**Министерство строительства
и жилищно-коммунального хозяйства
Российской Федерации**

**Федеральное автономное учреждение
«Федеральный центр нормирования, стандартизации
и оценки соответствия в строительстве»**

Методическое пособие

КОНСТРУКЦИИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ МОНОЛИТНЫЕ С НАПРЯГАЕМОЙ АРМАТУРОЙ БЕЗ СЦЕПЛЕНИЯ С БЕТОНОМ. ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Москва 2017

gost.e-ecolog.ru

СОДЕРЖАНИЕ

1 Область применения 4
2 Нормативные ссылки 6
3 Термины и определения 7
4 Общие указания 9
5 Материалы 15
5.1 Бетон 15
5.2 Арматура 15
5.2.1 Напрягаемая арматура (классы, диаметры) и каналообразователи 15
5.2.2 Анкерные крепления и соединительные муфты 19
5.2.3 Ненапрягаемая арматура (классы, диаметры, шаги) 24
6 Натяжение арматуры, потери натяжения арматуры, напряжения в бетоне при обжатии 25
7 Нагрузки и воздействия 35
8 Конструктивная система 39
9 Расчет конструктивной системы 42
9.1 Расчетная схема 42
9.2 Требования к расчету 42
10 Несущие железобетонные конструкции 48
11 Расчет несущих железобетонных конструкций 50
11.1 Расчет железобетонных элементов по предельным состояниям 1-ой группы 51
Расчет по прочности нормальных сечений на основе предельных усилий 51
Расчет железобетонных элементов на основе нелинейной деформационной модели 58
Расчет железобетонных элементов на действие поперечных сил 59
Расчет на местное сжатие 60
Расчет на продавливание 61
11.2 Расчет по предельным состояниям 2-й группы 62
Общие положения 62
Расчет по образованию и раскрытию трещин 63
Расчет по деформациям (прогибы) 65
12 Расчет на прогрессирующее обрушение 67
13 Конструктивные требования 69
13.1 Защитный слой бетона 69
13.2 Продольная арматура 71
13.3 Поперечная арматура 80

Определение геометрических параметров конфигурации очертания арматурных элементов 83
Пример расчета параметров раскладки и натяжения напрягаемых арматурных элементов монолитной плиты перекрытия 85
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ БИБЛИОГРАФИЯ 108

1 Область применения

Настоящее методическое Пособие распространяется на проектирование железобетонных предварительно напряженных монолитных конструкций перекрытий с натяжением арматуры на бетон в зданиях жилого и гражданского назначения. В Пособии приведены указания по расчету и конструированию балочных элементов и элементов плит перекрытий, которые выполняют из тяжелого бетона с натяжением канатной арматуры на бетон в построечных условиях. Применяемая канатная арматура в таких конструкциях не имеет сцепления с бетоном.

Пособие составлено в развитие положений СП 63.13330.2012 и распространяется на проектирование железобетонных предварительно напряженных монолитных конструкций перекрытий с натяжением арматуры на бетон, эксплуатируемых в климатических условиях России (при систематическом воздействии температур не выше 50°С и не ниже минус 70°С), в среде с неагрессивной степенью воздействия.

Основными источниками для разработки данного Пособия явились материалы отечественных и иностранных нормативных документов и исследований которые представлены в разделе «Нормативно-техническая библиография» и в частности [20, 21].

В Пособии также приведены отдельные примеры расчетов, разъясняющие основные положения документа. Примеры даны только для тех положений документа, которые отличаются от положений, изложенных в СП 63.13330.2012. СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения».

В Пособии указания по расчету и конструированию предварительно напряженных конструкций, дублирующих положения СП 63.13330.2012. СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения», не приведены, а только снабжены соответствующими ссылками на положения указанного СП.

Кроме того, не представлены подробные рекомендации по расчету и конструированию, касающиеся элементов и их частей, как правило, выполняемых без предварительного напряжения (например, расчеты на местное сжатие, на продавливание). Эти материалы детализированы в действующем «Пособии по проектированию бетонных и железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры (к СП 63.13300.2012)». В Пособии также не представлены некоторые рекомендации и примеры по расчету предварительно напряженных элементов, уже содержащиеся в «Пособии по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 63.13330.2012)» (расчеты начального предварительного напряжения, потерь предварительного напряжения от деформаций анкеров, от усадки бетона и др.).

Пособие разработано для применения широким кругом специалистов, чья деятельность связана с проектированием и строительством зданий (сооружений), а также с производством систем с натяжением арматуры на бетон (без сцепления арматуры с бетоном).

Пособие разработано в НИИЖБ им. А. А. Гвоздева авторским коллективом в составе: д. т. н. С.Б. Крылов, д. т. н. Е.А. Чистяков, к. т. н. С.А. Зенин, к. т. н. Б.С. Соколов, к. т. н. Р.Ш. Шарипов; инж. О.В.Кудинов.

2 Нормативные ссылки

В настоящем методическом Пособии использованы ссылки на следующие нормативные документы.

СП 63.13330.2012. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения

СП 70.13330.2014 (СНиП 3.03.01-87). Несущие и ограждающие конструкции

СП 20.13330.2012 (СНиП 2.01.07-85*). Нагрузки и воздействия

ГОСТ 53772-2010 «Канаты стальные арматурные семипроволочные стабилизированные. Технические условия». М., Стандартинформ, 2010 г.

ГОСТ 13840-68 «Канаты стальные арматурные 1х7. Технические условия». М., Издательство стандартов, 1988 г.

3 Термины и определения

В настоящем методическом Пособии применены следующие термины с соответствующими определениями.

Анкеровка арматуры: обеспечение восприятия арматурой действующих на нее усилий за счет сцепления арматуры с бетоном путем заведения на определенную длину за расчетное сечение или устройства на концах специальных анкеров.

Анкер: конструктивный элемент, включающий в себя литую прямоугольную или круглую стальную распределительную деталь с круглой полостью для пропуска в ней конца арматурного каната, соединительную трубку и цангу с трехлепестковыми клиньями.

Арматура конструктивная: арматура, устанавливаемая без расчета из конструктивных соображений.

Арматура рабочая: арматура, устанавливаемая по расчету.

Арматура предварительно напряженная: арматура, получающая начальные (предварительные) напряжения в процессе изготовления конструкций до приложения внешних нагрузок в стадии эксплуатации.

Арматурные элементы: элементы, включающие в себя предварительно напряженную канатную арматуру, а также каналообразователи, в которых в заводских условиях размещены канаты в защитной смазке.

Защитный слой бетона: толщина слоя бетона от грани элемента до ближайшей поверхности арматурного элемента или ненапрягаемого стержня.

Конструкции предварительно напряженные: железобетонные конструкции с высокопрочной предварительно напряженной арматурой, посредством которой создается обжатие в бетоне до приложения эксплуатационной нагрузки.

Конструкции предварительно напряженные с натяжением арматуры на бетон: железобетонные конструкции, в которых предварительно напряженная канатная арматура натягивается после набора прочности бетоном.

Система натяжения на бетон без сцепления арматуры с бетоном: совокупность арматурных элементов предварительно напряженных железобетонных конструкций с натяжением арматуры на бетон с анкерами по торцам конструкций.

Каналообразователь: пластиковая трубка, выполненная из полипропилена (ПП) или полиэтилена высокой плотности (ПЭВП), для укладки в ней канатной арматуры со смазкой.

Конструктивная система здания: совокупность взаимосвязанных несущих конструктивных элементов, обеспечивающих прочность, устойчивость и необходимый уровень эксплуатационных качеств здания.

Муфта: соединительный элемент, посредством которого соединяются отрезки предварительно напряженной арматуры в пределах длины конструкции.

Канаты высшей категории качества: арматурные канаты стальные семипроволочные (7×1) стабилизированные, имеющие показатель релаксации не более 2,5% при начальной нагрузке 70% от фактического разрывного усилия в течение 1000 ч.

Канаты первой категории качества: арматурные канаты стальные семипроволочные (7×1), имеющие показатель релаксации не более 8,0% при начальной нагрузке 70% от фактического разрывного усилия в течение 1000 ч.

Сцепление арматуры с бетоном: свойство арматуры передавать усилия на бетон посредством выступов периодического профиля, а также сил трения и адгезионных связей по контактной поверхности бетона и арматуры.

4 Общие указания

4.1 Основными преимуществами монолитных предварительно напряженных перекрытий с натяжением арматуры на бетон перед обычными монолитными перекрытиями с ненапрягаемой арматурой являются:

- увеличенные пролеты;
- плиты перекрытий сниженной толщины;
- облегченная конструктивная система здания вследствие сниженного собственного веса конструкций перекрытий;
- повышенная трещиностойкость и жесткость с соответствующим снижением прогибов;
- пониженная высота этажа;
- значительная экономия обычной ненапрягаемой арматуры;
- более высокая скорость строительства.

4.2 Предварительно напряженные конструкции с натяжением канатной арматуры на бетон, как правило, применяют в монолитном строительстве в неразрезных многопролетных конструкциях (плит перекрытий и покрытий, ряда балочных элементов). Указанные конструкции выполняют с использованием двух основных систем натяжения на бетон: со сцеплением арматуры с бетоном и без сцепления арматуры с бетоном. В первой системе в одном каналообразователе укладывают несколько канатов (мультистрэнды – рисунок 1), а во второй системе – один канат (монострэнд – рисунок 2).

4.3 В первой системе сразу после натяжения арматурных канатов каналы инъецируют в построечных условиях специальными цементными растворами, которые после набора прочности обеспечивают сцепление арматуры с бетоном.

Расчет и проектирование таких конструкций в эксплуатационной стадии производят по СП63.13330.

До проведения инъецирования каналов конструкция рассматривается как не имеющая сцепления с бетоном.

4.4 Особенностями систем со сцеплением арматуры с бетоном являются:

- минимальная зависимость от надежной работы концевых анкеров сразу после набора прочности цементного раствора инъецированного в канал;

- в расчетах по несущей способности достигается 100%-ное использование прочностных характеристик каната (вследствие совместной работы на растяжение с бетоном), что позволяет минимизировать расход обычной (ненапрягаемой) арматуры;

- предварительное напряжение канатной арматуры повышает прочность конструкций по наклонным сечениям при действии поперечных сил, а также на продавливание;

- вследствие плотного размещения в канале нескольких канатов достигается возможность создания более высокого усилия обжатия в сравнении с одиночными канатами;

- точечное повреждение каната приводит к утрате предварительного напряжения только на ограниченном участке, не нарушая работу каната вне данного участка.

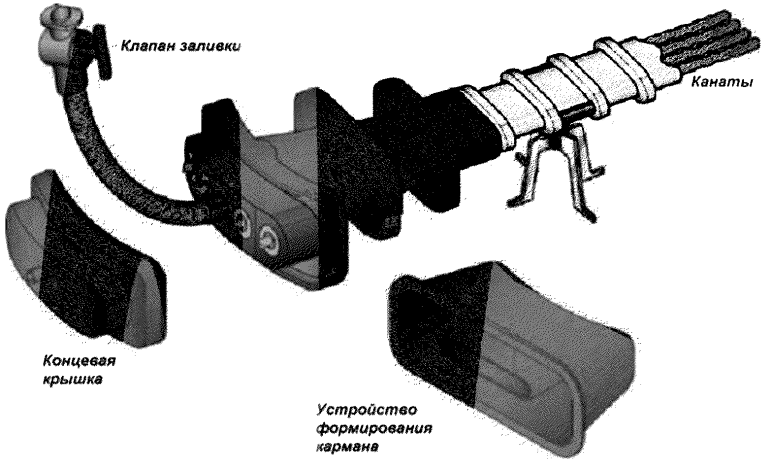


Рисунок 1 – Принципиальная конструкция арматурных напрягаемых элементов и анкеров для систем со сцеплением арматуры с бетоном

4.5 Во второй системе (без сцепления арматуры с бетоном) инъецирование каналов цементными растворами не производят. Каналы заполняют защитной

консистентной смазкой в заводских условиях (рисунки 2, 3) до отправки на строительную площадку. Готовые арматурные элементы отправляют на строительную площадку, где их устанавливают в опалубку.

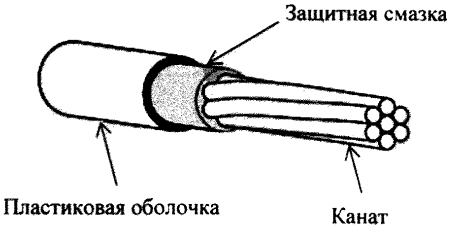


Рисунок 2 – Конструкция арматурного элемента с канатной арматурой в защитной оболочке

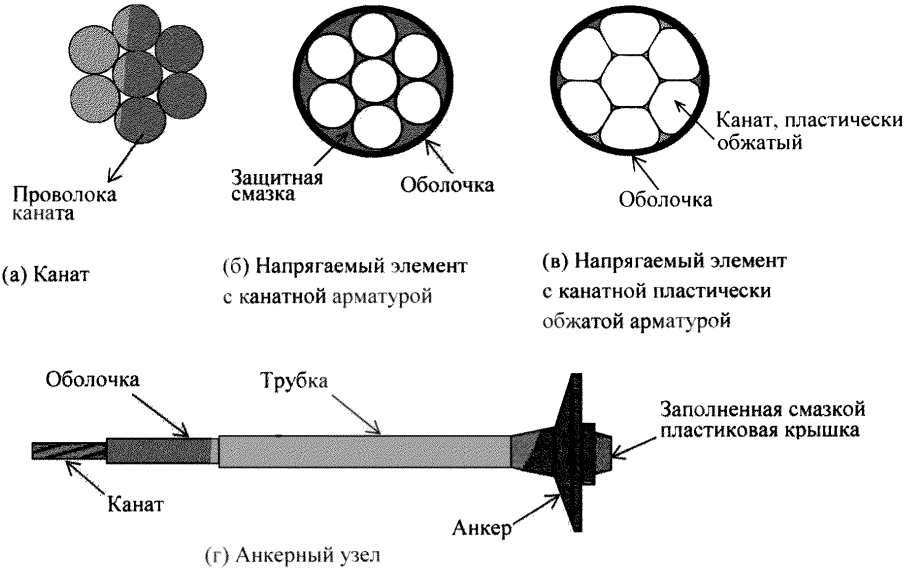


Рисунок 3 – Принципиальная конструкция арматурных напрягаемых элементов и анкеров для систем без сцепления арматуры с бетоном

4.6 В рассматриваемой (второй) системе заполненное специальной защитной смазкой пространство между канатом и защитная оболочка каналообразователя исключает возможность сцепления арматуры с бетоном при натяжении арматуры, а также при нагружении и дальнейшей эксплуатации конструкции.

4.7 Особенностями систем без сцепления арматуры с бетоном являются:

- арматурный элемент производят вне строительной площадки (в заводских условиях металлургических комбинатов), что позволяет обеспечить качественное заполнение каналов смазкой;

- длительность процессов технологических переделов по установке арматурных элементов в опалубку существенно ниже за счет отказа от операций протягивания канатов в каналообразователях и инъецирования каналов;

- исключается мокрый процесс по инъецированию каналов цементными растворами, требующий высокой квалификации персонала на строительной площадке;

- возможность использования канатной арматуры малых диаметров и допустимость более низких толщин защитного слоя бетона создает условия для определенного повышения прочности нормальных сечений вследствие увеличенного плеча внутренней пары сил;

- арматурные элементы данной системы отличаются повышенной гибкостью, что позволяет производить их перегибы не только по высоте сечения, но и по горизонтали там, где это необходимо, например, для соответствия криволинейной конфигурации перекрытия, для огибания проемов в перекрытиях;

- потери натяжения от трения канатной арматуры о стенки каналов существенно ниже благодаря наличию защитной смазки внутри каналообразователей;

- усилие в канатной арматуре при действии полной расчетной нагрузки незначительно увеличивается в сравнении с усилием после окончания натяжения вследствие более равномерного распределения деформаций арматуры по длине конструкции из-за наличия смазки в арматурных элементах, что исключает возможность хрупкого разрушения от разрыва арматуры;

- изгибная жесткость элементов ниже в сравнении с системами со сцеплением арматуры с бетоном, что несколько увеличивает прогибы конструкций, находящихся в одинаковых условиях;

- точечное повреждение каната приводит к утрате предварительного напряжения по всей длине арматурного элемента, поэтому особое внимание должно быть уделено расчетам на прогрессирующее обрушение.

4.8 Конструкции с арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, по признаку расположения арматуры делят на конструкции с внешним расположением напрягаемой арматуры, с расположением арматуры в открытых каналах и с расположением арматуры в закрытых каналах. В настоящем Пособии приведены рекомендации по расчету и проектированию конструкций с арматурой без сцепления арматуры с бетоном, расположенной в закрытых каналах.

4.9 Конструктивно в каждом каналообразователе расположен только один канат, образуя отдельный арматурный элемент. В некоторых случаях могут быть изготовлены специальные арматурные элементы с групповым расположением отдельных арматурных элементов по горизонтали – до четырех в группе (рисунок 4). В таких решениях соседние отдельные арматурные элементы объединены между собой планками-перемычками.



Рисунок 4 – Конструкция для варианта группового расположения арматурных элементов

Допускается расположение арматурных элементов в пучках (до пяти в пучке), в т.ч. с прилеганием элементов друг к другу без просвета. Расстояние в свету между соседними пучками принимают не менее 75 мм.

4.10 Раскладку арматурных элементов по высоте сечения конструкции производят таким образом, чтобы обеспечивалось эффективное восприятие опорных (отрицательных) и пролетных (положительных) изгибающих моментов. Для этого арматуру раскладывают волнообразно по параболической кривой в пролете и по обратной параболической кривой – на опоре (рисунок 5). Это определяет одно из главных преимуществ рассматриваемой системы, которое заключается в том, что

предварительно напряженная арматура располагается в основном в наиболее растянутой зоне расчетных сечений.

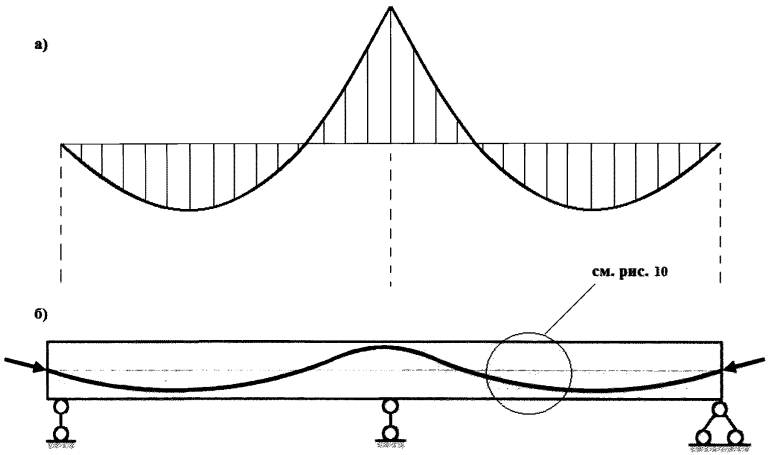


Рисунок 5 – Эпюра изгибающих моментов (а) и схема раскладки напрягаемой арматуры (б) по высоте сечения неразрезной конструкции

4.11 Одно из преимуществ этой системы состоит также в том, что в результате предварительного напряжения криволинейно расположенных по высоте (толщине) конструкций арматурных элементов в конструкциях, наряду с предварительным обжатием, в пролетных зонах конструкции возникают вертикально направленные вверх составляющие от усилия в преднапряженной арматуре. Эти вертикально направленные силы уравновешивают часть постоянной и временной нагрузок. На опорных участках конструкций эти силы в соответствии с расположением арматурного элемента направлены вниз.

Кроме того, при указанном в п. 4.10 расположении арматурного элемента предварительное напряжение повышает прочность конструкции при действии поперечных сил и продавливании.

5 Материалы

5.1 Бетон

5.1.1 В предварительно напряженных железобетонных конструкциях с натяжением арматуры на бетон (без сцепления арматуры с бетоном) используют тяжелые бетоны классов по прочности на сжатие В35-В60. Допускается применение тяжелых бетонов классов по прочности на сжатие В20-В25 при соответствующем расчетном обосновании (обеспечение прочности, ограничение прогибов, а также образования и раскрытия эксплуатационных трещин).

5.1.2 Передаточную прочность бетона R_{bp} (прочность бетона к моменту его обжатия, контролируемая аналогично классу бетона по прочности на сжатие) следует назначать равной не менее 70% принятого класса бетона по прочности на сжатие.

5.1.3 Минимальную прочность бетона незагруженных монолитных конструкций при распалубке поверхностей (которая также контролируется аналогично классу бетона по прочности на сжатие) принимают согласно таблицы 5.11 СП 70.13330.

Во всех случаях распалубка горизонтальных и наклонных поверхностей должна быть произведена ранее передачи усилия обжатия на бетон.

Допускается производить опирание опалубки с арматурой и укладываемым бетоном вышележащего перекрытия на нижнее перекрытие после проведения передачи усилия обжатия на бетон нижнего перекрытия.

5.1.4 Для заполнения установочных гнезд для анкеров используют мелкозернистый безусадочный бетон класса по прочности на сжатие не менее В30.

5.2 Арматура

5.2.1 Напрягаемая арматура (классы, диаметры) и каналообразователи

5.2.1.1 Армирование предварительно напряженных конструкций с натяжением на бетон (без сцепления арматуры с бетоном) производят арматурными

элементами, которые включают в себя стальные высокопрочные канаты, размещаемые в закрытых гибких пластиковых трубках-каналообразователях.

5.2.1.2 Для предварительно напряженных конструкций с натяжением арматуры на бетон без ее сцепления с бетоном, как правило, применяют канаты высшей категории качества (стабилизированные стальные канаты) из круглой гладкой проволоки (К7) и пластически обжатые канаты из круглой гладкой проволоки (К7О) (см. рисунок 3), выпускаемые по ГОСТ 53772 и частично по ГОСТ 13840-68. Данные по классам и механическим свойствам стальных канатов представлены в таблице 1 и 2. В таблицах диаметры канатов, используемые в системах без сцепления с бетоном, обозначены знаком *.

Указанные канаты имеют минимальный уровень потерь напряжения от релаксации арматуры (не более 2,5% после 1000 часов выдержки при температуре +20 °С), что соответствует классу релаксации 2 по таблицам 1 и 2.

5.2.1.3 Каналообразователи выполняют в виде пластиковых трубок гладкого профиля из полиэтилена высокой плотности (ПЭВП) или полипропилена (ПП). Для производства каналообразователей запрещается использование пластиков на основе соединений хлора.

5.2.1.4 Каналообразователи имеют кольцевую форму поперечного сечения. Внутренний диаметр трубок равен наружному диаметру канатов. При этом свободное пространство между проволоками канатов, а также между наружным профилем канатов и пластиковой оболочкой полностью заполнено защитной противокоррозионной смазкой.

