

Сәулет, қала құрылысы және құрылыс
саласындағы мемлекеттік нормативтер
ҚР НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ

Государственные нормативы в области
архитектуры, градостроительства и строительства
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РК

АРМАТУРАНЫ АЛДЫН-АЛА КЕРНЕП, АУЫР БЕТОННАН ЖАСАЛҒАН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ТЯЖЕЛЫХ БЕТОНОВ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЕМ АРМАТУРЫ

ҚР НТҚ 02-01-1.2-2011
(ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 әзірленген)
НТП РК 02-01-1.2-2011
(к СН РК EN 1992-1-1:2004/2011)

Ресми басылым
Издание официальное

Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің
Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер
ресурстарын басқару комитеті

Комитет по делам строительства, жилищно-коммунального
хозяйства и управления земельными ресурсами
Министерства национальной экономики Республики Казахстан

Астана 2015

АЛҒЫ СӨЗ

- 1 **ӘЗІРЛЕГЕН:** «ҚазҚСҒЗИ» АҚ
- 2 **ҰСЫНҒАН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің
- 3 **БЕКІТІЛГЕН ЖӘНЕ ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛГЕН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап

ПРЕДИСЛОВИЕ

- 1 **РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА»
- 2 **ПРЕДСТАВЛЕН:** Комитетом по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
- 3 **ПРИНЯТ И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ:** Приказом Комитета по делам строительства и жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства Национальной экономики Республики Казахстан №156 от 29 декабря 2014 года с 01 июля

Осы мемлекеттік нормативті ҚР сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі Уәкілетті мемлекеттік органының рұқсатынсыз ресми басылым ретінде толық немесе ішінара қайта басуға, көбейтуге және таратуға болмайды.

Настоящий государственный норматив не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Уполномоченного государственного органа по делам архитектуры, градостроительства и строительства РК.

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее пособие содержит положения по проектированию железобетонных конструкций зданий и сооружений из тяжелых (нормальных) бетонов с предварительным напряжением арматуры

В Пособии приведены требования СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 «Проектирование железобетонных конструкций Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий» к проектированию железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры; положения, детализирующие эти требования; приближенные способы расчета, а также рекомендации по проектированию.

В каждом разделе Пособия даны примеры расчета элементов наиболее типичных случаев, встречающихся в практике проектирования.

Пособие разработано АО «КазНИИСА» ответственным исполнителем кандидатом технических наук Т.Д.Тулеевым при участии докторов технических наук М.С.Абаканова, А.А.Беспаева, инженера С.Д.Алдахова.

СОДЕРЖАНИЕ

1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ	1
2. НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ	1
3. ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ	2
4. ОСНОВНЫЕ СИМВОЛЫ, ОБОЗНАЧЕНИЯ И ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЯ.....	8
4.1. Основные символы.....	8
4.2. Индексы.....	9
4.3. Обозначения.....	9
4.4. Единицы измерения	14
5. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЕМ АРМАТУРЫ	14
5.1 Общие требования к проектированию железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры	14
5.2 Обеспечение надежности	15
5.3 Расчетный срок эксплуатации.....	16
5.4 Долговечность несущих конструкций	16
5.5 Обеспечение качества	17
5.6 Расчетные ситуации	17
5.7 Нагрузки и воздействия	20
5.8 Предельные состояния конструкций.....	25
5.9 Методы расчета конструкций	27
5.10 Расчетные модели для сечений.....	28

6. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЕМ АРМАТУРЫ	29
6.1 Бетон	29
6.1.1 Классы и марки бетона	29
6.1.2 Характеристические и расчетные сопротивления бетона	32
6.1.3 Упругие деформации бетона	36
6.1.4 Ползучесть и усадка бетона	36
Примеры расчета к подразделу 6.1.4.	39
Пример 1	39
6.1.5 Диаграммы деформирования бетона при одноосном напряженном состоянии	40
6.2 Арматура	44
6.2.1 Классы арматуры	44
6.2.2 Характеристические и расчетные сопротивления напрягаемой арматуры	44
6.2.3 Деформационные характеристики арматуры	46
6.3 Предварительные напряжения арматуры	48
6.3.1 Общие положения	48
6.3.2 Назначение величины предварительного напряжения в напрягаемой арматуре	50
6.4 Потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре	50
6.4.1 Виды потерь предварительного напряжения	50
6.4.2 Прямые потери	51
6.4.3 Потери, зависящие от времени	58
6.5 Усилия и напряжения при предварительном обжатии	62
6.5.1 Усилие предварительного обжатия	62
6.5.2 Определение напряжений в сечениях, нормальных к продольной оси элемента	64
6.5.3 Ограничение напряжений в бетоне	64
6.5.4 Прочность элемента	65
Примеры расчетов к разделу 6	65
Пример 2	65
Пример 3	66
Пример 4	68
Пример 5	74
Пример 6	79
7. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЕМ АРМАТУРЫ ПО КРИТИЧЕСКИМ ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ (ULS)	83
7.1 Общие положения	83

7.2 Расчет прочности сечения с использованием упрощенной диаграммы деформирования бетона	84
7.3 Расчет предварительно напряженных элементов при действии поперечных сил	90
7.3.1 Элементы без поперечной арматуры	90
7.3.3 Расчет железобетонных элементов по прочности на основе стержневой модели методом ферменной аналогии	93
7.3.5 Расчет при действии на сечение продольных усилий	96
Примеры расчетов к разделу 7	96
Пример 7	96
Пример 8	98
Пример 9	100

8. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЕМ АРМАТУРЫ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ103

8.1 Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин	103
8.1.1 Общие положения	103
8.1.2 Определение момента образования трещин	104
8.1.3 Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента	107
8.1.4 Минимальная площадь армирования, необходимая для ограничения ширины раскрытия трещин	114
8.1.5 Расчет ширины раскрытия наклонных трещин	117
8.2 Расчет железобетонных конструкций по деформациям	119
8.2.1 Общие положения	119
8.2.2 Расчет железобетонных элементов по прогибам	120
8.3 Определение кривизны железобетонных элементов	124
8.3.1 Общие положения	124
8.3.2 Кривизна железобетонного элемента на участке без трещин в растянутой зоне ..	124
8.3.3 Кривизна железобетонного элемента на участке с трещинами в растянутой зоне	125
8.3.4 Определение изгибной жесткости железобетонного элемента	128
8.3.5 Упрощенный способ проверки прогибов	129
8.3.6 Кривизна от усадки бетона	131
8.3.7 Определение деформации сдвига и сдвиговой жесткости	132
Примеры расчета к разделу 8	132
Пример 10	132
Пример 11	135
Пример 12	137

9 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ КОНСТРУИРОВАНИЯ АРМАТУРЫ И НАПРЯГАЮЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ	142
9.1 Общие положения	142
9.2 Защитный слой бетона	144
9.2.1 Общие положения	144
9.2.2 Минимальная толщина слоя <i>c_{min}</i>	144
9.2.3 Допустимые отклонения при проектировании	148
9.3 Общие требования к арматуре	149
9.3.1 Расстояние между стержнями	149
9.3.2 Допустимые диаметры оправки для загибаемых стержней	149
9.4 Анкеровка продольной арматуры	150
9.4.1 Общие положения	150
9.4.2 Предельное напряжение сцепления	150
9.4.3 Базовая длина анкеровки	151
9.4.4 Расчетная длина анкеровки	152
9.4.5 Анкеровка хомутов и поперечной арматуры	155
9.4.6 Анкеровка путем приварки стержней	155
9.5 Соединения внахлестку и механические соединения	157
9.5.1 Общие положения	157
9.5.2 Соединения внахлест	157
9.5.3 Длина нахлеста	158
9.5.4 Поперечная арматура в зоне нахлеста	159
9.5.4.1 Поперечная арматура для растянутых стержней	159
9.5.4.2 Поперечная арматура для постоянно сжатых стержней	159
9.5.5 Соединения внахлестку сварных сеток из проволоки периодического профиля ..	160
9.5.5.1 Соединения внахлестку главной арматуры	160
9.5.5.2 Соединения внахлестку вспомогательной или распределительной арматуры ..	161
9.6 Дополнительные правила анкеровки для стержней большого диаметра	162
9.7 Пучок арматурных стержней	163
9.7.1 Общие положения	163
9.7.2 Анкеровка пучков	163
9.7.3 Соединения пучков внахлестку	164
9.8 Напрягающие элементы	165
9.8.1 Расположение напрягающих элементов и каналов	165
9.8.1.1 Общие положения	165
9.8.1.2 Напрягающие элементы при натяжении на упоры (пред-натяжение)	165

9.8.1.3 Каналы для напрягающих элементов при натяжении на бетон (пост-натяжение)	167
9.8.2 Анкеровка напрягающих элементов при натяжении на упоры (пред-натяжение)	167
9.8.2.1 Общие положения	167
9.8.2.2 Передача предварительного напряжения	168
9.8.2.3 Анкеровка напрягающих элементов в предельных состояниях по несущей способности	170
9.8.3 Зона анкеровки напрягаемых элементов при натяжении на бетон (пост-натяжение)	171
9.8.4 Анкеры и соединительные устройства для напрягающих элементов	172
9.8.5 Девиаторы	172
10 КОНСТРУИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ И ОТДЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА	174
10.1 Общие положения	174
10.2 Балки	174
10.2.1 Продольная арматура	174
10.2.1.1 Минимальная и максимальная площади арматуры	174
10.2.1.2 Отдельные конструктивные правила	175
10.2.1.3 Обрыв продольной растянутой арматуры	175
10.2.1.4 Анкеровка нижней арматуры на крайних опорах	176
10.2.1.5 Анкеровка нижней арматуры на промежуточных опорах	176
10.2.2 Поперечная арматура	177
10.2.3 Армирование балок при кручении	178
10.2.4 Поверхностная арматура	179
10.2.5 Косвенные опоры	180
10.3 Сплошные плиты	181
10.3.1 Продольная арматура для восприятия изгибающих моментов	181
10.3.1.1 Общие положения	181
10.3.1.2 Арматура плит вблизи опор	182
10.3.1.3 Угловая арматура	182
10.3.1.4 Арматура на свободных краях	182
10.3.2 Поперечная арматура	182
10.4 Безбалочные плиты перекрытий	183
10.4.1 Безбалочные плиты перекрытий в зоне внутренних колонн	183
10.4.2 Безбалочные плиты перекрытий в зоне крайних и угловых колонн	183
10.4.3 Поперечная арматура в зоне продавливания	183
10.5 Колонны	185
10.5.1 Общие положения	185

10.5.2 Продольная арматура	185
10.5.3 Поперечная арматура	186
10.6 Стены.....	186
10.6.1 Общие положения	186
10.6.2 Вертикальная арматура	186
10.6.3 Горизонтальная арматура	187
10.6.4 Поперечная арматура	187
10.7 Балки-стенки.....	187
10.8 Фундаменты	188
10.8.1 Свайные ростверки.....	188
10.8.2 Фундаменты под колонны и стены	188
10.8.2.1 Общие положения.....	188
10.8.2.2 Анкеровка стержней	189
10.8.3 Распределительные балки.....	190
10.8.4 Фундаменты под колонны на скальных грунтах.....	190
10.8.5 Буронабивные сваи.....	190
10.8.6 Фундаменты под колонны стаканного типа	191
10.8.6.1 Фундаменты стаканного типа со шпоночной поверхностью	192
10.8.6.2 Фундаменты стаканного типа с гладкой поверхностью	192
10.9 Связевые системы	193
10.9.1 Общие положения	193
10.9.2 Подбор сечений связей	193
10.9.2.1 Общие положения.....	193
10.9.2.2 Периферийные связи	193
10.9.2.3 Внутренние связи.....	194
10.9.2.4 Горизонтальные связи колонн и стен	194
10.9.2.5 Вертикальные связи.....	195
10.9.3 Непрерывность и анкеровка связей	195
10.10 Отдельные правила для предварительно напряженных элементов без сцепления арматуры с бетоном	195
10.11 Отдельные правила для проектирования и конструирования	202
10.11.1 Моменты от защемления плит	202
10.11.2 Соединения стен с перекрытиями.....	203
10.11.3 Системы перекрытий.....	203
10.11.4 Соединения и опорные части сборных элементов	206
10.11.4.1 Материалы	206
10.11.4.2 Общие правила расчета и конструирования соединений	206
10.11.4.3 Соединения, передающие усилия сжатия	207
10.11.4.4 Соединения, передающие поперечные усилия	208

ҚР НТҚ 02-01-1.2-2011**НТП РК 02-01-1.2-2011**

10.11.4.5 Соединения, передающие изгибающие моменты и растягивающие усилия	208
10.11.4.6 Анкеровка арматуры на опорах	208
10.11.5 Опорные устройства	209
10.11.5.1 Общие положения	209
10.11.5.2 Опорные устройства для неизолированных элементов	209
10.11.5.3 Опорные устройства для изолированных элементов	212
 ПРИЛОЖЕНИЕ А (обязательное)	 213
Приложение Б (информационное)	217
Приложение В (информационное)	220
Приложение Г (информационное)	222
Приложение Д (информационное)	226
 Д.1 Расчет предварительно напряженных элементов на действие изгибающих моментов в стадии эксплуатации по предельным усилиям (альтернативная модель)	 226
Д.1.1 Общие указания	226
Д.1.2 Прямоугольные сечения	227
Примеры расчетов к подразделу Д.1.2	230
Пример Д1	230
Пример Д2	231
Пример Д3	232
Д.1.3 Тавровые и двутавровые сечения	232
Примеры расчетов к подразделу Д.1.3	235
Пример Д4	235
Пример Д5	236
Пример Д6	237
Д.1.4 Расчет предварительно напряженных элементов в стадии предварительного обжатия	238
Примеры расчетов к подразделу Д.1.4	242
Пример Д7	242
 ПРИЛОЖЕНИЕ Е	 245

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН

АРМАТУРАНЫ АЛДЫН-АЛА КЕРНЕП, АУЫР БЕТОННАН ЖАСАЛҒАН ЖӘНЕ
ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ
ТЯЖЕЛЫХ БЕТОНОВ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЕМ АРМАТУРЫ

Дата введения - 2015-07-01

1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1 Настоящее нормативно-техническое пособие (далее - Пособие) распространяется на проектирование железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры зданий и сооружений различного назначения, изготовленных из тяжелых (нормальных) бетонов классов от С20/25 до С90/105, эксплуатируемых в климатических условиях Республики Казахстан и устанавливает принципы и требования безопасности, эксплуатационной пригодности и долговечности конструкций.

1.2 В настоящем Пособии не рассматриваются расчет и проектирование предварительно напряженных конструкций, подвергаемых динамическим воздействиям (включая сейсмические воздействия), воздействиям высоких температур и агрессивных сред. Эти особенности рассматриваются в соответствующих нормативно-технических пособиях.

2. НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящем Пособии использованы ссылки на следующие нормативные документы:

СН РК EN1990 Основы строительного проектирования

СН РК EN 1991-1-1 Воздействия на конструкции Часть 1-1 Общие воздействия
Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания

СН РК EN 1991-1-2 Воздействия на конструкции Часть 1-1 Общие воздействия
Воздействия для определения огнестойкости

СН РК EN 1991-1-3 Воздействия на конструкции Часть 1-3 Общие воздействия
Снеговые нагрузки

СН РК EN 1991-1-4 Воздействия на конструкции Часть 1-4 Общие воздействия
Ветровые нагрузки

СН РК EN 1991-1-5 Воздействия на конструкции Часть 1-5 Общие воздействия
Температурные воздействия

СН РК EN 1991-1-6 Воздействия на конструкции Часть 1-6. Общие воздействия.
Воздействия при производстве строительных работ

ҚР НТҚ 02-01-1.2-2011

НТП РК 02-01-1.2-2011

СН РК EN 1991-3 Воздействия на конструкции Часть 3 Воздействия, вызванные кранами и механическим оборудованием

СН РК EN 1992-1-1-2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила проектирования и правила проектирования зданий с Национальным приложением

СТ РК EN 197-1-2011 Цемент. Часть 1. Состав, спецификации и критерии соответствия для обычных цементов

СТ РК EN 206-1-2011 Бетон. Часть 1. Технические требования, показатели, производство и соответствие

ИСО 377* Сталь и стальные изделия. Положения и подготовка фрагментов и образцов для механических испытаний

EN 1704* Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия

EN 1706* Арматура напрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия

СТ РК ISO 3898-2011 Основы проектирования (и расчета) несущих элементов конструкций. Термины и определения. Общие символы (сокращения и условные обозначения)

ISO 6946* Строительные материалы и строительные элементы. Тепловое сопротивление и коэффициент теплопередачи. Метод расчета

СТ РК EN 10080-2011 Арматурная для железобетонных конструкций. Сварная арматура

СТ РК pr EN 10138-4-2011 Напрягаемая арматура. Часть 4. Стержни

СТ РК EN ISO 15630-1-2011 Сталь для армирования предварительного напряжения бетона. Методы испытаний. Часть 1. Арматурные стержни, канаты и проволока

*Применяется в соответствии с СТ РК 1.9

3. ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Использованные в настоящем Пособии термины и их определения приняты согласно СН РК EN 1990, СН РК EN 1991, СН РК EN 1992-1-1, СТ РК EN 206-1.

Арматура напрягаемая (или напрягающие элементы) – арматура (проволока, канаты, стержни), подвергаемая предварительному натяжению перед или после бетонирования конструкции.

Арматура конструктивная - арматура, устанавливаемая без расчета, по конструктивным соображениям.

Внешние напрягающие элементы - напрягающие элементы, расположенные вне конструкции и не имеющие сцепления с бетоном; внешние напрягающие элементы

связаны с конструкцией только посредством анкеров и огибающих приспособлений (девиаторов).

Затвердевший бетон - бетон, находящийся в схватившемся состоянии и набравший определенную прочность

Каркас арматурный - объемный арматурный элемент, образованный путем соединения арматурных сеток или отдельных стержней. Способ соединения и взаимное расположение арматурных сеток должны соответствовать требованиям проектной документации.

Класс арматуры по прочности на растяжение - показатель, характеризующий ее механические свойства согласно требованиям соответствующих стандартов, обозначаемый буквой S и числом, соответствующим характеристическому сопротивлению арматуры в МПа (Н/мм²) (например, S800).

Класс бетона по прочности - количественная величина, характеризующая качество бетона, соответствующая его гарантированной прочности на осевое сжатие, обозначаемая буквой C и числами, выражающими характеристические значения сопротивления и гарантированной изготовителем прочности в Н/мм² (МПа), например, C20/25 (перед чертой - значение характеристической цилиндрической прочности бетона f_{ck} , в Н/мм² (МПа), после черты - характеристическая гарантированная кубиковая прочность бетона $f_{ck,cube}^G$, Н/мм² (МПа).

Конструкции бетонные — конструкции, выполненные из бетона без арматуры или с арматурой, устанавливаемой по конструктивным соображениям и не учитываемой в расчете; расчетные усилия от всех воздействий в бетонных конструкциях должны восприниматься бетоном.

Конструкции железобетонные — конструкции, выполненные из бетона с рабочей и конструктивной арматурой (армированные бетонные конструкции); расчетные усилия от всех воздействий в армированных бетонных конструкциях должны восприниматься бетоном и рабочей арматурой.

Конструкции железобетонные с предварительным напряжением арматуры - конструкции, в которых начальное натяжение напрягаемой арматуры обеспечивает необходимую степень обжатия бетона в процессе их изготовления и эксплуатации. Предварительное напряжение создается двумя основными способами: натяжением арматуры на упоры формы или стенда до бетонирования конструкции и натяжением арматуры на затвердевший бетон.

Конструкции предварительно напряженные с натяжением арматуры на упоры (англ. pretensioned- пред-натяжение) - конструкции, в которых натяжение напрягаемых элементов на упоры формы или стенда выполняют до бетонирования конструкции, а усилие предварительного обжатия передают на затвердевший бетон, имеющий требуемую передаточную прочность, главным образом, посредством сил сцепления напрягаемых элементов с бетоном конструкции; при пред-натяжении в качестве напрягаемых элементов применяются стержневая арматура, высокопрочная проволока в виде пакетов и арматурные канаты.

Конструкции предварительно напряженные с натяжением арматуры на бетон (англ. post-tensioned- пост-натяжение) — конструкции, в которых натяжение

напрягаемых элементов выполняют непосредственно на затвердевший бетон заданной прочности, а усилие предварительного обжатия передается на конструкцию при помощи механического закрепления напрягаемых элементов с возможным последующим или без инъектирования каналов раствором или другими материалами; при пост-натяжении в качестве напрягаемых элементов применяются высокопрочная проволока в виде пучков и арматурные канаты.

Коэффициент безопасности для арматуры частный γ_s - коэффициент, учитывающий возможные отклонения физического или условного предела текучести арматурной стали ниже, чем $f_{yk}(f_{pk})$, а также отклонения размеров сечения стержня.

Коэффициент безопасности для бетона частный γ_c - коэффициент, учитывающий возможность отклонения характеристических прочностей бетона f_{ck}, f_{ctk} ниже характеристических значений, отклонения в геометрических размерах сечений (не превышающие, однако, допустимых) и разницу между прочностью бетона, определяемую на опытных образцах, и прочностью бетона в конструкции; в случае неармированных конструкций значение γ_c учитывает возможность наступления хрупкого разрушения.

Модель расчетная - идеализация конструктивной системы, используемая с целью анализа конструкции либо ее элемента.

Надежность - способность несущей конструкции или элемента конструкции соответствовать установленным требованиям в течение расчетного срока эксплуатации. Надежность выражается, как правило, вероятностными величинами. Надежность распространяется на запас несущей способности, эксплуатационную пригодность и долговечность несущей конструкции.

Несущая способность - механический показатель строительного элемента или сечения элемента по отношению к формам отказа, например, сопротивление изгибу, сопротивление продольному изгибу, сопротивление растяжению.

Предельные состояния - состояния, при превышении которых несущая конструкция не отвечает требованиям норм проектирования.

Критические предельные состояния (ULS) - состояния, связанные с разрушением или другими формами отказа несущей конструкции, соответствуют максимальной несущей способности конструкции или ее элемента.

Предельные состояния эксплуатационной пригодности (SLS) - состояния, при превышении которых не выполняются установленные условия эксплуатационной пригодности несущей конструкции или ее элемента.

Необратимые предельные состояния эксплуатационной пригодности - предельные состояния, которые продолжительное время остаются превышенными после устранения основных воздействий, вызывающих превышение.

Обратимые предельные состояния эксплуатационной пригодности - предельные состояния, которые не превышаются после устранения основных воздействий, вызывающих превышение.

Прочность - механический показатель материала, обычно выражаемый в единицах механического напряжения.

Прочность бетона на осевое сжатие f_c - максимальные сжимающие напряжения в бетоне при одноосном напряженном состоянии, соответствующие пиковой точке диаграммы деформирования.

Прочность бетона на осевое сжатие, характеристическая f_{ck} - характеристическая цилиндрическая прочность бетона, определяемая при осевом сжатии цилиндров диаметром 150 мм и длиной 300 мм в возрасте 28 суток с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 0,95.

Прочность бетона на осевое сжатие, гарантированная $f_{ck,cube}^G$ - характеристическая кубиковая прочность бетона, определяемая при осевом сжатии кубов размером 150×150×150 мм с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 0,95, гарантируемая производителем в соответствии с действующими стандартами.

Сетка арматурная - плоский арматурный элемент, составленный из продольных и поперечных стержней, соединенных между собой; форма и размер, шаг и сечение, способ соединения составляющих ее стержней должны соответствовать требованиям проектной документации с учетом технологии изготовления.

Соппротивление арматуры характеристическое $f_{yk}(f_{0,2k})$ - гарантируемое производителем значение физического или условного предела текучести арматуры с обеспеченностью 0,95 согласно соответствующим стандартам.

Соппротивление арматуры расчетное f_{yd} - прочность арматуры, принимаемая при расчетах конструкций и получаемая делением характеристического соппротивления f_{yk} на частный коэффициент безопасности для арматуры γ_s .

Соппротивление бетона осевому растяжению характеристическое $f_{ctk}(f_{ctk,0,05})$ - 5 % квантиль статистического распределения прочности бетона на осевое растяжение.

Соппротивление бетона осевому сжатию характеристическое f_{ck} - соппротивление осевому сжатию призм или цилиндров, определенное с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 0,95, которое допускается принимать равным $f_{ck} = 0,8 \cdot f_{ck,cube}^G$.

Соппротивление бетона осевому сжатию среднее f_{cm} - средняя прочность бетона, определяемая без учета статистической изменчивости свойств бетона.

Соппротивление бетона расчетное (сжатию - f_{cd} ; растяжению - f_{ctd}) - соппротивление бетона, принимаемое при расчетах конструкции по предельным состояниям несущей способности и получаемое путем деления характеристических значений прочности на частный коэффициент безопасности для бетона γ_c .

Состояние предельное - это такое состояние, при достижении которого конструктивная система или составляющий ее элемент перестают удовлетворять предъявляемым к ним требованиям.

Характеристическое значение воздействия F_k - определяющее характерное значение воздействия. Поскольку характеристическое значение может быть установлено статистически, то его применяют с заданной вероятностью, при которой в течение «исходного периода времени» не произойдет превышение данного значения, при этом учитываются расчетный срок эксплуатации несущей конструкции и продолжительность расчетной ситуации.

Специальные термины, связанные с эксплуатацией несущих конструкций

Расчетный срок эксплуатации - время, в течение которого несущая конструкция эксплуатируется с сохранением ее функционального назначения, с учетом предусмотренных мер по ее поддержанию, но без капитального ремонта.

Техническое обслуживание - совокупность мероприятий, которые проводятся в течение расчетного срока эксплуатации несущей конструкции для поддержания ее функциональности. Мероприятия по ремонту несущей конструкции после чрезвычайных воздействий или землетрясения не являются содержанием в исправности.

Условия эксплуатации - это физические и химические условия окружающей среды, в которой эксплуатируется как вся конструкция, так и ее отдельные элементы. Условия эксплуатации не включают эффектов от действия нагрузки.

Эксплуатация нормальная - эксплуатация, осуществляемая без ограничений в соответствии с технологическими или бытовыми условиями, предусмотренными в нормативных документах и заданиях на проектирование.

Специальные термины, связанные с расчетом и воздействиями на несущие конструкции

Расчетные ситуации - ряд условий, принимаемых в качестве замены действительных условий эксплуатации в течение определенного отрезка времени и устанавливающих, что при проектировании несущей конструкции ее показатели не превысят предельных состояний.

Постоянная расчетная ситуация - ситуация, являющаяся определяющей в течение всего срока эксплуатации несущей конструкции, относится к обычным условиям эксплуатации.

Переходная расчетная ситуация - ситуация, являющаяся определяющей в течение отрезка времени, существенно меньшего продолжительности эксплуатации несущей конструкции, например, во время строительства или во время проведения ремонта.

Аварийная расчетная ситуация - ситуация, которая включает в себя чрезвычайные для несущей конструкции условия, например, пожар, взрыв, удар или местное разрушение.

Расчетная ситуация при сейсмических воздействиях - ситуация для несущей конструкции, возникающая в условиях сейсмического воздействия.

Комбинационное значение переменного воздействия ($\psi_0 Q_k$) - значение переменного воздействия, выбранное по возможности на статистической основе таким образом, чтобы вероятность превышения эффектов, вызванных комбинацией воздействий, была примерно такой же, как и вероятность превышения характеристического значения отдельного воздействия. Комбинационное значение представляет собой часть характеристического значения переменного воздействия и может быть определено умножением характеристического значения на коэффициент $\psi_0 \leq 1$.

Частое значение переменного воздействия ($\psi_1 Q_k$) - значение переменного воздействия, выбранное по возможности на статистической основе таким образом, что были бы суммарное время его действия в пределах референтного периода, когда это значение превышает, являясь малой частью референтного периода, либо частота этих

превышений ограничивалась заданным значением. Частое значение представляет собой часть характеристического значения переменного воздействия и может быть определено умножением характеристического значения на коэффициент $\psi_1 \leq 1$.

Квазипостоянное значение переменного воздействия ($\psi_2 Q_k$) - значение переменного воздействия, определенное с учетом того, что суммарный промежуток времени, в течение которого оно будет превышено, составляет большую часть референтного периода времени. Квазипостоянное значение часть характеристического значения переменного воздействия и может быть определено умножением характеристического значения на коэффициент $\psi_2 \leq 1$.

Значение сопутствующего переменного воздействия (ψQ_k) - значение переменного воздействия, которое сопровождает доминирующее воздействия в комбинации воздействий. Значением сопутствующего переменного воздействия может быть его комбинационное, частое или квазипостоянное значение.

Репрезентативное значение воздействия (F_{rep}) - значение, применяемое при расчете по предельным состояниям. В качестве репрезентативного значения могут быть приняты характеристическое (F_k) или сопутствующее значение (ψF_k).

Расчетное значение воздействия (F_d) - значение воздействия, полученное умножением характеристического значения на частный коэффициент $\gamma_F \cdot F_k$.

Особые термины, используемые для сборных конструкций

Сборный элемент - элемент, который изготавливается на заводе, или на полигоне, или в другом месте, отличном от окончательного положения в конструкции, защищенный от неблагоприятных погодных воздействий.

Сборное изделие: сборный элемент, который изготавливается согласно специальному стандарту CEN.

Комбинированный элемент - элемент, включающий в себя монолитный и сборный бетон с или без арматурных соединений.

Балочно-блочное перекрытие - состоит из сборных ребер (или балок) с заполнением между ними, выполненным из блоков, керамических полых камней и других форм несъемной опалубки, с верхним монолитным слоем или без него.

Диафрагма - плоский элемент, который подвергается действию сил в своей плоскости; может состоять из нескольких сборных изделий, соединенных вместе.

Связь - в контексте для сборных конструкций, связь - это растянутый элемент, фактически непрерывный, размещенный в перекрытии, стене или колонне.

Отдельный сборный элемент - элемент, для которого в случае разрушения не доступны дополнительные средства передачи нагрузки.

Переходные ситуации в сборном железобетонном строительстве включают в себя:

- распалубку;
- транспортирование к месту хранения;
- хранение (опирание и режим нагрузки);
- транспортирование на строительную площадку;
- установка (подъем);
- строительство (монтаж).

4. ОСНОВНЫЕ СИМВОЛЫ, ОБОЗНАЧЕНИЯ И ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЯ

Использованные в настоящем Пособии символы, индексы и условные обозначения приняты согласно СН РК EN 1990, СН РК EN 1991, СН РК EN 1992-1-1, СН РК ISO 3898-2011.

4.1.Основные символы

Прописные буквы латинского алфавита

- A - площадь;
- B - жесткость изгибаемого железобетонного элемента;
- C - фиксированное значение, константа, класс бетона;
- E - модуль упругости;
- F - сила, воздействие;
- G - модуль сдвига, постоянное воздействие;
- I - момент инерции;
- M - момент, изгибающий момент;
- N - осевая (продольная) сила;
- P - усилие предварительного напряжения;
- Q - переменное воздействие;
- R - сопротивление;
- S - статический момент, внутреннее усилие;
- T - крутящий момент;
- V - поперечная (перерезывающая) сила;
- W - момент сопротивления;
- X - значение, характеризующее свойства материала.

Строчные буквы латинского алфавита

- a - расстояние, геометрический размер;
- b - ширина (например, сечения);
- c - толщина защитного слоя;
- d - диаметр, глубина, рабочая высота (сечения);
- e - эксцентриситет;
- f - прочность (материала);
- g - равномерно распределенная постоянная нагрузка;
- h - высота;
- i - радиус инерции;
- k - коэффициент, кривизна;
- l - длина, пролет;
- m - масса, удельный изгибающий момент;
- n - число;
- q - равномерно распределенная переменная нагрузка;
- r - радиус, коэффициент;
- t - толщина;

u, v, w - компоненты вектора перемещений в точке;

x, y, z - координаты.

Строчные буквы греческого алфавита

α - угол, отношение;

β - угол, коэффициент, отношение;

γ - частный коэффициент безопасности;

ε - относительная деформация;

λ - отношение;

μ - коэффициент трения;

ν - коэффициент поперечных деформаций бетона (Пуассона);

ρ - плотность;

σ - нормальные напряжения;

τ - касательные напряжения;

ψ - коэффициент.

4.2. Индексы

a - конструкционная сталь;

c - бетон, сжатие;

cr - трещинообразование;

$crit$ - критический;

d - расчетное значение;

dir - прямое значение;

eff - эффективное значение;

ext - внешний;

int - внутренний;

k - характеристическое значение;

l - нижнее значение;

m - материал, среднее значение, изгиб;

max - максимум;

min - минимум;

nom - номинальное значение;

p (или P) - усилие обжатия;

p_l - пластический;

s - арматурная сталь;

sup - верхнее значение;

t (или ten) - растяжение;

tor - кручение;

u - предельное значение.

4.3 Обозначения

Прописные буквы латинского алфавита

A - особое воздействие;

A - площадь поперечного сечения;

A_c - площадь поперечного сечения бетона;
 A_p - площадь напрягающего элемента или элементов;
 A_s - площадь поперечного сечения арматуры;
 $A_{s,min}$ - минимальная площадь поперечного сечения арматуры;
 A_{sw} - площадь поперечного сечения поперечной арматуры;
 D - диаметр оправки;
 D_{Ed} - коэффициент усталостных повреждений;
 E - влияние воздействия;
 $E_s, E_s(28)$ - касательный модуль упругости для нормального бетона при напряжении $\sigma_c=0$ в возрасте 28 суток;
 $E_{c(t)}$ - касательный модуль упругости для тяжелого бетона при напряжении $\sigma_c = 0$ в возрасте t суток;
 $E_{c,eff}$ - эффективный модуль упругости бетона;
 E_{cd} - расчетное значение модуля упругости бетона;
 E_{cm} - секущий модуль упругости бетона;
 E_p - расчетное значение модуля упругости преднапряженной стали;
 E_s - расчетное значение модуля упругости арматурной стали;
 EI - жесткость при изгибе;
 EQU - статическое равновесие;
 F - воздействие;
 F_d - расчетное значение воздействия;
 F_k - характеристическое значение воздействия;
 G_k - характеристическое постоянное воздействие;
 I - момент инерции площади поперечного сечения бетона;
 L - длина;
 M - изгибающий момент;
 M_{Ed} - расчетное значение внутреннего изгибающего момента;
 N - продольное усилие;
 N_{Ed} - расчетное значение продольного усилия (растяжения или сжатия);
 P - усилие предварительного напряжения;
 P_0 - начальное усилие на конце напрягающего элемента сразу после натяжения;
 Q_k - характеристическое переменное воздействие;
 Q_{fat} - характеристическая усталостная нагрузка;
 R - сопротивление;
 S - внутренние усилия и моменты;
 S - статический момент площади сечения;
 SLS - предельное состояние эксплуатационной пригодности (serviceability limit state);
 T - крутящий момент;
 T_{Ed} - расчетное значение крутящего момента;
 ULS - критическое предельное состояние (ultimate limit state);
 V - поперечное усилие;

V_{Ed} - расчетное значение поперечного усилия;
 X_0 - класс среды при отсутствии коррозии или разрушающего агрессивного воздействия;
 XC - класс среды при опасности коррозии, вызываемой карбонатизацией;
 XD - класс среды при опасности коррозии, вызываемой хлоридами, за исключением морской воды;
 XS - класс среды при опасности коррозии, вызываемой хлоридами из морской воды;
 XF - класс среды при опасности воздействия мороза с применением и без применения антиобледенителей;
 XA - класс среды при химическом воздействии.

Строчные буквы латинского алфавита

a - расстояние;
 a - геометрический параметр;
 Δa - отклонение геометрического параметра;
 b - ширина сечения или ширина полки Т- или L-образной балки;
 b_w - ширина стенки Т-, I- или L-образной балки;
 d - диаметр, высота;
 d - эффективная высота сечения;
 d_g - максимальный диаметр зерна заполнителя;
 e - эксцентриситет;
 f_c - прочность бетона на сжатие;
 f_{cd} - расчетная прочность бетона на сжатие;
 f_{ck} - характеристическая цилиндрическая прочность бетона на сжатие в возрасте 28 суток;
 f_{cm} - среднее значение цилиндрической прочности бетона на сжатие;
 f_{ctk} - характеристическая прочность бетона при осевом растяжении;
 f_{ctm} - среднее значение прочности бетона при осевом растяжении;
 $f_{ck, cube}$ - характеристическая кубиковая прочность бетона на сжатие в возрасте 28 суток, гарантированная производителем;
 f_p - предел прочности напрягаемой стали при растяжении;
 f_{pk} - характеристическое значение предела прочности напрягаемой стали при растяжении;
 f_{pd} - расчетное значение предела прочности напрягаемой стали при растяжении;
 $f_{p0,1}$ - условный предел текучести для напрягаемой стали, при котором остаточные деформации составляют 0,1%;
 $f_{p0,1k}$ - характеристическое значение условного предела текучести напрягаемой стали, при котором остаточные деформации составляют 0,1%;
 $f_{p0,1d}$ - расчетное значение условного предела текучести напрягаемой стали, при котором остаточные деформации составляют 0,1%;
 $f_{p0,2}$ - условный предел текучести напрягаемой, при котором остаточные деформации составляют 0,2%;
 $f_{p0,2k}$ - характеристическое значение условного предела текучести напрягаемой стали, при котором остаточные деформации составляют 0,2%;

$f_{p0,2d}$ - расчетное значение условного предела текучести напрягаемой стали, при котором остаточные деформации составляют 0,1%;

f_t - прочность арматуры на растяжение;

f_{tk} - характеристическое значение прочности арматуры на растяжение;

f_{td} - расчетное значение прочности арматуры на растяжение;

f_y - предел текучести арматуры;

f_{yk} - характеристическое значение предела текучести арматуры;

f_{yd} - расчетное значение предела текучести арматуры;

f_{ywd} - расчетное значение предела текучести поперечной арматуры;

h - общая высота поперечного сечения;

i - радиус инерции;

k - коэффициент;

l (или L) - длина, пролет;

m - масса;

r - радиус;

$1/r$ - кривизна;

t - толщина;

t - время;

t_0 - возраст бетона во время приложения нагрузки;

u - периметр сечения бетона с площадью A_c ;

u, v, w - составляющие перемещения точки;

x - высота сжатой зоны бетона;

x, y, z - координаты;

z — плечо внутренних сил;

z_{cp} - расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия до центра тяжести бетонного сечения.

Строчные буквы греческого алфавита

α - угол, соотношение;

β - угол, соотношение, коэффициент;

γ - частный коэффициент безопасности;

γ_A - частный коэффициент безопасности для особых воздействий A ;

γ_C - частный коэффициент безопасности для бетона;

γ_F - частный коэффициент безопасности для воздействий F ;

$\gamma_{f,fat}$ - частный коэффициент безопасности для воздействий при расчете на выносливость;

γ_G - частный коэффициент безопасности для постоянных воздействий G ;

γ_M - частный коэффициент безопасности для свойств строительных материалов, с учетом отклонений самого свойства материала, а также геометрических отклонений и свойств и несовершенств используемой расчетной модели;

γ_P - частный коэффициент безопасности для воздействия, создаваемого в результате предварительного напряжения P ;

$\gamma_{P,fav}$ - частный коэффициент безопасности для благоприятного эффекта воздействия, создаваемого в результате предварительного напряжения P ;

$\gamma_{P,unfav}$ - частный коэффициент безопасности для неблагоприятного эффекта воздействия, создаваемого в результате предварительного напряжения P ;

γ_Q - частный коэффициент безопасности для переменных воздействий Q ;

γ_S - частный коэффициент безопасности для ненапрягаемой или напрягаемой арматуры;

$\gamma_{S,fat}$ - частный коэффициент безопасности для ненапрягаемой или напрягаемой арматуры при расчете на выносливость;

γ_f - частный коэффициент безопасности для воздействий без учета несовершенства расчетной модели;

γ_g - частный коэффициент безопасности для постоянных воздействий без учета несовершенства расчетной модели;

γ_m - частный коэффициент безопасности для свойств материалов с учетом отклонений в самом свойстве материала;

δ - приращение, коэффициент перераспределения;

ζ - коэффициент уменьшения/коэффициент перераспределения;

ε_c - относительные деформации бетона при сжатии;

ε_{c1} - относительные деформации бетона при сжатии при максимальном напряжении f_c ;

ε_{cu} - предельные относительные деформации бетона при сжатии;

ε_u - относительные деформации напрягаемой арматуры при максимальной нагрузке;

ε_{uk} - характеристические относительные деформации напрягаемой арматуры при максимальной нагрузке;

θ - угол;

λ - гибкость;

μ - коэффициент трения между напрягаемыми арматурными элементами и их каналами;

ν - коэффициент Пуассона;

ν - коэффициент уменьшения предела прочности на сжатие для бетона с трещинами среза;

ξ - соотношение прочности сцепления для предварительно напряженной арматурной стали;

ρ - плотность бетона при горячей сушке, кг/м³;

ρ_{1000} - значение потерь напряжения вследствие релаксации, %, 1000 ч после натяжения при средней температуре 20 °С;

ρ_l - коэффициент армирования продольной арматурой;

ρ_w - коэффициент армирования поперечной арматурой;

σ_c - напряжение сжатия в бетоне;

σ_{cp} - напряжение сжатия в бетоне при предварительном напряжении;

σ_{cu} - напряжение в бетоне при предельной относительной деформации бетона ε_{cu} ;

τ - тангенциальное напряжение при кручении;
 \varnothing - диаметр арматуры или канала;
 \varnothing_n - приведенный диаметр пучка стержней;
 $\varphi(t, t_0)$ - коэффициент ползучести, определяющий деформацию ползучести между временными точками t и t_0 по отношению к упругим деформациям через 28 сут;
 $\varphi(\infty, t_0)$ - предельное значение коэффициента ползучести;
 ψ - коэффициенты, определяющие репрезентативные значения переменных воздействий:
 ψ_0 - для комбинационных значений;
 ψ_1 - для частых значений;
 ψ_2 - для квазипостоянных значений.

4.4. Единицы измерения

В выполняемых в настоящем Пособии расчетах использованы следующие единицы измерений:

1. сила - Н, кН;
2. линейные размеры - мм (для сечений), м (для элементов или их участков);
3. распределенные нагрузки - кН/м, Н/мм (на единицу длины); кН/м² (на единицу площади);
4. плотность - кг/м³;
5. напряжения и прочность - Н/мм² (МПа);
6. момент (изгибающий, крутящий) - кН·м.

5. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЕМ АРМАТУРЫ

5.1 Общие требования к проектированию железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры

5.1.1 При проектировании железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры действуют все требования, касающиеся материалов, основ проектирования и конструирования, предъявляемые к конструкциям, выполненным из нормального и мелкозернистого бетона без предварительного напряжения арматуры.

5.1.2 Железобетонные конструкции с предварительным напряжением арматуры следует проектировать так, чтобы они в процессе изготовления, возведения и в течение всего расчетного срока эксплуатации отвечали требованиям безопасности, эксплуатационной пригодности и долговечности.

5.1.4 Железобетонные конструкции с предварительным напряжением арматуры должны иметь достаточный запас несущей способности для обеспечения требуемого предела огнестойкости (см. СН РК EN1991-1-2).

5.1.5 Несущие конструкции следует проектировать и строить таким образом, чтобы при наступлении таких событий как взрыв, удар или механический отказ выход из строя

вследствие повреждений отдельного элемента конструкции или ограниченной части несущей конструкции не приводил к полному отказу всей несущей конструкции.

5.1.6 Безопасность, пригодность к нормальной эксплуатации, долговечность конструкций следует обеспечивать посредством применения качественных строительных материалов, требований к расчетам, проведения контроля на этапах проектирования, изготовления, строительства и эксплуатации.

5.2 Обеспечение надежности

5.2.1 Требуемая надежность несущих конструкций обеспечивается посредством:

- проектирования и расчета в соответствии с настоящим Пособием, СН РК EN 1992-1-1 и СН РК EN 1990;
- качественного производства работ и проведения мероприятий по обеспечению качества (см. СН РК EN 1991-1-1, приложение В).

5.2.2 Для обеспечения несущей способности и эксплуатационной пригодности несущих конструкций могут применяться дифференцированные уровни надежности, при этом следует учитывать возможные причины и формы отказа несущих конструкций, возможные последствия отказа несущих конструкций в плане сохранения жизни и безопасности людей, а также экономических убытков, общественное мнение к отказу несущих конструкций, расходы и затраты на снижение риска отказа несущих конструкций.

5.2.3 При определении уровня надежности определенной несущей конструкции допускается провести как классификацию отдельных элементов несущей конструкции, так и классификацию несущей конструкции в целом (см. СН РК EN 1991-1-1, приложение В).

