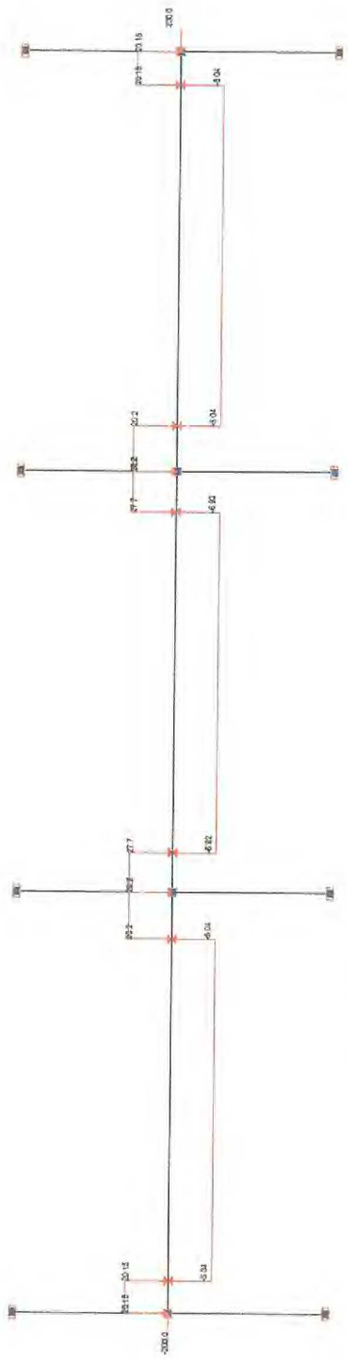


Рис. 5.21. Нагрузки на раму от предварительного напряжения

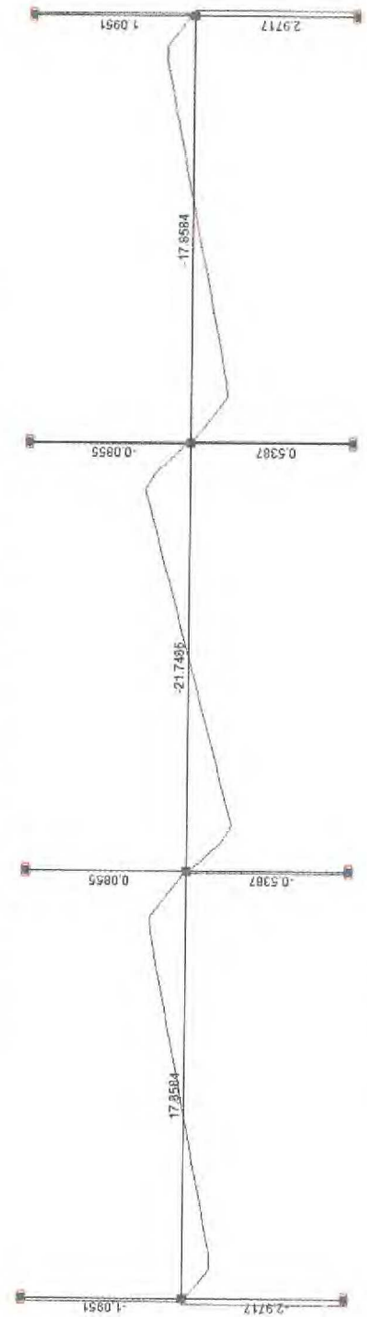


Рис. 5.22. Поперечные силы в раме от предварительного напряжения

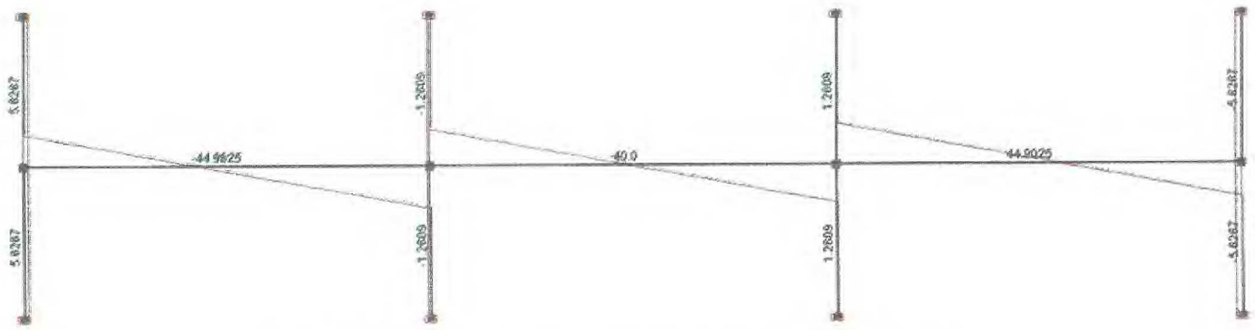


Рис. 5.23. Поперечные силы в раме от внешней нагрузки

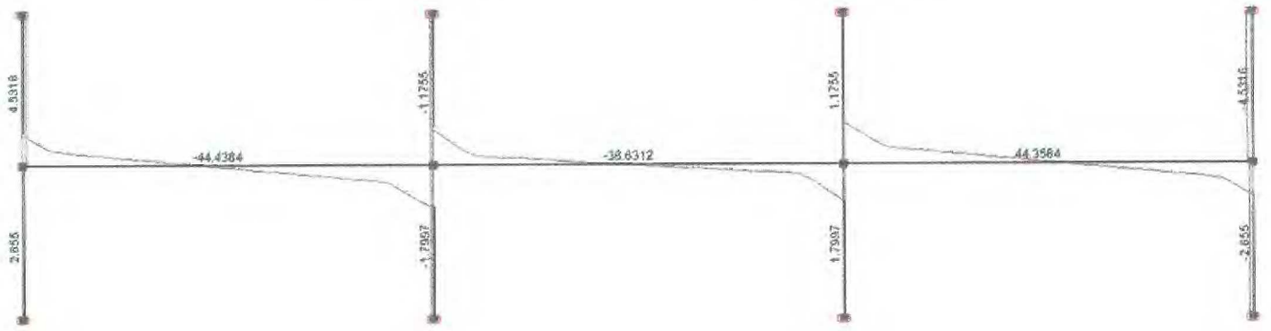


Рис. 5.24. Расчетное сочетание поперечных сил

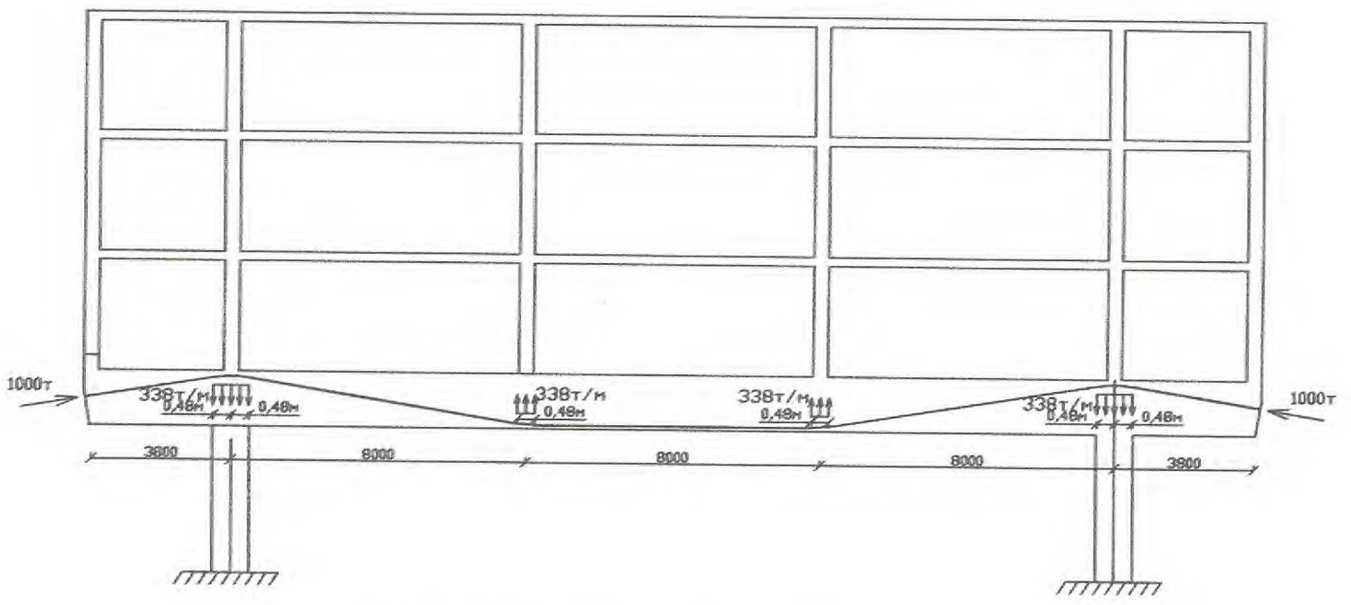


Рис. 5.25. Схема распределительной балки-стенки



Рис. 5.26. Поперечные силы в балке-стенке от преднапряжения



Рис. 5.27. Поперечные силы в балке-стенке от внешней нагрузки

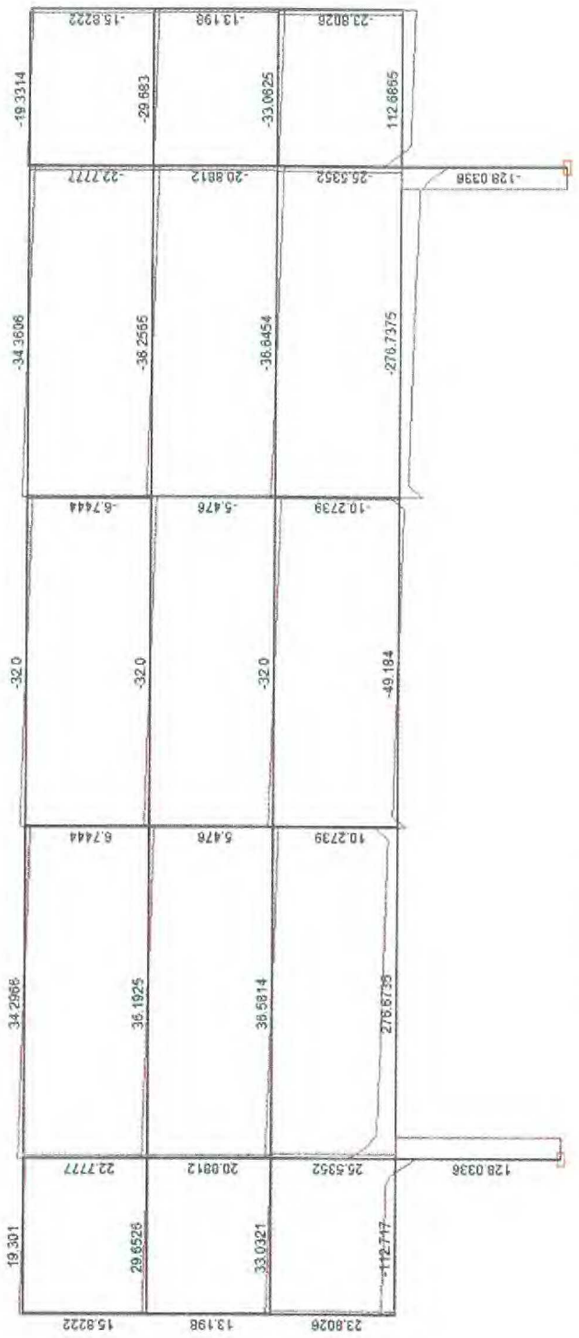


Рис. 5.28. Расчетные поперечные силы в балке-стенке

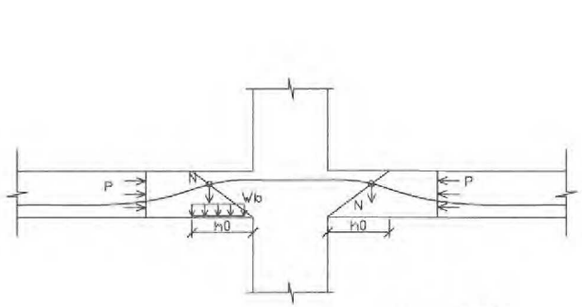


Рис. 5.29

При свободной раскладке каната N (для одного перегиба) вычисляется как

$$N = \frac{\left(\frac{L}{3} - h_0\right)^2}{\frac{L}{3}} P_y,$$

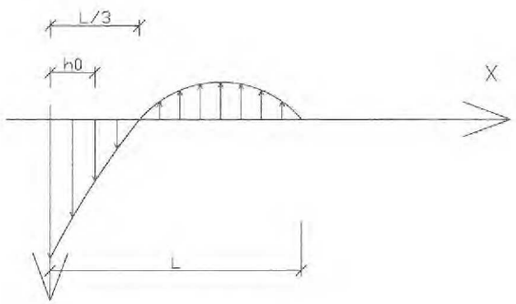


Рис. 5.30

где L – длина криволинейной части каната (*рис. 5.30*); P_y – вертикальная составляющая отпора каната.

$$N_{пн} = 0{,}25 \cdot n \cdot 2N.$$

Пример

Фундаментная плита толщиной 500 мм, не имеющая поперечной арматуры на продавливание, преднапрягается канатной арматурой без сцепления с бетоном с натяжением после потерь 17 т/канат. Схема армирования плиты напрягаемой арматурой и усилия от преднапряжения приведены ниже. Вычислить несущую способность плиты на продавливание при учете преднапряжения и без при условии отсутствия изгибающего момента в стыке плита – колонна. Колонна сечением 600×600 мм, бетон конструкции В30. Через призму продавливания в плане проходит в обоих направлениях 24 каната, $h_0 = 450$ мм (*рис. 5.31*).

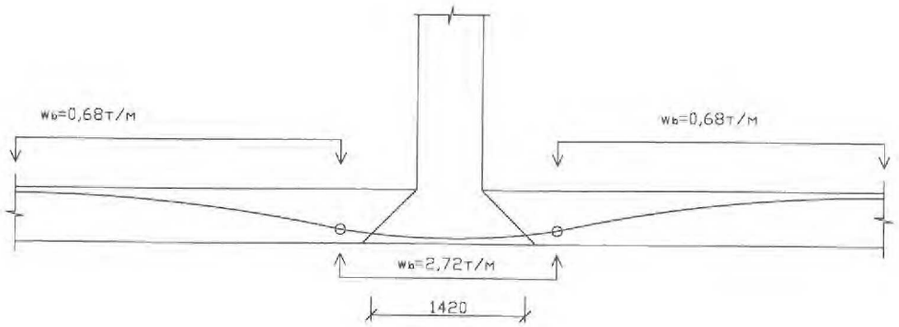


Рис. 5.31

$$N_{пн} = 0,5 \cdot n \cdot w_b^{/} \cdot (2L) = 0,5 \cdot 24 \cdot 2,72 \cdot (1,42) = 46,3 \text{ т.}$$

Максимальное усилие, воспринимаемое плитой:

$$N = \frac{(4 \cdot 60 + 4 \cdot 150)}{2} \cdot 45 \cdot 12,23 = 115 \text{ т.}$$

Максимальное усилие, воспринимаемое плитой, с учетом предварительного напряжения:

$$N = 46,3 \text{ т} + 115 \text{ т} = 161,3 \text{ т.}$$

Учет усилия обжатия при расчете на продавливание

В ряде случаев, когда уровень обжатия в сечении может быть точно определен, обжатие может быть учтено при расчете на продавливание. В этом случае расчетное сопротивление бетона растяжению может быть увеличено на коэффициент $\varphi = \frac{(R_{bt} + 0,25\frac{P}{A})}{R_{bt}}$, где $\frac{P}{A}$ – действующее в сечении обжатие. При различных уровнях обжатия, действующих вдоль взаимно-перпендикулярных осей, принимается среднее значение коэффициента φ.

Однако в большинстве случаев обжатие в расчете на продавливание не учитывается «в запас».

VI. Конструирование конструкций, преднапрягаемых напрягаемой канатной арматурой со сцеплением с бетоном и без

6.1. Конструирование анкерных зон

Одним из самых существенных аспектов конструирования предварительно напряженных конструкций является распределение анкеров в анкерных зонах. Расположение анкеров зачастую диктует габариты железобетонной конструкции в анкерной зоне. Как правило, шаг анкеров в анкерной зоне в дальнейшем диктует шаг напрягаемых канатов или каналов в конструкции (отклонение канатов или каналов в плане не желательно, так как оно ведет к появлению дополнительных потерь) (*рис. 6.1, 6.2*).

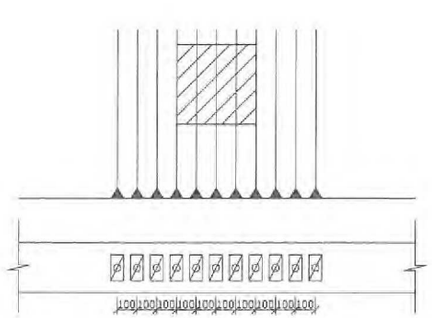


Рис. 6.1. Схема раскладки каната с прямолинейным продолжением каната от анкера (предпочтительно)

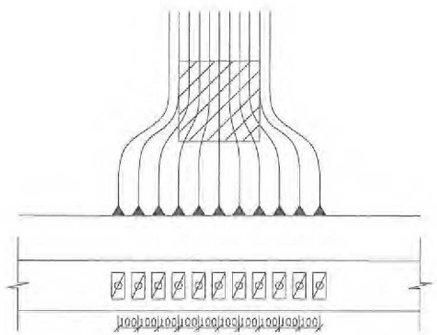


Рис. 6.2. Схема раскладки каната со сведением канатов к оси (не желательно, за счет дополнительного трения на перегибах в плане)

В зависимости от габаритов конструкции возможно горизонтальное или вертикальное расположение анкеров на торце (*рис. 6.3*).

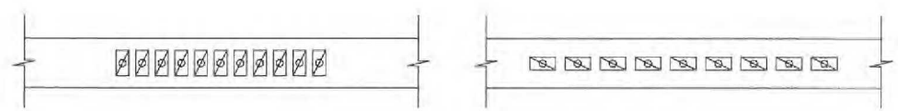


Рис. 6.3

При необходимости анкеровки большого количества канатов на торце конструкции возможна анкеровка их в нескольких плоскостях. При расчете конструкций с расположением анкеров в несколько рядов по высоте, при несимметричном расположении анкеров относительно центра тяжести сечения, необходимо учитывать дополнительный момент, возникающий из-за эксцентриситета приложения усилия на торце (*рис. 6.4*).

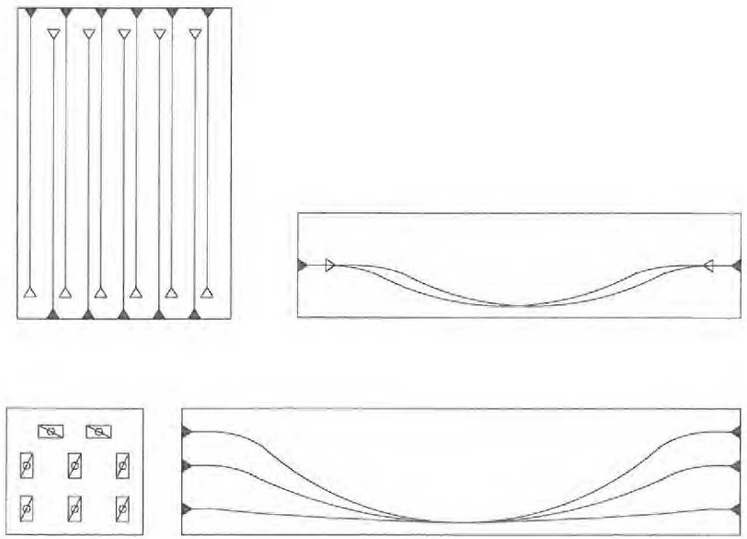


Рис. 6.4. Различные схемы размещения анкеров в конструкции

Ниже приведены основные габаритные размеры анкеровки для бетона класса не ниже В25 при условии натяжения при достижении бетоном прочности не менее 80% (*рис. 6.5, табл. 6.1*).

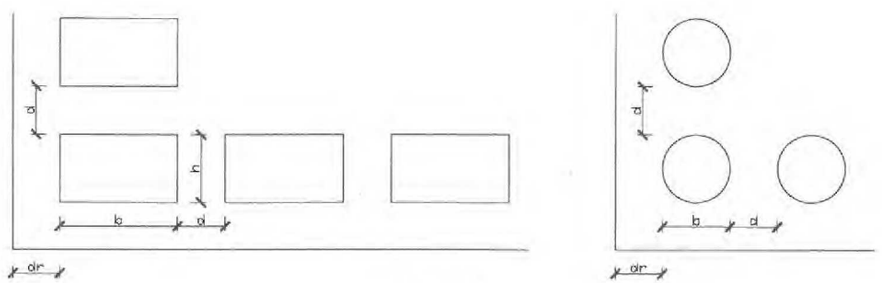


Рис. 6.5

Таблица 6.1

Тип анкера	Кол-во анкеруемых канатов	Максимальное натяжение (кН)	*b* (мм)	*h* (мм)	*d* (мм)	*dr* (мм)
Моноанкер тип SD для системы преднапряжения без сцепления с бетоном	1	233,7	130	55	45	45 + защитный слой
4-прядевый анкер типа ED для системы со сцеплением с бетоном	4	934,8	165	–	50	50 + защитный слой
4-прядевый анкер типа SD для системы без сцепления с бетоном	4	934,8	200	140	50	50 + защитный слой
5-прядевый анкер типа MA для системы со сцеплением с бетоном	4	1168,5	150	–	70	70 + защитный слой

Приведены габаритные размеры в соответствии с анкерами DYWIDAG.

Как правило, в конструкциях гражданских зданий анкера более чем на 5 прядей не применяются. При необходимости использования анкеров с большим количеством прядей габаритные размеры возможно получить в технических условиях поставщика системы преднапряжения.

При проектировании анкерной зоны необходимо предусматривать дополнительное армирование анкерных зон против смятия бетона (*рис. 6.6*).

Армирование анкерной зоны может производится сетками или спиралями из арматуры периодического профиля или гладкой арматуры. При необходимости выполнения работ по преднапряжению при низкой прочности бетона или недостаточных сечениях возможно усиление анкерной зоны металлическим прокатом (*рис. 6.7–6.10*).

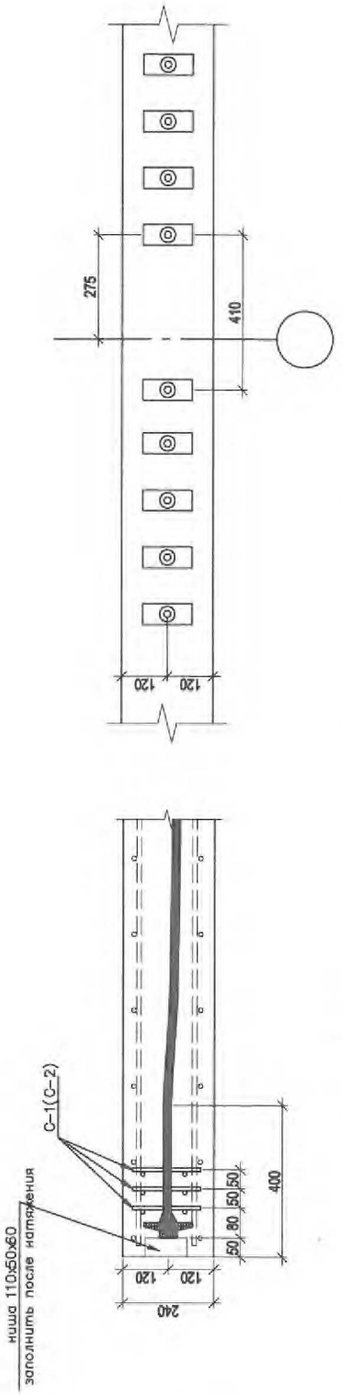
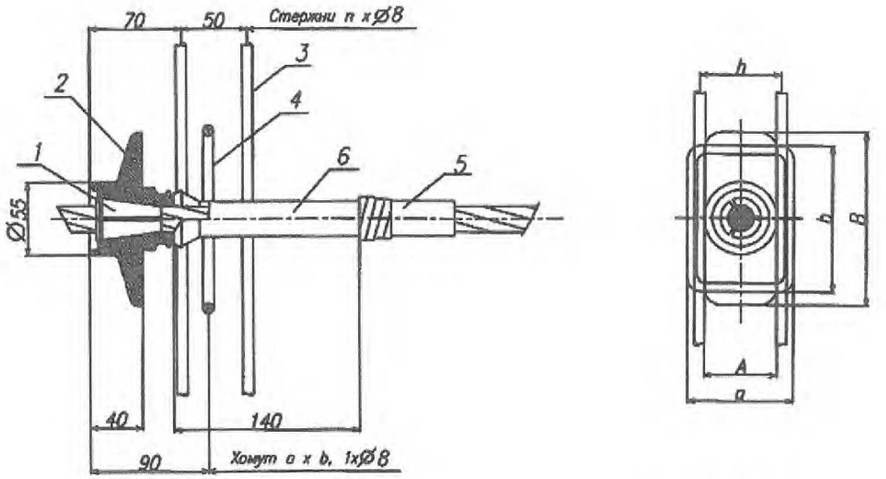


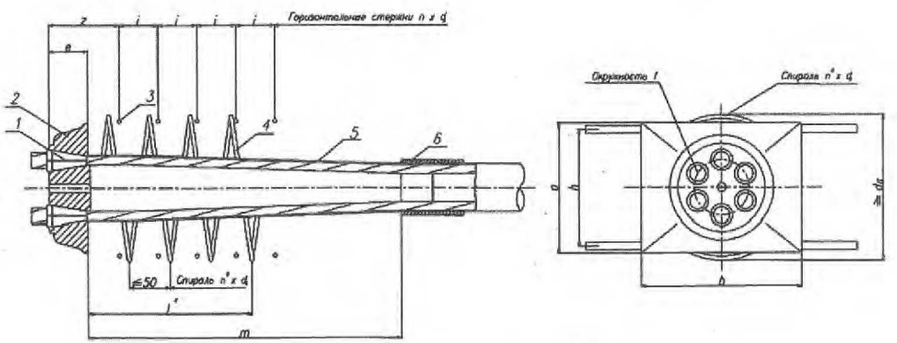
Рис. 6.6. Пример расположения анкеров и армирования анкерной зоны плиты толщиной 240 мм



1 Конус
2 Плита анкера
3 Стержень местного армирования
4 Замкнутый хомут
5 Каналообразователь
6 Кожух (переходник)

Рис. 6.7: a = 100 мм, b = 120 мм, h = 60 мм, n = 2

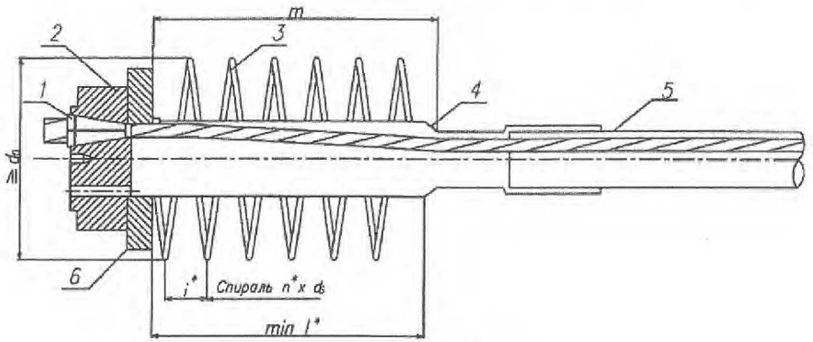
Схема дополнительного армирования для моноанкера типа SD



1 Конус
2 Плита анкера
3 Арматурные стержни
4 Арматурная спираль
5 Кожух
6 Переходник (муфта) каналообразователя

Рис. 6.8: n = 4, d_s = 12 мм, z = 90 мм, h = 110 мм, i = 60 мм, n^* = 4, d_a = 140 мм, l^* = 200 мм

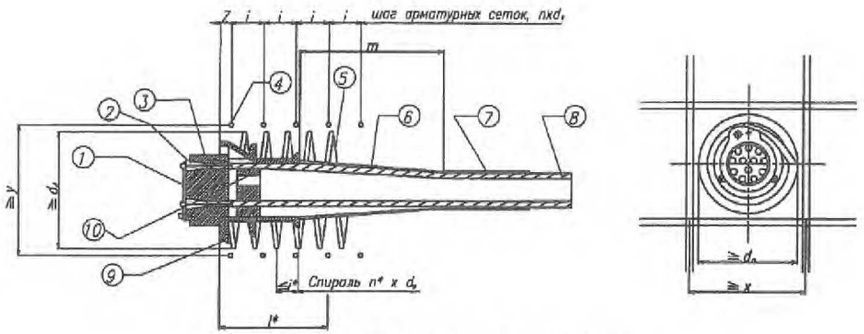
Схема дополнительного армирования для анкера типа SD4



1 Конус
2 Плита анкера
3 Арматурная спираль
4 Кожух
5 Каналообразователь
6 Распределительная плита

Рис. 6.9: $n^* = 5$, $d_s = 12$ мм, $d_a = 205$ мм, $i^* = 40$ мм, $l = 175$ мм

Схема дополнительного армирования для анкера типа ED4



1–защитный диск; 2–конус; 3–плита анкера;
4–арматурные сетки; 5–арматурная спираль;
6–кожух; 7–каналообразователь; 8–канат 1x7;
9–анкерный стакан; 10–сепаратор

Рис. 6.10: $n = 5$, $d_s = 12$ мм, $z = 40$ мм, $i = 50$ мм, $x/y = 230$ мм, $n^* = 5$, $d_a = 220$ мм, $i^* = 50$ мм, $l^* = 270$ мм

Схема дополнительного армирования для анкера типа MA5

При необходимости натяжения напрягаемой арматуры в промежуточных точках конструкции для системы преднапряжения со сцеплением с бетоном возможно использование так называемых куплеров (*рис. 6.11, 6.12*).