Таблица 1 – Механические характеристики канатной арматуры К7 по ГОСТ 13840

Классы по прочности на растяжение	Условный предел текучести, $б_{0,2}$, МПа	Временное сопротивление, $б_{т,}$, МПа	Нормативное сопротивление, $R_{s,n,}$ МПа	Расчетное сопротивление, $R_{s,}$ МПа	Классы по виду профиля	Классы по релаксации	Номинальные диаметры, мм
1	2	3	4	5	6	7	8
1400/1670	1400 (см. прим. 2)	1670	1400	1215	К7	1; 2	15,0
1500/1770	1500 (см. прим. 2)	1770	1500	1300	К7	1; 2	6,0; 9,0; 12,0

Примечания:

1) В обозначениях классов по прочности на растяжение в числителе указан условный предел текучести, а в знаменателе – временное сопротивление

2) Условный предел текучести $б_{0,2}$ для арматурных канатов по ГОСТ 13840 указан при остаточном относительном удлинении 0,2%

3) Принятые обозначения классов канатов по виду профиля: К7 – изготовленные из круглой гладкой проволоки;

4) Принятые обозначения классов канатов по релаксации: релаксация составляет не более 8% и 2,5% соответственно для классов 1 и 2 при начальной нагрузке 70% от фактического разрывного усилия в течение 1000 ч

Таблица 2 – Механические характеристики канатной арматуры К7 по ГОСТ 53772

Классы по прочности на растяжение	Условный предел текучести, $Б_{0,1}$, МПа	Временное сопротивление, $Б_{т,}$, МПа	Нормативное сопротивление, $R_{s,n,}$ МПа	Расчетное сопротивление, $R_{s,}$ МПа	Классы по виду профиля	Классы по релаксации	Диаметры, мм
1	2	3	4	5	6	7	8
1450/1670	1450	1670	1450	1260	К7	2	15,2
1550/1770	1550	1770	1550	1350	К7	2	6,9; 9,0; 9,3; 9,6; 11,0; 12,5*; 12,7; 12,9*; 15,2*; 15,7*; 18,0
1600/1820	1600	1820	1600	1390	К7О	2	15,2*
1650/1860	1650	1860	1650	1435	К7	2	6,9; 9,0; 9,3; 9,6; 11,0; 12,5*; 12,7; 12,9*; 15,2*; 15,7*
					К7О	2	12,7;15,2*
1740/1960	1740	1960	1740	1515	К7	2	9,0;9,3
1840/2060	1840	2060	1840	1600	К7	2	6,9
1920/2160	1920	2160	1920	1670	К7	2	6,9

Примечания:

1) В обозначениях классов по прочности на растяжение в числителе указан условный предел текучести, а в знаменателе – временное сопротивление

2) Принятые обозначения классов канатов по виду профиля: К7 – изготовленные из круглой гладкой проволоки; К7О – пластически обжатые, изготовленные из гладкой проволоки

3) Принятые обозначения классов канатов по релаксации: релаксация составляет не более 8% и 2,5% соответственно для классов 1 и 2 при начальной нагрузке 70% от фактического разрывного усилия в течение 1000 ч

4) Знаком * обозначены диаметры, используемые для производства канатов в защитной оболочке по СТО 71915393-ТУ100-2011 для систем с натяжением арматуры на бетон без сцепления арматуры с бетоном

Защиту выполняют в заводских условиях предприятий метизной промышленности с обеспечением электронного контроля предупреждения образования воздушных полостей, пор и разрывов в смазке.

Нанесение защитной смазки, а также протяжку канатов в каналообразователях производят сразу после завершения термомеханической обработки канатной арматуры.

5.2.1.5. Каналообразователи проектируют и устанавливают как неизвлекаемые элементы конструкции.

Соотношение площади поперечного сечения каналообразователя к площади поперечного сечения каната, как правило, принимают в диапазоне 2–2,5.

5.2.1.6. Производство арматурных элементов для систем без сцепления с бетоном осуществляют в соответствии с СТО 71915393-ТУ100-2011/6/. В таблице 3 представлена номенклатура производимых в России арматурных элементов в защитной оболочке согласно указанному документу.

5.2.1.7. Допускается при соответствующем технико-экономическом и расчетном обосновании применение в арматурных элементах канатной арматуры первой категории качества по ГОСТ 13840.

5.2.1.8 Номинальный диаметр арматурных канатов принимают от 12,5 до 15,7мм, а диаметр арматурных элементов (с учетом каналообразователя) – не более 20мм.

5.2.2 Анкерные крепления и соединительные муфты

5.2.2.1 Для передачи усилия предварительного напряжения арматуры на бетон конструкции используют механические анкерные крепления разнообразной конструкции. У концов каждого напрягаемого арматурного элемента устанавливают два анкера, активный и пассивный.

Пассивный анкер располагают со стороны напрягаемого арматурного элемента, противоположной размещению гидродомкрата.

Таблица 3 – Номенклатура напрягаемых арматурных элементов

№ № п/п	Условное обозначение арматурных элементов	Номинальный диаметр каната, мм	Номинальная площадь поперечного сечения, мм^2	Внешний диаметр оболочки, мм	
				мини-мальный	макси-мальный
1	2	3	4	5	6
1.	К7-12,5-1550/1770-ТУ100	12,5	93	14,5	15,9
2.	К7-12,9-1550/1770-ТУ100	12,9	100	14,9	16,3
3.	К7-15,2-1550/1770-ТУ100	15,2	139	18,2	19,4
4.	К7-15,7-1550/1770-ТУ100	15,7	150	18,7	19,9
5.	К7О-15,2-1600/1820-ТУ100	15,2	165	18,2	19,4
6.	К7-12,5-1650/1860-ТУ100	12,5	93	14,5	15,9
7.	К7-12,9-1650/1860-ТУ100	12,9	100	14,9	16,3
8.	К7-15,2-1650/1860-ТУ100	15,2	139	18,2	19,4
9.	К7О-15,2-1650/1860-ТУ100	15,2	165	18,2	19,4
10.	К7-15,7-1650/1860-ТУ100	15,7	150	18,7	19,9
Примечание: Применение пластически обжатых канатов К7О допускается только при специальном обосновании					

Активный анкер – это анкер, который располагают со стороны гидродомкрата для передачи усилия натяжения на бетон после завершения натяжения и снятия гидродомкрата.

5.2.2.2 Принципиальная конструкция активного анкера представлена на Рисунок 6, а конструкция пассивных анкеров – на рисунке 7.

Как следует из рисунка 7, б, пассивный и активный анкера в принципе могут иметь одинаковую конструкцию.

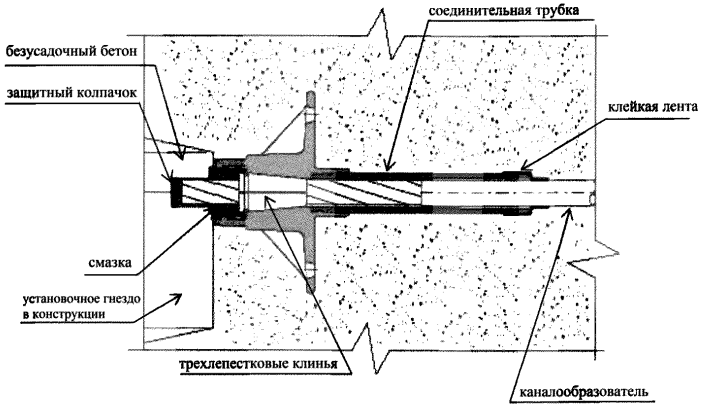


Рисунок 6 – Техническое решение конструкции активного анкера

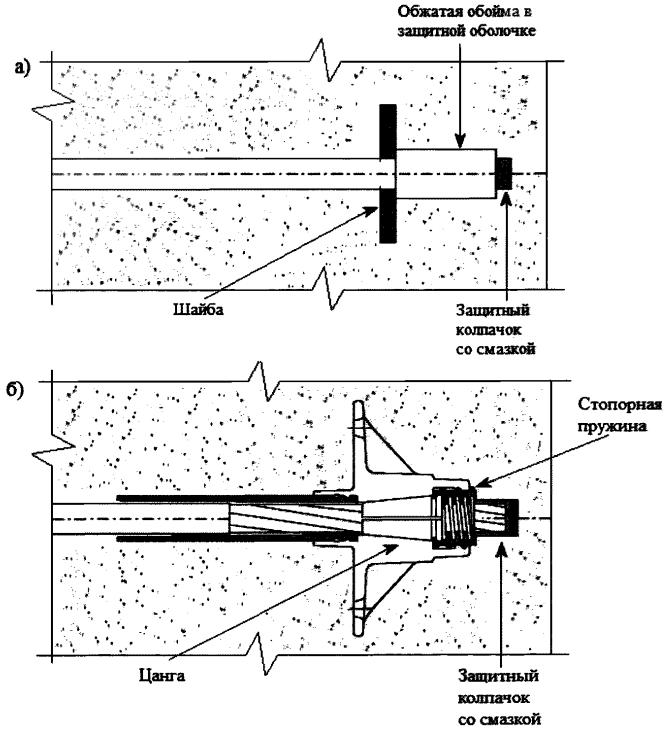


Рисунок 7 – Технические решения конструкций пассивных анкеров (а – на основе обжатых обойм, б – на основе цанговых зажимов)

Отличие состоит в полной изоляции пассивного анкера в бетоне конструкции. У активного анкера опорная поверхность открыта для установки гидродомкрата и натяжения арматуры, но после осуществления натяжения и

фиксации арматурных канатов в цанговых зажимах активный анкер должен быть надежно защищен от возможных коррозионных повреждений.

В общем виде конструкция активных анкеров представляет собой литую прямоугольную или круглую стальную распределительную деталь с круглой полостью для пропуска в ней конца арматурного каната, защитную трубку и цангу в виде трехлепестковых клиньев. Сами цанги размещают в специальных гнездах-углублениях на торцах конструкций. Указанные гнезда проектируют таким образом, чтобы после их обетонирования была обеспечена необходимая толщина защитного слоя бетона до цанг и распределительных деталей.

После осуществления натяжения излишнюю часть арматуры обрезают и производят защиту анкеров. Защиту анкеров и выступающих частей канатов производят в 2 последовательных этапа. На первом этапе защиту выполняют путем устройства защитных покрытий в виде полимерных пленок, смазок и защитных колпачков. На втором этапе пассивные анкера полностью омоноличивают, а активные – частично при бетонировании самой конструкции. После завершения натяжения арматуры производят омоноличивание установочных гнезд активных анкеров (см. рисунок 6).

В отдельных случаях пассивный анкер образуют из концевого участка канатной арматуры путем распушения и изгиба отдельных проволок каната с помощью специального оборудования.

5.2.2.3 В ряде случаев применяют соединения арматурных элементов по длине с использованием муфт. Конструктивно муфты выполняют с фиксированным положением и подвижными. Муфты с фиксированным положением образуют стыкованием активного анкера (с натянутым и закрепленным в нем арматурным элементом) и полумуфты. Стыкование производят втулкой с резьбовым соединением (рисунок 8, а).

Подвижные муфты образуют стыкованием двух полумуфт втулкой с резьбовым соединением (рисунок 8, б). Подвижные муфты применяют для стыкования арматурных элементов по длине конструкций.

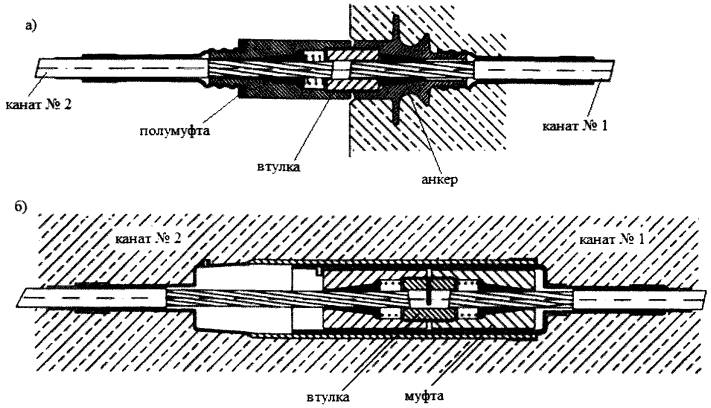


Рисунок 8 – Конструкция муфт на примере технических решений фирмы «Дивидаг» (а – муфта фиксированного положения, б – подвижная муфта)

Муфты с фиксированным положением устраивают в стыках смежных захваток поэтапно бетонируемых и предварительно напрягаемых плит (рисунок 9).

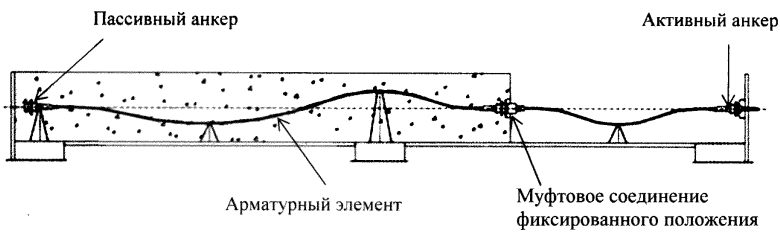


Рисунок 9 – Устройство муфтового соединения в стыках смежных захваток монолитных конструкций

5.2.2.4 Анкеры проектируют таким образом, чтобы была обеспечена прочность бетона на смятие под опорными поверхностями анкеров при натяжении арматуры, а так же чтобы не происходило образование продольных трещин от раскалывания бетона сосредоточенным усилием обжатия.

Все элементы анкеров и муфт должны удовлетворять требованиям по прочности и коррозионной стойкости.

5.2.3 Ненапрягаемая арматура (классы, диаметры, шаги)

5.2.3.1 В качестве ненапрягаемой продольной рабочей арматуры следует использовать стержневую арматуру преимущественно классов А500, допускается также применение арматуры класса А400. В качестве поперечной и конструктивной арматуры применяют арматуру класса не ниже А240. В сварных сетках и каркасах допускается также применять арматуру класса В500.

5.2.3.2 Диаметры и шаги ненапрягаемой арматуры должны соответствовать требованиям раздела 10.3 СП 63.13330. При этом расчетное содержание ненапрягаемой арматуры не может быть ниже минимального процента армирования, которое устанавливается в соответствии с п. 10.3.6 СП 63.13330.

6 Натяжение арматуры, потери натяжения арматуры, напряжения в бетоне при обжатии

6.1 Наибольшее значение начального напряжения в предварительно напряженной арматуре σ_{sp} принимают в соответствии с указаниями п.9.1.1 СП 63.13330.

6.2 Напряжения σ_{con} , контролируемые при натяжении арматуры на затвердевший бетон и определяемые из условия обеспечения в расчетном сечении напряжения σ_{sp}, вычисляют по формуле:

$$\sigma_{con} = \sigma_{sp} - \alpha \left(\frac{P}{A_{red}} + \frac{P \cdot e_{op} \cdot y_{sp}}{I_{red}} \right), \quad (1)$$

где

σ_{sp} принимают без учета потерь предварительного напряжения;

P, e_{op} определяют по формулам (2) и (3) при значениях σ_{sp} с учетом первых потерь предварительного напряжения (рисунок 10);

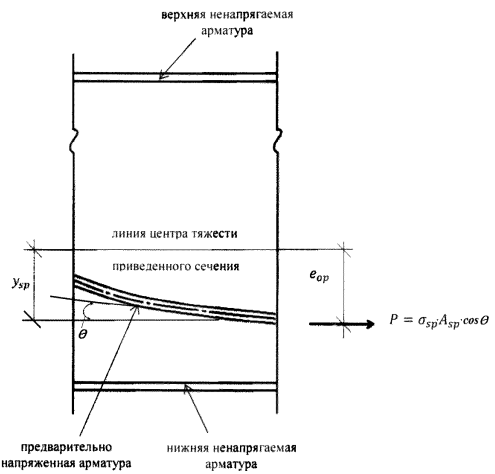


Рисунок 10 – Схема усилий в расчетном сечении при определении контролируемого напряжения σ_{con}

y_{sp} – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до точки приложения усилия в напрягаемой арматуре;

$\alpha = E_s/E_b$, при этом значение E_b принимают как для класса бетона, отвечающего проектному значению передаточной прочности бетона.

В формуле (1) усилие предварительного обжатия P и эксцентриситет его приложения e_{op} относительно центра тяжести приведенного сечения определяют по формулам:

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp}, \quad (2)$$

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp} \cdot A_{sp} \cdot y_{sp}}{P}, \quad (3)$$

где A_{sp} – площадь поперечного сечения напрягаемой арматуры.

Геометрические характеристики поперечного сечения элемента рассчитывают без учета площади поперечного сечения арматурных элементов.

Учитывая криволинейный характер раскладки напрягаемой арматуры по высоте сечения, значения σ_{sp} умножают соответственно на cosθ, где θ –угол наклона оси арматуры к продольной оси элемента (для рассматриваемого сечения).

6.3 В процессе передачи усилия обжатия и в процессе эксплуатации конструкции начальное принятое предварительное напряжение уменьшается вследствие деформации анкерных устройств, ползучести бетона и т.д. Указанные потери разделяют на первые потери и вторые потери.

При определении напряжения σ_{sp} в напрягаемой арматуре учитывают:

а) в стадии обжатия бетона – первые потери;

б) в стадии эксплуатации элемента – первые и вторые потери.

Напряжения σ_s в обычной арматуре, связанные с обжатием бетона, принимают в стадии эксплуатации с учетом потерь от усадки и ползучести бетона.

Для предварительно напряженных железобетонных конструкций с натяжением арматуры на бетон к первым потерям следует относить потери, происходящие в процессе передачи усилий натяжения на бетон вплоть до окончания обжатия бетона и полной передачи натяжения.

Первые потери проявляются при натяжении арматурных элементов на бетон до окончания обжатия бетона, а вторые потери проявляются в последующий период – период нагружения полезной нагрузкой и эксплуатации конструкций.

6.4. К числу первых потерь относят потери:

- от деформаций анкеров (посадок цанг в анкерах) $\Delta\sigma_{sp4}$;

- от трения арматуры о стенки каналообразователей $\Delta\sigma_{sp7}$;

- от упругого укорочения конструкции при ее обжатии несколькими последовательно натягиваемыми канатами $\Delta\sigma_{sp8}$.

К числу вторых потерь относят потери:

- от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp5}$;

- от ползучести бетона $\Delta\sigma_{sp6}$;

- от релаксации арматуры $\Delta\sigma_{sp1}$.

В расчетах потерь напряжения σ_{sp} принимают без учета потерь.

6.5 Потери от деформаций посадок цанг $\Delta\sigma_{sp4}$ рассчитывают по указаниям п. 9.1.6 СП 63.13330.

6.6 Потери от трения арматуры о стенки каналов $\Delta\sigma_{sp7}$ в общем случае рассчитывают с учетом конкретной геометрии раскладки арматурных элементов, которая определяет изменение угла поворота оси арматуры. В практических расчетах изменение угла поворота оси арматуры принимают равномерным по длине арматурного элемента. Изменение угла поворота отвечает углу, образуемому касательными к траектории раскладки арматурных элементов у активного анкерного устройства и в рассматриваемом сечении. Потери от трения о стенки каналов определяют по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp7} = \sigma_{sp}\left[1 - \frac{1}{e^{\delta(\omega' \cdot x + \theta)}}\right], \quad (4)$$

где

e – основание натурального логарифма;

δ – коэффициент трения, принимаемый равным 0,06 (для канатов в защитной оболочке со смазкой);

ω' – коэффициент учета непрямолинейности (вихляния) каната при его производстве, принимаемый по данным сертификатов заводов-изготовителей арматуры. В случае отсутствия данных заводских сертификатов для канатов высшей категории качества данный коэффициент принимают равным 0,05 рад/м;

x – расстояние от анкера до рассматриваемого сечения, м;

θ – суммарный угол поворота оси арматуры от анкера до рассматриваемого сечения, рад. (для прямолинейных участков суммарный угол θ принимают равным 0).

Для многопролетных конструкций (при числе пролетов n) потери от трения о стенки каналов определяют в последнем пролете n (у пассивного анкера) по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp7} = \sigma_{sp,n-1}\left[1 - \frac{1}{e^{\delta(\omega' \cdot x + \theta)}}\right], \quad (5)$$

где $\sigma_{sp,n-1}$ – предварительное напряжение в арматуре в пролете n – 1, определяемое с учетом потерь $\Delta\sigma_{sp7}$ в каждом из остальных пролетов, начиная от активного анкера до пролета n – 1.

Пример расчета

Необходимо определить потери напряжения от трения арматуры о стенки каналов в сечении на расстоянии x = 7,5 м от анкерного устройства для канатной арматуры класса К7-12,5-1550/1770-ТУ100. Величина начального напряжения в предварительно напряженной арматуре принята

$$\sigma_{sp} = 0{,}8R_{s.n} = 0{,}8 \cdot 1550 = 1240\text{МПа}.$$

Суммарный угол поворота оси арматуры от анкерного устройства до рассматриваемого сечения составляет θ=0,30 рад.

$$\Delta\sigma_{sp7} = \sigma_{sp}\left[1 - \frac{1}{e^{\delta \cdot (\omega' \cdot x + \theta)}}\right] = 1240\left[1 - \frac{1}{e^{0{,}06 \cdot (0{,}05 \cdot 7{,}5 + 0{,}30)}}\right] = 47{,}8\ \text{МПа}.$$

Как правило, раскладку арматурных элементов производят по высоте сечения с образованием равномерного изменения угла поворота арматуры по длине размещения арматурных элементов и симметрично относительно середины пролетов. В таких случаях погонное изменение угла поворота оси арматуры θ', рад/м, рассчитывают по формуле:

$$\theta' = 16\frac{f}{L^2}\ , \quad (6)$$

где

f – расстояние по вертикали между вершинами пролетной и опорной парабол (рисунок 11);

L – длина пролета.

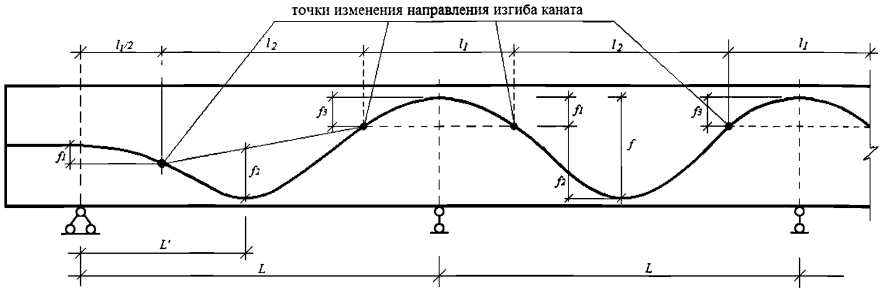


Рисунок 11 – Геометрия раскладки арматурных элементов по высоте сечения конструкции по траекториям пролетных и опорных парабол

Для случаев равномерного изменения угла поворота арматуры по длине ее размещения расчет потерь от трения о стенки каналов допускается производить по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp7} = \sigma_{sp}\left[1 - \frac{1}{e^{\delta\cdot x(\omega'+\theta')}}\right]. \quad (7)$$

Пример расчета

Необходимо определить потери напряжения от трения арматуры о стенки каналов для плиты перекрытия (пролет 12 м) у пассивного анкера (на расстоянии x = 12м от активного анкера).

Исходное армирование: канатная арматура класса К7-15,7-1650/1860-ТУ100. Начальное напряжение в предварительно напряженной арматуре

$$\sigma_{sp} = 0{,}8R_{s.n} = 0{,}8 \cdot 1650 = 1320 \text{ МПа}.$$

Высота поперечного сечения плиты перекрытия 400 мм, толщина защитного слоя бетона от арматурного элемента до нижней и верхней грани балки принята 30 мм. С учетом диаметра арматурного элемента ~20 мм (19,9 мм – см. таблицу 3) расстояние f между вершинами пролетной и опорной парабол (см. рисунок 11) раскладки предварительно напряженной арматуры по высоте сечения составит

$$f = 400 - 30 - 30 - 10 - 10 = 320 \text{ мм} = 0{,}32 \text{ м}.$$

Принято равномерное изменение угла поворота оси арматуры по длине балки, тогда погонное изменение угла поворота оси арматуры

$$\theta' = 16 \cdot \frac{f}{L^2} = 16\frac{0.32}{12^2} = 0{,}0356 \text{ рад/м.}$$

Тогда

$$\Delta\sigma_{sp7} = \sigma_{sp} \cdot \left[1 - \frac{1}{e^{\delta \cdot x(\omega' + \theta')}}\right] = 1320\left[1 - \frac{1}{e^{0.06 \cdot 12(0.05 + 0.0356)}}\right] = 78{,}9 \text{ МПа.}$$

6.7 Потери от упругого обжатия (укорочения) бетона конструкции $\Delta\sigma_{sp8}$ учитывают при использовании нескольких арматурных элементов в сечении конструкции, натягиваемых последовательно, и могут быть оценены через деформации укорочения бетона.

Потери предварительного напряжения в группе арматурных элементов с учетом влияния упругого укорочения бетона в зоне расположения арматурных элементов, натягиваемыми первыми, вызванного усилиями в арматуре, натягиваемой позднее, допускается определять через усредненную деформацию укорочения бетона.

В среднем величина относительного укорочения бетона может быть выражена как

$$\varepsilon_c = 0{,}5\frac{P}{A_c \cdot E_{bp}}, \tag{8}$$

где

E_{bp} – начальный модуль упругости бетона, отвечающий передаточной прочности бетона;

A_c – площадь обжимаемого бетонного сечения за вычетом площади поперечного сечения предварительно напряженной арматуры;

P – действующее в сечении сжимающее усилие от натяжения.

Коэффициент 0,5 учитывает усредненное действие нескольких последовательно натягиваемых арматурных элементов.