5.2.4 Требуемый уровень запаса несущей способности и эксплуатационной пригодности несущих конструкций может быть достигнут с помощью:

а) предупреждающих или защитных мероприятий (например, устройство защиты от удара, активные или пассивные мероприятия по противопожарной безопасности, мероприятия по защите от коррозии, такие как нанесение покрытий, слоев, применение катодной защиты и т.д.);

б) соответствующие мероприятия при расчете:

- числовые значения для характеристических значений воздействий;
- применение в расчете частных коэффициентов безопасности;

в) мероприятия по менеджменту качества;

г) мероприятия по сокращению ошибок при проектировании, расчете и строительстве несущих конструкций;

д) дополнительные мероприятия при проектировании несущих конструкций, учитывающие:

- жесткость конструкции (допуск повреждений);
- долговечность в сочетании с установлением расчетного срока эксплуатации;
- вид и объем предварительных исследований грунтов и исследование возможных влияний окружающей среды;
- точность применяемых методов расчета;

- конструктивное исполнение;
- е) обеспечение запланированного строительства в соответствии с нормами на производство работ, содержащимися в ссылках СН РК EN 1991-1-1;
- ж) соответствующий контроль и техническое обслуживание согласно требованиям проектной документации.

5.3 Расчетный срок эксплуатации

5.3.1 Расчетный срок эксплуатации зданий и сооружений – это период времени, в течение которого эксплуатация зданий и сооружений производится без капитального ремонта, но с учетом сохранения их функционального назначения и предусмотренных мер по их техническому обслуживанию. В зависимости от расчетного срока эксплуатации и функционального назначения здания и сооружения подразделяются на пять классов. Классификация зданий и сооружений в зависимости от их назначения и расчетных сроков эксплуатации приведена в таблице 5.1. Данные таблицы 5.1 можно использовать для подтверждения долговечности несущих конструкций (например, усталости).

Таблица 5.1 - Классификация зданий и сооружений в зависимости от их назначения и расчетных сроков эксплуатации

Класс зданий и сооружений	Расчетный срок эксплуатации (в годах)	Назначение зданий и сооружений
1	10	Временные здания и сооружения
2	От 10 до 25	Здания и сооружения с отдельными заменяемыми в процессе эксплуатации несущими конструкциями, например, подкрановые балки
3	От 15 до 30	Сельскохозяйственные здания и сооружения
4	50	Промышленные и гражданские здания и сооружения
5	100	Монументальные здания и сооружения, мосты и другие инженерные сооружения

5.4 Долговечность несущих конструкций

5.4.1 Несущая способность конструкций с учетом условий окружающей среды и плановых мероприятий по техническому обслуживанию должна быть обеспечена в течение расчетного срока эксплуатации.

5.4.2 При расчете долговечности несущих конструкций следует учитывать следующие условия:

- предусмотренная или прогнозируемая в последующем эксплуатация несущих конструкций;

- требуемые проектные критерии;
- прогнозируемые условия окружающей среды;
- состав, показатели и свойства строительных материалов и изделий;
- свойства грунтов оснований;
- выбор несущей системы;
- геометрические параметры элементов конструкций и узлов сопряжений;
- качество строительных работ и затраты на контроль;
- специальные защитные мероприятия;
- плановое техническое обслуживание в течение расчетного срока эксплуатации.

5.4.3 На этапе проектирования следует определить условия окружающей среды, чтобы установить ее влияние на долговечность несущих конструкций и принять соответствующие мероприятия для их защиты.

Степень изменяющихся со временем показателей условия окружающей среды допускается оценивать на основании результатов расчетов, измерений и опытных данных на базе построенных объектов.

5.4.4 Требования по долговечности преднапряженных железобетонных конструкций обеспечиваются выполнением расчетных условий предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности, а также конструктивными мероприятиями, в зависимости от классов по условиям эксплуатации несущих конструкций и индикативных (минимально допустимых) классов бетона.

Классы по условиям эксплуатации железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры в зависимости от условий окружающей среды и индикативных классов бетона по прочности, обеспечивающих защиту арматуры от коррозии, приведены согласно СТ РК EN 206-1 в таблице 5.2.

5.5 Обеспечение качества

5.5.1 Обеспечение качества несущих конструкций осуществляется организацией контроля на этапах проектирования, производства работ, в процессе эксплуатации и технического обслуживания.

5.6 Расчетные ситуации

5.6.1 Расчетные ситуации следует определять с учетом условий, при которых несущие конструкции сохраняют требуемые уровни запаса несущей способности и эксплуатационной пригодности выполняют свои функции в течение всего периода эксплуатации сооружения.

5.6.2 Расчетные ситуации согласно СН РК EN 1990 подразделяются на:

- постоянные ситуации, являющиеся определяющими в течение всего периода эксплуатации сооружения, соответствующие обычным условиям эксплуатации и имеющие продолжительность того же порядка, что и срок службы сооружения;
- переходные ситуации, относящиеся к состояниям несущих конструкций, ограниченным во времени, и имеющим небольшую по сравнению со сроком службы сооружения продолжительность;

– аварийные ситуации, учитывающие особые для сооружения условия или воздействия, например, пожар, взрыв, удар, авария оборудования или отказ какого-либо элемента конструкции, и имеющие малую вероятность появления и небольшую продолжительность, но являющиеся весьма важными с точки зрения достижения предельных состояний, возможных при ней;

– ситуации при сейсмических воздействиях на несущие конструкции.

5.6.3 Необходимость расчета несущих конструкций в переходных ситуациях возникает во время этапов возведения монолитных конструкций, во время распалубки, транспортировки и монтажа сборных конструкций, в момент передачи усилия предварительного обжатия на конструкцию, при выполнении капитального ремонта и реконструкции.

5.6.4 Надежность конструкции в аварийных расчетных ситуациях должна обеспечиваться выполнением конструктивных требований. В отдельных случаях для аварийных ситуаций следует производить проверку по предельным состояниям несущей способности.

5.6.5 Необходимость расчета в ситуациях при сейсмических воздействиях возникает при проектировании несущих конструкций в сейсмоопасных районах согласно СН РК EN 1998.

Таблица 5.2 - Классы по условиям эксплуатации железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры в зависимости от условий окружающей среды и индикативные классы бетона по прочности, обеспечивающие защиту арматуры от коррозии

Класс среды	Характеристика среды	Примеры для идентификации классов среды (информационные)	Минимальный класс бетона
1 Отсутствие коррозии или агрессивного воздействия			
X0	Для бетона: все классы среды, за исключением воздействия мороза с применением и без применения антиобледенителей, износа (истирания) или химического воздействия. Для железобетона: очень сухая среда	Бетон в зданиях с очень малой влажностью воздуха	C20/25
2 Коррозия вследствие карбонатизации			
XC1	Сухое или постоянное водонасыщенное состояние	Бетон в зданиях с небольшой влажностью воздуха; бетон, находящийся постоянно под водой	C20/25
XC2	Водонасыщенное состояние при эпизодическом	Поверхности, продолжительно увлажняемые водой; как правило, в	C25/30

	высушивании	фундаментах.	
XC3	Умеренная влажность	Бетон в зданиях с умеренной или высокой влажностью воздуха; бетон, защищенный от дождя	C30/37
XC4	Попеременно влажная и сухая среда	Увлажняемые водой поверхности, не относящиеся к классу XC2.	C30/37
3 Коррозия, вызванная хлоридами, за исключением морской воды			
XD1	Умеренная влажность	Бетонные поверхности, подверженные воздействию тумана, образованного разбрызгиванием воды с содержанием хлоридов	C30/37
XD2	Водонасыщенное состояние при эпизодическом высушивании	Плавательные бассейны; бетон, подверженный воздействию технической воды с содержанием хлоридов	C30/37
XD3	Попеременно влажная и сухая среда	Элементы мостов, подверженные воздействию разбрызгиваемой воды с содержанием хлоридов; дорожные покрытия; плиты автостоянок	C35/45

Продолжение таблицы 5.2

4 Коррозия, вызванная хлоридами морской воды			
XS1	Воздух, насыщенный солью, но не прямой контакт с морской водой	Строительные сооружения вблизи или на побережье	C30/37
XS2	Постоянное погружение под водой	Элементы морских сооружений	C35/45
XS3	Районы приливов и отливов, зоны, подверженные воздействию разбрызгиваемой воды и тумана	Элементы морских сооружений	C35/45
5 Воздействие попеременного замораживания и оттаивания			
XF1	Умеренное водонасыщение, без средств для оттаивания	Вертикальные бетонные поверхности, подверженные воздействию дождя и мороза	C30/37
XF2	Умеренное водонасыщение, со средствами для оттаивания	Вертикальные бетонные поверхности дорожных сооружений, подверженные воздействию тумана с содержанием антиобледенителей	C25/30
XF3	Высокое водонасыщение, без	Горизонтальные бетонные поверхности, подверженные воздействию дождя и	C30/37

	средств для оттаивания	мороза	
XF4	Высокое водонасыщение, со средствами для оттаивания	Дорожные покрытия и проезжие части мостов, подверженные воздействию антиобледенителей; вертикальные бетонные поверхности, подверженные воздействию мороза и тумана с содержанием антиобледенителей; подверженные замораживанию морские сооружения в зонах воздействия разбрызгивающейся воды	C30/37
6 Химическое воздействие			
XA1	Слабоагрессивная химическая среда согласно таблице 2 СТ РК EN 206-1	Резервуары очистных сооружений; отстойники	C30/37
XA2	Умеренно агрессивная химическая среда согласно таблице 2 СТ РК EN 206-1	Элементы бетонных полов	C30/37
XA3	Сильноагрессивная химическая среда согласно таблице 2 СТ РК EN 206-1	Сооружения для сточных отходов хим. предприятий; градирни с отходящими топочными газами	C35/45

5.7 Нагрузки и воздействия

5.7.1 Воздействия в зависимости от их изменения с течением времени подразделяются согласно СН РК EN 1990 на:

- постоянные воздействия (G), например, собственный вес несущих конструкций, встроенного оборудования или косвенные воздействия, вызванные усадками и неравномерными осадками;
- переменные воздействия (Q), например, приложенные нагрузки к междуэтажным перекрытиям и покрытиям, ветровые и снеговые нагрузки;
- аварийные воздействия (A), например, взрывы или удар транспортного средства.

5.7.2 Сейсмические воздействия или снеговые нагрузки, в зависимости от место положения сооружения, могут рассматриваться как аварийные или как переменные воздействия (см. СН РК EN 1991 и СН РК EN 1998).

5.7.3 Гидростатические воздействия в зависимости от их изменения во времени могут рассматриваться как постоянные или переменные воздействие.

5.7.4 Воздействия подразделяются также:

- по их происхождению – на прямые или косвенные;
- по изменению их пространственного распределения – фиксированные (стационарные) или свободные;
- по их природе или реакции сооружения - статические или динамические.

5.7.5 Воздействие описывается посредством модели, при этом его величина в большинстве случаев выражается одним скаляром, который может иметь несколько репрезентативных значений.

5.7.6 Характеристические значения постоянных нагрузок (G_k) следует определять в соответствии с СН РК EN 1990 на основе номинальных размеров изделий и номинальных значений удельного веса.

Номинальные значения удельного веса строительных материалов и номинальные значения углов откоса складировемых грузов приведены в приложении А СН РК EN 1991-1-1.

5.7.7 Постоянные нагрузки состоят из веса несущих и ненесущих изделий, коммуникаций, а также веса насыпного грунта и щебня.

5.7.8 К ненесущим изделиям относятся покрытия кровли, покрытия поверхностей и защитные покрытия, промежуточные стены и футеровка, поручни перил, парапеты, ограждения и ограждающие бордюры тротуара (моста), фасады и облицовка стен, подвесные потолки, изоляция, стационарное оборудование (см. 5.7.9).

5.7.9 К стационарному оборудованию относятся оборудование для лифтов или эскалаторов, системы обогрева, вентиляции и кондиционирования, электрооборудование, скрытые коммуникации, электропроводка.

5.7.10 По стационарно установленным механизмам см. СН РК EN 1991-3. При другом промышленном оборудовании (например, в холодильных камерах) следует применять данные изготовителя.

5.7.11 Нагрузки от временных перегородок следует рассматривать как переменные нагрузки. Для учета собственного веса временных перегородок применяется равномерно распределенная эквивалентная нагрузка, прибавляемая к переменным нагрузкам.

5.7.12 Для плит междуэтажных перекрытий и покрытий, наружных стеновых панелей, подвесных потолков, шахт лифтов или оборудования зданий допускается применять данные изготовителя.

5.7.13 Переменные нагрузки на здания зависят от условий их эксплуатации. Значения переменных нагрузок рассчитаны на эксплуатацию здания согласно его функциональному назначению, на наличие перемещаемых предметов обстановки (мебели, промежуточных стен, емкостей и содержимого в них), на транспортные средства, на периодические действия (например, собрания людей).

При указанных условиях переменные нагрузки рассматриваются как равномерно распределенные по поверхности, распределенные, сосредоточенные или как их сочетание.

5.7.14 Переменные нагрузки на перекрытия и покрытия зданий следует определять с учетом категорий использования площадей.

5.7.15 Нагрузки от тяжелого оборудования, включая крупное кухонное оборудование, рентгеновские аппараты, водонагреватели, не относятся к нагрузкам, рассматриваемым в настоящем разделе. Нагрузки от тяжелого оборудования следует устанавливать вместе с заказчиком или при согласовании с соответствующими ведомствами.

5.7.16 При расчете конструкций перекрытий или кровли переменную нагрузку следует определять как воздействие при самом неблагоприятном сочетании.

Переменные нагрузки от других этажей допускается принимать как равномерно распределенную (постоянную) нагрузку.

5.7.17 При местном смятии для обеспечения минимальной локальной несущей способности конструкций перекрытия следует произвести отдельный дополнительный расчет на сосредоточенную нагрузку, которую, если не установлено другое, не следует сочетать с равномерно распределенной нагрузкой и другими переменными воздействиями.

5.7.18 Переменную нагрузку отдельной категории использования площади помещений А допускается уменьшать на коэффициент снижения α_A в зависимости от нагружаемой поверхности рассчитываемого строительного изделия.

Значения коэффициента α_A определяются в зависимости от категории использования площади помещений (см. п. 5.7.21) по следующим зависимостям:

– для категорий А – Е:

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \cdot \psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1,0 \quad (5.1)$$

– для категорий С – D:

$$\alpha_A \geq 0,6.$$

В зависимости 5.1:

ψ_0 - коэффициент в соответствии с приложением А.1, таблица А.1.1;

$A_0 = 10,0 \text{ м}^2$;

A - площадь нагружаемой поверхности.

5.7.19 Для расчета колонн и стен, испытывающих нагрузки нескольких этажей, переменные нагрузки допускается рассматривать как равномерно распределенные по перекрытиям отдельных этажей. При этом переменные нагрузки допускается уменьшать на коэффициент снижения α_n , определяемого по зависимости:

$$\alpha_n = \frac{2 + (n-2) \cdot \psi_0}{n} \quad (5.2)$$

где:

n - количество этажей ($n > 2$) выше нагружаемых колонн и стен одной категории использования;

ψ_0 - коэффициент в соответствии с приложением А.1, таблица А.1.1.

5.7.20 Характеристические значения переменных нагрузок для жилых, общественных, торговых и административных помещений следует классифицировать в зависимости от их использования по категориям согласно таблице 5.3.

5.7.21 Если вид использования площадей предполагает наличие особых динамических воздействий, то, независимо от категории использования площадей, следует дополнительно учитывать эти воздействия (см. СН РК EN 1991-1-1 2.2(3) и 2.2(4)Р).

5.7.22 В таблице 5.4 указаны характеристические значения равномерно распределенной нагрузки q_k и сосредоточенной нагрузки Q_k .

Для расчета по указанным в таблице 5.3 категориям использования площадей следует применять характеристические значения равномерно распределенной нагрузки q_k и сосредоточенной нагрузки Q_k .

Значение q_k предназначено для определения общих параметров сечений изделий, значение Q_k распространяется на локальные воздействия.

При необходимости значения q_k и Q_k увеличивают (например, для лестниц и балконов в зависимости от их использования и размеров).

Для локальных подтверждений следует применять только сосредоточенную нагрузку Q_k , без взаимодействия с q_k .

5.7.23 В случаях, когда из-за конструкции перекрытия возможно поперечное распределение нагрузок, собственный вес временных перегородок допускается учитывать как равномерно распределенную поверхностную нагрузку q_k , которую следует добавить к полезной нагрузке по таблице 5.4. В зависимости от собственного веса временных перегородок эту равномерно распределенную поверхностную нагрузку допускается устанавливать следующим образом:

- $q_k = 0,5 \text{ кН/м}^2$ - при собственном весе временной перегородки - $\leq 1,0 \text{ кН/м}$;
- $q_k = 0,8 \text{ кН/м}^2$ - при собственном весе временной перегородки - $\leq 2,0 \text{ кН/м}$;
- $q_k = 1,2 \text{ кН/м}^2$ - при собственном весе временной перегородки - $\leq 3,0 \text{ кН/м}$.

При более тяжелых временных перегородках следует учитывать их местоположения и направления, а также тип перекрытий.

5.7.24 Складские и производственные площади подразделяются на две категории в соответствии с таблицей 5.5.

5.7.25 Для расчета по указанным в таблице 5.5 категориям использования складских и производственных площадей следует применять характеристические значения равномерно распределенной нагрузки q_k и сосредоточенной нагрузки Q_k .

Численные значения переменных нагрузок на складские площади q_k и Q_k указаны в таблице 5.6. Значение q_k предназначено для определения общих параметров сечения, значение Q_k распространяется на локальные воздействия.

5.7.26 В качестве характеристических значений переменных нагрузок следует применять максимально возможные значения, при необходимости, с учетом динамических воздействий. Схемы расположения нагрузок должны соответствовать самым неблагоприятным условиям эксплуатации.

Руководство по переменным расчетным ситуациям, возникающим при установке или замене механизмов, производственного оборудования и т.п., приведено в СН РК EN 1991-1-6.

Таблица 5.3 - Категории использования площадей жилых, общественных, торговых и административных помещений

Категория использования	Вид использования	Функциональное назначение
А	Жилые площади	Жилые здания, общежития, палаты в больницах, номера в гостиницах и домах отдыха, кухни, туалеты
В	Бюро	Административные помещения
С	Площади сосредоточения (собрания) людей (кроме категорий А, В и D) ^{а)}	С1: помещения с наличием столов и т.п., например, в школах, кафе, ресторанах, столовых, библиотеках, гостиницах
		С2: помещения со стационарными сидениями, например, в церквях, театрах, кинозалах, конференц-залах, аудиториях, залах для собраний, приемных, залах ожидания вокзалов
		С3: помещения со свободным перемещением людей, например, в музеях, выставочных залах, и т.п., а также в вестибюлях, в общественных и административных зданиях, гостиницах, больницах, залах ожидания вокзалов
		С4: помещения для активной деятельности людей, например, танцевальные и физкультурные залы, сцены
		С5: помещения с возможным скоплением людей, например, в зданиях с проводимыми общественными мероприятиями, такие как концертные залы, спортивные залы и трибуны, террасы и перроны
D	Торговые площади	D1: магазины розничной торговли
		D2: торговые дома и универсамы

Таблица 5.4 - Переменные нагрузки на перекрытия, балконы и лестницы зданий

Категория использования	q_k , кН/м ²	Q_k , кН
Категория А:		
перекрытия	1,5–2,0	2,0–3,0
лестницы	2,0–4,0	2,0–4,0
балконы	2,5–4,0	2,0–3,0
Категория В	2,0–3,0	1,5–4,5
Категория С:		
С1	2,0–3,0	3,0–4,0
С2	3,0–4,0	2,5–7,0 (4,0)
С3	3,0–5,0	4,0–7,0
С4	4,5–5,0	3,5–7,0
С5	5,0–7,5	3,5–4,5
Категория D:		
D1	4,0–5,0	3,5–7,0 (4,0)
D2	4,0–5,0	3,5–7,0

Таблица 5.5 - Категории использования складских и производственных площадей

Категория использования	Вид использования	Функциональное назначение
<i>E1</i>	Площади с возможным штабелированием грузов, включая подъездные площади	Складские площади, включая книгохранилища или архивы
<i>E2</i>	Промышленное использование	

Таблица 5.6 - Переменные нагрузки на складские площади

Категория использования	q_k , кН/м ²	Q_k , кН
<i>E1</i>	7,5	7,0

5.7.27 Характеристические значения вертикальных нагрузок на складские площади следует определять с учетом удельного веса сыпучих материалов и верхних расчетных значений высоты насыпанного слоя. Горизонтальные нагрузки на стены от сыпучих материалов следует определять в соответствии с СН РК EN 1991-4. Так же следует учитывать нагрузки, возникающие в процессе загрузки и разгрузки.

5.7.28 Характеристические значения переменных нагрузок на площади складирования книг или архивных документов следует определять на основании значений площади и высоты стеллажей и соответствующих значений удельного веса.

5.7.29 Характеристические значения переменных нагрузок на производственные площади следует определять соответственно предусмотренному использованию и предусмотренному оснащению. Нагрузки от кранов, подвижных механизмов и т.п. следует определять по СН РК EN 1991-3.

5.7.30 При назначении характеристических значений нагрузок и воздействий заказчиком или проектировщиком при согласовании с заказчиком характеристические значения назначенных нагрузок и воздействий не должны быть меньше значений, установленных СН РК EN 1991.

5.7.31 Расчетные значения воздействий и их комбинаций следует принимать в зависимости от вида предельного состояния и расчетной ситуации согласно СН РК EN 1990 и приложению А настоящего Пособия.

5.8 Пределные состояния конструкций

5.8.1 Расчеты железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры следует производить по методу предельных состояний в сочетании с методом частных коэффициентов согласно СН РК EN 1990, СН РК EN 1992-1-1 с Национальными Приложениями и настоящего Пособия.

5.8.2 При выполнении расчетов железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры следует следить за тем, чтобы во всех значимых расчетных ситуациях, характеризуемых воздействиями и сопротивлениями, принятыми в расчетных моделях, ни одно из возможных предельных состояний не было превышено.

Числовые значения частных коэффициентов безопасности и общих коэффициентов для воздействий приведены в СН РК EN 1991, СН РК EN 1992-1-1 и настоящем Пособии.

5.8.3 Расчеты железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры выполняются по двум предельным состояниям:

- по критическим предельным состояниям несущей способности (см. раздел 7);
- по предельным состояниям эксплуатационной пригодности (см. раздел 8).

5.8.4 Расчеты по одному из предельных состояний допускается не производить, если достаточные сведения доказывают, что они превышаются расчетами по другим предельным состояниям.

5.8.5 Предельные состояния необходимо рассчитывать с учетом расчетных ситуаций, см. подраздел 5.6.

5.8.6 Расчеты по предельным состояниям, которые зависят от срока эксплуатации (например, при усталости), должны учитывать расчетный срок эксплуатации.

5.8.7 Расчеты по предельным состояниям несущей способности должны обеспечить безопасность людей и конструкций и включают в себя расчеты по прочности, по устойчивости формы (для тонкостенных конструкций), по устойчивости положения (опрокидывание, скольжение, всплывание).

Расчеты по прочности производятся из условия, по которому усилия, напряжения и деформации в конструкциях от расчетных воздействий и их сочетаний с учетом предварительного напряжения не превышают предельных значений усилий, напряжений и деформаций, воспринимаемых конструкцией непосредственно перед разрушением любого характера. Расчеты отдельных элементов железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры по предельным состояниям несущей способности по прочности рассмотрены в настоящем пособии.

Расчеты по устойчивости формы и устойчивости положения конструкции (с учетом совместной работы конструкции и основания, их деформационных свойств, сопротивления сдвигу по контакту с основанием и т.п.) следует производить по соответствующим нормативно-техническим пособиям.

5.8.8 Расчеты по предельным состояниям эксплуатационной пригодности включают в себя расчеты по образованию и ширине раскрытия трещин и расчеты по деформациям. Следует различать обратимые и необратимые предельные состояния эксплуатационной пригодности.

При расчете железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры по предельным состояниям эксплуатационной пригодности принимаются характеристические значения прочностных показателей материалов (бетона и арматуры) с численными значениями частных коэффициентов для материалов равными 1,0 и средние значения модулей упругости.

Расчет конструкций по образованию трещин производится из условия, что усилия, напряжения, деформации в конструкциях от различных воздействий и их комбинаций не превышают предельных значений усилий, напряжений, деформаций, воспринимаемых конструкциями при образовании трещин.

Расчет конструкций по раскрытию трещин производится из условия, что ширина раскрытия трещин в конструкции от расчетных воздействий и их комбинации не превышает предельно допустимого значения ширины раскрытия трещин в зависимости от требований, предъявляемых к конструкции и условий ее эксплуатации (воздействия окружающей среды и характеристик материалов с учетом особенностей коррозионного поведения арматуры).

Расчет конструкций по деформациям производится из условия, по которому прогибы, углы поворота, перемещения или параметры колебаний конструкции от различных воздействий и их комбинации не превышают соответствующих предельно допустимых значений, установленных в зависимости от характеристики объекта, возможности повреждения смежных и прилегающих соседних элементов, технологического оборудования, с учетом эстетических соображений, а также создавать другие опасные ситуации в процессе эксплуатации.

С целью компенсации полного прогиба либо его части, конструкция может иметь начальный выгиб. Величина начального выгиба конструкции не должна превышать $1/250$ пролета.

5.9 Методы расчета конструкций

5.9.1 Расчеты железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры должны, как правило, производиться с учетом возможного образования трещин и неупругих деформаций в бетоне и арматуре.

5.9.2 Определение усилий и деформаций железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры следует производить на основе расчетных моделей, в наибольшей степени отвечающих действительному характеру работы конструкции в рассматриваемом предельном состоянии.

5.9.3 Определение усилий и деформаций в железобетонных конструкциях с предварительным напряжением арматуры и образуемых ими системах зданий и сооружений следует производить методами строительной механики, как правило, с учетом их совместной работы, физической и геометрической нелинейности.

5.9.4 При расчете железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры по предельным состояниям допускается применять, как правило, линейно-упругий либо нелинейный методы расчета.

5.9.5 В статически неопределимых системах следует учитывать перераспределение усилий в конструкциях вследствие образования трещин и развития неупругих деформаций в бетоне и арматуре вплоть до достижения конструкцией предельного состояния, а в необходимых случаях должна учитываться их геометрическая нелинейность.

В случае, когда при расчете выполняют перераспределение моментов, рассчитанных из предпосылки линейно-упругой работы конструкции, для критических сечений реальной конструкции следует предусматривать конструктивные мероприятия, обеспечивающие их достаточную способность к повороту, соответствующему заданному расчетом перераспределению.

5.10 Расчетные модели для сечений

5.10.1 В настоящем Пособии рассмотрены железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры на действие изгибающих моментов, продольных и поперечных сил, возникающих в конструкциях от различных воздействий.

Расчеты конструкций следует производить методами, использующими модель сечений (нормальных или наклонных к продольной оси конструкции) и стержневую модель (осевую, плоскую, пространственную).

5.10.2 Расчеты конструкций на действие изгибающих моментов и продольных сил, включая усилия предварительного напряжения арматуры, по несущей способности (прочности) и пригодности к нормальной эксплуатации (трещиностойкости и деформациям) при любой форме поперечных сечений, любом расположении арматуры в пределах сечения и произвольной системе усилий, вызванных внешними воздействиями, следует производить на основе нелинейной деформационной расчетной модели сечений, нормальных к продольной оси конструкции (основная модель), использующей:

- уравнения равновесия моментов и продольных сил в сечении, нормальном к продольной оси конструкции;
- уравнения, определяющие зависимости между напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры, в виде диаграмм деформирования материалов, приведенных в разделе 6;
- уравнения, определяющие распределение относительных деформаций в бетоне и арматуре по сечению, нормальному к продольной оси конструкции, исходя из гипотезы плоских сечений.
- сопротивление бетона растянутой зоны не учитывается.

5.10.3 При расчете по прочности усилия и деформации в нормальном сечении определяют на основе деформационной модели, использующей уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий в сечении элементов, а также следующие положения:

- напряжения и деформации бетонов принимают по диаграмме деформирования « σ_c - ϵ_c » в соответствии с указаниями раздела 6;
- напряжения и деформации арматуры принимают по диаграмме деформирования « σ_s - ϵ_s » в соответствии с указаниями раздела 6;
- для средних деформаций бетона и арматуры считается справедливой гипотеза плоского сечения;
- бетон, испытывающий растяжение, в расчетах не учитывается;
- критерии исчерпания сопротивления сечения, значения предельных деформаций бетона и арматуры следует принимать в соответствии с указаниями раздела 7.

5.10.4 Напряжения в арматуре и бетоне следует определять по расчетным диаграммам состояния материалов (смотри раздел 6), исходя из суммарных относительных деформаций от воздействий предварительного напряжения арматуры и ползучести, а также других деформаций, развивающиеся в процессе эксплуатации конструкции.

5.10.5 Расчеты по прочности железобетонных элементов с предварительным напряжением арматуры с прямоугольными, тавровыми и двутавровыми поперечными сечениями при действии изгибающих моментов и продольных сил, вызванных нагрузками

и воздействиями, в плоскости симметрии сечения, допускается производить по предельным усилиям в сечении, нормальном к продольной оси, принимая прямоугольную эпюру распределения напряжений в бетоне сжатой зоны сечения (смотри раздел 6).

5.10.6 Расчеты железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры на действие поперечных сил допускается производить на основе упрощенной идеализированной модели наклонных сечений, включающей уравнения равновесия внешних и внутренних сил в расчетном наклонном сечении, и стержневой модели, состоящей из сжатых и растянутых поясов, соединенных между собой сжатыми и растянутыми раскосами, и использующей уравнения равновесия внешних и внутренних сил в расчетном сечении (метод ферменной аналогии).

5.10.7 Расчет железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры (стержневых, плоскостных, объемных) следует производить методом конечных элементов (МКЭ) с использованием соответствующей матрицы жесткости конечных элементов. Матрицу жесткости конечных элементов следует формировать на основе общих моделей деформирования и прочности конструкций при различных напряженных состояниях. Особенности деформирования и разрушения конструкций при различных напряженных состояниях следует учитывать в физических соотношениях, представляющих собой связь относительных деформаций и напряжений.

5.10.8 При проектировании железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры, кроме выполнения расчетных и конструктивных требований настоящего Пособия, должны выполняться технологические требования по изготовлению и возведению конструкций, а также должны быть обеспечены условия для надлежащей эксплуатации зданий и сооружений с учетом требований по экологии согласно соответствующим нормативно-техническим документам.

5.10.9 В сборных конструкциях особое внимание должно быть уделено на прочность и долговечность соединений.

6. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЕМ АРМАТУРЫ

6.1 Бетон

6.1.1 Классы и марки бетона

6.1.1.1 Согласно стандарту СТ РК EN 206-1 для железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры используется нормальный бетон следующих классов по прочности на сжатие:

C16/20; C20/25; C25/30; C30/37; C35/45; C40/50; C45/55; C50/60; C55/67; C60/75; C70/85; C80/95; C90/105.

Прочностные и деформационные характеристики бетона приведены в таблице 6.1.

6.1.1.2 Минимальные классы бетона по прочности на сжатие следует назначать в зависимости от классов по условиям эксплуатации конструкций и характеристики окружающей среды, обеспечивающие защиту арматуры от коррозии, согласно указаниям раздела 5.4 и таблицы 5.2.

6.1.1.3 Минимальный класс бетона по прочности на сжатие C16/20 для предварительно напряженных элементов допускается принимать только в тех случаях, когда напрягаемая арматура установлена из условия обеспечения прочности элементов во время распалубки, транспортирования и монтажа.

6.1.1.4 Класс бетона, в котором расположена напрягаемая арматура без анкеров, следует принимать не ниже значений, указанных в таблице 6.2.

6.1.1.5 При проектировании конструкций, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки, рекомендуется принимать класс бетона по прочности на сжатие при применении напрягаемой арматуры класса S800 диаметром от 10 до 18 мм не ниже C25/30.

6.1.1.6 Марку бетона по морозостойкости назначают для конструкций, подвергаемых попеременному замораживанию и оттаиванию, в зависимости от требований, предъявляемых к конструкциям, режима их эксплуатации и условий окружающей среды.

6.1.1.7 Марку бетона по водонепроницаемости назначают для конструкций, к которым предъявляются требования ограничения водопроницаемости (резервуары, подпорные стены, подземные конструкции и т.п.) по специальным указаниям.

Для других надземных конструкций марку бетона по водонепроницаемости не нормируют.

6.1.1.8 При необходимости могут быть установлены дополнительные технические показатели качества бетона, связанные с теплоизоляцией, термической стойкостью, огнестойкостью, коррозионной стойкостью, биологической защитой и т. п.

Таблица 6.1 - Прочностные и деформационные характеристики бетона для преднапряженных железобетонных конструкций

Характеристики, Единицы измерения	Класс бетона по прочности на сжатие												
	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
f_{ck} , МПа	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{ck, cube}$, МПа	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} , МПа	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{ctm} , МПа	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ctk, 0,05}$, МПа	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk, 0,95}$, МПа	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,8
E_{cm} , 0/00	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
ε_{c1} , ‰	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
ε_{cu1} , ‰	3,5								3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
ε_{c2} , ‰	2,0								2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ε_{cu2} , ‰	3,5								3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2,0								1,75	1,6	1,45	1,40	1,40
ε_{c3} , ‰	1,75								1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
ε_{cu3} , ‰	3,5								3,1	2,9	2,7	2,6	2,6

Таблица 6.2

Характеристики напрягаемой арматуры	Класс бетона не ниже
S800, S1000 (диаметром от 10 до 18 мм включительно)	C20/25
S800, S1000 (диаметром 20 мм и более)	C25/30
S1200	C25/30
S1400	C25/30

6.1.2 Характеристические и расчетные сопротивления бетона

6.1.2.1 При расчетах конструкций применяются характеристические и расчетные сопротивления бетона сжатию и растяжению, средняя прочность бетона на сжатие и растяжение.

6.1.2.2 Базовыми прочностными характеристиками бетона, применяемыми при расчетах конструкций, являются характеристическая цилиндрическая прочность бетона осевому сжатию f_{ck} и характеристическая прочность бетона осевому растяжению f_{ctk} .

Характеристическая цилиндрическая прочность бетона осевому сжатию f_{ck} , определяемая при осевом сжатии бетонных цилиндров диаметром 150 мм и длиной 300 мм в возрасте 28 суток с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 0,95.

6.1.2.3 Среднюю прочность бетона предварительно напряженных элементов на сжатие $f_{cm}(t)$ в возрасте $t_{сут}$ допускается определять по зависимости:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (6.1)$$

Среднюю прочность бетона предварительно напряженных элементов на сжатие $f_{cm}(t)$ в возрасте $t_{сут}$, подвергнутых тепловой обработке, допускается определять по зависимости:

Значение коэффициента $\beta_{cc}(t)$ в формуле (6.1) определяется по формуле

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ 0,25 \left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (6.2)$$

В формулах (6.1) и (6.2):

$f_{cm}(t)$ - средняя прочность бетона на сжатие в возрасте t суток;

f_{cm} - средняя прочность бетона на сжатие в возрасте 28 сут, принимаемая по таблице 6.1;

t - возраст бетона в сутках;

$t_1 = 1$ сут.

6.1.2.4 Характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению $f_{ctk,0,95}$ (95% квантиль прочности на растяжение, см. таблицу 6.1) следует применять в расчетах предварительно напряженных конструкций только в том случае, если повышенная прочность на растяжение приводит к неблагоприятному эффекту (например, при расчете на действие вынужденных усилий и т. д.).

6.1.2.5 Характеристические сопротивления бетона осевому сжатию и осевому растяжению, а также значения его средней прочности на осевое сжатие и осевое растяжение приведены в таблице 6.1.

6.1.2.6 Расчетные сопротивления бетона сжатию f_{cd} и растяжению f_{ctd} определяются путем деления характеристических сопротивлений бетона соответственно осевому сжатию f_{ck} и осевому растяжению f_{ctk} на частные коэффициенты безопасности по бетону γ_c с учетом коэффициента α_{cc} , учитывающего длительное действие нагрузки, способы ее приложения и т.д. (см. п.6.1.5.4):

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c};$$
$$f_{ctd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}.$$

$\alpha_{cc} = 0,85$ согласно Национальному приложению;

$\gamma_c = 1,5$ - при расчете по предельным состояниям несущей способности;

$\gamma_c = 1,0$ - при расчете по предельным состояниям эксплуатационной способности.

При определении расчетных сопротивлений для высокопрочных бетонов (классов по прочности более С50/60) частный коэффициент безопасности по бетону γ_c следует рассчитывать по формуле:

$$\gamma_c = 1,5\gamma'_c, \quad (6.3)$$

где

$$\gamma'_c = \frac{1}{\left(1,1 - \frac{f_{ck}}{500}\right)} \geq 1 \quad (6.4)$$

6.1.2.7 При проектировании сборных железобетонных предварительно напряженных конструкций следует дополнительно указывать прочность бетона на сжатие, соответствующую характерному этапу изготовления конструкции (например, распалубочная прочность, передаточная прочность и т. д.).

6.1.2.8 Сжимающие напряжения в бетоне конструкции, возникающие от усилия предварительного натяжения и других нагрузок, действующих во время натяжения и после отпуска предварительного напряжения (передаточная прочность бетона), следует ограничить следующими значениями:

$$\sigma_c \leq 0,6 \cdot f_{ck}(t),$$

где:

$f_{ck}(t)$ - характеристическая прочность бетона при сжатии в момент времени t , начиная с которого на него действует усилие предварительного напряжения.

6.1.2.9 Если в бетоне не образуются продольные трещины раскалывания, подтвержденные экспериментальными обоснованиями, напряжение в бетоне σ_c в момент передачи усилия предварительного напряжения можно принять равными:

$$\sigma_c = 0,7 \cdot f_{ck}(t).$$

6.1.2.10 Если сжимающие напряжения σ_c постоянно превышают значение $0,45 \cdot f_{ck}(t)$, то необходимо учитывать нелинейность ползучести (см. 6.1.4.2).

6.1.2.11 Для сборных изделий непрерывного производства, подвергнутых соответствующему контролю качества согласно стандартам на изделия, прочность при растяжении бетона которых определяется испытанием, статистический анализ результатов испытаний может быть принят как основание для определения предела прочности при растяжении, которая используется при проверке предельного состояния по эксплуатационной пригодности альтернативно значениям из таблицы 6.1

6.1.2.12 В случае применения тепловой обработки сборных железобетонных элементов предел прочности при сжатии бетона в возрасте t до 28 сут $f_{cm}(t)$ может быть определен при помощи выражения (6.1а), в котором возраст бетона t скорректирован с учетом температуры и определяется в соответствии с формулой (Б.10) приложения Б при этом коэффициент $\beta_{cc}(t)$ не должен превышать 1.

Для оценки влияния тепловой обработки можно использовать следующее выражение:

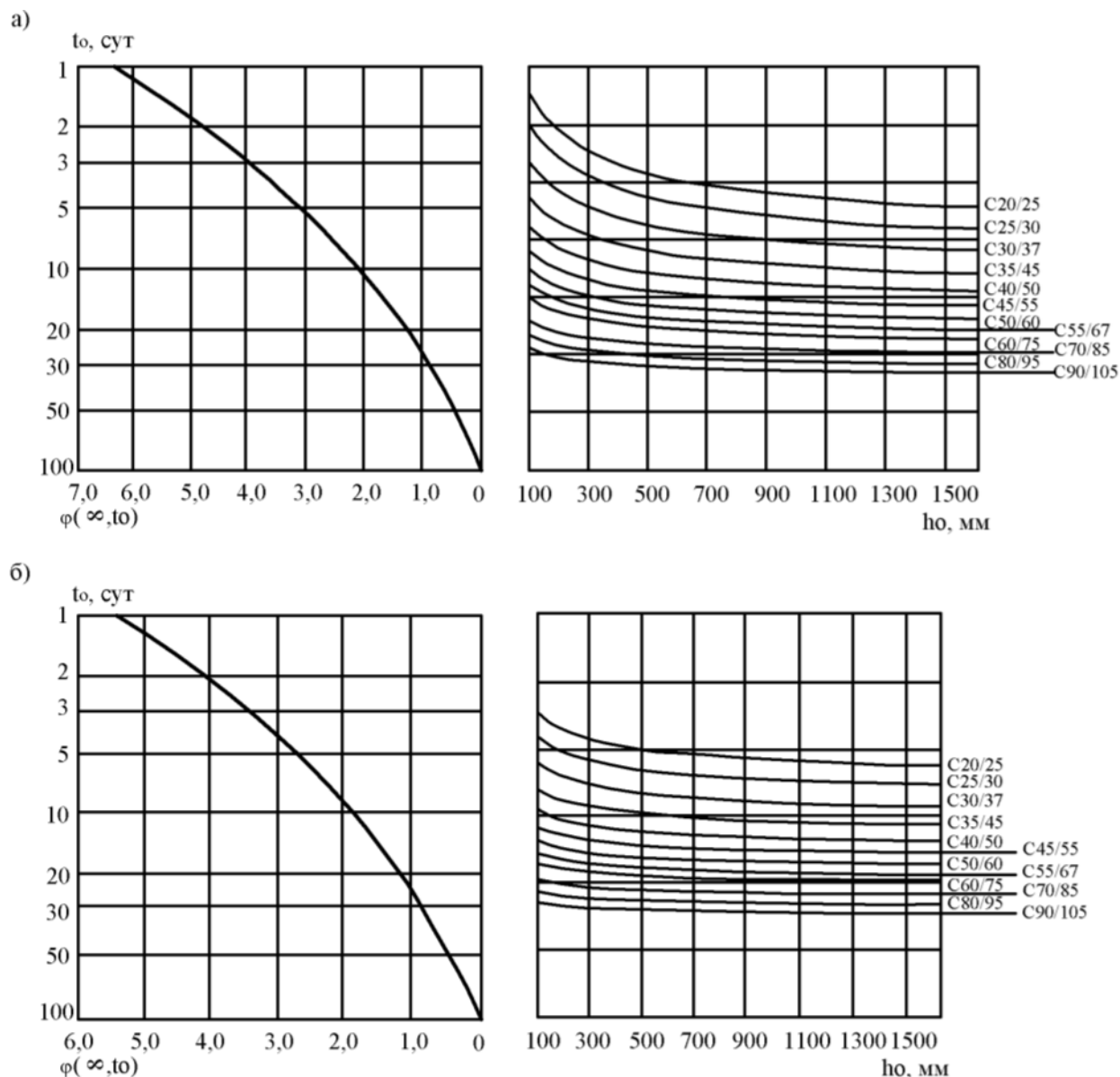
$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \log(t - t_p + 1) \quad (6.5)$$

где:

f_{cmp} - средняя передаточная прочность бетона на сжатие предварительно напряженных конструкций;

t - возраст бетона в сутках;

t_p - возраст бетона, сут, при передаче усилия обжатия на бетон.



Примечания:

1. Для $t_0 > 100$ сут принимать значения $\varphi(\infty, t_0)$ как для $t_0 = 100$ сут;
2. $h_0 = 2A_{с,л}$, где $A_{с,л}$ соответственно площадь и периметр поперечного сечения элемента.

Рисунок 6.1 - Номограммы для определения предельных значений коэффициента ползучести бетона $\varphi(\infty, t_0)$: а - при $RH = 50\%$; б - при $RH = 80\%$.

6.1.3 Упругие деформации бетона

6.1.3.1 Основной характеристикой, характеризующей упругие деформации бетона, принята секущий модуль упругости бетона E_{cm} (см. рис. 6.2). Значение модуля упругости бетона E_{cm} определяется как тангенс угла наклона секущей между точками $\sigma_c = 0$ и $\sigma_c = 0,4f_{cm}$.

Изменение секущего модуля упругости бетона во времени $E_{cm}(t)$ может быть определено по формуле:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm}, \quad (6.6)$$

где:

$f_{cm}(t)$ — средняя прочность бетона на сжатие к моменту времени t , определяемая по формулам (6.1а, б);

f_{cm} — средняя прочность бетона в возрасте 28 сут, определяемая по таблице 6.1;

E_{cm} — средний или секущий модуль упругости бетона в возрасте 28 сут, определяемый по таблице 6.1.

6.1.3.2 Коэффициент Пуассона ν_c принимается равным:

- $\nu_c = 0,2$ при упругой работе бетона (для бетона без трещин);
- $\nu_c = 0$ при не упругой работе бетона (для бетона с трещинами).

6.1.3.3 Коэффициент линейного температурного расширения α_t принимается равным $1 \cdot 10^{-5} (1/^\circ\text{C})$.

6.1.4 Ползучесть и усадка бетона

6.1.4.1 Ползучесть и усадка бетона зависят, в основном, от относительной влажности окружающей среды, геометрических размеров конструктивного элемента и состава бетона. На ползучесть бетона также оказывает влияние начальная прочность при первоначальном приложении нагрузки, а также продолжительность нагружения и величина нагрузки. Точные значения параметров ползучести и усадки бетона могут быть рассчитаны по методикам, изложенным в приложении Б. Допускается использовать в расчетах предельные значения характеристики ползучести и усадки.