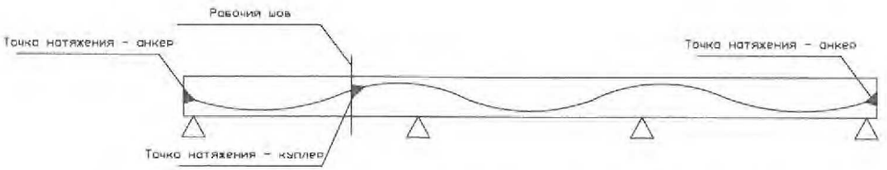


Рис. 6.11. Принципиальная схема использования куплера

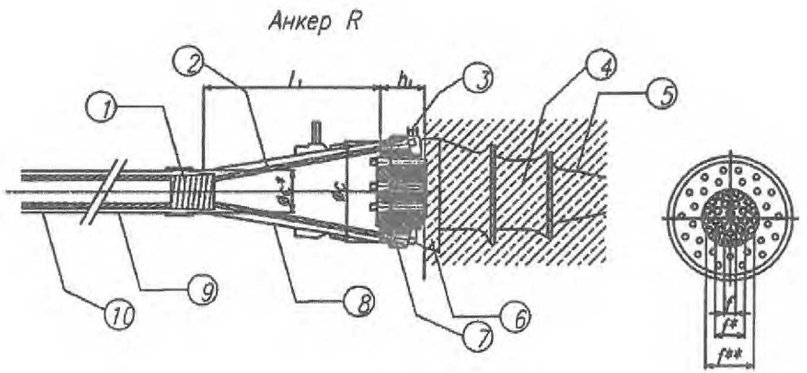


Рис. 6.12. Куплер типа R для анкера MA

Как правило, при монтаже анкеров торцевые анкера типа SD утапливаются в бетон на 50 мм от торца конструкции. Анкера типа MA и ED утапливаются в бетон на глубину 50 мм + толщина клиновой плиты. Для моноанкеров, как правило, ниша в бетоне устраивается путем крепления к анкеру формообразователя размерами 80×80×50 мм из пенополистирола, фиксируемого к анкеру вязальной проволокой в процессе монтажа. Многопрядевые анкера крепятся непосредственно к щиту опалубки анкерной ниши. После выполнения работ по натяжению, а в случае системы со сцеплением – после работ по инъецированию, производится омоноличивание анкерной ниши. Для моноанкеров ниша зачеканивается цементно-песчаным

раствором, ниши многопрядевых анкеров обетонируются. При больших габаритах ниши в ней должны быть устроены выпуски арматуры (*рис. 6.13, 6.14*).

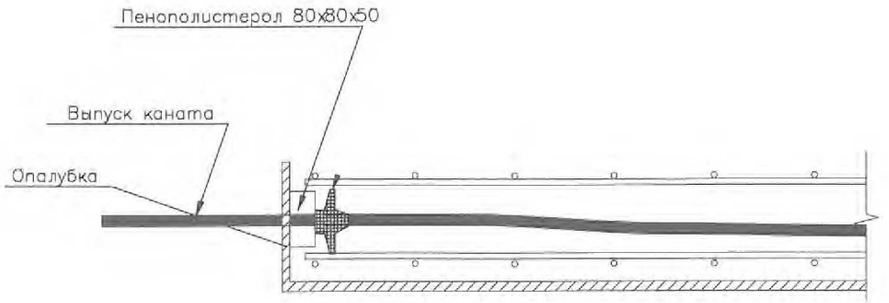


Рис. 6.13. Узел анкеровки

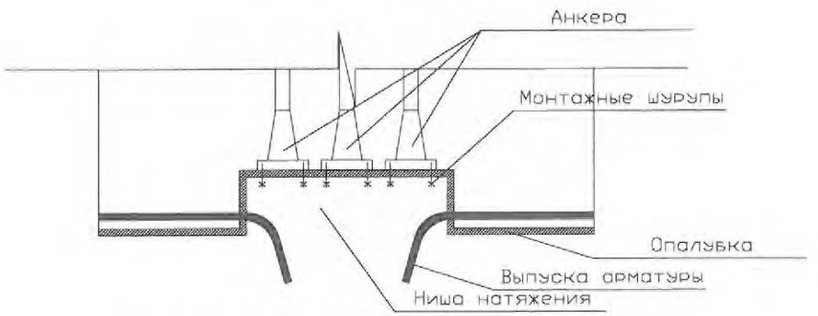


Рис. 6.14. Схема устройства ниши натяжения

6.2. Способы анкеровки канатной арматуры

Существует несколько способов анкеровки канатной арматуры:

1. Глухая анкеровка каната за счет сцепления с бетоном.

Данный способ анкеровки возможен для: системы со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном при набавке канатов в каналообразователь до бетонирования (*рис. 6.15*).

Для канатов марки st. 1860, диаметром 15,7 мм величина анкеровки l_a составит 1500 мм.

Для систем без сцепления с бетоном данный тип анкеровки применяется редко по причине сложности качественного удаления с

поверхности моностренда заводской смазки, препятствующей сцеплению напрягаемой арматуры с бетоном.

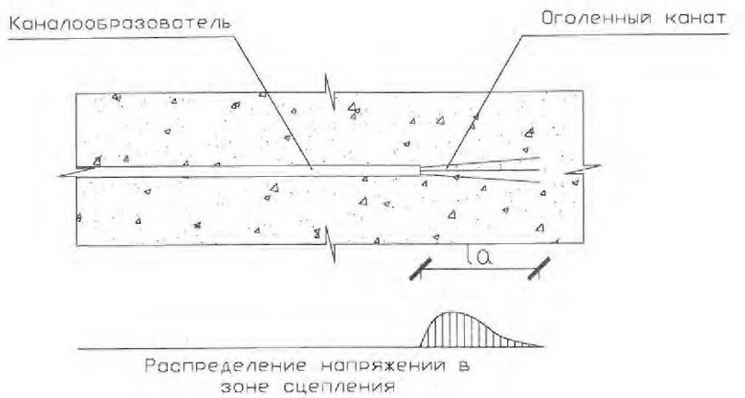


Рис. 6.15

2. «Фонарики».

Данный тип анкеровки применяется в случаях, аналогичных указанным выше, но для снижения длины анкеровки l_a на конце анкеруемого каната устраивается «распушение»-«фонарик» (*рис. 6.16*).



Рис. 6.16. Анкеровка пучка напрягаемой арматуры для системы со сцеплением при помощи «фонариков»

Данный тип анкеровки также несет ограничения, аналогичные предыдущему способу.

3. Петлевая анкеровка напрягаемой арматуры (рис. 6.17).

Данный способ может быть применен для напрягаемой арматуры со сцеплением с бетоном и без. Как правило, данный способ анкеровки используется в конструкциях, в которых после монтажа ка-

налообразователя доступ к глухому анкеру отсутствует, например, при вертикальном преднапряжении стен. Также данный способ может быть применен при преднапряжении тонких плоскостных конструкций при помощи прямолинейных моностредов, например, в плитах полов по грунту.

Необходимым условием является то, что радиус изгиба напрягаемой арматуры в зоне анкеровки должен быть не меньше минимального допустимого. Также необходимо проверять отсутствие смятия бетона под витком напрягаемой арматуры из условия площади смятия, равной: $A = 1{,}57 \cdot 3{,}14 \cdot R$, в см (для каната диаметра 15,7 мм). При невыполнении условия смятия бетона возможно устройство дополнительных шпилек из арматуры в зоне перегиба.

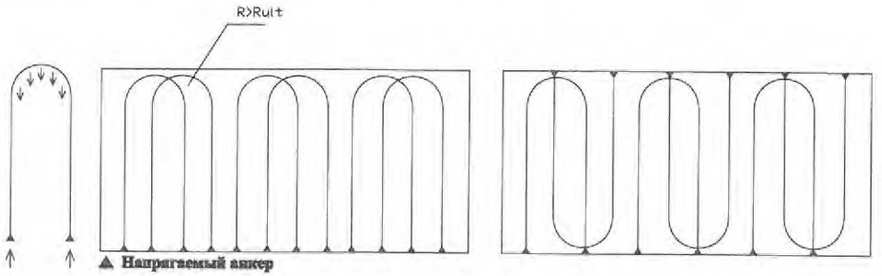


Рис. 6.17. Схема анкеровки канатной арматуры и схема передачи усилий натяжения на бетон

4. Анкер-муфта (рис. 6.18–6.21).

Анкер-муфта применяется при необходимости натяжения каната в промежуточных точках.

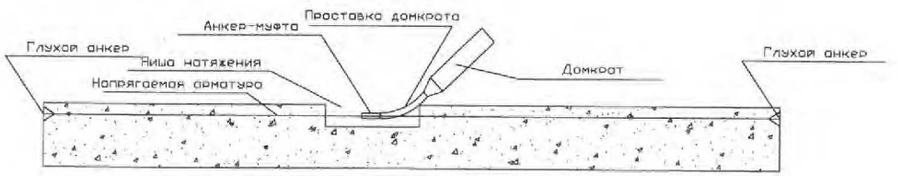


Рис. 6.18. Схема применения анкеров-муфт

Как правило, анкера-муфты применяются при отсутствии возможности проведения натяжения в торцах конструкции. Широкое применение они получили при выполнении преднапряжения промышленных полов по грунту. Анкера-муфты могут использоваться как для системы со сцеплением, так и для системы без сцепления

напрягаемой арматуры с бетоном. Также широкое распространение они получили при натяжении кольцевых арматурных элементов, например, при обтяжке круговых резервуаров и труб как при новом строительстве, так и при усилении.



Рис. 6.19. Анкер-муфта для четырех прядей и для одной пряди



Рис. 6.20. Анкер-муфта при усилении резервуара до омоноличивания



Рис. 6.21. Усиление резервуара при помощи кольцевых напрягаемых элементов

Устройство промежуточных точек натяжения

1. Устройство перехлеста канатов на рабочем шве (рис. 6.22, 6.23).

а)

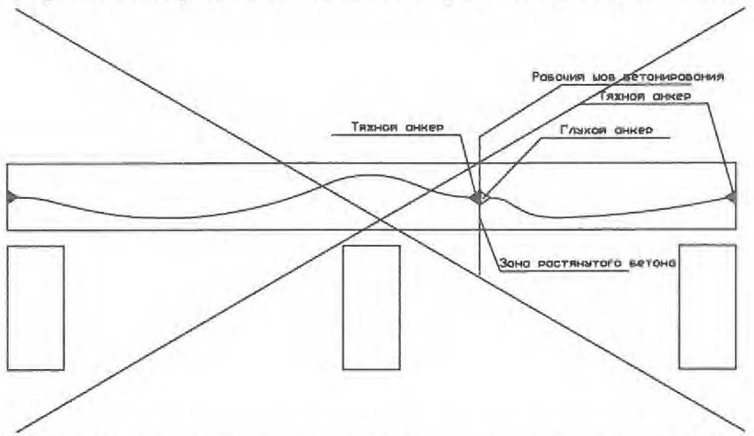


Рис. 6.22. Схемы раскладки напрягаемой арматуры на рабочем шве с промежуточной точкой натяжения: а – неправильная (наличие необжатого бетона, резких перегибов напрягаемой арматуры)

б)

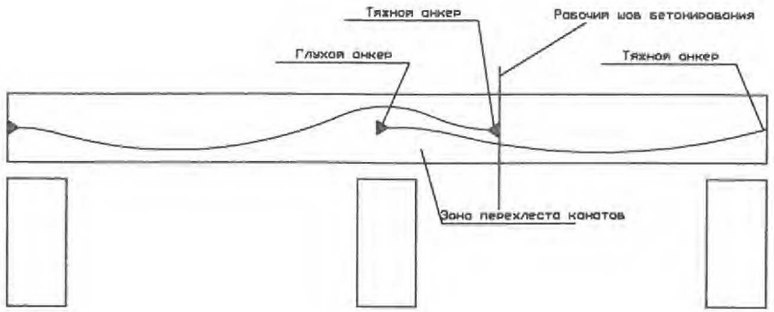


Рис. 6.22. Схемы раскладки напрягаемой арматуры на рабочем шве с промежуточной точкой натяжения: б – правильная

Зачастую при устройстве в конструкции рабочих швов необходимо выполнение натяжения на рабочем шве с целью снижения потерь на трение каната за счет устройства промежуточных точек натяжения, при сохранении непрерывности обжатия конструкции.

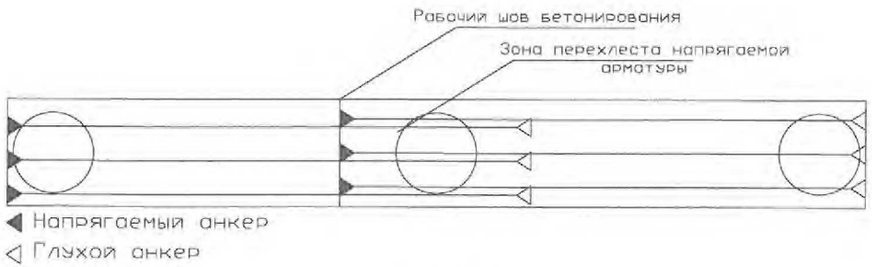


Рис. 6.23

2. Пристыковка продолжения каната к выпуску (рис. 6.24, 6.25).

Зачастую продолжить канат на рабочем шве возможно, пристыковав к выпуску после натяжения продолжение напрягаемой арматуры.

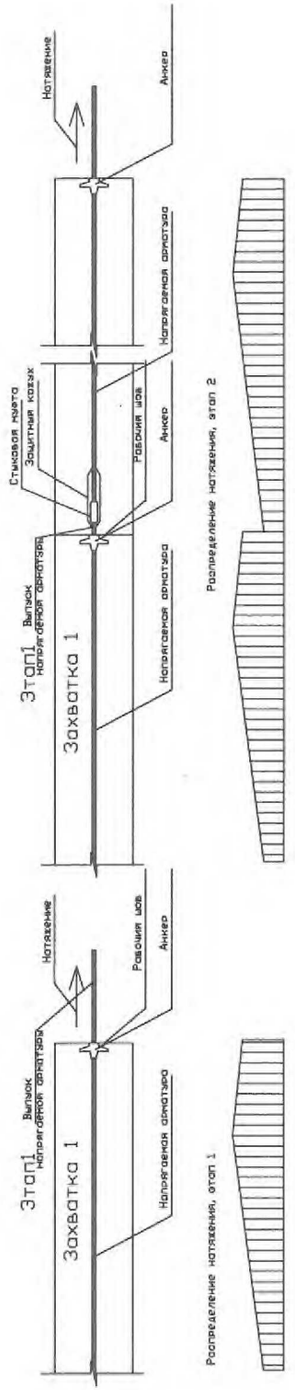


Рис. 6.24

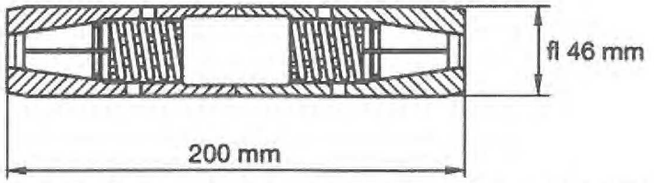


Рис. 6.25. Схема стыковочного элемента для стыковки отдельных канатов

Устройство промежуточных точек натяжения. Устройство верхних точек натяжения

Зачастую возникают ситуации необходимости устройства промежуточных точек натяжения без устройства рабочего шва или производства работ по натяжению при невозможности натяжения по торцам конструкции. В таких случаях напрягаемая арматура зачастую выводится на верхние или нижние грани конструкции с устройством карманов, ниш натяжения (*рис. 6.26, 6.27*). Как правило, данная необходимость возникает в следующих случаях: при устройстве локального преднапряжения, когда пучки обрываются в конструкции, не доходя до торцов, при ограничении торцов стенами либо другими препятствиями, при преднапряжении в рамках температурного блока, когда соседние блоки уже выполнены, при преднапряжении консолей при отсутствии доступа к торцам, при преднапряжении капителей и зон продавливания фундаментных плит (*рис. 6.28–6.30*).

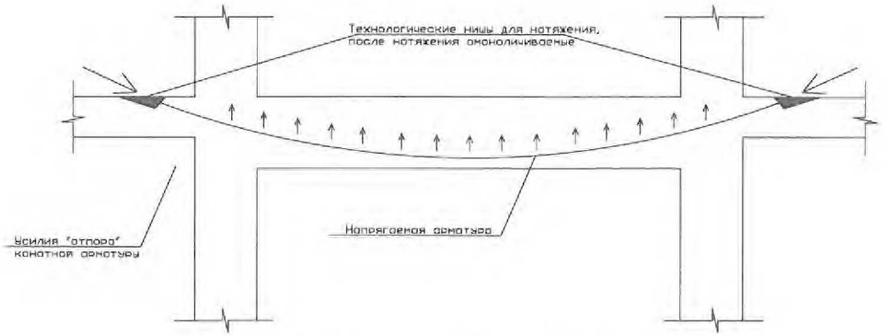


Рис. 6.26. Натяжение плиты с верхней точки

Как правило, ниши для натяжения в верней точке плиты устраиваются в зонах минимальных изгибающих моментов. Габариты ниш для натяжения назначаются из условия габаритов гидродомкрата, которым будет осуществляться натяжение. Как правило, при натяжении

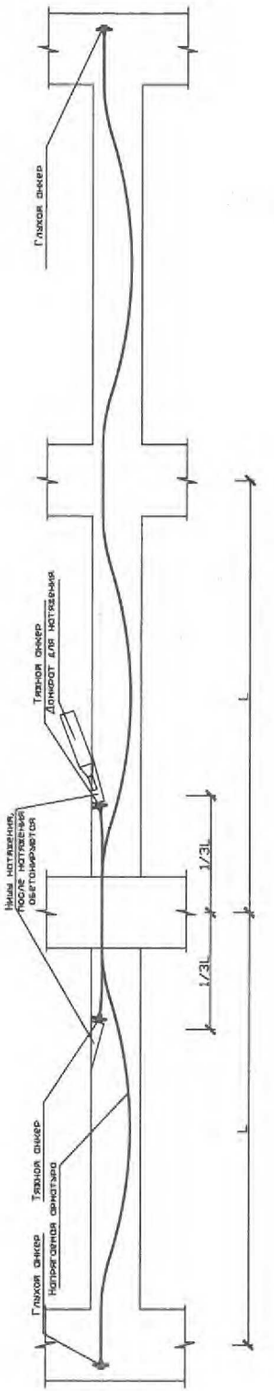


Рис. 6.27. Принцип устройства ниш для натяжения в верхней зоне плиты

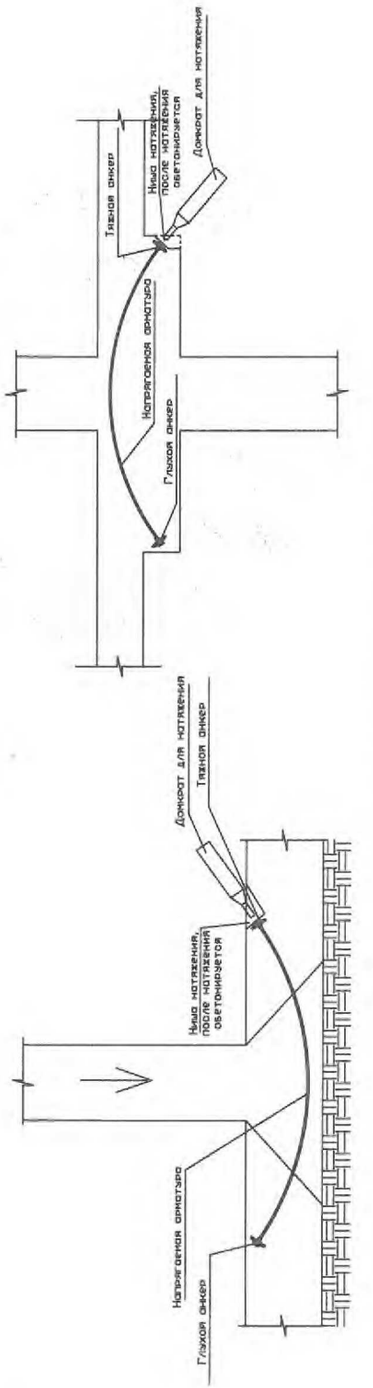


Рис. 6.28. Схема локального преднапряжения капителей и фундаментных плит с устройством ниш для натяжения

через ниши возможно устройство защитных слоев анкеров менее нормативных, так как в ходе отделочных работ дополнительная защита анкера будет обеспечена стяжкой пола. Также анкера, изготавливаемые из чугуна методом литья, имеют высокую коррозионную стойкость и могут подвергаться воздействиям окружающей среды.



Рис. 6.29. Анкера, выведенные на поверхность плиты после натяжения

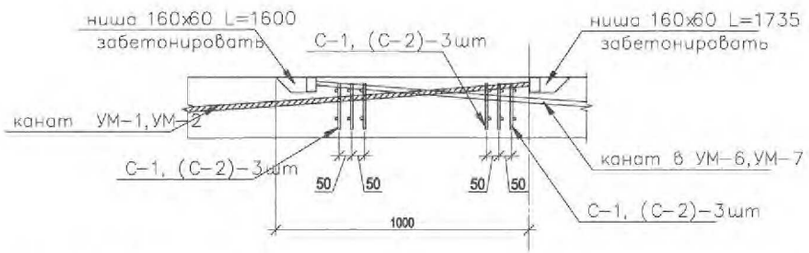


Рис. 6.30. Пример узла вывода анкеров на поверхность плиты

Оборудование для преднапряжения, минимальные габариты, необходимые для производства работ

Как правило, в гражданском строительстве применяются гидродомкраты для натяжения 1–5 прядей. Габаритные размеры гидродомкратов приведены в *табл. 6.2*. Также при проектировании конструкций необходимо учитывать минимальный выпуск канатной арматуры, необходимой для захвата гидродомкрата. Таким образом, минимальная длина от торца конструкции до препятствия должна быть не менее $L \geq$ длина гидродомкрата + длина выпуска арматуры (*рис. 6.31*).

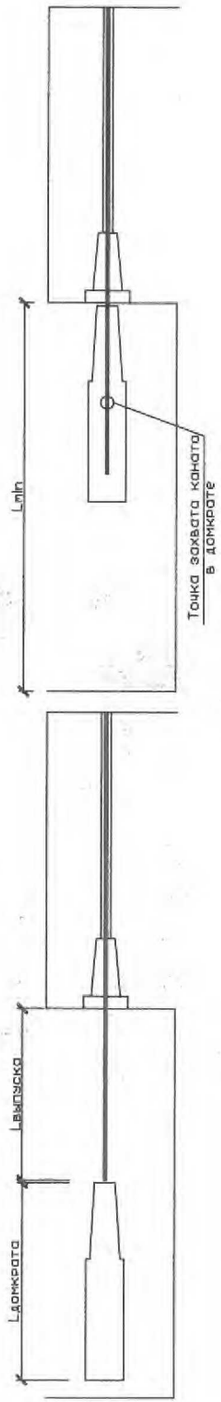


Рис. 6.31. Типы оборудования DYWIDAG для натяжения

Таблица 6.2

Наименование гидродомкрата	Максимальное усилие, кН	Кол-во прядей	*L* домкрата, мм	Минимальный выпуск каната, мм	Вес, кг	Диаметр, мм	Ход поршня, мм
SM240	240	1	842	270	19	98	200
HoZ 950/100	972	2–4	621	400	65	203	100
HoZ 1,700/150	1,745	5–7	803	600	160	280	150

Как видно из *табл. 6.2*, в гражданском строительстве наиболее удобно использовать домкраты типа SM240, так как они имеют наименьший вес и могут быть перемещены вручную. Также необходимо отметить, что при помощи домкрата SM240 можно производить натяжение на многопрядевых анкерах.



Рис. 6.32. Преднапряжение 4-прядевых пучков домкратом HOZ950/100

6.3. Раскладка и фиксация напрягаемой арматуры

При реализации раскладки напрягаемой арматуры в конструкциях необходимо обеспечивать мероприятия по ее фиксации в проектное положение. При использовании системы преднапряжения со сцеплением с бетоном шаг точек фиксации каналообразователя

должен быть не более 1 м. Расстояние между каналообразователями в свету не должно быть менее 50 мм. При использовании монострендов без сцепления с бетоном шаг точек фиксации должен быть не более 1,3 м. При использовании свободной раскладки шаг точек фиксации на верхнем прямолинейном участке должен быть не более 1,5 м (но не менее двух точек по краям участка), в нижнем прямолинейном участке – не более 3 м, фиксация на криволинейном участке не требуется (*рис. 6.33, 6.34*).