Потери предварительного напряжения от упругого обжатия бетона определяют по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp8} = \varepsilon_c \cdot E_{sp}, \tag{9}$$

где E_{sp} – модуль упругости каната.

Пример расчета

Требуется вычислить потери напряжения от упругого укорочения железобетонной балки поперечным сечением 300×900мм (b×h), выполненной из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В50. Передаточная прочность бетона принята равной 80% от проектного класса, т. е. $R_{bp} = 40$МПа;

$E_{bp} = E_c = 36000$ МПа. *В балке действует усилие обжатия от 9 неодновременно натягиваемых канатов класса К7О-15,2-1650/1860-ТУ100 с начальным предварительным напряжением*

$$\sigma_{sp} = 0{,}8\, R_{s,ser} = 0{,}8 \cdot 1650 = 1320\text{МПа}.$$

Площадь поперечного сечения одного каната составляет 165 мм^2.

Определяем усилия обжатия P

$$P = 9 \cdot 1{,}65 \cdot 1320 = 1960\ \text{кН},$$

$$A_c = 30 \cdot 90 - 9 \cdot 1{,}65 = 2685\text{см}^2.$$

Относительное укорочение балки от действия усилия обжатия P

$$\varepsilon_c = 0{,}5 \cdot \frac{P}{A_c \cdot E_{bp}} = 0{,}5\frac{196000}{2685 \cdot 360000} = 1{,}014 \cdot 10^{-4},$$

тогда

$$\Delta\sigma_{sp8} = \varepsilon_c \cdot E_{sp} = 1{,}014 \cdot 10^{-4} \cdot 1{,}95 \cdot 10^5 = 19{,}8\ \text{МПа}.$$

В конструкциях с натяжением арматуры на бетон расположение арматуры по кривой изгибающих моментов позволяет обходиться без предварительно напряженной арматуры в сжатой от действия внешних нагрузок зоне. Поэтому значение потерь от упругого укорочения бетона конструкций также допускается определять из соотношения:

$$\Delta\sigma_{s8} = 0{,}5\alpha\left(\frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \cdot e_{op} \cdot y_{sp}}{I_{red}}\right), \qquad (10)$$

где $P_{(1)}$ – усилие во всей неодновременно натягиваемой арматуре с учетом первых потерь предварительного напряжения.

Для плоских плит перекрытий потери от упругого укорочения допускается принимать равными 0.

Следует отметить, что указанные способы расчета потерь от упругого укорочения являются приближенными, т.к. не учитывают влияние усилия от каждого натягиваемого каната (или группы канатов) отдельно на деформации

бетона у ранее натянутой арматуры. Кроме того, здесь не учитывается взаимодействие укорачивающейся конструкции со смежными вертикальными конструкциями несущей конструктивной системы, которые препятствуют укорочению и вызывают дополнительные усилия в указанных конструкциях.

6.8 Потери от усадки бетона рассчитывают по указаниям п. 9.1.8 СП 63.13330.

6.9 Потери от ползучести бетона рассчитывают по указаниям п. 9.1.9 СП 63.13330. Для определения сжимающих напряжений σ_{bpj}, подставляемых в формулу (9.9) СП 63.13330, конструкцию по длине приложения усилия предварительного обжатия разбивают на отдельные участки (число участков – i). Для каждого i-того участка сжимающие напряжения в бетоне определяют по указаниям п. 6.12, а значение σ_{bpj} принимают средним для всех участков.

Допускается расчет потерь от ползучести бетона производить по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp6} = \varepsilon_{cp} \cdot E_{sp}, \tag{11}$$

где ε_{cp} – относительное укорочение бетона на уровне напрягаемой арматуры, расположенной в середине высоты поперечного сечения. Значение ε_{cp} определяют по формуле:

$$\varepsilon_{cp} = \frac{\varphi_{b,cr} \cdot \sigma_{bp}}{E_{bp}}, \tag{12}$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, определяемый согласно п. 6.1.16 СП63.13330.

6.10 Потери предварительного напряжения от релаксации арматуры принимают с учетом применения арматурных элементов с канатами высшей категории качества (стабилизированных) по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp1} = r_{1000} \cdot f_r \cdot \sigma_{sp}, \tag{13}$$

где r_{1000} – показатель релаксации, который принимают равным значению релаксации, полученному по данным завода-изготовителя при начальной нагрузке 70% от фактического разрывного усилия в течение времени действия нагрузки в 1000 часов и температуре +20 °С.

При отсутствии данных по сертификатам заводов-изготовителей показатель релаксации принимают в расчетах для стабилизированных канатов равным 2,5% при $\sigma_{sp} = 0{,}8\ R_{s,n}$.

При $\sigma_{sp} = 0{,}7\ R_{s,n}$ принимают r_{1000} = 1%. Для промежуточных значений σ_{sp} показатель релаксации определяют по интерполяции.

f_r = 1,5 – коэффициент релаксации, учитывающий продолжительность срока эксплуатации конструкций;

σ_{sp} – начальное предварительное напряжение в канатной арматуре при передаче усилия натяжения на бетон.

Для сред эксплуатации с систематическим воздействием температур +50 ºС потери от релаксации удваивают. Для промежуточных значений температур эксплуатации потери от релаксации определяют по интерполяции.

С учетом возможного использования (при специальном обосновании) стальных канатов 1-й категории качества по ГОСТ 13840 (см. п. 5.2.1.3) потери напряжения от релаксации для этой арматуры допускается определять по формуле (9.3) СП 63.13330.

Пример расчета

Требуется определить потери напряжения от релаксации для стабилизированной канатной арматуры класса К7-12,5-1550/1770-ТУ100. Величина начального напряжения в предварительно напряженной арматуре составляет

$$\sigma_{sp} = 0{,}8 \cdot R_{s,n} = 0{,}8 \cdot 1550 = 1240\ \text{МПа},$$

так как $\sigma_{sp} = 0{,}8R_{s,n}$ *, то* $r_{1000} = 2{,}5\%$,

$\Delta\sigma_{spI} = r_{1000} \cdot f_r \cdot \sigma_{sp} = 0{,}025 \cdot 1{,}5 \cdot 1240 = 46{,}5$ МПа *(3,75%).*

6.11 Полные значения первых потерь и отвечающие им усилия предварительного обжатия определяют по формулам (9.10) и (9.11) СП 63.13330. Полные значения первых и вторых потерь и отвечающие им усилия предварительного обжатия определяют по формулам (9.12) и (9.13) и указаниям п. 9.1.10 СП 63.13330.

6.12 Сжимающие напряжения в бетоне σ_{bp} при передаче усилия обжатия $P_{(1)}$ (с учетом первых потерь) определяют в соответствии с указаниями раздела 9.1.11

СП 63.13330 в расчетных сечениях. Расчетные сечения принимают на уровне вершин пролетной и опорной парабол расположения напрягаемой арматуры.

Сжимающие напряжения в бетоне σ_{bp} в стадии обжатия определяют в соответствии с указаниями раздела 9.1.11 СП 63.13330 на уровне крайнего растянутого от действия внешней эксплуатационной нагрузки волокна или на уровне оси напрягаемой арматуры по формуле:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \cdot e_{op} \cdot y}{I_{red}} - \frac{M^* \cdot y}{I_{red}} \quad (14)$$

где

$P_{(1)}$ – усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь;

M^* – изгибающий момент от внешней нагрузки, действующей в стадии обжатия (от собственного веса элемента и от дополнительных вертикальных нагрузок q_p (см. раздел 7));

y – расстояние от центра тяжести приведенного сечения элемента до рассматриваемого уровня;

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

Растягивающие напряжения в бетоне σ_{bp} определяют в тех же расчетных сечениях, но на уровне крайнего сжатого от действия эксплуатационной нагрузки волокна по формуле:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} - \frac{P_{(1)} \cdot e_{op} \cdot y}{I_{red}} + \frac{M^* \cdot y}{I_{red}}. \quad (15)$$

Растягивающие напряжения в бетоне в стадии обжатия не должны приводить к образованию начальных трещин в сжатой от действия эксплуатационных нагрузок зоне, что проверяют по условию:

$$\sigma_{bp} \leq R_{bt,ser}. \quad (16)$$

В расчетах геометрические характеристики поперечного сечения принимают без учета напрягаемой арматуры и каналообразователей.

7 Нагрузки и воздействия

7.1 Расчетные нагрузки и воздействия на конструкции с учетом специфики и ответственности сооружения (постоянные, технологические, временные нагрузки, климатические воздействия) принимают в соответствии с требованиями СП 20.13330.

В качестве расчетной ситуации также рассматривают нагружение конструкций перекрытия (после осуществления натяжения арматуры) нагрузкой от передаваемого на перекрытие веса опалубки, арматуры и уложенного бетона вышележащего перекрытия.

7.2 Усилия от натяжении арматуры на бетон с учетом соответствующих потерь в расчетах допускается учитывать как внешнюю нагрузку и рассматривать их в наиболее неблагоприятных расчетных комбинациях с теми временными нагрузками, которые приводят к возникновению максимальных усилий в элементах. Значения предварительного напряжения вводят в расчет с коэффициентом точности натяжения арматуры γ_{sp}, определяемым по формуле:

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}. \quad (17)$$

Знак «плюс» принимают при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения (т. е. на данной стадии работы конструкции или на рассматриваемом участке элемента предварительное напряжение снижает несущую способность, способствует образованию трещин и т. п.), знак «минус» – при благоприятном.

Значения $\Delta\gamma_{sp}$ принимают равными 0,1.

При определении потерь предварительного напряжения арматуры, а также при расчете по раскрытию трещин и по деформациям значение $\Delta\gamma_{sp}$ допускается принимать равным нулю.

7.3 Раскладка напрягаемых элементов по параболическому очертанию (см. рисунок 5) вызывает появление дополнительных сил, нормальных к оси элемента, от вертикальных составляющих усилий натяжения арматуры. Указанные силы приводят к эквивалентным равномерно распределенным нагрузкам, которые в пролете действуют в направлении, обратном действию внешней нагрузки, тем

самым уменьшая усилия от внешней нагрузки (рисунок 12), а на опоре действуют в том же направлении, что и внешняя нагрузка, тем самым увеличивая усилия от внешней нагрузки.

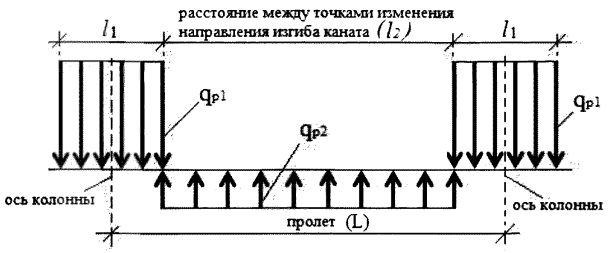


Рисунок 12 – Дополнительные нагрузки в конструкциях от поперечных вертикальных составляющих усилий натяжения

Данный эффект учитывают соответствующим введением дополнительных внешних нагрузок на каждом из участков парабол. Указанные нагрузки учитывают в расчетах со знаком «минус» в пролетной параболе и со знаком «плюс» в надопорной параболе.

7.4 Дополнительную вертикальную равномерно распределенную нагрузку q_{p2} в пролетной части конструкции на длине l_2 от действия усилия обжатия (см. рисунок 12) вычисляют по формуле:

$$q_{p2} = 8\frac{P \cdot f_2}{l_2^2} \quad . \tag{18}$$

Дополнительную вертикальную равномерно распределенную нагрузку q_{p1} и q_{p3} на левой и правой опорах пролета конструкции на длине l_1 от действия усилия обжатия определяют по формулам:

$$q_{p1} = 8\frac{P \cdot f_1}{l_1^2};\ q_{p3} = 8\frac{P \cdot f_3}{l_1^2} \quad , \tag{19}$$

где

P – усилие предварительного напряжения за вычетом первых и вторых потерь;

f_1, f_3 – расстояние по вертикали соответственно между вершиной левой надопорной параболы в рассматриваемом пролете и левой точкой перегиба арматурного элемента и между правой надопорной параболой и правой точкой перегиба арматурного элемента в рассматриваемом пролете (см. рисунок 11);

f_2 – расстояние по вертикали соответственно между вершиной пролетной параболы и точками перегиба арматурного элемента в рассматриваемом пролете;

l_1, l_2 – длина участка пролета между точками перегиба арматурного элемента соответственно в надопорной части и пролетной части конструкции.

Точкой изменения направления изгиба арматурного элемента является точка, в которой функция непрерывна и при переходе через которую функция меняет знак.

Расстояния f_1, f_2, f_3 и длины l_1 , l_2 устанавливают в соответствии с указаниями раздела 13.2 и Приложения А.

7.5 Суммарное сосредоточенное усилие на опоре от дополнительных вертикальных равномерно распределенных нагрузок рассчитывают по формуле:

$$W_1 = 8\frac{P \cdot f_1}{l_1}. \quad (20)$$

Суммарное сосредоточенное усилие в пролете от дополнительных вертикальных равномерно распределенных нагрузок рассчитывают по формуле:

$$W_2 = 8\frac{P \cdot f_2}{l_2}. \quad (21)$$

На рисунке 13 показано распределение сосредоточенных сил от дополнительной вертикальной нагрузки на участках отдельных конструктивных ячеек.

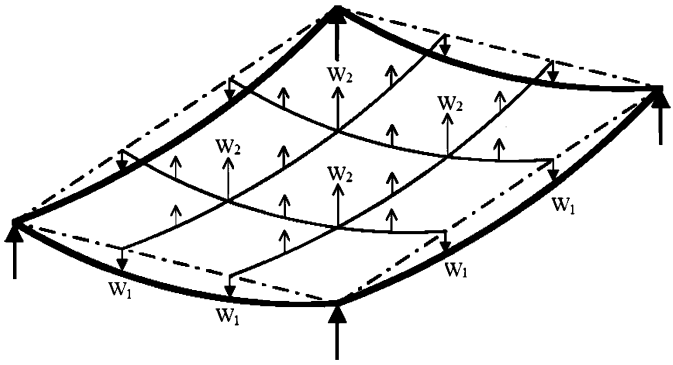


Рисунок 13 – Распределение вертикальных усилий в конструктивной ячейке от вертикальной составляющей усилий натяжения

Пример расчета

Требуется определить дополнительную вертикальную нагрузку в пролетной части скрытой балки плоской плиты перекрытия толщиной 240 мм. Пролет плиты составляет L = 9 м, длина пролетной части плиты между точками изменения направления изгиба канатов составляет l_2 *= 7,2 м. Расстояние* f_2*=120 мм. На ширине b = 1200 мм скрытой балки расположено 8 канатов класса К7-12,9-1650/1860-ТУ100. Начальное предварительное напряжение в арматуре принято* $\sigma_{sp} = 0{,}8R_{s,n} = 0{,}8 \cdot 1650 = 1320$МПа. *За вычетом первых и вторых потерь предварительное напряжение составляет* σ_{sp}*=1050 МПа.*

Значение усилия обжатия

$$P = 8 \cdot \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 8 \cdot 1050 \cdot 100 = 840000 \text{ Н} = 840 \text{ кН}.$$

Дополнительная вертикальная нагрузка q_{p1} *составляет*

$$q_{p2} = 8\frac{P \cdot f_2}{l_2^2} = \frac{8 \cdot 840 \cdot 0{,}12}{7{,}2 \cdot 7{,}2} = 15{,}56\frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Или в пересчете на 1м^2 *площади скрытой балки*

$$q_p = \frac{15{,}56}{1{,}2} = 12{,}96 \text{ кН/м}^2.$$

8 Конструктивная система

8.1 Конструктивные системы зданий, включающие предварительно напряженные конструкции перекрытий с натяжением арматуры на бетон (без сцепления арматуры с бетоном), как правило, проектируют из монолитного железобетона.

8.2 Принятая конструктивная система должна обеспечивать прочность, жесткость и устойчивость здания на стадии возведения и в процессе эксплуатации при действии всех расчетных нагрузок и воздействий. Одновременно конструктивная система должна быть такой, чтобы не происходило прогрессирующее обрушение здания в случае локальных разрушений отдельных несущих конструкций при аварийных воздействиях.

По типу принятых вертикальных конструкций наиболее целесообразными решениями конструктивных систем являются каркасно-стеновые или каркасно-ствольные системы, работающие как рамно-связевые системы.

8.3 При выборе конструктивных систем зданий, содержащих предварительно напряженные конструкции с натяжением на бетон, следует стремиться к соответствующей компоновке конструктивной системы.

Компоновку конструктивной системы производят с целью наиболее эффективного использования усилий предварительного напряжения и максимального ограничения дополнительных усилий (эффекты второго порядка), которые возникают в несущих конструкциях от усилий предварительного напряжения. Указанные дополнительные усилия могут приводить к образованию технологических доэксплуатационных трещин в конструкциях перекрытий (рис.14).

Кроме того, нерациональная компоновка может привести к потерям значительной части предварительного напряжения, а также к образованию чрезмерных дополнительных усилий от обжатия в вертикальных конструкциях. Указанные дополнительные усилия могут потребовать увеличения армирования.

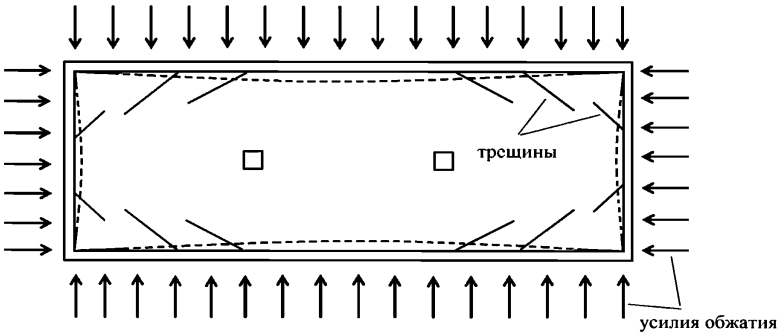


Рисунок 14 – Образование доэксплуатационных трещин при обжатии перекрытий, связанных с наружными несущими стенами

Для ограничения указанных негативных явлений выполняют следующие рекомендации:

- у крайних и угловых колонн и стен предусматривают консольные участки перекрытий;

- уменьшают крайние пролеты с целью снижения опорных моментов у крайних колонн и для рационального размещения напрягаемых элементов;

- расположение диафрагм и ядер жесткости проектируют с их максимально близким размещением к геометрическому центру плана плит перекрытий (рисунок 15);

- по возможности максимально снижают жесткость крайних и угловых колонн, а также пилонов и стен в направлении действия усилий обжатия;

- применяют по возможности равнопролетные перекрытия.

Примеры нерекомендуемых компоновок конструктивных систем представлены на рисунке 16.

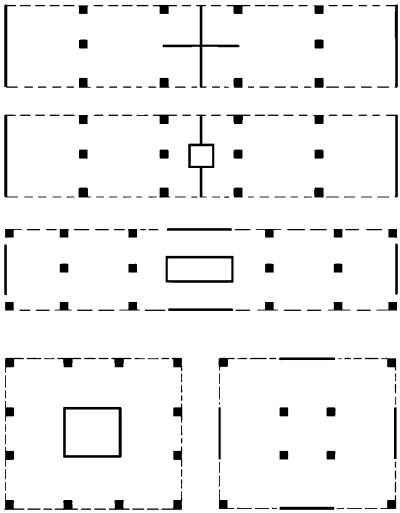


Рисунок 15 – Примеры рекомендуемых компоновок конструктивных систем

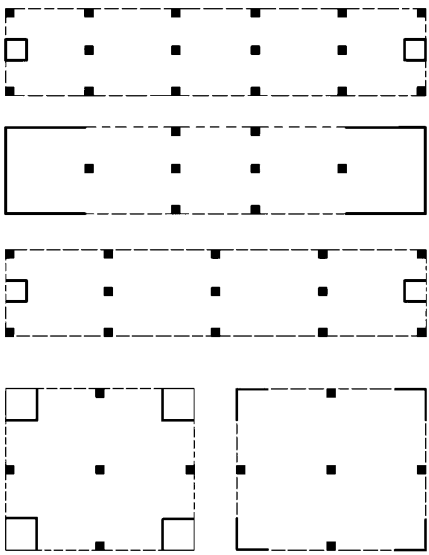


Рисунок 16 – Примеры нерекомендуемых компоновок конструктивных систем

9 Расчет конструктивной системы

9.1 Расчетная схема

9.1.1 Расчетная схема включает в себя данные о нагрузках и физическую модель здания или сооружения. Данные о нагрузках могут включать в себя усилия предварительного напряжения и дополнительные поперечные силы, возникающие от усилий обжатия.

9.1.2 Физическая модель представляет собой трехмерную систему из колонн, стен, предварительно напряженных плит перекрытий и балок, а также их узлов сопряжений. Кроме того, в физической модели используют данные о физико-механических свойствах материалов.

9.1.3 Сложные пространственные схемы упрощают путем замены реальной конструкции условной расчетной схемой. Колонны и балки заменяют продольными стержнями, приведенными к оси, а плиты и стены – пластинами, приведенными к срединной плоскости.

9.2 Требования к расчету

9.2.1 Используемые расчетные схемы должны отвечать принятым конструктивным решениям.

9.2.2 При выполнении статического расчета конструктивной системы определяют усилия и перемещения несущих конструкций, устойчивость и перемещения конструктивной системы. Статический расчет конструктивной системы, содержащей плиты перекрытий и покрытий с напрягаемой арматурой (без сцепления с бетоном), выполняют с применением специализированных программных комплексов (сертифицированных на территории РФ). При этом необходимо использовать такие комплексы, которые позволяют моделировать задание усилий предварительного напряжения, приложенных по криволинейной траектории. Также важным условием является возможность установления усилий в других, не содержащих напрягаемые элементы, элементах конструктивной системы от действия усилий обжатия.

Допускается использовать иные апробированные методы расчета.

9.2.3 Дискретизацию конструктивных систем производят с применением оболочечных, стержневых и объемных (если это необходимо) конечных элементов, используемых в принятом программном комплексе. В пространственной модели конструктивной системы необходимо учитывать корректность совместной работы стержневых, оболочечных и объемных конечных элементов в связи с различным количеством степеней свободы для каждого из указанных типов элементов.

9.2.4 Расчет несущей конструктивной системы в общем случае производят в пространственной постановке с учетом совместной работы надземных и подземных конструкций, фундамента и основания под ним.

Расчет несущих конструктивных систем производят с использованием линейных и нелинейных жесткостей железобетонных элементов.

Линейные жесткости железобетонных элементов определяют как для сплошного упругого тела.

Нелинейные жесткости железобетонных элементов определяют по поперечному сечению с учетом возможного образования трещин, а также с учетом развития неупругих деформаций в бетоне и арматуре, отвечающих кратковременному и длительному действиям нагрузки.

9.2.5 Значения нелинейных жесткостей железобетонных элементов устанавливают в зависимости от стадии расчета, требований к расчету и характера напряженно-деформированного состояния элемента.

9.2.6 В результате расчета несущей конструктивной системы должны быть установлены:

в колоннах – значения продольных и поперечных сил, изгибающих моментов, а в необходимых случаях и крутящих моментов;

в плоских плитах перекрытий, покрытия и фундаментов – значения изгибающих и крутящих моментов, поперечных и продольных сил;

в стенах – значения нормальных и сдвигающих продольных сил, изгибающих и крутящих моментов и поперечных сил.

Определение усилий в элементах конструктивной системы выполняют на действие постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, особых нагрузок, а также их расчетных сочетаний.

На первой стадии расчета для оценки усилий в элементах конструктивной системы допускается принимать приближенные значения жесткостей элементов, имея в виду, что распределение усилий в элементах конструктивных систем зависит не от величины, а, в основном, от соотношения жесткостей этих элементов. Для более точной оценки распределения усилий в элементах конструктивной системы рекомендуется принимать уточненные значения жесткостей с понижающими коэффициентами. При этом необходимо учитывать существенное повышение жесткостей в изгибаемых плитных элементах (в результате действия начального усилия обжатия) по сравнению с обычными плитами перекрытий (без предварительного напряжения).

В первом приближении рекомендуется принимать модуль упругости материала равным начальному модулю упругости бетона принятого класса с понижающими коэффициентами: 0,6 – для вертикальных сжатых элементов, 0,7 – для плит перекрытий (покрытий) с учетом длительности действия нагрузки.