6.1.4.2 [3.1.4 (3)] Деформации ползучести бетона $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ для времени $t = \infty$ при постоянном напряжении сжатия σ_c , приложенном в возрасте бетона t_0 , равны:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_{co}}. \quad (6.7)$$

Предельные значения коэффициента ползучести для бетона $\varphi(\infty, t_0)$ допускается принимать по графикам, приведенным на рисунке 6.1.

Предельные значения коэффициента ползучести для бетона $\varphi(\infty, t_0)$, полученные из графиков, приведенных на рисунке 6.1, применимы для расчетных ситуаций, когда уровень сжимающих напряжений в бетоне при первом загрузении в момент времени t_0 не превышает $0,45f_{cm}(t_0)$.

Если сжимающие напряжения в момент времени t_0 превышают $0,45 \cdot f_{cm}(t_0)$, следует выполнять модификацию значений коэффициента ползучести $\varphi(\infty, t_0)$, полученных по графикам, приведенным на рисунке 6.1, с учетом нелинейной ползучести по зависимости:

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \exp[1,5 - (k_\sigma - 0,45)], \quad (6.8)$$

где:

$\varphi_{nl}(\infty, t_0)$ - предельное значение модифицированного (нелинейного) коэффициента нелинейной ползучести;

k_σ - коэффициент, зависящий от уровня нагружения $\sigma_c/f_{cm}(t_0)$, (σ_c - сжимающие напряжения в бетоне в момент времени t_0);

$f_{cm}(t_0)$ — средняя прочность бетона на сжатие в возрасте t_0 , определяемая согласно 6.13.

6.1.4.3 Предельные значения коэффициента ползучести бетона $\varphi(\infty, t_0)$, принятые по графическим зависимостям, приведенным на рисунке 6.1, применимы при расчетах конструкций в условиях сезонных колебаний температуры от минус 25 до 40 °С и относительной влажности RH от 20 до 100 %.

6.1.4.4 Предельные значения коэффициента ползучести бетона $\varphi(\infty, t_0)$, определяемые по графическим зависимостям, показанным на рисунке 6.1, применимы для бетонов классов по прочности на сжатие не более C55/67.

Для бетонов классов по прочности на сжатие более C55/67 предельные значения коэффициентов ползучести $\varphi(\infty, t_0)$, полученные из рисунка 6.1, следует умножать на поправочный коэффициент, равный 1,2.

6.1.4.5[3. 1. 4(6)] Величину усадки бетона ε_{cs} следует определять по формуле:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t), \quad (6.9)$$

где:

$\varepsilon_{cd}(t)$ - часть усадки бетона, обусловленная испарением из него влаги (физическая усадка);

$\varepsilon_{ca}(t)$ - часть усадки бетона, обусловленная процессами твердения бетона (химическая усадка).

Величину усадки бетона $\varepsilon_{cd}(t)$ следует определять по формуле:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}, \quad (6.10)$$

где:

$\varepsilon_{cd,0}$ - предельные значения части усадки, которые допускается определять по таблице 6.4;

k_h - коэффициент, который зависит от приведенного размера сечения h_0 , принимаемый по таблице 6.3а.

$\beta_{ds}(t, t_s)$ - функция развития усадки бетона во времени, определяемая по формуле

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \left[\frac{(t-t_s)/t_1}{350(h_0/h_1)^2 + (t-t_s)/t_1} \right]^{0,5}, \quad (6.11)$$

t — возраст бетона, для которого рассчитывается величина части усадки;

t_s — возраст бетона к моменту окончания влажного хранения бетона;

$$h_0 = \frac{2A_c}{u};$$

A_c, u — соответственно площадь и периметр поперечного сечения элемента, мм;

$$h_1 = 100 \text{ мм};$$

$$t_1 = 1 \text{ сут.}$$

Предельные значения части усадки бетона $\varepsilon_{cd,0}$, приведены в таблице 6.4.

При определении промежуточных значений части усадки бетона $\varepsilon_{cd,0}$, по таблице 6.4 допускается линейная интерполяция.

Таблица 6.3а – Значения k_h в формуле (6.10)

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

Таблица 6.4 - Предельные значения части усадки бетона $\varepsilon_{cd,0}$, ‰

Класс бетона	$\varepsilon_{cd,0}$ при относительной влажности RH, %					
	20	40	60	80	90	100
20/25 и менее	–0,75	–0,70	–0,59	–0,20	–0,20	0,12
40/50	–0,60	–0,56	–0,47	–0,29	–0,16	0,10
60/75	–0,48	–0,45	–0,38	–0,24	–0,13	0,08
80/95	–0,39	–0,36	–0,30	–0,19	–0,11	0,06
90/105	–0,35	–0,33	–0,27	–0,17	0,06	0,06
ПРИМЕЧАНИЕ Знак «плюс» означает набухание бетона.						

6.1.4.6[3.1.4(6)] Величину части усадки бетона $\varepsilon_{ca}(t)$ следует определять по формуле

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca,\infty}, \quad (6.12)$$

где:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} \text{ и} \quad (6.13)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}); \quad (6.14)$$

t - время, сут.

6.1.4.7 В случае тепловой обработки сборных железобетонных элементов значения деформации ползучести допустимо определять согласно функции степени зрелости по формуле (Б.10) приложения Б.

6.1.4.8 Для расчета деформаций ползучести возраст бетона при нагружении t_0 (в сутках) в формуле (Б.5) должен быть заменен эквивалентным возрастом бетона, определенным по формулам (Б.9) и (Б.10) приложения Б.

6.1.4.9 В сборных элементах, подвергающихся тепловой обработке, можно исходить из того, что:

- во время термической обработки относительные деформации усадки незначительны;
- относительными деформациями аутогенной усадки можно пренебречь.

Примеры расчета к подразделу 6.1.4.

Пример 1.

Дано: Поперечное сечение преднапрягаемой балки показано на рис.6.1а. Бетон нормальный С30/37. Площадь поперечного сечения $A_c = 126000 \text{ мм}^2$, периметр сечения $u = 2360 \text{ мм}$. Относительная влажность бетона 80% ($RH=80\%$).

Определить: Усадку бетона данного сечения.

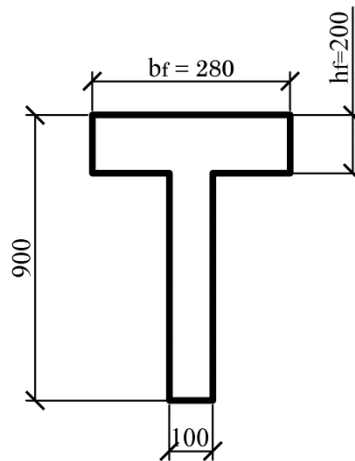


Рис.6.1а - К примеру 1.

Усадка бетона:

Усадка от испарения влаги из бетона:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (30 - 10) 10^{-6} = 50 \cdot 10^{-6}.$$

Через 30 дней

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}) = 1 - \exp(-0,2 \cdot 30^{0,5}) = 0,666.$$

Остаточная ползучесть после напряжения:

$$\varepsilon_{ca}(t) = (1 - \beta_{as}(t)) \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = (1 - 0,666) \cdot 50 \cdot 10^{-6} = 16,7 \cdot 10^{-6}$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 12,6 \cdot 10^4}{2360} = 106,8 \text{ мм.}$$

По таблице 3.2 СН РК EN 992-1-1 по интерполяции C30/37

$$\varepsilon_{cd,0} = 270 \cdot 10^{-6}$$

Для $h_0 = 106,8$; $k_h = 0,992$ по таблице 3.3 по интерполяции

Усадка от твердения бетона:

$$\varepsilon_{cd,0} \cdot k_h = 270 \cdot 10^{-6} \cdot 0,992 = 267,8 \cdot 10^{-6}.$$

$\beta_{ds}(t, t_s)$ - функция развития усадки бетона во времени, определяем по формуле

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}};$$

$t = 30$ - возраст бетона, для которого рассчитывается величина части усадки;

$t = 3$ - возраст бетона к моменту окончания влажного хранения бетона;

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(30 - 3)}{(30 - 3) + 0,04 \cdot \sqrt{106,8^3}} = 0,379.$$

Окончательная усадка бетона от твердения:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} = (1 - 0,379) \cdot 267,8 \cdot 10^{-6} = 166 \cdot 10^{-6}.$$

Суммарная усадка

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd}(t) + \varepsilon_{ca}(t) = 166 \cdot 10^{-6} + 16,7 \cdot 10^{-6} = 182,7 \cdot 10^{-6}.$$

6.1.5 Диаграммы деформирования бетона при одноосном напряженном состоянии

6.1.5.1 При одноосном напряженном состоянии следует принимать диаграмму деформирования бетона, устанавливающую связь между напряжениями σ_c и продольными относительными деформациями ε_c сжатого бетона при кратковременном действии однократно приложенной нагрузки вплоть до разрушения бетона.

В общем случае диаграмма деформирования бетона при осевом кратковременном сжатии имеет криволинейное очертание с ниспадающей ветвью (рисунок 6.2).

6.1.5.2 Для описания полной диаграммы деформирования бетона в условиях осевого кратковременного сжатия (рисунок 6.2) допускается использовать следующую аналитическую зависимость

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2) \cdot \eta}, \quad (6.15)$$

где:

f_{cm} – прочность бетона на осевое сжатие, установленная для проектирования конструкций, принимаемая по таблице 6.1;

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1} \quad (\varepsilon_{c1} < 0);$$

ε_{c1} - относительная деформация, соответствующая пиковой точке диаграммы деформирования, значение которой следует принимать по таблице 6.1;

$$k = \frac{1,05 \cdot E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}};$$

E_{cm} - модуль упругости бетона для нелинейных расчетов конструкций, ГПа, определяется по формуле

$$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

Зависимость (6.14) применима в интервале относительных деформаций $0 \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu1}|$, где:

ε_{cu1} - значение предельных относительных деформаций бетона при сжатии, принимаемое по таблице 6.1.

При расчете сечений по предельным состояниям несущей способности допускается принимать упрощенные диаграммы состояния для бетона: параболически-линейную или билинейную, состоящую из отдельных прямолинейных участков (см. рис. 6.2а, б), эквивалентные базовой диаграмме.

6.1.5.3 При описании характеристических диаграмм деформирования в качестве основной следует принимать базовую точку в вершине диаграммы с напряжениями, равными характеристическим значениям сопротивления бетона осевому сжатию f_{ck} .

Предельные значения относительных деформаций бетона ε_{cu1} , принимаемые в расчетах, не должны превышать значений, приведенных в таблице 6.1.

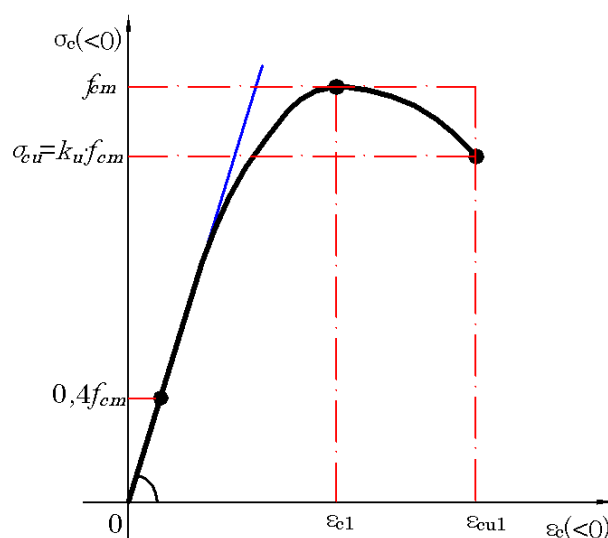


Рисунок 6.2 - Диаграмма деформирования бетона при осевом кратковременном сжатии

6.1.5.4 Расчетные значения напряжений в узловых точках диаграммы деформирования следует определять согласно указаниям 6.31, принимая вместо характеристических значений сопротивления бетона f_{ck} их расчетные значения f_{cd} с коэффициентом α_{cc} , учитывающим длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и т. д.

Значение коэффициента α_{cc} согласно Национальному приложению принято равным 0,85.

6.1.5.5 При расчете прочности сечений железобетонных конструкций допускается применять параболически-линейную диаграмму (рисунок 6.3а), для которой взаимосвязь между напряжениями и относительными деформациями описывается следующими зависимостями:

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right], \text{ при } 0 \leq |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c2}| \quad (6.16)$$

$$\sigma_c = f_{cd}, \text{ при } |\varepsilon_{c2}| \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu2}| \quad (6.17)$$

где:

n — показатель степени, принимаемый по таблице 6.1;

ε_{c2} — относительные деформации, соответствующие максимальным напряжениям на диаграмме, принимаемые по таблице 6.1;

ε_{cu2} — расчетные предельные относительные деформации бетона, принимаемые по таблице 6.1;

f_{cd} — расчетное сопротивление бетона сжатию, определяемое в соответствии с п.6.1.2.6.

При расчете прочности сечений предварительно напряженных железобетонных конструкций допускается использовать эквивалентную упрощенную билинейную диаграмму деформирования бетона при сжатии (рисунок 6.3б). Значения относительных деформаций ε_{c3} и ε_{cu3} следует принимать по таблице 6.1.

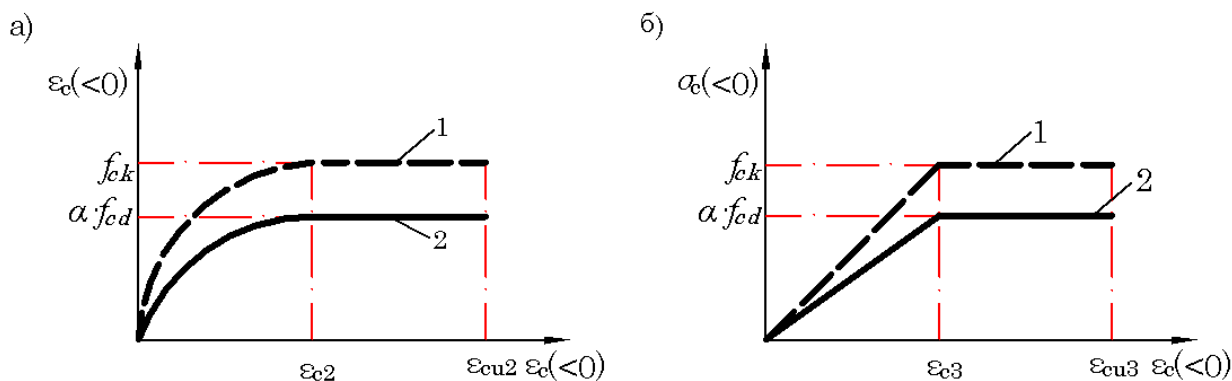


Рисунок 6.3 - Параболически-линейная (а) и упрощённая билинейная (б) диаграммы деформирования бетона при сжатии, применяемые при расчете прочности сечений предварительно напряженных железобетонных конструкций

6.1.5.6 При расчете прочности сечений простой формы с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней конструкции, и усилиями, действующими в плоскости симметрии, допускается применять прямоугольную эпюру распределения напряжений в пределах эффективной высоты сжатой зоны сечения согласно рис. 6.4.

На рис. 6.4 ε_{cu3} - расчетные предельные относительные деформации бетона, принимаемые по таблице 6.1.

Эффективную высоту сжатой зоны сечения следует определять в соответствии с положениями раздела 7.

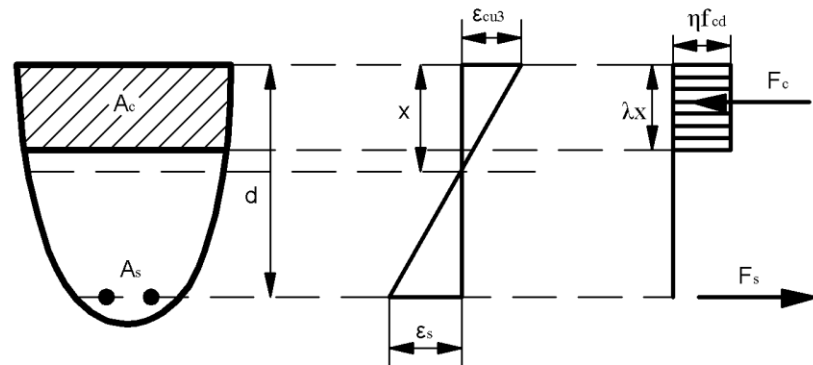


Рисунок 6.4 - . Прямоугольное распределение напряжений по высоте эффективной сжатой зоны сечения

Значение коэффициента λ , применяемого для определения эффективной высоты сжатой зоны сечения и значение коэффициента η для определения эффективной прочности следуют из:

$$\lambda = 0,8 \quad \text{для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа,} \quad (6.18)$$

$$\lambda = 0,8 - \frac{f_{ck} - 50}{400} \quad \text{для } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа,} \quad (6.19)$$

$$\eta = 1,0 \quad \text{для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа,} \quad (6.20)$$

$$\eta = 1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \quad \text{для } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ МПа,} \quad (6.21)$$

Если ширина сжатой зоны сечения уменьшается по направлению к более сжатой грани сечения, то значение $\eta \cdot f_{cd}$ следует уменьшить на 10 %.

6.1.5.7 Зависимость между прочностью бетона на растяжение при изгибе $f_{ctm,fl}$ и средней прочностью на осевое растяжение f_{ctm} допускается принимать в следующем виде

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm}; f_{ctm} \right\} \quad (6.22)$$

где:

h - полная высота элемента, мм;

f_{ctm} - средняя прочность на осевое растяжение, принимаемая по таблице 6.1.

6.1.5.8 Зависимость между прочностью бетона на растяжение при изгибе $f_{ctm,cl}$ и средней прочностью на осевое растяжение f_{ctm} допускается принимать в следующем виде

$$f_{ctm,cl} = f_{ctm} \cdot \left[\frac{1+0,06h^{0,7}}{0,06h^{0,7}} \right] \quad (6.23)$$

где:

h - полная высота элемента, мм;

f_{ctm} - средняя прочность на осевое растяжение, принимаемая по таблице 6.1.

6.2 Арматура

6.2.1 Классы арматуры

6.2.1.1 В качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных конструкций следует применять стержневую арматуру классов S800, S1000, проволочную класса S1200 и канатную арматуру класса S1400. По способу производства арматура может быть горячекатаной (в том числе упрочненной вытяжкой), термомеханически упрочненной, холоднодеформированной.

Требования к механическим свойствам арматуры регламентируются соответствующими стандартами.

В приложении Г приведены свойства отдельных видов высокопрочной арматурной стали (проволока, канаты, стержни) по стандарту СТ РК EN 10138, применяемой в качестве напрягаемой арматуры.

6.2.1.2 В качестве ненапрягаемой арматуры следует использовать арматуру классов S400, S500.

Физико-механические характеристики для ненапрягаемой арматуры изложены в нормативно-техническом пособии НТП-02-01-2011 «Проектирование бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СН РК EN 1992-1-1:2004/2011)».

6.2.2 Характеристические и расчетные сопротивления напрягаемой арматуры

6.2.2.1 Для арматурных сталей стандартом СТ РК EN 10138 установлены характеристические значения предельной прочности на растяжение, условного предела

текучести при остаточной относительной деформации 0,1% и относительные деформации при достижении максимальной нагрузки, обозначенные соответственно f_{pk} , $f_{p0,1k}$ и ε_{uk} . Зависимость, связывающую f_{pk} и $f_{p0,1k}$ см. п.6.2.2.6 и 6.2.3.3.

6.2.2.2 Стандарт СТ РК EN 10138 распространяется на характеристические минимальные и максимальные значения, получаемые на основании постоянного контроля качества в процессе производства. Напротив, значения $f_{p0,1k}$ и f_{pk} отображают характеристические значения условного предела текучести при остаточной деформации 0,1 % и предела прочности при растяжении напрягаемой стали, используемой в конструкции. Прямая связь между обеими группами значений отсутствует. Установленные EN 10138 характеристические значения усилия $F_{p0,1k}$, при остаточной деформации 0,1 %, деленные на площадь поперечного сечения S_n , вместе с методами оценки и подтверждения предоставляют достаточно возможностей для получения значения $f_{p0,1k}$. Характеристические значения условного предела текучести при остаточной деформации 0,1 % ($f_{p0,1k}$) и предела прочности на растяжение (f_{pk}) определяются как характеристические значения нагрузки при остаточной деформации 0,1 % и максимальной нагрузки при осевом растяжении соответственно, деленные на номинальную площадь поперечного сечения (рисунок 6.5). Характеристики напрягаемой арматуры приведены в таблице 6.5 и приложении Г.

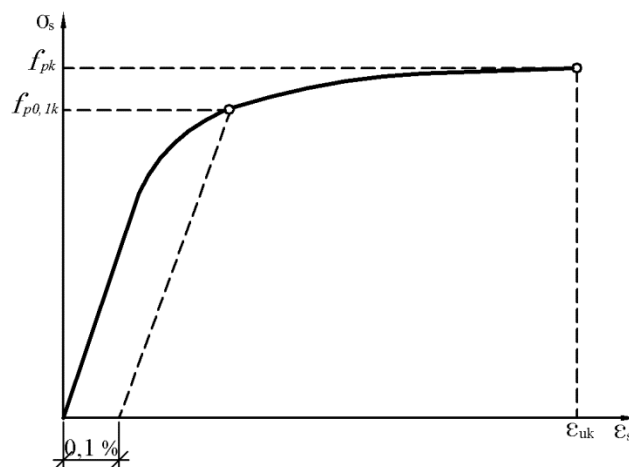


Рисунок 6.5 - Общий вид и параметрические точки диаграммы деформирования напрягаемой арматуры

6.2.2.3 Расчетное сопротивление арматуры $f_{p0,1d}$ определяют путем деления характеристического сопротивления $f_{p0,1k}$ на частный коэффициент безопасности по арматуре γ_s , равный 1,15:

$$f_{p0,1d} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} \quad (6.24)$$

При отсутствии характеристических значений усилия $F_{p0,1k}$, при остаточной деформации 0,1% для определения расчетного сопротивления арматуры $f_{p0,1d}$ можно

использовать следующую зависимость, связывающую условные пределы текучести при остаточных деформациях 0,1% и 0,2%.

$$f_{p0,1d} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{0,9 \cdot f_{p0,2k}}{\gamma_s}. \quad (6.25)$$

6.2.2.4 При благоприятном эффекте предварительного напряжения для постоянных и переменных расчетных ситуаций для проверки предельного состояния по несущей способности расчетное значение усилия предварительного напряжения равно среднему расчетному значению усилия предварительного напряжения:

$$F_{0,1d} = F_{pdm} \quad (6.26)$$

Расчетное значение усилия предварительного напряжения при проверке предельного состояния по устойчивости при неблагоприятном действии усилия обжатия определяется с повышающим коэффициентом $\gamma_{P,unfav} = 1,3$.

6.2.2.6[2.4.2.2(3)] При проверке местных (локальных) эффектов следует применять значение $\gamma_{P,unfav}$, равное 1,2. Местные (локальные) эффекты от анкеровки предварительно напрягаемых арматурных элементов рассмотрены в разделе 9.

6.2.2.7[2.4.2.3] При расчете на выносливость значение частного коэффициента безопасности для напрягаемой арматуры $\gamma_{S,fat}$ следует применять равным 1,0.

6.2.2.8 Пластичность при растяжении для напрягающих элементов считается достаточной, если $f_{pk}/f_{p0,1k} \geq 1,1$ и напрягающие элементы достигают установленного значения удлинения при максимальной нагрузке согласно СТ РК EN 10138.

Пластичность при изгибе считается достаточной, если напрягающие элементы удовлетворяют требованиям способности к загибу согласно СТ РК EN ISO 15630.

Таблица 6.5. Характеристики напрягаемой арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	$k = f_{pk(tk)}/f_{p0,1k}$	Характеристическое сопротивление $f_{p0,2k}$, Н/мм ²	Характеристическое сопротивление $f_{p0,1k}$ Н/мм ²	Расчетное сопротивление $f_{p0,1d}$, Н/мм ²
S600	10-40	1,48	600	540	470
S800	10-32	1,38	800	720	626
S1000	10-32	1,38	1000	900	783
S1200	6-32	1,35	1200	1080	939

6.2.3 Деформационные характеристики арматуры

6.2.3.1 Зависимость « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » для напрягаемой арматуры предварительно напряженных конструкций следует принимать в соответствии с диаграммой рисунка 6.8.

6.2.3.2 При расчете прочности сечений предварительно напряженных элементов могут быть приняты следующие допущения (см. рис. 6.6):

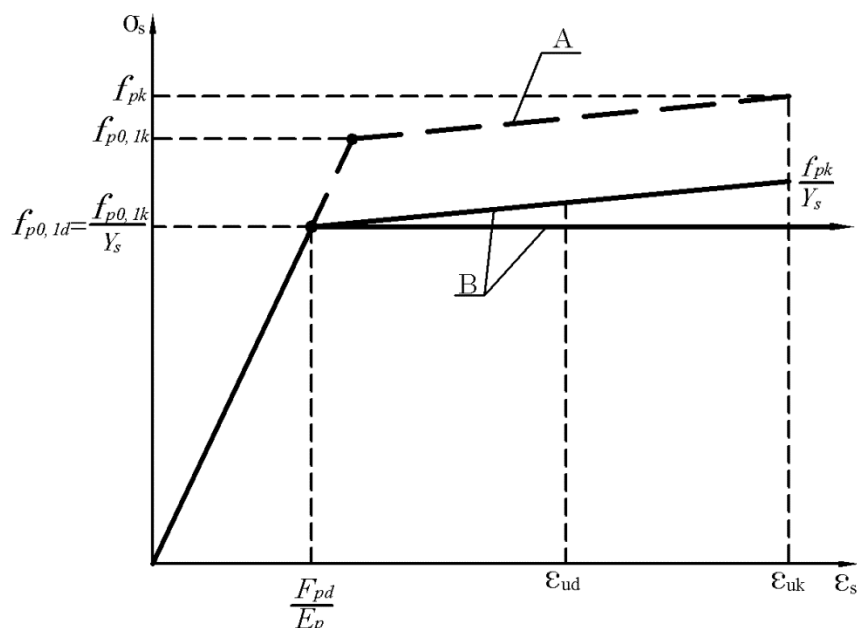
- наклонная ветвь на диаграмме деформирования ограничивается предельным относительным удлинением ε_{ud} ;
- наклонная ветвь на диаграмме деформирования заменяется горизонтальной ветвью без ограничения предельных относительных деформаций.

6.2.3.3 Расчетное значение предельной относительной деформации ε_{ud} рекомендуется принимать равным $0,9\varepsilon_{uk}$. Если более точные значения неизвестны, то рекомендуемые значения составляют: $\varepsilon_{ud} = 0,02$ и $f_{p0,1k}/f_{pk} = 0,9$.

6.2.3.4 Расчетное значение модуля упругости E_p для стержней и проволоки может быть принято равным 205 ГПа. Фактические значения модуля упругости E_p для стержней и проволоки могут находиться в интервале от 195 до 210 ГПа.

Расчетное значение модуля упругости E_p для канатов может быть принято равным 195 ГПа. Фактические значения модуля упругости E_p для канатов могут находиться в интервале от 185 до 210 ГПа.

Допускается принимать расчетные значения модуля упругости E_p по сертификатам, сопровождающим поставляемую партию напрягаемой арматуры.



А - идеализированная; В - расчетная

Рисунок 6.6 - Зависимость « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » для напрягаемой арматуры

6.3 Предварительные напряжения арматуры

6.3.1 Общие положения

6.3.1.1 Предварительное напряжение P , вызываемое арматурой, классифицируется как постоянное воздействие, которое создается контролируемым приложением сил.

6.3.1.2 В качестве напрягаемой арматуры или напрягающих элементов, рассматриваемых в настоящем Пособии, используются проволока, канаты и стержни, изготовленные из высокопрочной стали согласно стандарту СТ РК EN 10138.

Напрягающие элементы из проволоки и стержней не должны подвергаться сварке. В канатах допускается использование проволоки со сварными швами, выполненными до холодного волочения проволоки.

Напрягающие элементы располагаются, как правило, в растянутой зоне сечения. Предварительное напряжение создается посредством натяжения напрягающих элементов как до, так и после бетонирования конструкций.

При предварительном напряжении, создаваемом до бетонирования конструкций, вначале производят натяжение напрягающих элементов на упоры формы или стенда (англ. *pretensioned* – пред-натяжение) с последующим бетонированием конструкций. Передачу усилия предварительного обжатия производят на затвердевший бетон с требуемой передаточной прочностью за счет сцепления арматуры с бетоном. Натяжение напрягающих элементов на упоры производится механическим, электротермическим или электротермомеханическим способом. При пред-натяжении применяются стержневая арматура, высокопрочная проволока в виде пакетов и арматурные канаты.

При предварительном напряжении, создаваемом после бетонирования конструкций, производят натяжение напрягающих элементов на затвердевший бетон заданной прочности (англ. *post-tensioned* – пост-натяжение), а усилие предварительного обжатия передается на конструкцию при помощи механического закрепления арматуры. При пост-натяжении напрягающие элементы могут быть размещены как в конструкции, так и вне конструкции. При размещении в конструкции напрягающие элементы располагаются в каналах с последующим инъецированием или без последующего инъецирования каналов раствором или другими материалами. Вне конструкции напрягающие элементы размещаются с точками контакта, образуемыми отгибными приспособлениями (девиаторами) и анкерами. Натяжение напрягающих элементов на бетон производится, как правило, механическим способом. При натяжении на бетон применяются высокопрочная проволока в виде пучков и арматурные канаты. Напрягающие элементы при пост-натяжении могут иметь или не иметь сцепления с бетоном. При расположении внутри конструкции без инъецирования в каналы раствора и расположения вне конструкции напрягающие элементы не имеют сцепления с бетоном.

6.3.1.3 Предельные состояния предварительно напряженных конструкций следует проверять для постоянной расчетной ситуации в момент времени $t = \infty$ и переходной

ситуации для $t = 0$, соответствующей стадии изготовления, а также при других переходных ситуациях, требующих проверки. При проверке предельных состояний предварительно напряженной конструкции следует принимать соответствующие для рассматриваемой ситуации расчетные значения усилий предварительного обжатия с учетом потерь предварительного напряжения.

6.3.1.4 Потери предварительного напряжения следует рассчитывать в зависимости от нормальных напряжений, определенных в переходной и постоянной расчетной ситуации. Эти напряжения следует определять от действия характеристических нагрузок и средних значений усилий предварительного напряжения $P_{m,0}(x)$ и $P_{m,t}(x)$.

Потери предварительного напряжения следует рассчитывать в порядке их проявления в соответствии с требованиями настоящего раздела.

6.3.1.5 Расчет предварительно напряженных элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, в общем случае следует производить по деформационной модели, принимая следующие расчетные характеристики арматуры при $\gamma_s = 1,15$:

- напрягаемой $f_{p0,1d} = f_{p0,1k}/1,15 = 0,9 \cdot f_{p0,2k}/1,15$;
- ненапрягаемой $f_{yd} = f_{yk}/1,15$.

6.3.1.6 Расчет по прочности на срез наклонных сечений следует производить в соответствии с требованиями главы 7 с учетом влияния усилия предварительного обжатия.

6.3.1.7 При расчете предварительно напряженных конструкций по предельным состояниям эксплуатационной пригодности необходимо проверять следующие критерии:

а) ограничение напряжений:

– в бетоне:

$$\sigma_c \leq 0,45f_{ck} \text{ - верхняя граница ползучести;}$$

$$\sigma_c \leq 0,60f_{ck} \text{ - возможность образования продольных трещин;}$$

$\sigma_{ct} \leq 0$ - отсутствие растяжения (при выполнении требований для соответствующих классов по условиям эксплуатации конструкции по таблице 5.2);

– в напрягаемой арматуре:

$$\sigma_p \leq 0,75f_{p0,1k};$$

– в ненапрягаемой арматуре:

$$\sigma_s \leq 0,8f_{yk};$$

б) ограничение ширины раскрытия трещин до w_{max} согласно таблице 8.1;

в) ограничение прогибов.

6.3.1.8 Предварительно напряженные элементы должны иметь в растянутой зоне такое количество стержней, чтобы разрыв одного или нескольких из них не приводил бы к внезапному (хрупкому) разрушению конструкции. Минимальное количество напрягаемых стержней приведено в таблице 6.6.

Таблица 6.6 - Минимальное количество напрягаемых стержней в растянутой зоне

Вид стержня	Минимальное количество, шт
Отдельные проволоки	3
Один канат или одна прядь, состоящая не менее, чем из семи проволок	1
Канаты с меньшим числом проволок	3

6.3.2 Назначение величины предварительного напряжения в напрягаемой арматуре

6.3.2.1[5.10.2.1(1)P] Усилие, прилагаемое к напрягающему элементу, P_{max} (т.е. усилие на конце элемента во время натяжения), не должно превышать следующее значение:

$$P_{max} \leq A_p \cdot \sigma_{p,max}, \quad (6.27)$$

$$\sigma_{p,max} = \min\{0,8f_{pk}; 0,9 f_{p0,1k}\}. \quad (6.28)$$

где

A_p - площадь сечения напрягающего элемента;

$\sigma_{p,max}$ - максимальное напряжение, приложенное к напрягающему элементу.

6.3.2.2[5.102.1(2)] Перенапряжение при натяжении напрягаемой арматуры допустимо в том случае, если усилие натяжения на анкерном устройстве может быть измерено с точностью $\pm 5\%$ от конечного контролируемого усилия натяжения. В этом случае может быть увеличено максимальное усилие натяжения P_{max} до $0,95P_{max} \cdot A_p$ (например, при возникновении неожиданно высокого трения при предварительном натяжении очень длинных напрягающих элементов).

6.4 Потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре

6.4.1 Виды потерь предварительного напряжения

6.4.1.1 Потери предварительного напряжения в зависимости от этапов его создания в конструкции подразделяются на две группы:

- **прямые потери**, происходящие в процессе изготовления конструкции и обусловленные, главным образом, технологией натяжения напрягающих элементов;
- **потери**, происходящие после передачи усилия обжатия и **развивающиеся во времени** в процессе эксплуатации конструкции и обусловленные, главным образом, реологическими свойствами материалов.

6.4.1.2 К прямым потерям, которые проявляются при изготовлении конструкции, в общем случае относятся:

- потери, обусловленные трением:
 - а) потери от внутреннего трения в натяжных устройствах;
 - б) потери от трения в технологических захватах и об огибающие приспособления;

- в) потери от трения в бетонных каналах при натяжении арматуры на бетон;
- потери при пред-натяжении арматуры;
- г) потери от проскальзывания арматуры в технологических захватах;
- д) потери от частичной релаксации напрягаемой арматуры;
- е) потери, вызванные температурными перепадами;
- ж) потери, связанные с деформациями стальных форм или упоров.

6.4.1.3 К потерям, развивающимся во времени после передачи усилия обжатия, в общем случае относятся:

- з) потери от проскальзывания арматуры в анкерах (при пост-натяжении);
- и) потери, обусловленные упругими деформациями бетона;
- к) потери от длительной релаксации напрягаемой арматуры;
- л) потери от усадки бетона;
- м) потери от ползучести бетона;
- н) потери от длительных деформаций стыковых соединения (например, в предварительно напряженных конструкциях, составленных из отдельных блоков, обжатия бетона под витками спиральной арматуры).

6.4.2 Прямые потери

6.4.2.1 Потери от релаксации напряжений арматуры следует определять по формулам:

- а) при механическом способе натяжения:
 - проволоочной

$$\Delta P_{tr} = \left(0,22 \frac{\sigma_{p,max}}{f_{p0,1k}} - 0,1 \right) \sigma_{p,max} \cdot A_p; \quad (6.29)$$

- стержневой

$$\Delta P_{ir} = (0,1 \sigma_{p,max} - 20) \cdot A_p; \quad (6.30)$$

- б) при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения:
 - проволоочной

$$\Delta P_{tr} = 0,05 \cdot \sigma_{p,max} \cdot A_p, \quad (6.31)$$

- стержневой

$$\Delta P_{ir} = 0,03 \cdot \sigma_{p,max} \cdot A_p, \quad (6.32)$$

Если потери предварительного напряжения, определенные по формулам (6.29-6.32), окажутся отрицательными, их следует принимать равными нулю.

Допускается определять потери от релаксации напряжений арматуры на стадии изготовления конструкции в зависимости от ее релаксационного класса и начального уровня натяжения по таблицам 6.7 и 6.8.

ПРИМЕЧАНИЕ Релаксация ускоряется во время применения термической обработки, когда одновременно развиваются температурные деформации. В конечном счете, степень релаксации уменьшается в конце тепловой обработки.

6.4.2.2 Для сборных пред-натягиваемых элементов эквивалентное время t_{eq} должно быть добавлено ко времени, прошедшему после предварительного натяжения t , в функциях времени релаксации, приведенных в 6.4.2.1, для учета влияния термической обработки на потери предварительного натяжения из-за релаксации напряженной стали. Эквивалентное время может быть определено по следующей формуле:

$$t_{eq} = \frac{1,14 T_{max} - 20}{T_{max} - 20} \sum_{i=1}^n (T_{(\Delta t_i)} - 20) \cdot \Delta t_i, \quad (6.33)$$

где t_{eq} - эквивалентное время, ч;

$T_{(\Delta t_i)}$ - температура, °C, в течение интервала времени Δt_i ;

T_{max} - максимальная температура, °C, во время термической обработки.

6.4.2.3 Потери от температурного перепада, определяемого как разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона, следует рассчитывать по формулам:

- для бетонов классов от C16/20 до C30/37

$$\Delta P_{\Delta T} = 1,25 \cdot \Delta T \cdot A_p, \quad (6.34)$$

- для бетонов классов C35/45 и выше

$$\Delta P_{\Delta T} = 1,0 \cdot \Delta T \cdot A_p, \quad (6.35)$$

где:

A_p - в мм²;

$\Delta P_{\Delta T}$ - в Н;

ΔT - разность между температурой нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны прогрева), воспринимающих усилие натяжения, °C, при отсутствии точных данных допускается принимать $\Delta T = 65^\circ\text{C}$.

При подтягивании напрягаемой арматуры в процессе термообработки на величину, компенсирующую потери от температурного перепада, последние принимают равными нулю.

Таблица 6.7 - Максимальные потери начальных напряжений в арматуре

Показатель	Релаксационный класс арматуры	Вид арматуры	Уровень предварительного напряжения арматуры $\sigma_{p,max}/f_{pk}$		
			0,6	0,7	0,8
Максимальные потери начальных напряжений после 1000ч выдержки при $t = 20^{\circ}\text{C}$ (в процентах)	1	Проволока	4,5	8,0	12,0
	2	Канаты	1,0	2,5	4,5
	3	Стержни	1,5	4,0	7,0

Таблица 6.8. Потери предварительного напряжения от релаксации на стадии изготовления конструкции

Время, ч	1	5	20	100	200	500	1000
Потери от релаксации в процентах от потерь, установленных после 1000ч выдержки при $t = 20^{\circ}\text{C}$ (для соответствующего релаксационного класса)	40	60	70	85	90	95	100

6.4.2.4 При тепловой обработке сборных железобетонных элементов снижение натяжения в напрягающих элементах и ограниченное расширение бетона вследствие изменения температуры приводит к специфической термической потере ΔP_{θ} . Величина потери может быть рассчитана по формуле (6.36).

$$\Delta P_{\theta} = 0,5 \cdot A_p \cdot E_p \cdot \alpha_t \cdot (T_{max} - T_0), \quad (6.36)$$

где:

A_p - площадь сечения напрягающих элементов;

E_p - модуль упругости напрягающих элементов;

α_t - коэффициент теплового линейного расширения бетона (см. п.6.1.3 3);

$T_{max} - T_0$ - разность между максимальной и начальной температурой в бетоне, окружающем напрягающие элементы, $^{\circ}\text{C}$.

ПРИМЕЧАНИЕ Потери усилия натяжения ΔP_{θ} , вызванные расширением вследствие тепловой обработки, могут быть проигнорированы, если выполняется предварительный нагрев напрягающих элементов.

6.4.2.5 Потери от деформации анкеров, расположенных в зоне натяжных устройств, при натяжении на упоры следует рассчитывать по формуле, мм:

$$\Delta P_A = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s \cdot A_p, \quad (6.37)$$

где:

l - длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров стенда или формы), мм;

Δl - обжатие опрессованных шайб, смятие высаженных головок и т. п., принимаемое равным 2мм; смещение стержней в инвентарных зажимах, определяемое по формуле, мм:

$$\Delta l = 1,25 + 0,15\phi,$$

ϕ - диаметр натягиваемого стержня, мм.

6.4.2.6 Потери, вызванные проскальзыванием напрягаемой арматуры в анкерных устройствах, происходящие на длине зоны проскальзывания x_0 (рисунок 6.7), при натяжении арматуры на бетон следует определять по формуле:

$$\Delta P_{sl} = 2a_p \frac{x_0 - x}{x_0^2} \cdot E_s \cdot A_p, \quad (6.38)$$

где:

a_p - величина проскальзывания, определяемая опытным путем для соответствующего типа анкерного устройства; для анкеров стаканного типа, колодок с пробками следует принимать $a_p \geq 5$ мм;

x - длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения; в случае, если $x \geq x_0$ следует принимать $\Delta P_{sl} = 0$.

Длину участка x_0 следует определять по формулам:

- для прямолинейных стержней

$$x_0 = \sqrt{\frac{a_p \cdot E_s \cdot A_p}{\mu \cdot k \cdot P_{0,sl}}}, \quad (6.39)$$

- для отогнутых (криволинейных) стержней

$$x_0 = \frac{r}{\mu} \cdot \ln \frac{1}{1 - \sqrt{\frac{a_p \cdot \mu \cdot E_s \cdot A_p}{r \cdot P_{0,sl}}}}, \quad (6.40)$$

где:

μ - коэффициент трения напрягаемой арматуры о стенки канала, который следует принимать:

- при трении проволоки по металлической поверхности оболочки -0,17;
- при трении пучков, канатов по металлической поверхности оболочки -0,19;
- при трении гладких стержней по металлической поверхности оболочки -0,35;
- то же, для стержней периодического профиля -0,65;
- при трении пучков, канатов по бетонной поверхности -0,55;

k - угол отклонения оси трассы напрягаемого стержня на единице длины $0,005 < k < 0,010$ рад/м;

$P_{0,sl}$ - усилие предварительного напряжения с учетом потерь к моменту анкеровки.

6.4.2.7 Потери, вызванные деформациями стальной формы, при закреплении на ее упорах напрягаемой арматуры следует определять по формуле

$$\Delta P_f = \eta \cdot \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s \cdot A_p, \quad (6.41)$$

где:

η - коэффициент, определяемый по формулам:

а) при натяжении арматуры домкратом

$$\eta = \frac{n - 1}{2n};$$

б) при натяжении арматуры намоточной машиной электромеханическим способом (50% усилия создается грузом)

$$\eta = \frac{n - 1}{4n},$$

здесь:

n - число групп стержней, натягиваемых одновременно;

Δl - сближение упоров по линии действия усилия P_0 , определяемое из расчета деформации формы;

l - расстояние между наружными гранями упоров.

При отсутствии данных о технологии изготовления изделий и конструкции формы потери усилия предварительного напряжения от ее деформаций принимают равными $30A_p$, в Н, где A_p - в мм².

При электротермическом способе натяжения потери от деформации формы в расчете не учитываются, т. к. они учтены при определении полного удлинения арматуры.

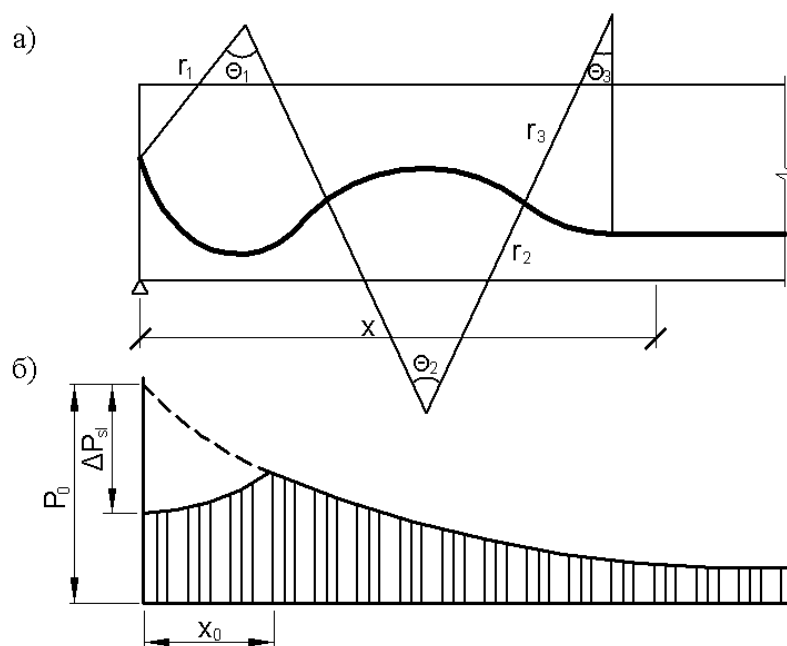


Рисунок 6.7 - Обозначения, принятые при расчете потерь, вызванных:
а - трением; б - проскальзыванием арматуры в анкерных устройствах

6.4.2.8 Потери, вызванные трением арматуры о стенки каналов или о поверхность бетона конструкции, для напрягаемой арматуры как с прямолинейной так и с криволинейной трассой потери при натяжении на бетон следует определять по формуле

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{max} \cdot (1 - e^{-\mu(\theta + kx)}), \quad (6.42)$$

где:

θ - суммарный угол поворота на расстоянии x (независимо от направления и знака);

μ - коэффициент трения между напрягающим элементом и его каналом;

k - случайный угол поворота (на единицу длины) внутреннего напрягающего элемента;

x - расстояние вдоль напрягающего элемента от места, где усилие предварительного напряжения равно P_{max} (усилие на натягиваемом конце).