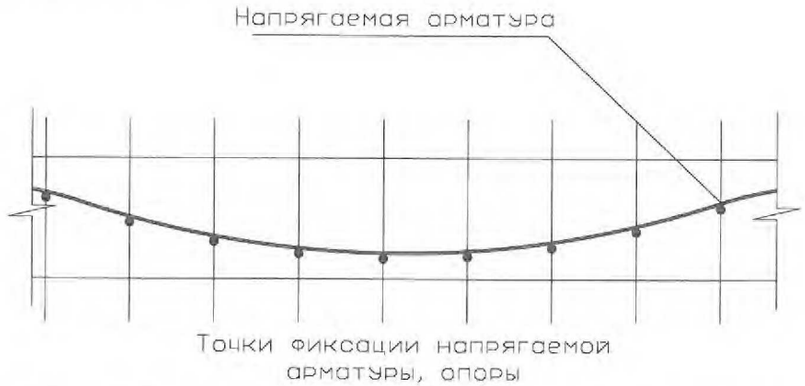


Рис. 6.33. Криволинейная раскладка напрягаемой арматуры

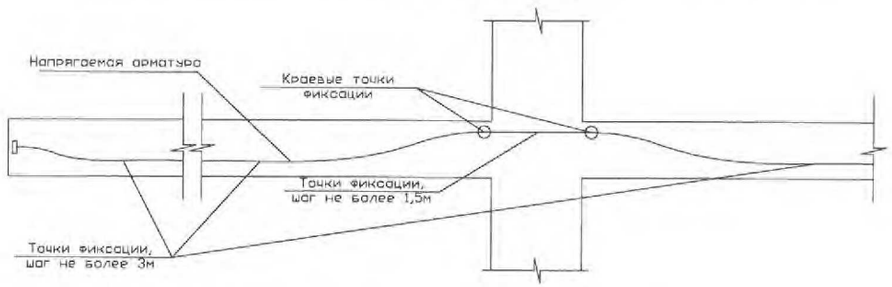


Рис. 6.34. Свободная раскладка напрягаемой арматуры

Для фиксации напрягаемой арматуры могут использоваться поперечные подкладки из гладкой арматуры, фиксируемые к хомутам (в балках), в плитах для фиксации напрягаемой арматуры могут использоваться подкладки из арматуры – «лягушки» или пластиковые образователи защитного слоя – «стульчики», при свободной раскладке каната фиксация осуществляется непосредственно к верхней и нижней сетках арматуры (*рис. 6.35, 6.36*).

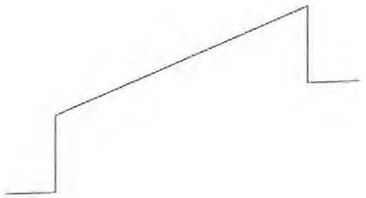


Рис. 6.35. «Лягушка» из арматуры

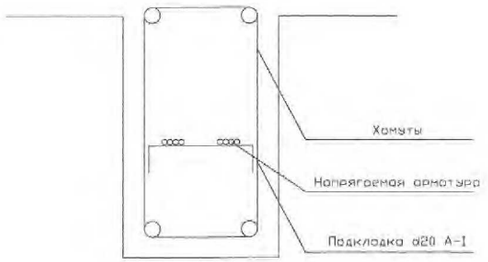


Рис. 6.36

В качестве опорной арматуры подкладок при работе с системой без сцепления желательно использовать гладкую арматуру А-I с целю избегания повреждения пластиковой оболочки каната при монтаже, диаметром, обеспечивающим необходимую жесткость. При работе с системой со сцеплением в металлических каналообразователях допускается использование подкладок из арматуры А-I, А-III, А500С. Подкладки должны быть надежно зафиксированы к хомутам при помощи вязальной проволоки, напрягаемая арматура или каналообразователи должны быть надежно зафиксированы к подкладкам против всплытия и смещения в процессе бетонирования (*рис. 6.37*).

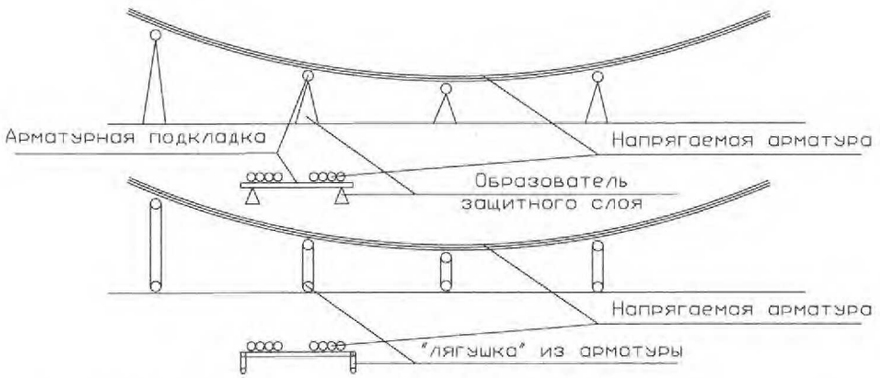


Рис. 6.37. Фиксация напрягаемой арматуры плиты при помощи «лягушек» и образователей защитного слоя

В конструкциях напрягаемая арматура может располагаться следующим образом.

Для системы без сцепления с бетоном при одиночном расположении канатов минимальный шаг между канатами должен быть не менее 30 мм в свету между границами оболочек (учитывается диаметр каната в оболочке – для каната диаметром 15,7 мм диаметр оболочки 20 мм). При групповом расположении канатов число канатов в группе не более четырех, шаг групп не менее 50 мм в свету (*рис. 6.38*).

При наличии в плоскости расположения канатной арматуры ненапрягаемой арматуры шаг канатов необходимо принимать из условий возможности бетонирования конструкции.

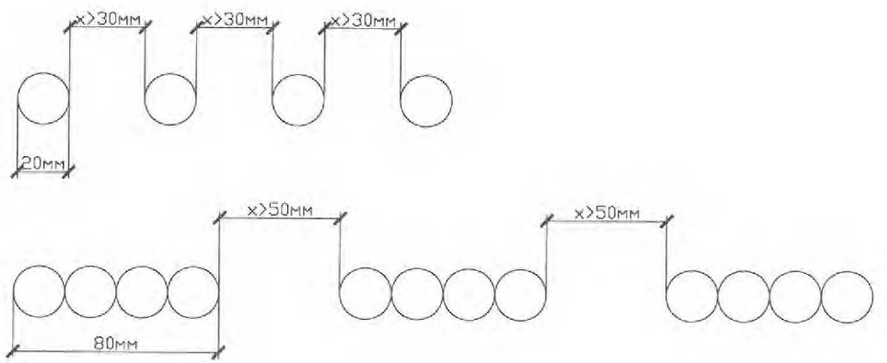


Рис. 6.38

Для систем со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном шаг каналообразователей в свету должен быть не менее 40 мм. Расположение каналообразователей группами вплотную друг к другу не допускается. При наличии в плоскости расположения каналообразователей ненапрягаемой арматуры шаг каналообразователей необходимо принимать из условий возможности бетонирования конструкции.

Защитный слой напрягаемой арматуры или каналов следует принимать не менее 25 мм до грани канала или пластиковой оболочки каната.

При прохождении напрягаемой арматуры с отгибами в горизонтальной плоскости вблизи граней конструкции или отверстий в целях предотвращения выкалывания бетона необходимо устройство дополнительных арматурных шпилек (по расчету) (*рис. 6.39*).

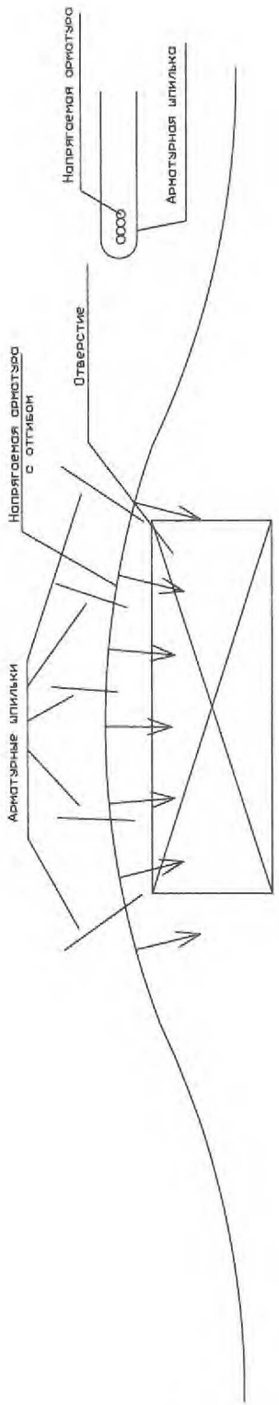


Рис. 6.39

VII. Преднапряженные конструкции гражданских зданий

7.1. Плоские плиты перекрытий

Плоские плиты перекрытий, как правило, используются при пролетах до 10 м. При больших пролетах данный тип конструкции перекрытия становится неэкономичным. Как правило, при полезных нормативных нагрузках порядка 500 кг/м^2 отношение толщины преднапряженной плиты к пролету составляет около $\frac{1}{33-35}$ (при использовании бетона В30). Отношение толщины плиты к пролету, а также максимальный возможный пролет перекрытия могут быть соответственно уменьшены и увеличены при использовании бетона высоких классов (В35 и выше), а также систем защиты от продавливания, например, при армировании зоны продавливания жесткой арматурой или использовании специальных стальных «воротников».

Из всех возможных конструкций перекрытий плоские плиты обеспечивают наименьшую возможную строительную высоту перекрытий и гибкость геометрических форм, что позволяет использовать их для реализации широкого спектра архитектурно-планировочных решений. Из-за возможности реализации с использованием предварительного напряжения плоских перекрытий повышенных пролетов плоские плиты являются своеобразной «визитной карточкой» технологии предварительного напряжения.

Поскольку плоские плиты имеют небольшую толщину, как правило, целесообразно использование преднапрягаемой арматуры без сцепления с бетоном, располагаемой в надколонных полосах плиты шириной 1–2 м. За счет локального расположения напрягаемой арматуры данная технология также позволяет последующее беспрепятственное устройство технологических отверстий и поемов по полю плиты. Как правило, из условий производства работ, по причине малой толщины, для плоских плит перекрытий используются свободная раскладка напрягаемой арматуры и анкерные устройства для фиксации единичных канатов. Как правило, напрягаемая арматура в надколонной полосе располагается с шагом 100 мм из условия расположения анкеров. Анкерные устройства могут располагаться на торцах плиты, в отдельных случаях устраиваются промежуточные точки анкеровки и натяжения напрягаемой арматуры, располагаемые, как правило, в 1/3 пролета плиты (в зоне нулевых изгибающих моментов). Уровень обжатия бетона для плоских перекрытий

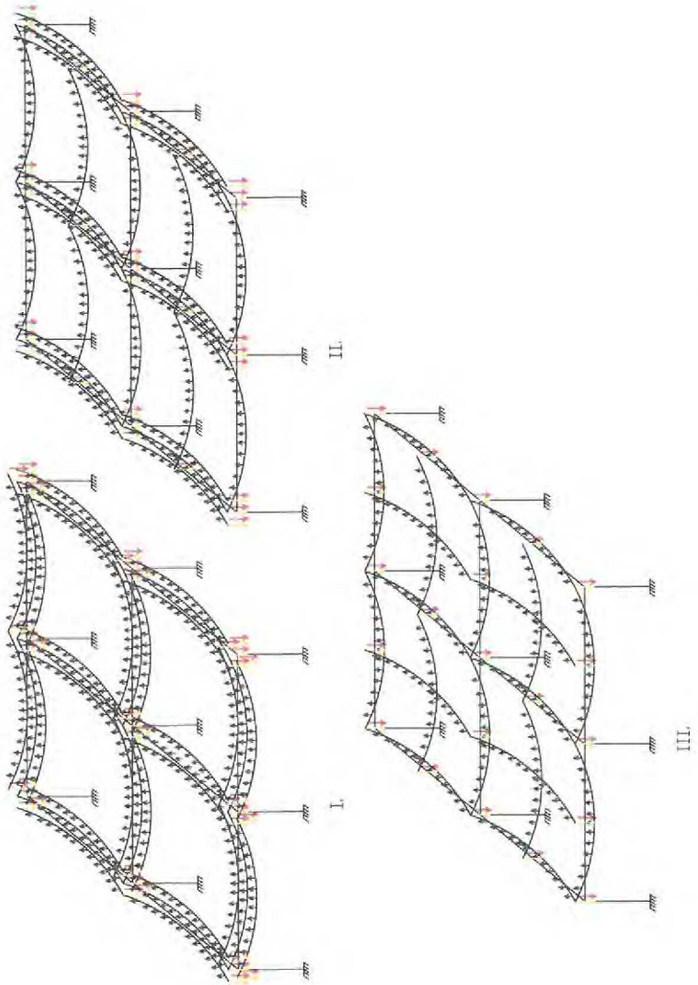


Рис. 7.1. Различные схемы расположения напрягаемой арматуры в перекрытиях (как видно из схемы, варианты II и III требуют передачи части вертикальных усилий (пригруза) в пролетные зоны плиты, частично снижая эффект от преднапряжения, таким образом, наиболее предпочтительной является схема I)

назначается порядка 7,5–15 кг/см^2. Как правило, используются бетоны от В25. Натяжение производится при достижении бетоном прочности от 80%. При использовании предварительного напряжения возможны случаи поэтапного натяжения (например, 30% натяжения при наборе бетоном плиты прочности 30%, далее 100% натяжения после набора бетоном прочности 80%). Данная схема обжатия бетона на ранних стадиях набора прочности позволяет избежать усадочных трещин в бетоне в слабоармированных конструкциях. При использовании предварительного напряжения в плитах перекрытий пролетами до 9 м возможен отказ от верхней сетки арматуры в пролетной зоне (*рис. 7.2*).

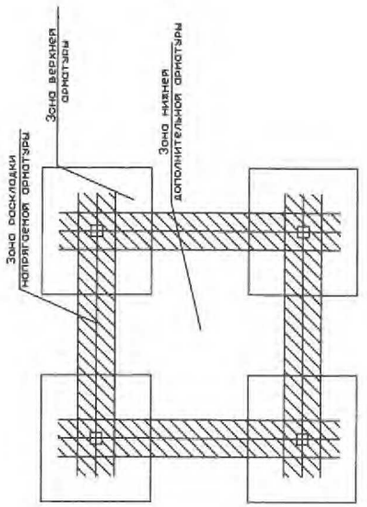
В отдельных случаях в плитах перекрытий возможна так называемых балочная схема армирования со скрытыми балками шириной не более 6*h* плиты, в таких случаях вся напрягаемая арматура располагается в зоне скрытых балок (*рис. 7.3*). При балочном армировании плиты при расчете скрытые балки моделируются стержневыми элементами, а плита – оболочками. Скрытые балки должны быть объединены с плитой жесткими вставками или объединением перемещений узлов. При определенных условиях, несмотря на несколько более высокую, чем для традиционной плиты, трудоемкость изготовления (за счет необходимости изготовления хомутов скрытых балок), балочная схема армирования может дать экономию материалов относительно традиционной. При балочном армировании необходимо производить проверку скрытых балок на поперечную силу в отличие от традиционных плит, проверяемых на продавливание.

В традиционных плоских плитах одним из важнейших узлов является узел сопряжения колонны с плитой. Как правило, данный узел армируется против продавливания плоскими каркасами, однако возможны случаи использования в зоне продавливания жесткой арматуры (металлического проката) или стальных закладных деталей (*рис. 7.4, 7.5*).

Вместо жесткой арматуры из металлопроката также возможно применение специальных сварных распределительных элементов из листового металла.

Пример раскладки напрягаемой арматуры перекрытия ТРК пролетами 8×8 м, толщина плиты 240 мм и типовой профиль каната в плите.

Одним из факторов применения предварительного напряжения в перекрытиях является компенсация за счет преднапряжения растягивающих напряжений, дающая возможность реализации больших блоков без устройства деформационных швов.



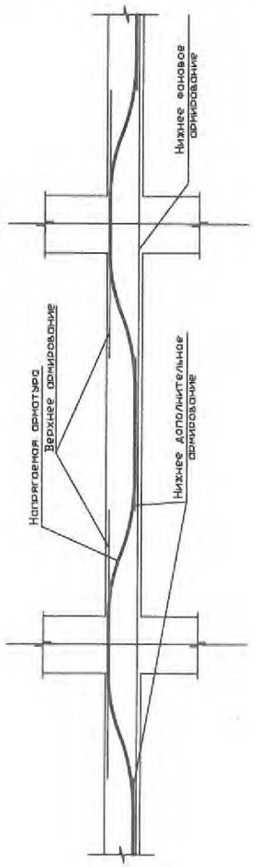


Рис. 7.2

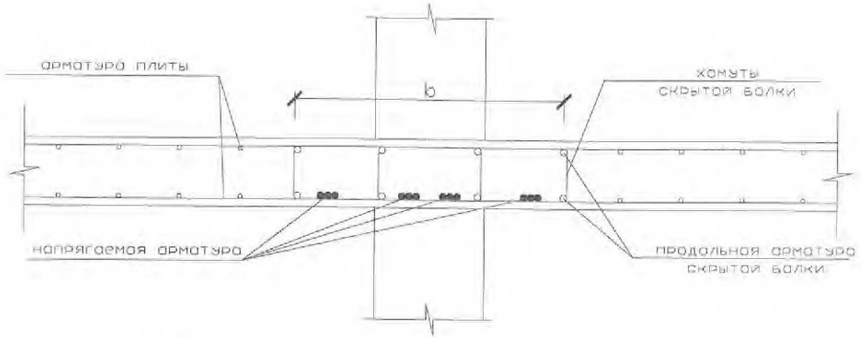


Рис. 7.3. Схема балочного армирования плоской плиты

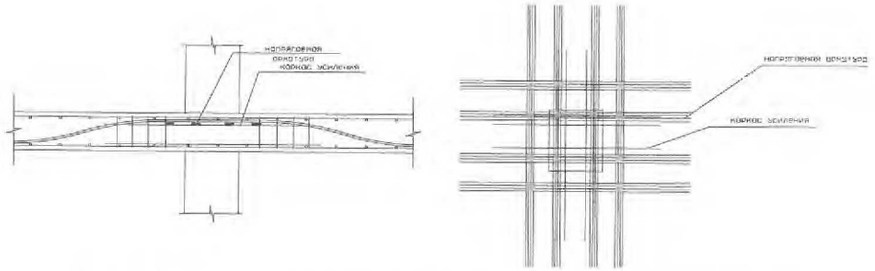


Рис. 7.4. Схема армирования надколонной зоны каркасами

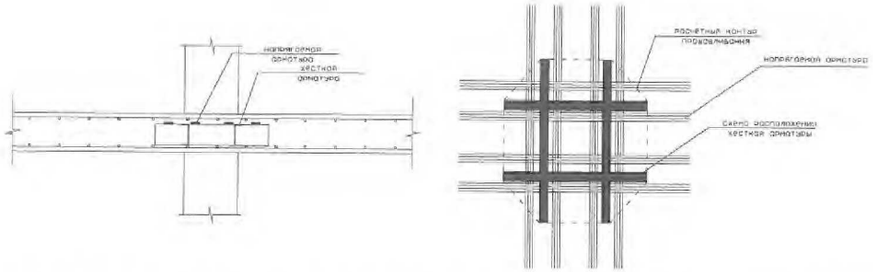


Рис. 7.5. Схема армирования надколонной зоны жесткой арматурой

Плоские плиты перекрытий находят все большее применение при строительстве торгово-развлекательных комплексов, паркингов, гостиниц, административных и жилых зданий (*рис. 7.6*).

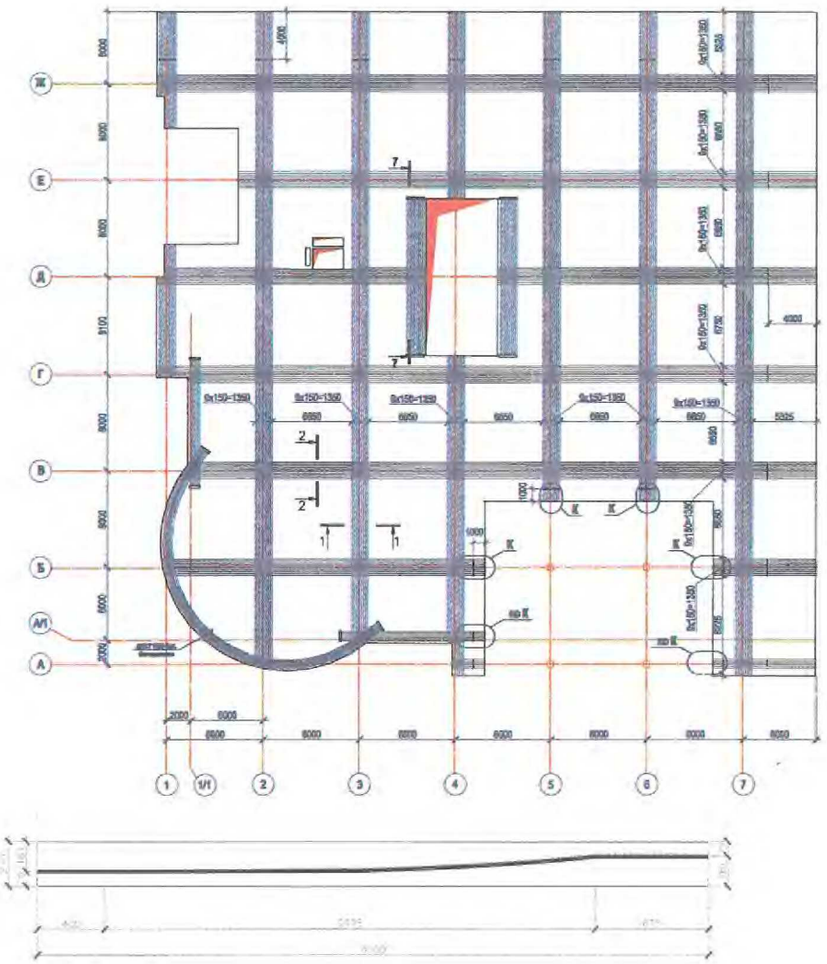


Рис. 7.6

В качестве примеров преднапряженных плоских плит перекрытий можно привести следующие объекты:

1. ТРК «ИЮНЬ» г. Череповец (*рис. 7.7*).

Пролет перекрытия: 8×8 м.

Толщина перекрытия: 240 мм.

Класс бетона: В25.

Средний расход бетона: 0,24 м^3/м^2.

Нормативные нагрузки: 200 кг/м^2 – постоянная, 500 кг/м^2 – временная.

Напрягаемое армирование: 10 канатов 15,7 мм st.1860 без сцепления с бетоном на ось, 4,2 кг/м^2, исходное натяжение 20,5 т/канат, расчетное натяжение после потерь порядка 17 т/канат.

Ненапрягаемое армирование: А500С, 23 кг/м^2.

Анкерные устройства: моноанкера, расход 0,16 шт./м^2.

1. ТРК «РИО» г. Москва.

Пролет перекрытия: 9×9 м.

Толщина перекрытия: 260 мм.

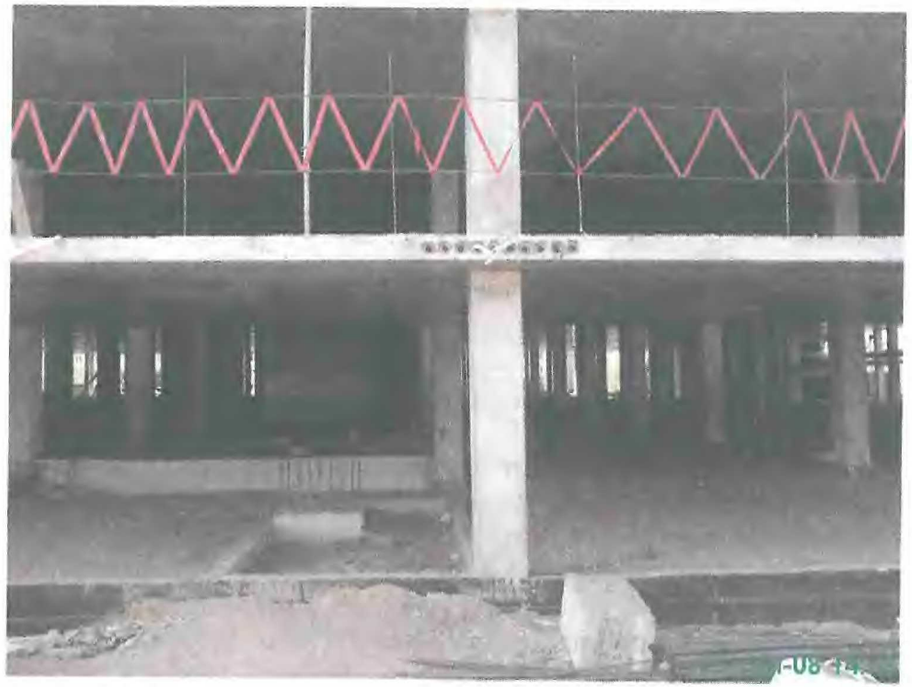


Рис. 7.7. Плоская плита пролетами 8×8 м

Класс бетона: В30.

Средний расход бетона: 0,26 м^3/м^2.

Нормативные нагрузки: 200 кг/м^2 – постоянная, 500 кг/м^2 – временная.

Напрягаемое армирование: 12 канатов 15,7 мм st.1860 без сцепления с бетоном на ось, 4,5 кг/м^2, исходное натяжение 20,5 т/канат, расчетное натяжение после потерь порядка 17 т/канат.

Ненапрягаемое армирование: А500С, 26 кг/м^2.

Анкерные устройства: моноанкера, расход 0,14 шт/м^2.

7.2. Плиты перекрытий с плоскими балками (*рис. 7.8, 7.9*)

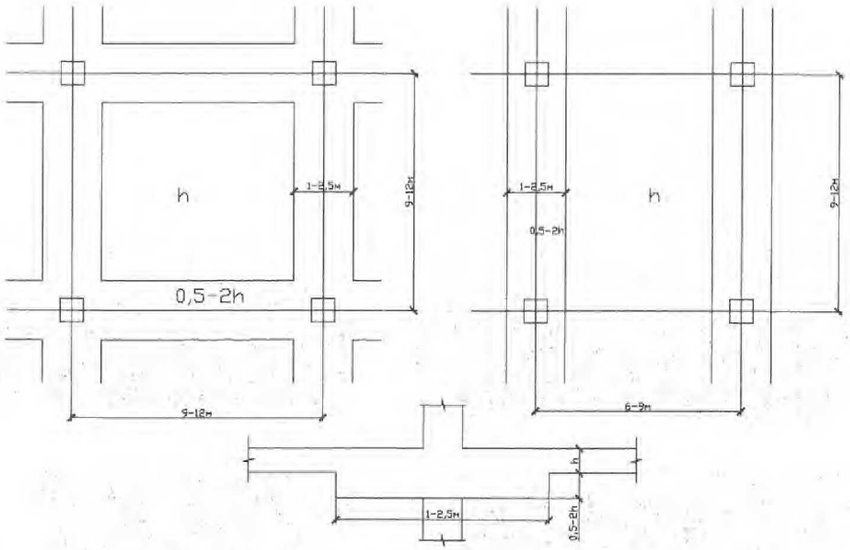


Рис. 7.8. Схема перекрытия с плоскими балками

Данная конструкция плит перекрытий применяется при пролетах от 9–12 м и предусматривает устройства утолщения плиты в надколонной зоне в одном или двух направлениях. Как правило, утолщение имеет высоту 0,5–2 толщины плиты и ширину 1–2,5 (фактически ширина утолщения совпадает с шириной зоны расположения напрягаемой арматуры). При расчетах утолщение плиты моделируется элементами оболочек. Необходимо отметить, что при использовании плоских балок данные балки не проверяются на поперечную силу, как традиционные балки, а проверяются на продавливание, как элементы плиты. Армирование также назначается как для плитных элементов.

Перекрытие с плоскими балками пролетом 12×6 м.

В качестве примеров преднапряженных перекрытий с плоскими балками можно привести следующие объекты:

1. АБК складского комплекса г. Домодедово (*рис. 7.10*).

Пролет перекрытия: 6×12 м.