На последующих стадиях расчета конструктивной системы, когда известно армирование железобетонных элементов, в расчет следует вводить уточненные значения жесткостей элементов, определяемые с учетом армирования, образования трещин и развития неупругих деформаций в бетоне и арматуре согласно указаниям действующих нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций.

9.2.7 Определение вертикальных перемещений (прогибов) перекрытий и покрытий производят от действия нормативных постоянных и длительных вертикальных нагрузок. При этом на первой стадии расчета рекомендуется принимать пониженные значения жесткостей элементов конструктивной системы, в частности плит перекрытий, поскольку вертикальные перемещения (прогибы) напрямую зависят от деформационных свойств конструкций.

В первом приближении значения понижающих коэффициентов относительно начального модуля упругости бетона с учетом длительности действия нагрузки рекомендуется принимать: для вертикальных несущих элементов – 0,6, а для плит перекрытий (покрытий) – 0,7 при наличии трещин или 0,9 при отсутствии трещин.

На последующих стадиях расчета при известном армировании следует принимать уточненные жесткости плит с учетом армирования, наличия трещин и неупругих деформаций в бетоне и арматуре.

9.2.8 Допускается расчет конструктивных систем выполнять методом заменяющих (эквивалентных) рам. При этом расчет перекрытий и покрытий допускается выполнять методом заменяющих полос с выделением надколонных и межколонных полос с последующими расчетами каждой из них.

9.2.9 В используемых программных комплексах должен быть задан и реализован алгоритм статического расчета предварительно напряженных перекрытий с натяжением арматуры на бетон в виде последовательных этапов. Этапы включают в себя разбивку линий опор в рассматриваемом и ортогональном направлениях, выделение составных элементов (полос) с их последующим выпрямлением и заданием условной расчетной полосы, установление основных расчетных сечений, расчет каждого расчетного сечения по прочности и трещиностойкости.

9.2.10 Усилия предварительного напряжения для систем без сцепления арматуры с бетоном можно задавать как непосредственно для отдельных конечных элементов модели с учетом траектории усилий, так и в виде равномерно распределенных нагрузок. Отдельные программные комплексы позволяют задавать непосредственно усилия предварительного напряжения для отдельных конечных элементов модели.

9.2.11 Усилия от вертикальных составляющих усилий обжатия в виде равномерно распределенных нагрузок определяют в программных комплексах методом балансовой нагрузки и посредством встроенного функционала «предварительное напряжение».

На рисунке 17 показана общая расчетная схема для балки с криволинейным расположением напрягаемой арматуры без сцепления арматуры с бетоном с учетом действия продольных и вертикальных сил, определяемых по методу балансовых нагрузок.

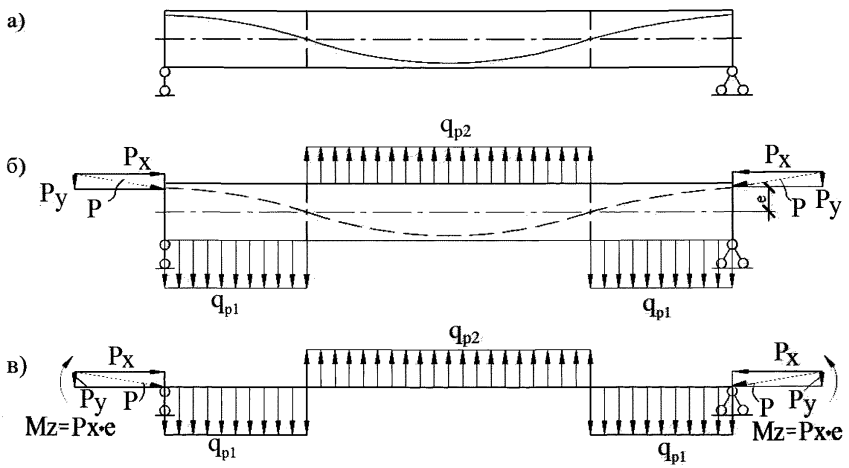
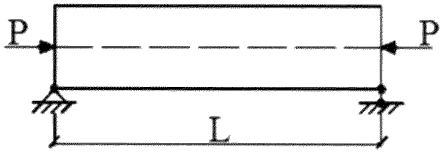
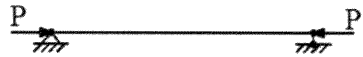
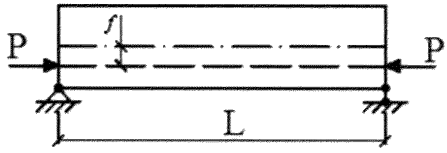
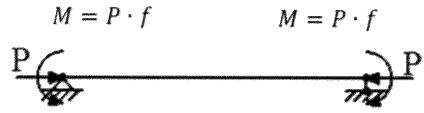
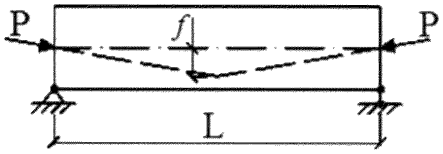
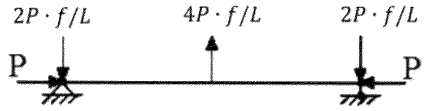
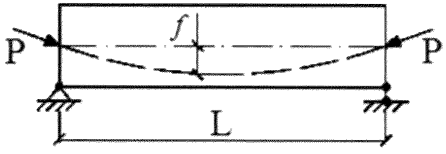
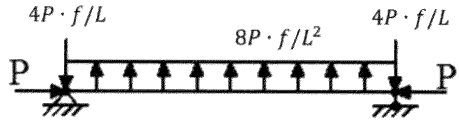


Рисунок 17 – Расчетная схема балки с напрягаемой арматурой:
а – общий вид балки, б – расчетная схема балки, в – схема действующих нагрузок

Для конструкций без сцепления рекомендуются основные физические модели схем натяжения и соответствующие им системы сил (определяемые по методу балансовой нагрузки), которые приведены в таблице 4.

Таблица 4 – Основные физические модели для схем предварительного напряжения с натяжением арматуры на бетон

Схема приложения усилия обжатия	Система сил
	
	
	
	

10 Несущие железобетонные конструкции

10.1 Конструктивные решения железобетонных конструкций должны обеспечивать их эксплуатационную надежность и принимаются в соответствии с положениями действующих нормативных документов Российской Федерации и техническим заданием на разработку проектной документации.

10.2 Основными несущими элементами конструктивной системы, содержащей предварительно напряженные конструкции с натяжением на бетон, являются колонны, стены, плиты перекрытий и покрытий (с канатной арматурой без сцепления с бетоном), различные фундаменты, в том числе свайные ростверки и т.п.

Конструктивные параметры колонн, стен и фундаментов должны отвечать требованиям, указанным в СП 63.13330 и СП 52-103.

10.3 Предварительно напряженные железобетонные перекрытия при пролетах до 8 м рекомендуется выполнять плоскими (рисунок 18а), при пролетах 8–12м – плоскими с капителями (рисунок 18, б) или межколонными балками и стенами (рисунок 19, а, б), а при пролетах свыше 12 м – с межколонными балками или стенами и ребристыми, в т. ч. кессонными (рисунок 20).

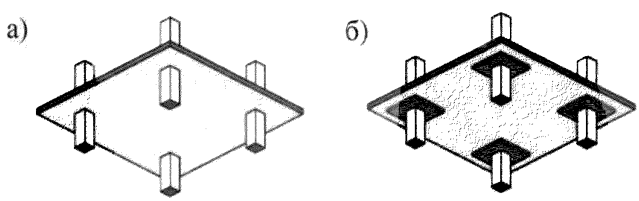


Рисунок 18 – Конструкция безбалочных перекрытий:
а – с плоскими плитами, б – с плоскими плитами и капителями

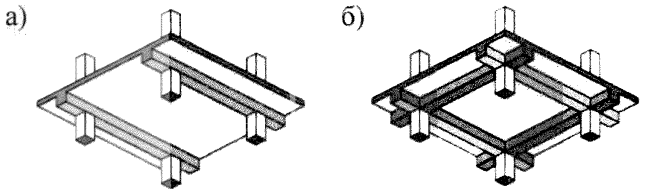


Рисунок 19 – Конструкция балочных перекрытий:
а – работающих в одном направлении, б – работающих в двух направлениях

10.4 Основными конструктивными параметрами плоских плит перекрытий являются размеры поперечного сечения (толщина плиты), класс бетона по прочности на сжатие и содержание продольной арматуры, определяемые в зависимости от нагрузки на перекрытие и длины пролетов.

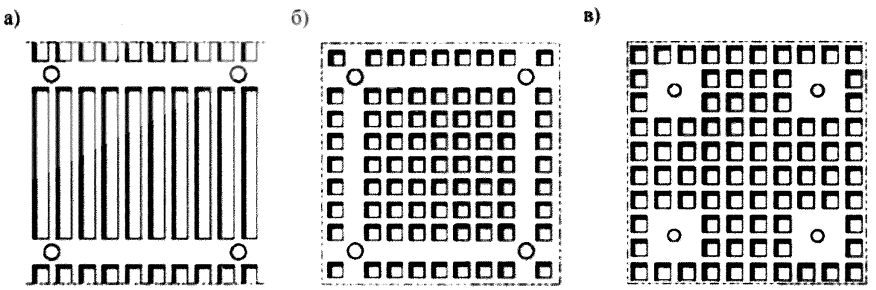


Рисунок 20 – Конструкция ребристых (а) и кессонных плит (б, в) перекрытий

10.5 При проектировании рекомендуется принимать оптимальные конструктивные параметры предварительно напряженных перекрытий, которые устанавливают на основе технико-экономического анализа. При этом толщину плоских плит перекрытий сплошного сечения рекомендуется принимать не менее 200 мм и не более 450 мм.

11 Расчет несущих железобетонных конструкций

При проектировании предварительно напряженных железобетонных конструкций с арматурой без сцепления с бетоном их надежность должна быть установлена расчетом по предельным состояниям первой и второй групп путем использования расчетных значений нагрузок, характеристик материалов, определяемых с помощью соответствующих частных коэффициентов надежности по нормативным значениям этих характеристик с учетом степени ответственности зданий.

Монолитные железобетонные предварительно напряженные конструкции с натяжением на бетон без сцепления арматуры с бетоном должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности (предельные состояния 1-й группы) и по пригодности к нормальной эксплуатации (предельные состояния 2-й группы) для стадий возведения, натяжения арматуры и эксплуатации в соответствии с требованиями строительных норм РФ.

Расчеты по прочности нормальных сечений на действие изгибающих моментов и продольных сил производят следующими способами: на основе предельных усилий и по нелинейной деформационной модели.

Существует принципиальное отличие в работе под нагрузкой конструкций выполняемых с арматурой, имеющей сцепление с бетоном, и без сцепления. В последнем случае деформации арматуры и напряжения в ней распределяются по ее длине в конструкции (особенно после образования трещин и в процессе последующего нагружения) более равномерно, не соответствуя величине действующих усилий от нагрузки. В предельном состоянии по прочности напряжения в арматуре в связи с этим могут не достигать расчетного сопротивления. Кроме того, отсутствие сцепления арматуры с бетоном приводит к увеличению раскрытия трещин (если они допускаются), снижению жесткости элементов и увеличению прогибов по сравнению с аналогичными элементами, но со сцеплением арматуры с бетоном, при одинаковой нагрузке.

Эту особенность конструкций с арматурой без ее сцепления с бетоном следует учитывать в расчетах, принимая приращение напряжения в напрягаемой

арматуре от внешней нагрузки в предельном состоянии по прочности $\Delta\sigma_{s,u}$ с учетом практически свободного (без сцепления) деформирования арматуры по длине конструкции.

11.1 Расчет железобетонных элементов по предельным состояниям 1-ой группы

Расчет по прочности нормальных сечений на основе предельных усилий

11.1.1 Расчет по прочности в стадии предварительного обжатия производят в соответствии с указаниями пунктов 9.2.10-9.2.12 СП 63.13330, принимая в формуле (9.17) значение продольной силы, равным:

$$N_p = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} \ , \tag{22}$$

где σ_{sp} определяют с учетом первых потерь при коэффициенте точности натяжения $\gamma_{sp} = 1{,}1$.

11.1.2 Расчет по прочности нормальных сечений в эксплуатационной стадии допускается производить по двум вариантам.

В первом варианте расчет выполняют как для обычных конструкций без предварительно напряженной арматуры, имея в виду наличие в расчетных нормальных сечениях только обычной арматуры. В этом случае усилие от предварительного напряжения арматуры учитывают как самостоятельную внешнюю нагрузку (1-й вариант расчета). Расчет производят по указаниям раздела 8.1 СП 63.13330, как для внецентренно сжатых элементов с обычной ненапрягаемой арматурой с продольной силой, равной

$$N_p = (\sigma_{sp} + 100) \cdot A_{sp}, \tag{23}$$

где σ_{sp} – предварительное напряжение с учетом всех потерь и коэффициента $\gamma_{sp} = 0{,}9$.

Во втором варианте расчет производят с учетом обычной и предварительно напряженной арматуры по указаниям раздела 8.1 СП 63.13330. Начальное

предварительное усилие в этом случае принимают как часть предельного усилия в напрягаемой арматуре (2-й вариант расчета).

11.1.3 Расчет нормальных сечений железобетонных элементов прямоугольного и таврового сечения с арматурой, расположенной у перпендикулярных плоскости изгиба граней элемента, при действии усилий в плоскости симметрии нормального сечения, производят согласно 2-му варианту расчета из условия:

$$M \leq M_{ult} \ , \tag{24}$$

где

M – изгибающий момент от внешней нагрузки;

M_{ult} – предельный изгибающий момент, который может быть воспринят сечением элемента.

11.1.4 Значение M_{ult} для элементов прямоугольного сечения определяют по формуле (8.4) СП 63.13330:

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \left(h_o - \frac{x}{2}\right) + R_{sc} \cdot A'_s(h_o - a) - R_s \cdot A_s\left(a_{sp} - a\right) \tag{25}$$

или по формуле:

$$M_{ult} = \sigma_{s,u} \cdot A_{sp} \cdot \left(h_o - \frac{x}{2}\right) + R_s \cdot A_s \left(h - a - \frac{x}{2}\right) + R_{sc} \cdot A'_s \left(\frac{x}{2} - a'\right). \tag{26}$$

При этом высоту сжатой зоны x принимают равной

$$x = \frac{\sigma_{s,u} \cdot A_{sp} + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b} \ , \tag{27}$$

здесь $\sigma_{s,u}$ – напряжение в преднапряженной арматуре в предельном по прочности состоянии, определяемое по формуле

$$\sigma_{s,u} = \sigma_{sp} + \Delta\sigma_{s,u} \ , \tag{28}$$

где

σ_{sp} – предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь и $\gamma_{sp} = 0{,}9$;

$\Delta\sigma_{s,u}$ – приращение напряжений в арматуре от внешней нагрузки в предельном состоянии, определяемое по формуле (29) в зависимости от относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = \frac{x}{h_0}$

$$\Delta\sigma_{s,u} = 70\left(\frac{0{,}6}{\xi} - 1\right). \quad (29)$$

Высоту сжатой зоны x определяют из совместного решения (27) и (29) с учетом формулы (28) или из уравнения

$$x^2 - A \cdot x - B = 0 \ , \quad (30)$$

где

$$A = \frac{(\sigma_{sp} - 70)A_{sp} + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot b} \ , \quad (31)$$

$$B = \frac{42h_o \cdot A_{sp}}{R_b \cdot b} \ . \quad (32)$$

По найденной высоте сжатой зоны x или $\xi = \frac{x}{h_b}$ проверяют значение $\sigma_{s,u}$ с использованием формул (28) и (29) и принимают его не более $0{,}8R_s$ ($\sigma_{su} \leq 0{,}8R_s$).

В тех случаях, когда найденное значение $\sigma_{s,u}$ требует ограничения, значение высоты сжатой зоны определяют по формуле (27), подставляя в нее

$$\sigma_{s,u} = 0{,}8R_s. \quad (33)$$

11.1.5 Значение M_{ult} для элементов с полкой, сжатой от действия внешней нагрузки, определяют в зависимости от положения границы сжатой зоны бетона:

а) если граница проходит в полке, т. е. соблюдается условие

$$0{,}8R_s \cdot A_{sp} + R_s \cdot A_s \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f + R_{sc} \cdot A'_s, \quad (34)$$

значение M_{ult} определяют как для прямоугольного сечения шириной b'_f (п. 11.1.4);

б) если граница проходит в ребре, т.е. условие (34) не соблюдается, значение M_{ult} определяют по формуле (8.7) СП 63.13330, принимая высоту сжатой зоны равной

$$x = \frac{\sigma_{s,u} \cdot A_{sp} + R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A'_s - R_b(b'_f - b)h'_f}{R_b \cdot b}, \quad (35)$$

с учетом формул (28) и (29) для напряжения $\sigma_{s,u}$ и его ограничения значением $0{,}8R_s$.

Пример расчета

Требуется проверить прочность нормального сечения в середине пролета балки прямоугольного сечения (bxh=300x600 мм). Балка выполнена из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие B40 (R_b=22,0МПа). Действующий

изгибающий момент от полной расчетной нагрузки в середине пролета составляет 340 кН·м.

Балка армирована в растянутой зоне предварительно напряженной арматурой из 3 арматурных элементов с канатной арматурой класса К7О-15,2-1650/1860-ТУ100, R_s=1435МПа, величина предварительного напряжения за вычетом первых и вторых потерь составляет $\sigma_{sp} = 1050\text{МПа}$, *рабочая высота сечения составляет h_0=560 мм. Кроме предварительно напряженной арматуры, балка содержит обычную продольную арматуру в сжатой и растянутой зоне (по 3Ø10 А500С,* $A_s = A_s^{'} = 2{,}26\text{см}^2, a = a' = 35$ мм*).*

Определяем высоту сжатой зоны бетона x в предельном состоянии из уравнения

$$x^2 - A \cdot x - B = 0,$$

где

$$A = \frac{(\sigma_{sp}-70)A_{sp}+R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A_s'}{R_b \cdot b} = \frac{(945-70)\cdot 165 \cdot 3 + 435 \cdot 236 - 435 \cdot 236}{22 \cdot 300} = 65{,}625 \text{ мм};$$

$$B = \frac{42 \cdot h_o \cdot A_{sp}}{R_b \cdot b} = \frac{42 \cdot 560 \cdot 165 \cdot 3}{22 \cdot 300} = 1764\text{мм}^2;$$

$$x = \frac{A}{2} + \sqrt{\frac{A^2}{4} + B} = \frac{65{,}625}{2} + \sqrt{\frac{65{,}625^2}{4} + 1764} = 32{,}81 + 53{,}298 = 86{,}11 \text{ мм};$$

$$\xi = 0{,}154.$$

Определяем приращение напряжения от внешней нагрузки

$$\Delta\sigma_{s,u} = 70\left(\frac{0{,}6}{\xi} - 1\right) = 203{,}1 \text{ МПа}.$$

Напряжение в арматуре в предельном состоянии

$$\sigma_{s,u} = \sigma_{sp} + \Delta\sigma_{s,u} = 945 + 203{,}1 = 1148{,}1 \text{ МПа};$$

$$\frac{\sigma_{s,u}}{R_s} = \frac{1148{,}1}{1435} = 0{,}8.$$

Следовательно, напряжение $\sigma_{s,u}$ не требует ограничения.

Предельный изгибающий момент

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x\left(h_o - \frac{x}{2}\right) + R_{sc} \cdot A'_s(h_o - a) - R_s \cdot A_s(a_{sp} - a) =$$

$$= 22 \cdot 300 \cdot 86{,}1(560 - 05 \cdot 86{,}1) + 435 \cdot 236(560 - 35) -$$

$$-435 \cdot 236(40 - 35) = 293762007 + 53896500 + 513300 =$$

$$= 348171807\ Н \cdot мм = 348{,}2\ кН \cdot м;$$

или

$$M_{ult} = \sigma_{s,u} \cdot A_{sp} \cdot \left(h_o - \frac{x}{2}\right) + R_s \cdot A_s\left(h - a - \frac{x}{2}\right) + R_{sc} \cdot A'_s\left(\frac{x}{2} - a'\right) =$$

$$= 1148 \cdot 165 \cdot 3(560 - 0{,}5 \cdot 86{,}1) + 435 \cdot 236 \cdot (600 - 2 \cdot 35) =$$

$$= 293762007 + 54409800 = 348171807\ Н \cdot мм = 348{,}2\ кН \cdot м.$$

Сравниваем внутренний и внешний изгибающие моменты

$$M = 340\ кН \cdot м < M_{ult} = 348{,}2\ кН \cdot м.$$

Прочность нормального сечения обеспечена.

11.1.6 Расчет нормальных сечений изгибаемых железобетонных элементов любой формы поперечного сечения, с любым расположением арматуры в сечении элемента и положения плоскости действия усилий производят как внецентренно сжатого элемента от усилия предварительного напряжения, рассматривая его как внешнюю продольную силу (1-й вариант расчета – см. п. 11.1.2), определяемую по формуле:

$$N_p = \left(\sigma_{sp} + 100\right) \cdot A_{sp} \leq 0{,}8R_s \cdot A_{sp}, \qquad (36)$$

где σ_{sp} – предварительное напряжение в арматуре, определяемое с учетом полных потерь при $\gamma_{sp} = 0{,}9$.

Расчет производят из условия:

$$M \leq R_b \cdot S_b - \Sigma\sigma_{si} \cdot S_{si}\ , \qquad (37)$$

где

$$M = M_b + N_p \cdot e_N\ , \qquad (38)$$

здесь

M_b – проекция момента внешних сил на плоскость, перпендикулярную прямой, ограничивающей сжатую зону сечения;

e_N – расстояние от точки приложения продольной силы N_p (центра предварительно напряженной арматуры) до оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону, и проходящей через центр тяжести сечения растянутого от внешней нагрузки стержня, наиболее удаленного от указанной прямой.

В формуле (37):

S_b – статический момент площади сечения сжатой зоны бетона относительно указанной выше оси;

S_{si} – статический момент площади сечения i-го стержня продольной напрягаемой арматуры относительно указанной оси;

σ_{si} – напряжение в i-м стержне продольной напрягаемой арматуры, определяемое согласно указаниям настоящего пункта.

Высоту сжатой зоны x и напряжения σ_{si} определяет из совместного решения уравнений:

$$R_b \cdot A_b - \Sigma\sigma_{si} \cdot A_{si} - N_p = 0 \quad , \tag{39}$$

$$\sigma_{si} = 1100\left(\frac{0{,}6}{\xi_i} - 1\right) \quad . \tag{40}$$

В формулах (39) и (40):

A_{si} – площадь сечения i-го стержня продольной арматуры;

ξ_i – относительная высота сжатой зоны бетона, равная $\xi_i = \frac{x}{h_{0i}}$, где h_{0i} – расстояние от оси, проходящей через центр тяжести сечения рассматриваемого i-го стержня и параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону, до наиболее удаленной точки сжатой зоны сечения (рисунок 21).

Напряжение σ_{si} вводят в расчетные формулы со своим знаком, полученным при расчете по формуле (40), при этом напряжения со знаком «плюс» означают растягивающие напряжения и принимаются не более R_{si}, а напряжения со знаком «минус» — сжимающие напряжения и принимаются по абсолютной величине не более R_{sc}.

Для определения положения границы сжатой зоны при косом внецентренном сжатии кроме использования формул (39) и (40) требуется соблюдение

дополнительного условия: точки приложения внешней продольной силы N_p, равнодействующей сжимающих усилий в бетоне и арматуре и равнодействующей усилий в растянутой арматуре должны лежать на одной прямой.