Значения μ и k указаны в соответствующих Европейских технических сертификатах. Значение μ зависит от свойств поверхности напрягающих элементов и каналов, от наличия ржавчины, кроме того, от удлинения напрягающего элемента и его профиля.

Значение k для случайного угла поворота зависит от качества производства работ, расстояния между местами закрепления напрягающих элементов, использованного типа канала или оболочки, а также степени вибрации при укладке бетона.

(2) При отсутствии данных в Европейских технических сертификатах при применении формулы (6.50) могут быть приняты значения μ , приведенные в таблице 6.9.

(3) При отсутствии данных в Европейских технических сертификатах значения случайного угла поворота для внутренних напрягающих элементов, как правило, находятся в пределах $0,005 < k < 0,01$ на 1 м.

(4) При внешних напрягающих элементах потери усилия напряжения из-за случайных угловых поворотов допускается не учитывать.

Таблица 6.9 - Коэффициенты трения μ для пост-натягиваемых напрягающих элементов, располагаемых в конструкции, и внешних напрягающих элементов без сцепления

	Внутренние напрягающие элементы ¹⁾	Внешние напрягающие элементы без сцепления			
		Стальной канал/несмазанный	HDPE канал/несмазанный	Стальной канал/смазанный	HDPE канал/смазанный
Холоднотянутая проволока	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Канат	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Стержни периодического профиля	0,65	—	—	—	—
Гладкие круглые стержни	0,33	—	—	—	—
¹⁾ Для напрягающих элементов, которые заполняют примерно половину канала.					

ПРИМЕЧАНИЕ HDPE - высокоплотный полиэтилен.

6.4.2.9 Потери, вызванные трением напрягаемой арматуры об огибающие приспособления, при ее натяжении на упоры, следует определять по следующей формуле:

$$\Delta P_{\mu}(x) = [1 - \exp(-0.25\theta)] \quad (6.43)$$

6.4.2.10 Потери, вызванные упругой деформацией бетона, следует определять для элементов с натяжением напрягаемой арматуры на упоры. В элементах с натяжением арматуры на бетон этот вид потерь следует учитывать только в случае последовательного отпуска напрягаемых стержней.

Значения потерь следует определять по формулам:

- при натяжении на упоры

$$\Delta P_{el} = \alpha \cdot \rho_p \cdot \left(1 + z_{cp}^2 \cdot \frac{A_c}{I_c}\right) \cdot P_{0,c}; \quad (6.44)$$

где:

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c};$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}};$$

n - количество напрягаемых стержней;

$P_{0,c}$ - усилие предварительного напряжения с учетом потерь, реализованных к моменту обжатия бетона.

— при натяжении на бетон

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \sum \frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)}, \quad (6.45)$$

где:

$\Delta \sigma_c(t)$ - изменение напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягающих элементов в момент времени t ;

j - коэффициент, равный:

$(n - 1)/2n$, где n - количество идентичных напрягающих элементов, натягиваемых последовательно. Приближенно j может быть принято равным 0,5;

Усилие предварительного обжатия $P_{m0}(x)$ к моменту времени $t = t_0$, действующее непосредственно после передачи усилия предварительного обжатия на конструкцию (при натяжении на упоры) или после завершения натяжения (при натяжении на бетон), должно быть не более [5.10.3(2)]:

$$P_{m0}(x) = \sigma_{pm0}(x) \cdot A_p \leq 0,85 f_{p0,1k} \quad (6.46)$$

В формуле (6.54) величину $P_{m0}(x)$ определяют

— для элементов с натяжением на упоры

$$P_{m0}(x) = P_{max} - \Delta P_{el} - \Delta P_{ir} - \Delta P_{\mu}(x) - \Delta P_{\Delta T} - \Delta P_A - \Delta P_f; \quad (6.47)$$

— для элементов с натяжением на бетон

$$P_{m0}(x) = P_{max} - \Delta P_{el} - \Delta P_{ir} - \Delta P_{\mu}(x) - \Delta P_{sl}. \quad (6.48)$$

6.4.3 Потери, зависящие от времени

6.4.3.1 При расчете среднего значения усилия предварительного обжатия $P_{m,t}(x)$ к моменту времени эксплуатации конструкции $t > t_0$ дополнительно к прямым потерям, следует учитывать потери от усадки и ползучести бетона, долговременной

релаксации напрягаемой арматуры, а также потери от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры и обжатия стыков между отдельными блоками для конструкций, в которых натяжение арматуры осуществляется на бетон.

6.4.3.2 Реологические потери, вызванные ползучестью и усадкой бетона, а также длительной релаксацией напряжений в арматуре следует определять по формуле:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r}, \quad (6.49)$$

где:

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ - потери предварительного напряжения, вызванные ползучестью, усадкой и релаксацией напряжений на расстоянии x от анкерного устройства в момент времени t :

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,Qp}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) \cdot [1 + 0,8] \varphi(t, t_0)}, \quad (6.50)$$

ε_{cs} - ожидаемое значение усадки бетона к моменту времени t , определяемое по приложению Б либо принимаемое в соответствии с указаниями настоящего раздела;

$\varphi(t, t_0)$ - коэффициент ползучести бетона за период времени от t_0 до t , определяемый по приложению Б либо принимаемый в соответствии с указаниями настоящего раздела;

$\sigma_{c,Qp}$ - напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от квази постоянной комбинации нагрузок, включая собственный вес;

$\Delta \sigma_{pr}$ - изменения напряжений в напрягаемой арматуре в расчетном сечении, вызванные релаксацией арматурной стали. Допускается определять по таблицам 6.7 и 6.8 в зависимости от уровня напряжений $\sigma_{0,max}/f_{pk}$, принимая $\sigma_{0,max} = \sigma_{pg,0}$; $\sigma_{pg,0}$ - напряжения в арматуре, вызванные натяжением (с учетом прямых потерь в момент времени $t = t_0$) и действием квази постоянной комбинации нагрузок. При этом суммарная величина изменения напряжений в напрягаемой арматуре в расчетном сечении от релаксации арматурной стали и от потерь $\sigma_{pr,0} = P_{ir}/A_p$, где P_{ir} определяемая по формуле (6.37), не должна превышать максимальные потери начальных напряжений в арматуре по таблице 6.7 при $\sigma_{0,max}/f_{pk} = 0,8$;

$\alpha_p = E_p/E_{cm}$ - коэффициент приведения напрягаемой арматуры;

E_p - модуль упругости напрягаемой арматуры;

A_c, I_c - соответственно площадь и момент инерции сечения;

z_{cp} - расстояние между центрами тяжести сечения и напрягаемой арматуры.

В формуле (6.50) сжимающие напряжения и соответствующие относительные деформации следует принимать со знаком «плюс»;

$\sigma_{cp,0}$ - начальное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от действия усилия предварительного обжатия (с учетом прямых потерь в момент времени $t = t_0$), определяемое как для упругих материалов по приведенному сечению согласно формуле:

$$\sigma_{cp,0} = \frac{P_{m0}(x)}{A_{red}} \pm \frac{P_{m0}(x) \cdot e_{op1} \cdot y_s}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot y_s}{I_{red}}; \quad (6.51)$$

где:

$P_{m0}(x)$ - усилие предварительного обжатия с учетом прямых потерь, равное

$$P_{m0}(x) = (A_{p1} + A_{p2})(\sigma_{p,max} - \Delta\sigma_{pm0}(x)) \quad (6.52)$$

здесь

$\Delta\sigma_{pm0}(x)$ - сумма прямых потерь напряжения;

e_{op1} - эксцентриситет усилия P_{max} с учетом прямых потерь относительно центра тяжести приведенного сечения элемента, равный

$$e_{op1} = \frac{A_{p1} \cdot y_{p1} - A_{p2} \cdot y_{p2}}{A_{p1} + A_{p2}} \quad (6.53)$$

здесь y_{p1}, y_{p2} - см. рис.6.10;

y_s - расстояние между центрами тяжести рассматриваемой напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения элемента (т.е. y_{p1} или y_{p2})

M - изгибающий момент от собственного веса элемента, действующий в стадии обжатия в рассматриваемом сечении;

A_{red} и I_{red} - площадь приведенного сечения и ее момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения, определяются в соответствии с 6.4.3.3.

В формуле (6.51) сжимающие напряжения учитываются со знаком "плюс", а растягивающие - со знаком "минус".

Если $\sigma_{cp,0} < 0$, то потери от ползучести и усадки бетона принимаются равными нулю.

6.4.3.3 Приведенное сечение включает в себя площадь сечения бетона и площадь сечения всей продольной арматуры (напрягаемой и ненапрягаемой) с коэффициентом приведения арматуры к бетону $\alpha = E_s/E_{cm}$.

Геометрические характеристики приведенного сечения определяются по формулам:

– площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_{p1} + \alpha \cdot A_{p2} + \alpha \cdot A_{s1} + \alpha \cdot A_{s2} \quad (6.54)$$

– расстояние от центра тяжести приведенного сечения до растянутой в стадии эксплуатации грани

$$y = \frac{S + \alpha \cdot A_{p1} \cdot c_p + \alpha \cdot A_{p2} \cdot (h - c_{p1}) + \alpha \cdot A_{s1} \cdot c + \alpha \cdot A_{s2} \cdot (h - c_1)}{A_{red}} \quad (6.55)$$

где S - статический момент сечения бетона относительно растянутой грани;

– момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$I_{red} = I + \alpha \cdot A_{p1} y_{p1}^2 + \alpha \cdot A_{p2} y_{p2}^2 + \alpha \cdot A_{s1} y_{s1}^2 + \alpha \cdot A_{s2} y_{s2}^2 \quad (6.56)$$

где: $y_{p1} = y - c_{p1}$; $y_{p2} = h - c_{p2} - y$; $y_{s1} = y - c_1$; $y_{s2} = h - c_2 - y$. (см. рис.6.8).

Допускается не уменьшать площадь всего сечения элемента A за счет площади сечения всей арматуры $\sum A_s$, если $\sum A_s < 0,03A$. В противном случае в формулах (6.54)-(6.56) вместо α используется $\alpha - 1$.

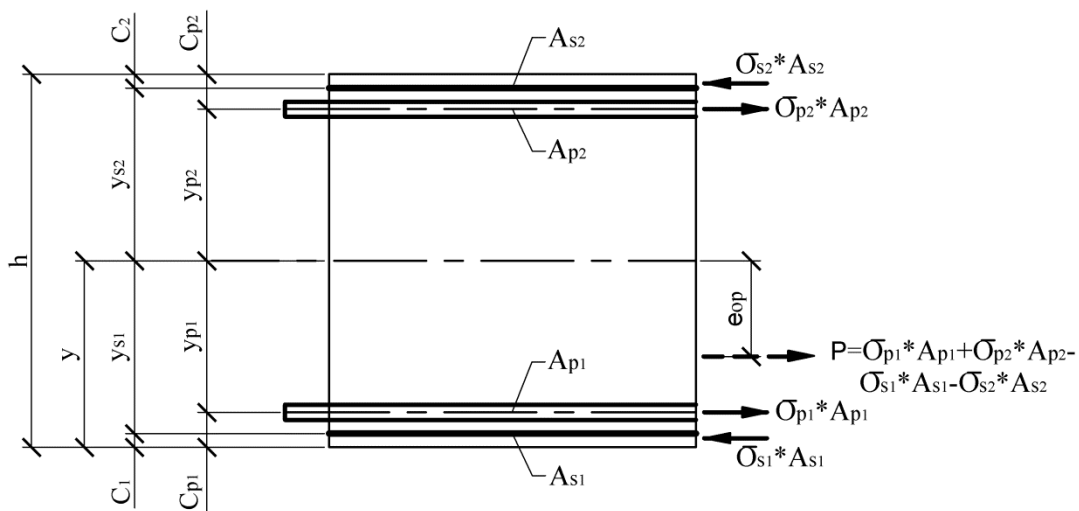


Рис. 6.8 - Схема усилий в поперечном сечении преднапряженного железобетонного элемента

6.4.3.4 Предварительные напряжения в бетоне $\sigma_{cp,0}$ при передаче усилия предварительного обжатия $P_{m0}(x)$ не должны превышать:

- если напряжения уменьшаются или не изменяются при действии внешних нагрузок – $0,9 \cdot f_{p0,1k}$;
- если напряжения увеличиваются при действии внешних нагрузок – $0,7 \cdot f_{p0,1k}$.

Напряжение в бетоне $\sigma_{cp,0}$ определяется по формуле (6.51), при этом за значение y_s принимается расстояние от центра тяжести приведенного сечения до наиболее сжатой грани в стадии обжатия (т.е. значение y , см. формулу 6.55), а значение момента M определяется для сечения, где разгружающее влияние этого момента минимально (например, в сечении, проходящем через конец зоны передачи предварительного напряжения длиной l_{bpd}).

6.4.3.5 Усилие предварительного обжатия бетона с учетом полных потерь напряжений P и эксцентриситет его приложения e_{op} относительно центра тяжести приведенного сечения определяются по формулам:

$$P = \sigma_{p1}A_{p1} + \sigma_{p2}A_{p2} - \sigma_{s1}A_{s1} - \sigma_{s2}A_{s2} \quad (6.57)$$

$$e_{0p} = \frac{\sigma_{p1}A_{p1}y_{p1} - \sigma_{s1}A_{s1}y_{s1} - \sigma_{p2}A_{p2}y_{p2} + \sigma_{s2}A_{s2}y_{s2}}{P}, \quad (6.58)$$

где:

σ_{s1} и σ_{s2} - сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре соответственно A_{s1} и A_{s2} , вызванные усадкой и ползучестью бетона и численно равные сумме потерь напряжений от усадки и ползучести бетона $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$, определенных согласно (6.50); при этом напряжение $\sigma_{cp,0}$ определяется на уровне центра тяжести соответствующей ненапрягаемой арматуры; если $\sigma_{cp,0} < 0$, напряжение σ_{s2} принимается равным нулю;

σ_{p1} и σ_{p2} - предварительные напряжения арматуры соответственно A_{p1} и A_{p2} с учетом всех потерь;

y_{p1}, y_{s1}, y_{p2} и y_{s2} см. рис.6.10.

Полные суммарные потери напряжений для напрягаемой арматуры A_p следует принимать не менее 100 МПа.

6.4.3.6 Потери от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры, натягиваемой на бетон, при диаметре конструкции до 3 м следует определять по формуле

$$\Delta P_{sp} = (70 - 0,22D_{ext}) \cdot A_p, \quad (6.59)$$

где D_{ext} - наружный диаметр конструкции, см.

6.4.3.7 Потери, вызванные деформациями обжатия стыков между блоками для конструкций, состоящих из отдельных блоков, следует определять по формуле:

$$\Delta P_{ob} = \frac{n \cdot \Delta l}{l} \cdot E_p \cdot A_p, \quad (6.60)$$

где

n — число швов конструкции и оснастки по длине натягиваемой арматуры;

Δl — обжатие стыков, принимаемое равным, мм:

0,3 — для стыков, заполненных бетоном;

0,5 — при стыковании насухо;

l — длина натягиваемой арматуры, мм.

6.5 Усилия и напряжения при предварительном обжатии

6.5.1 Усилие предварительного обжатия

6.5.1.1 Среднее значение усилия предварительного обжатия $P_{m,t}(x)$ в момент времени $t > t_0$ (с учетом всех потерь) следует определять по формулам:

– при пред-натяжении

$$P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{p,c+s+r}(x); \quad (6.61)$$

– при пост-натяжении

$$P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{p,c+s+r}(x) - \Delta P_{sp} - \Delta P_{ob}, \quad (6.62)$$

но принимать не большим, чем это установлено условиями

$$P_{m,t}(x) \leq 0,75 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p \quad (6.63)$$

где $P_{m,t}(x)$, P_{max} - в Н, A_p - в мм².

6.5.1.2 При расчете предварительно напряженной конструкции по предельным состояниям следует принимать усилия предварительного обжатия, соответствующие рассматриваемой расчетной ситуации (постоянная, переходная).

При расчете по предельным состояниям несущей способности

$$P_{d,t}(x) = \gamma_p \cdot P_{m,t}(x) \quad (6.64)$$

При расчете по предельным состояниям эксплуатационной пригодности следует рассматривать следующие характеристические значения усилия предварительного обжатия

$$P_{k,sup} = r_{sup} \cdot P_{m,t}(x), \quad (6.65)$$

$$P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m,t}(x), \quad (6.66)$$

где:

$P_{k,sup}$ — верхнее характеристическое значение;

$P_{k,inf}$ — нижнее характеристическое значение.

В формулах (6.64)-(6.66) приняты следующие обозначения:

$P_{d,t}(x)$ - расчетное значение усилия предварительного обжатия;

γ_p - частный коэффициент безопасности для усилия предварительного обжатия, принимаемый равным:

- при благоприятных эффектах, создаваемых предварительным напряжением (например, повышение устойчивости) - 0,9 или 1,0;
- при неблагоприятных эффектах (например, расчет прочности конструкции в момент передачи усилия обжатия) - 1,2 или 1,0.

В расчетах допускается принимать $\gamma_p = 1,0$.

ПРИМЕЧАНИЕ Значения коэффициентов r_{sup} и r_{inf} могут быть указаны в национальном приложении. Рекомендуемые значения:

- при предварительном натяжении или для напрягающих элементов без сцепления $r_{sup} = 1,05$ и $r_{inf} = 0,95$;
- при пост-натяжении с напрягающими элементами со сцеплением $r_{sup} = 1,10$ и $r_{inf} = 0,90$;
- если принимаются соответствующие меры (например, прямое измерение предварительного напряжения) $r_{sup} = r_{inf} = 1,0$.

6.5.2 Определение напряжений в сечениях, нормальных к продольной оси элемента

6.5.2.1 Нормальные напряжения σ_x в бетоне следует рассчитывать как для линейно-упругого материала, принимая соответствующие знаки при M_{Ed} , N_{pd} , N_{Ed} , e_0 , z_{cp} и y по формуле:

$$\sigma_x = \sigma_{cN} + \sigma_{cNp}, \quad (6.67)$$

в которой

$$\sigma_{cN} = \frac{N_{Ed}}{A_c} + \frac{(N_{Ed} \cdot e_0 - M_{Ed}) \cdot y}{I_c}, \quad (6.68)$$

$$\sigma_{cNp} = \frac{N_{pd}}{A_c} + \frac{N_{pd} \cdot z_{cp} \cdot y}{I_c}, \quad (6.69)$$

где:

M_{Ed} и N_{Ed} - осевая продольная сила и изгибающий момент от соответствующей комбинации внешних нагрузок;

N_{pd} - осевое усилие от предварительного напряжения арматуры, значение которого принимается в зависимости от расчетной ситуации;

e_0 - эксцентриситет усилия N_{sd} , относительно центра тяжести сечения;

z_{cp} - расстояние от точки приложения обжимающей силы N_{pd} до центра тяжести сечения;

y - расстояние от рассматриваемого волокна до центра тяжести сечения.

Значение усилия N_{pd} следует принимать:

- при расчете потерь предварительного напряжения на стадии эксплуатации $N_{pd} = P_{m,t}(x)$;
- при расчетах конструкций по предельным состояниям второй группы $N_{pd} = P_{k,sup}$ или $N_{pd} = P_{k,inf}$.

6.5.3 Ограничение напряжений в бетоне

6.5.3.1 Сжимающие напряжения в бетоне в момент передачи усилия обжатия не должны превышать следующих значений:

- в элементах с натяжением арматуры на упоры (пред-натяжение):
при осевом приложении усилия обжатия

$$0,6 \cdot f_{cm};$$

- при внецентренном приложении усилия обжатия $0,75 \cdot f_{cm}$;
- в элементах с натяжением арматуры на бетон (пост-натяжение):
 - при осевом приложении усилия обжатия $0,50 \cdot f_{cm}$;
 - при внецентренном приложении усилия обжатия $0,65 \cdot f_{cm}$.

Среднюю прочность бетона в момент передачи усилия предварительного напряжения f_{cm} допускается принимать равной $f_{cm}(t)$, рассчитанной по формулам (6.1а, б), но не более $0,85 \cdot f_{c,cube}$ (гарантированной кубиковой прочности бетона в возрасте 28 сут).

6.5.4 Прочность элемента

6.5.4.1 Прочность предварительно напряженного элемента в момент передачи усилия обжатия следует проверять согласно принятых положений для внецентренно сжатых железобетонных элементов в зависимости от вида армирования, размещаемого в растянутой (или наименее сжатой) зоне без учета влияния случайного эксцентриситета и гибкости элемента. При этом следует принимать расчетное значение усилия обжатия $P_{d,t}$ с коэффициентом $\gamma_p = 1,2$. При расчете следует рассматривать сечение с минимальными геометрическими характеристиками.

Прочность элементов, армированных напрягаемой арматурой, располагаемой у противоположных граней сечения, и имеющей соответственно площади A_{p1} и A_{p2} , следует проверять как для сжатого бетонного элемента при действии равнодействующей усилий предварительного обжатия из условия:

$$N_{pd} \leq f_{cd} \cdot A_{cc}, \quad (6.70)$$

где $N_{pd} = P_{d,t}$.

При этом положение нейтральной оси и площадь сечения сжатого бетона следует определять из условия

$$S_{cN} = 0, \quad (6.71)$$

Проверку прочности допускается не выполнять, если напряжения на наиболее сжатой грани сечения не превышают значений, приведенных в 6.5.3, а растягивающие напряжения на противоположной грани не превышают расчетного сопротивления бетона растяжению $f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_c$.

Примеры расчетов к разделу 6

Пример 2

Дано: Преднапрягаемая тавровая балка. Применяемые преднапрягаемые элементы- 4 напрягаемые арматуры $\varnothing 18$ мм с общей площадью сечения $A_{p1} = 1018 \text{ мм}^2$ ($4\varnothing 18$). Класс напрягаемой арматуры 3 в соответствии с п.п.3.3.2(7) СН РК EN 1992-1-1.

$\rho_{1000} = 4\%$ - для арматуры, в соответствии с п.п.3.3.2(6) СН РК EN 1992-1-1.

$\sigma_{pi} = 577 \text{ МПа}$ — средние напряжение в арматуре с учетом прямых потерь.

$t = 500000$ часов (приблизительно 57лет)

ҚР НТҚ 02-01-1.2-2011
НТП РК 02-01-1.2-2011

$f_{0,1k} = 0,9 \cdot f_{0,2k} = 0,9 \cdot 800 = 720$ МПа – характеристическое значение условного предела текучести при растяжении напрягаемой стали.

Определить: Потери от релаксации

Потери от релаксации для напрягаемой арматуры, соответствующих 3 классу по (3.30):

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

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{0,1k}} = \frac{577}{720} = 0,80$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot 4,0 \cdot e^{8,0 \cdot 0,80} \left(\frac{500000}{1000}\right)^{0,75(1-0,80)} \cdot 10^{-5} = 0,119 = 11,9\%$$

Суммарная релаксация 11,9%.

Пример 3

Дано: Тавровое сечение с размерами $b_f' = 280$ мм, $h_f' = 200$ мм, $b = 100$ мм, $h = 900$ мм; $c_{p1} = 70$ мм (рис 6.9). Бетон нормальный класса С30/37 ($f_{ck} = 30$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 30 / 1,5 = 17$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$, $E_{cm}(t) = 31,5 \cdot 10^3$ МПа). Напрягаемая арматура класса S800 ($f_{p0,1k} = 0,9$, $f_{p0,2k} = 0,9 \cdot 800$ МПа = 720 МПа, $f_{p0,1d} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 720 / 1,15 = 626$ МПа, $\gamma_s = 1,15$, $E_s = 18 \cdot 10^4$ МПа); площадью сечения $A_{p1} = 1018$ мм² (4Ø18).

Определить: Определить силу натяжения арматуры. Прямые потери.

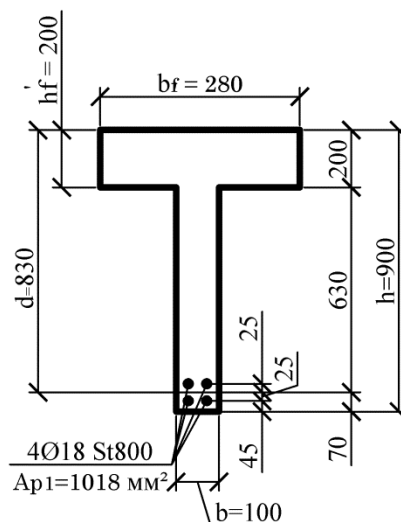


Рис. 6.9 - К примеру 3.

Определение силы преднапряжения арматуры:

В соответствии с (6.3.2.1):

$$P_{max} = A_{p1} \cdot \sigma_{p,max}$$

A_{p1} — площадь сечения преднапряженных стержней

$\sigma_{p,max}$ — максимально допустимые напряжения для арматуры, которое назначается как минимальное из 2 значений $k_1 \cdot f_{pk}$ и $k_2 \cdot f_{p0.1k}$. Рекомендованные значения $k_1 = 0,8$ и $k_2 = 0,9$ в соответствии с СН РК EN1992-1-1.

$$k_1 \cdot f_{pk} = 0,8 \cdot 1000 = 800 \text{ МПа}$$

$$f_{p0.1k} = 0,9 \cdot 800 = 720 \text{ МПа}$$

$$k_2 \cdot f_{p0.1k} = 0,9 \cdot 720 = 648 \text{ МПа}$$

Принимаем:

$$\sigma_{p,max} = 648 \text{ МПа}$$

$$P_{max} = 1018 \cdot 648 = 659,67 \text{ кН}$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}(t)} = \frac{180}{31,5} = 5,72$$

Приведенная площадь бетонного сечения:

$$A_{red} = A_c + \alpha A_{p1} = 900 \cdot 100 + 200 \cdot 180 + 5,72 \cdot 1018 = 131823 \text{ мм}^2$$

Статический момент площади бетонного сечения относительно нижней грани ребра:

$$S = 90000 \cdot 450 + 36000 \cdot 800 = 69,3 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани ребра:

$$y = \frac{S + \alpha A_{p1} \cdot y_{p1}}{A_{red}} = \frac{69,3 \cdot 10^6 + 5,72 \cdot 1018 \cdot 70}{131823} = 528,8 \text{ мм}$$

$$y_p = 528,8 - 70 = 458,8 \text{ мм}$$

$$y_c = 450 \text{ мм}$$

Момент инерции приведенного сечения:

$$I_{red} = I_c + \alpha \cdot A_{p1} \cdot y_p^2 = \frac{100 \cdot 900^3}{12} + 90000(528,8 - 450)^2 + \frac{180 \cdot 200^3}{12} + 36000(800 - 528,8)^2 = 5,72 \cdot 1018 \cdot 458,8^2 = 10,63 \cdot 10^9 \text{ мм}^4$$

В связи с отсутствием в верхней зоне напрягаемой арматуры (т.е. при $A_{p2} = 0$) имеем эксцентриситет усилия $P_{m,0}$

$$z_{cp,0} = y_p = 528,8 - 70 = 458,8 \text{ мм}$$

$z_{cp,0}$ - эксцентриситет усилия $P_{m,0}$ относительно центра тяжести приведенного сечения элемента

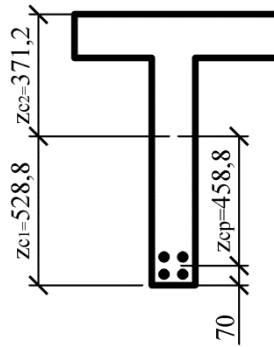


Рис. 6.9а - К примеру, 3.

Момент сопротивления сечения

$$W_{c1} = \frac{I_{red}}{Z_{c1}} = \frac{10,63 \cdot 10^9}{528,8} = 20,1 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$$

$$W_{c2} = \frac{I_{red}}{Z_{c2}} = \frac{10,63 \cdot 10^9}{371,2} = 28,63 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$$

Напряжения от усилия обжатия:

Необходимо учесть 1% релаксацию стали перед передачей усилия обжатия на арматуры

$$\sigma_{cp} = 0,99 \cdot \left(\frac{P_{max}}{A_{red}} + \frac{P_{max} \cdot Z_{cp}^2}{I_{red}} \right) = 0,99 \cdot \left(\frac{659670}{131823} + \frac{659670 \cdot 458,8^2}{10,63 \cdot 10^9} \right) = 13,06 \text{ МПа}$$

Прямые потери

Потери от упругих деформаций бетона при передаче усилия через анкеры.

$$\Delta P_{el} = \alpha \cdot \rho_p \cdot \left(1 + z_{cp}^2 \cdot \frac{A_{red}}{I_{red}} \right) \cdot P_{0,c} = 5,72 \cdot \frac{1018}{131823} \left(1 + \frac{131823}{10,63 \cdot 10^9} \cdot 458,8^2 \right) \cdot 646,38 = 74,52 \text{ кН.}$$

$$P_{0,c} = P_{max} - A_{p1} \cdot \sigma_{cp} = 659,67 - 1018 \cdot 13,06 = 659,67 - 13,29 = 646,38 \text{ кН}$$

Сила преднапряжения после прямых потерь

$$P_{mo} = 0,99 \cdot P_{max} - \Delta P_{el} = 0,99 \cdot 659,67 - 74,52 = 578,55 \text{ кН}$$

$$\sigma_{pi} = \frac{P_{mo}}{A_p} = \frac{578,55 \cdot 10^3}{1018} = 568,3 \text{ МПа} - \text{напряжение в арматуре с учетом прямых потерь}$$

Пример 4

Дано: Тавровое сечение с размерами $b'_f = 280 \text{ мм}$, $h'_f = 200 \text{ мм}$, $b = 100 \text{ мм}$, $h = 900 \text{ мм}$; $c_{p1} = 70 \text{ мм}$ (рис 6.9). Бетон нормальный класса С30/37 ($f_{ck} = 30 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} =$

$\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 30 / 1,5 = 17$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$, $E_{cm}(t) = 31,5 \cdot 10^3$ МПа). Напрягаемая арматура класса S800 ($f_{p0,1k} = 0,9 f_{p0,2k} = 0,9 \cdot 800$ МПа = 720 МПа, $f_{p0,1d} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 720 / 1,15 = 626$ МПа, $\gamma_s = 1,15$, $E_{cm} = 18 \cdot 10^4$ МПа); площадью сечения $A_{p1} = 1018$ мм² (4Ø18); $\sigma_{pm0} = 577$ МПа напряжение в арматуре с учетом прямых потерь;

$P_{m0}(x) = 587,45$ кН – Сила преднапряжения после прямых потерь;

Изгибающий момент в середине сечения $M = 120$ кН·м.

Геометрические характеристики сечений в середине пролета и на конце пролета:

$A_{red} = 131823$ – площадь приведенного сечения, мм²

$I_{red} = 10,63 \cdot 10^9$ – момент инерции приведенного сечения, мм⁴

$y = 528,8$ – положение центра тяжести приведенного сечения мм

Определить: Зависящие от времени потери усилия предварительного напряжения при предварительном натяжении

Момент сопротивления сечения

$$W_{c1} = \frac{I_{red}}{Z_{c1}} = \frac{10,63 \cdot 10^9}{528,8} = 20,1 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$$

$$W_{c2} = \frac{I_{red}}{Z_{c2}} = \frac{10,63 \cdot 10^9}{371,2} = 28,63 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$$

Потери от релаксация арматуры

Потери от релаксации для напрягаемой арматуры, соответствующих 3 классу по (3.30):

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

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{0,1k}} = \frac{577}{720} = 0,80$$

$$\frac{\Delta \sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1,98 \cdot 4,0 \cdot e^{8,0 \cdot 0,486} \left(\frac{500000}{1000} \right)^{0,75(1-0,486)} \cdot 10^{-5} = 0,119 = 11,9\%$$

Суммарная релаксация 11,9%:

1% -релаксация арматуры до момента передачи усилия обжатия на бетон

10,9%- релаксация арматуры после передачи усилия.

$$\Delta \sigma_{pr1} = 0,032 \cdot \sigma_{pi} = 0,109 \cdot 577 = 62,89 \text{ МПа}$$

Усадка бетона:

Усадка от испарения влаги из бетона:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (30 - 10) \cdot 10^{-6} = 50 \cdot 10^{-6}$$

Через 30 дней

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}) = 1 - \exp(-0,2 \cdot 30^{0,5}) = 0,666$$

Остаточная ползучесть после напряжения:

$$\varepsilon_{ca,s} = (1 - \beta_{as}(t)) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) = (1 - 0,666) \cdot 50 \cdot 10^{-6} = 16,7 \cdot 10^{-6}$$

Относительная влажность бетона 80%(RH=80%)

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 1,26 \cdot 10^5}{2360} = 106,8 \text{ мм}$$

$A_c = 1,26 \cdot 10^5 \text{ мм}^2$ — площадь бетонного сечения

$u = 2360 \text{ мм}$ — периметр сечения

По таблице 6.4 по интерполяции для бетона С30/37

$$\varepsilon_{cd,0} = 270 \cdot 10^{-6}$$

Для $h_0 = 106,8$; $k_h = 0,992$ по таблице 6.3а по интерполяции

Усадка от твердения бетона: $\varepsilon_{cd,0} \cdot k_h = 270 \cdot 10^{-6} \cdot 0,992 = 267,84 \cdot 10^{-6}$

β_{ds} - функция развития усадки бетона во времени, определяемая по формуле

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}}$$

$t = 30$ — возраст бетона, для которого рассчитывается величина части усадки;

$t_s = 3$ — возраст бетона к моменту окончания влажного хранения бетона;

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(30 - 3)}{(30 - 3) + 0,04 \cdot \sqrt{106,8^3}} = 0,379$$

Окончательная усадка бетона от твердения:

$$\varepsilon_{cd,s} = (1 - 0,379) \cdot 267,84 \cdot 10^{-6} = 166,33 \cdot 10^{-6}$$

Суммарная усадка

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd,s} + \varepsilon_{ca,s} = 166,33 \cdot 10^{-6} + 16,7 \cdot 10^{-6} = 183,03 \cdot 10^{-6}$$

Ползучесть бетона:

Определим коэффициент ползучести $\varphi(t, t_0)$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

$\beta_c(t, t_0) = 1$ при $t = \infty$

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

φ_{RH} — коэффициент, характеризующий влияние влажности на коэффициент ползучести

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38 \text{ МПа}$$

Для $f_{cm} > 35$ МПа

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2$$

α_1, α_2 — коэффициенты влияния прочности бетона

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7} = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,7} = 0,944$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2} = \left[\frac{35}{38} \right]^{0,2} = 0,984$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - \frac{80}{100}}{0,1 \cdot \sqrt[3]{229}} \cdot 0,944 \right] \cdot 0,984 = 1,288$$

$\beta(f_{cm})$ — фактор, учитывающий влияние прочности на коэффициент ползучести

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = \frac{16,8}{\sqrt{38}} = 2,726$$

$\beta(t_0)$ — фактор, учитывающий время приложения нагрузки на коэффициент ползучести

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,2})} = \frac{1}{(0,1 + 30^{0,2})} = 0,48$$

Значение коэффициента ползучести:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 1,288 \cdot 2,726 \cdot 0,48 \cdot 1 = 1,56$$

Суммарные потери от ползучести, усадки и релаксации.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_{p1} \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_{p1} \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr1} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_{p1}}{A_{red}} \cdot \left(1 + \frac{A_{red}}{I_{red}} \cdot Z_{cp}^2 \right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0))}$$

Напряжения в сечении от усилия предварительного напряжения

Напряжения в нижней грани сечения:

$$\sigma_c = P_{m0}(x) \cdot \left(\frac{1}{A_{red}} + \frac{e}{W_{c1}} \right)$$

ҚР НТҚ 02-01-1.2-2011
НТП РК 02-01-1.2-2011

$P_{m0}(x) = 587,45$ кН - усилие натяжение арматуры, с учетом первых потерь

$e = Z_{cp} + 70 = 458,8 + 70 = 528,8$ мм - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани сечения

$$\sigma_c = 587450 \cdot \left(\frac{1}{131823} + \frac{528,8}{20,1 \cdot 10^6} \right) = 19,91 \text{ МПа}$$

Напряжения в верхней грани сечения:

$$\sigma_c = P_{m0}(x) \cdot \left(\frac{1}{A_{red}} - \frac{e}{W_{c2}} \right)$$

$P_{m0}(x) = 587,45$ кН - усилие натяжение арматуры, с учетом первых потерь

$e = 371,2$ мм - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней грани сечения

$$\sigma_c = 587450 \cdot \left(\frac{1}{131823} - \frac{371,2}{28,63 \cdot 10^6} \right) = -3,16 \text{ МПа}$$

Напряжения в сечении от собственного веса

Изгибающий момент в середине сечения $M = 275$ кН·м

Предел прочности на сжатие

$$\sigma_{пр} = 0,6 \cdot f_{ck}(t) = 0,6 \cdot 30 = 18 \text{ МПа}$$

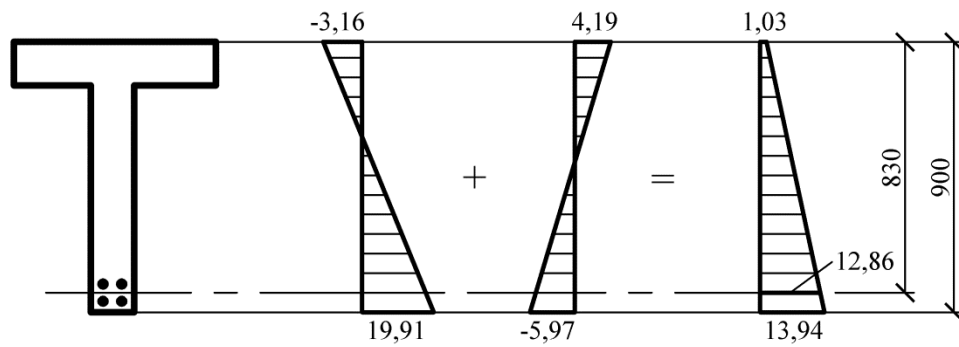
$f_{ck}(t) = 30$ — характеристическая прочность бетона при сжатии в момент времени $t = 30$ дней, начиная с которого на него действует усилие предварительного напряжения.

1. Напряжения в нижней грани сечения:

$$\sigma = \frac{M}{W_{c1}} = \frac{-120 \cdot 10^6}{20,1 \cdot 10^6} = -5,97 \text{ МПа}$$

Напряжения в верхней грани сечения:

$$\sigma = \frac{M}{W_{c2}} = \frac{120 \cdot 10^6}{28,63 \cdot 10^6} = 4,19 \text{ МПа}$$



Эпюра напряжений в сечении

Рис. 6.96 - К примеру, 4.

Эпюра напряжений в сечении

$$\sigma_{\max} = 13,94 \text{ МПа} < \sigma_{\text{пр}} = 18 \text{ МПа}$$

$\sigma_{c,QR} = 12,86 \text{ МПа}$ - напряжение в сечении на уровне расположения приведенного центра напрягаемых арматуры.

Проверки:

$$\sigma_{\min} = -3,16 \text{ МПа} > f_{ctm} = 2,9 \text{ МПа}$$

Требуется определить ширину раскрытия нормальных к оси элемента трещин.

$$0,45 \cdot f_{ck}(t) = 0,45 \cdot 30 = 13,5 \text{ МПа} < 13,94 \text{ МПа}$$

Так как данное условие не выполняется, то необходимо откорректировать коэффициент ползучести бетона, тем самым учесть ее нелинейность.

$$\varphi_{nl}(t, t_o) = \varphi(t, t_o) \cdot e^{(1,5 \cdot (k_{\sigma} - 0,45))}$$

$\varphi_{nl}(\infty, t_o)$ – предельное значение модифицированного (нелинейного) коэффициента нелинейной ползучести

k_{σ} - коэффициент, зависящий от уровня нагружения

$$k_{\sigma} = \frac{\sigma_c}{f_{ck}(t)} = \frac{13,94}{20,5} = 0,68$$

$$\varphi_{nl}(t, t_o) = 1,56 \cdot e^{(1,5 \cdot (0,68 - 0,45))} = 1,56 \cdot 1,41 = 2,20$$

Суммарные потери от ползучести, усадки и релаксации

$$\Delta P_{c+s+r} = A_{p1} \cdot \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_{p1} \cdot \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta \sigma_{pr1} + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c, QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \cdot \frac{A_{p1}}{A_{red}} \cdot \left(1 + \frac{A_{red}}{I_{red}} \cdot Z_{cp}^2\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0))} =$$

$$= 1018 \cdot \frac{194,2 \cdot 10^{-6} \cdot 180 \cdot 10^3 + 0,8 \cdot 62,89 + \frac{180}{33} \cdot 1,56 \cdot 12,86}{1 + \frac{180}{33} \cdot \frac{1018}{131823} \cdot \left(1 + \frac{131823}{10,63 \cdot 10^9} \cdot 458,8^2\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 1,56)} = 145,12 \text{ кН}$$

$P_{m,t}(x) = 587,45 - 145,12 = 442,33 \text{ кН}$ - среднее значение усилия предварительного обжатия

$$\frac{P_{\max} - P_{m,t}(x)}{P_{\max}} \cdot 100\% = \frac{659,67 - 442,33}{659,67} \cdot 100\% = 32,95\% - \text{потери в процентном соотношении}$$

Пример 5

Дано: Подкрановая балка одноэтажного промышленного здания. Размеры поперечного сечения приведены на рис. 6.10.

Бетон класса С40/50 ($f_{ck} = 40 \text{ МПа}$, $E_{cm} = 43 \text{ кН/мм}^2$). Напрягаемая арматура класса S1200.

$$A_{p1} = 1982 \text{ мм}^2 (14\emptyset 15 \text{ St1400});$$

$$A_{p2} = 297 \text{ мм}^2 (2\emptyset 15 \text{ St1400});$$

$$f_{p0,1k} = 1080 \text{ МПа}, E_s = 195 \text{ кН/мм}^2$$

Изгибающий момент в сечении от квазипостоянной комбинации нагрузок и собственного веса:

$$M_{\max} = 2054 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\text{Характеристики сечения: } A_c = 379500 \text{ мм}^2; I_c = 91760 \cdot 10^6 \text{ мм}^4;$$

$y = 752 \text{ мм}$ - расстояние от нижней грани до центра тяжести бетонного сечения;

$z_{cp} = 466 \text{ мм}$ - расстояние от точки приложения равнодействующей усилия предварительного обжатия до центра тяжести бетонного сечения.

Способ напряжения арматуры – механический.

Требуется: Рассчитать потери предварительного напряжения.

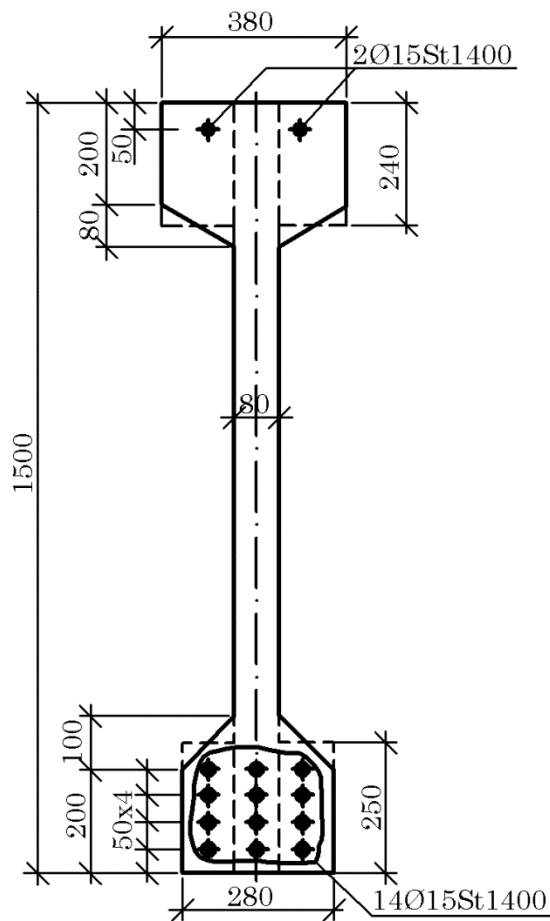


Рисунок 6.10 – К примеру, 5

Расчет:

1. Назначаем усилие, прилагаемое к напрягающему элементу, P_{max} (т.е. усилие на конце элемента во время натяжения) таким образом, чтобы выполнялись условия:

$$P_{max} \leq A_p \cdot \sigma_{p,max},$$

$$\sigma_{p,max} \leq 0,8 \cdot f_{p0,1k} = 0,8 \cdot 1080 = 864 \text{ МПа.}$$

Принимаем значения $\sigma_{p,max} = 850 \text{ МПа.}$

$$A_p = A_{p1} + A_{p2} = 1982 + 283 = 2265 \text{ мм}^2;$$

$$P_{max} = \sigma_{p,max} \cdot A_p = 850 \cdot 2265 = 1925 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1925 \text{ кН.}$$

2. Определяем потери предварительного напряжения.