Толщина перекрытия: 180 мм в зоне плиты и 340 мм в зоне плоской балки. Ширина плоской балки 1750 мм по крайним осям и 2000 м по средним осям.

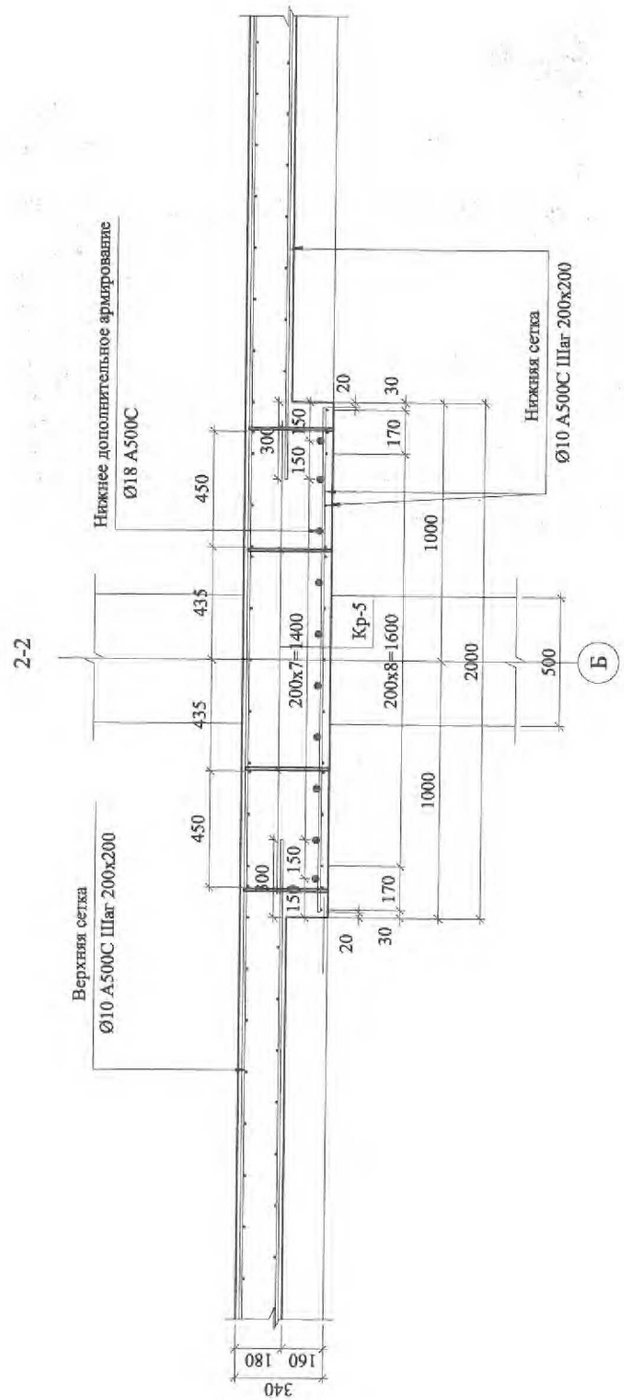


Рис. 7.9. Пример армирования плоских балок



Рис. 7.10

Класс бетона: В30.

Средний расход бетона: 0,26 $м^3/м^2$.

Нормативные нагрузки: 200 $кг/м^2$ – постоянная, 800 $кг/м^2$ – временная.

Напрягаемое армирование: 10 канатов 15,7 мм st.1860 по средним осям и 8 канатов 15,7 мм st. 1860 по крайним осям вдоль пролета 12 м, 6 канатов 15,7 мм st. 1860 по средним осям и 4 каната 15,7 мм st.1860 по крайним осям вдоль пролета 6 м.

Ненапрягаемое армирование: А500С, 23 $кг/м^2$.

Размер блока в пределах деформационных швов: 12 пролетов по 12 м = 144 м.

Анкерные устройства: моноанкера, расход 0,13 $шт/м^2$.

7.3. Плиты перекрытий с капителями (*рис. 7.12*)

Данная конструкция перекрытий применяется, как правило, при пролетах 9–12 м при квадратных или близких к квадратным сетках колонн. Данные плиты по расходу материала близки к плитам с плоскими балками, однако позволяют обеспечить больший габарит этажа в середине пролета, что особенно важно при прокладке коммуникаций. Толщина капителей подбирается, как правило, в диапазоне 0,5–2 толщин плиты. Габариты капители в плане обычно составляют от 1 м до 2/3 пролета перекрытия. Использование капители позволяет не только бороться с продавливанием, но и эффективно воспринимать опорный момент и снижать пролетный. Несмотря на то что в плитах с капителями эксцентриситет канатной арматуры (высота эпюры) ниже, чем в плитах со скрытыми, эффект преднапряжения увеличивается за счет момента вызываемого эксцентриситетами обжатия на стыке плиты и капители. Для корректного учета преднапряжения при моделировании перекрытий с капителями необходимо задавать эксцентриситет осей плиты и капители (*рис. 7.11*).

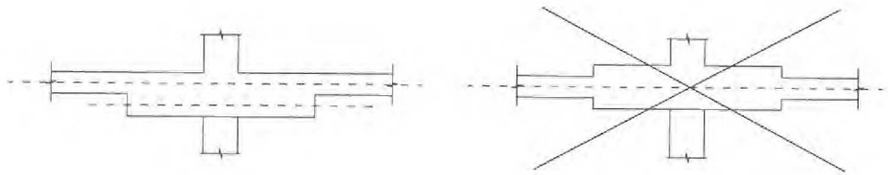


Рис. 7.11

Как правило, в перекрытиях с капителями используется напрягаемая арматура без сцепления с бетоном.

Ориентировочные показатели расхода материалов для перекрытий с капителями составляют:

Пролет перекрытия: 12×12 м.

Толщина перекрытия: 250 мм в зоне плиты и 500 мм в зоне капители. Габариты капители в плане 3000×3000 мм.

Класс бетона: В30.

Средний расход бетона: 0,265 $м^3/м^2$.

Нормативные нагрузки: 200 $кг/м^2$ – постоянная, 600 $кг/м^2$ – временная.

Напрягаемое армирование: 20 канатов 15,7 мм st. 1860 на ось. Ненапрягаемое армирование: А500С, 26 $кг/м^2$.

Анкерные устройства: моноанкера, расход 0,16 $шт/м^2$.

Как пример перекрытий с капителями можно привести следующие объекты:

1. ТРК «ИКЕЯ», г. Москва.

Пролет перекрытия: 10×16 м.

Толщина перекрытия: 300 мм в зоне плиты и 600 мм в зоне капителей. Ширина капителей 3×4 м.

Класс бетона: В35.

Средний расход бетона: 0,33 $м^3/м^2$.

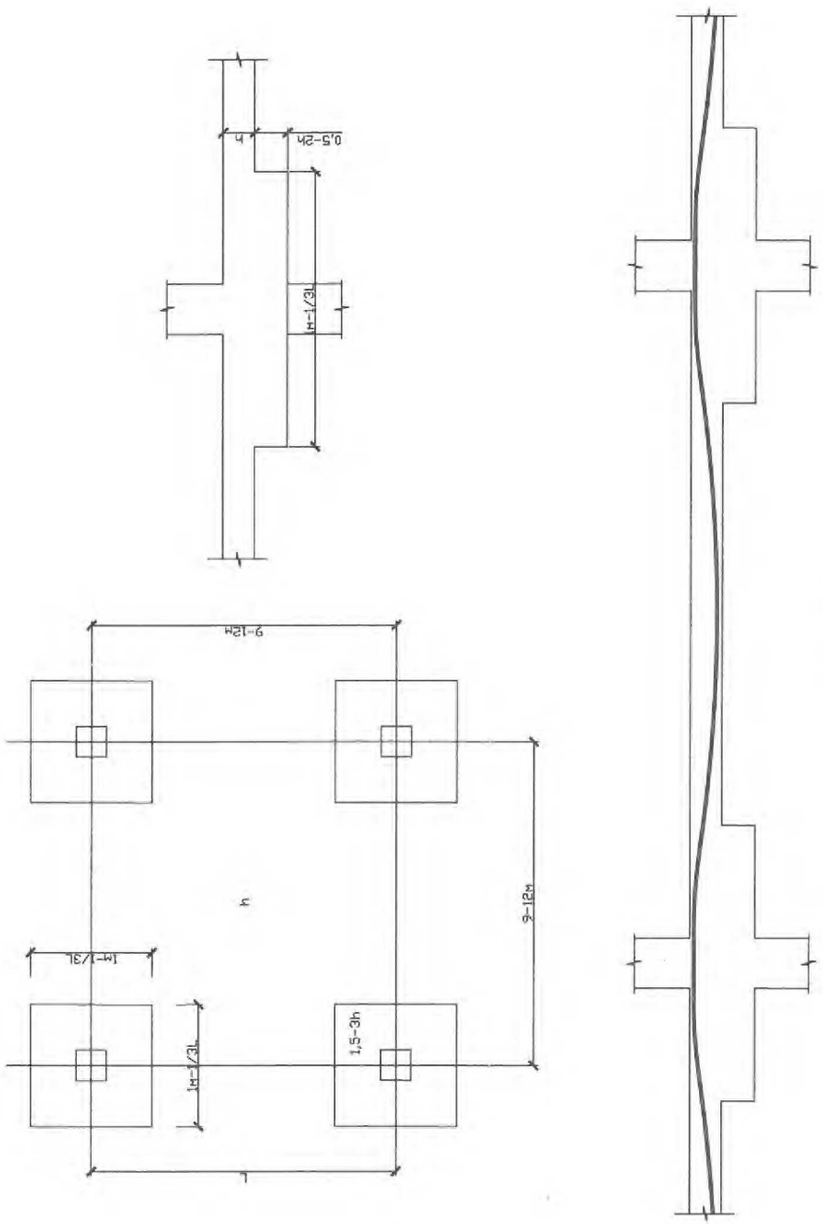


Рис. 7.12

Нормативные нагрузки: 200 кг/м^2 – постоянная, 600 кг/м^2 – временная.

Напрягаемое армирование: 25 канатов 15,7мм st.1860 на ось, средний расход 6,5 кг/м^2.

Ненапрягаемое армирование: A500C, 21 кг/м^2.

Анкерные устройства: моноанкера, расход 0,2 шт/м^2.

7.4. Балочные плиты перекрытий (*рис. 7.13, 7.15–7.17*)

При пролетах более 12 м, а также для перекрытий, имеющих различные пролеты в двух направлениях, целесообразно применение балочных плит перекрытий.

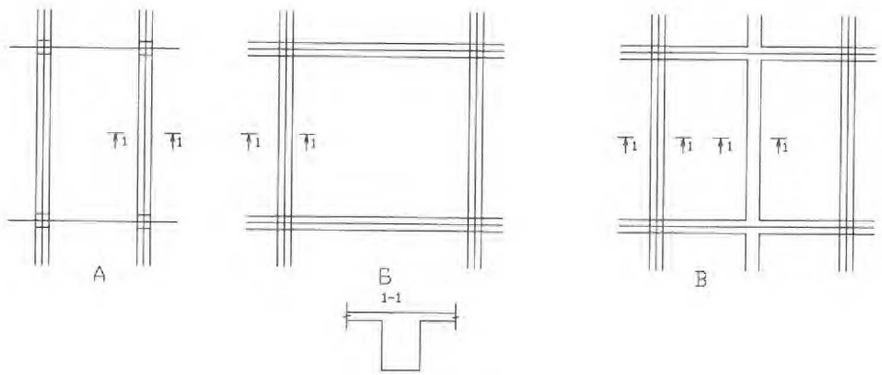


Рис. 7.13

Обычно применяются три принципиальные схемы балочных перекрытий: А – балки по осям в одном направлении; Б – балки по осям в двух направлениях; В – главные балки по осям, второстепенные балки с заданным шагом.

Как правило, ширина балок по осям назначается не более ширины колонны. В балках в большинстве случаев целесообразно применение систем преднапряжения со сцеплением напрягаемой арматуры с бетоном. Как правило, балочные схемы перекрытий показывают наибольшую экономичность относительно любых других типов перекрытий, но требуют сложной опалубки и имеют большую строительную высоту. Для снижения веса и упрощения прокладки инженерных коммуникаций в балках возможно устройство пустототверстий, выполняемых путем закладки в балку гофрированных каналов в поперечном направлении. Также для снижения материа-

лоемкости возможно устройство балок переменной высоты с утолщениями в пролетной зоне или на опорах (*рис. 7.14*).

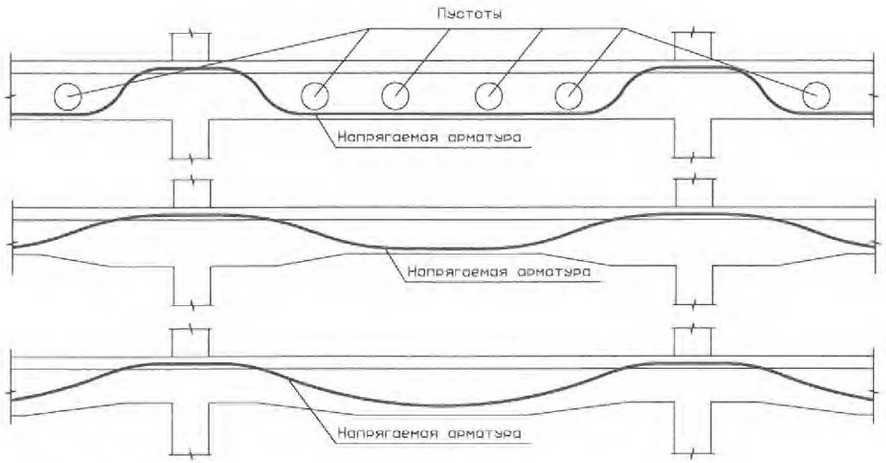


Рис. 7.14. Различные способы снижения материалоемкости и веса преднапряженных балок

При моделировании балки моделируются стержневыми элементами. Необходимо учитывать, что при приложении преднапряжения в зонах эксцентриситета осей балок (при переменной высоте) возникают дополнительные разгружающие элементы. Таким образом при моделировании балок переменного сечения необходимо моделировать эксцентриситет осей.



Рис. 7.15. Преднапряженные балки с пустотами



Рис. 7.16. Преднапряженное многобалочное перекрытие паркинга

Схема А применяется при существенной разнице между длинами пролетов в двух направлениях. Данная схема получила широкое распространение в США при строительстве паркингов. Как правило, балки имеют пролет 17–20 м и шаг 4–6 м. При данных пролетах преднапряженные балки имеют высоту 800–1200 мм, плита – толщину 120–200 мм. Данная компоновка позволяет обеспечивать небольшую материалоемкость – расход бетона в подобных перекрытиях составляет порядка 0,2 $м^3/м^2$, ненапрягаемой арматуры – 20 $кг/м^2$, напрягаемой арматуры – 2–2,5 $кг/м^2$. При необходимости увеличения шага колонн в меньшем направлении целесообразно применение схемы В – многобалочные перекрытия.

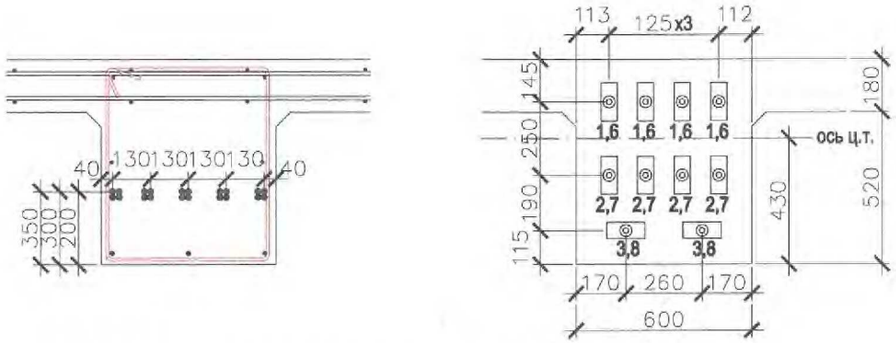


Рис. 7.17. Пример армирования балки перекрытия и раскладки анкеров на торце

Схема Б применяется на пролетах 12–14 м.

В качестве примера балочного перекрытия можно привести следующие объекты:

ТРК «ИКЕЯ», г. Екатеринбург.

Пролет перекрытия: 8×16 м.

Толщина перекрытия: плита 250 мм, балки $h = 750$ мм, $b = 1200$ мм.

Класс бетона: В30.

Средний расход бетона: 0,355$м^3/м^2$.

Нормативные нагрузки: 200 $кг/м^2$ – постоянная, 600 $кг/м^2$ – временная.

Напрягаемое армирование: 16 канатов 15,7 мм st.1860 на балку, 2,65 $кг/м^2$.

Ненапрягаемое армирование: А500С, 29 $кг/м^2$.

Анкерные устройства: моноанкера, расход 0,1 $шт/м^2$.

7.5. Пустотные и кессонные перекрытия (*рис. 7.18*)

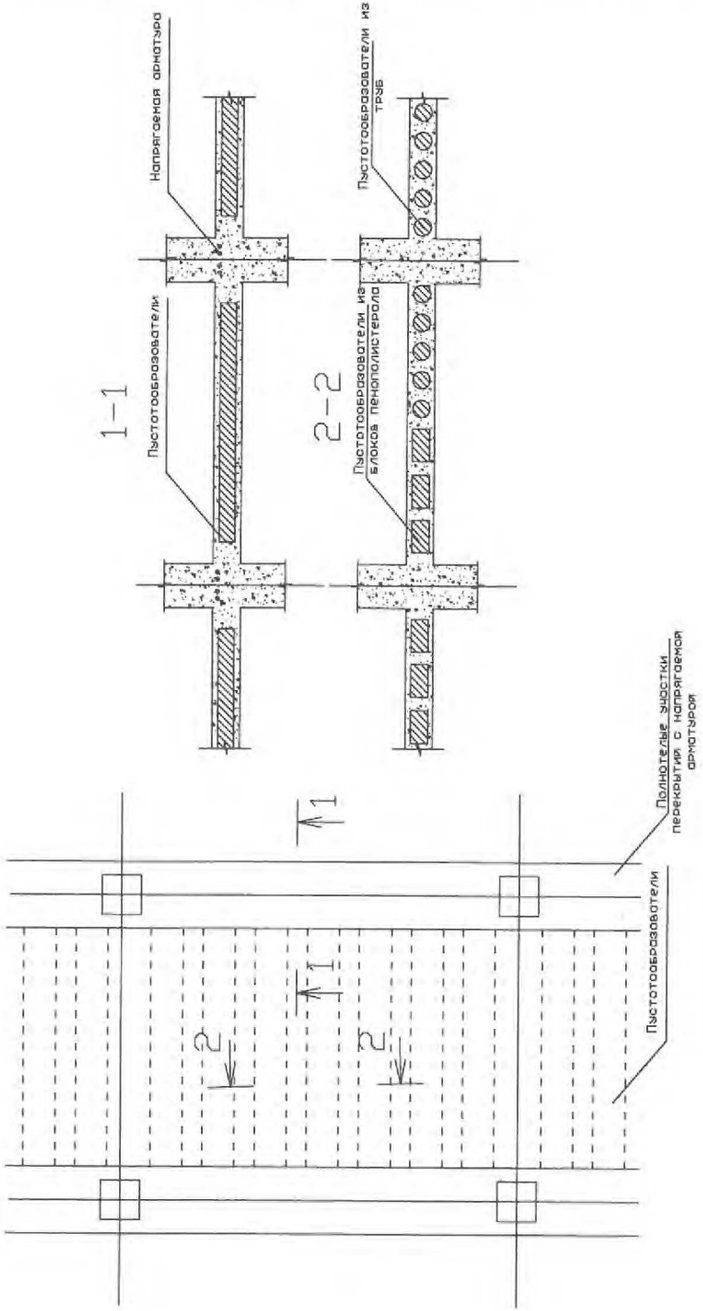


Рис. 7.18. Принципиальная схема перекрытия с пустотами в одном направлении

Данный тип перекрытий может быть эффективно использован на пролетах от 5 до 20 м. Существует несколько принципиальных типов пустотных перекрытий.

а. Пустотные перекрытия в одном направлении.

Данная схема перекрытий применяется в случаях когда один из пролетов существенно отличается от другого. Толщина перекрытий составляет 200–500 мм. В качестве пустотообразователей могут применяться трубы с заглушками или блоки из пенополистерола. Напрягаемая арматура может располагаться в полнотелых балках по осям, также при необходимости возможно расположение напрягаемой арматуры в перпендикулярном направлении. Данное решение перекрытий может являться альтернативой балочным перекрытиям в случаях необходимости плоских потолков, к тому же жесткость и несущая способность пустотных плит существенно выше жесткости плоских плит аналогичной материалоемкости. Данные перекрытия могут бетонироваться как по одноэтапной, так и по двухэтапной схеме.

Также возможно применение многобалочных, ребристых схем перекрытий. Данные перекрытия могут быть реализованы путем установки на опалубку инвентарных коробов (*рис. 7.19*).

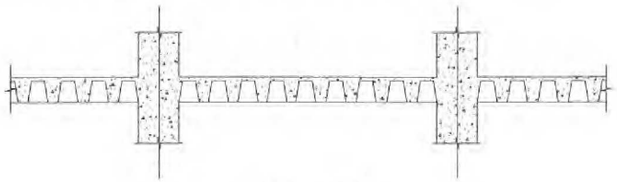


Рис. 7.19

При данных схемах перекрытий преднапряжение может осуществляться как вдоль полнотелых участков по осям, так и в ребрах перекрытия. Толщина верхней плиты должна быть не менее 50 мм. Угол наклона граней балок должен назначаться из условия возможности извлечения коробов.

При схожих длинах пролетов могут применяться кессонные и пустотные перекрытия следующих схем (*рис. 7.20*).

А. Данная схема подразумевает укладку поверх верхней сетки арматуры плит пенополистерола для образования пустот в теле плиты. Ненапрягаемая арматура располагается в полнотелых участках по осям, также возможно расположение напрягаемого армирования в ребрах плиты. Устройство плиты возможно производить по следующим технологиям:

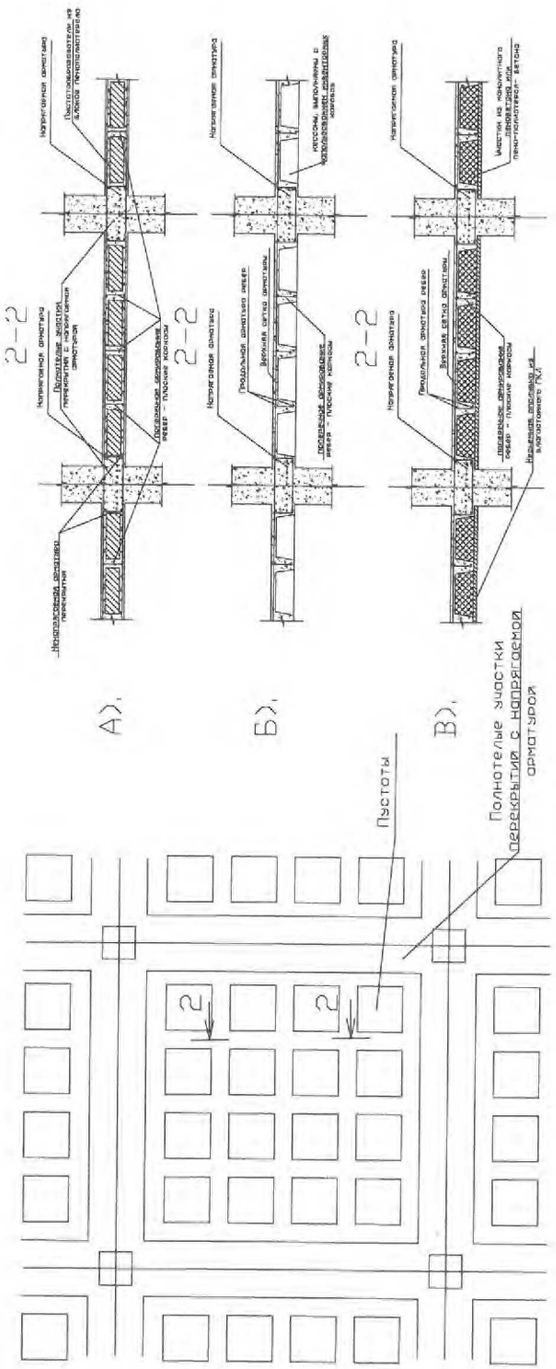


Рис. 7.20. Схемы перекрытий, позволяющие перекрывать пролеты до 22 м

1. С устройством рабочего шва. При данной технологии сначала бетонируется нижняя плита не менее чем на 20 мм выше арматуры плиты, затем поверх свежего бетона укладываются плиты пенополистерола с фиксацией их против всплытия к арматурным каркасам, после этого производится приемка бетона основного сечения плиты. Для минимизации влияния рабочего шва желательно производить монтаж плит и приемку основного объема бетона до схватывания бетона нижней плиты. Также необходимо учитывать работу поперечной арматуры ребер или производить зачистку горизонтальных рабочих швов перед второй очередью бетонирования.

2. Без устройства рабочего шва – при проектировании размер в плане пустотообразователей должен быть предусмотрен с учетом возможности заполнения бетоном под ними. Также должна быть предусмотрена соответствующая подвижность бетонной смеси. В центре пустотообразователя необходимо устройство отверстия диаметром не менее 100 мм для выхода воздуха при бетонировании. Пустотообразователи должны быть надежно закреплены против всплытия.

Б. Кессонные перекрытия. Данные перекрытия выполняются путем укладки на опалубку инвентарных элементов из пластика или фанеры с последующим их извлечением после снятия опалубки.

В. Кессонные перекрытия с заполнением пустот легким бетоном. Выполняются по следующей технологии – на поверхности опалубки, до монтажа верхней сетки арматуры на опалубку выкладываются инвентарные формы – ящики без верха и дна, в которые производятся укладка легкого бетона. Далее ящики извлекаются, производится укладка верхней арматуры и бетонирование плиты. За счет заполнения пустот легким бетоном результатом работ является плоский потолок. При использовании в качестве несъемной опалубки влагостойкого гипсокартона в результате получается плоский потолок качества «под отделку».

Из вышеприведенных вариантов вариант Б обеспечивает наименьшую материалоемкость и собственный вес перекрытия. Вариант А позволяет добиться плоских плит и обеспечивает более высокую жесткость плиты.

7.6. Сборно-монолитные перекрытия

Данные типы перекрытий позволяют использовать комбинацию сборных и монолитных элементов. Наиболее простым вариантом является укладка поверх монолитных балок сборных плит перекрытий (*рис. 7.21–7.23*).