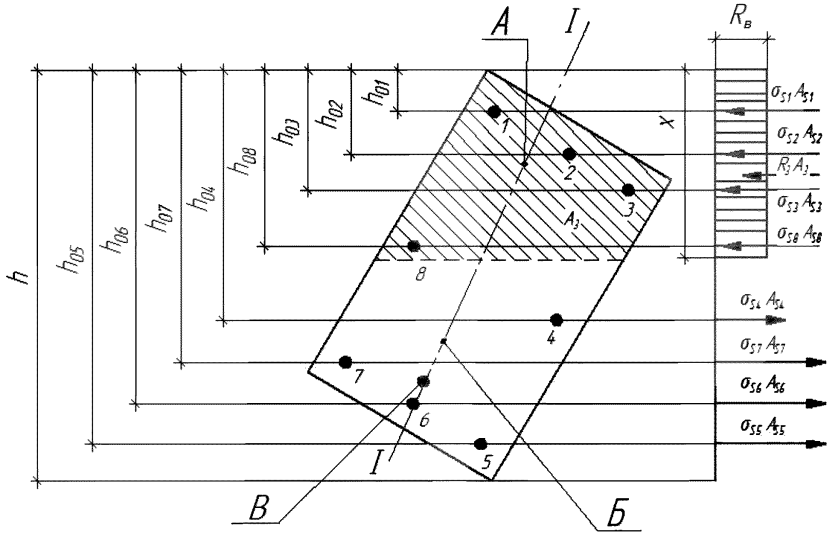


Рисунок 21 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси железобетонного элемента, в общем случае расчета по прочности

I-I – плоскость, параллельная плоскости действия изгибающего момента, или плоскость, проходящая через точки приложения продольной силы и равнодействующих внутренних сжимающих и растягивающих усилий; А – точка приложения равнодействующих усилий в сжатой арматуре и в бетоне сжатой зоны; Б – то же, в растянутой арматуре; В – точка приложения усилия обжатия; 1…8 – стержни

11.1.7 Если в сечении можно выявить характерную ось, например, ось симметрии или ось ребра Г-образного сечения, то при косом внецентренном сжатии вместо соблюдения вышеуказанного дополнительного условия рекомендуется производить расчет из двух условий: из условия (37), определяя значения e_N, S_b и S_{si} относительно оси x, проходящей через центр наиболее растянутого стержня параллельно указанной характерной оси, и из того же условия (37), определяя

значения e_N, S_b и S_{si} относительно оси y, пересекающей под прямым углом ось x в центре наиболее растянутого стержня.

При этом положение прямой, ограничивающей сжатую зону, подбирается последовательными приближениями из уравнений (39) и (40), принимая угол наклона этой прямой постоянным и равным углу наклона нейтральной оси, определенному как для упругого материала.

Прочность сечения будет обеспечена лишь при соблюдении условия (37) относительно обеих осей (x и y). Если при этих проверках условие (37) не соблюдается, прочность не обеспечена. Тогда следует увеличить армирование, размеры сечения или повысить класс бетона. Если условие соблюдается только относительно одной оси, следует снова определить очертание сжатой зоны при другом угле наклона прямой, ограничивающей сжатую зону, и произвести повторно аналогичный расчет.

Расчет железобетонных элементов на основе нелинейной деформационной модели

11.1.8 Расчет нормальных сечений по нелинейной деформационной модели производят в соответствии с указаниями пп. 8.1.20-8.1.30 СП 63.13330. В уравнениях равновесия внешних сил и внутренних усилий в нормальном сечении элемента внешние силы определяют с учетом усилия обжатия, которое вводится в расчет как внешняя продольная сила.

В уравнениях (8.26), (8.27), (8.28) СП 63.13330 M_x, M_y – изгибающие моменты от внешней нагрузки относительно выбранных и располагаемых в пределах поперечного сечения элемента координатных осей (соответственно действующих в плоскостях XOZ и YOZ или параллельно им). Указанные изгибающие моменты определяют по формулам:

$$M_x = M_{xd} - N_p \cdot e_x, \quad (41)$$

$$M_y = M_{yd} - N_p \cdot e_y, \quad (42)$$

здесь

M_{xd}, M_{yd} – изгибающие моменты в соответствующих плоскостях от внешней нагрузки, определяемые из статического расчета конструкции;

e_x, e_y – расстояния от точки приложения усилия обжатия N_p до соответствующих выбранных осей;

$$N_p = (\sigma_{sp} + 100) \cdot A_{sp} \leq 0{,}8R_s \cdot A_{sp}, \quad (43)$$

где σ_{sp} предварительное напряжение в арматуре, определяемое с учетом полных потерь при $\gamma_{sp} = 0{,}9$.

Расчет железобетонных элементов на действие поперечных сил

11.1.9 Расчет по прочности при действии поперечных сил по полосе между наклонными сечениями производят в соответствии с п. 8.1.32 СП 63.13330.

11.1.10 Расчет по прочности наклонных сечений на действие поперечных сил производят по формуле:

$$Q_{ult} = Q_1 + Q_2, \quad (44)$$

где

Q_1 – поперечная сила, воспринимаемая бетоном и поперечной арматурой в наклонном сечении, определяемая в соответствии с п.п.8.1.31 и 8.1.33 СП63.13330;

Q_2 – поперечная сила, воспринимаемая преднапряженной арматурой в том же наклонном сечении, и определяемая по формуле:

$$Q_2 = N_p \cdot \sin\theta. \quad (45)$$

В формуле (45) θ – угол наклона направления продольной силы N_p к горизонтали в точке пересечения предварительно напряженной арматурой наклонного сечения (рисунок 22).

11.1.11 При расчете по полосе между наклонными трещинами и по наклонным сечениям учитывают влияние сжимающих напряжений от горизонтальной составляющей усилия N_p, определяемой по формуле:

$$Q_3 = N_p \cdot \cos\theta. \quad (46)$$

Влияние указанных сжимающих напряжений учитывают в соответствии с указаниями п. 8.1.34 СП63.13330.

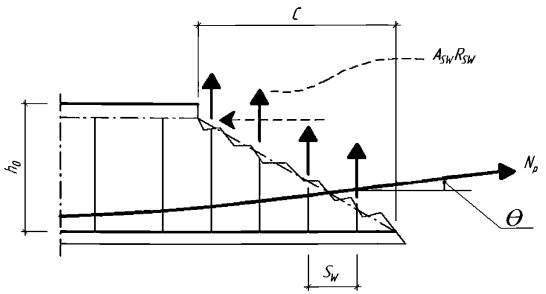


Рисунок 22 – Расчетная схема усилий при расчете по наклонному сечению при действии поперечных сил

11.1.12 Расчет по прочности наклонных сечений при действии изгибающих моментов производят в соответствии с указаниями п. 8.1.35 СП 63.13330.

Расчет на местное сжатие

11.1.13 Расчет прочности концевых участков элемента под анкерами на местное сжатие следует производить в соответствии с п. 8.1.45 СП 63.13330 из условия (8.83) как для местного действия сжимающей нагрузки от усилий в предварительно напряженной арматуре при обязательном наличии поперечной (косвенной) арматуры.

При групповом размещении арматуры местную сжимающую силу N принимают равной сумме усилий N_p, передаваемых на бетон предварительно напряженной арматурой, входящей в состав группы.

При одиночном расположении арматуры местную сжимающую силу N принимают равной усилию N_p, передаваемому на бетон одним предварительно напряженным арматурным элементом.

В расчетах площадь приложения сжимающей силы $A_{b,loc}$ корректируют путем исключения из расчета площади поперечного сечения арматурных элементов.

При расчете на местное сжатие в стадии обжатия значение усилия N_p определяют по формуле (22), а расчетное сопротивление бетона $R_{b,loc}$ определяют при прочности бетона, отвечающей значению передаточной прочности. При расчете на местное сжатие в эксплуатационной стадии усилие N_p принимают равным

$\sigma_{su} \cdot A_{sp}$, где σ_{su} – напряжение в преднапряженной арматуре, определяемое из расчета нормального сечения по прочности согласно п.п. 11.1.4, 11.1.5 или принимаемое приближенно равным $\sigma_{sp} + 200$. Расчетное сопротивление бетона $R_{b,loc}$ определяют при проектной прочности бетона.

11.1.14 Анкерные элементы в системах без сцепления следует проектировать на действие местной сжимающей силы *N*, принимаемой с коэффициентом надежности $\gamma_{sp,loc}$ = 1,05.

Расчет на продавливание

11.1.15 Расчет по прочности плит перекрытий на продавливание производят в соответствии с указаниями п.п. 8.1.47…8.1.52 СП 63.13330. В расчете сосредоточенную силу *F* от внешних нагрузок допускается снижать на величину F_1, которую определяют по формуле:

$$F_1 = N_{p1} \cdot \sin\theta, \tag{47}$$

где

F_1 – усилие, воспринимаемое напрягаемой арматурой, пересекающей расчетный контур поперечного сечения плиты;

N_{p1} – усилие в напрягаемой арматуре, пересекающей расчетный контур поперечного сечения (рисунок 23), определяемое с учетом полных потерь предварительного напряжения и γ_{sp} = 0,9.

11.1.16 При определении предельного усилия, воспринимаемого бетоном, учитывают влияние сжимающих напряжений от горизонтальной составляющей усилия N_{p1}, рассчитываемой по формуле:

$$F_2 = N_{p1} \cdot \cos\theta. \tag{48}$$

Учет влияния сжимающих напряжений производят с помощью коэффициента φ_n (п.8.1.34 СП63.13330), на который умножают усилия $F_{b,ult}$ в условиях (8.87) и (8.90) СП63.13330. Коэффициент φ_n ограничивают максимальным значением равным 1,1.

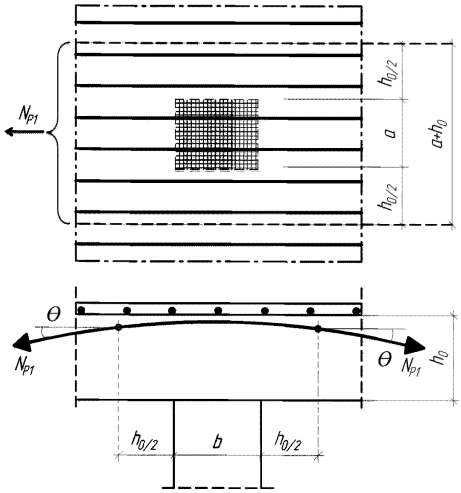


Рисунок 23 – Схема для расчета на продавливание

11.2 Расчет по предельным состояниям 2-й группы

Общие положения

11.2.1 Расчеты по предельным состояниям второй группы включают:

- расчет по образованию трещин;
- расчет по раскрытию трещин;
- расчет по деформациям.

11.2.2 Расчет по образованию трещин производят, когда необходимо обеспечить отсутствие трещин. Кроме того, расчет по образованию трещин является предварительным этапом при расчете по раскрытию трещин и по деформациям.

Требования по отсутствию трещин предъявляют к предварительно напряженным конструкциям с натяжением арматуры на бетон, у которых при полностью растянутом сечении должна быть обеспечена непроницаемость (находящихся под давлением жидкости или газов, испытывающих воздействие

радиации и т.п.), а также эксплуатируемых в условиях воздействия сильноагрессивной среды.

11.2.3 С целью ограничения прогибов рекомендуется соблюдать требования по отсутствию трещин в пролетных зонах конструкций с предварительно напряженной арматурой в одном и двух направлениях.

11.2.4 Расчет изгибаемых предварительно напряженных элементов производят на действие усилий от внешней нагрузки M и от усилия предварительного напряжения арматуры $N_p = \sigma_{sp} \cdot A_{sp}$, рассматриваемого как внешняя продольная сила. При этом предельное усилие, которое может воспринять элемент, и характеристики приведенного сечения определяют только с учетом обычной ненапрягаемой арматуры.

Расчет по образованию и раскрытию трещин

11.2.5 Расчеты по образованию и раскрытию трещин изгибаемых элементов с предварительно напряженной арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, выполняют в соответствии с указаниями пп. 8.2.4-8.2.18 СП 63.13330.

11.2.6 Момент, воспринимаемый нормальным сечением при образовании трещин, определяют с учетом неупругих деформаций растянутого бетона по формуле:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + N_p \cdot e_{яр}\ , \qquad (49)$$

где

N_p определяют с учетом полных потерь предварительного напряжения и $\gamma_{sp} = 0{,}9$;

$e_{яр}$ – расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия N_p (центра тяжести сечения напрягаемой арматуры) до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой от внешней (эксплуатационной) нагрузки зоны, трещинообразование которой проверяется.

11.2.6 Расчеты по образованию трещин в стадии обжатия (до приложения полезной нагрузки) от усилия N_p производят для зоны бетона в сечении элемента, которая будет сжата от действия полной эксплуатационной нагрузки.

При этом усилие обжатия N_p определяют с учетом первых потерь предварительного напряжения с $\gamma_{sp} = 1{,}1$.

11.2.7 Расчет по раскрытию трещин производят с учетом указаний пп. 8.2.4–8.2.7, 8.2.15–8.2.19 СП 63.13330, принимая изгибающий момент от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия бетона в формуле (8.134) СП 63.13330 равным

$$M = M_b - N_p \cdot e_{\text{op}}, \qquad (50)$$

где N_p – усилие обжатия с учетом всех потерь предварительного напряжения арматуры и $\gamma_{sp} = 0{,}9$, рассматриваемое как внешняя продольная сила.

11.2.8 Предельно допустимую ширину раскрытия трещин для элементов с арматурой без сцепления с бетоном принимают равной 0,3 мм для продолжительного раскрытия и 0,4 мм – для кратковременного раскрытия трещин.

11.2.9 В случаях, когда раскрытие трещин по расчету меньше предельно допустимых величин, тогда условие трещиностойкости считается обеспеченным. Если же раскрытие трещин больше предельно допустимых значений, то тогда следует пересмотреть исходные параметры расчета (высоту плиты, уровень предварительного напряжения и т.д.) или добавить ненапряженную арматуру с последующим перерасчетом сечений до тех пор, пока условие по ограничению раскрытия трещин будет выполнено.

11.2.10 Критерием достаточности принятого количества предварительно напряженной арматуры считается минимальное среднее напряжение в бетонном сечении от действия усилия обжатия, действующего на уровне середины высоты сечения. Указанная минимальная величина напряжения составляет 1 МПа.

В связи с отсутствием сцепления арматуры с бетоном в опорных нормальных сечениях конструкции действуют такие же усилия обжатия, что и в пролетных сечениях. Однако усилия от внешней нагрузки в опорных сечениях превышают усилия в пролетных зонах. Таким образом, усилия обжатия на опорах компенсируют только часть действующих усилий. Другая часть действующих усилий должна быть воспринята бетонным сечением и дополнительно устанавливаемой ненапрягаемой

продольной арматурой. Ненапрягаемую арматуру подбирают из условия обеспечения трещиностойкости и прочности.

Расчет по деформациям (прогибы)

11.2.11 Расчет предварительно напряженных элементов по деформациям производят согласно указаний пп. 8.2.19–8.2.28 СП 63.13330 с учетом п. 11.2.4 настоящего Пособия. При этом усилие обжатия N_p определяют с учетом всех потерь и $\gamma_{sp} = 0{,}9$. Расчеты прогибов выполняют с учетом прочности бетона на различных этапах нагружения, включая передачу усилий обжатия.

11.2.12 При соответствующем обосновании допускается расчеты прогибов производить упрощенным методом, согласно которому прогибы от постоянных и временных нагрузок, а также прогибы (выгибы) от усилий предварительного напряжения вычисляют в упругой постановке с дальнейшим их уточнением путем учета неупругих деформаций сжатого бетона и образования трещин при эксплуатации.

Учет неупругих деформаций бетона при расчете прогибов допускается производить путем увеличения прогибов, полученных из расчета в упругой постановке:

- от постоянных и длительных нагрузок – в 3 раза;
- от усилий предварительного напряжения – в 3 раза;
- от кратковременной нагрузки – в 1,5 раза.

Учет образования и раскрытия эксплуатационных трещин производят путем введения соответствующих понижающих коэффициентов в изгибные жесткости элементов перекрытий. Особенностью расчета здесь является последующее изменение осевых напряжений и деформаций в бетоне, хотя в общем случае ими допускается пренебречь. Указанные понижающие коэффициенты устанавливают в соответствии с п. 9.2.7.

11.2.13 Предельные прогибы устанавливают в соответствии с указаниями Приложения «Е» СП 20.13330, исходя из конструктивных и физиологических требований.

В зданиях с конструктивными решениями внутренних перегородок, которые могут быть разрушены или деформированы при прогибах перекрытий (например, каркасные и капитальные перегородки) вертикальный предельный прогиб (конструктивный прогиб) ограничивают величиной в 1/500 пролета.

Для ограничения перемещений (прогибов) неразрезных предварительно напряженных плоских плит сплошного сечения (исходя из конструктивных требований) отношение длины пролета к толщине плиты, как правило, не должно превышать 42 для плит перекрытий и 48 – для плит покрытий.

Допускается расчет прогибов (исходя из физиологических требований) не производить для плит перекрытий при выполнении следующих условий:

- толщина плиты составляет 250 мм и более при числе конструктивных ячеек 4 и более;

- толщина плиты составляет менее 250 мм при числе конструктивных ячеек 8 и более.

12 Расчет на прогрессирующее обрушение

12.1 Расчет на прогрессирующее обрушение в случае локального разрушения несущих конструкций производят только по предельным состояниям первой группы. Развитие неупругих деформаций, перемещения конструкций и раскрытие в них трещин в рассматриваемой чрезвычайной ситуации не ограничивают.

12.2 Расчет по прочности и устойчивости производят на особое сочетание нагрузок и воздействий, включающее постоянные и длительные временные нагрузки, а также воздействие на конструкцию здания локальных гипотетических разрушений. Усилия натяжения с учетом соответствующих потерь при натяжении арматуры на бетон в расчетах допускается учитывать как внешнюю нагрузку с учетом положений раздела 7 и п. 12.7.

12.3 Локальное разрушение может быть расположено в любом месте здания. В качестве локального (гипотетического) разрушения следует рассматривать разрушение (удаление) вертикальных конструкций на одном любом этаже здания:

а) двух пересекающихся стен на участках от места их пересечения (в частности, от угла здания) до ближайшего проема в каждой стене или до следующего вертикального стыка со стеной другого направления (но на суммарной длине не более 7 м);

б) отдельно стоящей колонны (пилона);

в) колонны (пилона) с участками примыкающих стен на их длине по пункту а.

12.4 Постоянную и длительную временную нагрузки принимают согласно действующим нормативным документам (или по специальному заданию) с коэффициентами сочетания нагрузок и коэффициентами надежности по нагрузкам, равными единице.

12.5 Расчетные прочностные и деформационные характеристики материалов принимают равными их нормативным значениям согласно действующим нормам проектирования железобетонных конструкций с учетом п. 12.7.

12.6 Устойчивость монолитного жилого здания против прогрессирующего обрушения обеспечивают:

- рациональным конструктивно-планировочным решением здания с учетом

возможности возникновения рассматриваемой аварийной ситуации;

- конструктивными мерами, обеспечивающими неразрезность конструкций;

- применением материалов и конструктивных решений, обеспечивающих развитие в элементах конструкций и их соединениях пластических деформаций;

- ограничением начального предварительного напряжения в арматурных элементах;

- размещением обычной ненапрягаемой арматуры дополнительно к напрягаемым арматурным элементам.

12.7 Расчетное сопротивление в арматурных канатах устанавливают в размере 0,85 от нормативного сопротивления. Такое ограничение позволит избежать перенапряжения анкеров в смежных напрягаемых элементах при локальных разрушениях.

12.8 Площадь сечения дополнительной ненапрягаемой арматуры принимают по данным соответствующих расчетов по прочности, но не ниже минимального процента армирования, предусмотренного п.10.3.6 СП63.13330.

12.9 В ряде случаев при эксплуатации перекрытий возможны повреждения отдельных канатов крепежными анкерами подвешиваемого к потолочным поверхностям оборудования, подвесных потолков и др. Поврежденные канаты полностью теряют предварительное напряжение по всей своей длине, что может вызвать снижение прочности, жесткости и трещиностойкости. Как следствие, поврежденные канаты в перекрытии могут привести к прогрессирующему обрушению конструкций.

Для исключения повреждений канатов на верхней и потолочной поверхностях плит перекрытий размечают несмываемой яркой краской линии проекций напрягаемых арматурных элементов. В пределах указанных проекций без согласования с авторами проекта не допускается любая перфорация бетона.

13 Конструктивные требования

Размещение напрягаемых арматурных элементов в конструкциях производят с учетом требований по долговечности, огнестойкости, а также исходя из соображений оптимального восприятия действующих усилий от внешней нагрузки.

13.1 Защитный слой бетона

13.1.1 Долговечность предварительно напряженных железобетонных конструкций должна обеспечивать сохранение проектных свойств конструкций в течение всего заданного срока эксплуатации. Как правило, для таких конструкций при проектировании принимают срок службы в 50 и 100 лет.

13.1.2 В целях обеспечения требуемой долговечности необходимо:

- обеспечивать защиту напрягаемой и обычной арматуры путем назначения соответствующей толщины защитного слоя бетона до напрягаемой и ненапрягаемой арматуры;

- ограничивать ширину раскрытия эксплуатационных трещин;

- назначать соответствующие классы бетона, отвечающим условиям среды эксплуатации.

Для этого задаются минимальным конструктивным классом здания или сооружения и устанавливают минимально допустимые толщины защитного слоя согласно указаниям действующих норм.

13.1.3 Минимальная толщина защитного слоя бетона не должна быть меньше диаметра канала (для кольцевых каналов). Максимальная толщина защитного слоя бетона не должна превышать 80 мм. Защитный слой бетона толщиной более 50 мм должен содержать конструктивное армирование в виде арматурных сеток.

13.1.4 Данные по минимальной толщине защитного слоя бетона, установленные в зависимости от класса воздействия на конструкции (агрессивности среды воздействия), заданного срока службы здания и проектного класса бетона по прочности на сжатие представлены в таблице 5.

Таблица 5 – Минимальная толщина защитного слоя бетона, мм

Класс воздействия	Срок службы, лет	Минимальный класс бетона по прочности на сжатие						
		B20	B25	B30	B35	B45	B50	B55-B60
1	2	3	4	5	6	7	8	9
XO	50	10	10	10	10	10	10	10
	100	20	20	20	15	15	15	15
XC1	50	-	25	25	20	20	20	20
	100	-	35	35	30	30	30	30
XC2	50	-	-	35	35	30	30	30
	100	-	-	45	45	40	40	40
XC3	50	-	-	-	35	30	30	30
	100	-	-	-	45	40	40	40
XC4	50	-	-	-	40	40	35	35
	100	-	-	-	50	50	45	45
XD1, XS1	50	-	-	-	45	45	40	40
	100	-	-	-	55	55	50	50
XD2	50	-	-	-	50	50	45	45
	100	-	-	-	60	60	55	55
XS2	50	-	-	-	-	50	50	45
	100	-	-	-	-	60	60	55
XD3, XS3	50	-	-	-	-	55	55	50
	100	-	-	-	-	65	65	60

Примечание: Классификация сред эксплуатации (графа 1) принята в соответствии с Еврокодом-2 (таблица 4.1) и Приложением А к СП 28.13330.

13.1.5. Достаточность принятой толщины защитного слоя бетона должна быть проверена расчетом конструкций по огнестойкости. Если при требуемом расчетном пределе огнестойкости при действии нормативной нагрузки обеспечивается прочность конструкции, то защитный слой бетона, принятый из условий долговечности, принимают как окончательный. В противном случае защитный слой должен быть увеличен, но не более чем до 80мм.

13.1.6. Защитный слой бетона создает первый из трех уровней защиты канатной арматуры. Вторым уровнем защиты служит пластиковая оболочка

арматурных канатов. Третьим уровнем защиты является консистентная смазка канатов (см. рисунок 2).

Аналогичные уровни защиты принимают и для анкеров, которые включают в себя:

- защитный слой бетона, который принимают не ниже значений по таблице 5;

- покрытия наружных поверхностей анкеров в виде защитных пленок и покрытий;

- заполненные консистентной защитной смазкой все внутренние полости в анкерах.

Особое внимание должно быть уделено защите выступающих наружу из анкеров кончиков арматурных канатов, которые также должны быть смазаны защитной смазкой, после чего закрыты пластиковыми колпачками, также содержащими смазку.

Активные анкеры с закрытыми кончиками арматурных канатов размещают в специальных установочных гнездах в теле конструкции (см. Рисунок 6) с последующим обетонированием в соответствии с п. 13.2.20. Защитный слой бетона до пластиковых колпачков должен составлять не менее 25 мм.

13.2 Продольная арматура

13.2.1 Армирование плит перекрытий и балок в общем случае производят с использованием предварительно напряженных арматурных элементов и обычной ненапрягаемой арматуры. Правила конструирования продольной ненапрягаемой арматуры должны отвечать требованиям разделов 10.3 и 10.4 СП63.13330 в части требований к балочным и плитным элементам.