Прямые потери

2.1. Потери от релаксации напряжений арматуры определяем по формуле

$$\Delta P_{tr} = \left(0,22 \frac{\sigma_{p,max}}{f_{p0,1k}} - 0,1 \right) \sigma_{p,max} \cdot A_p;$$

$$\Delta P_{tr} = \left(0,22 \frac{850}{1080} - 0,1\right) 850 \cdot 1925 = 119689 \text{ Н} = 119,69 \text{ кН}.$$

2.2. Потери от температурного перепада для бетона класса С40/50

$$\Delta P_{\Delta T} = 1,0 \cdot \Delta T \cdot A_p$$

ΔT – разность между температурой нагрева арматуры и неподвижных упоров; т.к. данные отсутствуют, принимаем $\Delta T = 65^{\circ}\text{C}$.

$$\Delta T_{\Delta T} = 1,0 \cdot 65 \cdot 2265 = 147222 \text{ Н} = 147,2 \text{ кН}.$$

2.3. Потери, вызванные деформациями стальной формы

Данный вариант изготовления конструкции предусматривает натяжение арматуры на упоры стенда, поэтому потери от деформаций форм равны нулю

$$\Delta P_l = 0.$$

2.4. Потери вызванные трением натягаемой арматуры огибающие приспособления принимаем равными нулю ввиду отсутствия последних

$$\Delta P_{\mu(x)} = 0.$$

2.5. Потери предварительного напряжения арматуры от деформации анкеров, расположенных в зоне натяжных устройств при натяжении на упоры определяем по формуле:

$$\Delta P_A = \left(\frac{\Delta l}{l}\right) E_s \cdot A_p$$

где l – длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров стенда или формы), мм; $l = 14000$ мм.

Δl - обжатие опрессованных шайб, принимаемое равным 2 мм;

$$\Delta P_A = \left(\frac{2}{14000}\right) \cdot 195 \cdot 2265 = 63,09 \text{ кН}.$$

2.6. Потери вызванные упругой деформацией бетона определяем по формуле:

$$\Delta P_{el} = \alpha \cdot \rho_p \left(1 + z_{cp}^2 \frac{A_c}{J_c}\right) P_{0,c};$$

$$\text{где } \rho_p = \frac{A_p}{A_c} = \frac{2265}{3795 \cdot 10^2} = 5,97 \cdot 10^{-3};$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{1,95 \cdot 10^5}{43 \cdot 10^3} = 4,535;$$

$P_{0,c}$ - усилие предварительного напряжения с учетом потерь, реализованных к моменту обжатия бетона.

$$P_{0,c} = P_{max} - \Delta P_{tr} - \Delta P_{\Delta T} - \Delta P_f - \Delta P_{\mu(x)} - \Delta P_A = 1925 - 119,69 - 147,2 - 0 - 0 - 63,09 = 1595,02 \text{ кН};$$

$$\Delta P_{el} = 4,535 \cdot 5,97 \cdot 10^{-3} \cdot \left(1 + 466^2 \frac{379500}{91760 \cdot 10^6}\right) \cdot 1595,02 = 81,96 \text{ кН}.$$

Усилие предварительного обжатия $P_{m,0}(x)$ к моменту времени $t = t_0$, действующее непосредственно после передачи усилия предварительного обжатия на конструкцию должно быть не более:

$$P_{m,0}(x) = \sigma_{pm0}(x) \cdot A_p \leq 0,85 f_{p0,1k} \cdot A_p.$$

где:

$$P_{m,0}(x) = P_{max} - \Delta P_{el} - \Delta P_{tr} - \Delta P_{\mu(x)} - \Delta P_f - \Delta P_A = 1925 - 81,96 - 119,69 - 0 - 147,2 - 61,48 = 1596,63 \text{ кН}.$$

$$1596,63 \text{ кН} < 0,85 \cdot 1080 \cdot 2265 = 2079,2 \text{ кН} - \text{условие выполняется.}$$

Потери, зависящие от времени

2.7. Реологическое потери предварительных напряжения, вызванные ползучестью и усадкой бетона, а так же длительной релаксацией напряжений в арматуре следует определять по формулам:

$$\Delta P_t(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r} \cdot A_p \text{ или}$$

$$\Delta \sigma_t(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r}$$

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + \Delta \sigma_{pr} + \alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp,0})}{l + \alpha_p \cdot \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{J_c} Z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]}.$$

где $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ - потери предварительного напряжения, вызванные ползучестью, усадкой и релаксацией на расстоянии x от анкерного устройства в момент времени t ;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ - ожидаемые относительные деформации усадки бетона к моменту времени $t > 100$ суток;

здесь $\varepsilon_{cs,d}$ - физическая часть усадки при испарении из бетона влаги, определяем по табл. 6.3., $\varepsilon_{cs,d} = -5,15 \cdot 10^{-4} \cdot 0,7 = -3,605 \cdot 10^{-4}$ при относительной влажности для цеха RH=50%;

$\varepsilon_{cs,a}$ - химическая часть усадки, обусловленная процессами твердения вяжущего.

$$\varepsilon_{cs,a} = \beta_{as} \varepsilon_{cs,a,\infty}$$

$$\varepsilon_{cs(100)} = \varepsilon_{sc,d} + \varepsilon_{cs,a}.$$

$$\text{Здесь } \varepsilon_{cs,a,\infty} = -2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \leq 0,$$

$$\beta_{as} = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}); \beta = 1 - e^{-0,2 \cdot 100^5} = 0,865;$$

$$\varepsilon_{cs,a,\infty} = -2,5 \cdot (40 - 10) \cdot 10^{-6} = -7,5 \cdot 10^{-5};$$

$$\varepsilon_{cs,a} = 0,865 \cdot (-7,5 \cdot 10^{-5}) = -6,49 \cdot 10^{-5};$$

$$\varepsilon_{cs(100)} = -3,605 \cdot 10^{-4} - 6,49 \cdot 10^{-5} = 42,54 \cdot 10^{-4};$$

$\varphi(t, t_0)$ – коэффициент ползучести бетона за период времени от t_0 до $t = 100$ суток, принимаем рис. 6.1. [1] при $h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 379500}{4314} = 129$ мм; $\varphi(t, t_0) = 1,3$;

где $u=4314$ мм – периметр поперечного сечения конструкции.

σ_{cp} – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от квазипостоянной комбинации нагрузок, включая собственный вес;

$$\sigma_{cp} = \frac{M_{max} \cdot Z_{cp}}{I_c} = \frac{2054 \cdot 10^6 \cdot 466}{91760 \cdot 10^6} = 10,43 \text{ Н/мм}^2;$$

σ_{cp0} – начальное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от действия усилия предварительного обжатия (с учетом прямых потерь $t = t_0$);

$$\sigma_{cp,0} = \frac{P_{mo}(x)}{A_c} + \frac{P_{mo}(x) \cdot Z_{cp}^2}{I_c} = \frac{1774,03 \cdot 10^3}{379500} + \frac{1774,03 \cdot 10^3 \cdot 466^2}{91760 \cdot 10^6} = 8,87 \text{ Н/мм}^2;$$

$\Delta\sigma_{pr}$ – изменение напряжений в напрягаемой арматуре в расчетном сечении, вызванные релаксацией арматурной стали.

Определяем по табл. 7.2 и 7.3 в зависимости от уровня напряжений $\sigma_{0,max}/f_{pk}$, принимая $\sigma_{0,max} = \sigma_{pg0}$; σ_{pg0} – напряжения в арматуре, вызванные натяжением (с учетом прямых потерь в $t = t_0$) и от действия квазипостоянной комбинации нагрузок; $\sigma_{pg0} = \frac{P_{m,0}(x)}{A_p} + \sigma_{cp} = \frac{1774,03 \cdot 10^3}{2265} + 10,43 = 793,67 \text{ Н/мм}^2$.

Для $\sigma_{pg}/f_{pk} = 793,67/1400 = 0,567$ и первого релаксационного класса арматуры потери начального предварительного напряжения составляют 4,5%; $\Delta\sigma_{pr} = 0,045 \cdot 1000 = 45,0 \text{ Н/мм}^2$;

$A_c J_c$ – соответственно площадь и момент инерции бетонного сечения.

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_s(t, t_0) \cdot E_p + \Delta\sigma_{pr} + a_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp,0})}{1 + a_p \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{J_c} Z_{cp}^2\right) [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]}$$

т.к. $a_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp,0}) = 4,42 \cdot 1,3(-10,43 + 8,87) < 0$ - принимаем равным 0.

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{4,254 \cdot 10^{-4} \cdot 1,9 \cdot 10^5 + 45,0}{1 + 4,42 \frac{2265}{379500} \cdot \left(1 + \frac{379500}{91760 \cdot 10^6} \cdot 466^2\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 1,3)} = 133,54 \text{ Н/мм}^2$$

$$\Delta P_1(t) = 133,54 \cdot 2265 = 302468 \text{ Н} = 302,47 \text{ кН}.$$

Среднее значение усилия предварительного обжатия $P_{m,t}(x)$ в момент времени $t > t_0$ (с учетом всех потерь) не должно быть большим, чем это установлено условиями:

$$P_{m,t}(x) = P_{m,0}(x) - \Delta P_1(t) \leq 0,75 \cdot f_{p0,1k} \cdot A_p \text{ и } P_{m,t}(x) = P_{m,0}(x) - \Delta P_1(t) \leq P_{\max} - 100A_p$$

$1596,63 - 302,47 = 1267,16 \text{ кН} < 0,75 \cdot 1080 \cdot 2265 = 1834,7 \text{ кН}$ - условие выполняется.

$1267,16 \text{ кН} < 2265 \cdot 850 - 100 \cdot 2265 = 1698,8 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1698,8 \text{ кН}$ - условие выполняется.

Пример 6

Дано: Плита покрытия размером 1,5х6 м; поперечное сечение - по рис.6.11. Бетон нормальный класса C20/25 ($f_{ck} = 20 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 20 / 1,5 = 11,3 \text{ МПа}$, $\alpha_{cc} = 0,85$, $E_{cm} = 32,0 \cdot 10^3 \text{ МПа}$). Напрягаемая арматура класса S600 ($f_{p0,1k} = 0,9 f_{p0,2k} = 0,9 \cdot 600 \text{ МПа} = 540 \text{ МПа}$, $f_{p0,1d} = f_{p0,1k} / \gamma_s = 540 / 1,15 = 470 \text{ МПа}$, $\gamma_s = 1,15$, $E_{cm} = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$, $f_{cm} = 28 \text{ МПа}$); площадью сечения $A_{p1} = 201 \text{ мм}^2$ (1Ø16), ненапрягаемая арматура сжатая и растянутая класса S400 площадью сечения $A_{s1} = A_{s1} = 50,3 \text{ мм}^2$ (1Ø8); способ натяжения арматуры электротермический; технология изготовления плиты агрегатно-поточная с применением пропаривания; масса плиты 1,3 т.

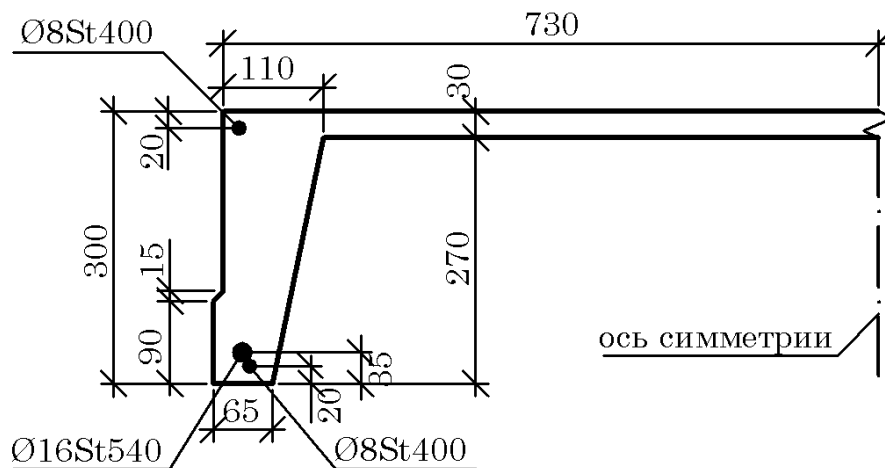


Рис.6.11 – К примеру, 6

Требуется: определить значение и точку приложения усилия предварительного обжатия $P_{m,t}$ с учетом прямых потерь $\Delta \sigma_{pm,0}$ и с учетом всех потерь для сечения в середине пролета, принимая максимально допустимое натяжение арматуры.

Расчет. Ввиду симметрии сечения расчет ведем для половины сечения плиты. Определяем геометрические характеристики приведенного сечения согласно п.6.4.3.3, принимая:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{20 \cdot 10^4}{3,2 \cdot 10^4} = 6,25;$$

площадь бетона:

$$A_c = 730 \cdot 30 + 50 \cdot 270 + 60 \cdot 270 / 2 + 97,5 \cdot 15 = 21900 + 13500 + 8100 + 1462,5 = 44962,5 \text{ мм}^2;$$

приведенная площадь:

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_{p1} + \alpha \cdot A_{s1} + \alpha \cdot A_{s2} = 44962,5 + 6,25 \cdot 201 + 6,25 \cdot 50,3 \cdot 2 = 44962,5 + 1256,25 + 628,75 = 46848 \text{ мм}^2;$$

статический момент сечения бетона относительно нижней грани ребра:

$$S = 21900 \cdot 285 + 13500 \cdot 135 + 8100 \cdot 180 + 1462,5 \cdot 48,7 = 9593200 \text{ мм}^3;$$

расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани ребра:

$$y = \frac{S + \alpha \cdot A_{p1} \cdot c_{p1} + \alpha \cdot A_{s1} \cdot c_1 + \alpha \cdot A_{s2}(h - c_2)}{A_{red}} \\ = \frac{9593200 + 1256,25 \cdot 35 + 314,4 \cdot 20 + 314,4(300 - 20)}{46848} = 207,7 \text{ мм};$$

$$y_{p1} = y - c_{p1} = 207,4 - 35 = 172,4 \text{ мм};$$

$$y_{s1} = y - c_1 = 207,4 - 20 = 187,4 \text{ мм};$$

$$y_{s2} = h - c_2 - y = 300 - 20 - 207,4 = 72,6 \text{ мм}.$$

момент инерции приведенного сечения:

$$I_{red} = I + \alpha A_{p1} y_{p1}^2 + \alpha A_{s1} y_{s1}^2 + \alpha A_{s2} y_{s2}^2 = \frac{730 \cdot 30^3}{12} + 21900(285 - 207,4)^2 + \frac{50 \cdot 270^3}{12} + \\ + 13500(207,4 - 135)^2 + \frac{60 \cdot 270^3}{36} + 8100(207,4 - 180)^2 + \frac{15 \cdot 97,5^3}{12} + 1462,5(207,4 - 48,7)^2 + \\ + 1256,25 \cdot 172,4^2 + 314,4 \cdot 187,4^2 + 314,4 \cdot 72,6^2 = 3,764 \cdot 10^8 \text{ мм}^4.$$

Согласно п. 6.3.2.1 максимально допустимое значение $\sigma_{p,max}$ без учета потерь равно

$$\sigma_{p,max} = 0,9 f_{p0,1k} = 0,9 \cdot 540 = 486 \text{ МПа}.$$

Определим **прямые потери**.

Потери от релаксации напряжений в арматуре согласно формуле (6.40) равны

$$\Delta \sigma_{ir} = 0,03 \cdot \sigma_{p,max} = 0,03 \cdot 486 = 14,58 \text{ МПа}.$$

По агрегатно-поточной технологии изделие при пропаривании нагревается вместе с формой и упорами, поэтому температурный перепад между ними равен нулю и,

следовательно, $\Delta P_{AT} = 0$. Потери от деформации формы $\Delta P_l = 0$ и анкеров $\Delta P_{\mu(x)} = 0$ при электротермическом натяжении арматуры равны нулю.

Таким образом, сумма прямых потерь равна $\Delta \sigma_{pm0} = \Delta \sigma_{ir} = 14,58$ МПа, а усилие обжатия с учетом прямых потерь равно

$$P_{m0}(x) = A_{p1}(\sigma_{p,max} - \Delta \sigma_{pm0}) = 201(486 - 14,58) = 94755 \text{ Н.}$$

В связи с отсутствием в верхней зоне напрягаемой арматуры (т.е. при $A_{p2} = 0$) имеем

$$z_{cp,0} = y_{p1} = 172,4 \text{ мм.}$$

В соответствии с п. 6.5.3.1 проверим максимальное сжимающее напряжение бетона $\sigma_{cp,0}$ от действия усилия $P_{m0}(x)$, вычисляя $\sigma_{cp,0}$ по формуле (6.59) при $y_s = y = 207,4$ мм и принимая момент от собственного веса M равным нулю:

$$\sigma_{cp,0} = \frac{P_{m0}(x)}{A_{red}} + \frac{P_{m0}(x) \cdot z_{cp,0} \cdot y_s}{I_{red}} = \frac{94755}{46848} + \frac{94755 \cdot 172,4 \cdot 207,4}{3,764 \cdot 10^8} =$$

$$11,02 \text{ МПа} < 0,75 \cdot f_{cm} = 0,75 \cdot 28 = 21,0 \text{ МПа т.е. требование п.6.5.3.1 выполняется.}$$

Определяем **зависящие от времени потери** напряжений согласно п. 6.4.3.2.

Реологическое потери предварительных напряжения, вызванные ползучестью и усадкой бетона, а так же длительной релаксацией напряжений в арматуре следует определять по формуле:

$$\Delta \sigma_t(t) = \Delta \sigma_{p,c+s+r}$$

$$\Delta \sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + \Delta \sigma_{pr} + \alpha_p \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp,0})}{1 + \alpha_p \frac{A_p}{A_{red}} \left(1 + \frac{A_{red}}{I_{red}} z_{cp,0}^2 \right) [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]}.$$

где $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ - потери предварительного напряжения, вызванные ползучестью, усадкой и релаксацией на расстоянии x от анкерного устройства в момент времени t ;

ε_{cs} - ожидаемые относительные деформации усадки бетона к моменту времени $t > 100$ суток;

здесь $\varepsilon_{cs,d}$ - физическая часть усадки при испарении из бетона влаги, определяем по табл. 6.3., $\varepsilon_{cs,d} = -5,9 \cdot 10^{-4} \cdot 0,7 = -4,1305 \cdot 10^{-4}$ при относительной влажности для цеха RH=60%;

$\varepsilon_{cs,a}$ - химическая часть усадки, обусловленная процессами твердения вяжущего.

$$\varepsilon_{cs,a} = \beta_{as} \varepsilon_{cs,a,\infty}$$

$$\varepsilon_{cs(100)} = \varepsilon_{sc,d} + \varepsilon_{cs,a}.$$

$$\text{Здесь } \varepsilon_{cs,a,\infty} = -2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \leq 0,$$

$$\beta_{as} = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}); \beta = 1 - e^{-0,2 \cdot 100^5} = 0,865;$$

$$\varepsilon_{cs,a,\infty} = -2,5 \cdot (20 - 10) \cdot 10^{-6} = -2,5 \cdot 10^{-5};$$

$$\varepsilon_{cs,a} = 0,865 \cdot (-2,5 \cdot 10^{-5}) = -2,16 \cdot 10^{-5};$$

$$\varepsilon_{cs(100)} = -4,1305 \cdot 10^{-4} - 2,16 \cdot 10^{-5} = 43,46 \cdot 10^{-5};$$

$\varphi(t, t_0)$ – коэффициент ползучести бетона за период времени от t_0 до $t = 100$ суток, принимаем рис. 6.1. при $h_0 = \frac{2 \cdot A_{red}}{u} = \frac{2 \cdot 46848}{2630} = 35,6$ мм. $\varphi(t, t_0) = 1,3$;

где $u = 2630$ мм – периметр поперечного сечения конструкции.

σ_{cp} – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от квази постоянной комбинации нагрузок, включая собственный вес;

$$\sigma_{cp} = 0;$$

$\sigma_{cp,0}$ – начальное напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от действия усилия предварительного обжатия (с учетом прямых потерь $t = t_0$);

$$\sigma_{cp,0} = \frac{P_{m0}(x)}{A_{red}} + \frac{P_{m0}(x) \cdot z_{cp,0} \cdot y_s}{I_{red}} = \frac{94755}{46848} + \frac{94755 \cdot 172,4 \cdot 207,4}{3,764 \cdot 10^6} = 11,02 \text{ МПа};$$

$\Delta\sigma_{pr}$ – изменение напряжений в напрягаемой арматуре в расчетном сечении, вызванные релаксацией арматурной стали.

Определяем по табл. 6.7 и 6.8 в зависимости от уровня напряжений σ_{pg0}/f_{pk} , принимая $\sigma_{pg,0}$ – напряжения в арматуре, вызванные натяжением (с учетом прямых потерь в $t = t_0$) и от действия квазипостоянной комбинации нагрузок; $\sigma_{pg0} = \frac{P_{m,0}}{A_{p1}} + \sigma_{cp,0} = \frac{94755}{201} + 11,02 = 482,4 \text{ Н/мм}^2$;

для $\sigma_{pg0}/f_{pk} = 482,4/800 = 0,603$ и первого релаксационного класса арматуры потери начального предварительного напряжения составляют 4,5%; $\Delta\sigma_{pr} = 0,045 \cdot 1000 = 45 \text{ Н/мм}^2$;

A_{red}, I_{red} – соответственно площадь и момент инерции бетонного сечения.

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_p + \Delta\sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp,0})}{1 + \alpha \frac{A_{p1}}{A_{red}} \left(1 + \frac{A_{red}}{I_{red}} Z_{cp,0}^2\right) [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]}$$

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{43,46 \cdot 10^{-5} \cdot 2,0 \cdot 10^5 + 45 + 6,25 \cdot 1,3 \cdot (0 + 11,029)}{1 + 6,25 \frac{201}{46848} \cdot \left(1 + \frac{46848}{3,764 \cdot 10^8} \cdot 172,4^2\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 1,3)} = 142 \text{ Н/мм}^2$$

$$\Delta P_1(t) = \Delta\sigma_{p,c+s+r} \cdot A_{p1} = 142 \cdot 201 = 28542 \text{ Н} = 28,6 \text{ кН}$$

Среднее значение усилия предварительного обжатия $P_{m,t}(x)$ в момент времени $t > t_0$ (с учетом всех потерь) не должно быть большим, чем это установлено условиями:

$$P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_1(t) \leq 0,65 \cdot f_{pk} \cdot A_{p1},$$

$$94755 - 28,6 = 94726,4 \text{ кН} < 0,65 \cdot 800 \cdot 201 = 104520 \text{ кН} - \text{условие выполняется.}$$

Потери, зависящие от времени для арматуры равны

$$\Delta\sigma_{pm,t} = \Delta\sigma_{p,c+s+r} = 142 \text{ МПа.}$$

Суммарная величина потерь предварительного напряжения равна:

$$\Delta\sigma_{pm} = \Delta\sigma_{pm,0} + \Delta\sigma_{pm,t} = \Delta\sigma_{ir} + \Delta\sigma_{p,c+s+r} = 11,02 + 142 = 153,02 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа},$$

следовательно, требование выполнено, и потери не увеличиваем.

Напряжение $\sigma_{pm,t}$ с учетом всех потерь равно

$$\sigma_{pm,t} = 486 - 153,02 = 332,98 \text{ МПа}.$$

Усилие обжатия с учетом всех потерь напряжений $P_{m,t}$ определяем по формуле (6.69). При этом сжимающее напряжение в ненапрягаемой арматуре σ_s условно принимаем равным зависящим от времени (вторым) потерям напряжений, вычисленным для уровня расположения арматуры S , т.е. $\sigma_s = \Delta\sigma_{pm,t} = 142 \text{ МПа}$, а поскольку $\sigma'_{bp} < 0$, напряжение σ'_s принимаем равным нулю.

$$P_{m,t} = \sigma_{pm,t}A_{p1} - \sigma_{s1}A_{s1} = 332,98 \cdot 201 - 142 \cdot 50,3 = 59786 \text{ Н}.$$

Эксцентриситет усилия $P_{m,t}$ согласно формуле (6.66) равен:

$$e_{0p} = \frac{\sigma_{pm,t}A_{p1}y_{p1} - \sigma_{s1}A_{s1}y_{s1}}{P_{m,t}} = \frac{332,98 \cdot 201 \cdot 172,4 - 142 \cdot 50,3 \cdot 187,4}{59786} = 146,5 \text{ мм}.$$

7. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЕМ АРМАТУРЫ ПО КРИТИЧЕСКИМ ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ (ULS)

7.1 Общие положения

7.1.1 В настоящем нормативно-техническом пособии приведены указания по расчету изгибаемых предварительно напряженных элементов.

Расчет предварительно напряженных элементов производят для стадии эксплуатации на действие изгибающих элементов и поперечных сил от внешних нагрузок и для стадии изготовления на действие усилий от предварительного натяжения арматуры и усилий от внешних нагрузок, действующих в этой стадии.

7.1.2 Расчет по прочности преднапряженных элементов при действии изгибающих моментов следует производить для сечений, нормальных к их продольной оси.

Расчет по прочности в общем случае производят на основе нелинейной деформационной модели согласно пункту 5.10.2.

Для железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, расположенной у перпендикулярных плоскости изгиба граней элемента, при действии момента в плоскости симметрии нормального сечения расчет допускается производить на основе предельных усилий, принимая прямоугольную эпюру сжатых напряжений бетона равных f_{cd} .

7.1.3 Критерием исчерпания прочности железобетонных конструкций по сечениям, нормальным к продольной оси, при использовании деформационной

расчетной модели принято условие достижения относительными деформациями сжатого бетона или растянутой арматуры их предельных значений. Расчетные схемы распределения относительных деформаций в сечении элемента при расчете по прочности показаны на рисунке 8.1.

7.1.4 Величину предельных относительных деформаций сжатого бетона ε_c следует принимать по таблице 6.1, при этом она не должна превышать:

- а) для центрально сжатых сечений значений ε_{c2} (ε_{c3}) по таблице 6.1;
- б) для внецентренно сжатых сечений (с двузначной эпюрой относительных деформаций) значений ε_{cu2} (ε_{cu3}) по таблице 6.1.

При расчете сопротивления сечений элементов предварительно напряженных железобетонных конструкций по деформационной расчетной модели действуют следующие допущения:

- напряжения и деформации бетонов связаны соответствующими диаграммами деформирования « $\sigma_c - \varepsilon_c$ », принимаемыми в соответствии с указаниями раздела 6;
- напряжения и деформации арматуры связаны диаграммами деформирования « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » в соответствии с указаниями раздела 6;
- для средних деформаций бетона и арматуры считается справедливой гипотеза плоского сечения;
- при расчете учитывается влияние предварительного напряжения в напрягаемой арматуре на прочность сечения при ее расположения в сжатой зоне сечения;
- бетон, испытывающий растяжение, в расчетах не учитывается.

7.2 Расчет прочности сечения с использованием упрощенной диаграммы деформирования бетона

7.2.1 Расчет сопротивления сечений, нормальных к продольной оси элемента, следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = \frac{x}{d}$, определяемой из условий равновесия, и значением относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_{lim} , при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению $\sigma_{sd} = f_{yd}$, и бетоном крайнего волокна сжатой зоны предельных относительных деформаций ε_{cu2} (ε_{cu3}).

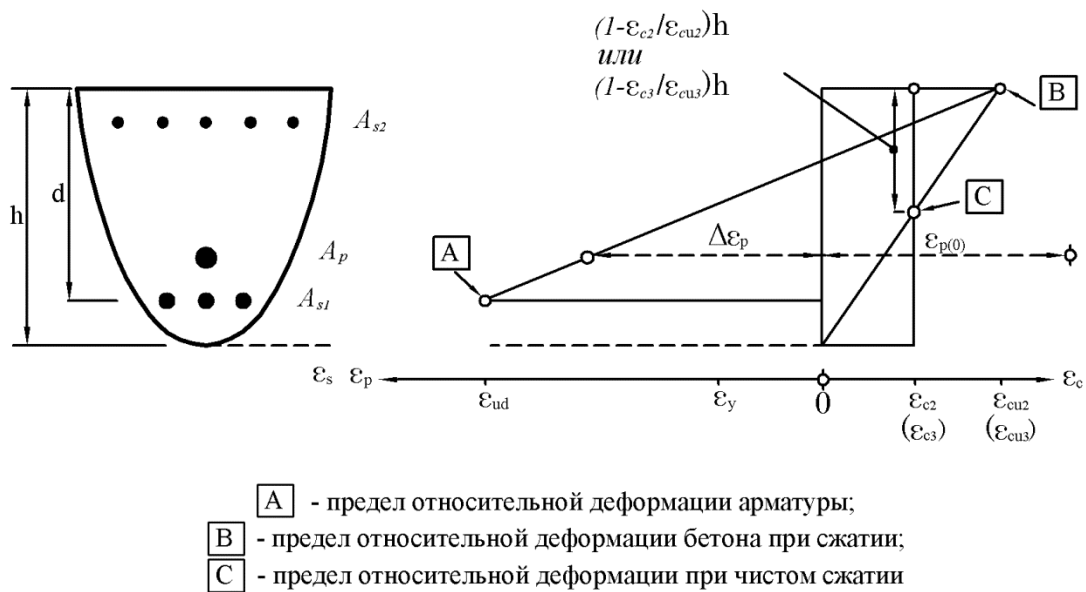


Рисунок 7.1 - Схема распределения относительных деформаций по высоте сечения при расчете предварительно напряженного элемента по прочности

Значение ξ_{lim} определяется по формуле

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{cu3})}{\varepsilon_{s,el} + \varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{cu3})} \quad (7.1)$$

где $\varepsilon_{s,el}$ - относительная деформация арматуры, при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления $f_{p0,1d}$, определяемая по формуле

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{f_{p0,1d} + 400 - \sigma_{pm,t}}{E_s} \quad (7.2)$$

где $\sigma_{pm,t}$ - принимается с учетом всех потерь при коэффициенте $\gamma_p = 1,0$;

$$f_{p0,1d} = \frac{f_{0,1k}}{\gamma_s}, \quad (7.3)$$

где $\gamma_s = 1,15$,

$\sigma_{pm,t}$ и E_s - в МПа.

ε_{cu2} - предельная относительная деформация сжатого бетона, принимаемая равной 0,0035.

Значения ξ_{lim} для определенных классов арматуры может определяться по табл.7.1 в зависимости от отношения $\sigma_{pm,t}/f_{p0,1d}$.

7.2.2 Если соблюдается условие $\xi \leq \xi_{lim}$, расчетное сопротивление напрягаемой арматуры $f_{p0,1d}$ допускается умножать на коэффициент условий работы γ_{s3} , определяемый по формуле:

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_{lim}} \leq 1,1. \quad (7.4)$$

Если $\frac{\xi}{\xi_{lim}} < 0,6$, , можно, не пользуясь формулой (7.4), принимать $\gamma_{s3} = 1,1$.

Коэффициент γ_{s3} не следует учитывать:

- для напрягаемой арматуры класса S800;
- в зоне передачи напряжений (см. разделы 9, 10);

7.2.3 Напрягаемая арматура, расположенная в сжатой от внешней нагрузки зоне, вводится в расчет с напряжением σ_{sc} , равным $(400 - \sigma'_p)$ (в МПа), где σ'_p определяется при коэффициенте $\gamma_p = 1,1$.

Во всех случаях напряжение σ_{sc} принимается не более $f_{p0,1d}$.

Таблица 7.1.

$\sigma_{pm,t}/f_{p0,1d}$	Значения ξ_{lim} при растянутой арматуре классов									
	S540	S600	S800	S1000	$B_p 1200$	$B_p 1300$	$B_p 1400$	$B_p 1500$	K1400	K1500
1,2	0,93	0,56	0,58	0,60	0,62	0,63	0,65	0,66	0,63	0,65
1,1	0,86	0,53	0,54	0,55	0,56	0,56	0,57	0,57	0,55	0,56
1,0	0,80	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,49	0,49
0,9	0,75	0,49	0,48	0,47	0,47	0,46	0,46	0,46	0,44	0,44
0,8	0,70	0,47	0,45	0,44	0,43	0,43	0,42	0,41	0,40	0,39
0,7	0,66	0,45	0,43	0,42	0,40	0,39	0,39	0,38	0,36	0,36
0,6	0,62	0,43	0,41	0,39	0,37	0,37	0,36	0,3	0,34	0,33
0,5	0,59	0,41	0,39	0,37	0,35	0,34	0,33	0,32	0,31	0,30

ПРИМЕЧАНИЯ

1. Для арматуры класса S540 значение ξ_{lim} вычислено при $f_{p0,1d} = 490$ МПа.
2. Предварительное напряжение $\sigma_{pm,t}$ принимается с учетом всех потерь с коэффициентом $\gamma_p = 1,0$.
3. При подборе напрягаемой арматуры, когда неизвестно значение $\sigma_{pm,t}$, рекомендуется принимать
 $\sigma_{pm,t} = 0,6 \cdot f_{p0,1d}$.

При подборе напрягаемой арматуры при неопределенных заводом-изготовителем характеристических значениях усилия $F_{p0,1k}$ при остаточной деформации 0,1 % для определения расчетного сопротивления высокопрочной арматуры $f_{p0,1d}$ допускается использовать (на переходный период) зависимости (7.5), связывающие условные пределы текучести при остаточных деформациях 0,1% и 0,2 %:

$$f_{p0,1d} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{0,9 \cdot f_{p0,2k}}{1,15}. \quad (7.5)$$

7.2.4 Продольная растянутая арматура при отсутствии напрягаемой арматуры в сжатой зоне подбирается следующим образом.

Вычисляется значение

$$a_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (7.6)$$

Если $a_m < a_{lim} = \xi_{lim}(1 - \xi_{lim}/2)$ (где ξ_{lim} - см. п.7.2.3), то сжатой ненапрягаемой арматуры по расчету не требуется. В этом случае площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой зоне при известной площади ненапрягаемой растянутой арматуры A_{s1} (например, принятой из конструктивных соображений) определяется по формуле

$$A_{p1} = \frac{\xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d - f_{yd} \cdot A_{s1}}{\gamma_{s3} \cdot f_{p0,1d}} \quad (7.7)$$

где $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m}$;

γ_{s3} - см. п.7.2.2

Если $a_m > \xi_{lim}$, то требуется увеличить сечение, или повысить класс бетона, или установить сжатую ненапрягаемую арматуру согласно п.7.2.6.

7.2.5 Требуемая площадь сечения сжатой ненапрягаемой арматуры при известной площади напрягаемой арматуры A_{p2} (например, принятой из условия ограничения начальных трещин) определяется по формуле:

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - \sigma_{sc} \cdot A_{p2} \cdot (d - c_{p2}) - a_{lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{ydc} \cdot (d - c_2)} \quad (7.8)$$

где a_{lim} - см. п.7.2.4.

7.2.6 При наличии в сжатой зоне учитываемой в расчете арматуры требуемая площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны определяется по формуле:

$$A_{p1} = \frac{\xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + \sigma_{sc} \cdot A_{p2} + f_{ydc} \cdot A_{s2} - f_{yd} \cdot A_{s1}}{\gamma_{s3} \cdot f_{yd}} \quad (7.9)$$

Где ξ находится по указаниям п. 7.2.3.

$$a_m = \frac{M - f_{ydc} \cdot A_{s1} \cdot (d - c_2) - \sigma_{sc} \cdot A_{p2} \cdot (d - c_{p2})}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (7.10)$$

γ_{s3} - см. п.7.2.2

При этом должно выполняться условие $\xi \leq \xi_{lim}$ (см. п.7.3.4). В противном случае площадь сечения арматуры в сжатой зоне должна быть принята согласно п.7.3.6.

Если $a_m < 0$, значение A_{p1} определяется по формуле:

$$A_{p1} = \frac{M / (d - c_1) - f_{yd} \cdot A_{s1}}{1,1 \cdot f_{p0,1d}} \quad (7.11)$$

ПРИМЕРЫ РАСЧЕТОВ

ПРИМЕР 1.

Дано: Прямоугольное сечение с размерами $b = 300$ мм, $h = 700$ мм; $c = 50$ мм. Бетон нормальный класса C25/30 ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $\alpha_{cc} = 0,85$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,2$ МПа). Напрягаемая арматура класса S800 ($f_{p0,2k} = 800$ МПа, $f_{p0,1d} = 626$ МПа); растянутая ненапрягаемая арматура класса S400 ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = 348$ МПа) площадью сечения $A_{s1} = 760 \text{ мм}^2$ ($2\varnothing 22$); изгибающий момент $M_{Ed} = 490 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется определить площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны.

Расчет. $d = 700 - 50 = 650$ мм. Площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны определяем согласно п.7.2.4. По формуле (7.6) вычисляем значение a_m :

$$a_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{490 \cdot 10^6}{14,2 \cdot 300 \cdot 650^2} = 0,272.$$

Тогда $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,272} = 0,325$.

Из табл. 7.1 при классе арматуры St800, принимая согласно примеч.3 $\frac{\sigma_{pm,t}}{f_{p0,1d}} = 0,6$, находим значение $\xi_{lim} = 0,41$.

$\xi = 0,325 < \xi_{lim} = 0,41$.

Так как $\xi / \xi_{lim} = 0,325 / 0,41 = 0,67 > 0,6$, согласно п.7.2.3 $\gamma_{s3} = 1,08$.

Отсюда

$$A_{p1} = \frac{\xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d - f_{yd} \cdot A_{s1}}{\gamma_{s3} \cdot f_{p0,1d}} = \frac{0,325 \cdot 14,2 \cdot 300 \cdot 650 - 348 \cdot 760}{1,08 \cdot 626} = 940 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в сечении $2\varnothing 25 \text{ St800}$ ($A_{p1} = 982 \text{ мм}^2$).

ПРИМЕР 2.

Дано: Прямоугольное сечение с размерами $b = 250$ мм, $h = 600$ мм; $c_2 = 25$ мм; $c_{p2} = 50$ мм. Бетон нормальный класса C25/30 ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $\alpha_{cc} = 0,85$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,2$ МПа). Напрягаемая арматура класса S600 ($f_{p0,2k} = 600$ МПа, $f_{p0,1d} = 540$ МПа) площадью сечения $A_{p2} = 509 \text{ мм}^2$ ($2\varnothing 18$); сжатая ненапрягаемая арматура класса S400 ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{ydc} = 348$ МПа); изгибающий момент $M_{Ed} = 410 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется определить площадь сечения ненапрягаемой арматуры сжатой зоны.

Расчет. $d = 600 - 50 = 550$ мм. Площадь сечения ненапрягаемой арматуры сжатой зоны определяем согласно п.7.2.5. по формуле (7.8):

$$\begin{aligned} A_{s2} &= \frac{M_{Ed} - f_{p0,1d} \cdot A_{p2} \cdot (d - c_{p2}) - a_{m,lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{ydc} \cdot (d - c_2)} \\ &= \frac{410 \cdot 10^6 - 540 \cdot (550 - 50) - 0,338 \cdot 14,2 \cdot 250 \cdot 550^2}{348 \cdot (550 - 25)} = 256 \text{ мм}^2. \end{aligned}$$

Принимаем в сечении $2\varnothing 14 \text{ S400}$ ($A_{s2} = 308 \text{ мм}^2$).

Из табл. 7.1 при классе арматуры S600, принимая согласно примеч.3 $\frac{\sigma_{pm,t}}{f_{p0,1d}} = 0,6$, находим значение $\xi_{lim} = 0,43$.

$$a_{m,lim} = \xi_{lim} \left(1 - \xi_{lim}/2\right) = 0,43 \left(1 - \frac{0,43}{2}\right) = 0,338.$$

ПРИМЕР 3.

Дано: Прямоугольное сечение с размерами $b = 250$ мм, $h = 600$ мм; $c_1 = c_2 = 25$ мм. Бетон нормальный класса С25/30 ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $\alpha_{cc} = 0,85$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,2$ МПа). Напрягаемая арматура класса S600 ($f_{p0,2k} = 600$ МПа, $f_{p0,1d} = 540$ МПа, $c_{p1} = 50$ мм); растянутая и сжатая ненапрягаемая арматура класса S400 ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = f_{ydc} = 348$ МПа) площадью сечения $A_{s1} = A_{s2} = 760$ мм² (2Ø22); изгибающий момент $M_{Ed} = 590$ кН·м.

Требуется определить площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны.

Расчет. $d = 600 - 50 = 550$ мм.

При наличии в сжатой зоне учитываемой в расчете арматуры требуемая площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны определяем согласно п.7.2.6. по формуле (7.9):

$$A_{p1} = \frac{\xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + f_{ydc} \cdot A_{s2} - f_{yd} \cdot A_{s1}}{\gamma_{s3} \cdot f_{p0,1d}} = \frac{0,60 \cdot 14,2 \cdot 250 \cdot 550 + 348 \cdot 760 - 348 \cdot 760}{1,0 \cdot 540} = 2169 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в сечении 3Ø32 S600 ($A_{p1} = 2413$ мм²).

где $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,42} = 0,60 > \xi_{lim} = 0,43$ согласно п.7.2.3 $\gamma_{s3} = 1,0$.

$$a_m = \frac{M_{Ed} - f_{ydc} \cdot A_{s1} \cdot (d - c_2)}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{590 \cdot 10^6 - 348 \cdot 760 \cdot (550 - 25)}{14,2 \cdot 250 \cdot 550^2} = 0,42.$$

7.3 Расчет предварительно напряженных элементов при действии поперечных сил

7.3.1 Элементы без поперечной арматуры

7.3.1.1 [6.2.1] Расчет железобетонных элементов по прочности на действие поперечных сил при отсутствии вертикальной и (или) наклонной (отогнутой) арматуры, следует производить из условия

$$V_{Ed} \leq V_{Ed,c}, \quad (7.12)$$

где:

V_{Ed} - расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении, вызванная действием нагрузок;

$V_{Ed,c}$ - расчетная поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечной арматуры, определяемая по формулам (7.12а)-(7.12б).

7.3.1.2 Даже если на основе расчета поперечная арматура не требуется, необходимо предусмотреть минимальное поперечное армирование согласно 9.2.2. Минимальное поперечное армирование допускается не предусматривать в таких элементах, как плиты (сплошные, ребристые или многопустотные плиты), где возможно поперечное перераспределение нагрузок. Допускается также не предусматривать минимальное поперечное армирование в элементах второстепенного значения (например, для перемычек с пролетом, менее или равным 2 м), которые существенно не влияют на общую несущую способность и устойчивость конструкции.

7.3.1.3 В зонах элемента, где $V_{Ed} > V_{Ed,c}$ согласно формуле (7.16), необходимо предусмотреть поперечную арматуру, которая позволит выполнить условие где $V_{Ed} \leq V_{Ed,c}$.

7.3.1.4 Сумма расчетной поперечной силы и вкладов поясов, где $V_{sd} - V_{ccd} - V_{td}$ ни в каком сечении элемента конструкции не должна превышать $V_{Rd,max}$ (6.2.3).

7.3.1.5 Продольная растянутая арматура, как правило, должна воспринимать дополнительное растягивающее усилие, вызванное поперечной силой [см. 6.2.3 (7)].

7.3.1.6 Для элементов, подверженных действию преимущественно равномерно распределенной нагрузки, расчетное поперечное усилие требуется проверять на расстоянии меньшем d от грани опоры. Поперечную арматуру, устанавливаемую по расчету, необходимо доводить до опоры. Дополнительно необходимо проверить, что поперечное усилие на опоре не превышает $V_{Rd,max}$ [см. 6.2.2 (6) и 6.2.3 (7)].

7.3.1.7 Если усилие прилагается вблизи низа сечения дополнительно к поперечной арматуре, которая обеспечивает сопротивление поперечной силе, необходимо установить вертикальную арматуру, передающую это усилие к верху сечения.