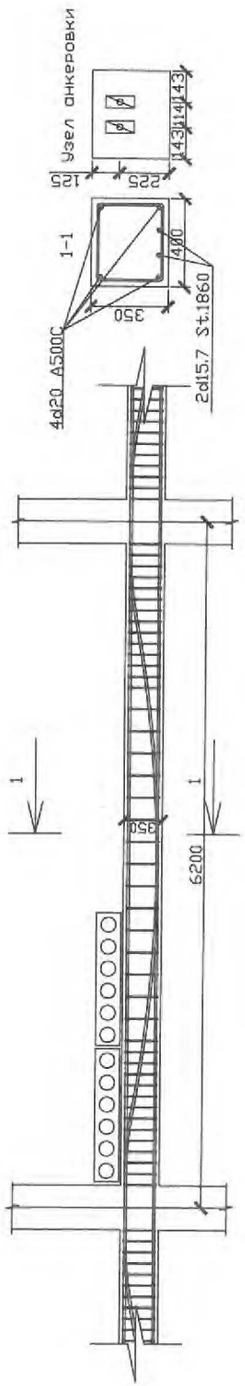


Рис. 7.21

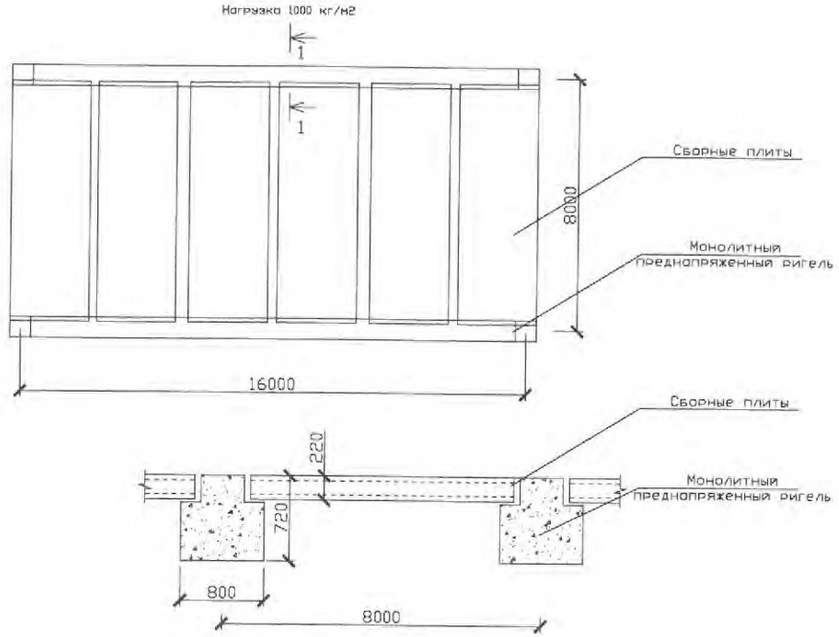


Рис. 7.22. Пример монолитных преднапряженных балок под укладку сборных плит



Рис. 7.23. Монтаж сборных плит на монолитные преднапряженные балки сборно-монолитных перекрытий ТРК «ИКЕЯ», г. Екатеринбург. Пролет балок 16 м, шаг 8 м

Сборно-монолитные каркасы подобного типа эффективны, поскольку позволяют использовать стандартные пустотные плиты перекрытий и обеспечивают снижение объема монолитных работ на строительной площадке.

Другим вариантом сборно-монолитного каркаса является каркас системы ИМС. В данном каркасе используются сборные колонны и сборные плиты пролетом до 9 м. После монтажа колонн и плит (плиты монтируются враспор и опираются на временные опоры) через каналы в колоннах заводится напрягаемая канатная арматура. В пролете напрягаемая арматура фиксируется в нижней точке при помощи стальной шпильки. После этого производится натяжение напрягаемой арматуры, плита «вывешивается» на напрягаемых канатах. После натяжения канал омоналичивается. Плиты производятся в условиях ЖБИ и могут быть выполнены в полнотелом, пустотном или кессонном варианте, также плиты могут быть выполнены с натяжением арматуры на упоры (*рис. 7.24*).

При расчете сбороно-монолитного каркаса системы ИМС усилие натяжения P подбирается таким образом, чтобы реакция $R = P \cdot e/L$ с учетом потерь натяжения была не менее реакции на шпильку от собственного веса плиты. Усилие в канате при полной нагрузке не должно превышать расчетного сопротивления каната. Расчет необходимо проводить как на монтажную стадию (до омоноличивания), так и на стадию эксплуатации после омоноличивания. Шпильки выполняются из круглой стали СТ.3 и должны быть проверены на срез.

Данный тип каркаса имеет преимущество невысокой материалоемкости и высокой скорости монтажа с небольшим количеством монолитных работ на площадке, обеспечивает безбалочные перекрытия небольшой строительной высоты, но несет в себе ряд недостатков: необходимость изготовления нестандартных плит на ЖБИ, сложность транспортировки крупногабаритных сборных плит целиком в отличие от сборных плит, имеющих при большом пролете малую ширину, малая гибкость возможных планировочных решений, стандартность пролетов, трудоемкость выполнения стыка колонн.

Другим видом сборно-монолитного каркаса является каркас, собираемый за счет натяжения напрягаемой арматуры в каналах. В сборных колоннах и ригелях закладываются каналы, в которые после монтажа элементов в проектное положение проталкивается напрягаемая арматура. После натяжения напрягаемой арматуры каналы инъецируются. Несущая способность каркаса обеспечивается за счет обжатия напрягаемой арматурой (*рис. 7.25*).

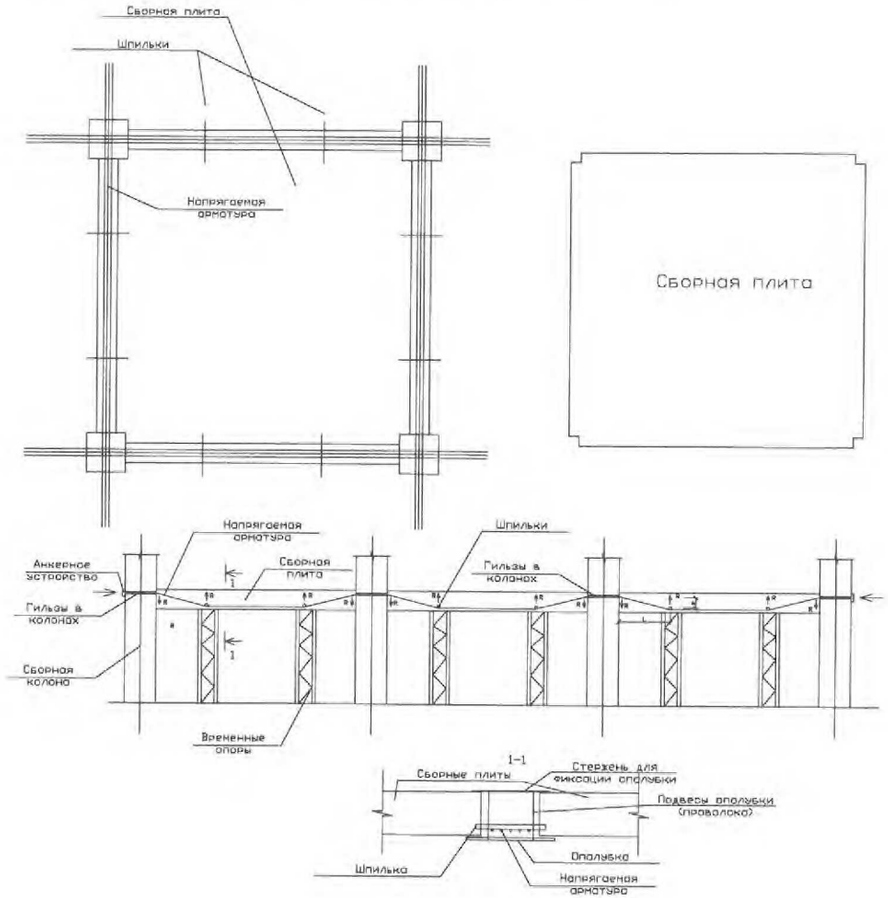


Рис. 7.24

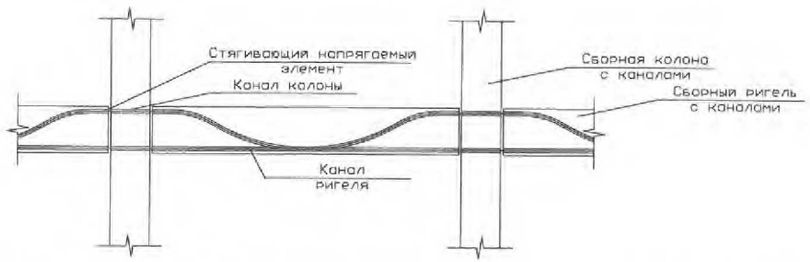


Рис. 7.25. Каркас, собираемый путем обжатия напрягаемой арматуры

7.7. Полы по грунту

Одной из задач, которая может быть эффективно решена при помощи использования технологии преднапряжения с натяжением на бетон, является устройство конструкций на упругом основании – полы логистических терминалов, промышленных зданий, складских корпусов, ангаров, покрытия открытых складских и производственных площадок, аэродромных полос (*рис. 7.33, 7.34*).

Принцип устройства предварительного напряжения в плитах по грунту заключается в их центральном обжатии предварительнонапряженной арматурой со сцеплением или без. Обжатие позволяет снизить толщины плиты и избежать трещинообразования. Как правило, в преднапряженных плитах по грунту рабочее напрягаемое армирование отсутствует, кроме одного слоя дорожной сетки, позволяющего избежать усадочных трещин при наборе бетоном прочности. В отличие от плит с ненапрягаемым армированием, в которых требуется устройство деформационных швов шагом порядка 6×6 м, преднапряженные плиты по грунту могут устраиваться картами до 100×100 м без промежуточных деформационных швов. Ниже приведены принципиальные сравнительные схемы плит промышленных полов склада высокостелажного хранения с нагрузками порядка 8 т/м^2 (*рис. 7.26*).

Бетонирование плит по грунту осуществляется полосами шириной 2,5–4 м в зависимости от ширины виброрейки, которой производится укладка. В качестве направляющих для бетонирования возможно применение стандартных рельс-форм. Также бетонирование плит по грунту может производится при помощи бетоноукладчиков типа Gomaco. Для фиксации напрягаемой арматуры в проектном положении возможно применение арматурных «лягушек» или стандартных пластиковых фиксаторов. Бетонирование плиты производится полосами. Преднапряжение осуществляется по следующей схеме: напрягаемая арматура, параллельная полосе, преднапрягается после набора бетоном полосы проектной передаточной прочности (возможно натяжение в два этапа, когда первое натяжение порядка 30% от расчетного передается на плиту на ранней стадии твердения – при наборе прочности бетоном плиты порядка 30–40% от проектной, примерно через сутки после бетонирования, окончательная дотяжка до 100% проектного натяжения производится после набора плитой порядка 80% проектной прочности; данный способ позволяет избежать появления усадочных трещин и снизить потери от усадки и ползучести после окончательного натяжения), натяжение

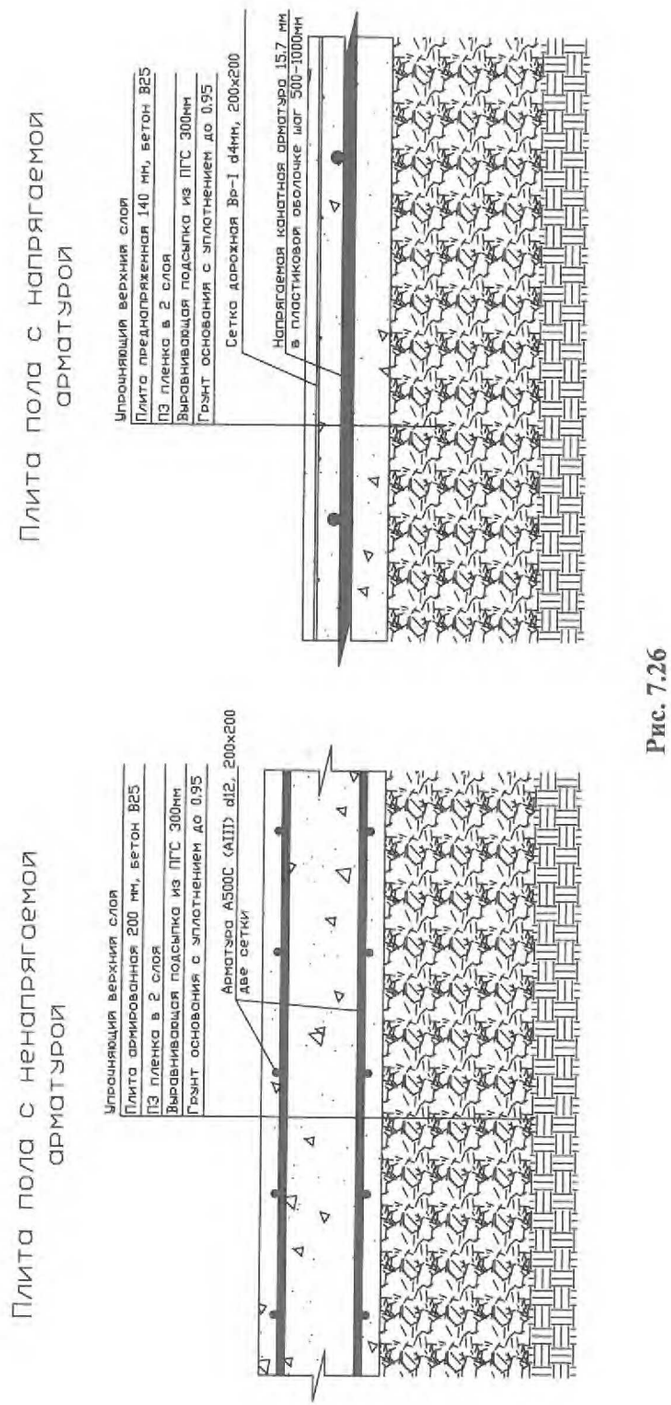


Рис. 7.26

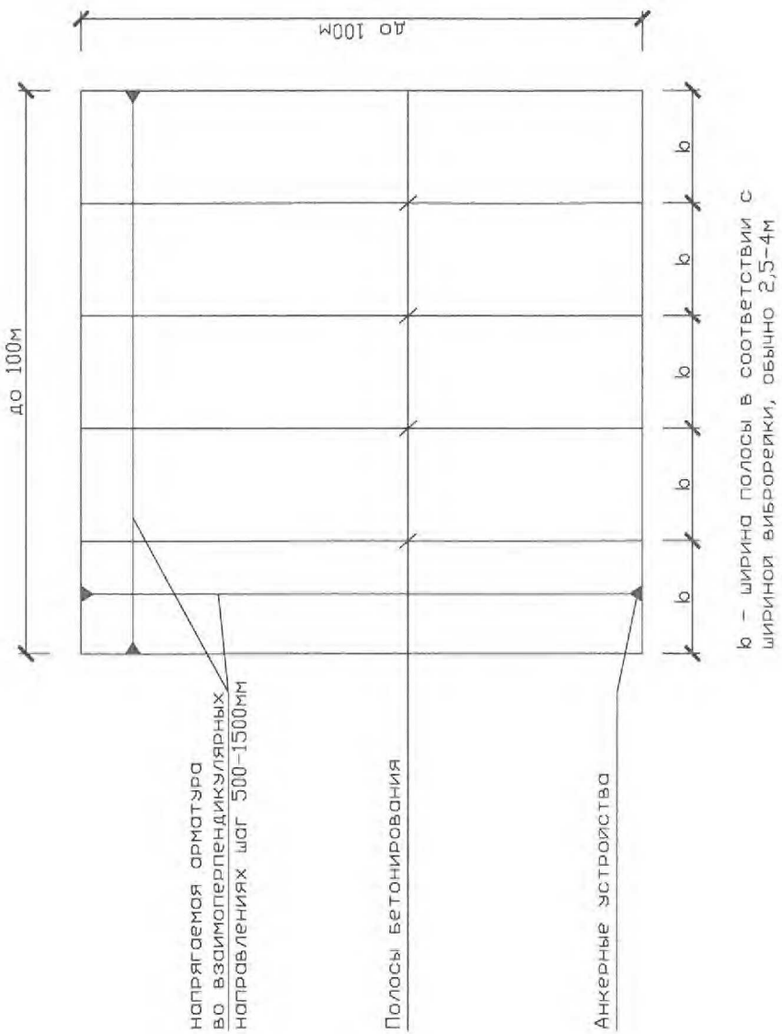


Рис. 7.27. Схема бетонирования преднапряженной плиты по грунту по полосам

канатов, перпендикулярных полосам, осуществляется после набора последней забетонированной полосой проектной передаточной прочности. Операции по устройству основания и финишные операции (затирка, упрочнение) для предварительнонапряженной плиты производятся аналогично как для армированной железобетонной или фибробетонной плиты (*рис. 7.28, 7.29*).

При использовании схемы с использованием ненапряженных полос может потребоваться обеспечение большей толщины ненапрягаемого участка относительно преднапряженного (*рис. 7.30*).

Расчет полов по грунту производится на действие изгибающих моментов от действия постоянной нагрузки, стеллажей, оборудования и временной – движения транспорта, погрузчиков. Как правило, указывается нагрузка на 1 м^2 склада, данная нагрузка должна быть приведена к нагрузке на опору стеллажа. Расчет плиты производится на продавливание ее опорой стеллажа и действие растягивающих напряжений от постоянных и временных нагрузок, а также температурных перемещений. Следует обратить внимание, что растягивающие температурные напряжения в плите должны быть полностью компенсированы сжимающими напряжениями от преднапряжения. Расчет на продавливание ведется с использованием расчетных нагрузок и расчетных характеристик бетона, как для неармированного железобетонного сечения, по предельным состояниям 1-й группы. Расчет на прочие воздействия производится по предельными состояниям 2-й группы с использованием нормативных нагрузок и нормативных характеристик материалов.

В общем случае для преднапряженного пола должно быть выполнено условие

$$\frac{\sum M}{1{,}3W} - \frac{P}{A} + \sigma_{трения} \le R_{bt,ser},$$

где ΣM – суммарный изгибающий момент от совместного действия нормативных временных и постоянных нагрузок; W – погонный момент сопротивления бетонного сечения, равный $W = 1$ м$\cdot h^2/6$, где h – толщина плиты; P/A – действующие в сечении обжатие; P – уровень натяжения в канатах после всех потерь на 1 п.м плиты; A – площадь сечения участка плиты шириной 1 м; $\sigma_{трения}$ – потери обжатия плиты за счет трения плиты по грунту; $R_{bt,ser}$ – нормативная прочность бетона на растяжение.

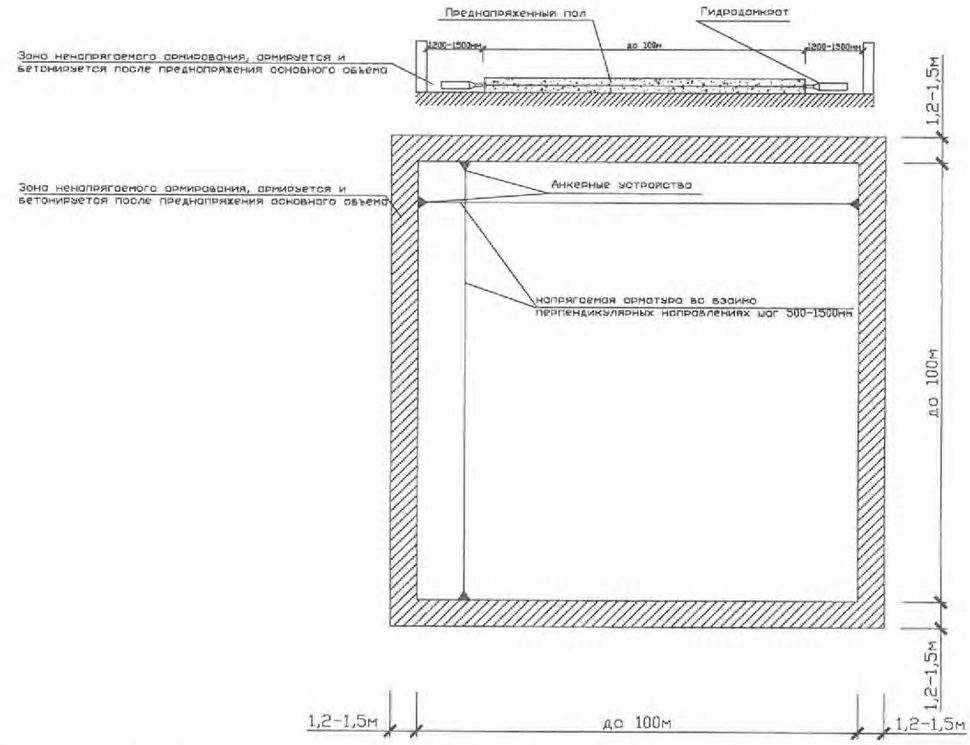


Рис. 7.28. Схема натяжения преднапряженной плиты при невозможности производства натяжения с торцов (при отсутствии на момент натяжения доступа к торцам из-за наличия стен, примыкания ранее выполненных участков плиты или других конструкций) с использованием ненапряженных полос

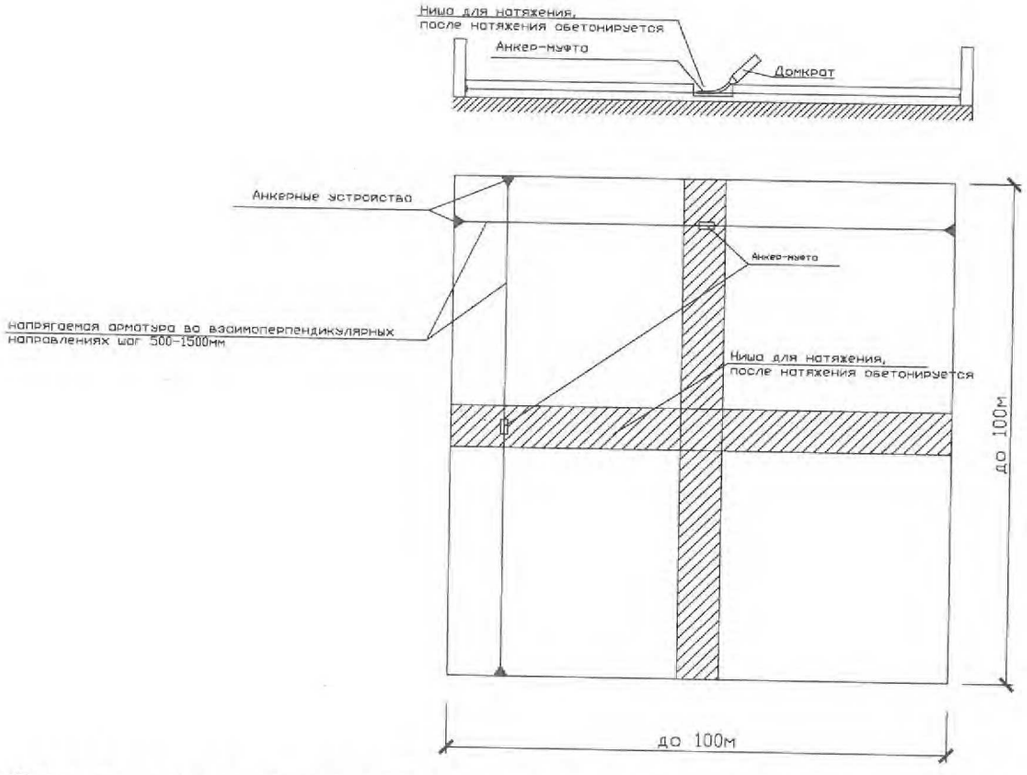


Рис. 7.29. Схема натяжения преднапряженной плиты при невозможности производства натяжения с торцов (при отсутствии на момент натяжения доступа к торцам из-за наличия стен, примыкания ранее выполненных участков плиты или других конструкций) с использованием промежуточных анкерных муфт

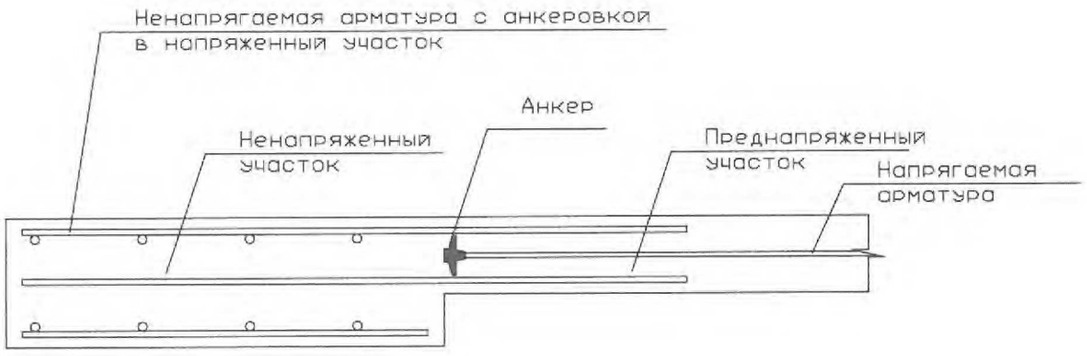


Рис. 7.30. Схема участков полов различной толщины в преднапряженной и непреднапряженной зонах

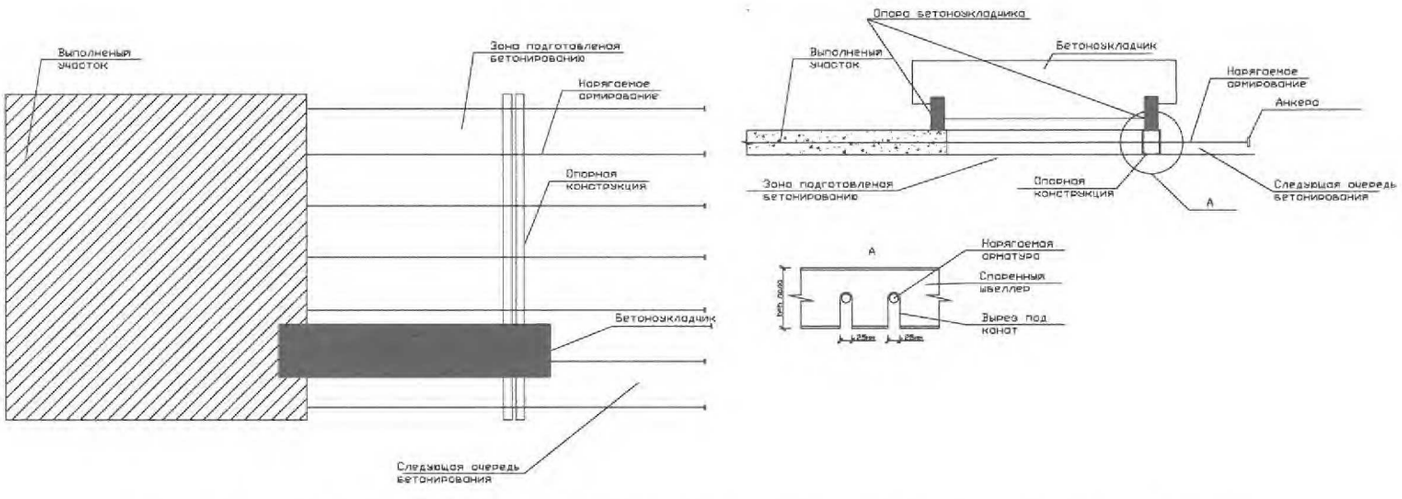


Рис. 7.31. Схема бетонирования плиты по грунту при помощи бетоноукладчика типа Gamaco

Изгибающий момент от действия временных и постоянных нагрузок может быть определен по любой соответствующей методике расчета, например, по методике СНиП «Аэродромы» или при помощи МКЭ расчета. При применении МКЭ расчета возможно точное моделирование плиты при помощи оболочек, а напрягаемой арматуры – при помощи стержневых элементов с приложением к ним температурной нагрузки. Габариты оболочек целесообразно назначать в соответствии с шагом напрягаемой арматуры.

При расчете необходимо учитывать падение обжатия плиты за счет трения плиты по грунту. Для снижения трения необходимо применение между грунтом и плитой разделительного слоя из двух слоев полиэтиленовой пленки, позволяющей снизить коэффициент трения до величины $\mu = 0{,}5$ (*рис. 7.32*).

$\sigma_{трения} = \frac{1}{2} g\mu$, где g – собственный вес квадратного метра плиты; μ – коэффициент трения плиты по грунту, обычно принимаемый 0,5; l – длина плиты.