Расположение предварительно напряженных арматурных элементов в теле конструкции выполняют волнообразно таким образом, чтобы максимально полно воспринять действие изгибающих моментов в расчетных сечениях конструкций.

13.2.2 Расположение (раскладка) арматурных элементов в плите по ее высоте имеет криволинейное очертание с образованием пролетных и надопорных парабол

(рисунок 24). Длину l_2 пролетной параболы принимают равной 70-80% от длины пролета L.

13.2.3 Криволинейное очертание расположения арматуры по высоте приводит к образованию вертикальных усилий при натяжении арматуры. Указанные усилия создают дополнительные нагрузочные эффекты, которые оценивают в соответствии с указаниями пп. 7.3–7.5.

13.2.4 Проектирование профиля раскладки арматурных элементов по высоте и длине конструкций является одним из основных этапов проектирования.

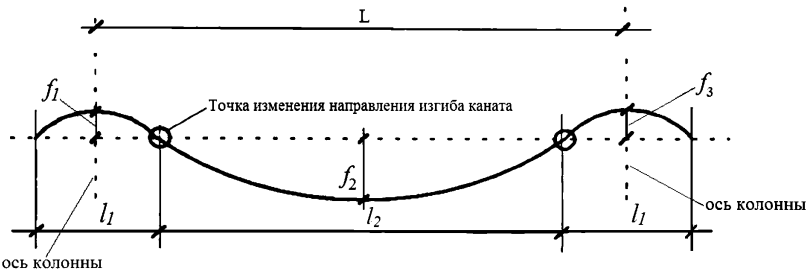


Рисунок 24 – Профиль раскладки напрягаемых элементов по высоте сечения в пролете и на опорах для равномерно распределенных нагрузок

В общем случае в процессе данного этапа проектирования должны быть соблюдены следующие правила:

- раскладку арматурных элементов по высоте сечения у опор производят по параболическим кривым так, что ось надопорных парабол совпадает с осью вертикальных опор;

- раскладку арматурных элементов по высоте сечения в средних пролетах производят по параболическим кривым так, что ось пролетной параболы совпадает с серединой пролета;

- у вершин парабол толщина защитного слоя бетона для арматурных элементов должна составлять в пролете и на опорах не менее величин, указанных в таблице 5;

- для равномерно распределенной нагрузки задают плавный профиль раскладки арматурных элементов с образованием совместимых пролетных и надопорных парабол, в точках соединения которых касательные к каждой из парабол совпадают;

- точки соединения пролетной и надопорной парабол образуют точки перегибов арматурных элементов (см. рисунок 24);

- точки перегибов арматурных элементов должны находиться на расстоянии от оси опоры, составляющем 0,1–0,15 от длины рассматриваемого пролета L (для опор шириной более 400 мм расстояние до точек перегиба принимают от грани опор).

13.2.5. В реальных конструкциях расположение арматурных элементов по высоте сечения на опорах может различаться. Кроме того, для разнопролетных конструкций формы как пролетных, так и надопорных парабол также могут отличаться. Для таких случаев проектирование конфигурации криволинейного очертания арматурных элементов и вычисление соответствующих ей параметров выполняют в соответствии с рекомендациями Приложения А.

В Приложении Б приведен пример расчета параметров раскладки и натяжения арматурных элементов монолитной плиты перекрытия.

13.2.6. Для равнопролетных конструкций с одинаковыми рабочими высотами нормальных сечений на опорах (см. рисунки 11 и 24) соотношение между параметрами расстояний f_1 , f_2 и длин l_1 , l_2 устанавливают из условия равенства усилий W_1 и W_2 – см. формулы (20) и (21). Тогда

$$\frac{f_1}{l_1} = \frac{f_2}{l_2}, \tag{51}$$

отсюда

$$f_2 = l_2 \cdot \frac{f_1}{l_1}, \tag{52}$$

если принять, что $l_1/2=0,1L$ (при ширине опоры не более 400мм), тогда

$$f_2 = 4f_1. \tag{53}$$

13.2.7 Для разнопролетных конструкций часть арматурных элементов в конструкции в отдельных пролетах может оказаться избыточной. Для таких

пролетов арматурные элементы в полном объеме могут быть разложены только в длинных пролетах. При этом в коротких пролетах избыточные арматурные элементы допускается не устанавливать, что конструктивно решается обрывом арматурных элементов. Место обрыва принимают в коротком пролете в точке изменения направления изгиба арматурного элемента, где и должна быть предусмотрена установка пассивного анкера (рисунок 25). В расчетах учитывают горизонтальную и вертикальную составляющую продольного сосредоточенного усилия у анкера.

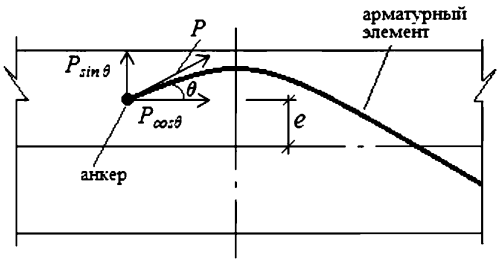


Рисунок 25 – Схема установки пассивного анкера при обрыве арматурного элемента

13.2.8 Криволинейное расположение арматуры по высоте сечения должно учитывать технологические аспекты производства работ (получение требуемых параметров изгибов в вертикальной плоскости с учетом ограничений по минимально допустимому радиусу, геометрии раскладки в горизонтальной плоскости).

В случаях действия на перекрытия сосредоточенных сил или линейных нагрузок конфигурацию раскладки арматурных элементов принимают отвечающей эпюре моментов от сосредоточенных сил (треугольной, трапециевидной и т.д.) – рисунок 26.

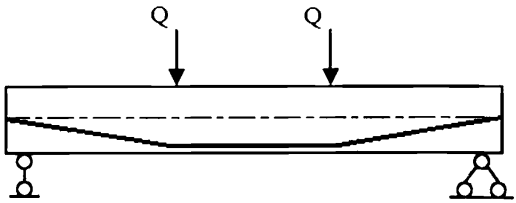


Рисунок 26 – Профиль раскладки напрягаемых элементов по высоте сечения в пролете и на опорах для сосредоточенных нагрузок

13.2.9 В случае выполнения предварительного напряжения арматуры в двух взаимно перпендикулярных направлениях необходимо принимать во внимание увеличенную толщину защитного слоя бетона для арматуры одного из направлений (рисунок 27).

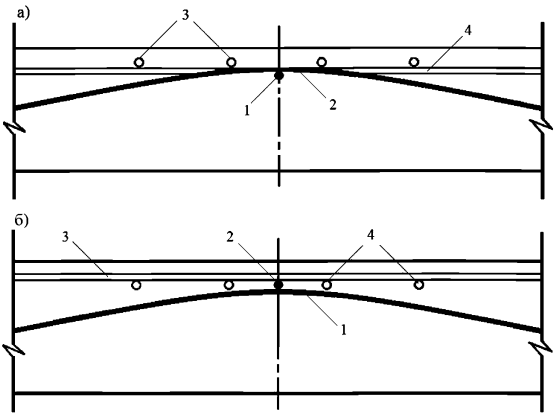


Рисунок 27 – Взаимное расположение напрягаемых элементов и ненапрягаемой арматуры при армировании плит перекрытий в двух направлениях (а – в продольном направлении, б–в поперечном направлении):
1 – напрягаемые элементы продольного направления; 2 – напрягаемые элементы поперечного направления, 3 – ненапрягаемая арматура продольного направления, 4 – ненапрягаемая арматура поперечного направления

13.2.10 Расположение напрягаемых элементов должно быть согласовано с расположением ненапрягаемой арматуры. При этом обычная арматура должна

иметь минимальную толщину защитного слоя бетона в соответствии с пп. 10.3.2, 10.3.3 СП 63.13330.

13.2.11 При конструировании криволинейного расположения арматуры принимают во внимание конструктивное решение перекрытий. Так, в случаях разнопролетных перекрытий очертание парабол может быть несимметричным. Поэтому при конструировании необходимо принимать во внимание несовпадение зон максимальных изгибающих моментов и середины пролетов конструкции.

Аналогичное требование относится и к вершине обратной параболы раскладки напрягаемых элементов (в надопорной зоне конструкций).

13.2.12 Арматурные элементы в плитных конструкциях располагают как в одном направлении, так и в двух, как правило, ортогональных направлениях. При этом арматуру располагают по трем основным схемам: сосредоточенно в надколонных полосах, равномерно по ширине плит и комбинированно, т.е. с расположением по ширине плиты, но со сгущением в надколонных полосах (рисунок 28).

13.2.13 Наибольшее расстояние между предварительно напряженными арматурными элементами в плитах перекрытий не должно превышать 6 толщин плиты и 900мм. Наименьшее расстояние в свету между отдельными арматурными элементами принимают в соответствии с указаниями п.10.3.5 СП63.13330.

13.2.14 У торцов конструкций арматурные элементы должны содержать прямолинейные горизонтальные участки с максимально близким расположением к середине высоты сечения (см. рисунок 11). Прямолинейные участки арматурных элементов принимают от оси опоры конструкции до опорной поверхности анкера. Длину прямолинейных участков принимают равной не менее 0,7u (где u – расстояние между арматурными элементами или группами арматурных элементов). Одновременно длину консольного участка конструкции от опорной поверхности анкера до грани опоры конструкции принимают равной не менее 300 мм.

13.2.15 В ряде случаев для армирования плит перекрытий принимают арматурные элементы ограниченной длины, соединяемых муфтами по длине протяженной конструкции, или прибегают к делению конструкции на бетонируемые

захватки с поочередным натяжением арматурных элементов в каждой захватке (см. рисунок 9).

13.2.16 В зонах устройства анкеров (активных и пассивных) для натяжения арматуры защитный слой бетона может быть увеличен в связи с геометрией указанных анкеров (например, при анкерах распушенной конструкции) и в целях ограничения трещин от раскалывания бетона в результате концентрированного приложения усилий обжатия.

13.2.17 Анкерные крепления, используемые при натяжении на бетон, должны отвечать требованиям, предъявляемым к системам для предварительного напряжения по прочности, в т.ч. по усталостному разрушению, и обеспечивать возможность работы напрягаемой арматуры вплоть до предела текучести.

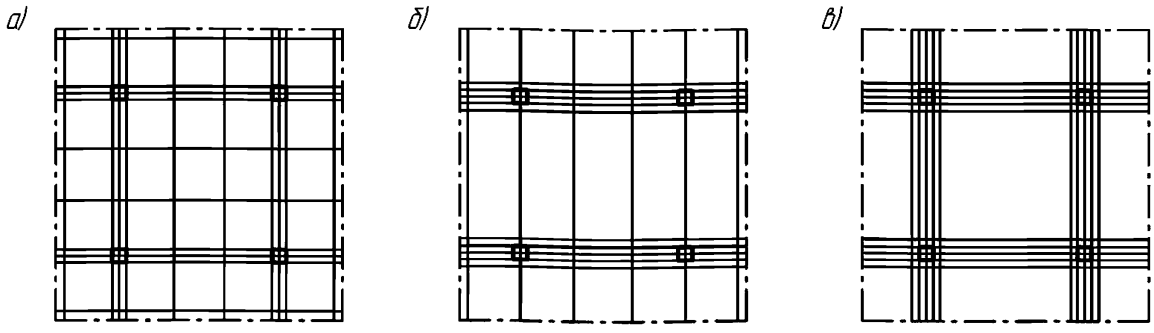


Рисунок 28 – Схемы расположения арматурных элементов по полю перекрытий (а – с расположением по длине и ширине со сгущением у колонн, б – с расположением по длине равномерно и сосредоточенно по ширине у колонн, в – с сосредоточенным расположением по длине и ширине у колонн – по типу скрытых балок)

13.2.18 Расстояния между анкерами по ширине и высоте поперечного сечения, а также расстояние от анкеров до граней конструкции принимают в соответствии с рисунком 29 и данными таблицы 6.

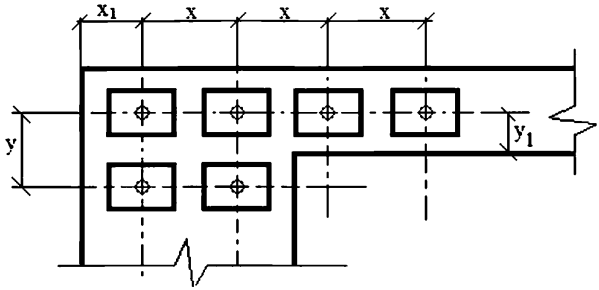


Рисунок 29 – Схема расположения анкеров арматурных элементов по торцам конструкций (требуемые величины x, x_1, y, y_1 приведены в таблице 6)

Таблица 6 – Минимальные расстояния от анкеров до граней конструкций, а также между анкерами (мм)

Диаметр каната	x	x_1	y	y_1	Размер анкера (ширина/высота)
До 12,9 мм включительно	150	90	100	70	110×70
Более 12,9 мм	160	100	110	75	105×75

13.2.19 Конструктивно анкерные крепления должны быть решены таким образом, чтобы после выполнения натяжения арматуры и обрезки части арматуры, выступающей из анкера, распределительная деталь и цанга с зафиксированной арматурой, были надежно защищены от коррозии. Поэтому в конструкции цанговых зажимов в составе анкеров должна быть предусмотрена возможность защиты цанги и зафиксированного в ней каната пластиковым защитным колпачком, который заполнен антикоррозийной смазкой.

13.2.20 Активные анкеры устанавливают в специальных углублениях в торцах конструкций, которые после установки защитных колпачков на цангах полностью замоноличивают мелкозернистым бетоном (см. п. 5.1.4).

13.3 Поперечная арматура

13.3.1 Поперечную (косвенную) арматуру следует устанавливать из расчета на восприятие усилий от сосредоточенного действия усилий обжатия по торцам конструкций, а также в зонах действия поперечных сил и на продавливание. Поперечную арматуру также предусматривают для обеспечения требуемой по проекту криволинейной геометрии напрягаемых арматурных элементов по высоте сечения конструкций, в целях ограничения раскрытия и развития трещин и удержания продольных ненапрягаемых стержней в проектном положении.

Поперечную арматуру у торцов элемента, устанавливаемую для восприятия местного действия сжимающей нагрузки от усилий в предварительно напряженной арматуре, проектируют в виде плоских сварных сеток, объемных каркасов или спиралей.

13.3.2 Поперечная арматура может конструктивно совмещаться с анкерами (рисунок 30).

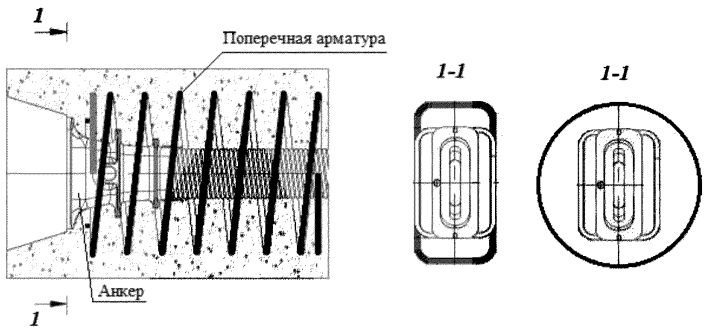


Рисунок 30 – Конструкция анкера, совмещенного с поперечной арматурой

Кроме того, у торцов конструкций устанавливают дополнительную поперечную и продольную арматуру для усиления зон, в которых возникают растягивающие усилия (указанные зоны заштрихованы на рисунке 31).

Дополнительную поперечную арматуру распределяют равномерно на полосе шириной 0,7u в соответствии с рисунком 31 по всей ширине конструкции, а ее

площадь сечения рассчитывают из условия восприятия изгибающих моментов, действующих в направлении параллельном торцу конструкции. Действующие изгибающие моменты определяют от расчетной нагрузки как для многопролетной балки с длиной пролетов, равной расстоянию *и* между арматурными элементами или группами элементов.

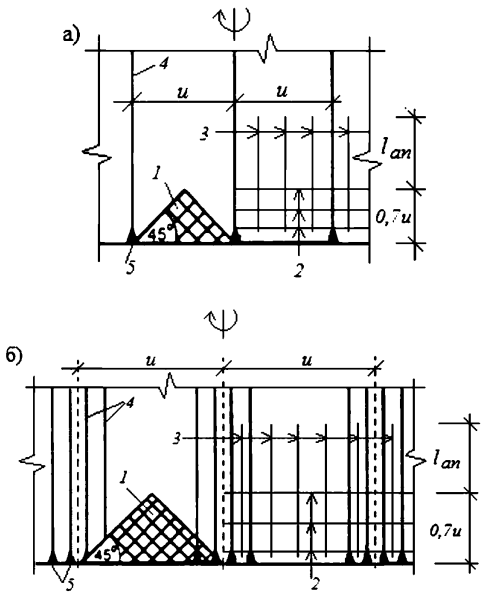


Рисунок 31 – Зоны установки дополнительной продольной и поперечной арматуры для одиночных арматурных элементов (а) и для группового размещения арматурных элементов (б):
1 – зона возникновения растягивающих напряжений, 2 – дополнительная поперечная арматура, 3 – дополнительная продольная арматура, 4 – напрягаемые арматурные элементы, 5 – анкеры

К этой арматуре может быть отнесена предварительно напряженная арматура, размещенная на полосе шириной 0,7*и* в направлении вдоль торца конструкции.

Дополнительную продольную арматуру устанавливают, равномерно распределяя ее в пространстве между анкерами или группами анкеров.

Конструктивно дополнительная продольная арматура решается в виде П-образных хомутов (см. п.10.4.4 СП63.13330).

Диаметр и шаг хомутов дополнительной продольной арматуры принимают из расчета требуемой площади поперечного сечения равного 0,15% от площади сечения бетона, определяемого как произведение высоты прямоугольного сечения конструкции на ее ширину, т.е. $A_s \geq 0{,}15b \cdot h$. Одновременно площадь дополнительной продольной арматуры должна быть не менее 25% площади дополнительной поперечной арматуры.

Длина хомутов должна удовлетворять требованиям п. 10.4.5 СП63.13330, кроме того длина хомутов не должна быть менее u, а также не менее $0{,}7u + l_{an}$, где l_{an} – длина зоны анкеровки для арматуры хомутов.

13.3.3 Дополнительная продольная и поперечная арматура должна удовлетворять требованиям, изложенным в пп. 10.3.12, 10.3.13, 10.3.16, 10.3.17, 10.3.18, 10.3.19 и 10.4.9 СП 63.13330.

ПРИЛОЖЕНИЕ А (обязательное)

Определение геометрических параметров конфигурации очертания арматурных элементов

В каждом конкретном случае определяют параметры конфигурации очертания арматурных элементов для каждого из пролетов рассматриваемой конструкции.

На рисунке А1 приведена конфигурация криволинейного очертания арматурного элемента для общего случая. Для дальнейшего анализа по длине арматурного элемента выделяют три участка, крайние из которых (АВ и DE) представляют собой ветви надопорных парабол. Участок BCD представляет собой пролетную параболу. Точки А и Е являются вершинами надопорных (обратных) полупарабол АВ и DE, точка С – является вершиной пролетной параболы BCD.

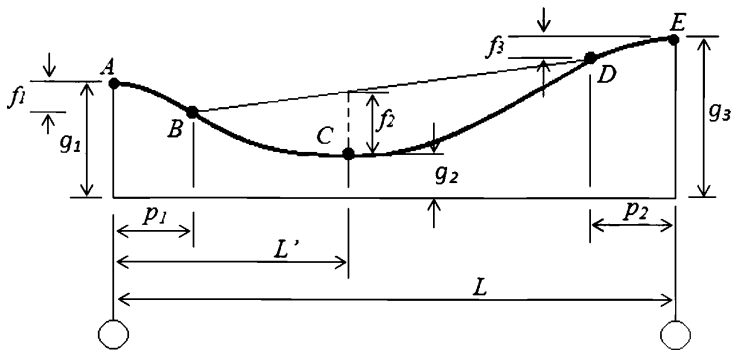


Рисунок А1 – Расчетная конфигурация очертания расположения арматурного элемента по высоте и длине конструкции

Уравнения парабол записывают в виде:

Для параболы АВ $y = k_1 x^2$

Для параболы BCD $y = kx^2$

Для параболы DE $y = k_2 x^2$

Расстояние L' вычисляют по формуле:

$$L' = \left[-m \pm \sqrt{(m^2 - 4jn)}\right]/2j,$$

где j, m и n определяют из уравнений

$$j = (q_1 - q_3),$$
$$m = (p_2 - 2L)(q_1 - q_2) + p_1(q_3 - q_2),$$
$$n = (q_1 - q_2)(L - p_2)L.$$

Расстояния a_1 и a_2 определяют по формулам:

$$f_1 = kp_1(L' - p_1),$$
$$f_3 = kp_2(L - L' - p_2).$$

Параметры k, k_1 и k_2 в уравнениях парабол AB, BCD и DE вычисляют из соотношений:

$$k = (g_1 - g_2)/\left[(L' - p_1)^2 + p_1(L' - p_1)\right],$$
$$k_1 = -k(L' - p_1)/p_1,$$
$$k_2 = -k(L - L' - p_2)/p_2.$$

С использованием указанных зависимостей возможно построение требуемых конфигураций очертания для конкретных параметров высоты поперечного сечения конструкции и ее пролетов.

Примеры построения конфигураций очертания арматурных элементов по высоте сечения и длине конструкции даны в Приложении Б.

ПРИЛОЖЕНИЕ Б (справочное)

Пример расчета параметров раскладки и натяжения напрягаемых арматурных элементов монолитной плиты перекрытия

I. Общие данные.

1. К расчету принята плита перекрытия сплошного сечения в составе многоэтажного монолитного здания. Основные геометрические размеры плиты представлены на рис. Б1.

2. Плиту толщиной 220 мм выполняют из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В40 (R_b = 22 МПа, R_{bt} = 1,4 МПа; E = 36000 МПа; $R_{b,n}$ = 29 МПа; $R_{bt,n}$ = 2,1 МПа). Передаточная прочность бетона – $R_{bp} = 0{,}7 \cdot 40 = 28$ МПа.

Ненапрягаемая арматура: стержневая арматура класса А500 (R_s = 435 МПа, R_{sc} = 435 МПа; $R_{s,n}$ = 500 МПа; R_{sw} = 300 МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа).

Напрягаемая арматура:

Арматурные элементы с канатной арматурой класса К-7 номинальным диаметром 12,9 мм (диаметр оболочки – 16,3 мм) (К7-12,9-1650/1860-ТУ100) согласно таблицы 3: ($R_{s,u}$ = 1860 МПа; $R_{s,n}$ = 1650 МПа; R_s = 1435 МПа; A_{sp1} = 100 мм^2; $E_s = 1{,}95 \cdot 10^5$ МПа).

3. Нагрузки.

Нормативная:

Временная – 2,0 КПа (кН/м^2),

в т.ч. кратковременная – 0,7 кН/м^2,

длительная – 1,3 кН/м^2.

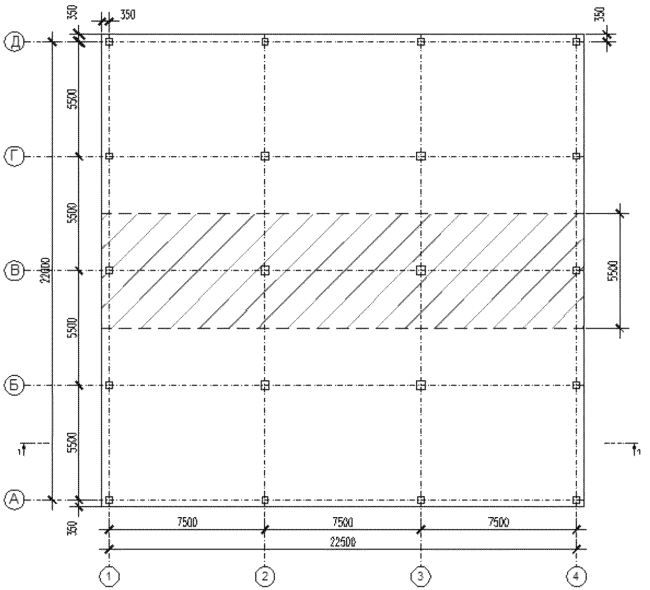


Рисунок Б1 – Конструкция и расчетная схема монолитного перекрытия в направлении буквенных осей

Постоянная (без учета веса плиты перекрытия) – 3,0 кН/м^2.