7.3.1.8 [6.2.2] Расчетную поперечную силу $V_{Rd,c}$ Н, воспринимаемую элементом без вертикальной и (или) наклонной арматуры, следует определять по формуле:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \quad (7.12a)$$

но не менее

$$V_{Rd,ct,min} = [0,035k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \quad (7.126)$$

где: f_{ck} - в МПа;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, d - \text{в мм}; \quad \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02,$$

A_{sl} - площадь сечения продольной растянутой арматуры, учитываемой в расчете прочности наклонного сечения, при условии, что она заведена за расчетное сечение на длину не менее $(l_{bd} + d)$ и надежно заанкерена (рис.7.2);

b_w - минимальная ширина поперечного сечения элемента в растянутой зоне;

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2f_{cd}, \text{ МПа};$$

N_{Ed} - осевое усилие, вызванное действием нагрузки или предварительного напряжения ($N_{Ed} > 0$ при сжатии);

A_c - площадь бетонного сечения, мм²;

$V_{Rd,c}$ - в Н.

7.3.1.9 [6.2.2(2)] Для однопролетных предварительно напряженных элементов без поперечной арматуры сопротивление поперечной силе в зонах с трещинами от изгиба определяется по формуле (7.12а). В зонах, которые не имеют трещин вследствие изгиба (для тех, где растягивающие напряжения при изгибе менее чем $f_{ctk,0,05}/\gamma_c$), сопротивление поперечной силе необходимо ограничить пределом прочности бетона при растяжении. Для таких сечений сопротивление поперечной силе рассчитывается следующим образом:

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}} \quad (7.13)$$

где:

I, S - соответственно момент инерции и статический момент для рассматриваемого поперечного сечения;

$\alpha_1 = l_x/l_{pt2} \leq 1,0$ - для предварительно напряженных элементов;

l_{pt2} - верхнее предельное значение длины зоны передачи напряжений в предварительно напряженном элементе, определяемое по формуле (9.24);

l_x - расстояние от рассматриваемого сечения до начальной точки зоны передачи напряжений;

σ_{cp} - средние сжимающие напряжения, вызванные действием продольного усилия от нагрузки или усилием предварительного напряжения ($\sigma_{cp} = (N_{Ed} - A_s \cdot f_{yd})/A_c$, в МПа, $N_{Ed} > 0$ - при сжатии).

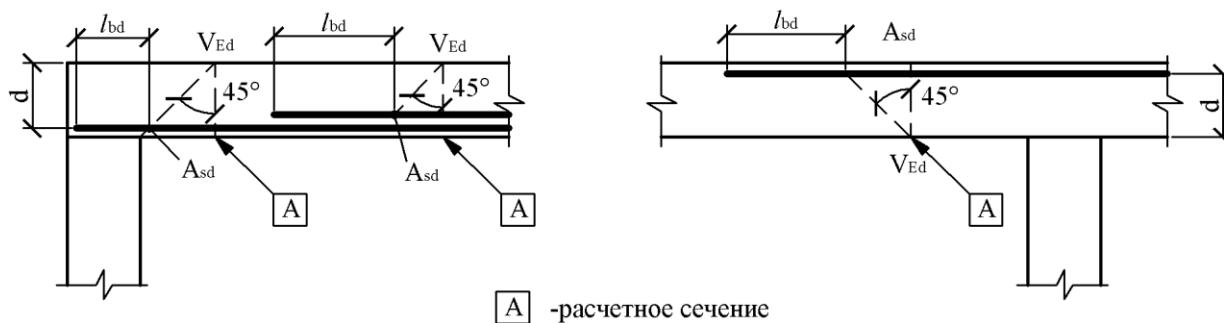


Рисунок 7.2 - Положение расчётного сечения при определении площади поперечного армирования в формуле (7.12)

7.3.1.10 [6.2.2(3)] Расчет элементов без поперечной арматуры по прочности на действие поперечных сил по формуле (7.12а) допускается не производить для сечений на участке, располагаемом между внутренней гранью опоры и точкой, получаемой в результате пересечения продольной оси элемента с линией, наклоненной под углом 45° от внутренней грани опоры.

7.3.1.11 Если расчетное сечение располагается на расстоянии $0,5d \leq x(a_v) < 2d$ от грани опоры (рис.7.3), его прочность на действие перерезывающей силы следует проверять по формуле:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{x}{2d} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \quad (7.14)$$

но не более

$$V_{Rd,c,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (7.15)$$

где:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right); f_{ck} - \text{в МПа};$$

v – коэффициент, учитывающий снижение прочности для бетона при образовании наклонных трещин.

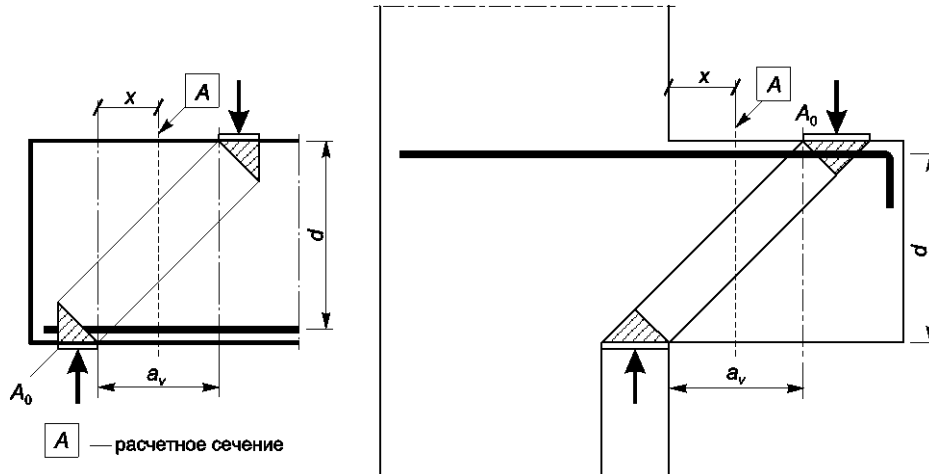


Рисунок 7.3 - К расчету коротких балок и консолей, не имеющих поперечной арматуры

Формула (7.14) применима только для случая расчета, когда нагрузки действуют по верхней грани элемента и продольная арматура имеет обеспеченную анкеровку согласно требованиям разделов 9 и 10.

7.3.3 Расчет железобетонных элементов по прочности на основе стержневой модели методом ферменной аналогии

7.3.3.1 [6.2.3] Расчет железобетонных элементов по прочности наклонного сечения при действии поперечных сил (рис.7.4) следует производить из условия:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,sy}, \quad (7.16)$$

где:

V_{Ed} - расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении, вызванная действием нагрузок;

$V_{Rd,sy}$ - составляющая поперечной силы, воспринимаемая арматурой в элементе, имеющем поперечное армирование.

7.3.3.2 [6.2.3] Расчетную поперечную силу, воспринимаемую элементом с поперечным армированием, следует определять по формуле:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad (7.17)$$

при

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (7.18a)$$

и

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (7.18b)$$

где:

f_{ck} - в МПа)

A_{sw} - площадь сечения поперечной арматуры;

s - расстояние между хомутами;

b_w - наименьшая ширина стенки;

f_{ywd} - расчетное значение предела текучести поперечной арматуры;

z - плечо внутренней пары сил для элемента с постоянной высотой, соответствующее изгибающему моменту в рассматриваемом элементе. При расчете поперечного усилия железобетонного элемента без продольной силы, в общем, может быть использовано приближенное значение $z = 0,9d$;

$\cot \theta$ - угол между бетонным сжатым раскосом и осью балки, перпендикулярной к поперечному усилию (предельные значения $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$);

f_{ck} - нормативное (характеристическое) сопротивление бетона осевому сжатию;

f_{cd} - расчетное сопротивление бетона сжатию;

ν - коэффициент снижения прочности для бетона, с учетом образования наклонных трещин.

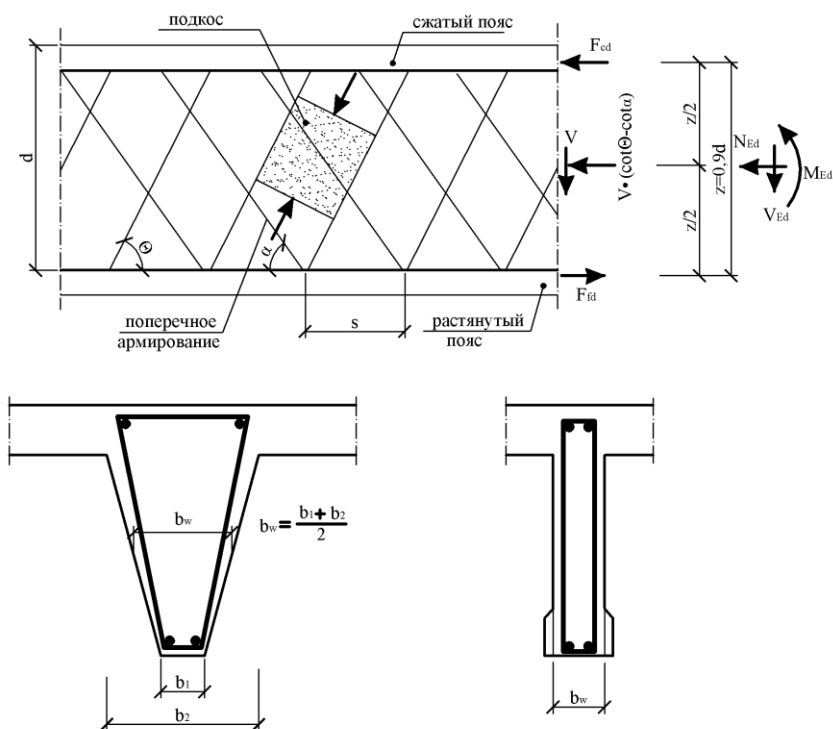


Рисунок 7.4 - К расчету прочности железобетонных элементов при действии поперечной силы на основе стержневой модели методом ферменной аналогии

ПРИМЕЧАНИЕ На рис. 7.4 приняты следующие обозначения:

α - угол наклона между поперечной и продольной рабочей арматурой;

θ - угол наклона между сжатой бетонной полосой (подкосом) и продольной рабочей арматурой. Максимально возможное значение $\cot \theta$ допускается принимать равным 2,5. Допускается принимать меньшие значения $\cot \theta$ при соблюдении нижнего предела $\cot \theta > 1$;

b_w - наименьшая ширина стенки;

z - плечо внутренней пары сил, значение которого при расчетах допускается принимать примерно $z = 0,9d$;

d - рабочая высота сечения;

F_{td} - расчетное значение растягивающего усилия в продольной арматуре;

F_{cd} - расчетное значение сжимающего усилия в бетоне в направлении продольной оси элемента.

7.3.3.3 Расчетная поперечная сила, определенная по формуле (7.17), не должна превышать поперечную силу $V_{Rd,max}$, рассчитываемую по формуле

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (7.19)$$

где $V_{Rd,max}$ - расчетная поперечная сила, воспринимаемая сжатыми подкосами при расчете наклонного сечения;

b_w - наименьшая ширина стенки;

f_{ywd} - расчетное значение предела текучести поперечной арматуры;

$v_1 = v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}(\text{МПа})}{250} \right)$ - коэффициент понижения прочности бетона, учитывающий влияние наклонных трещин [см. прим.1.(3) п. 6.2.3 (1)];

α_{cw} - коэффициент, учитывающий уровень напряжения в сжатом поясе, принимаемый для конструкций без предварительного напряжения равным 1,0.

ПРИМЕЧАНИЕ Если расчетное значение напряжения в поперечной арматуре составляет менее 80% характеристического предела текучести f_{yk} , то значение v_1 может быть определено следующим образом:

$$\begin{aligned} v_1 &= 0,6 && \text{для } f_{ck} \leq 60 \text{ МПа;} \\ v_1 &= 0,9 - \frac{f_{ck}}{200} > 0,5 && \text{для } f_{ck} \geq 60 \text{ МПа;} \end{aligned}$$

7.3.3.4 Для элементов, имеющих отогнутую под углом $\alpha \geq 45^\circ$ арматуру, предельную расчетную поперечную силу, воспринимаемую элементом, следует определять по формуле:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha, \quad (7.20)$$

$$\text{при } \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq \frac{0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \sin \alpha}{1 - \cos \alpha}, \quad (7.21)$$

Расчётная поперечная сила, определенная по формуле (7.20), не должна превышать поперечную силу $V_{Rd,max}$, рассчитываемую по формуле

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot \theta^2}, \quad (7.22)$$

7.3.5 Расчет при действии на сечение продольных усилий

7.3.5.1 Для элементов, подвергнутых действию осевых продольных сжимающих усилий, максимальную поперечную силу, воспринимаемую расчетным сечением, следует определять по формуле:

$$V_{Rd,max,comp} = \alpha_c \cdot V_{Rd,max}, \quad (7.23)$$

где:

$V_{Rd,max}$ - поперечная сила, определяемая по формулам (7.19) или (7.22);

α_c - коэффициент, учитывающий влияние продольного осевого усилия и определяемый при следующих условиях:

$$\alpha_c = 1 + \sigma_{cp}/f_{cd} \quad \text{при } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25f_{cd}, \quad (7.24)$$

$$\alpha_c = 1,25 \quad \text{при } 0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd}, \quad (7.25)$$

$$\alpha_c = 2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd}) \quad \text{при } 0,5f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0f_{cd}, \quad (7.26)$$

Здесь σ_{cp} - средние значения сжимающих напряжений (рассматриваемые со знаком «плюс»), вызванных действием продольного осевого усилия.

Напряжения σ_{cp} не учитывают при расчете сечений, располагающихся на расстоянии меньше, чем $0,5 \cdot d \cdot \cot \theta$ от грани опоры.

7.3.5.2 При расчете прочности элементов, воспринимающих растягивающие продольные усилия, в расчетных формулах (7.17-7.23) следует принимать $\cot \theta = 1$.

7.3.5.3 [6.2.3] Дополнительное растягивающее усилие в продольной арматуре ΔF_d , вызванное действием перерезывающей силы, следует определять по формуле:

$$\Delta F_d = 0,5V_{Ed} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha). \quad (7.27)$$

При этом суммарное растягивающее усилие в продольной арматуре $(M_{Ed}/z) + \Delta F_d$ не должно быть большим, чем $M_{Ed,max}/z$.

Примеры расчетов к разделу 7

Пример 7

Дано: Свободно опертая железобетонная балка перекрытия пролетом $L = 5,5$ м (Рис.7.5). Прямоугольное сечение с размерами $b = 200$ мм, $h = 500$ мм; $c_{p1} = 50$ мм; Бетон нормальный класса С20/25 ($f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0,85 \cdot 20/1,5 = 11,3$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$, $E_{cm} = 32,0 \cdot 10^3$ МПа). Напрягаемая арматура класса S800 ($f_{p0,1k} = 0,9 \cdot f_{p0,2k} = 0,9 \cdot 800$ МПа = 720 МПа, $f_{p0,1d} = f_{p0,1k}/\gamma_s = 720/1,15 = 626$ МПа, $\gamma_s = 1,15$, $E_{st} = 20 \cdot 10^4$ МПа); площадью сечения $A_{p1} = 402$ мм² (2Ø16). Поперечная арматура класса S240 ($f_{yk} = 240$ МПа, $f_{ywd} = 167$ МПа). Переменная равномерно распределенная нагрузка $q = 73$ кН/м, постоянная $g = 28$ кН/м. $\sigma_{cp} = 2,2$ МПа - средние значения сжимающих напряжений, вызванных действием продольного осевого усилия Р.

Требуется: Определить площадь и шаг поперечной арматуры (использовать метод ферменной аналогии).

Расчет: Длину участка, на котором поперечное армирование необходимо устанавливать по расчету, определяем по эпюре поперечных сил (см. рис.7.5).

Для этого определим поперечную силу, которую может воспринять бетон по формуле:

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot k(100 p_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН};$$

$$\text{но не менее } V_{Rd,c,min} = [0,035 k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН};$$

$$\text{где } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1,67;$$

$$d = h - c_{p1} = 500 - 50 = 450 \text{ мм};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{p1}}{b_w \cdot d} = \frac{402}{200 \cdot 450} = 0,0045 \leq 0,02;$$

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot k(100 p_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = \left[\left(\frac{0,18}{1,5} \right) \cdot 1,67 \cdot (100 \cdot 0,0045 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 2,2 \right] \cdot 200 \cdot 450 = 67215 \text{ Н} = 67,2 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,c,min} = [0,035 \cdot 1,67^{\frac{3}{2}} \cdot 20^{\frac{1}{2}} + 0,15 \cdot 2,2] \cdot 200 \cdot 450 = 60099 \text{ Н} = 60,1 \text{ кН}.$$

Таким образом, расчетным является участок:

$$a_w = (V_{Ed,max} - V_{Rd,c,min}) / (q + g) = (277,75 - 60,1) / (28 + 73) = 2,15 \text{ м}.$$

Первое расчетное сечение назначаем на расстоянии $d_z = a_{w1} = 450$ мм от опоры.

Поперечное усиление в данной сечении: $V_{Ed} = 232,3$ кН.

Задаемся углом наклона трещин к горизонтали $\theta = 40^\circ$.

Для элементов, подвергнутых действию осевых продольных сжимающих усилий, максимальную поперечную силу, воспринимаемую расчетным сечением, следует определять по формуле:

$$V_{Rd,max,comp} = \alpha_c \cdot V_{Rd,max} = 1,195 \cdot V_{Rd,max},$$

α_c - коэффициент, учитывающий влияние продольного осевого усилия и определяемый:

$$\alpha_c = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} = 1 + \frac{2,2}{11,3} = 1,195 \quad \text{при} \quad 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}, \quad \sigma_{cp} = 2,2 \text{ МПа} < 0,25 \cdot 11,3 = 2,825 \text{ МПа}.$$

В пределах длины расчетного участка поперечного армирование рассчитывают из условий: $V_{Ed} = V_{Rd,sy}; V_{Ed} \leq V_{Rd,max,comp}$;

где: $V_{Rd,sy}$ - расчетная поперечная сила, воспринимаемая сечением с поперечным армированием:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot d_z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \text{ кН}.$$

Задав шаг поперечной арматуры определяем площадь ее сечения по последней формуле, учитывая то, что в данном методе количество поперечной арматуры рассчитывают приняв условие, что напряжения в ней достигают предела текучести: $f_{sw} = f_{ywd}$

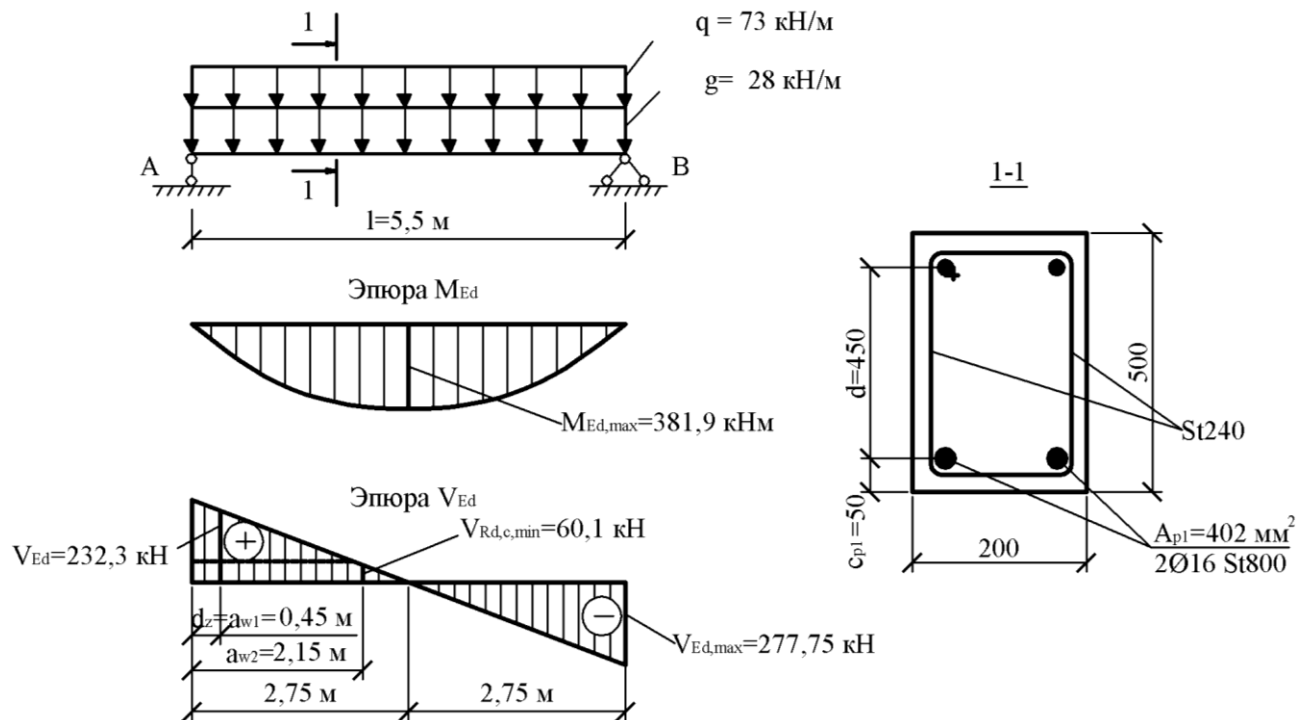


Рис.7.5

Принимаем шаг поперечной арматуры $s = 100$ мм.

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{d_z \cdot f_{sw} \cdot \cot \theta} = \frac{232,3 \cdot 10^3 \cdot 100}{450 \cdot 167 \cdot \cot 40^\circ} = \frac{232,3 \cdot 10^3 \cdot 100}{450 \cdot 167 \cdot 1,192} = 259 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2 Ø14, $A_{sw} = 308 \text{ мм}^2$, $s = 100$ мм.

Проверяем следующие условия:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max,comp} = \alpha_c \cdot \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_z}{\cot \theta + \tan \theta} = 1,195 \cdot \frac{0,552 \cdot 11,3 \cdot 200 \cdot 450}{1,192 + 0,839} = 330307 \text{ Н} = 330,31 \text{ кН} > V_{Ed} = 232,3 \text{ кН};$$

где: v – коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный для нормального бетона:

$$v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}(\text{МПа})}{250}\right) \geq 0,5; \quad v = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0,552 \geq 0,5;$$

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} = \frac{167 \cdot 308}{200 \cdot 100} = 2,572 \text{ МПа}; \quad 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,552 \cdot 11,3 = 3,112 \text{ МПа};$$

$2,572 < 3,112$ – условие выполняется.

Другие сечения рассчитываются аналогичным образом.

Пример 8

Дано: Железобетонная плита перекрытия пролетом $L = 5,5$ м (рис.7.5а) прямоугольного сечения с размерами $b = 1000$ мм, $h = 210$ мм; $c_{p1} = 30$ мм из нормального бетона класса С20/25

($f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 20 / 1,5 = 11,3$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$, $E_{cm} = 32,0 \cdot 10^3$ МПа). Продольная арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа; $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = \frac{500}{1,15} = 435$ МПа). Площадь сечения напрягаемой арматуры на опоре $A_{p1} = 9,236 \text{ см}^2$ (6 $\varnothing 14$), которая заведена не менее чем на $(l_{pbd} + d)$ за рассматриваемое сечение; Переменная равномерно распределенная нагрузка $q_k = 20$ кН/м, постоянная $g_k = 10$ кН/м. Среднее сжимающее напряжение в бетоне от предварительного обжатия составляет $\sigma_{cp} = 2,12$ МПа.

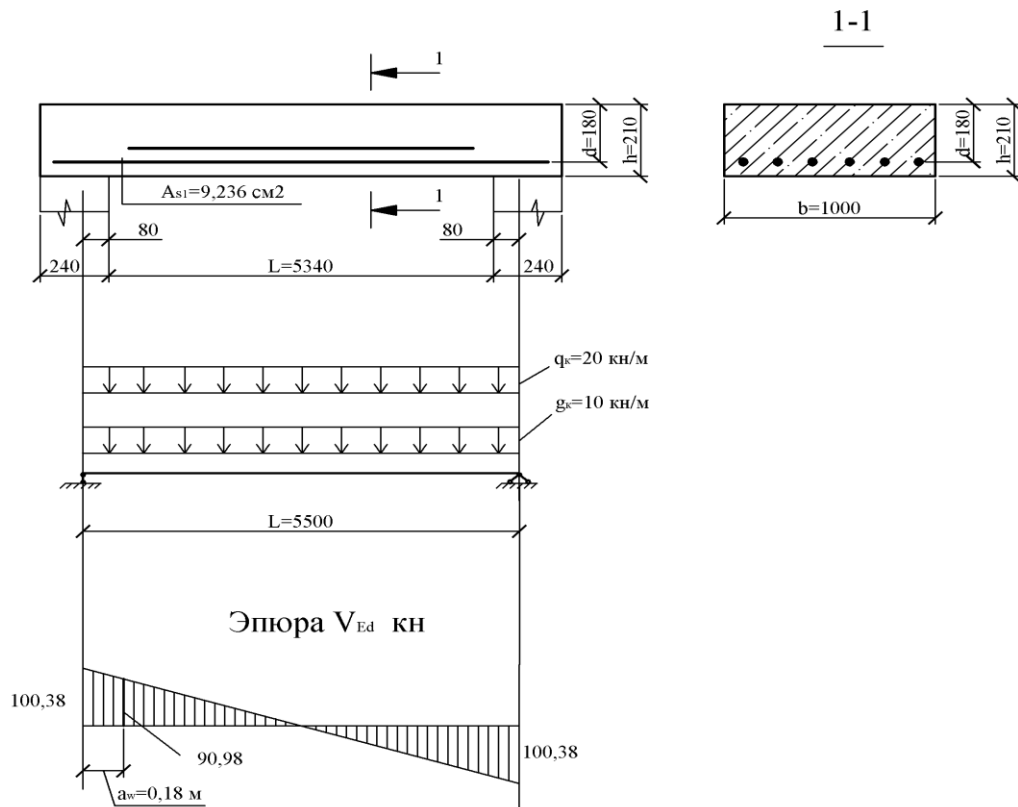


Рис.7.5а

Требуется: Определить прочность сечения на действие поперечных сил при отсутствии поперечной арматуры (использовать метод ферменной аналогии).

Расчет: Расчетную сечению назначаем на расстоянии $a_w = d_z = 180$ мм от опоры. Поперечную силу в данном сечении V_{Ed} определяем по эпюре поперечных сил (см. рис.7.5а).

Поперечное усилие на левой опоре:

$$V_{d,li} = (\gamma_g \cdot g_k + \gamma_q \cdot q_k) \cdot l/2 = (1,35 \cdot 10 + 1,5 \cdot 20) \cdot 5,5/2 = 36,5 \cdot 2,75 = 100,38 \text{ кН.}$$

$$V_{Ed} = V_{d,li} - (0,08 + 0,18) \cdot 36,5 = 100,38 - 9,49 = 90,89 \text{ кН.}$$

где $\gamma_g = 1,35$, $\gamma_q = 1,5$ – коэффициенты безопасности по нагрузкам.

Расчетную поперечную силу $V_{Rd,c}$, Н, воспринимаемую сечением без поперечной арматуры, определяем по формуле:

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН;}$$

$$\text{но не менее } V_{Rd,ct,min} = \left[0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН;}$$

где $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$, $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{180}} = 2,054$, принимаем $k = 2$.

$$\rho_1 = \frac{A_{p1}}{b_w \cdot d} = \frac{923}{1000 \cdot 180} = 0,0051 \leq 0,02;$$

$$d = h - c_{p1} = 210 - 30 = 180 \text{ мм};$$

$$k_1 = 0,15.$$

$$V_{Rd,c,min} = \left[0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = \left(0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 20^{\frac{1}{2}} + 0,15 \cdot 2,12 \right) \cdot 1000 \cdot$$

$$180 = 109915 \text{ Н} = 109,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{1,5} \right) \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0051 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} + 0,15 \cdot 2,12 \right] \cdot 1000 \cdot 180 = 123,95 \text{ Н} =$$

123,95 кН $> V_{Ed} = 90,89 \text{ кН}$ – условие выполняется, прочность сечения обеспечена.

Пример 9

Дано: Железобетонная балка покрытия, нагруженная сосредоточенными силами, как на рис. 7.6. Тавровое сечение с размерами $b = 80 \text{ мм}$, $h = 890 \text{ мм}$; $c_{p1} = 80 \text{ мм}$. Бетон нормальный класса С20/25 ($f_{ck} = 20 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 20 / 1,5 = 11,3 \text{ МПа}$, $\alpha_{cc} = 0,85$, $E_{cm} = 32,0 \cdot 10^3 \text{ МПа}$). Поперечная арматура класса S240 ($f_{yk} = 240 \text{ МПа}$, $f_{ywd} = 167 \text{ МПа}$). Продольная арматура класса S800 ($f_{p0,1d} = \frac{f_{0,1k}}{\gamma_s} = \frac{0,9 \cdot f_{0,2k}}{\gamma_s} = \frac{0,9 \cdot 800}{1,15} = 626 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$); площадь сечения растянутой напрягаемой арматуры $A_{p1} = 509 \text{ мм}^2$ ($2\varnothing 18$). $\sigma_{cp} = 3,2 \text{ МПа}$ — средние значения сжимающих напряжений, вызванных действием продольного осевого усилия Р.

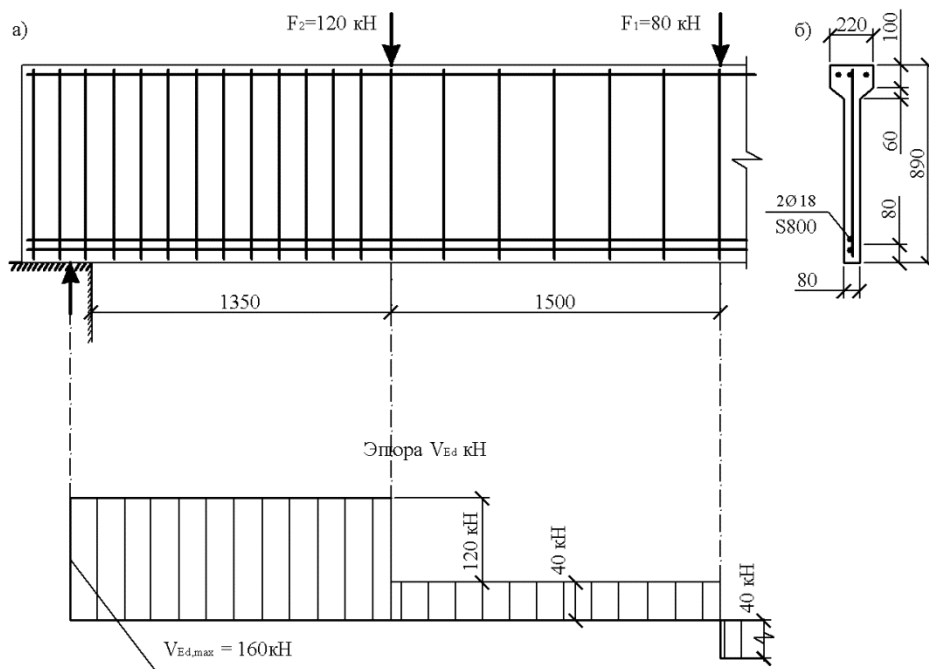


Рис. 7.6

Требуется: Определить площадь и шаг поперечной арматуры (использовать метод ферменной аналогии).

Расчет:

Первое расчетное сечение назначаем на расстоянии $d_z = 760$ мм от опоры.

Поперечное усилие в данном сечении: $V_{Ed} = 160$ кН.

Задаемся углом наклона трещин к горизонтали $\theta = 38^\circ$.

В пределах длины расчетного участка поперечное армирование рассчитывают из условий:

$$V_{Ed} = V_{Rd,sy}; V_{Ed} < V_{Rd,max,comp} = \alpha_c \cdot V_{Rd,max} = 1,25 \cdot V_{Rd,max},$$

α_c - коэффициент, учитывающий влияние продольного осевого усилия и определяемый:
 $\alpha_c = 1,25$ при $0,25f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5f_{cd}$ $0,25 \cdot 11,3 = 2,82$ МПа $< 3,2$ МПа $< 0,5 \cdot 11,3 = 5,65$,

где: $V_{Rd,sy}$ - расчетная поперечная сила, воспринимаемая сечением с поперечным армированием.

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot d_z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta, \text{ кН.}$$

Задав шаг поперечной арматуры определяем площадь ее сечения по последней формуле, учитывая то, что в данном методе количество поперечной арматуры рассчитывают приняв условие, что напряжения в ней достигают предела текучести: $f_{sw} = f_{ywd}$.

Принимаем шаг поперечной арматуры $s = 0,1$ м.

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{d_z \cdot f_{sw} \cdot \cot\theta} = \frac{160 \cdot 10^3 \cdot 100}{760 \cdot 167 \cdot \cot 38^\circ} = \frac{160 \cdot 10^3 \cdot 100}{760 \cdot 167 \cdot 1,28} = 98,5 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $1\emptyset 12$, $A_{sw} = 113,1 \text{ мм}^2$ с шагом $s = 100$ мм.

При этом должны выполняться следующие условия:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd};$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max,comp} = \alpha_c \cdot \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_z}{\cot\theta + \tan\theta}.$$

где: v - коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условия растяжения и равный для тяжелого бетона:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}(\text{МПа})}{250} \right) \geq 0,5; \quad v = 0,6 \left(1 - \frac{20}{250} \right) = 0,552 \geq 0,5;$$

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} = \frac{113,1 \cdot 167}{80 \cdot 100} = 2,361 \text{ МПа}; \quad 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,552 \cdot 11,3 = 3,12 \text{ МПа};$$

$2,361 < 3,12$ - условие выполняется.

$$V_{Rd,max,comp} = \alpha_c \cdot \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_z}{\cot\theta + \tan\theta} = 1,25 \cdot \frac{0,552 \cdot 11,3 \cdot 80 \cdot 760}{\cot 38^\circ + \tan 38^\circ} = 1,25 \cdot \frac{0,552 \cdot 11,3 \cdot 80 \cdot 760}{1,28 + 0,781} = 230013 \text{ Н} = 230,01 \text{ кН.}$$

$V_{Ed} = 160 \text{ кН} < V_{Rd,max,comp} = 230,01 \text{ кН.}$ - условие выполняется.

Второе расчетное сечение назначаем на расстоянии $d_z = 760$ мм от сосредоточенной силы F_2 .

Поперечное усилие в данном сечении: $V_{Ed} = 40$ кН.

Задаемся углом наклона трещин к горизонтали $\theta = 38^\circ$.

Принимаем шаг поперечной арматуры $s = 200$ мм.

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{d_z \cdot f_{sw} \cdot \cot\theta} = \frac{40 \cdot 10^3 \cdot 200}{760 \cdot 167 \cdot \cot 38^\circ} = 49,2 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $1\emptyset 8$, $A_{sw} = 50,3 \text{ мм}^2$ с шагом $s = 200$ мм.

Производим проверку выполнения известных условий:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd};$$

ҚР НТҚ 02-01-1.2-2011

НТП РК 02-01-1.2-2011

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max,comp} = \alpha_c \cdot \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_z}{\cot \theta + \tan \theta};$$

где: v - коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный для тяжелого бетона:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}(\text{МПа})}{250} \right) \geq 0,5; \quad v = 0,6 \left(1 - \frac{20}{250} \right) = 0,552 \geq 0,5;$$

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} = \frac{50,3 \cdot 167}{80 \cdot 200} = 0,525 \text{ МПа}; \quad 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,552 \cdot 11,3 = 3,12 \text{ МПа};$$

$0,525 < 2,996$ – условие выполняется.

$$\begin{aligned} V_{Rd,max,comp} &= \alpha_c \cdot \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_z}{\cot \theta + \tan \theta} = 1,25 \cdot \frac{0,552 \cdot 11,3 \cdot 80 \cdot 760}{\cot 38^\circ + \tan 38^\circ} \\ &= 1,25 \cdot \frac{0,552 \cdot 11,3 \cdot 80 \cdot 760}{1,28 + 0,781} = 230013 \text{ Н} = 230,01 \text{ кН}. \end{aligned}$$

$V_{Ed} = 40 \text{ кН} < V_{Rd,max,comp} = 230,01 \text{ кН}$.– условие выполняется.

8. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЕМ АРМАТУРЫ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

8.1 Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин

8.1.1 Общие положения

8.1.1.1 Расчет ширины раскрытия трещин производится из условия (8.1):

$$w_k = w_{max}, \quad (8.1)$$

где:

w_k – расчетная ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки, определяемая согласно подразделу 8.1.3;

w_{max} - предельное значение ширины раскрытия трещин.

Значения предельной ширины раскрытия трещин w_{max} для соответствующих классов эксплуатации принимаются по таблице 8.1.

Таблица 8.1 - Предельные значения ширины раскрытия трещин w_{max} (мм)

Класс эксплуатации	Предварительно напряженные элементы с напрягающими элементами, не имеющими сцепления с бетоном	Предварительно напряженные элементы с напрягающими элементами, имеющими сцепление с бетоном
	Квазипостоянная комбинация нагрузок	Частая комбинация нагрузок
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Декомпрессия
ПРИМЕЧАНИЯ		
1 Для классов эксплуатации X0 и XC1 ширина раскрытия трещины не влияет на долговечность, и это предельное значение используется для обеспечения, как правило, допустимого внешнего вида исходя из эстетико-психологических требований. Если отсутствуют требования к внешнему виду, то данное предельное значение может быть повышено.		
2 Для данных классов эксплуатации дополнительно необходимо проверить при квазипостоянной комбинации нагрузок декомпрессию - погашение сжимающих напряжений в бетоне на уровне напрягаемой арматуры. Ограничение декомпрессии требует, чтобы напрягающий элемент, имеющий сцепление с бетоном или канал были заглублены в теле сжатого бетона не менее чем на 25 мм.		

8.1.1.2[7.3.4] В общем случае ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, принимается равной средним относительным деформациям

продольной растянутой арматуры на участке между трещинами, умноженным на расстояние между трещинами.

8.1.1.3 Расстояние между трещинами следует определять из условия, по которому разности усилий в растянутой арматуре в сечении с трещиной и в сечении посередине участка между трещинами уравниваются силами сцепления арматуры с бетоном. При этом разность усилий в арматуре на этом участке принимается равной усилию, воспринимаемому растянутым бетоном перед образованием трещин.

8.1.1.4 Относительные деформации растянутой арматуры в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, определяются в общем случае из системы расчетных уравнений деформационной модели по заданным значениям изгибающих моментов и продольных сил от соответствующего сочетания внешних нагрузок.

8.1.1.5 Относительные деформации растянутой арматуры допускается определять из упругого расчета сечения с трещиной, нормального к продольной оси элемента, принимая условно упругую работу бетона с приведенным модулем упругости и упругую работу арматуры со своим модулем упругости.

8.1.1.6 Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней элемента, определение относительных деформаций растянутой арматуры в сечении с трещиной допускается производить по упрощенной схеме, рассматривая железобетонный элемент в виде сжатого пояса бетона и растянутого пояса арматуры с равномерным распределением напряжений по высоте сжатого и растянутого поясов.

8.1.1.7 Расчет по раскрытию трещин не производится, если соблюдается условие

$$M_{Ed} < M_{cr}, \quad (8.2)$$

где M_{Ed} - момент от внешней нагрузки относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента; при этом учитываются все нагрузки (постоянные и переменные) с частным коэффициентом безопасности по нагрузке $\gamma_f = 1$;

M_{cr} - момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин, определяемый согласно пп.8.9-8.10.

8.1.2 Определение момента образования трещин

8.1.2.1 Момент образования трещин предварительно напряженных изгибаемых элементов в стадии эксплуатации (рис.8.1) определяют по формуле:

$$M_{cr} = \gamma \cdot f_{ctd,ser} \cdot W_{red} + P \cdot (e_{0p} + r) \quad (8.3)$$

где W_{red} - момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна, определяемый как для упругого тела по формуле

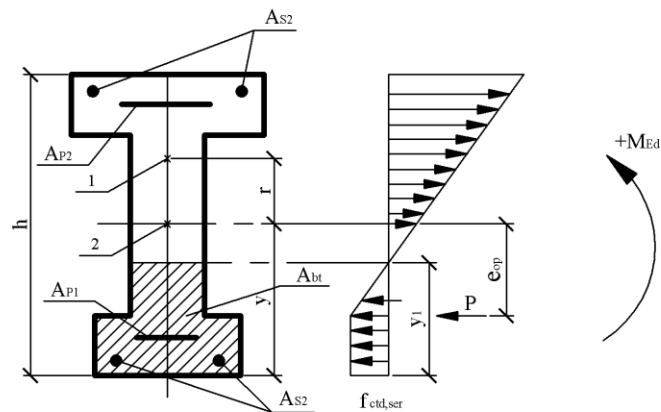
$$W_{red} = I_{red}/y; \quad (8.4)$$

e_{0p} - эксцентриситет усилия обжатия P с учетом всех потерь относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый согласно (6.58);

r - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, значение r определяется по формуле:

$$r = W_{red}/A_{red} \quad (8.5)$$

A_{red} , I_{red} и y - определяются согласно подразделу 6.4.3.



1 - ядровая точка; 2 - центр тяжести приведенного сечения

Рис.8.1 - Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении элемента при расчете по образованию трещин

8.1.2.3 Момент образования трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия (рис.8.2) в стадии изготовления, определяют по формуле

$$M_{cr} = \gamma \cdot W_{red}^{sup} \cdot f_{ctd,ser}^{(p)} - P_{pm0} \cdot (e_{0p1} - r_{inf}) \quad (8.6)$$

где

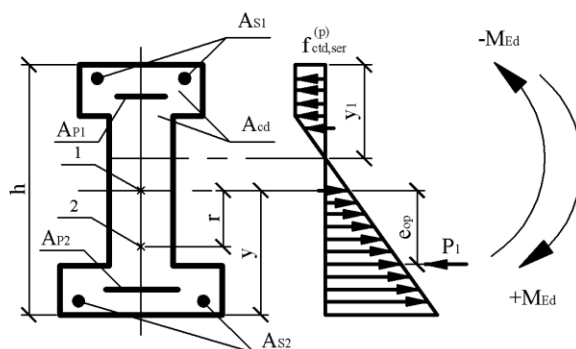
W_{red}^{sup} - значение W_{red} определяемое согласно п.8.9 для растянутого от усилия обжатия P_{pm0} волокна (верхнего);

r_{inf} - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от грани элемента, растянутой усилием P_{pm0} ;

P_{pm0} и e_{0p1} - усилия обжатия с учетом прямых потерь напряжений и его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения;

$f_{ctd,ser}^{(p)}$ - значение f_{ctd} при классе бетона, численно равном передаточной прочности $f_{ck}^{(p)}$.

γ - в зависимости от формы сечения определяется по табл. 8.2.



1 - центр тяжести приведенного сечения; 2 - ядровая точка

Рис.8.2. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении элемента при расчете по образованию трещин в стадии изготовления

Таблица 8.2

Сечения	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
1. Прямоугольное	1,30	
2. Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,30	
3. Тавровое с полкой (уширением), расположенной в растянутой зоне: а) при $b'_f/b \leq 2$ б) при $b'_f/b > 2$	1,20 1,15	
4. Двутавровое симметричное (коробчатое): а) при $b'_f/b = b_f/b \leq 2$ б) при $2 < b'_f/b = b_f/b \leq 6$ в) при $b'_f/b = b_f/b > 6$	1,30 1,25 1,20	
5. Двутавровое несимметричное удовлетворяющее условию $b'_f/b \leq 3$: а) при $b_f/b \leq 2$ б) при $2 < b_f/b \leq 6$ в) при $b_f/b > 6$	1,20 1,15 1,10	
6. Двутавровое несимметричное удовлетворяющее условию $b'_f/b \leq 3$: а) при $b_f/b \leq 4$ независимо от отношения h_f/h б) при $b_f/b > 4$ и $h_f/h \geq 0,2$ в) при $b_f/b > 4$ и $h_f/h < 0,2$	1,25 1,20 1,25	

Значения W_{red}^{sup} и r_{inf} допускается определять при тех же значениях $\alpha = E_s/E_{cm}$, что и в стадии эксплуатации.

Если вычисленное значение M_{cr} отрицательное, это означает, что трещины образованы до приложения внешней нагрузки.

Момент M в условии (8.1) определяется при $\gamma_f = 1,0$, при этом он учитывается со знаком "плюс", если направление этого момента совпадает с направлением момента усилия P_{pm0} и со знаком "минус" - когда направления противоположны.

8.1.3 Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента

8.1.3.1[7.3.4] Ширину раскрытия нормальных трещин определяют по формуле^

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (8.7)$$

где

w_k - расчетная ширина раскрытия трещин;

$s_{r,max}$ - максимальная ширина раскрытия трещины (8.25);

ε_{sm} - средние относительные деформации арматуры, определяемые при соответствующей комбинации нагрузок;

ε_{cm} - средняя деформация в бетоне на участке между трещинами.