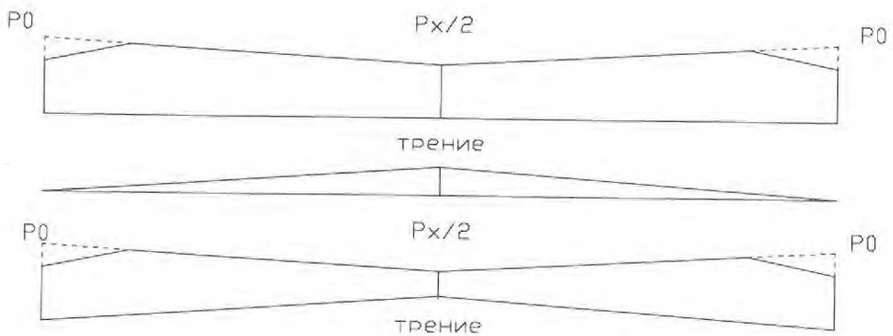


Рис. 7.32. Схема распределения потерь обжатия плиты за счет посадки цанг, трения канатов в оболочке и трения плиты по грунту



Рис. 7.33. Преднапряженная плита полов по грунту логистического центра толщиной 140 мм под постоянную нагрузку 8 т/м^2 и временную нагрузку 6 т на колесо погрузчика, шаг напрягаемой арматуры 800 мм



Рис. 7.34. Преднапряженная плита сборочной площадки судоремонтного завода толщиной 150 мм под нагрузку 6 т/м^2 и полосовую нагрузку 89 т на опору крана, шаг напрягаемой арматуры 500 мм



Рис. 7.35. Бетонирование преднапряженной плиты по грунту толщиной 150 мм полосами по 4 м

Пример методики расчета плиты по грунту

В качестве примера приведем упрощенную методику определения усилий в полах по грунту, получившую распространение в США. Данная методика позволяет определять усилия в плитах от точечных нагрузок (нагрузок, приложенных к условному кругу). Относительная жесткость плиты определяется радиусом относительной жесткости r, измеряемым в единицах длины.

$$r = 17{,}17 \cdot (E_C \cdot D^3 / k)^{0{,}25},$$

D – толщина плиты в мм; k – модуль деформации основания – в МН/м^3; E_C – модуль упругости бетона в кН/мм^2.

Радиус условного круга a приложения нагрузки составит при площади приложения нагрузки по площади A (например, опора стеллажа) $a = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$.

Эмпирическая зависимость определения максимального растягивающего напряжения в плите от нагрузки P будет иметь вид:

$$\sigma_l = 1000(P / D^2) \cdot (1{,}264 \log(r / a) + 0{,}3379),$$

где a и r – в мм, основание логарифма 10.

В конструкциях плит по грунту, подверженных существенным нагрузкам, например портовых сооружениях, совмещающих армирование напрягаемой и ненапрягаемой арматурой, критерием расчета является ограничение ширины раскрытия трещин в соответствии с действующими нормами.

Широкое распространение, в особенности в США, получили плиты по грунту, являющиеся фундаментом частных жилых домов. Как правило, данные плиты имеют габариты порядка 8×8–15×15 м и толщины порядка 100–200 мм. В случае необходимости исключения промерзания грунта под плитой возможно устройство подстилающего слоя из плит экструдированного пенополистерола, позволяющего обеспечить утепление грунта, а также перераспределение нагрузки на грунт. Применение данной технологии позволяет существенно снизить толщины плит и обеспечить их трещиностойкость. Как правило, в плитах по грунту применяется напрягаемая канатная арматура без сцепления с бетоном (*рис. 7.36*).



Рис. 7.36. Преднапряженная плита фундамента частного жилого дома, США

7.8. Использование преднапряжения для защиты перекрытий от прогрессирующего обрушения

Системы предварительного напряжения без сцепления с бетоном могут использоваться для защиты зданий от прогрессирующего разрушения и сейсмических воздействий. Данные системы могут быть использованы как в новом строительстве, так и при реконструкции зданий и сооружений. Использование преднапряжения для защиты от прогрессирующего разрушения подразумевает использование напрягаемой арматуры без сцепления с бетоном по нижней зоне плиты. При разрушении одного из опорных элементов при образовании пластических шарниров в напрягаемой арматуре местные деформации отсутствуют и она работает по вантовой схеме. При расчете на прогрессирующее обрушение напрягаемая арматура моделируется прямолинейными элементами в геометрически-

нелинейной постановке с заданием эксцентриситетов и объединением перемещений узлов напрягаемых стержней и перекрытий. Аналогичным образом моделируется ненапрягаемая арматура. Необходимый уровень преднапряжения моделируется температурным воздействием. При выполнении расчета из схемы последовательно итерационно выключаются (путем удаления или снижения жесткости в 3–5 раз) элементы перекрытия с предельными усилиями. В результате перекрытие оказывается «вывешенным» на гибких стержневых элементах, моделирующих напрягаемую и ненапрягаемую арматуру. Критерием успешного расчета является отсутствие в схеме элементов перекрытия с разрушающими усилиями и отсутствие в элементах, моделирующих напрягаемую арматуру, усилий, превышающих расчетное сопротивление, при сохранении геометрической неизменяемости схемы (*рис. 7.37–7.46*).

При расчете необходимо учитывать приращение напряжений в напрягаемой арматуре за счет деформации.

Как показывает практика расчетов, применение данной схемы позволяет существенно повысить экономичность конструкций даже при малых пролетах. Расчетные эксперименты показывают, что использование напрягаемой арматуры позволяет повысить устойчивость конструкции к прогрессирующему обрушению до 2 раз без существенного увеличения ненапрягаемой арматуры относительно расчетных сечений (вычисленных без учета прогрессирующего обрушения). Также использование напрягаемой арматуры и наличие обжатия позволяет сократить расход ненапрягаемой арматуры в пролетных зонах плит и существенно повысить трещиностойкость на расчетной и эксплуатационной стадиях соответственно.

Системы предварительного напряжения без сцепления с бетоном могут быть использованы также для повышения сейсмостойкости конструкций. В данном случае напрягаемая арматура может быть использована в перекрытиях для снижения собственного веса перекрытий и в качестве преднапряженных тяжей. Вертикальная преднапряженная арматура, заанкеренная в фундаменте здания, может быть размещена также в диафрагмах и колоннах для повышения сейсмостойкости здания (*рис. 7.47*).

При расчете на сейсмическое воздействие напрягаемая арматура также моделируется стержневыми элементами с приложением температурных воздействий.

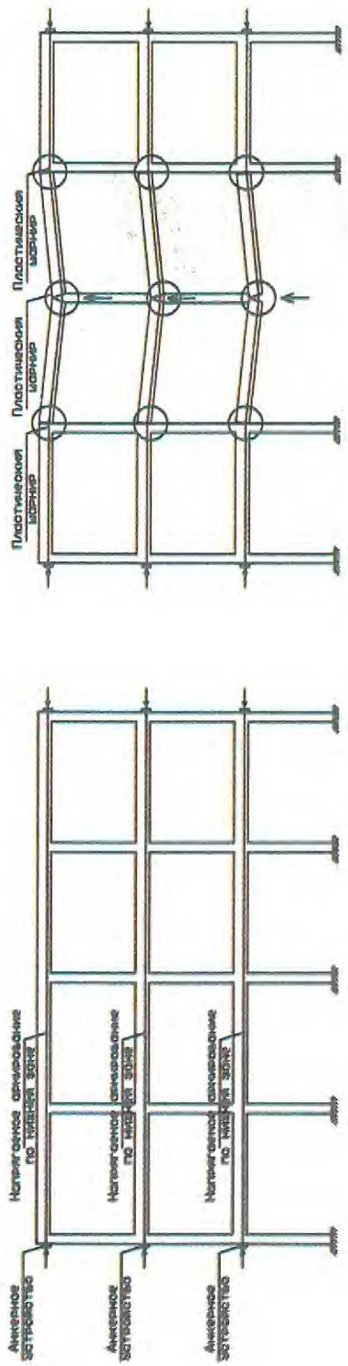


Рис. 7.37. Схема использования напрягаемых элементов для защиты здания от прогрессирующего обрушения

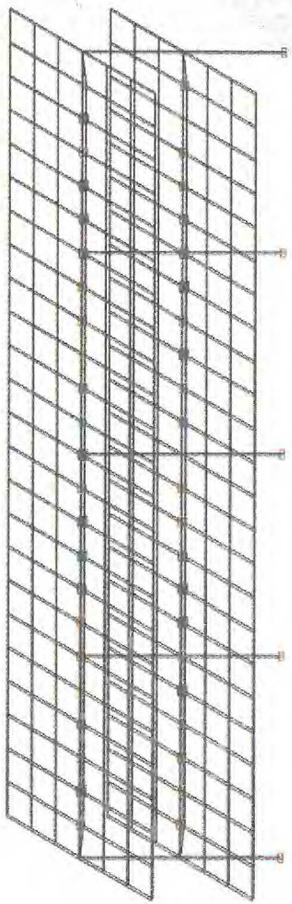


Рис. 7.38. Фрагмент расчетной схемы с введением в нее напрягаемой арматуры в виде стержневых элементов с приложением температурной нагрузки

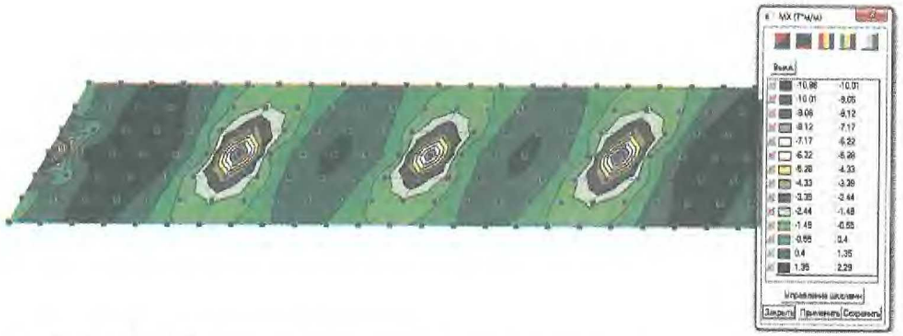


Рис. 7.39. Изгибающие моменты в перекрытии от внешней нагрузки

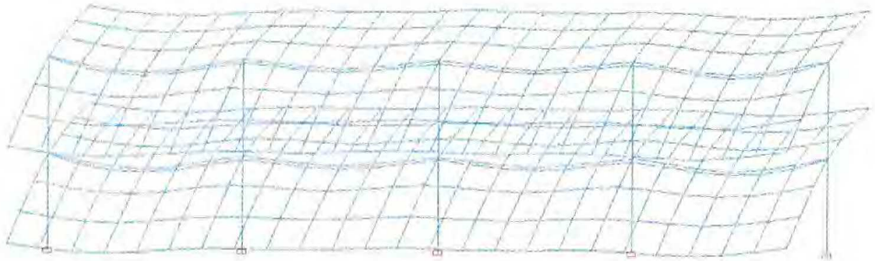


Рис. 7.40. Деформации от действия внешней нагрузки и преднапряжения

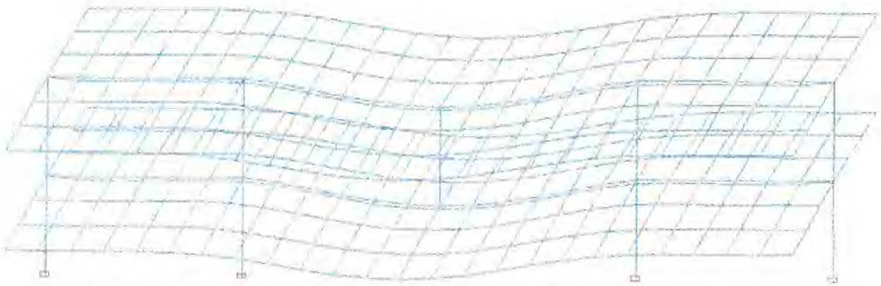


Рис. 7.41. Деформации после выключения самой нагруженной из колонн

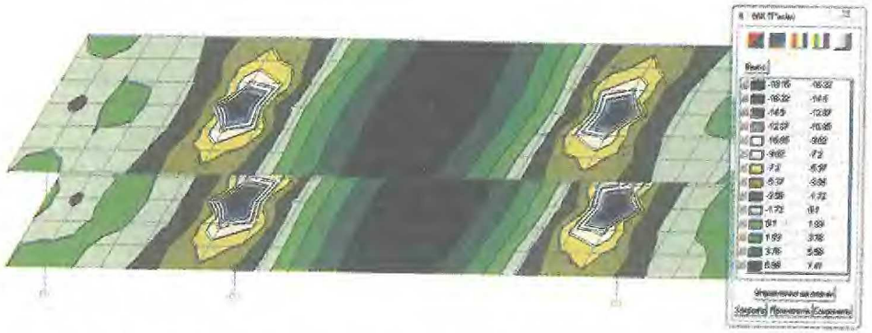


Рис. 7.42. Усилия после выключения самой нагруженной из колонн

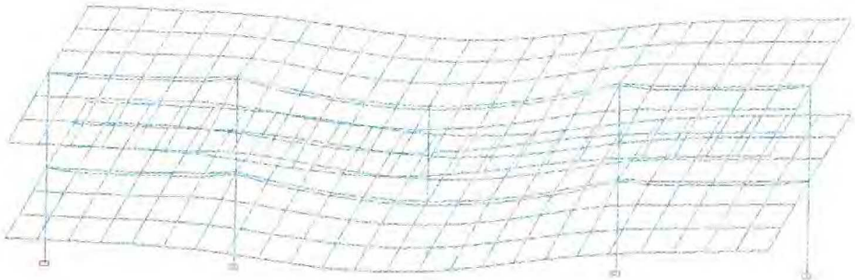


Рис. 7.43. Деформации после образования пластических шарниров в перегруженных элементах плиты



Рис. 7.44. Усилия в плите после образования пластических шарниров в перегруженных элементах плиты

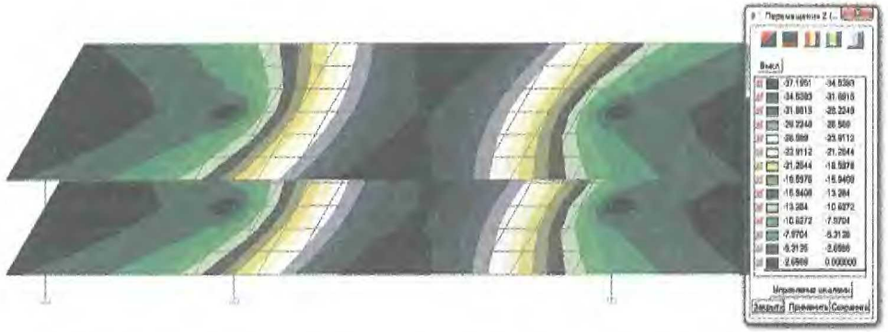


Рис. 7.45. Перемещения плиты после образования пластических шарниров в перегруженных элементах плиты

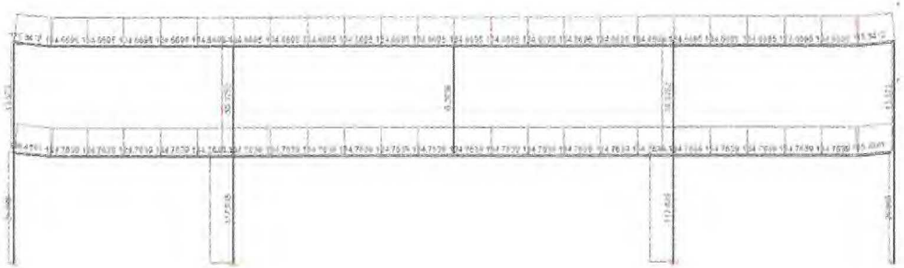


Рис. 7.46. Усилия в напрягаемой арматуре после образования пластических шарниров в перегруженных элементах плиты

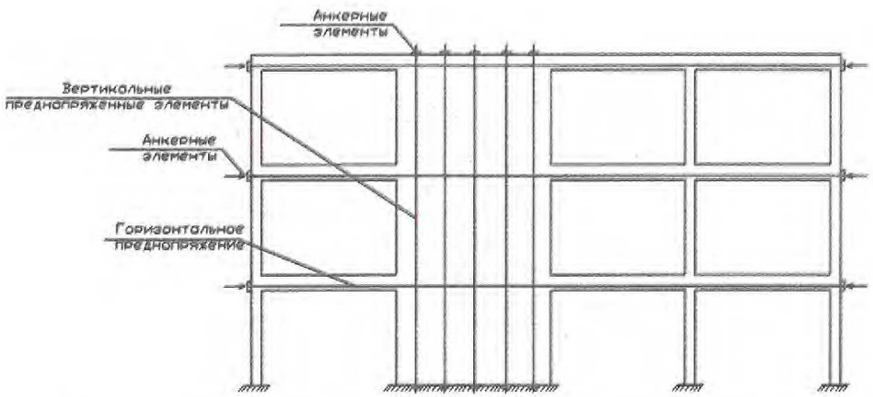


Рис. 7.47. Схема преднапряжения в вертикальном направлении для восприятия сейсмических воздействий

7.9. Преднапряжение в распорных конструкциях

Предварительное напряжение с использованием напрягаемой арматуры со сцеплением и без может быть использовано для компенсации распора арок и рам на железобетонном основании. Натяжение напрягаемой арматуры может производиться как до монтажа арки или рамы, так и после (*рис. 7.48, 7.49*).

При необходимости напрягаемая арматура может быть использована для устройства затяжек арок и рам, выполненных из металла, дерева, бетона, как на монтажной стадии (временные затяжки), так и в процессе эксплуатации. В целях обеспечения удобства монтажа, коррозионной и противопожарной стойкости напрягаемые затяжки целесообразно выполнять из высокопрочной стержневой арматуры винтового профиля.

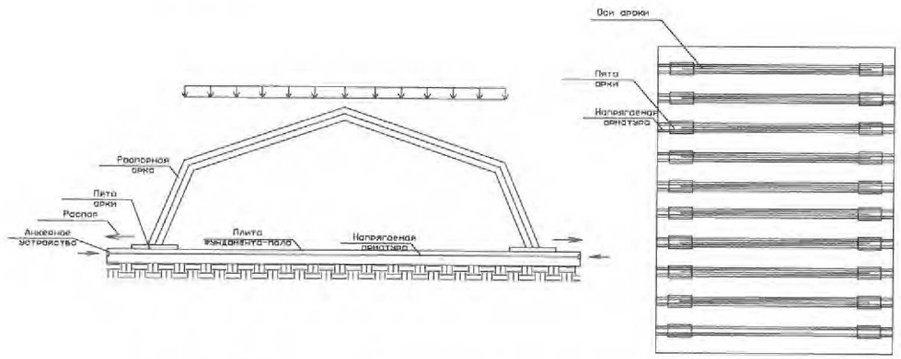


Рис. 7.48. Преднапряжение плиты основания арки для восприятия распора

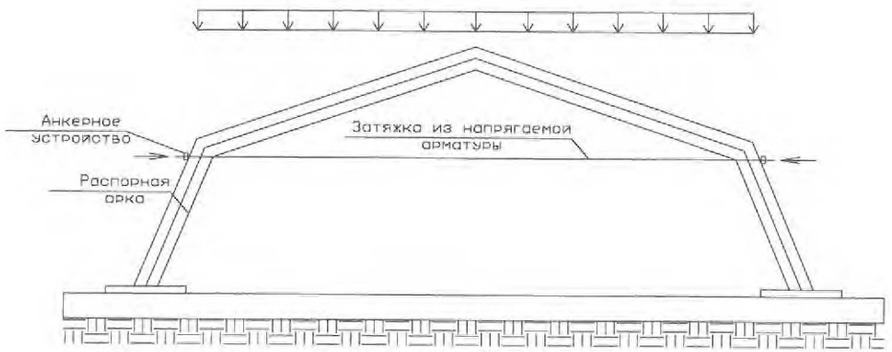


Рис. 7.49. Арка с преднапряженной затяжкой

7.10. Преднапряжение бассейнов и резервуаров

Преднапряжение стенок чаш бассейнов и резервуаров может осуществляться для снижения объемов железобетонных конструкций, снижения веса и повышения трещиностойкости конструкции (*рис. 7.50–7.51*).

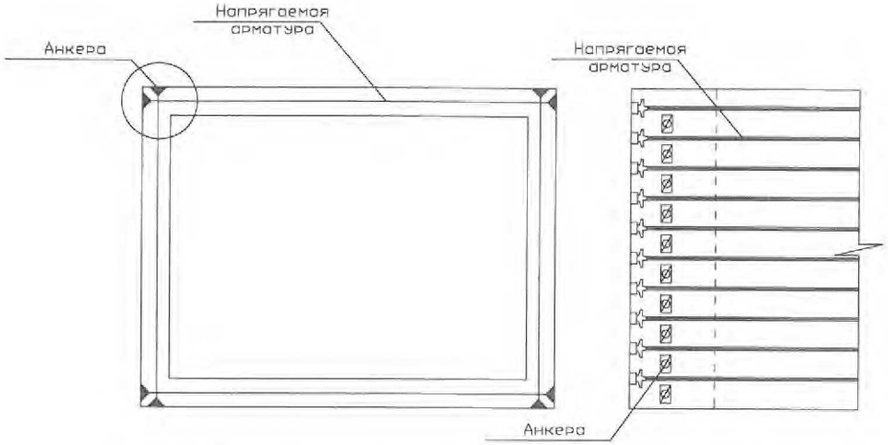


Рис. 7.50. Схема преднапряжения стенок бассейна – план и расположение анкеров на торце

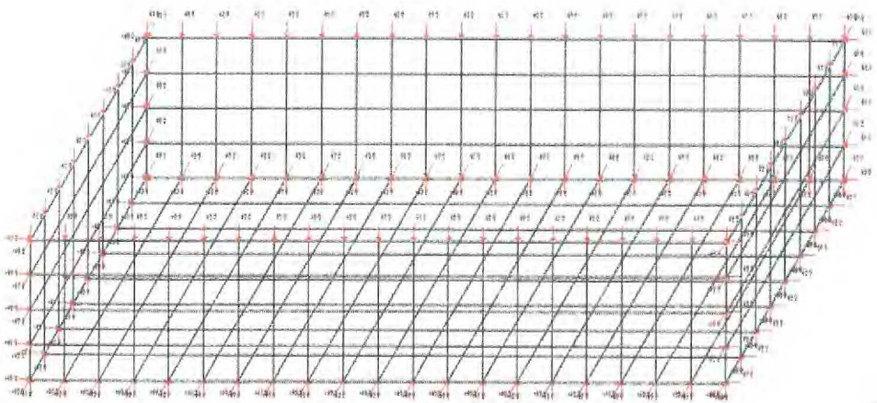


Рис. 7.50-1. Трехосное обжатие чаши бассейна для избежания образования трещин

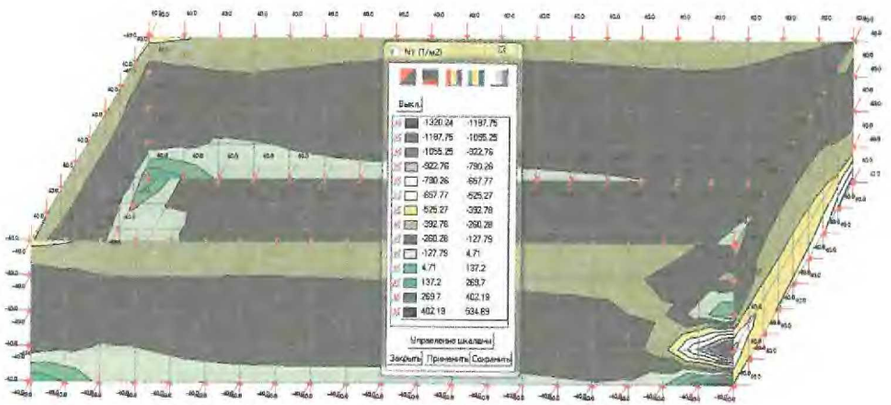


Рис. 7.50-2. Трехосное обжатие чаши бассейна для избежания образования трещин



Рис. 7.51. Преднапряжение стен и днища прямоугольного резервуара

7.11. Предварительное напряжение вертикальных элементов

Предварительное напряжение стен в вертикальном направлении (как отдельно-стоящих, так и находящихся в составе зданий) может стать экономичным решением при необходимости повышения устойчивости и увеличения момента опрокидывания стены. Данная технология может быть использована как для железобетонных, так и для кирпичных стен. При преднапряжении железобетонных стен напрягаемая арматура закладывается на всю высоту стены и монтируется в проектное положение по ярусам бетонирования. Неиспользуемые отрезки напрягаемой арматуры могут свободно свисать или быть свернуты в бухты и складированы на монтажных подмостях (*рис. 7.52*).

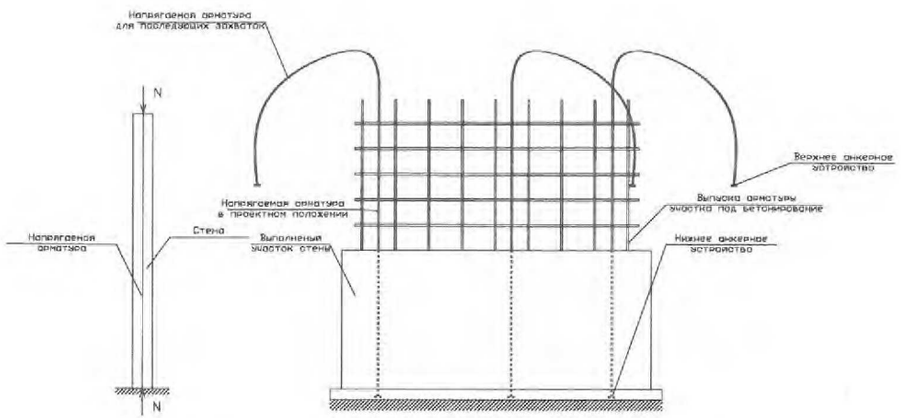


Рис. 7.52. Схема преднапряжения железобетонной стены и схема монтажа напрягаемой арматуры стены

При преднапряжении кирпичных стен напрягаемая арматура располагается либо в пустоте между слоями кладки, либо в пустотах пустотных кирпичей (*рис. 7.53*).

Как правило, при преднапряжении стен, как кирпичных, так и железобетонных, целесообразно использовать напрягаемую арматуру без сцепления с бетоном.

Одной из областей применения преднапряжения в стенах является преднапряжение ядер жесткости высотных зданий с целью увеличения их устойчивости, жесткости, а также сейсмостойкости. Ввиду больших длин напрягаемой арматуры в донном случае целесообразно использование поярусного монтажа и натяжения напрягаемой арматуры. Данный способ монтажа позволяет также обеспечить устойчивость конструкции на этапах возведения (*рис. 7.54*).