Вес плиты перекрытия – 0,22×2,5 = 2,75 кН/м^2.

Итого: полная нагрузка – 7,75 кН/м^2,

длительно действующая – 7,05 кН/м^2.

Расчетная:

Временная – 2,0×1,2 = 2,4 кН/м^2.

Постоянная (без учета веса плиты перекрытия) – 3,0×1,3 = 3,9 кН/м^2.

Вес плиты перекрытия – 2,75×1,1 = 3,0 кН/м^2.

Итого: полная нагрузка – 9,3 кН/м^2.

Защитный слой бетона.

В пролете для среды эксплуатации XC1 и расчетном сроке службы 50 лет защитный слой бетона принят 25 мм, что отвечает требованию таблицы 5.

На средних опорах защитный слой бетона принят с учетом размещения дополнительной ненапрягаемой арматуры ø16A500C.

$$a_c = 25 + d_s + \frac{d_{sp}}{2} = 25 + 16 = 41 \text{ мм.}$$

С учетом диаметра арматурного элемента расстояние от поверхности плиты до центра поперечного сечения арматурного элемента составит для пролетных сечений 25 + 8 = 33 мм, для опорных сечений 41 + 8 = 49 мм.

II. Расчет в направлении буквенных осей

Рассмотрим в качестве первого расчетного направления вдоль буквенных осей (имеем равные пролеты 3×7500 = 22500 мм).

Пролеты вдоль цифровых осей 1–4 равны между собой и составляют 5500 мм каждый.

Выделим расчетную полосу перекрытия шириной 5500 мм (заштрихована на рисунке Б1).

С учетом принятого конструктива плиты перекрытия производим графическое представление вычисляемых параметров криволинейного расположения арматурных элементов по длине анализируемого направления.

Вычисление геометрических параметров криволинейного очертания арматурных элементов в направлении буквенных осей

В соответствии с Приложением А рассчитаем последовательно геометрические параметры парабол в осях 1–2, 2–3 и 3–4, принимая, что точки перегибов канатов отстоят от осей колонн на 0,1L = 750 мм (рисунок Б2).

Параболы в осях 1–2.

Уравнение параболы А–В (см. рисунок А1)

$$y = k_1 \cdot x^2;$$

то же, В–С–Д

$$y = k \cdot x^2;$$

то же, Д–Е

$$y = k_2 \cdot x^2.$$

Вписываем известные данные.

$$g_1 = 110 \text{ мм}; \quad g_2 = 33 \text{ мм}; \quad g_3 = 220 - 49 = 171 \text{ мм};$$

$$L = 7500 \text{ мм}; \quad p_1 = 0{,}1L = 0{,}5l_2 = 750 \text{ мм}; \quad p_2 = 0{,}1L = 0{,}5l_2 = 750 \text{ мм}.$$

Тогда расчетные геометрические параметры составят:

$$j = g_1 - g_3 = 110 - 171 = -61 \text{ мм};$$

$$m = (p_2 - 2L)\cdot(g_1 - g_2) + p_1 \cdot (g_3 - g_2) = (750 - 2 \cdot 7500)\cdot(110 - 33) + 750 \cdot (171 - 33) = 993750;$$

$$n = (g_1 - g_2)\cdot(L - p_2)\cdot L = (110 - 33)\cdot(7500 - 750)\cdot 7500 = 3898 \cdot 10^6.$$

$$L' = \frac{-m \pm \sqrt{(m^2 - 4jn)}}{2j} = \frac{993750 \pm \sqrt{9875 \cdot 10^8 + 4 \cdot 61 \cdot 3898 \cdot 10^6}}{2 \cdot (-61)} =$$

$$= \frac{993{,}75 \cdot 10^3 \pm \sqrt{9875 + 9511} \cdot 10^4}{-122} = \frac{(994 \pm 1392)\cdot 10^3}{-122} = 3262 \text{ мм}.$$

$$f_1 = \frac{(g_1 - g_2)\cdot p_1}{L'} = \frac{(110 - 33)\cdot 750}{3262} = 17{,}7 \text{ мм}.$$

$$f_3 = \frac{(g_3 - g_2)\cdot p_2}{L - L'} = \frac{(171 - 33)\cdot 750}{7500 - 3262} = 24{,}6 \text{ мм}.$$

$$G_1 = g_1 - g_2 = 77 \text{ мм}; \qquad G_2 = g_3 - g_2 = 138 \text{ мм}.$$

Коэффициенты k_1, k_2, k парабол:

$$k = \frac{G_1}{(L' - p_1)^2 + p_1 \cdot (L' - p_1)} = \frac{77}{(3262 - 750)^2 + 750 \cdot (3262 - 750)} = \frac{77}{6{,}31 \cdot 10^6 + 1{,}884 \cdot 10^6} = 9{,}40 \cdot 10^{-6}.$$

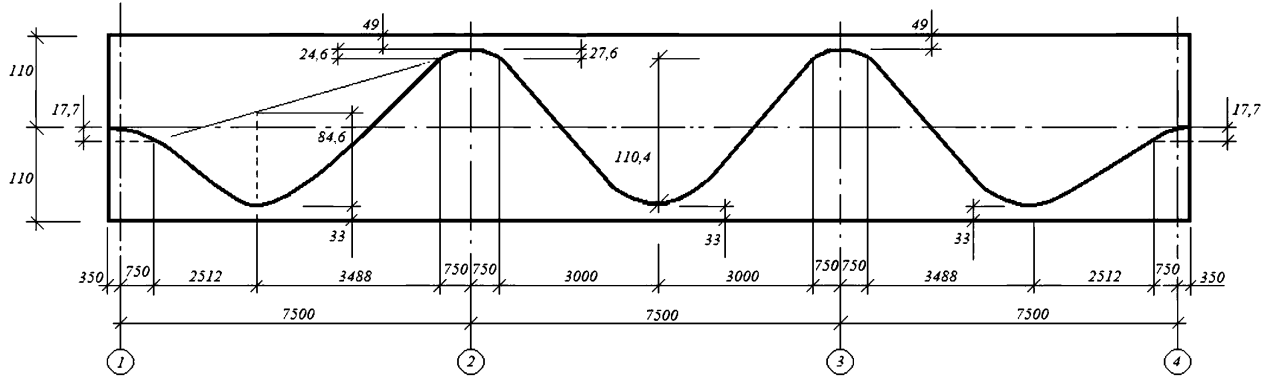


Рисунок Б2 – Конфигурация криволинейного очертания раскладки арматурных элементов по высоте сечения и длине плиты перекрытия (в направлении буквенных осей)

$$k_1 = \frac{-k \cdot \left(L' - p_1\right)}{p_1} = \frac{-9{,}40 \cdot 10^{-6} \cdot (3262 - 750)}{750} = -31{,}48 \cdot 10^{-6}.$$

$$k_2 = \frac{-k \cdot \left(L - L' - p_2\right)}{p_2} = \frac{-9{,}40 \cdot 10^{-6} \cdot (7500 - 3262 - 750)}{750} = -43{,}72 \cdot 10^{-6}.$$

Предположим, что наибольший прогиб f_2 арматурного элемента образуется в пролете (см. рисунок 11).

Используем уравнение параболы для установления данной величины:

$$s = 6000 \quad , \quad x = 3000 \quad , \quad k = 9{,}40 \cdot 10^{-6}.$$

$$f_2 = k \cdot x \cdot (s - x) = 9{,}40 \cdot 10^{-6} \cdot 3000 \cdot (6000 - 3000) = 84{,}6 \text{ мм}.$$

Определяем выгиб параболы у опоры 1:

$$f_1 = 31{,}48 \cdot 10^{-6} \cdot 750 \cdot (1500 - 750) = 17{,}7 \text{ мм}.$$

Для параболы у опоры 2

$$f_3 = 43{,}72 \cdot 10^{-6} \cdot 750 \cdot (1500 - 750) = 24{,}6 \text{ мм}.$$

Параболы в осях 2–3.

Расчет производим аналогично расчетам для парабол в осях 1–2.

$$g_1 = g_3 = 171 \text{ мм}; \quad g_2 = 33 \text{ мм}; \quad p_1 = p_2 = 0{,}1L = 0{,}5l_2 = 750 \text{ мм}; \quad L = 7500 \text{ мм}.$$

Расчетные геометрические параметры:

$$L' = 3750 \text{ мм}.$$

$$f_1 = f_3 = \frac{(171 - 33) \cdot 750}{3750} = 27{,}6 \text{ мм}.$$

$$G_1 = G_2 = 171 - 33 = 138 \text{ мм}.$$

$$k = \frac{138}{(3750 - 750)^2 + 750 \cdot (3750 - 750)} = 12{,}27 \cdot 10^{-6}.$$

$$k_1 = k_2 = \frac{-12{,}27 \cdot 10^{-6} \cdot (3750 - 750)}{750} = -49{,}07 \cdot 10^{-6}.$$

Прогиб в середине пролета

$$f_2 = 12{,}27 \cdot 10^{-6} \cdot 3000 \cdot 3000 = 110{,}4 \text{ мм}.$$

Выгиб у опоры 2 и 3

$$f_1 = f_3 = 49{,}07 \cdot 10^{-6} \cdot 750 \cdot (1500 - 750) = 27{,}6 \text{ мм}.$$

Параболы в осях 3–4.

Параметры данных парабол аналогичны параболам в осях 1–2.

Окончательная геометрия очертания арматурных канатов вдоль буквенных осей представлена (см. рисунок Б2).

Определение требуемого количества предварительно напряженных арматурных элементов.

Начальное предварительное напряжение

$$\sigma_{sp} = 0,8 R_{sn} = 0,8 \cdot 1650 = 1320 \text{ МПа.}$$

При площади поперечного сечения каната в 100 мм^2 усилие начального усилия обжатия составит:

$$P = 1320 \cdot 0,1 = 132 \text{ кН.}$$

Задаемся предварительно, что первые потери составляют 10% от начального усилия обжатия, а полные потери – 20% от начального усилия обжатия. Тогда усилие обжатия за вычетом всех потерь составит

$$P = 0,8 \cdot 132 = 105,6 \text{ кН.}$$

Определяем требуемое количество арматурных элементов для выделенной на Рисунок Б3 полосы плиты перекрытия шириной $b = 5500$ мм, исходя из условия, что дополнительная нагрузка в каждом пролете от вертикальной составляющей усилия предварительного напряжения арматуры равна по величине внешней постоянной нормативной нагрузки.

Из формулы (18) получаем

$$q_p = q_н = 8 \cdot \frac{n \cdot P \cdot f}{l^2},$$

где

$$q_p = 5,75 \cdot b = 5,75 \cdot 5,5 = 31,625 \text{ кН/м,}$$

n – число канатов.

Из формулы

$$n = \frac{q_н \cdot l_2^2}{8 \cdot P \cdot f_2}$$

- для пролетов 1–2 и 3–4

$$n = \frac{31,625 \cdot 6,000^{2}}{8 \cdot 105,6 \cdot 0,0846} = 15,93 ;$$

- для пролета 2–3

$$n = \frac{31,625 \cdot 6^{2}}{8 \cdot 105,6 \cdot 0,1104} = 12,21 .$$

Принимаем предварительно для пролетов 1–2 и 3–4 16 арматурных элементов, а для пролета 2–3 – 13 элементов.

Таким образом, для среднего пролета можно отказаться от 3 арматурных элементов. Для этого эти 3 каната можно обрывать в точках изменения направления перегиба с установкой в этих точках анкеров с заданием действующих от них усилий в соответствии с п. 13.2.7 (см. рисунок 25).

Однако, учитывая демонстрационный характер данного расчета, для упрощения изложения дальнейших расчетов будем иметь в виду, что все 16 арматурных элементов протягивают через все пролеты.

Проверяем среднее напряжение обжатия бетонного сечения в предположении приложения усилия обжатия по центру тяжести сечения

$$\sigma_{вр} = \frac{16 \cdot 105,6}{550,0 \cdot 22} = 1,40 \text{ МПа},$$

что отвечает рекомендациям п. 11.2.1.6 ($\geq$1 МПа).

Раскладку канатов принимаем по комбинированной схеме (см. рисунок 28, а), т.е. часть канатов группируем по линии буквенных осей колонн (8 канатов), а остальные 8 канатов равномерно распределяем между группами канатов (рисунок Б3).

Для рассматриваемой схемы ширина полосы с групповым размещением канатов составляет 1400 мм. С учетом распределения вертикальных усилий по высоте сечения данная ширина увеличена до 1600 мм.

Тогда ширина полосы с разреженным расположением канатов составляет:

5500 – 800 – 800 = 3900 мм.

У крайних колонн ширина полосы с групповым расположением канатов определяется с учетом консолей плиты в 350 мм и составляет 800 + 350 = 1150 мм.

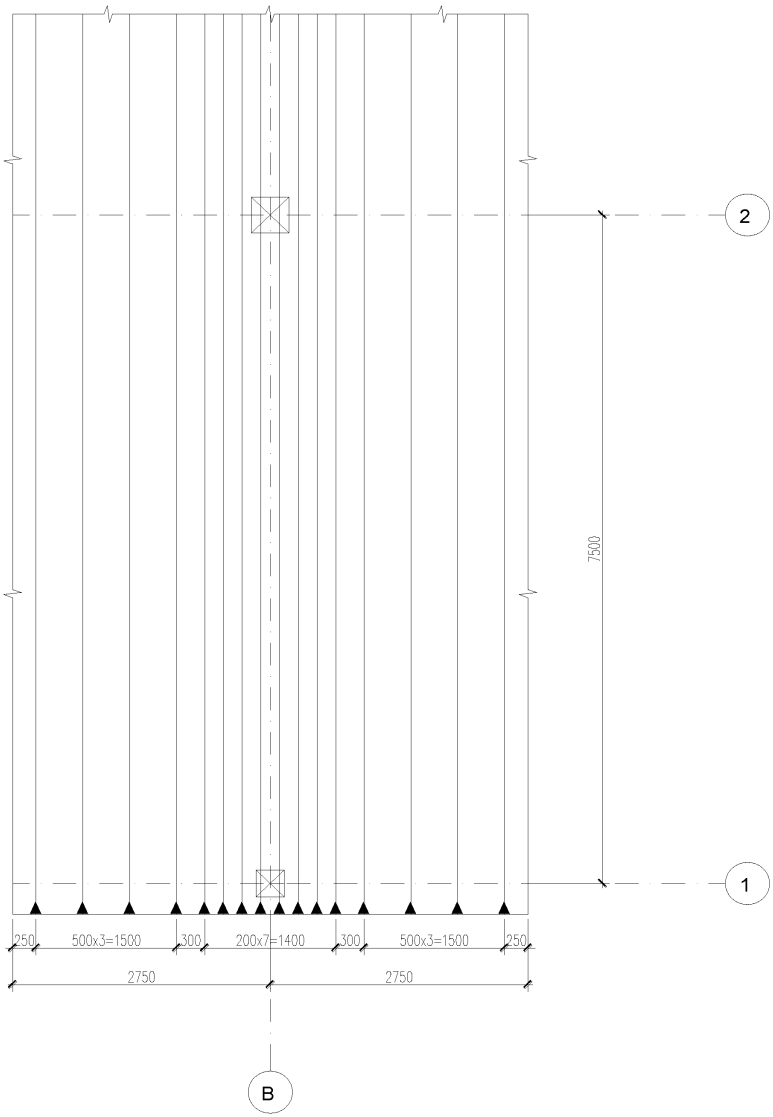


Рисунок Б3 – Конструирование расположения арматурных элементов вдоль буквенных осей

Для каждой из указанных полос производим задание дополнительных вертикальных нагрузок от предварительного напряжения арматуры (рисунок Б4). Знаком «плюс» обозначены вертикальные нагрузки, действующие в направлении внешних нагрузок, знаком «минус» – в противоположном направлении.

Всего в направлении буквенных осей на ширине плиты в 22700 мм разложено 4×8 + 3×8 + 2×6 = 66 канатов.

Определяем равномерно распределенные нагрузки на плиты перекрытия от вертикальных сил в канатах.

Нагрузки в осях 1–2, 3–4

$$q_i = 8 \cdot \frac{n_i \cdot P \cdot f_i}{l_i^2 \cdot b_i};$$

$$q_1 = -8 \cdot \frac{8 \cdot 10560 \cdot 0,0846}{6 \cdot 6 \cdot 1,6} = -9,93 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_2 = -8 \cdot \frac{8 \cdot 10560 \cdot 0,0846}{6 \cdot 6 \cdot 3,9} = -4,07 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_3 = -8 \cdot \frac{6 \cdot 10560 \cdot 0,0846}{6 \cdot 6 \cdot 1,15} = -10,36 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_4 = 8 \cdot \frac{8 \cdot 10560 \cdot 0,0177}{1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,6} = 33,23 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_5 = 8 \cdot \frac{8 \cdot 10560 \cdot 0,0177}{1,5 \cdot 1,5 \cdot 3,9} = 13,63 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_6 = 8 \cdot \frac{6 \cdot 10560 \cdot 0,0177}{1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,15} = 34,67 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_7 = 8 \cdot \frac{6 \cdot 10560 \cdot 0,0246}{1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,6} = 46,19 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_8 = 8 \cdot \frac{6 \cdot 10560 \cdot 0,0246}{1,5 \cdot 1,5 \cdot 3,9} = 18,94 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_9 = 8 \cdot \frac{6 \cdot 10560 \cdot 0,0246}{1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,15} = 48,19 \text{ кН/м}^2.$$

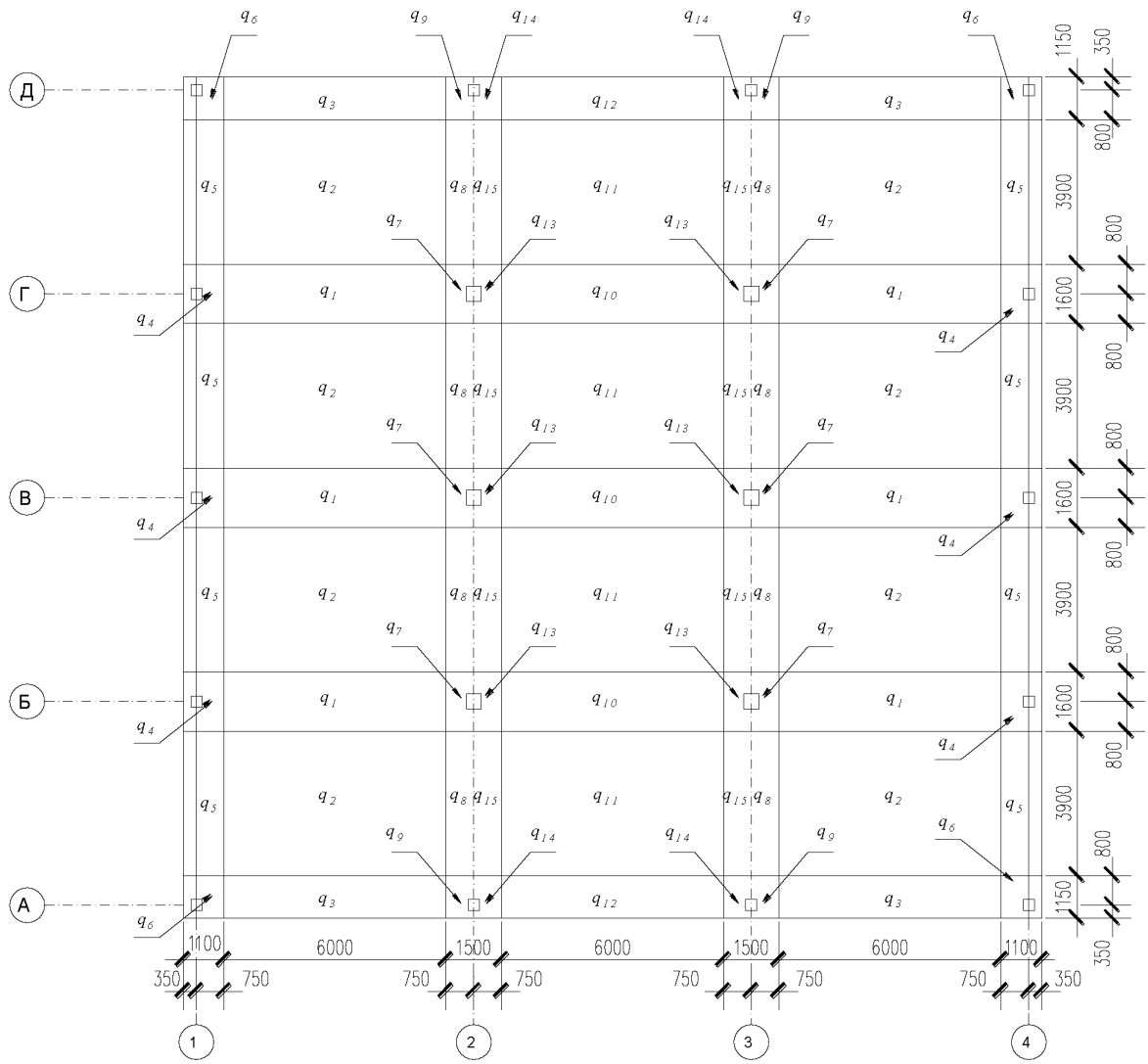


Рисунок Б4 – Схема приложения дополнительных вертикальных нагрузок от действия усилий обжатия вдоль буквенных осей

Контроль:

$$q_1 \cdot 6 + q_4 \cdot 0,75 + q_7 \cdot 0,75 = -9,93 \cdot 6 + 33,23 \cdot 0,75 + 46,19 \cdot 0,75 = 0,0 .$$

$$q_2 \cdot 6 + q_5 \cdot 0,75 + q_8 \cdot 0,75 = -4,07 \cdot 6 + 13,63 \cdot 0,75 + 18,79 \cdot 0,75 = 0,11 \approx 0 .$$

$$q_3 \cdot 6 + q_6 \cdot 0,75 + q_9 \cdot 0,75 = -10,36 \cdot 6 + 34,67 \cdot 0,75 + 47,8 \cdot 0,75 = 0,31 \approx 0 .$$

Нагрузки в осях 2–3

$$q_{10} = -8 \cdot \frac{8 \cdot 105,60 \cdot 0,1104}{6 \cdot 6 \cdot 1,6} = -12,95 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{11} = -8 \cdot \frac{8 \cdot 105,6 \cdot 0,1104}{6 \cdot 6 \cdot 3,9} = -5,31 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{12} = -8 \cdot \frac{6 \cdot 105,6 \cdot 0,1104}{6 \cdot 6 \cdot 1,15} = -13,52 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{13} = 8 \cdot \frac{8 \cdot 105,6 \cdot 0,0276}{1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,6} = 51,82 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{14} = 8 \cdot \frac{6 \cdot 105,6 \cdot 0,0276}{1,5 \cdot 1,5 \cdot 1,15} = 54,07 \text{ кН/м}^2;$$

$$q_{15} = 8 \cdot \frac{8 \cdot 105,6 \cdot 0,0276}{1,5 \cdot 1,5 \cdot 3,9} = 21,25 \text{ кН/м}^2.$$

Контроль:

$$q_{10} \cdot 6 + q_{13} \cdot 0,75 + q_{13} \cdot 0,75 = -12,95 \cdot 6 + 51,82 \cdot 0,75 + 51,82 \cdot 0,75 = 0,0.$$

$$q_{11} \cdot 6 + q_{15} \cdot 0,75 + q_{15} \cdot 0,75 = -5,31 \cdot 6 + 21,25 \cdot 0,75 + 21,25 \cdot 0,75 = 0,015 \approx 0.$$

$$q_{12} \cdot 6 + q_{14} \cdot 0,75 + q_{14} \cdot 0,75 = -13,52 \cdot 6 + 54,07 \cdot 0,75 + 54,07 \cdot 0,75 = -0,015 \approx 0.$$

III. Расчет в направлении цифровых осей

Рассмотрим в качестве второго расчетного направления пролет плиты вдоль цифровых осей (имеем равные пролеты 4×550 = 22500 мм).

Выделим расчетную полосу шириной 7500 мм (заштрихована на рисунке Б5).

Производим графическое представление вычисляемых параметров криволинейного расположения арматурных элементов по длине рассматриваемого направления.