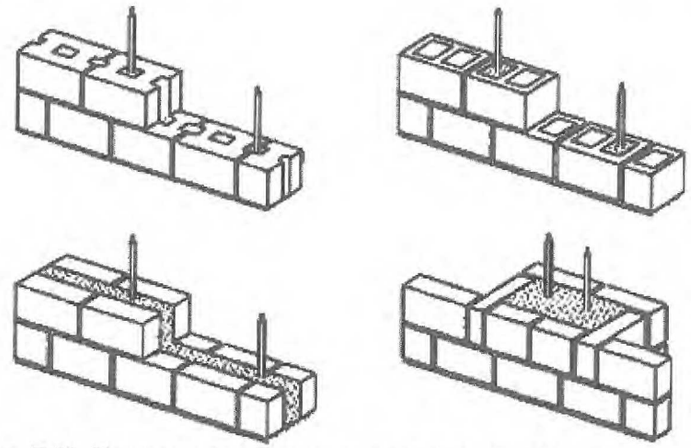


Рис. 7.53. Различные варианты расположения напрягаемой арматуры в кирпичной кладке

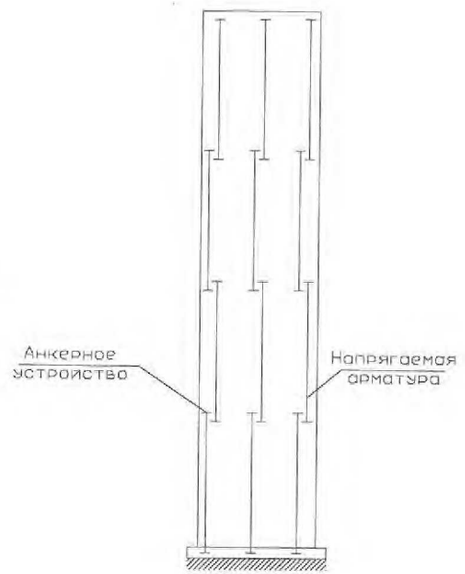


Рис. 7.54. Схема поярусного монтажа и натяжения напрягаемой арматуры ядра жесткости высотного здания

Одной из наиболее целесообразной областей применения напрягаемой арматуры является преднапряжение конструкций стен в грунте, баретт и в отдельных случаях – буровых свай.

При возведении стены в грунте использование преднапряжения может позволить за счет повышения трещиностойкости и снижения деформаций стены обеспечить ее герметичность, а также существенно увеличить длину консоли стены и снизить глубину заделки, что, в свою очередь, позволяет в ряде случаев отказаться от анкерного или распорного крепления. При расчете стены в грунте, аналогично с перекрытиями, усилия от преднапряжения прикладываются к конструкции как внешнее силовое воздействие. При расчете на несущую способность напрягаемая арматура учитывается в сечениях аналогично расчету перекрытий. В качестве напрягаемой арматуры может применяться как система без сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, так и система со сцеплением. Пучки напрягаемой арматуры вместе с глухими анкерами или «петлями» формируются на поверхности, затем фиксируются к погружаемому армокаркасу, погружаются вместе с ним и преднапрягаются после набора бетоном прочности. Также данная система может применяться для свай, испытывающих существенные изгибающие усилия. Аналогично с преднапряженными перекрытиями напрягаемая арматура в стене в грунте должна располагаться таким образом, чтобы воздействия преднапряжения вызывали в конструкции усилия, обратные расчетным. Использование преднапряжения в стенах в грунте позволяет также избежать трещинообразования, возникающего за счет сниженного сцепления ненапрягаемой арматуры с бетоном, вызванного загрязнением арматуры бентонитовым составом.

Использование подобной конструкции стены в грунте особенно целесообразно в условиях невозможности устройства анкерного или распорного крепления (например, в условиях плотной городской застройки), так как позволяет реализовывать нераскрепленные консольные стены до 10–12 м, а также позволяет снизить расход бетона и арматуры в стене, а также существенно повысить ее трещиностойкость.

Особенно эффективен данный метод при применении его в так называемых т-образных стенах в грунте, так как в данном случае возможно обеспечение наибольших эксцентриситетов напрягаемой арматуры и соответственно наибольшей жесткости и несущей способности стены (*рис. 7.55, 7.56*).

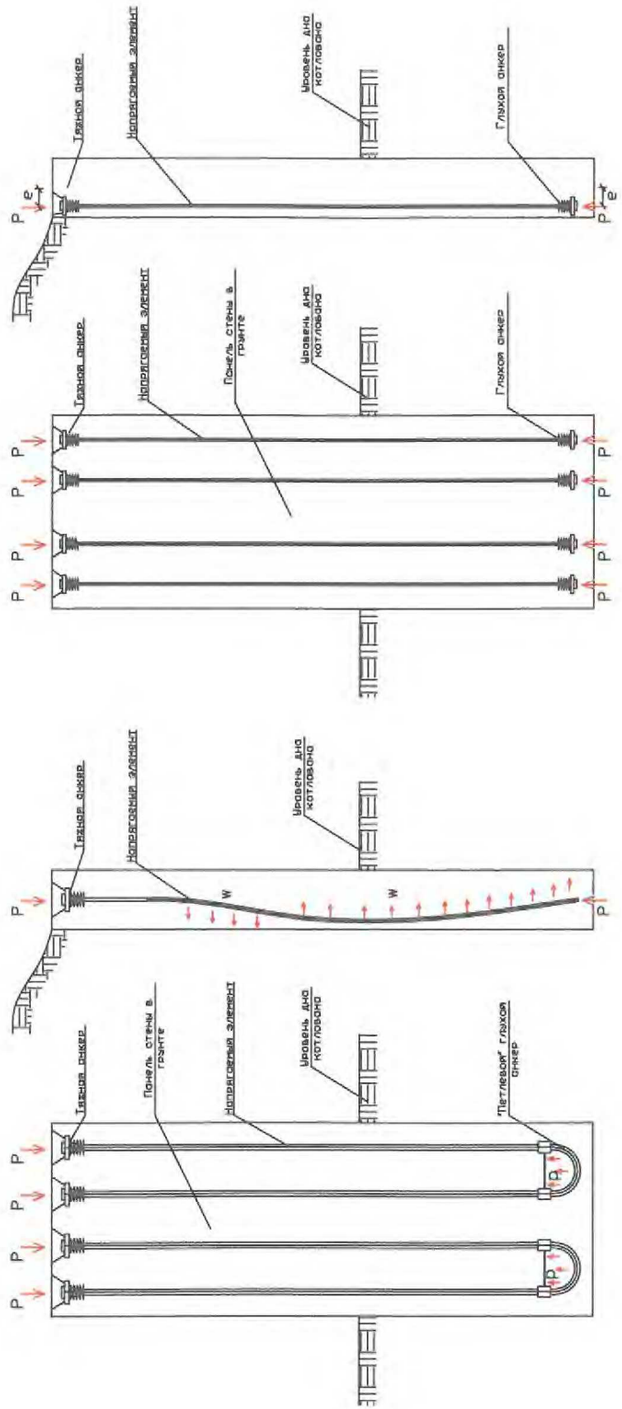


Рис. 7.55. Различные способы преднапряжения стены в грунте

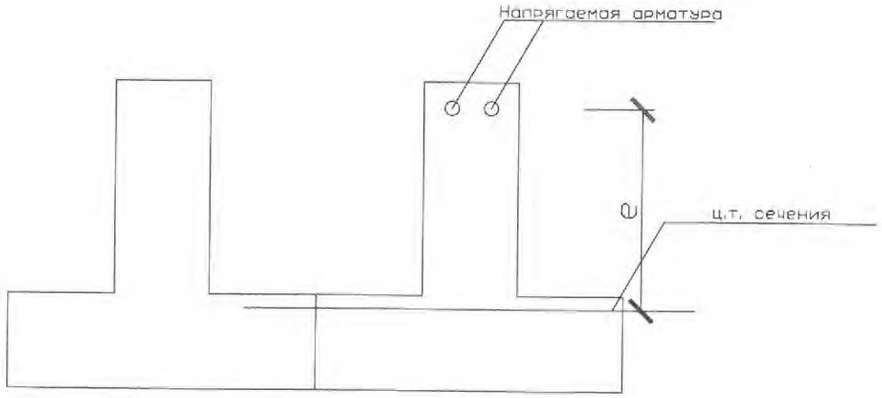


Рис. 7.56. Преднапряжение т-образной стены в грунте

Другим способом преднапряжения стены в грунте является анкеровка напрягаемой арматуры при помощи инъекционной заделки ниже отметки низа стены. Для этого при производстве работ по стене в грунте в каркасе в зоне прохождения напрягаемой арматуры устанавливается кондуктор из стальной гофрированной трубы диаметром 100–130 мм. После выполнения работ по устройству стены в грунте производится бурение малым диаметром через кондуктор, предварительно заложенный в стену, на глубину, обеспечивающую необходимую анкеровку для данного типа грунта (как правило, порядка 4–8 м). После этого в скважину погружается напрягаемый элемент, заделка инъецируется и после набора стеной и заделкой прочности производится натяжение напрягаемой арматуры, после чего кондуктор-каналообразователь также инъецируется. Данный способ, несмотря на несколько более высокую трудоемкость, позволяет существенно повысить устойчивость и снизить деформации стены (*рис. 7.57*).

Еще одним способом применения преднапряжения является его использование в стойках рам, особенно однопролетных, подверженных действию существенных изгибающих моментов (*рис. 7.58, 7.59*). Также натяжение может быть реализовано в колоннах при возможности возникновения растяжения, например, для уравновешивания консолей большого вылета.

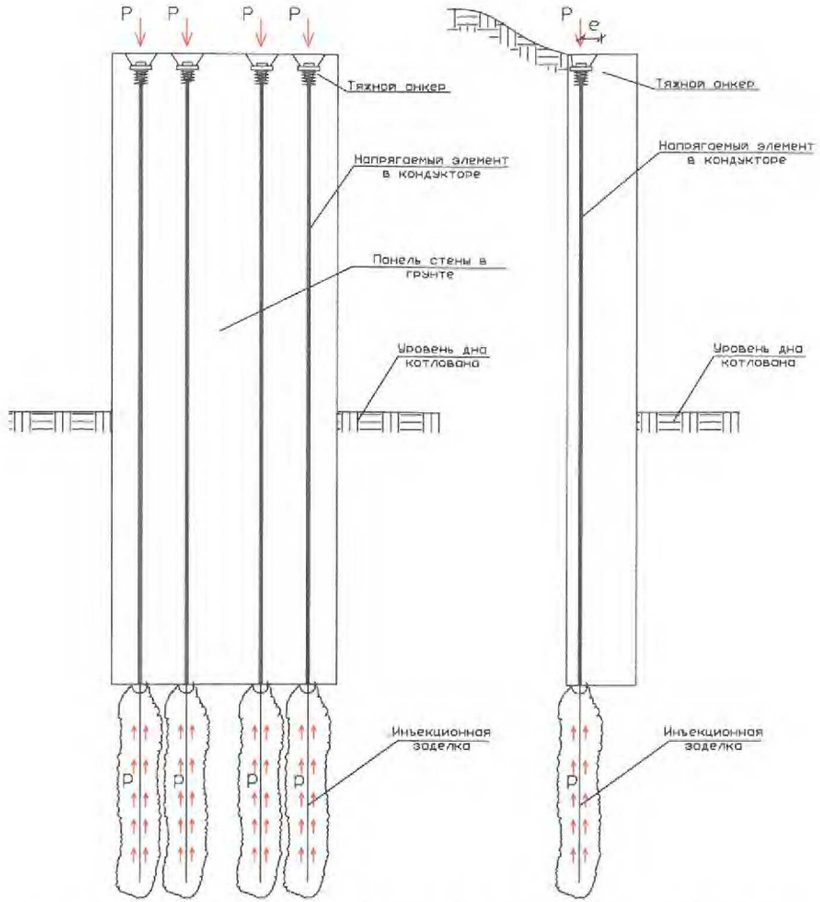


Рис. 7.57. Преднапряжение стены в грунте с использованием инъекционной заделки

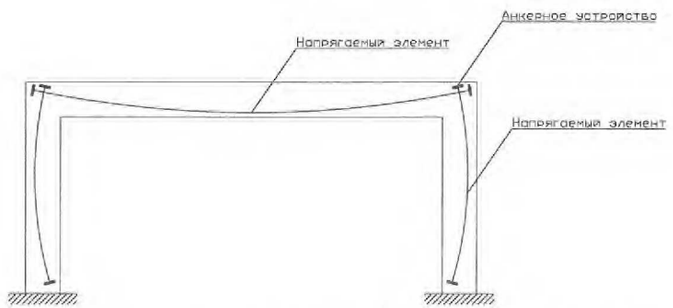


Рис. 7.58. Преднапряжение ригеля и опор однопролетной рамы

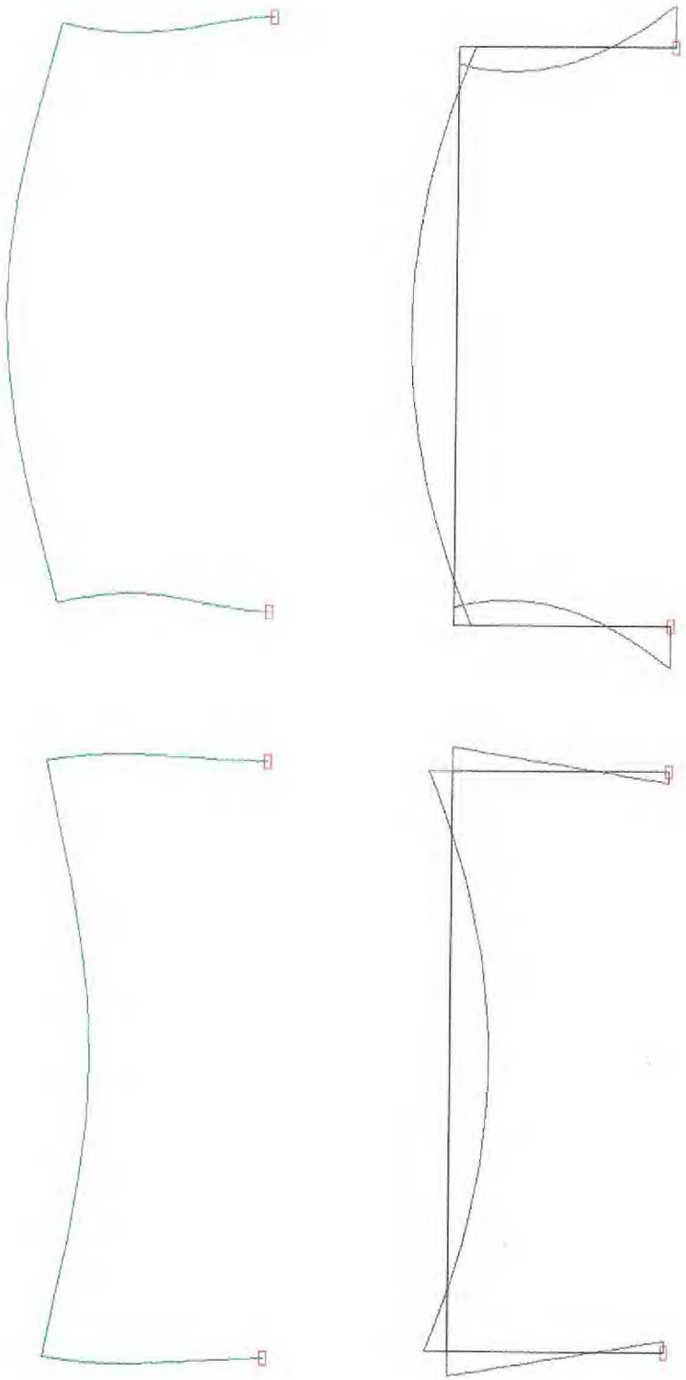


Рис. 7.59. Деформации рамы и изгибающие моменты от внешней нагрузки и преднапряжения соответственно

7.12. Предварительно напряженные балки построечного изготовления

Зачастую возникает необходимость реализации большепролетных покрытий и перекрытий на больших отметках или в условиях, не позволяющих возведения строительных лесов для бетонирования конструкции в проектном положении. При использовании в данной ситуации сборных балок заводского изготовления возникают ограничения по номенклатуре изделий, а также в случае большепролетных конструкций – существенные затраты на транспортировку изделия с завода на строительную площадку. Одним из решений в данной ситуации является производство монолитных балок на строительной площадке с последующим их монтажом на проектную отметку при помощи крана (*рис. 7.60, 7.62*).



Рис. 7.60. Изготовление балок пролетом 17 м с натяжением на бетон на строительной площадке

Балки могут быть реализованы под конкретный необходимый пролет с натяжением на бетон или на стенд, реализуемый непосредственно на строительной площадке. Использование схемы натяжения на бетон целесообразно при небольшом количестве балок, натяжение на стенде – при больших количествах балок, так как использование стенда позволяет избежать затрат на анкерные устройства, каналообразователь и операцию инъецирования, однако затраты на устройство стенда распределяются на каждую балку. При использовании натяжения на бетон возможна реализация криволинейной раскладки напрягаемой арматуры, при натяжении на стенде – только прямолинейной (*рис. 7.61*).

В случае реализации балки с натяжением на бетон балка реализуется аналогично обычной монолитной конструкции. При натяжении на стенде, на строительной площадке, на предварительно подготовленном основании, организуется стенд в виде двух параллельных железобетонных ребер требуемого сечения, длиной, соответствующей длине изготавливаемой балки. Сечение ребер подбирается исходя из натяжения балки. Далее между ребрами устанавливается опалубка балки, на ребра через заполненные песчаные домкраты опирается силовой элемент – балка из сдвоенных двутавров. Далее на балку устанавливаются анкерные шайбы, применяемые в составе стандартных анкеров для натяжения на бетон. После этого производится натяжение напрягаемой арматуры и приемка бетона. После набора бетоном передаточной прочности производится разгрузка песчаных домкратов путем раскрытия заслонки и обрезка выпусков напрягаемой арматуры.

Достоинством метода является простота стенда и возможность использования для натяжения стандартного оборудования для предварительного напряжения с натяжением на бетон.

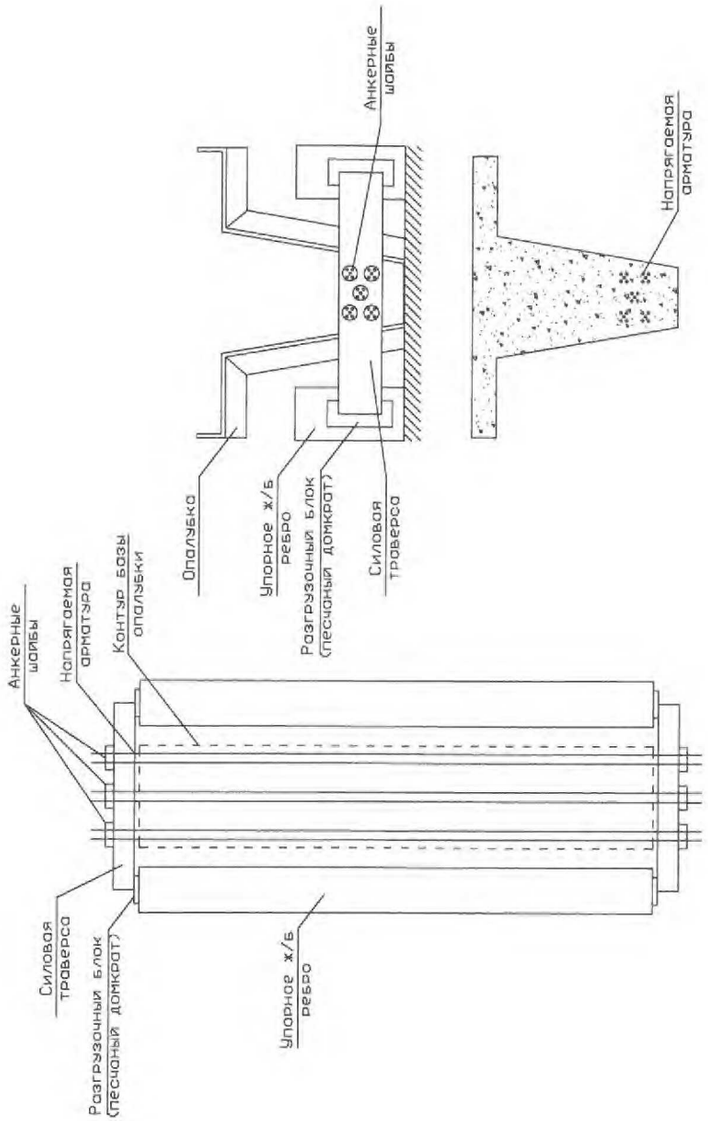


Рис. 7.61. Схема стенда для изготовления балок с натяжением на упоры в построечных условиях

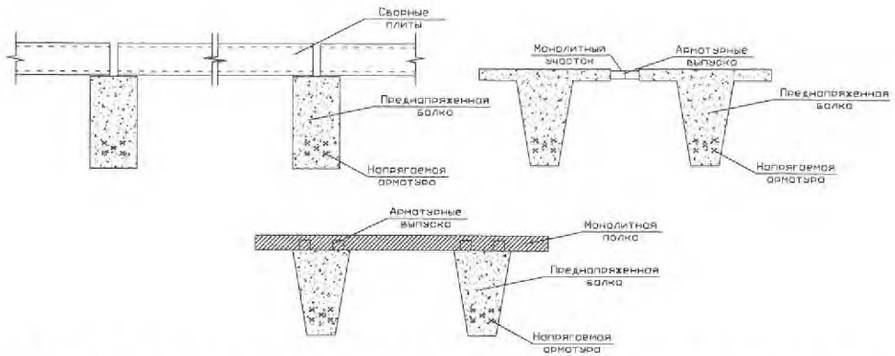


Рис. 7.62. Различные схемы балок, изготавливаемых в построечных условиях

7.13. Усиление конструкций зданий при помощи преднапряженной арматуры

7.13.1. Усиление плит перекрытий

Существуют различные способы усиления плит перекрытий при помощи преднапряженной арматуры. Преимуществом усиления при помощи преднапряжения является то, что напрягаемая арматура мгновенно включается в работу конструкции и позволяет не только предотвратить дальнейшие деформации и трещинообразование, но и компенсировать уже проявившиеся. Основной принцип использования преднапряжения при усилении – устройство шпренгельных затяжек. Выше приведены несколько вариантов усиления перекрытий при помощи преднапряженной арматуры. Данные схемы усиления могут быть использованы как для усиления монолитных, так и сборных перекрытий. Одним из способов усиления сборных перекрытий является создание при помощи преднапряженной арматуры статической неопределимости для изначально разрезных конструкций (*рис. 7.63*).

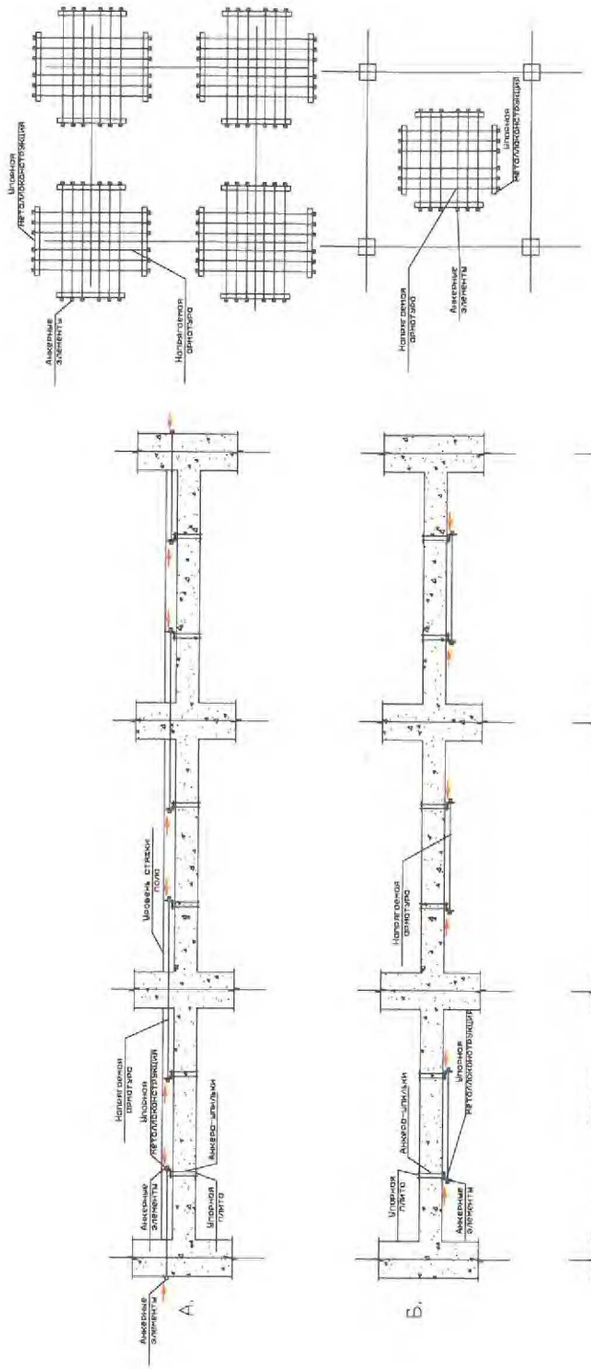


Рис. 7.63

Вариант А является наиболее распространенным вариантом усиления перекрытий. Среди преимуществ – возможность производства работ непосредственно с поверхности перекрытия, обеспечение огнестойкости и коррозионной защиты системы усиления путем закрытия ее стяжкой пола. Стяжку пола рекомендуется выполнять из легких материалов или пенобетона. Данный способ позволяет выполнять усиление как пролетных участков перекрытий, так и консолей. Высота системы над поверхностью перекрытия 50–100 мм. При выполнении усиления по данной схеме в зоне минимальных изгибающих моментов перекрытия устраиваются анкерные упоры из глухих или сквозных анкеров. Сквозные анкера могут быть выполнены из отрезков преднапряженной стержневой арматуры. Глухие и сквозные анкера могут быть выполнены с использованием стандартных анкеров типа HILTI. При использовании сквозных анкеров необходимо устройство противопожарной защиты нижней упорной плиты.

Вариант Б менее материалоемкий, чем вариант А, однако требует противопожарной защиты системы усиления. Данный вариант не позволяет производить усиление консольных участков. Одним из преимуществ данного варианта является возможность производства работ по усилению для эксплуатируемых перекрытий.

Вариант В. Устройство шпренгельнных затяжек позволяет усилять статически неопределимые конструкции и объединять статическиопределимые. Данная система позволяет обеспечивать существенную экономию материалов, но зачастую требует выполнения бурения перекрытия, что приводит к дополнительным трудозатратам и ведет к дополнительным структурным нарушениям перекрытий и колонн. Также данный вариант требует обеспечения дополнительной огнезащиты напрягаемой арматуры.