Вычисление геометрических размеров криволинейного очертания арматурных элементов в направлении цифровых осей

Рассчитаем геометрические размеры парабол в осях А–Б, Б–В, В–Г и Г–Д, принимая, что точки перегиба отстоят от осей колонн на $0,1L = 550$ мм (рисунок Б6).

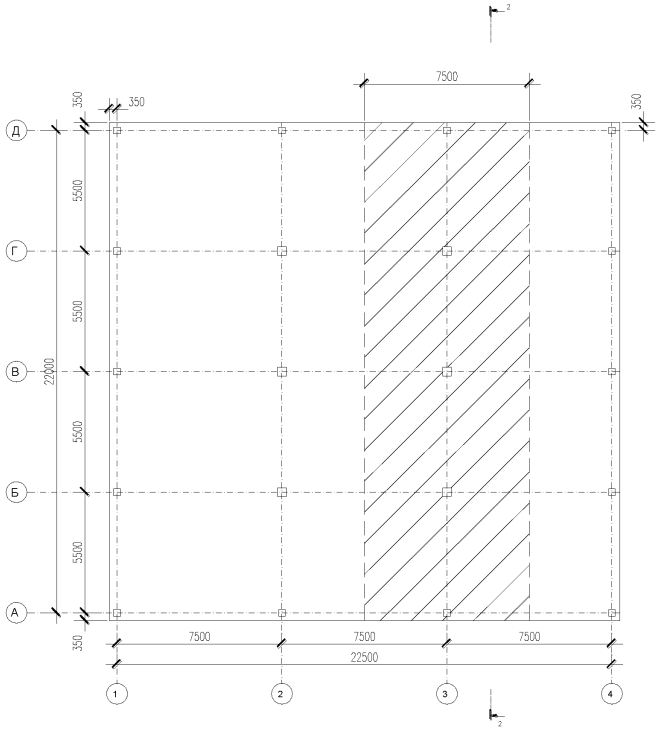


Рисунок Б5 – Конструкция и расчетная схема монолитного перекрытия в направлении буквенных осей

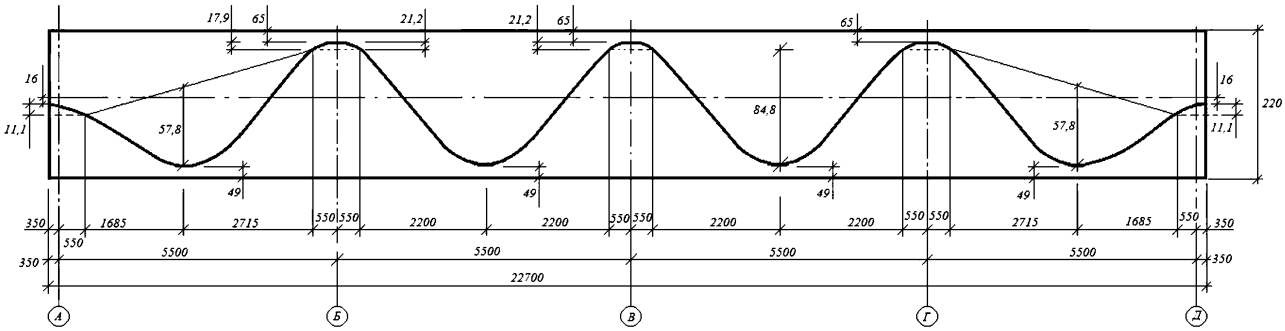


Рисунок Б6 – Конфигурация криволинейного очертания раскладки арматурных элементов по высоте сечения и длине плиты перекрытия (в направлении цифровых осей)

Параболы в осях А–Б

Выписываем известные данные, задаваясь расстояниями от центров тяжести арматурных элементов в предположении, что на опорах арматурные элементы рассматриваемого направления расположены под арматурными элементами, которые расположены в другом направлении (вдоль буквенных осей). Арматурные элементы в пролетах рассматриваемого направления расположены над арматурными элементами вдоль буквенных осей.

Принимаем известные данные по результатам конструирования:

$g_1 = 94$ **мм**; $g_2 = 49$ **мм**; $g_3 = 220 - 65 = 155$ **мм**;

$L = 5500$ **мм**; $p_1 = 0{,}1L = 0{,}5l_2 = 550$ **мм**; $p_2 = 0{,}1L = 0{,}5l_2 = 550$ **мм**

Расчетные геометрические параметры:

$j = g_1 - g_3 = 94 - 155 = -61$ **мм**.

$m = (550 - 2 \cdot 5500) \cdot (94 - 49) + 550 \cdot (155 - 49) = -411950$.

$n = (94 - 49) \cdot (5500 - 550) \cdot 5500 = 1225 \cdot 10^6$.

$$L' = \frac{411950 \pm \sqrt{1697 \cdot 10^8 + 4 \cdot 61 \cdot 1225{,}1 \cdot 10^6}}{2 \cdot (-61)} = \frac{411950 \pm \sqrt{(1697 + 2989) \cdot 108}}{-122} = 2235 \text{ мм.}$$

$$f_1 = \frac{(94 - 49) \cdot 550}{2235} = 11{,}1 \text{ мм.}$$

$$f_3 = \frac{(155 - 49) \cdot 550}{5500 - 2235} = 17{,}9 \text{ мм.}$$

$G_1 = 94 - 49 = 45$ **мм**; $G_2 = 155 - 49 = 106$ **мм**.

Коэффициенты парабол

$$k = \frac{45}{(2235 - 550)^2 + 550 \cdot (2235 - 550)} = 11{,}95 \cdot 10^{-6} .$$

$$k_1 = \frac{11{,}95 \cdot 10^{-6} \cdot (2235 - 550)}{550} = -36{,}61 \cdot 10^{-6} .$$

$$k_2 = \frac{11{,}95 \cdot 10^{-6} \cdot (5500 - 2235 - 550)}{550} = -58{,}99 \cdot 10^{-6} .$$

Определяем прогиб арматурного элемента в пролете, а также выгиб на опорах.

- В пролете:

$$f_2 = 11,95 \cdot 10^{-6} \cdot 2200 \cdot (4400 - 2200) = 57,8 \text{ мм.}$$

-На опоре А:

$$f_1 = 36,61 \cdot 10^{-6} \cdot 550 \cdot (1100 - 550) = 11,1 \text{ мм.}$$

-На опоре Б:

$$f_3 = 58,99 \cdot 10^{-6} \cdot 550 \cdot (1100 - 550) = 17,9 \text{ мм.}$$

Параболы в осях Б–В, В–Г

$g_1 = 220 - 65 = 155$ мм; $g_2 = 49$ мм; $g_3 = 220 - 65 = 155$ мм;

$L = 5500$ мм; $p_1 = 0,1L = 550$ мм; $p_2 = 0,1L = 550$ мм.

Расчетные геометрические параметры:

$L' = 2750$ мм;

$$f_1 = f_3 = \frac{(155 - 49) \cdot 550}{2750} = 21,2 \text{ мм.}$$

$$G_1 = G_2 = 155 - 49 = 106 \text{ мм.}$$

$$k = \frac{106}{(2750 - 550)^2 + 550 \cdot (2750 - 550)} = 17,52 \cdot 10^{-6}.$$

$$k_1 = k_2 = \frac{17,52 \cdot 10^{-6} \cdot (2750 - 550)}{550} = -70,08 \cdot 10^{-6}.$$

Определяем прогиб арматурного элемента в пролете и выгиб на опорах.

- В пролете:

$$f_2 = 17,52 \cdot 10^{-6} \cdot 2200 \cdot 2200 = 84,8 \text{ мм.}$$

-На опорах:

$$f_1 = f_3 = 70,08 \cdot 10^{-6} \cdot 550 \cdot (1100 - 550) = 21,2 \text{ мм.}$$

Параболы в осях Г–Д

Параметры данных парабол аналогичны параболам в осях А–Б.

Окончательная геометрия очертания конфигурации размещения арматурных канатов по длине пролетов вдоль цифровых осей представлена на рисунке Б6.

Определение требуемого количества предварительно напряженных арматурных элементов

Определяем требуемое количество арматурных элементов в пролетах для выделенной на Рисунок Б5 полосы плиты перекрытия шириной $b = 7500$ мм. Расчет ведется в предположении, что дополнительная нагрузка равна по величине внешней постоянной нормативной нагрузке и действует в противоположном направлении Схема приложения дополнительных нагрузок показана на Рисунок Б7.

$$q_p = 5,75 \cdot 7,5 = 43,125 \text{ кН/м;}$$

- для пролетов А–Б и Г–Д:

$$n = \frac{q_p \cdot l_2^2}{8 \cdot p \cdot f_2} = \frac{43,125 \cdot 4,4^2}{8 \cdot 105,6 \cdot 0,0578} = 17,10 \text{ ;}$$

- для пролетов Б–В и В–Г:

$$n = \frac{43,125 \cdot 4,4^2}{8 \cdot 105,6 \cdot 0,0848} = 11,65 \text{ .}$$

Принимаем для пролетов А–Б и Г–Д 18 арматурных элементов, а для пролетов Б–В, В–Г – 12 арматурных элементов.

Таким образом, в средних пролетах можно отказываться от 6 элементов. Для этого эти 6 канатов можно обрывать в точках изменения направления перегиба с установкой в этих точках анкеров с заданием действующих от них усилий в соответствии с п. 13.2.7 (см. рисунок 25).

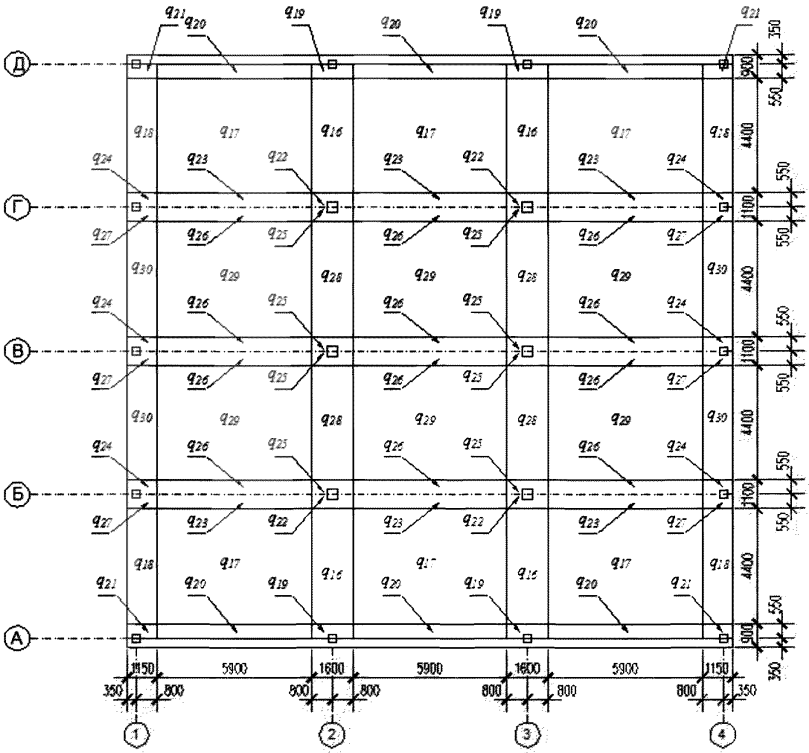


Рисунок Б7 – Схема приложения дополнительных вертикальных нагрузок от действия усилий обжатия вдоль цифровых осей

Проверяем среднее напряжение обжатия бетонного сечения в предположении приложения усилия обжатия по центру тяжести сечения

$$\sigma_{вр} = \frac{18 \cdot 105,6}{750 \cdot 22} = 1,15 \text{ МПа} > 1 \text{ МПа}.$$

Учитывая демонстрационный характер данного расчета, для упрощения изложения дальнейших расчетов будем иметь в виду, что все 18 арматурных элементов протягивают через все пролеты.

Раскладку канатов принимаем по комбинированной схеме (см. рисунок 28, а), т.е. часть канатов группируем по линии буквенных осей колонн (8 канатов), а

остальные 10 канатов равномерно распределяем между группами канатов (рисунок Б8).

IV. Потери предварительного напряжения в арматуре

Вычисляем потери напряжения а арматуре, расположенной в направлении буквенных осей.

Первые потери:

- потери от деформаций анкеров

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_{sp} = \frac{0{,}2}{2320} \cdot 1{,}95 \cdot 10^5 = 16{,}8\text{МПа};$$

- потери от трения арматуры о стенки канатов

$$\Delta\sigma_{sp7} = \sigma_{sp}\left[1 - \frac{1}{e^{\delta(\omega' \cdot x + \theta)}}\right];$$

- изменение угла θ на участке 1–2, 3–4

$$\theta_{1-2} = 16 \cdot \frac{f}{L^2} = \frac{16 \cdot 0{,}1269}{7{,}5^2} = 0{,}0361 \text{ рад/м};$$

- изменение угла θ на участке 2–3

$$\theta_{2-3} = \frac{16 \cdot 0{,}138}{7{,}5^2} = 0{,}0393 \text{ рад/м};$$

- потери на участке 1–2

$$\Delta\sigma_{sp7,1-2} = 1320 \cdot \left[1 - \frac{1}{e^{0{,}06(0{,}05 \cdot 7{,}5 + 0{,}0361 \cdot 7{,}5)}}\right] = 1320(1 - 0{,}962) = 50{,}16 \text{ МПа};$$

- потери на участке 2–3

$$\Delta\sigma_{sp7,2-3} = (1320 - 50{,}2) \cdot \left[1 - \frac{1}{e^{0{,}06(0{,}05 \cdot 7{,}5 + 0{,}0393 \cdot 7{,}5)}}\right] = 1269{,}8 \cdot (1 - 0{,}961) = 49{,}5 \text{ МПа};$$

- потери на участке 3–4

$$\Delta\sigma_{sp7,3-4} = (1269{,}8 - 49{,}5) \cdot \left[1 - \frac{1}{e^{0{,}06(0{,}05 \cdot 7{,}5 + 0{,}0361 \cdot 7{,}5)}}\right] = 1220{,}3 \cdot (1 - 0{,}962) = 46{,}4 \text{ МПа};$$

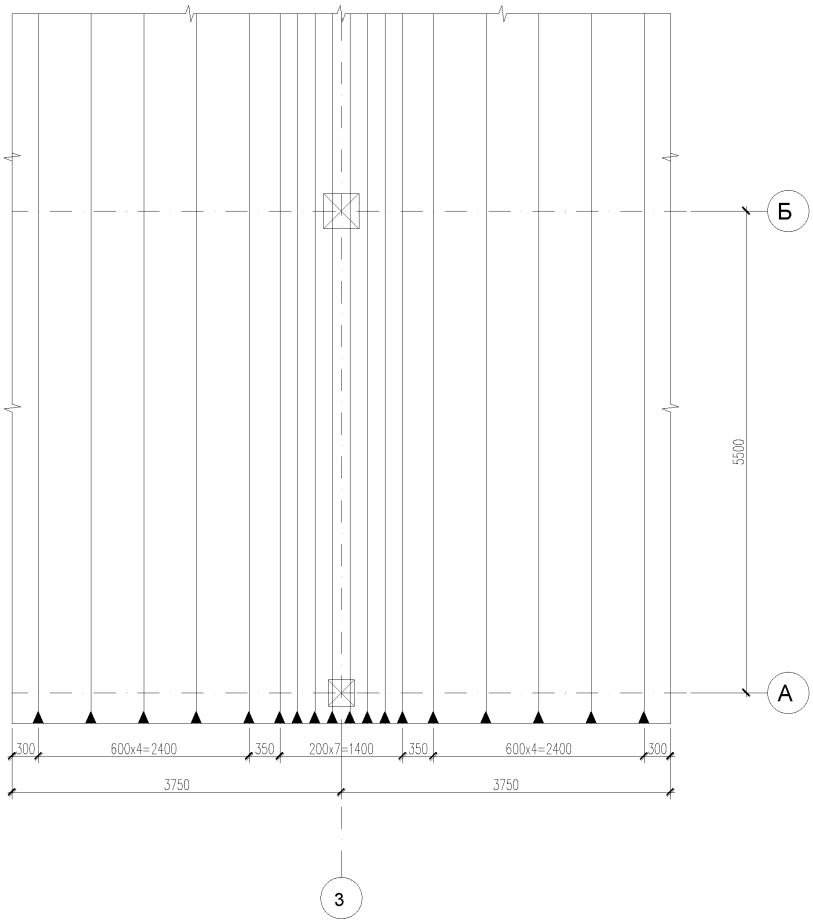


Рисунок Б8 – Конструирование расположения арматурных элементов вдоль буквенных осей

$$\Delta\sigma_{sp7} = 50{,}2 + 49{,}5 + 46{,}4 = 146{,}1 \text{ МПа};$$

- потери от упругого укорочения

$$\Delta\sigma_{sp8} = 0.$$

Итого первые потери: 16,8 + 146,1 + 0 = 162,9 МПа.

Вторые потери:

- потери от усадки бетона

$$\Delta\sigma_{sp5} = 0{,}75 \cdot \varepsilon_{b,sh} \cdot E_{sp} = 0{,}75 \cdot 0{,}00025 \cdot 1{,}95 \cdot 10^5 = 36{,}6 \text{ МПа};$$

- потери от ползучести бетона

$$\Delta\sigma_{sp6} = \varepsilon_{cr} \cdot E_{sp} = 7{,}56 \cdot 10^{-5} \cdot 1{,}95 \cdot 10^5 = 14{,}7 \text{ МПа};$$

$$\varepsilon_{cr} = \varphi_{b,cr} \cdot \frac{\sigma_{bp}}{E_{bp}} = 1{,}7 \cdot \frac{1{,}4}{31{,}5 \cdot 10^3} = 7{,}56 \cdot 10^{-5};$$

$$\sigma_{bp} = 1{,}4 \text{ МПа};$$

- потери от релаксации арматуры

$$\Delta\sigma_{sp1} = r_{1000} \cdot f_r \cdot \sigma_{sp} = 0{,}025 \cdot 1{,}5 \cdot (1320 - 162{,}9) = 43{,}4 \text{ МПа}.$$

Итого вторые потери: 36,6+14,7+43,4=94,7 МПа.

Всего полные потери: 162,9+94,7 = 257,6 МПа.

$\frac{257{,}6}{1320} \cdot 100\% = 19{,}5\%$, что меньше принятых в предварительном расчете 20%. Следовательно, сохраняем окончательно принятое количество арматурных канатов и повторные перерасчеты требуемого числа арматурных элементов не производим.

Аналогично расчеты потерь вдоль цифровых осей также показали, что потери напряжения составляют менее 20% от начального предварительного напряжения.

ПРИЛОЖЕНИЕ В (справочное)

Основные буквенные обозначения

Усилия от внешних нагрузок и воздействий в поперечном сечении элемента

M – изгибающий момент;

N – продольная сила;

Q – поперечная сила.

Характеристики материалов

$R_b, R_{b,ser}$ – расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

$R_{bt}, R_{bt,ser}$ – расчетные сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

$R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона смятию;

R_{bp} – передаточная прочность бетона;

$R_s, R_{s,ser}$ – расчетные сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй групп;

E_b – начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении;

E_s – модуль упругости арматуры;

α – отношение соответствующих модулей упругости арматуры E_s и бетона E_b.

Геометрические характеристики

b – ширина прямоугольного сечения, ширина ребра таврового и двутаврового сечений;

b_f, b_f' – ширина полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

h – высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечений;

h_f, h_f' – высота полки таврового и двутаврового сечений соответственно в растянутой и сжатой зонах;

a, a' – расстояние от равнодействующей усилий в арматуре соответственно S и S' до ближайшей грани сечения;

h_0, h_0' – рабочая высота сечения, равная соответственно $h - a$ и $h - a'$;

x – высота сжатой зоны бетона;

ξ – относительная высота сжатой зоны бетона, равная $\frac{x}{h_0}$;

e_{op} – эксцентриситет усилия N_p относительно центра тяжести приведенного сечения;

y_n – расстояние от нейтральной оси до точки приложения усилия N_p с учетом изгибающего момента от внешней нагрузки;

e_p – расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия N_p с учетом изгибающего момента от внешней нагрузки до центра тяжести растянутой или наименее сжатой арматуры;

l – пролет элемента;

$A_s, A_s^{'}$ – площади сечения арматуры соответственно S и S';

A – площадь всего бетона в поперечном сечении;

A_b – площадь сечения бетона сжатой зоны;

A_{red} – площадь приведенного сечения элемента;

A_{loc} – площадь смятия бетона;

I – момент инерции сечения всего бетона относительно центра тяжести сечения элемента;

Характеристики предварительно напряженного элемента

P, N_p – усилие предварительного обжатия с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;

$P_{(1)}, P_{(2)}$ – усилие в напрягаемой арматуре с учетом соответственно первых и всех потерь предварительного напряжения;

σ_{sp} – предварительное напряжение в напрягаемой арматуре с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;

$\Delta\sigma_{sp}$ – потери предварительного напряжения в арматуре;

σ_{bp} – сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре;

γ_{sp} – коэффициент точности натяжения напрягаемой арматуры;

σ_{con} – предварительное напряжение в арматуре, контролируемое при натяжении арматуры на затвердевший бетон;

r_{1000} – показатель релаксации напрягаемой арматуры;

f_r – коэффициент релаксации напрягаемой арматуры.

НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ БИБЛИОГРАФИЯ

1. Инструкция по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций (И-148-52/МСПТИ). – М.: НИИЖБ, Госстройиздат, 1953.
2. Инструкция по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций (СН 10-57). – М.: НИИЖБ, Промстройиздат, 1958.
3. Технология изготовления предварительно напряженных ЖБК с натяжением арматуры на бетон. – М.: НИИЖБ, Госстройиздат, 1960.
4. СНиП II-В.1-62. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования. – М.: Госстройиздат, 1962.
5. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Госстройиздат, 1989.
6. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: ФГУП ЦПП, 2004.
7. СП 52-102-2003. Предварительно напряженные железобетонные конструкции. – М.: ФГУП ЦПП, 2005.
8. СП 28.13330.2012. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии. – М.: Минстрой России, 2012.
9. СП 63.13330.2012. СНиП 52-01-2003. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. – М.: Минстрой России, 2012.
10. СП 52-103-2007. Железобетонные монолитные конструкции зданий. – М.: ФГУП ЦПП, 2007.
11. СП 70.13330.2014. (СНиП 3.03.01-87). Несущие и ограждающие конструкции. – Минстрой России, – М.: ГП ЦПП, 1996.
12. СП 20.13330.2012. (СНиП 2.01.07-85*). Нагрузки и воздействия. – М.: Минрегион России, 2011.
13. СТО 36554501-006-2006. Правила по обеспечению огнестойкости и огнесохранности железобетонных конструкций. – М.: НИИЖБ, 2006.

14. ГОСТ 13840-68. Канаты стальные арматурные 1×7. Технические условия. – М.: Издательство стандартов, 1988.
15. ГОСТ 53772-2010. Канаты стальные арматурные семипроволочные стабилизированные. Технические условия. – М.: Стандартинформ, 2010.
16. СТО 71915393-ТУ100-2011. Канаты, защищенные и в оболочке, для предварительного напряжения. Скользящие канаты. Технические условия. – Череповец: ОАО «Северсталь», 2011.
17. European committee for standartisation. EN 1991-1. Actions on structures.
18. European committee for standartisation. EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1 - 1, General rules and rules for buildings.
19. FIB Model Code for Concrete Structures 2010, Lausanne, 2013.
20. Post-tensioned concrete floors: Design handbook. Concrete Society Technical Report No. 43. Published by The Concrete Society, UK, 2005.
21. Post-tensioning in buildings. FIB Technical Report, Bulletin 31, 2005.
22. ACI 318. Building code requirements for structural concrete. – American Concrete Institute, Farmington Hills, USA,1999.
23. ACI 423.3R-05. Recommendations for concrete members prestressed with unbonded tendons. – American Concrete Institute, Farmington Hills, USA, 2005.
24. Integrated solutions for building prestressing by post-tensioning. Freyssinet Report CIII 2, 2012.
25. Dywidag-Systems International. Post-Tensioning Kit for Prestressing of Structures with Unbonded Monostrands for Concrete (1 to 5 Monostrands), 2009.
26. Биби Э.Р., Нараянан Р.С. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2: Проектирование железобетонных конструкций. – М.: МИСИ-МГСУ, 2012.

gost.e-ecolog.ru