7.13.2. Усиление балок и ферм (рис. 7.64, 7.65)

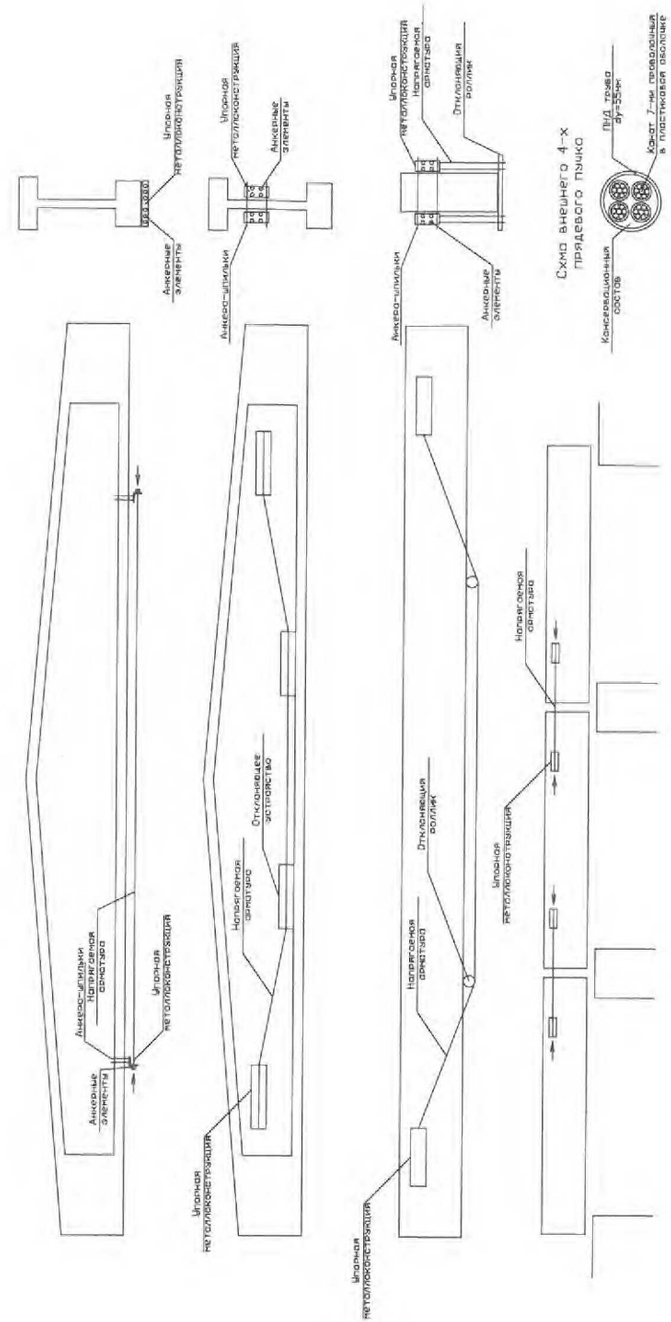


Рис. 7.64. Усиление балок при помощи создания внешних шпренгелей с использованием предварительно напряженной канатной арматуры

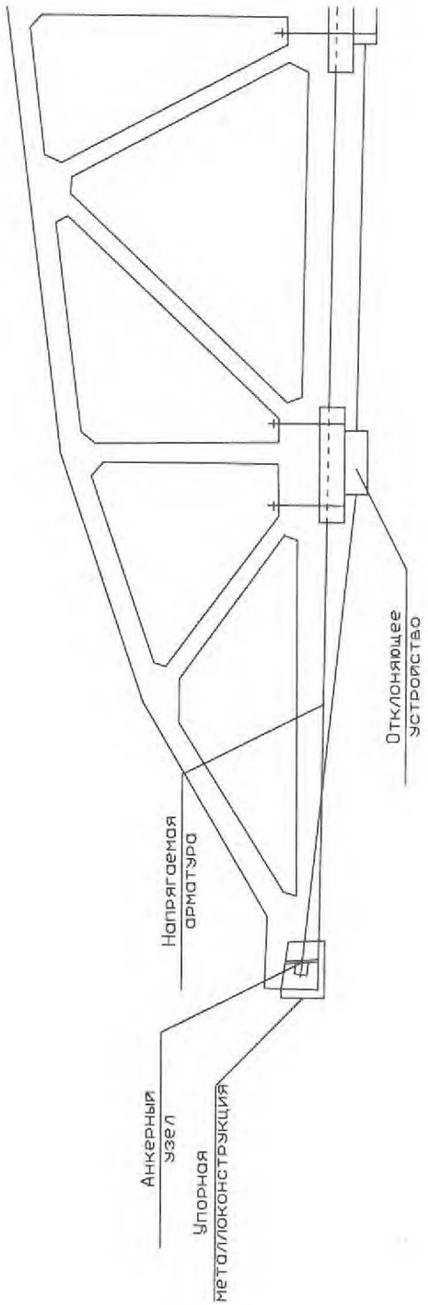


Рис. 7.65. Усиление железобетонной фермы при помощи преднапряженной арматуры

7.13.3. Усиление стен при помощи преднапряженных тяжей (рис. 7.66–7.68)

При реконструкции зданий с несущими кирпичными стенами зачастую возникает необходимость обеспечения пространственной жесткости конструкций здания и совместности работы стен. В данном случае могут быть применены преднапряженные тяжи, располагаемые вдоль фасадов здания с внешней стороны стен (бандажи), или в уровне перекрытий (*рис. 7.69*). В качестве напрягаемых элементов может быть использована напрягаемая канатная арматура в пластиковой оболочке (для обеспечения коррозионной стойкости системы) или напрягаемая высокопрочная стержневая арматура винтового профиля с антикоррозионной окраской.

При расположении анкеров напрягаемой арматуры вне бетона предпочтительно использование литых из высокопрочного чугуна моноанкеров, обладающих высокой коррозионной стойкостью. Обязательно использование защитных крышек анкеров с заполнением антикоррозионной массой (воск, солидол). Полости в опорных конструкциях и каналы в стенах желательно инъецировать цементным раствором с целью недопущения скопления в них влаги. Для опирания анкера на кирпичную или каменную кладку, металлические или деревянные конструкции целесообразно использовать металлические плиты толщиной 35–50 мм, имеющие площадь, исключающую смятие материала конструкции. Для компенсации выступов переходных трубок анкера в плите необходимо устройство отверстия нужного диаметра. В случае необходимости анкер и опорная плита могут быть покрыты антикоррозионным составом или краской, а анкерный узел закрыт защитной или антивандальной крышкой.

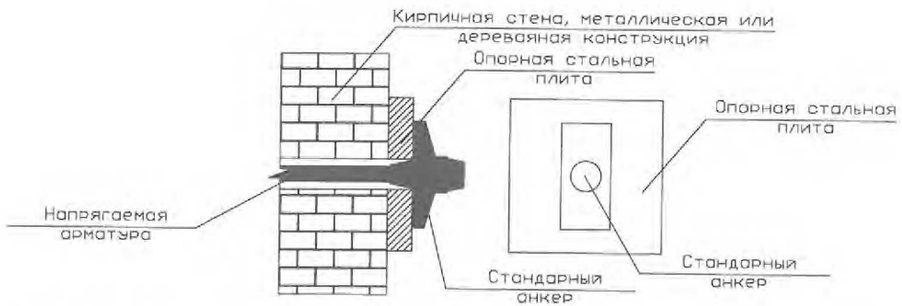


Рис. 7.66. Узел крепления анкера напрягаемой арматуры на кирпичной конструкции

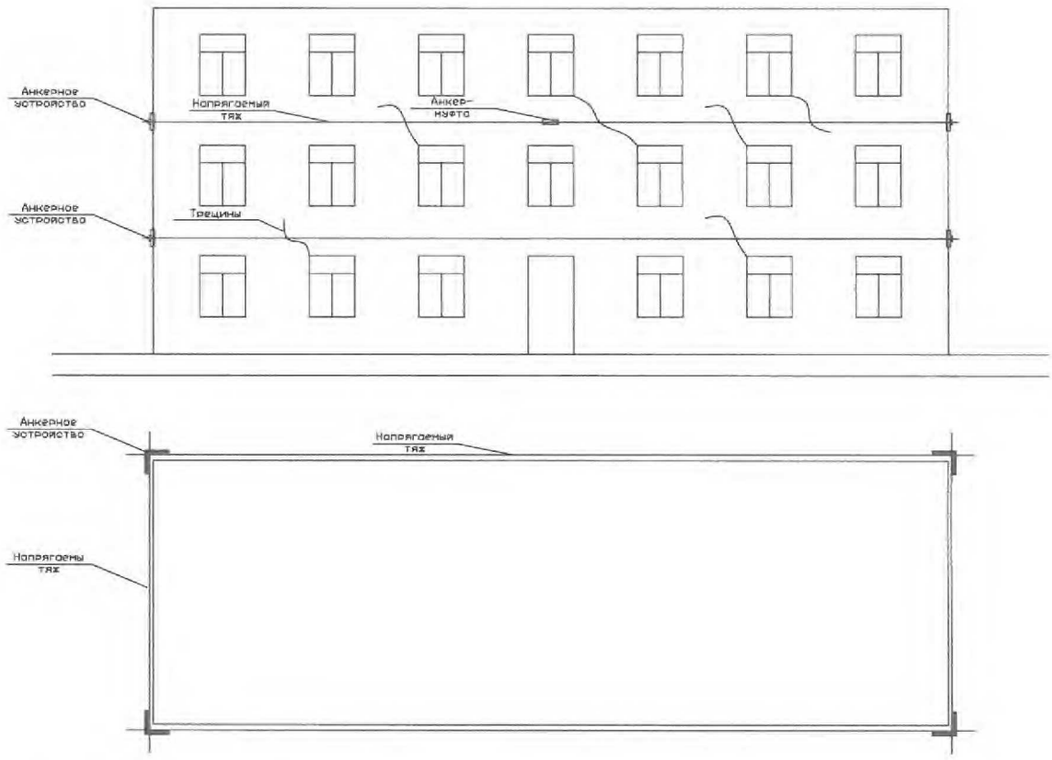


Рис. 7.67. Схема обтяжки здания тяжами-бандажами по периметру фасадов

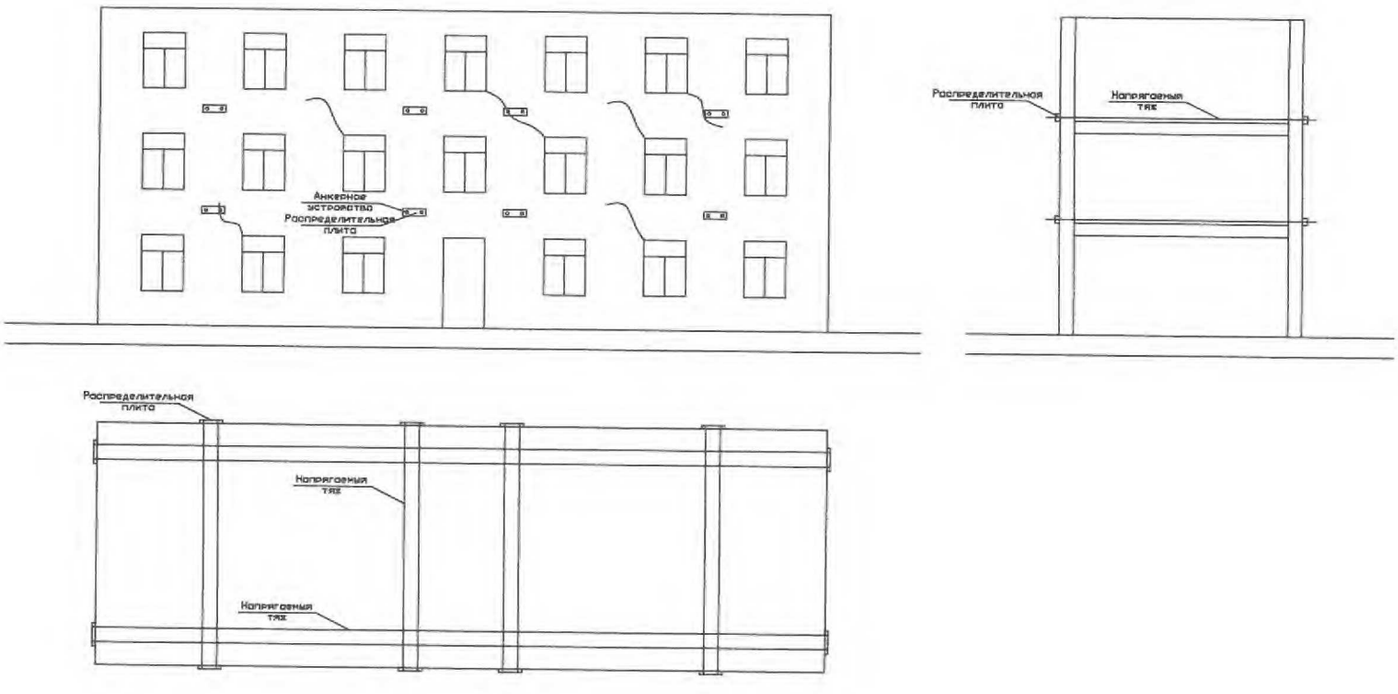


Рис. 7.68. Усиление здания тяжами в уровне перекрытий

При обтяжке зданий по периметру натяжение может производиться по торцам или в промежуточных точках при помощи анкеров-муфт. В качестве напрягаемых элементов может быть использована напрягаемая канатная арматура в пластиковой оболочке (для обеспечения коррозионной защиты) или стержневая высокопрочная арматура винтового профиля.

При обеспечении пространственной жесткости здания, предотвращения трещин и предотвращения выпучивания кладки возможно использование сквозных тяжей, проходящих в уровне перекрытий. Возможно расположение тяжей выше уровней перекрытий или ниже. При расположении тяжей выше уровня перекрытий коррозионную и противопожарную защиту тяжей можно обеспечить путем устройства стяжек (желательно использование стяжек из пенобетона), также в данном случае необходимо использование напрягаемой арматуры без сцепления с бетоном для предотвращения включения в работу стяжки и ее растрескивания при изменении напряжений в тяжах. При расположении тяжей ниже уровня перекрытия необходимо обеспечение дополнительных мероприятий по коррозионной и противопожарной защите.

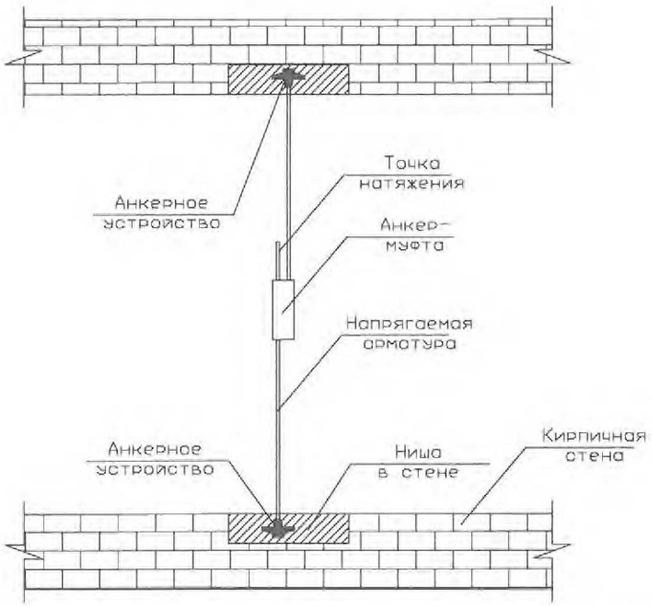


Рис. 7.69. Использование тяжей из напрягаемой арматуры для обеспечения устойчивости стен в процессе реконструкции (при демонтированных перекрытиях)

Затяжки из напрягаемой арматуры могут использоваться при обеспечении устойчивости стен здания в процессе реконструкции. Анкера закладываются в нишах стен с последующим их заполнением бетоном. Натяжение производится при помощи анкеров-муфт в промежуточных точках канатов.

7.13.4. Стержневая преднапрягаемая арматура

В отдельных случаях, в частности при реконструкции, при преднапряжении относительно коротких (до 5 м) элементов, использование напрягаемой канатной арматуры может быть нецелесообразно по причине существенного влияния потерь за счет проскальзывания на анкерах. В данных случаях может быть эффективно применена высокопрочная стержневая арматура винтового профиля. Преднапряжение осуществляется при помощи гидравлического домкрата, а анкеровка – при помощи доводки анкерной гайки. При анкеровке проскальзывание на анкере не превышает 1,7 мм. Также стержневая арматура обладает изгибной жесткостью. Как правило, применяется стержневая арматура винтового профиля марки 950/1050 Н/мм^2 диаметров 26, 32, 36, 40 мм. За счет наличия по всей длине стержней ребер винтового профиля стыковка и анкеровка могут осуществляться в любой точке стержня. Расчетные характеристики стержневой арматуры марки 950/1050 Н/мм^2 приведены в *табл. 7.1*.

Таблица 7.1

Диаметр, мм	Площадь сечения, мм^2	Максимальное усилие преднапряжения, кН	Максимальное усилие перетяжки, кН
26	552	464	499
32	804	676	722
36	1018	856	912
40	1257	1056	1131

Модуль упругости для стержневой арматуры составляет: E = 195,000 Н/мм^2.

Расчетное сопротивление по СП 52-102-2004: R_S = 790 МПа.

Временное сопротивление при разрыве: 1050 МПа.

Условный предел текучести: 950 МПа.

Анкерная муфта, гайка, плита, арматура винтового профиля и домкрат для натяжения стержневой арматуры и доводки гайки, представлены на *рис. 7.70-7.74*.



Рис. 7.70. Анкерная муфта



Рис. 7.71. Анкерная гайка



Рис. 7.72. Анкерная плита

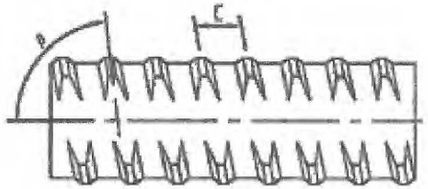


Рис. 7.73. Арматура винтового профиля



Рис. 7.74. Домкрат для натяжения стержневой арматуры и доводки гайки

VIII. Огнестойкость преднапряженных перекрытий

Огнестойкость преднапряженных перекрытий обеспечивается аналогичным образом с ненапряженными перекрытиями – путем обеспечения достаточных защитных слоев бетона. При расчете огнестойкости следует учитывать тот фактор, что для напрягаемой арматуры со сцеплением с бетоном расчетным параметром снижения несущей способности является снижение расчетного сопротивления за счет нагрева, а для арматуры без сцепления с бетоном – потери натяжения. При расчете необходимо учитывать тот фактор, что, как правило, напрягаемая арматура в пролетной зоне находится поверх сетки ненапрягаемой арматуры и фактический защитный слой ее складывается из защитного слоя бетона для ненапрягаемой арматуры, габарита ненапрягаемой арматуры, толщины пластиковой оболочки для напрягаемой арматуры без сцепления с бетоном и смещения относительно центра каналообразователя для арматуры со сцеплением с бетоном (*рис. 8.1*).

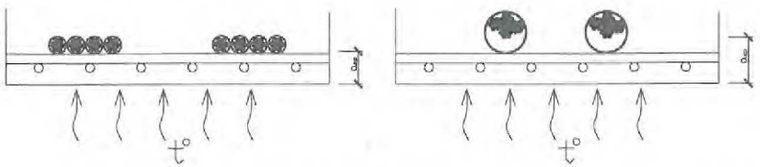


Рис. 8.1. Фактические габариты защитных слоев напрягаемой арматуры

Существенным фактором снижения нагрева напрягаемой арматуры в пластиковой оболочке является низкая (относительно бетона) теплопроводность пластиковой оболочки и смазки и существенное падение температуры на границе бетона и оболочки, даже при достижении температуры плавления пластика. Температура нагрева смазки каната также ограничивается точкой кипения 200 °С.

Американским институтом преднапряжения PTI были разработаны следующие рекомендации по толщинам перекрытий и защитных слоев в соответствии с требуемой огнестойкостью (*табл. 8.1*).

Таблица 8.1

Минимальные габариты	Расчетная продолжительность пожара, ч					
	0,5	1	1,5	2	3	4
Толщина, мм	75	95	110	125	150	170
Защитный слой до ненапрягаемой арматуры, мм	20	20	25	35	45	55

IX. Пример технико-экономического сравнения преднапряженного и непреднапряженного перекрытия

Как правило, принципиальным фактором для принятия решения о применении преднапряженных перекрытий является технико-экономическое обоснование применения данной технологии. Как пример можно привести объект, выполненный в г. Москве в 2008 г. Изначальным проектом была предусмотрена многопролетная балочная конструкция перекрытия пролетом 9×9 м. Перекрытие планировалось реализовывать толщиной 220 мм, с балками по осям, высота балок составляла 600 мм (без учета толщины перекрытия) и ширина 1000 мм. Полезная нагрузка составляла 1000 кг/м^2. Класс бетона балок и перекрытия В35, арматура А500С. Приведенный расход арматуры составлял 4050 кг на ячейку 9×9 м.

Как альтернативный вариант было предложено использование безбалочного перекрытия толщиной 260 мм с преднапряжением его по осям канатной арматурой без сцепления с бетоном диаметром 15,7 мм, из стали класса st.1860 Н/мм^2. На ось приходилось 12 канатов в каждом направлении. Учитывая среднюю длину канатов 27 м, на ячейку 9×9 м приходилось 17,8 анкерных устройств (*рис. 9.1*).

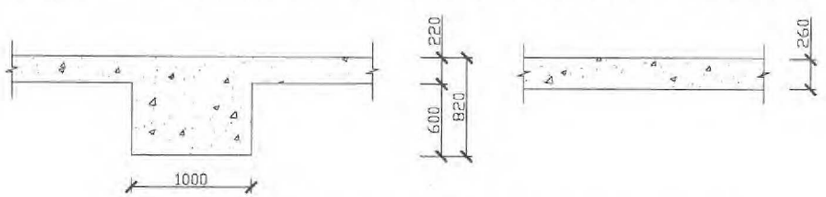


Рис. 9.1. Сечения перекрытий без преднапряжения и с преднапряжением соответственно

На основании двух проектных решений были составлены сводные таблицы материалов на ячейку 9×9 м (*табл. 9.1*):

Таблица 9.1

№ п/п	Материал	Ед. изм.	Без преднапряжения (исходный вариант)	С преднапряжением
1	Бетон В35	м^3	28,26	21,06
2	Арматура А500С	кг	4050	1782
3	Опалубка	м^2	101,88	81
4	Напрягаемая арматура	кг	0	298
5	Анкерные устройства	шт	0	17,8

На основании сводной таблицы материалов было составлено сравнение стоимости двух вариантов перекрытия. Цены строительно-монтажных работ были взяты на основе усредненных рыночных предложений (*табл. 9.2*):

Таблица 9.2

№ п/п	Материал	ед. изм.	Цена ед. (руб., включая НДС)	Без преднапряжения		С преднапряжением	
				кол-во	стоимость общая (руб., включая НДС)	кол-во	стоимость общая (руб., включая НДС)
	Бетон В30	м^3	3500	28,26	98910	21,06	73710
	Арматура	кг	25	4050	101250	1782	44550
	Напрягаемая арматура	кг	95	0	0	298	28310
	Анкерные устройства	шт	720	0	0	17,8	12816
	Опалубочные работы (включая эксплуатацию опалубки)	м^2	920	101,88	93729.6	81	74520
	Арматурные работы	кг	17	4050	68850	1782	30294
	Бетонные работы	м^3	1000	28,26	28260	21,06	21060
	Монтаж и натяжение напрягаемой арматуры	кг	40	0	0	298	11920
	Итого:				**390999,6**		**297180**

Стоимость 1 м^3 бетона в деле для варианта:
– без преднапряжения 13,836 руб.;
– с преднапряжением 14,108 руб..

Таким образом, несмотря на повышение стоимости 1 м^3 бетона на 1,96%, снижение кубатуры бетона на перекрытие составило 25,5%, что позволило в результате получить экономический эффект.

Итого, прямая экономия по работам и материалам, за счет использования в перекрытия преднапряженной арматуры составила

24%. Данный экономический эффект учитывает только прямую экономию и не учитывает снижение строительной высоты здания, упрощение отделочных работ и прокладки коммуникаций за счет отказа от балок. Также за счет преднапряжения снижена расчетная вертикальная нагрузка на колоны на 19 т на каждом этаже, что может быть учтено при проектировании колон и фундаментов.

Литература:

1. СП 52-101-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры».
2. СП 52-102-2004 «Предварительно напряженные железобетонные конструкции».
3. СП 52-103-2007 «Железобетонные монолитные конструкции зданий».
4. СНиП 2.05.03-84* «Мосты и трубы».
5. СНиП 3.06.04-91 «Мосты и трубы».
6. СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции».
7. Eurocode-2.
8. Post-tensioning Manual 6-th edition. PTI, 2006.
9. ТКП 45-5.03-135-2009 (02250) «Железобетонные предварительно напряженные конструкции без сцепления с бетоном», Министерство архитектуры и строительства Республики Беларусь, Минск, 2010 г.
10. Верюжский Ю.В., Колчунов В.И., Барабаш М.С., Гензерский Ю.В. Компьютерные технологии проектирования железобетонных конструкций. Киев, 2006.
11. Sami Khan, Martin Williams. Post-tensioned concrete floors. Elsevier Science Ltd, 1995.
12. Карпиловский В.С., Криксунов Э.З., Маляренко А.А., Микитаренко М.А., Перельмутер А.В., Перельмутер М.А. SCAD OFFICE. Вычислительный комплекс SCAD. М., 2006.
13. Михайлов В.В. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. М., 1963.
14. Леонгардт Ф. Напряженно армированный железобетон. М., 1957.
15. Leonhardt F. Spannbeton fur die Praxis. Berlin, 1955.
16. FIP Handbook on practical design. Examples of the design of concrete structures. Thomas Telford Limited, London, 2010.
17. Post-tensioning tendon installation and grouting manual. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
18. ETAG 013, Guideline for European Technical Approval of post-tensioning kits for prestressing of structures. EOTA, Brussels, 2002.
19. ETA-05/0123. Post-tensioning kit for prestressing of structures with bars, internal bonded and unbounded and external, 2005.

20. ETA-06/0022. Dywidag Bonded Post-tensioning System for 3 to 37 Strands (140 and 150 mm^2), 2005.
21. ETA-03/0036. Post-tensioning kit for prestressing of structures with unbounded monostrands for concrete, 2004.
22. VSL international. Post-tensioned slabs. Berne, 1986.
23. Bangash M.Y.H. Structural details in concrete. Hong Kong, 1992.
24. «Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения». М., 2005.
25. Prestress Manual. State of California Department of Transportation Engineering Services.
26. James Ambrose, Patrick Tripeny. Simplified design of concrete structures. New Jersy, 2007.
27. Bill Mosley, John Bungey, Ray Hulse. Reinforced concrete design to Eurocode-2. New York, 2007.
28. Лин Т.И.. Проектирование предварительно напряженных железобетонных конструкций. М., 1960.
29. Бондаренко В.М. Железобетонные и каменные конструкции. М., 2004.
30. Михайлов В.В. Предварительно напряженные комбинированные и вантовые конструкции. М., 2002.
31. Bijan O.Aalami, Allan Bommer. Design fundamentals of post-tensioned concrete floors. Phoenix, 2006.
32. Алмазов В.О. Проектирование железобетонных конструкций по Евронормам. М., 2007.
33. Мадотян С.А. Арматура железобетонных конструкций. М., 2000.
34. Горюнов Б.Ф. Статически неопределимые конструкции из напряженно армированного бетона. М., 1957.
35. Manfred Wicke. Verbundlose Vorspannung im Hochbau – Freie Spanngliedlage. Wien, 1998.
36. Иванов Ю.В. Реконструкция зданий и сооружений: усиление, восстановление, ремонт. М., 2009.
37. Плевков В.С., Мальганов А.И., Балдин И.В. Железобетонные и каменные конструкции сейсмостойких зданий и сооружений. М., 2010.
38. FIB bulletin 31. Technical report «Post-tensioned in buildings». Lausanne, 2005.
39. Гайдаров Ю.В. Предварительно напряженные металлические конструкции. Л., 1971.
40. Gilbert R.I., Mickleborough N.C. Design of prestressed concrete. Sydney, 1990.
41. Abeles P.W., Bardhan-Roy B.K. Prestressed concrete designer's handbook, Eastbourne, 1981.

Научное издание

Портаев Денис Владимирович

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ ПРЕДНАПРЯЖЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

Редактор: *Мерзлякова В.Ш.*
Верстка: *Лютова О.В.*
Компьютерный дизайн обложки: *Романова Н.С.*

Лицензия ЛР № 0716188 от 01.04.98. Формат 70x100/16.
Бумага офсетная. Гарнитура Таймс. Печать офсетная.

Усл. 15,5 п.л. Заказ № 3388
Тираж 1000 экз.

Издательство Ассоциации строительных вузов (АСВ)
129337, Москва, Ярославское шоссе, 26, отдел реализации – оф. 511
тел., факс: (499)183-56-83, e-mail: iasv@mgsu.ru, http://www.iasv.ru/

Отпечатано в ППП «Типография «Наука»
121099, Москва, Шубинский пер., 6