8.1.3.2 Выражение $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ может быть получено из выражения

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\Delta\sigma_p - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (8.8)$$

где:

$\Delta\sigma_p$ - приращения напряжений в напрягаемых арматурных стержнях при нулевых значениях деформаций в бетоне.

$$\alpha_e = E_s/E_{cm};$$

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 \cdot A'_p)/A_{c,eff} - \text{эффективный коэффициент армирования}; \quad (8.9)$$

$A'_p, A_{c,eff}$ - как это определено в п. 8.15

ξ_1 - в соответствии с выражением (8.19).

k_t - коэффициент, зависящий от продолжительности нагрузки:

$k_t = 0,6$ для переменного нагружения,

$k_t = 0,4$ для постоянного нагружения.

Ширину раскрытия трещин для расчетных ситуаций, когда растягивающие напряжения вызваны совместным действием вынужденных деформаций и усилий от внешних нагрузок, следует определять по формуле (8.7). В этом случае к относительным деформациям арматуры, рассчитанным для сечения с трещиной от

действующих усилий, вызванных нагрузкой, следует суммировать вынужденные относительные деформации.

Если в изгибаемых элементах продольные стержни располагаются на значительном расстоянии друг от друга (например, в плитах), а высота сжатой зоны мала, при расчете ширины раскрытия трещин допускается принимать $S_{r.max} = (h - x)$, где h - полная высота сечения, а x - высота сжатой зоны.

В конструкциях с пред-натяжением, когда ограничение ширины раскрытия трещины обеспечивается преимущественно напрягающими элементами, имеющими сцепление с бетоном, можно пользоваться таблицами 8.3 и 8.4 при величине напряжений, равной разности полных напряжений и предварительного напряжения.

Для пост-натяженных элементов, когда ограничение ширины раскрытия трещин преимущественно обеспечивается обычным ненапрягаемым армированием, могут быть использованы данные таблицы, при напряжении в этой арматуре, рассчитанном с учетом эффекта усилия предварительного напряжения.

8.1.3.3 Ширину раскрытия трещин в изгибаемых предварительно напряженных элементах прямоугольного сечения допускается проверять по упрощенной методике из условия, что $w_k \leq w_{lim}$, если максимальный диаметр стержней продольной арматуры не превышает ϕ_{max} из таблицы 8.3, т.е.

$$\phi \leq \phi_{max} \quad (8.10)$$

Таблица 8.3 - Максимальный диаметр стержней ϕ_s^*

Напряжение в арматуре (разность полных напряжений и предварительного напряжения) при определяющей комбинации воздействий, МПа	Максимальный диаметр стержней, мм		
	$w_k = 0,4$ мм	$w_k = 0,3$ мм	$w_k = 0,2$ мм
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	5
450	6	5	-

Таблица 8.4 - Максимальное расстояние между стержнями

Напряжение в арматуре (разность полных напряжений и предварительного напряжения) при определяющей комбинации воздействий, МПа	Минимальное расстояние между стержнями, мм		
	$w_k = 0,4$ мм	$w_k = 0,3$ мм	$w_k = 0,2$ мм
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

8.1.3.4 Максимальный диаметр арматурных стержней может быть изменен при следующих оснований:

- изгиб (по крайней мере - в сжатой части сечения):

$$\phi_s = \phi_s^* \left(\frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right) \frac{k_c \cdot h_{cr}}{2(h-d)} \quad (8.11)$$

- растяжение (вся растянутая часть сечения):

$$\phi_s = \phi_s^* \left(\frac{f_{ct,eff}}{2,9} \right) \frac{k_c \cdot h_{cr}}{8(h-d)} \quad (8.12)$$

где

ϕ_s - уточненный диаметр стержня;

ϕ_s^* - диаметр стержня по таблице 8.3;

h – полная высота сечения,

h_{cr} – высота растянутой зоны непосредственно перед образованием трещины, в соответствии с заданной величиной преднапряжения и осевой силой при практически постоянном сочетании нагрузок.

d – полезная высота сечения, вычисленная относительно центра тяжести наружного слоя арматуры. Если все сечение растянуто, $h - d$ есть минимальное расстояние от центра тяжести слоя арматуры до поверхности бетона (рассматривается каждая поверхность, где стержень расположен несимметрично).

Приращение напряжений $\Delta\sigma_p$ в растянутой арматуре изгибаемых предварительно напряженных прямоугольных сечений допускается определять по формуле

$$\Delta\sigma_p = \frac{M_S / z - P}{A_P + A_S} \quad (8.13)$$

z - плечо внутренней пары сил в сечении с трещиной для II стадии напряженно-деформированного состояния, определяемое:

$$\begin{aligned} z &= 0,90d \text{ при } \rho_p \leq 0,5 \% \\ z &= 0,85d \text{ при } 0,5 \% \leq \rho_p \leq 1,0 \% \\ z &= 0,80d \text{ при } \rho_p \geq 1,0 \%. \end{aligned}$$

где ρ_p - коэффициент продольного армирования;

$M_s = M \pm P \cdot e_{sp}$ – изгибающий момент (см. п.8.1.3.5).

Если проектируемый элемент не удовлетворяет условиям таблиц 8.3 и 8.4, либо если максимальный диаметр и расстояние между стержнями растянутой арматуры превышает значения, приведенные в таблицах 8.3 и 8.4, необходимо провести расчетную проверку ширины раскрытия трещин по формуле (8.7).

8.1.3.5 Приращение напряжений $\Delta\sigma_p$ в растянутой арматуре изгибаемых предварительно напряженных элементов определяют по формуле

$$\Delta\sigma_p = \frac{P}{S_{red}} (d - x) \alpha_{s1} \quad (8.14)$$

где S_{red} - статический момент относительно нейтральной оси приведенного сечения, включающего в себя только площадь сечения сжатой зоны бетона и площади растянутой и сжатой арматуры, умноженные на коэффициент приведения арматуры к бетону α_{s1} ; значения S_{red} вычисляют по формуле

$$S_{red} = S_c + \alpha_{s1} \cdot (S'_s - S_s) \quad (8.15)$$

здесь: S_c, S'_s и S_s - статические моменты соответственно сжатой зоны бетона, площадей сжатой и растянутой арматуры относительно нейтральной оси;

x - высота сжатой зоны бетона, определяемая из решения уравнения

$$\frac{I_{red}}{S_{red}} = \frac{M}{P} \pm e_{sp} - (d - x); \quad (8.16)$$

I_{red} - момент инерции указанного выше приведенного сечения относительно нейтральной оси;

e_{sp} - расстояние от точки приложения усилия обжатия P до центра тяжести растянутой арматуры, при этом знак "плюс" принимается, если направление вращения моментов M и $P \cdot e_{sp}$ совпадают (рис.8.3).

Значение коэффициента приведения арматуры к бетону α_{s1} определяют по формуле

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{cm,red}} \quad (8.17)$$

где:

$E_{cm,red}$ - приведенный модуль деформации сжатого бетона, равный

$$E_{cm,red} = \frac{f_{cd,ser}}{\varepsilon_{c3,red}}, \quad \text{где} \quad \varepsilon_{c3,red} = 0,00175.$$

Коэффициент α_{s1} для проволоки и стержней можно принимать равным $\alpha_{s1} = 300/f_{cd}$,

а для канатов - $\alpha_{s1} = 270/f_{cd}$ (где f_{cd} - в МПа).

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений значение $\Delta\sigma_p$ допускается определять по формуле

$$\Delta\sigma_p = \frac{M_S/z-P}{A_P+A_S} \quad (8.18)$$

где z - плечо внутренней пары сил, равное $z = \xi \cdot d$, а коэффициент ξ определяется по табл.8.5;

$$M_S = M \pm P \cdot e_{sp}$$

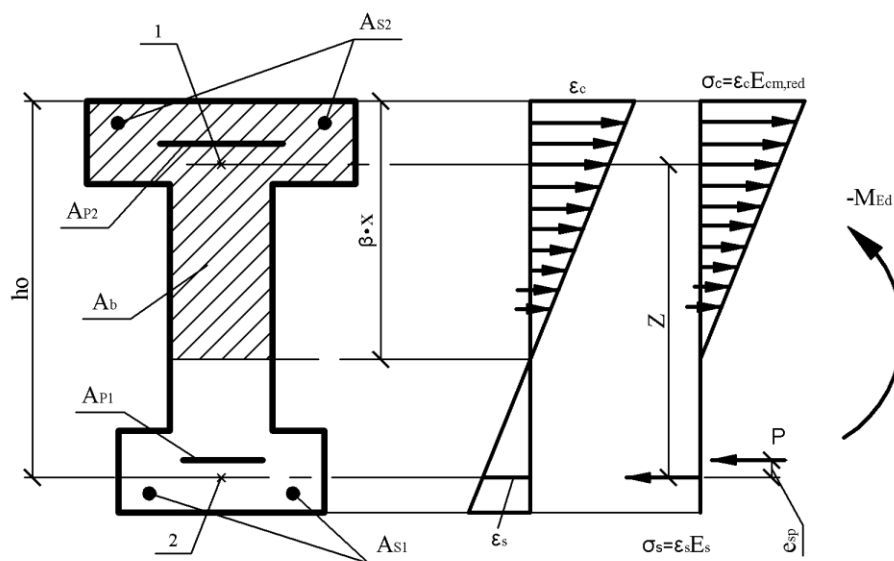
Значения $\Delta\sigma_p$, определяемые по формулам (8.14) и (8.18), не должны превышать:

$$\Delta\sigma_p \leq f_{p0,1d} - \sigma_s.$$

Таблица 8.5

φ_f	e_s/d	Коэффициенты $\xi = z/d$ при значениях $\mu\alpha_{s1}$ равных										
		0,02	0,03	0,05	0,07	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,40	0,50
0,0	0,7	0,70	0,69	0,69	0,69	0,68	0,68	0,68	0,67	0,67	0,67	0,67
	0,8	0,77	0,76	0,74	0,73	0,72	0,70	0,69	0,68	0,68	0,67	0,66
	0,9	0,82	0,80	0,77	0,76	0,74	0,71	0,70	0,68	0,67	0,66	0,64
	1,0	0,84	0,82	0,78	0,77	0,74	0,71	0,69	0,67	0,66	0,64	0,62
	1,1	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,71	0,68	0,66	0,65	0,62	0,60
	$\geq 1,2$	0,85	0,83	0,79	0,77	0,74	0,70	0,67	0,65	0,63	0,60	0,58
0,2	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,79	0,79	0,78	0,77	0,77	0,76	0,75	0,75	0,74	0,74	0,73
	0,9	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,78	0,77	0,76	0,75	0,74	0,73
	1,0	0,87	0,86	0,84	0,83	0,81	0,79	0,77	0,76	0,75	0,74	0,72
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,85	0,83	0,81	0,79	0,77	0,75	0,74	0,72	0,70
0,4	0,7	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	0,8	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,78	0,78	0,78	0,77	0,77	0,77
	0,9	0,87	0,86	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,80	0,79	0,78	0,77
	1,0	0,89	0,88	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,78	0,77
	$\geq 1,2$	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,82	0,81	0,80	0,79	0,77	0,76
0,6	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79	0,79
	0,9	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,82	0,81	0,80	0,80
	1,0	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,84	0,83	0,83	0,82	0,81	0,80
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,81	0,80	0,79
$\geq 0,8$	0,8	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80	0,80
	0,9	0,88	0,87	0,86	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,83	0,82	0,82
	1,0	0,89	0,89	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,83	0,83	0,82
	$\geq 1,2$	0,90	0,88	0,87	0,87	0,86	0,85	0,84	0,84	0,83	0,82	0,81
$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \alpha_{s1} \cdot A_{p2} + \alpha_{s1} \cdot A_{s2}}{b \cdot d}; \quad e_s = \frac{M_s}{P}; \quad \mu\alpha_{s1} = \frac{\alpha_{s1} A_{p1} + \alpha_{s1} \cdot A_{s2}}{b \cdot d}.$												

8.1.3.6 Ширину раскрытия трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия в стадии изготовления, определяют согласно п.п. 8.1.3.1, 8.1.3.2, принимая d_s - как для арматуры, расположенной в указанной зоне. При определении напряжения σ_s согласно п. 8.1.3.2 значение e_{sp} принимают как расстояние от точки приложения усилия P до центра тяжести указанной арматуры (верхней, рис.8.4), а момент M , действующий в стадии изготовления, определяют при $\gamma_f = 1,0$. Расчетное сопротивление бетона f_{cd} определяет при классе бетона, численно равном передаточной прочности бетона $f_{ck}^{(p)} f_{cp}$. Усилие предварительного обжатия P определяется с учетом только прямых потерь.



1 - точка приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне; 2 - центр тяжести сечения арматуры S

Рис 8.3 - Схемы усилий, и напряжений и деформаций в сечении с трещиной при расчете по раскрытию трещин

8.1.3.7[7.3.4(3)] Максимальное расстояние $s_{r,max}$ между трещинами, мм, нормальными к продольной оси, в изгибаемых и растянутых элементах следует определять по формуле

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot c + 0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}, \quad (8.19)$$

где ϕ - диаметр стержней. При наличии в сечении стержней разных диаметров, необходимо использовать эквивалентный диаметр ϕ_{eq} .

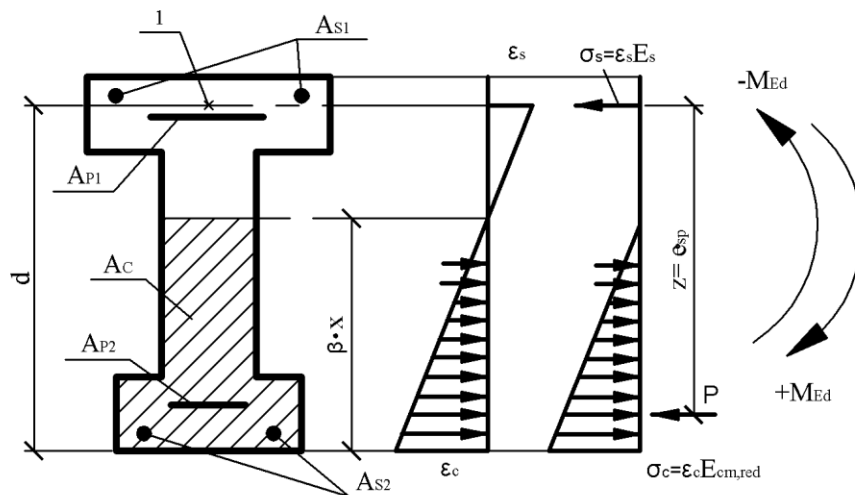


Рис.8.4 - Схемы усилий и напряженно-деформированного состояния сечения с трещиной в стадии изготовления

Для сечения с n_1 стержнями диаметром ϕ_1 и с n_2 стержнями диаметром ϕ_2 , что бы получить ϕ_{eq} , следует использовать выражение:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}, \quad (8.20)$$

c - защитный слой бетона для продольной арматуры;

k_1 - коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном, равный $k_1 = 0,8$ для стержней периодического профиля;

k_2 - коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния элемента (рисунок 10.4) и принимаемый равным:

$k_2 = 0,5$ - при изгибе;

$k_2 = 1,0$ - при осевом растяжении;

при внецентренном растяжении:

если $\varepsilon_1 > \varepsilon_2$

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1}$$

если $\varepsilon_2 = 0$

$$k_2 = 0,5.$$

$\rho_{p,eff}$ - эффективный коэффициент армирования, определяется по зависимости:

$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 \cdot A'_p) / A_{c,eff} \quad (8.21)$$

A'_p - площадь преднапряженной арматуры, натянутой на бетон или упоры;

ξ_1 - в соответствии с выражением (10.23).

$A_{c,eff}$ - эффективная площадь растянутой зоны сечения, определяемая в общем случае как площадь бетона, окружающего растянутую арматуру при высоте, равной 2,5 расстояния от наиболее растянутой грани до центра тяжести арматуры (рисунок 8.5). Для плит или предварительно напряженных элементов, где высота растянутой зоны может быть незначительной, высота эффективной зоны принимается не более $(h-x)/3$.

8.1.4 Минимальная площадь армирования, необходимая для ограничения ширины раскрытия трещин

8.1.4.1 Минимальную площадь растянутой арматуры в сечении, назначаемую из условия ограничения ширины раскрытия трещин, следует определять из условия:

$$A_s \cdot \sigma_s + \xi_1 \cdot A_p \cdot \Delta \sigma_p \leq k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}, \quad (8.22)$$

где

A_s - площадь ненапрягаемой арматуры в растянутой зоне сечения;

A_p - площадь напрягаемой арматуры, располагаемой на расстоянии не более, чем 300мм от ненапрягаемой арматуры в растянутой зоне сечения;

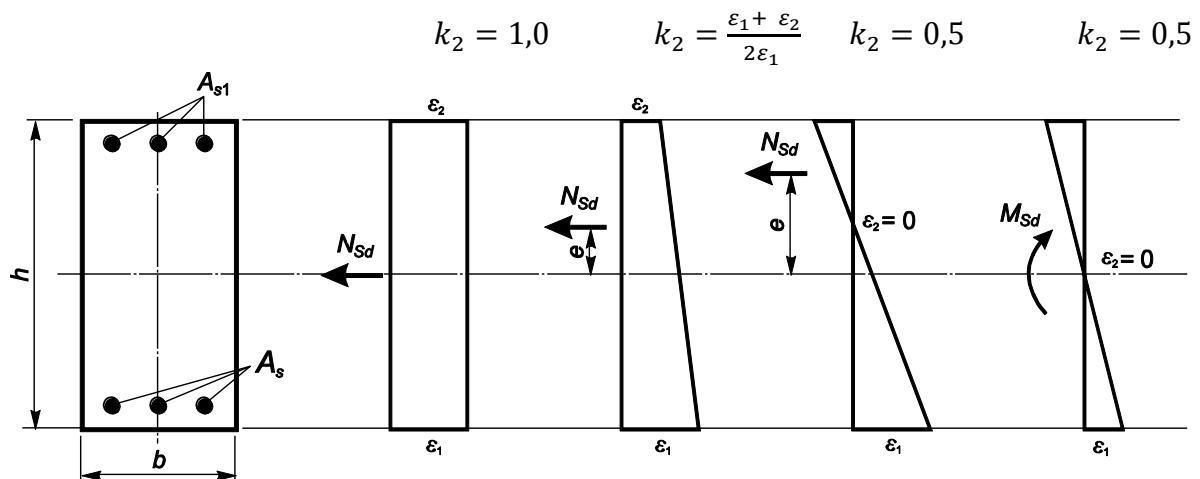


Рисунок 8.5 - К определению коэффициента k_2 в формуле (8.19)

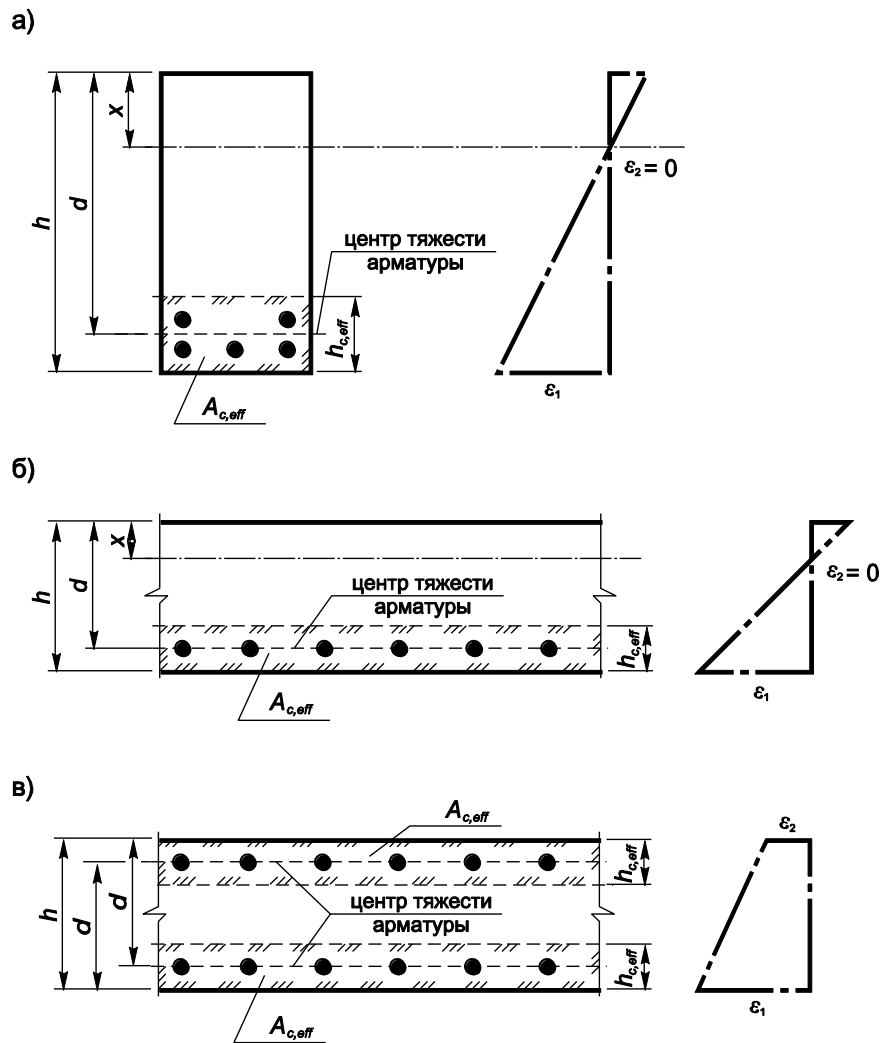
ξ_1 - приведенный коэффициент, характеризующий степень сцепления арматуры с бетоном, определяемый при различных диаметрах напрягаемой и ненапрягаемой арматуры по формуле

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}}, \quad (8.23)$$

здесь ϕ_s - максимальный диаметр стержня ненапрягаемой арматуры;

ϕ_p - эквивалентный диаметр для напрягаемой арматуры, определяемый по формуле $\phi_p = 1,6\sqrt{A_p}$;

ξ - коэффициент, характеризующий степень сцепления арматуры с бетоном, принимаемый по таблице 8.6.



$h_{c,eff}$ — меньшее из значений $2,5(h - d)$, $(h - x)/3$, $h/2$

Рисунок 8.6 - К определению эффективной площади растянутой зоны сечения $A_{c,eff}$: а - балки; б - плиты; в - элементы, подвергнутые растяжению

A_{ct} - площадь бетона в растянутой зоне сечения, высота которой определяется непосредственно перед образованием первой трещины;

σ_s - максимальные напряжения в ненапрягаемой арматуре, определяемые непосредственно после образования трещины. При расчете по формуле (8.18) допускается принимать напряжения в ненапрягаемой арматуре равными характеристическому сопротивлению f_{yk} ;

$\Delta\sigma_p$ - приращение напряжений в напрягаемой арматуре при погашении до нуля напряжений в бетоне на уровне напрягаемой арматуры;

$f_{ct,eff}$ - величина средней эффективной прочности бетона при растяжении к моменту образования первой трещины $f_{ct,eff} = f_{ctm}$. В случаях, когда трещинообразование вызвано вынужденными деформациями (например, при усадке), средняя эффективная прочность бетона при растяжении может быть принята в возрасте

от 3 до 5 сут после бетонирования в зависимости от условий хранения, формы элемента и технологии выполнения работ. Значения $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ допускается принимать по таблице 6.1 в зависимости от класса бетона по прочности, установленного к моменту образования трещин. Когда время образования трещин (меньшее, чем 28 сут) не может быть установлено достоверно, допускается величину средней эффективной прочности бетона при растяжении принимать равной 3МПа;

k_c - коэффициент, учитывающий распределение напряжений по сечению непосредственно перед образованием трещин; в зависимости от формы сечения k_c имеет следующие значения:

- для случая чистого растяжения независимо от формы сечения $k_c = 1,0$;
- для прямоугольных сечений, стенок тавровых и коробчатых сечений

$$k_c = 0,4 \left[1 + \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot (h/h^*) \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1; \quad (8.24)$$

- для полок тавровых и коробчатых сечений

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}} \geq 0,5; \quad (8.25)$$

σ_c - средние напряжения в бетоне на рассматриваемой части сечения ($\sigma_c < 0$ при действии сжимающих усилий):

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h}, \quad (8.26)$$

N_{Ed} - осевое усилие, действующее в эксплуатационной стадии на рассматриваемую часть сечения ($N_{Ed} < 0$ при сжатии). Усилие N_{Ed} следует определять, рассматривая нормативные значения усилий предварительного напряжения и осевых сил при практически постоянной комбинации нагрузок;

h^* - следует принимать равным:

$$h^* = h \quad \text{при} \quad h < 1,0 \text{ м};$$

$$h^* = 1,0 \quad \text{при} \quad h \geq 1,0 \text{ м};$$

k_1 - коэффициент, учитывающий влияние осевых сил на распределение напряжений по сечению элемента:

$$k_1 = 1,5 \text{ - при осевой сжимающей силе } N_{Ed};$$

$$k_1 = \frac{2h^*}{h} \text{ - при осевой растягивающей силе } N_{Ed};$$

F_{cr} - равнодействующая растягивающих напряжений в полке таврового или коробчатого сечения непосредственно перед образованием трещин при $\sigma_{ct} = f_{ct,eff}$;

k - коэффициент, принимаемый равным:

$k = 1,0$ - для стенок элементов при $h < 300$ мм или полок, имеющих ширину менее 300мм;

$k = 0,65$ - для стенок элементов при $h \geq 800$ мм или полок, имеющих ширину более 800мм.

Для промежуточных значений допускается линейная интерполяция.

Таблица 8.6 - Номинальные значения коэффициента ξ , применяемого при проверке ширины раскрытия трещин

Тип армирования	Пред-натяжение	Пост-натяжение
Гладкая проволока	—	0,3
Пряди, канаты	0,6	0,5
Рифленая проволока	0,7	0,6
Стержни периодического профиля	0,8	0,7

8.1.4.2[7.3.2(4)] В сечениях в предварительно напряженных элементах не требуется расчет по подбору минимальной арматуры, в которых при характеристическом комбинации нагрузок и характеристическом значении усилия предварительного напряжения бетон сжат или абсолютное значение растягивающих напряжений в бетоне менее $\sigma_{ct,p} = f_{ct,eff}$.

8.1.5 Расчет ширины раскрытия наклонных трещин

8.1.5.1 [7.3.4 (4)] Расчетную ширину w_k трещин, наклонных к продольной оси элемента, рекомендуется определять по формуле (8.7) с заменой S_r на $S_{r,max}$, рассчитанной по формуле (8.27).

Для элементов, имеющих ортогональное армирование, в случае, когда образующиеся трещины наклонены под углом к продольной оси элемента (направлению продольного армирования), и угол наклона $\theta > 15^\circ$, среднее расстояние между наклонными трещинами $S_{r,max}$ следует определять по формуле

$$S_{r,max} = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{S_{r,max,x}} + \frac{\cos \theta}{S_{r,max,y}}}, \quad (8.27)$$

где

$S_{r,max,x}$ - среднее расстояние между трещинами в направлении, параллельном продольной оси;

$S_{r,max,y}$ - среднее расстояние между трещинами в направлении, перпендикулярном к продольной оси элемента;

θ - угол между направлением продольного армирования (продольной осью элемента) и направлением главных сжимающих напряжений. Значение θ принимается из расчета прочности наклонных сечений.

Средние расстояния $S_{r,max,x}$ и $S_{r,max,y}$ (рис. 8.6) определяют по формулам:

$$S_{r.max,x} = 2 \left(C_x + \frac{S_x}{10} \right) + 0,25K_1 \frac{\phi_{bx}}{p_{lx}}, \quad (8.28)$$

$$S_{r.max,y} = 2 \left(C_y + \frac{S_y}{10} \right) + 0,25K_1 \frac{\phi_{sw}}{p_{sw}}, \quad (8.29)$$

где ϕ_{bx} , ϕ_{sw} - соответственно диаметры продольных и поперечных стержней;

C_x , C_y - расстояния до ц.т. продольной и поперечной арматуры (рис. 8.7) от ц.т. сечения.

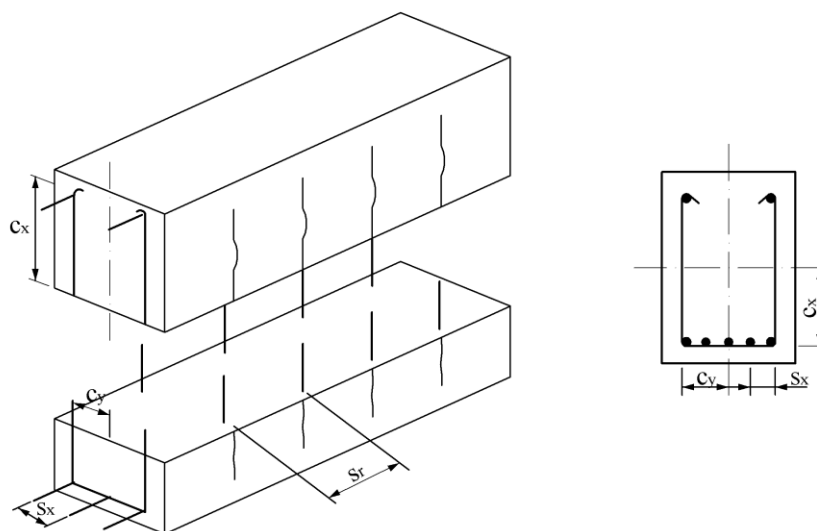


Рис.8.7 - К определению расчетных параметров при вычислении расстояния между наклонными трещинами

Средние значения главных относительных деформаций растяжения для железобетонного элемента с диагональными трещинами, используемые в формуле (8.7), вместо относительных деформаций ε_{sm} определяют из расчета с использованием общей деформационной модели при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил (см. раздел 7).

Пособие по проектированию железобетонных конструкций допускает, кроме того, упрощенный расчет, исходя из ограничения чрезмерного раскрытия наклонных трещин. В соответствии с принятым подходом устанавливают максимальный шаг поперечных стержней, при котором для заданных усилий и коэффициента поперечного армирования не будут превышены требования по ограничению ширины раскрытия наклонных трещин. Максимальный шаг поперечных стержней (табл. 8.7) принимают в зависимости от величины приведенных напряжений в поперечной арматуре (хомутах):

$$\sigma_{sw.red} = \frac{V_{Ed} - 3V_{Rd.ct}}{\rho_w \cdot b_w \cdot d} \quad (8.30)$$

где:

$V_{Rd.ct}$ - поперечная сила, воспринимаемая элементом без поперечного армирования (см. раздел 7);

ρ_{sw} - коэффициент поперечного армирования;

$b_w \cdot d$ - минимальная ширина и рабочая высота сечения.

Таблица 8.7 - Максимальный шаг поперечных стержней, обеспечивающий ограничение ширины раскрытия наклонных трещин

Приведенные напряжения в поперечной арматуре $\sigma_{sw.red}$ МПа	< 50	75	100	150	200
Максимальный шаг поперечных стержней S_{max} , мм	300	200	150	100	50

8.2 Расчет железобетонных конструкций по деформациям

8.2.1 Общие положения

8.2.1.1 Определение прогибов (перемещений) железобетонных конструкций следует производить по общим правилам строительной механики, используя значения продольных и поперечных деформаций, а также значения кривизны по длине железобетонных конструкций от действия внешних нагрузок.

8.2.1.2 Кривизна железобетонных элементов принимается равной разности краевых относительных деформаций элемента в сечении, нормальном к продольной оси, деленной на высоту сечения.

8.2.1.3 Для участков железобетонных элементов с трещинами кривизна принимается равной разности средних относительных деформаций крайнего волокна сжатого бетона и средних относительных деформаций крайнего растянутого арматурного стержня на этом участке, деленной на расстояние между крайним волокном сжатого бетона и центром тяжести крайнего растянутого арматурного стержня.

8.2.1.4 Средние относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона определяются по относительным деформациям крайнего сжатого волокна в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси, умноженным на коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций сжатого бетона по длине между трещинами.

8.2.1.5 Средние относительные деформации крайнего растянутого арматурного стержня определяются по относительным деформациям крайнего растянутого арматурного стержня в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, умноженным на коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций растянутой арматуры по длине между трещинами, определяемый согласно 8.19.

8.2.1.6 Относительные деформации сжатого бетона и растянутой арматуры в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси элемента, в общем случае определяются из расчета системы уравнений деформационной модели железобетонных конструкций по заданным значениям изгибающего момента и продольной силы от соответствующего сочетания внешних нагрузок.

8.2.1.7 Допускается определять деформации в сжатом бетоне и растянутой арматуре исходя из условно упругого расчета сечения с трещиной, нормального к продольной оси элемента, принимая условно упругую работу бетона с приведенным модулем упругости и упругую работу арматуры со своим модулем упругости.

8.2.1.8 Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней элемента, определение относительных деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры допускается производить по упрощенной схеме, рассматривая железобетонный элемент в виде сжатого пояса бетона и растянутого пояса арматуры с равномерным распределением напряжений по высоте сжатого и растянутого поясов.

8.2.1.9 Для участков железобетонных элементов без трещин краевые деформации элемента в общем случае определяются исходя из деформационной модели железобетонного элемента без трещин. Допускается в этом случае производить расчет железобетонного элемента как сплошного упругого тела с введением дополнительных коэффициентов, учитывающих неупругую работу бетона.

8.2.1.10[7.4.3(3)] При использовании упрощенных методов расчета для определения деформаций железобетонных изгибаемых элементов, работающих с трещинами, окончательное значение проверяемого параметра следует определять по формуле

$$\alpha = \xi \alpha_{II} + (1 - \xi) \cdot \alpha_I, \quad (8.31)$$

где α - анализируемый параметр, в качестве которого могут рассматриваться кривизна, угол поворота или прогиб;

α_I, α_{II} - соответственно значения параметра, определенные для сечения без трещины и с трещиной;

ξ - коэффициент, определяемый по таблице 8.5.

8.2.2 Расчет железобетонных элементов по прогибам

8.2.2.1 Расчет железобетонных элементов по прогибам производят из условия

$$a_k \leq a_{lim}, \quad (8.32)$$

где:

a_k - расчетный прогиб (перемещение) железобетонной конструкции от действия соответствующей комбинации внешней нагрузки, мм;

a_{lim} - предельно допустимый нормативный прогиб (перемещение).

Прогибы железобетонных конструкций определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных, сдвиговых и осевых деформационных характеристик железобетонных элементов в сечениях по его длине (кривизны, углов сдвига, относительных продольных деформаций).

В тех случаях, когда прогибы железобетонных элементов, в основном, зависят от изгибных деформаций, значение прогибов определяют по кривизне элемента согласно рис. 5.1 и пп.8.31 и 8.32.

8.2.2.2 В общем случае прогиб железобетонных конструкций следует определять по формуле

$$a_k = a_{k,m} + a_{k,v}, \quad (8.33)$$

где:

$a_{k,m}$ - прогиб, обусловленный деформациями изгиба;

$a_{k,v}$ - прогиб, обусловленный деформациями сдвига.

Значения $a_{k,m}$ определяют по формулам:

$$a_{k,m} = \int_0^l \bar{M}(x) \frac{1}{r(x)} dx, \quad (8.34)$$

$$a_{k,m} = \int_0^l \bar{M}(x) \frac{M_{Ed}(x)}{B_m(x)} dx, \quad (8.35)$$

где:

$\bar{M}(x)$ - изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении x по длине пролета, для которого определяют прогиб;

$\frac{1}{r(x)}$ - кривизна элемента в сечении x от расчетной комбинации внешних нагрузок, при которой определяется прогиб;

$M_{Ed}(x)$ - изгибающий момент в сечении x от расчетной комбинации внешних нагрузок, при которой определяется прогиб;

$B_m(x)$ - изгибная жесткость железобетонного элемента в сечении x .

Значение $a_{k,v}$ определяют по формулам:

$$a_{k,v} = \int_0^l \bar{V}(x) \cdot \gamma(x) \cdot dx, \quad (8.36)$$

$$a_{k,v} = \int_0^l \bar{V}(x) \frac{V_{Ed}(x)}{B_v(x)} dx, \quad (8.37)$$

где:

$\bar{V}(x)$ - поперечная сила в сечении x , определяемая от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении x по длине пролета, для которого определяется прогиб;

$\gamma(x)$ - деформация сдвига в сечении x от нагрузки, при которой определяется прогиб;

$V_{Ed}(x)$ - поперечная сила в сечении x от нагрузки, при которой определяется прогиб;

$B_v(x)$ - сдвиговая жесткость железобетонного элемента в сечении x .

8.2.2.3 Для железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у верхней и нижней граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, допускается определять прогиб при изгибе $a_{(\infty, t_0)}$ по упрощенной формуле

$$a_{(\infty, t_0)} = \alpha_k \frac{M_{Ed} \cdot l_{eff}^2}{B_{(\infty, t_0)}} - \alpha_p \frac{N_{pd} \cdot z_{cp} \cdot l_{eff}^2}{B_{c, eff}} \quad (8.38)$$

Где:

α_k - коэффициент, зависящий от способа приложения нагрузки и схемы опирания элемента;

M_{Ed} - расчетный момент, определенный для комбинации длительно действующих нагрузок;

$B_{(\infty, t_0)}$ - изгибная жесткость предварительно напряженного элемента;

$N_{pd} = P_{k, sup}$ или $P_{k, inf}$;

α_p - коэффициент, зависящий от трассировки напрягаемого стержня ($\alpha_p = \frac{1}{8}$ - для стержней с прямолинейной осью трассы; $\alpha_p = \frac{5}{48}$ - для отгибаемых по параболу).

Для наиболее характерных расчетных схем железобетонных элементов и способов приложения нагрузок, применяемых в практике проектирования максимальный прогиб может быть определен по формуле:

$$a_{max} = \alpha_k \frac{M_{Ed} \cdot l_{eff}^2}{B_{(\infty, t_0)}} - \alpha_p \frac{N_{pd} \cdot z_{cp} \cdot l_{eff}^2}{B_{c, eff}} \quad (8.39a)$$

либо

$$a_{max} = a_k \left(\frac{l}{r} \right) l_{eff}^2 - \alpha_p \left(\frac{l}{r} \right)_p l_{eff}^2 = a_k \varphi l_{eff}^2 - \alpha_p \varphi_p l_{eff}^2 \quad (8.39b)$$

где $B_{(\infty, t_0)}, B_{c, eff}$ - изгибные жесткости железобетонного элемента, соответствующие изгибающим моментам M_{Ed} и $N_{pd} \cdot z_{cp}$;

l_{eff} - эффективный (расчетный) пролет элемента;

$\varphi = \left(\frac{l}{r} \right)$ - кривизна элемента.

Коэффициента α_k в формуле (11.8) представляет собой постоянную интегрирования, зависящую от условий закрепления и схемы нагружения элемента. Значения этого коэффициента для наиболее распространенных проектных случаев приведены в табл. 8.7.

Жесткость железобетонного элемента, работающего без трещин, выражается в зависимости от длительности действия нагрузки и момента инерции сечения в стадии I напряженно-деформированного состояния:

- при длительно действующих нагрузках

$$B_{\infty} = E_{c, eff} \cdot I_I; \quad (8.40)$$

- при кратковременных нагрузках

$$B_0 = E_{cm} \cdot I_I, \quad (8.41)$$

где $E_{c, eff}$ - эффективный модуль упругости, определяемый с учетом ползучести бетона по формуле:

$$E_{c, eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}; \quad (8.42)$$

E_{cm} - средний модуль упругости бетона, принимаемый по табл. 6.1;

$\varphi(t, t_0)$ - коэффициент ползучести бетона к моменту времени t .

При расчете прогибов от практически постоянной комбинации нагрузок в формуле (8.42) при вычислении эффективного модуля упругости бетона допускается

принимать предельное значение коэффициента ползучести $\Phi(t, t_0)$, определяемое по методике, изложенной в главе 6.

При расчете прогибов необходимо также учитывать влияние усадочных относительных деформаций бетона на величину кривизны железобетонного элемента. При этом принимается, что дополнительная кривизна связана с ограничением усадочных относительных деформаций продольной арматуры элемента. Кривизну железобетонного элемента, работающего без трещин, с учетом усадочных относительных деформаций определяют по формуле:

$$\varphi_{cs} = \left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = \frac{M_{Ed} - \varepsilon_{cs}(t, t_0) E_s \cdot S_{Is}}{E_{c,eff} \cdot I_I}, \quad (8.43)$$

где $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ - относительная деформация свободной усадки к моменту времени t ; допускается принимать предельное значение деформации усадки $\varepsilon_{cs}(\infty, t_0)$;

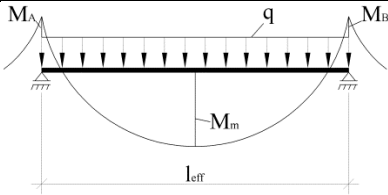
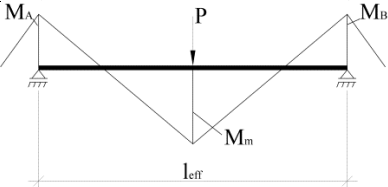
S_{Is} - статический момент продольной арматуры относительно ц.т. сечения, определяемый по формуле:

$$S_{Is} = A_{s1} \cdot z_1 + A_{s2} \cdot z_2, \quad (8.44)$$

здесь z_1 и z_2 - расстояния от центров тяжести площадей арматуры A_{s1} и A_{s2} до центра тяжести сечения рассчитываемого элемента.

Таблица 8.7. Величина коэффициента a_k для определения прогибов изгибаемых элементов

№ п/п	Схема нагружения	Коэффициент a_k
1		5/48
2		0,102
3		$\frac{3 - 4\lambda^2}{48(1 - \lambda)}$; при $\lambda = 0,5$ $a_k = 1/12$
4		$\frac{1}{8} - \frac{\lambda^2}{6}$
5		0,0625
6		1/8
7		$\frac{\lambda(3 - \lambda)}{12}$; при $\lambda = 1$ $a_k = 1/4$
8		$\frac{\lambda(3 - \lambda)}{6}$; при $\lambda = 1$ $a_k = 1/3$

9		$\frac{5}{48} \left(1 - \frac{M_A + M_B}{10M_m} \right)$
10		$\frac{1}{12} \left(1 - \frac{M_A + M_B}{10M_m} \right)$

8.3 Определение кривизны железобетонных элементов

8.3.1 Общие положения

8.3.1.1 Кривизну железобетонных элементов для вычисления их прогибов определяют:

- а) для элементов или участков элемента, где в растянутой зоне не образуются нормальные к продольной оси трещины, согласно п.8.3.2.1;
- б) для элементов или участков элемента, где в растянутой зоне имеются трещины, согласно пп.8.3.3.1.

Элементы или участки элементов рассматривают без трещин, если трещины не образуются (т.е. выполняется условие 8.2) при действии всех нагрузок (т.е. включая и кратковременные) с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$.

8.3.2 Кривизна железобетонного элемента на участке без трещин в растянутой зоне

8.3.2.1 Кривизну элементов (или участков элементов), работающих без трещин, следует определять по формуле

$$\left(\frac{1}{r} \right) = \frac{\varepsilon_{c1} + \varepsilon_{c2}}{h} \quad (8.45)$$

где:

ε_{c1} - относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона;

ε_{c2} - относительная деформация крайнего растянутого (менее сжатого) волокна бетона;

h - расстояние между крайними волокнами бетона в сечении.

Относительные деформации крайних волокон сечения ε_{c1} и ε_{c2} в общем случае следует определять из расчета по деформационной модели железобетонного элемента, работающего без трещин.

Изгибную жесткость железобетонного элемента без трещин $B(\infty, t_0)$ следует определять по формуле (8.62), принимая $I_{II} = I_I$, значение эффективного модуля упругости бетона $E_{c,eff}$ по формуле (8.63) или (8.64), а кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)$ по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{M_{Ed}}{B_m(\infty, t_0)} \quad (8.46)$$

8.3.3 Кривизна железобетонного элемента на участке с трещинами в растянутой зоне

8.3.3.1 Кривизну железобетонных элементов (или участков элементов) с трещинами, $\left(\frac{1}{r}\right)_{cr}$ нормальными к продольной оси, следует определять по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cr} = \frac{\varepsilon_{cm} + \varepsilon_{sm,0}}{d} \quad (8.47)$$

где:

ε_{cm} - средние относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона на участке между трещинами;

$\varepsilon_{sm,0}$ - средние относительные деформации крайнего растянутого стержня продольной арматуры на участке между трещинами;

d - расстояние между крайним сжатым волокном бетона и крайним растянутым стержнем продольной арматуры.

Значение ε_{cm} определяют по формуле

$$\varepsilon_{cm} = \psi_c \cdot \varepsilon_{cc}, \quad (8.48)$$

где:

ε_{cc} - относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона в сечении с трещиной;

ψ_c - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения относительных деформаций сжатого бетона между трещинами. Значение коэффициента допускается принимать равным 0,9.

Относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона ε_{cc} и крайнего растянутого стержня продольной арматуры ε_s в сечении с трещиной в общем случае следует определять из решения расчетной системы уравнений деформационной модели от действия момента, вызванного расчетными усилиями для предельных состояний второй группы.

Значения ε_{cc} и ε_s допускается определять по формулам:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_{cc}}{E_{c,red}}, \quad (8.49)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (8.50)$$

где:

σ_{cc} - напряжение в крайнем сжатом волокне бетона в сечении с трещиной;

σ_s - напряжение в крайнем растянутом стержне продольной арматуры в сечении с трещиной.

Значения σ_{cc} и σ_s допускается определять из условно упругого расчета сечения с трещиной, нормального к продольной оси, включающего сжатую зону бетона с приведенным модулем упругости $E_{c,red}$, сжатую и растянутую арматуру с модулем упругости E_s .

Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней сечения, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, значения σ_{cc} и σ_s допускается определять по формулам:

$$\sigma_{cc} = \sigma_{cN} + \sigma_{cNp} \quad (8.51)$$

$$\sigma_{cN} = \frac{N_{Ed}}{A_{cc}} + \frac{(N_{Ed} \cdot e_0 - M_{Ed}) \cdot y}{I_c} \quad (8.51a)$$

$$\sigma_{cNp} = \frac{N_{pd}}{A_{cc}} + \frac{N_{pd} \cdot z_{cp} \cdot y}{I_c} \quad (8.51b)$$

$$\Delta\sigma_p = \frac{M_s/z - P}{A_p + A_s} \quad (8.52)$$

где:

$$M_s = M \pm P \cdot e_{sp}$$

A_{cc} - площадь сжатого бетона в сечении с трещиной;

A_s - площадь растянутой арматуры в сечении с трещиной;

z - расстояние между центрами тяжести площади сжатого бетона и растянутой арматуры.

Значения A_{cc} и z допускается определять из расчета изгибаемых элементов по предельным усилиям в сечении, нормальном к продольной оси.

Кривизну железобетонного элемента $\left(\frac{1}{r}\right)_{cr}$ в этом случае следует определять по формуле (8.47), принимая значение $d = z$.

Средние относительные деформации в растянутой арматуре и сжатом бетоне определяют в соответствии с положениями, изложенными в главе 8, с учетом «эффекта ужесточения при растяжении».

Относительные деформации растянутой арматуры равны:

$$\varepsilon_{sm} = \xi \cdot \varepsilon_s^{II} + (1 - \xi) \varepsilon_s^I \quad (8.53)$$

где:

ε_s^I и ε_s^{II} - соответственно относительные деформации растянутой арматуры в стадии I и стадии II напряженно-деформированного состояния;

ξ - коэффициент, учитывающий «эффект ужесточения при растяжении», определяемый по формуле:

$$\xi = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2, \quad (8.53a)$$

$\xi = 0$ для сечения без трещины;

β - коэффициент, учитывающий влияние длительности нагружения или повторность нагружения на среднюю деформацию;

$\beta = 1,0$ для однократной кратковременной нагрузки;

$\beta = 0,5$ для постоянной или многократно повторной нагрузки;

σ_s - напряжение в растянутой арматуре, вычисленное для сечения с развитой трещиной;

σ_{sr} - напряжение в растянутой арматуре, вычисленное для сечения с трещиной от нагрузки, при действии которой образовалась трещина.

ПРИМЕЧАНИЕ Отношение σ_{sr}/σ_s может заменено отношениями M_{cr}/M_{Ed} для изгибаемых или N_{cr}/N_{Ed} для центрально растянутых элементов, где M_{cr} и N_{cr} соответственно момент трещинообразования и сила, вызывающая образование трещины.

Идентичным способом можно записать и средние относительные деформации наиболее сжатого волокна бетона:

$$\varepsilon_{cm} = \xi \cdot \varepsilon_c^{II} + (1 - \xi) \varepsilon_c^I \quad (8.54)$$

где:

ε_s^I и ε_c^{II} - соответственно относительно деформации наиболее растянутой арматуры в стадии I и II напряженно-деформированного состояния.

Зная величину средних относительных деформаций в растянутой арматуре и сжатом бетоне, среднюю кривизну элемента в стадии II напряженно-деформированного состояния (с учетом работы бетона на участках между трещинами) определяет по формуле:

$$\varphi_m = \left(\frac{1}{r}\right)_m = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{cm}}{d} = \frac{\xi \cdot \varepsilon_s^{II} + (1 - \xi) \varepsilon_s^I + \xi \cdot \varepsilon_c^{II} + (1 - \xi) \varepsilon_c^I}{d} = \xi \cdot \varphi_{II} + (1 - \xi) \varphi_I \quad (8.55)$$

где:

$\varphi_I = \left(\frac{1}{r}\right)_I$ - кривизна элемента, работающего без трещин в стадии I напряженно-деформированного состояния, определяемая по формуле:

$$\varphi_I = \frac{\varepsilon_s^I + \varepsilon_c^I}{d} \quad (8.56)$$

$\varphi_{II} = \left(\frac{1}{r}\right)_{II}$ - кривизна элемента, работающего с трещинами в стадии II напряженно-деформированного состояния (без учета работы бетона на участках между трещинами), определяемая:

$$\varphi_{II} = \frac{\varepsilon_s^{II} + \varepsilon_c^{II}}{d} \quad (8.57)$$

8.3.4 Определение изгибной жесткости железобетонного элемента

8.3.4.1 При длительном действии нагрузки (квазипостоянная комбинация нагрузки) учитываются эффекты, связанные с развитием ползучести бетона путем введения эффективного модуля упругости бетона $E_{c,eff}$, определяемого по формуле (8.64).

В зависимости от стадии напряженно-деформированного состояния изменяется момент инерции сечения.

Для стадии I напряженно-деформированного состояния, когда в элементе отсутствуют трещины:

$$B_I = E_{c,eff} \cdot I_I \quad (8.58)$$

В свою очередь для стадии II, соответствующей работе элемента при наличии трещин:

$$B_{II} = E_{c,eff} \cdot I_{II} \quad (8.59)$$

В формулах (8.58) и (8.59) I_I и I_{II} – соответственно моменты инерции сечения при отсутствии и наличии трещин.

Тогда средняя кривизна по формуле (8.55) равна:

$$\varphi_m = \left(\frac{l}{r}\right)_m = \xi \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} + (1 - \xi) \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_I} \quad (8.60)$$

либо

$$\varphi_m = \left(\frac{l}{r}\right)_m = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right) \right] \quad (8.61)$$

Тогда жесткость $B_{(\infty, t_0)}$ железобетонного элемента трещинами при учете квази постоянной комбинации нагрузок можно записать:

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{II}}{1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)} \quad (8.62)$$

где:

$E_{c,eff}$ - эффективный модуль упругости бетона;

I_{II}, I_I - моменты инерции соответственно сечения с трещиной и сечения без трещины, определяемые с учетом отношения $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$.

Значения эффективного модуля упругости бетона $E_{c,eff}$ определяются:

- при действии кратковременной нагрузки

$$E_{c,eff} = E_{cm}; \quad (8.63)$$

- при действии длительной нагрузки

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)} \quad (8.64)$$

где $\varphi(\infty, t_0)$ — предельное значение коэффициента ползучести для бетона, определяемое в соответствии с указаниями раздела 6.

Как было показано ранее, в формуле (8.62) отношение σ_{sr}/σ_s может быть заменено отношением M_{cr}/M_{Ed} . При этом M_{Ed} — изгибающий момент от практически постоянной комбинации нагрузок.

Кривизну от совместного действия изгибающего момента и усадки бетона в элемент трещинами записывают по аналогии с формулой (8.61)

$$\varphi_{II} = \left(\frac{l}{r}\right)_m = \frac{M_{Ed} - \varepsilon_{sc}(t, t_0) \cdot E_s \cdot S_{sII}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} \quad (8.65)$$

Составляющую прогиба $a_{cs,II}$, вызванного усадкой бетона в железобетонном элементе, работающем с трещинами определяют по формуле:

$$a_{cs,II} = -\frac{1}{8} \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_s \cdot S_{sII}}{B_{\infty}} l_{eff}^2 \quad (8.66)$$

где ε_{cs} — относительная деформация усадки бетона (в расчетах следует принимать со знаком «минус»).

8.3.4.2 При кратковременном действии нагрузки в формуле (8.62) следует учитывать модуль упругости бетона E_{cm} и принимать соответствующее значение коэффициента β_2 . Тогда жесткость элемента при кратковременном действии нагрузки:

$$B_0 = \frac{E_{cm} \cdot I_{II}}{1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I}\right)} \quad (8.67)$$

где:

M_{Ed} — изгибающий момент, вызванный кратковременным действием нагрузки.

8.3.5 Упрощенный способ проверки прогибов

8.7.1[7.4.2] Упрощенный способ проверки прогибов основан на сравнении коэффициента жесткости (l_{eff}/d), который косвенным образом характеризует деформативность конструкции от действия нагрузок с допустимыми значениями $(l_{eff}/d)_{lim}$, приведенными в табл. 8.8.

где:

$(l_{eff}/d)_{lim}$ — предельно допустимое значение отношения l_{eff}/d , принимаемое по табл. 8.8.

В общем случае условия, в соответствии с которыми выполняют проверку прогибов по упрощенному способу, имеют вид:

$$(l_{eff}/d)_{lim} \geq K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{\frac{3}{2}} \right], \text{ если } \rho \leq \rho_0 \quad (8.68a)$$

$$(l_{eff}/d)_{lim} \geq K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right], \text{ если } \rho \geq \rho_0 \quad (8.68б)$$

где:

l_{eff}/d - предельное отношение «пролет / высота сечения»;

K - коэффициент, учитывающий особенность статической схемы;

ρ_0 - относительный коэффициент армирования: $\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}}$;

ρ - требуемый коэффициент армирования растянутой арматурой для середины пролета при действии изгибающего момента от расчетной нагрузки (в заделке консоли);

ρ' - требуемый коэффициент армирования сжатой арматурой для середины пролета при действии изгибающего момента от расчетной нагрузки (в заделке консоли);

f_{ck} - в МПа.

Формулы (8.68а) и (8.68б) были выведены при условии, что напряжение в стали при соответствующей расчетной нагрузке в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности в сечении с трещиной в середине пролета балки или плиты или на опоре консоли составляет 310 МПа (это соответствует примерно $f_{yk} = 500$ МПа). Если используются другие уровни напряжений, то значения, определенные по формулам (8.68а) и (8.68б), необходимо умножить на $310/\sigma_s$. В общем случае, с запасом можно принять, что:

$$\frac{310}{\sigma_s} = \frac{500}{f_{ck} \cdot \frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}}} \quad (8.69)$$

где:

σ_s - растягивающие напряжения в стали в середине пролета (на опоре консоли) при расчетных значениях для предельного состояния по эксплуатационной пригодности;

$A_{s,prov}$ - площадь сечения арматуры, установленная в данном сечении;

$A_{s,req}$ - требуемая площадь сечения арматуры в данном сечении для предельного состояния по несущей способности.

Для тавровых сечений, в которых отношение ширины полки к ширине ребра превышает 3, значение l_{eff}/d , полученное из (8.68), следует умножить на 0,8.

Для балок или плит с пролетами свыше 7 м, отличных от балочных плит, подверженных опасности разрушения из-за чрезмерных прогибов, значения l_{eff}/d , полученные из (8.68), следует умножать на коэффициент $7/l_{eff}$ (l_{eff} - в метрах).

Для балочных плит с пролетами свыше 8,5 м, подверженных опасности разрушения из-за чрезмерных прогибов, значения l_{eff}/d , полученные из (8.68), следует умножать на коэффициент $8,5/l_{eff}$ (l_{eff} - в метрах)..

Предельное значение коэффициента жесткости $(l_{eff}/d)_{lim}$ определяют по табл. 8.8 в зависимости от вида и статической схемы рассчитываемой конструкции эффективного (расчетного) пролета элемента. Представленные в табл. 8.8 значения коэффициент $(l_{eff}/d)_{lim}$ зависят от величины напряжений в бетоне сжатой зоны сечения (условно принято: бетон слабо сжатый и бетон сильно сжатый).

Проектировщик определяет расчетную ситуацию исходя из коэффициента продольного армирования сечения. Принято что:

- при $\rho = \rho_{st}/b \cdot d \cdot 100\% \leq 0,5\%$ - слабо сжатый бетон;
- при $\rho = \rho_{st}/b \cdot d \cdot 100\% \leq 1,5\%$ - сильно сжатый бетон.

В случае промежуточных значений ρ допускается применение линейной интерполяции.

Таблица 8.8 - Предельно-допустимые значения отношения $(l_{eff}/d)_{lim}$ для железобетонных элементов при упрощенном способе проверки прогибов

Статическая схема	К	Сильно армированный бетон: $\rho = 1,5\%$.	Слабо армированный бетон: $\rho = 0,5\%$.
Просто опертая балка, одно-, двух- пролетная плита	1,0	14	20
Крайний пролет балки, или однопролетной неразрезной плиты, или двухпролетной неразрезной плиты	1,3	18	26
Внутренний пролет балки или одно-двух пролетной плиты	1,5	20	30
Плита, опертая на колонны без балок (плита перекрытия) (оперта по длинной стороне)	1,2	17	24
Консоль	0,4	6	8
ПРИМЕЧАНИЯ 1.Приведенные значения достаточно консервативны и могут отчасти соответствовать более тонким элементам. 2.Для 2-х пролетных плит, рекомендуется выбрать значения для более короткого пролета. 3.Рекомендации приведены для плит перекрытий, на основании ограничения менее строгого, чем прогиб в середине пролета (пролет/250) относительно колонн. Опыты подтверждают, что это удовлетворительно.			

8.3.6 Кривизна от усадки бетона

8.3.6.1 Дополнительную кривизну от неравномерной усадки бетона $\left(\frac{1}{r}\right)_{cs}$ следует определять по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = \frac{\varepsilon_{cs,\infty} \cdot \alpha_e \cdot S}{I}, \quad (8.70)$$

где:

$\varepsilon_{cs,\infty}$ - предельное значение усадки бетона;

S - статический момент арматуры относительно центра тяжести сечения;

I - момент инерции сечения.

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}, \quad E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(\infty, t_0)}.$$

При расчете кривизны от усадки для элементов с трещинами значения S и I определяют дважды: для сечения без трещины и сечения с трещиной. Окончательное значение кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_{cs}$ в этом случае определяют из формулы (8.61).

8.3.7 Определение деформации сдвига и сдвиговой жесткости

8.3.7.1 Сдвиговую жесткость допускается определять по формуле

$$B_v(x) = \frac{2}{3} \varphi_{cr}(x) \cdot G_c \cdot b \cdot h, \quad (8.71)$$

где:

G_c - модуль сдвига бетона, принимаемый равный $0,4E_{cm}$,

$\varphi_{cr}(x)$ - коэффициент, учитывающий влияние трещин на деформацию сдвига.

8.3.7.2 Деформации сдвига допускается определять по формуле:

$$\gamma_v(x) = \frac{V_{Ed}(x)}{B_v(x)}, \quad (8.72)$$

где:

$V_{Ed}(x)$ - расчетная поперечная сила в сечении x ;

$B_v(x)$ - сдвиговая жесткость в сечении x .

Примеры расчета к разделу 8

Пример 10

Дано: плита перекрытия по рис.8.8; бетон нормальный класса C25/30 ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $\alpha_{cc} = 0,85$, $f_{cd,ser} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,2$ МПа, $f_{ctd,ser} = f_{ctk,0,05} = 1,8$ МПа). Геометрические характеристики половины приведенного сечения: площадь $A_{red} = 5,55 \cdot 10^4 \text{ мм}^2$; расстояние от центра тяжести сечения до растянутой (нижней) грани $y = 220$ мм, момент инерции $I_{red} = 718 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$; напрягаемая арматура класса S800, площадью сечения $A_{p1} = 491 \text{ мм}^2$ (1Ø25); ненапрягаемая арматура, растянутая и сжатая, класса S400 ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = 348$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа), площадью сечения соответственно $A_{s1} = 78,5 \text{ мм}^2$ (1Ø10), $A_{s2} = 50,3 \text{ мм}^2$ (1Ø8); максимальный момент для половины сечения плиты: от всех нагрузок $M_{Ed} = 66$ кН·м; усилие предварительного обжатия (с учетом всех потерь) $P_{pm,t} = 150$ кН, его эксцентриситет $e_{op} = 165$ мм.

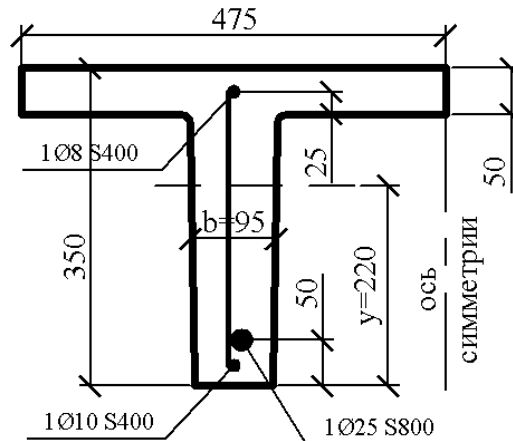


Рис. 8.8

Требуется рассчитать плиту по раскрытию трещин в стадии эксплуатации.

Расчет: Определяем момент образования трещин согласно п.8.1.2. Момент сопротивления приведенного сечения для растянутой грани равен

$$W_{red} = I_{red}/y = 718 \cdot 10^6 / 220 = 3,26 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$$\text{ядровое расстояние } r = W_{red}/A_{red} = 3,26 \cdot 10^6 / 5,55 \cdot 10^4 = 58,8 \text{ мм}$$

Тогда при $\gamma = 1,3$ (см. табл.8.2)

$M_{cr} = \gamma \cdot f_{ctd,ser} \cdot W_{red} + P(e_{op} + r) = 1,3 \cdot 1,8 \cdot 3,26 \cdot 10^6 + 150 \cdot 10^3 (165 + 58,8) = 41,15 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 41,15 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Ed} = 66 \text{ кН} \cdot \text{м}$, т.е. трещины образуются, и следовательно, расчет по раскрытию трещин необходим.

Определим по формуле (8.16) приращение напряжения напрягаемой арматуры от действия нагрузок $M_{Ed} = 66 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Рабочая высота сечения равна $d = h - c_p = 350 - 50 = 300 \text{ мм}$. Принимая $e_{sp} = y - c_p - e_{op} = 220 - 50 - 165 = 5 \text{ мм}$, получаем,

$$M_s = M \pm P \cdot e_{sp} = 66 \cdot 10^6 + 150 \cdot 10^3 \cdot 5 = 66,75 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

$$\text{и тогда } \frac{e_s}{d} = \frac{M_s}{P \cdot d} = \frac{66,75 \cdot 10^6}{150 \cdot 10^3 \cdot 300} = 1,48.$$

Коэффициент приведения α_{s1} равен $\alpha_{s1} = \frac{300}{f_{cd,ser}} = \frac{300}{21,3} = 14,08$. Тогда, принимая согласно рис.8.8 $b=95 \text{ мм}$, имеем

$$\mu \alpha_{s1} = \frac{(A_{p1} + A_{s1}) \alpha_{s1}}{b \cdot d} = \frac{(491 + 78,5) \cdot 15}{95 \cdot 300} = 0,300.$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) h'_f + \alpha_{s1} \cdot A_{s2}}{b \cdot d} = \frac{(475 - 95) 50 + 14,08 \cdot 50,3}{95 \cdot 300} = 0,640.$$

Из табл.8.5 при $\mu\alpha_{s1} = 0,300$, $\varphi_f = 0,640$ и $\frac{e_s}{d} = 1,48$ находим $\xi = 0,81$. Тогда $z = \xi \cdot d = 0,81 \cdot 300 = 243$ мм; $A_{p1} + A_{s1} = 491 + 78,5 = 569,5$ мм²;

$$\sigma_s = \frac{M_s/z - P}{A_{p1} + A_{s1}} = \frac{66,75 \cdot 10^6 / 243 - 150000}{569,5} = 218,95 \text{ МПа.}$$

Определяем минимальную площадь растянутой арматуры в сечении из условия

$$A_{s1} \cdot \sigma_s + \xi_1 \cdot A_{p1} \cdot \Delta\sigma_p \leq k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} = 78,5 \cdot 400 + 0,57 \cdot 491 \cdot 218,95 = 31400 + 61278 = 92678 \text{ Н} > 0,4 \cdot 1,0 \cdot 2,6 \cdot 11875 = 10450 \text{ Н,}$$

условие не удовлетворяется, необходимо провести расчетную проверку ширины раскрытия трещин по формуле (8.7).

где $A_{s1} = 78,5$ мм² - площадь ненапрягаемой арматуры в растянутой зоне сечения;

$A_{p1} = 491$ мм²—площадь напрягаемой арматуры, располагаемой в растянутой зоне сечения;

ξ_1 - приведенный коэффициент, характеризующий степень сцепления арматуры с бетоном, определяемый при различных диаметрах напрягаемой и ненапрягаемой арматуры по формуле

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\phi_s}{\phi_p}} = \sqrt{0,8 \cdot \frac{10}{25}} = 0,57.$$

здесь $\phi_s = 10$ мм— максимальный диаметр стержня ненапрягаемой арматуры;

$\phi_p = 25$ мм - эквивалентный диаметр для напрягаемой арматуры;

$\xi = 0,8$ - коэффициент, характеризующий степень сцепления арматуры с бетоном, принимаемый по таблице 8.5;

$A_{ct} = b \cdot h_{c,eff} = 95 \cdot 125 = 11875$ мм² — площадь бетона в растянутой зоне сечения, высота которой определяется непосредственно перед образованием первой трещины,

$$\min: h_{c,eff} = \begin{cases} 2,5(h - d) = 2,5(350 - 300) = 125 \text{ мм} \\ h/2 = 350/2 = 175 \text{ мм} \end{cases}$$

$\sigma_s = 400$ МПа - максимальные напряжения в ненапрягаемой арматуре, определяемые непосредственно после образования трещины. При расчете по формуле (8.22) допускается принимать напряжения в ненапрягаемой арматуре равными характеристическому сопротивлению f_{yk} ;

$\Delta\sigma_p = 218,95$ МПа— приращение напряжений в напрягаемой арматуре при погашении до нуля напряжений в бетоне на уровне напрягаемой арматуры;

$f_{ct,eff} = 2,6$ МПа — величина средней эффективной прочности бетона при растяжении к моменту образования первой трещины $f_{ct,eff} = f_{ctm}$.

$k_c = 0,4$ - для прямоугольного сечения;

$k_c = 1,0$ - для стенок элементов при $h \leq 300$ мм или полок, имеющих ширину менее 300 мм.

Расчетную ширину раскрытия трещин определяем по формуле:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

где $s_{r,max}$ — среднее расстояние между трещинами, определяемое по формуле:

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot c + 0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \cdot 37,5 + 0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{25}{0,0413} = 127,5 + 102,9 = 230,4 \text{ мм.}$$

При $k_1 = 0,8$ (для стержней периодического профиля), $k_2 = 0,5$ (при изгибе),
 $\rho_{p,eff} = \frac{A_{p1}}{bh_{c,eff}} = \frac{491}{95 \cdot 125} = 0,0413$.

$$\min: h_{c,eff} = \begin{cases} 2,5(h - d) = 2,5(350 - 300) = 125 \text{ мм} \\ h/2 = 350/2 = 175 \text{ мм} \end{cases}$$

$c = 37,5$ мм - защитный слой бетона для продольной арматуры.

Значение $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} = \frac{218,95 - 0,4 \frac{2,2}{0,0413} (1 + 15 \cdot 0,0413)}{20 \cdot 10^4} = 92 \cdot 10^{-5} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \cdot 109 \cdot 10^{-5} = 65,4 \cdot 10^{-5}, \text{ условие соблюдается.}$$

Тогда

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 230,4 \cdot 92 \cdot 10^{-5} = 0,212 \approx 0,22 < w_{k,max} = 0,4 \text{ мм.}$$

Проверка по ширине раскрытия трещин выполняется.

Пример 11

Дано: плита перекрытия по рис.8.9; усилие предварительного обжатия с учетом прямых потерь $P_{pm,t} = 230$ кН, его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{op1} = 167$ мм; передаточная прочность бетона $f_{ck}^{(p)} = 20$ МПа ($f_{ctd,ser}^{(p)} = 1,5$ МПа, $f_{cd,ser}^{(p)} = 20$ МПа); момент от веса плиты, возникающий при подъеме плиты и растягивающий верхнюю грань, $M_w = 5,3$ кН·м; остальные данные из примера 1.

Требуется рассчитать плиту по раскрытию трещин в стадии изготовления.

Расчет: Сначала выясним, образуются ли верхние трещины в стадии изготовления от усилия предварительного обжатия согласно п.8.15.

$$M_{cr} = \gamma \cdot W_{red}^{sup} \cdot f_{ctd,ser}^{(p)} - P_{pm,t} \cdot (e_{op1} - r_{inf})$$

Момент сопротивления W_{red}^{sup} определяем по формуле (8.4), принимая за y расстояние от центра тяжести до верхней грани, т.е. $y = 350 - 220 = 130$ мм,

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{718 \cdot 10^6}{130} = 5,52 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

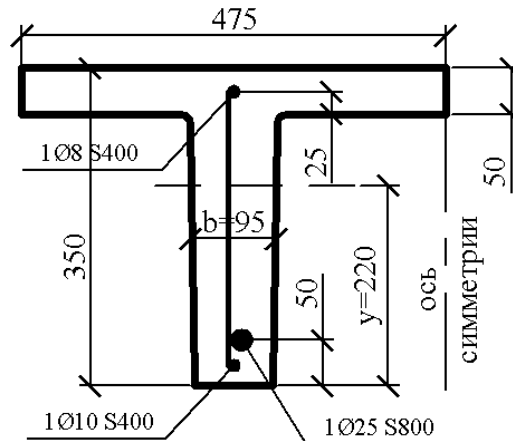


Рис. 8.9.

По формуле (8.6) определяем момент образования верхних трещин

$M_{cr} = \gamma \cdot W_{red}^{sup} \cdot f_{ctd,ser}^{(p)} - P_{pm,t} \cdot (e_{op1} - r_{inf}) = 1,15 \cdot 5,52 \cdot 10^6 \cdot 1,5 + 230 \cdot 10^3 (167 - 99,5) = -5,97 \cdot 10^6 \text{ Н мм} < 0$, т.е. верхние трещины образуются до приложения внешней нагрузки.

Определим ширину раскрытия верхних трещин с учетом указаний п.8.13.

За растянутую арматуру принимаем верхний ненапрягаемый стержень Ø8, т.е. $A_{s2} = 50,3 \text{ мм}^2$. Тогда рабочая высота сечения равна $d = h - c_2 = 350 - 25 = 325 \text{ мм}$, а расстояние от точки приложения усилия обжатия $P_{pm,t}$ до растянутой арматуры равно $e_{sp} = y + e_{op1} - c_2 = 130 + 167 - 25 = 272 \text{ мм}$.

Моменты M_w и $P_{pm0}e_{sp}$ имеют одинаковое направление вращения, следовательно,

$$M_s = P_{pm0}e_{sp} + M_w = 230 \cdot 10^3 \cdot 272 + 5,3 \cdot 10^6 = 67,86 \cdot 10^6 \text{ Н·мм}$$

$$\frac{e_s}{d} = \frac{M_s}{P_{pm0}d} = \frac{67,86 \cdot 10^6}{230 \cdot 10^3 \cdot 323} = 0,908.$$

Коэффициент приведения α_{s1} равен $\alpha_{s1} = \frac{300}{f_{cd,ser}^{(p)}} = \frac{300}{20} = 15$

Тогда $\mu\alpha_{s1} = \frac{A_{s2} \cdot \alpha_{s1}}{b \cdot d} = \frac{50,3 \cdot 15}{95 \cdot 325} = 0,0244$.

В сжатой (нижней) зоне свесы отсутствуют, а $A_{p2} + A_{s2} = 491 + 78,5 = 569,5 \text{ мм}^2$ (Ø25 + Ø10). Тогда

$$\varphi_f = \frac{(A_{p2} + A_{s2})\alpha_{s1}}{b \cdot d} = \frac{569,5 \cdot 15}{95 \cdot 325} = 0,277.$$

Из табл.10.4 при $\mu\alpha_{s1} = 0,0244$. $\varphi_f = 0,277$ и $\frac{e_s}{d} = 0,908$ находим $\xi = 0,86$. Тогда $z = \xi \cdot d = 0,86 \cdot 325 = 279,9 \text{ мм}$;

$$\sigma_s = \frac{M_s/z - P_{pm0}}{A_{s1}} = \frac{67,86 \cdot 10^6 / 279,9 - 230 \cdot 10^3}{50,3} = 254,3 \text{ МПа} < f_{p0,2k,ser} = 400 \text{ МПа}.$$

Расчетную ширину раскрытия трещин определяем по формуле:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

где $s_{r,max}$ - среднее расстояние между трещинами, определяемое по формуле:

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot c + 0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\sigma}{\rho_{p,eff}} = 3,4 \cdot 25 + 0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{8}{0,0085} = 85 + 159 =$$

244 мм.

при

$$k_1 = 0,8 \text{ (для стержней периодического профиля)}, k_2 = 0,5 \text{ (при изгибе)}, \rho_{p,eff} = \frac{A_{s2}}{b h_{c,eff}} = \frac{50,3}{95 \cdot 62,5} = 0,0085.$$

$$\min: h_{c,eff} = \begin{cases} 2,5(h - d) = 2,5(350 - 325) = 62,5 \text{ мм} \\ h/2 = 350/2 = 175 \text{ мм} \end{cases}$$

$c = 25$ мм - защитный слой бетона для продольной арматуры.

Значение $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} = \frac{218,95 - 0,4 \frac{2,2}{0,0085} (1 + 15 \cdot 0,0085)}{20 \cdot 10^4} = 51 \cdot 10^{-5} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$$

$0,6 \cdot 109 \cdot 10^{-5} = 65,4 \cdot 10^{-5}$, условие не соблюдается, принимаем $65,4 \cdot 10^{-5}$.

Тогда

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 244 \cdot 65,4 \cdot 10^{-5} = 0,159 \approx 0,16 < w_{k,lim} = 0,2 \text{ мм}.$$

Проверка по ширине раскрытия трещин выполняется.

Пример 12

Дано: плита перекрытия по рис.8.10; загруженной равномерно распределенной нагрузкой q , расчетный пролет $l_{eff} = 5,87$ м; бетон нормальный класса С20/25 ($f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $\alpha_{cc} = 0,85$, $f_{cd,ser} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{20}{1,5} = 17$ МПа, $f_{ctd,ser} = f_{ctk,0,05} = 1,5$ МПа, $E_{cm} = 32 \cdot 10^3$ МПа); напрягаемая арматура класса S800, площадью сечения $A_{p1} = 491 \text{ мм}^2$ (1Ø25); ненапрягаемая арматура, растянутая и сжатая, класса S400 ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = 348$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа), площадью сечения соответственно $A_{s1} = 78,5 \text{ мм}^2$ (1Ø10), $A_{s2} = 50,3 \text{ мм}^2$ (1Ø8); максимальный момент для половины сечения плиты: от всех нагрузок $M_{Ed} = 66$ кН·м; усилие предварительного обжатия (с учетом всех потерь) $P_{pm,t} = 150$ кН, его эксцентриситет $e_{op} = 120$ мм.

Класс по условиям эксплуатации конструкции ХС1 (RH=50%).

Максимальный допустимый прогиб в середине пролета балки составляет $a_{lim} = \frac{1}{250} l_{eff}$.

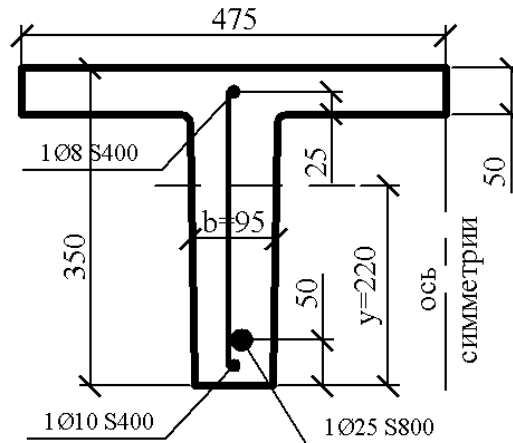


Рис.8.10

Требуется: проверить прогиб в середине пролета.

Расчет: Согласно рис.8.10 имеем: $b = 95\text{ мм}$, $h = 350\text{ мм}$, $c_{p1} = 50\text{ мм}$, $c_1 = 25\text{ мм}$.

Рабочая высота сечения

$$d = h - c_{p1} = 500 - 50 = 450 \text{ мм.} \quad \rho = \frac{A_{p1}}{bd} = \frac{491}{95 \cdot 300} = 0,017(1,70\%).$$

Максимальный прогиб в середине пролета свободно опертой однопролетной балки, нагруженной, равномерно распределенной нагрузки может быть определен по формуле:

$$a_{max} = \alpha_k \cdot \frac{M_{Ed} \cdot l_{eff}^2}{B_{(\infty, t_0)}} - \alpha_p \cdot \frac{N_{pd} \cdot z_{cp} \cdot l_{eff}^2}{B_{c, eff}}$$

По табл. 8,7 коэффициент $\alpha_k = 5/48$; $l_{eff} = 5,87 \text{ м}$.

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{E_{c, eff} \cdot I_{II}}{1 + \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)}$$

Учитывая то обстоятельство, что момент M_{Ed} рассчитан на квазипостоянную комбинации нагрузок, при проверке прогиба в середине пролета используем эффективный модуль упругости:

$$E_{c, eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_n)}.$$

Предельное значение коэффициента ползучести $\varphi(\infty, t_0)$ определим из номограммы, приведенной на рис. 6.1а.

При

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2(95 \cdot 300 + 50 \cdot 475)}{2 \cdot 190 + 2 \cdot 50 + 475 + 2 \cdot 300 + 95} = \frac{104500}{1650} = 63,33 \text{ мм и } RH = 50\% \text{ для } t_0 = 30 \text{ сут. } \Phi(\infty, t_0) = 3,0.$$

$$E_{c,eff} = \frac{32 \cdot 10^3}{1+3,0} = 8,0 \cdot 10^3.$$

$$\text{Коэффициент приведения } a_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{20 \cdot 10^4}{8,0 \cdot 10^3} = 25.$$

Определяем геометрические характеристики прямоугольного сечения без трещины

Приведенная площадь сечения

$$A_{1red} = 95 \cdot 300 + 475 \cdot 50 + a_e (A_{s1} + A_{s2} + A_{p1}) = 28500 + 23750 + 25 \cdot 619,8 = 28500 + 23750 + 25 \cdot 619,8 = 28500 + 23750 + 15495 = 67745 \text{ мм}^2.$$

Приведенный статический момент сопротивления относительно наиболее сжатого волокна бетона поперечного сечения

$$\begin{aligned} S_{1red} &= 0,5b'_f \cdot h_f'^2 + b \cdot (h - 50) \cdot 200 + a_e (A_{s2} \cdot c_2 + A_{s1}(h - c_1) + A_{p1} \cdot (h - c_{p1})) \\ &= 0,5 \cdot 475 \cdot 50^2 + 95 \cdot 300 \cdot 200 + 25 \cdot (50,3 \cdot 25 + 78,5 \cdot 325 + 491 \cdot 300) \\ &= 593750 + 5700000 + 1026762 = 7,32 \cdot 10^6 \text{ мм}^3. \end{aligned}$$

Расстояние от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения элемента x_I .

$$x_I = \frac{S_{1red}}{A_{1red}} = \frac{7,32 \cdot 10^6}{67745} = 108,05 \text{ мм.}$$

$$\begin{aligned} I_{I,red} &= \frac{b'_f \cdot h_f'^3}{12} + b'_f \cdot h_f' \cdot (x_I - 25)^2 + \frac{b(h - 50)^3}{12} + b \cdot (h - 50)(200 - x_I)^2 + a_e \cdot A_{s2}(x_I - c_1)^2 \\ &\quad + a_e A_{s1}(325 - x_I)^2 + a_e A_{p1}(350 - x_I)^2; \\ I_{I,red} &= \frac{475 \cdot 50^3}{12} + 475 \cdot 50 \cdot (108,5 - 25)^2 + \frac{95(350 - 50)^3}{12} + 95 \cdot (350 - 50)(200 - 108,5)^2 \\ &\quad + 25 \cdot 50,3(108,5 - 25)^2 + 25 \cdot 78,5(325 - 108,5)^2 + 25 \cdot 491 \cdot (300 - 108,5)^2 \\ &= 4,95 \cdot 10^6 + 166 \cdot 10^6 + 214 \cdot 10^6 + 238,7 \cdot 10^6 + 8,7 \cdot 10^6 + 91,9 \cdot 10^6 + 450 \cdot 10^6 = 1174 \cdot 10^6 \text{ мм}^4 \end{aligned}$$

Для сечения с трещиной при использовании билинейной диаграммы деформирования высота сжатой зоны x_{II} в общем случае может быть найдена из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон сечения относительно нейтральной оси.

Высота сжатой зоны определяется из решения уравнения

$$S_c = a_e \cdot (S_{s1} - S_{s2}),$$

где:

S_c, S_{s1}, S_{s2} - статические моменты соответственно сжатой зоны бетона, площадей растянутой и сжатой арматуры относительно нейтральной оси.

$$\begin{aligned} b'_f \cdot h_f' (x_{II} - 25) + b \cdot (x_{II} - 50) \cdot \left(\frac{x_{II} - 50}{2} \right) \\ = a_e A_{p1} (300 - x_{II}) + a_e A_{s1} (325 - x_{II}) - a_e A_{s2} (x_{II} - 25). \end{aligned}$$

$$475 \cdot 50 (x_{II} - 25) + 95 \cdot (x_{II} - 50) \cdot (0,5 \cdot x_{II} - 25) = 25 \cdot 491 (300 - x_{II}) + 25 \cdot 78,5 (325 - x_{II}) - 25 \cdot 50,3 (x_{II} - 25).$$

$$x_{II} = 122,65 \text{ мм.}$$

Тогда при $x_{II} = 122,65 \text{ мм}$ получаем

$$I_{II,red} = \frac{b'_f \cdot h_f'^3}{12} + b'_f \cdot h'_f \cdot (x_{II} - 25)^2 + \frac{b(h - 50)^3}{12} + b \cdot (h - 50)(200 - x_{II})^2 + a_e A_{s2}(x_{II} - c_2)^2 + a_e A_{s1}(325 - x_{II})^2 + a_e A_{p1}(300 - x_{II})^2;$$

$$I_{II,red} = \frac{475 \cdot 50^3}{12} + 475 \cdot 50 \cdot (122,65 - 25)^2 + \frac{95(350-50)^3}{12} + 95 \cdot (350 - 50)(200 - 122,65)^2 + 25 \cdot 50,3(122,65 - 25)^2 + 25 \cdot 78,5(325 - 122,65)^2 + 25 \cdot 491(300 - 122,65)^2 = 1093 \cdot 10^6 \text{ мм}^4$$

При $\beta = 0,5$ (для квазипостоянной комбинации нагрузок); $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} = \frac{M_{cr}}{M_{Ed}}$

Определим момент образования трещин M_{cr} согласно формуле (8.4). Для этого определяем момент сопротивления бетона W_{red} .

Момент сопротивления W_{red} определяется по формуле:

$$W_{red} = I_{I,red}/y = \frac{1174 \cdot 10^6}{241,5} = 4,86 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$y = 350 - 108,5 = 241,5$ мм - расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения элемента.

$$\text{ядровое расстояние } r = \frac{W_{red}}{A_{I,red}} = \frac{4,86 \cdot 10^6}{67745} = 71,74 \text{ мм}.$$

Тогда при $\gamma = 1,3$ (см. табл.8.1)

$M_{cr} = \gamma \cdot f_{ctd,ser} \cdot W_{red} + P \cdot (e_{op} + r) = 1,3 \cdot 1,5 \cdot 4,86 \cdot 10^6 + 150 \cdot 10^3 \cdot (120 + 71,74) = 38,24 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Ed} = 66 \text{ кН} \cdot \text{м}$, т.е. трещины образуются, и следовательно, расчет по раскрытию трещин необходим.

Жесткость сечения с трещиной:

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{II}}{1 + \beta_1 \beta_2 \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I} \right)};$$

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{8,0 \cdot 10^3 \cdot 1093 \cdot 10^6}{1 - 0,5 \left(\frac{38,24}{66} \right)^2 \left(1 - \frac{1093 \cdot 10^6}{1174 \cdot 10^6} \right)} = \frac{8744 \cdot 10^9}{0,988} = 8850 \cdot 10^9$$

Прогиб в середине пролета

$$a_{max} = \alpha_k \frac{M_{Ed} \cdot l_{eff}^2}{B_{(\infty, t_0)}} - \alpha_p \frac{N_{pd} \cdot z_{cp} \cdot l_{eff}^2}{B_{c,eff}}$$

$$a_{max} = \frac{5}{48} \cdot \frac{66 \cdot 10^6 \cdot 5780^2}{8850 \cdot 10^9} - \frac{1}{8} \cdot \frac{150000 \cdot 120 \cdot 5780^2}{9392 \cdot 10^9} = 25,9 - 8,0 = 17,9 \text{ мм}.$$

$$N_{pd} = P = 150 \text{ кН};$$

α_p - коэффициент, зависящий от трассировки напрягаемого стержня ($\alpha_p = \frac{1}{8}$ - для стержней с прямолинейной осью трассы; $\alpha_p = \frac{5}{48}$ - для отгибаемых по параболе).

$$B_{c,eff} = E_{c,eff} I_I = 8,0 \cdot 10^3 \cdot 1174 \cdot 10^6 = 9392 \cdot 10^9.$$

Допустимый прогиб

$$a_{lim} = \frac{l}{250} l_{eff} = \frac{5780}{250} = 23,21 \text{ мм}$$

$$a_{mix} = 17,9 \text{ мм} < a_{lim} = 23,21 \text{ мм}.$$

Максимальный прогиб в середине пролета балки не превышает допустимый, т.е. проверка выполняется.

9 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ КОНСТРУИРОВАНИЯ АРМАТУРЫ И НАПРЯГАЮЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ

9.1 Общие положения

9.1.1. Для обеспечения прочности, пригодности к нормальной эксплуатации и долговечности железобетонных конструкций с предварительным напряжением арматуры, а также для обеспечения условий их изготовления помимо требований, определяемых расчетом, следует выполнить конструктивные требования, изложенные в настоящем разделе.

Также следует учитывать конструктивные требования, приведенные в нормативно-техническом пособии «Проектирование бетонных и железобетонных конструкций из нормального бетона без предварительного напряжения арматуры (к СН РК EN 1992-1-1:2004/2011)», и специальные требования, связанные с конкретной технологией изготовления изделия и конструкции.

9.1.2 Приведенные в настоящем разделе требования распространяются на напрягаемую арматуру (стержни, проволока, канаты) и ненапрягаемую арматуру (стержни, сетки) при преимущественно статической нагрузке. Они действительны для обычных зданий и мостов. Они могут быть недостаточными для:

- элементов, подверженных динамической нагрузке, вызванной сейсмическими воздействиями или вибрацией машин, ударной нагрузкой;
- элементов, содержащих специально окрашенные, покрытые эпоксидной смолой или цинком стержни.

9.1.3 Поперечное сечение предварительно напряженных конструкций необходимо проектировать с учетом следующих требований:

- технологических - размещение арматуры, позволяющей качественно уложить бетонную смесь; учет унификации и особенностей устройства опалубочных форм;
- конструктивных - обеспечение выполнения требований работы конструкции по двум предельным состояниям на всех стадиях работы;
- экономических - выбор рациональной формы поперечного сечения, обеспечение защитного слоя бетона, гарантирующего долговечность конструкции.

9.1.4 При назначении минимальных размеров сечения внецентренно-сжатых элементов гибкость l_0/i в любом направлении не должна быть более:

- для отдельных элементов - 200;
- для элементов, являющихся частью здания - 120.

9.1.5 Процент армирования сечений продольной арматурой определяется делением суммарного сечения напрягаемой и ненапрягаемой (определенной по расчету) арматуры на ширину и рабочую высоту сечения.

9.1.6 Наибольшее содержание арматуры в сечении независимо от ее класса и класса бетона по прочности на сжатие не должно превышать 4% в колоннах и 4% в остальных видах железобетонных конструкций.

9.1.7 Площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах должна приниматься не менее указанной в таблице 9.1.

9.1.8 При невыполнении требований, изложенных в 9.7, элемент следует относить к бетонным и конструировать согласно положениям нормативно-технического пособия «Проектирование бетонных и железобетонных конструкций из нормального бетона без предварительного напряжения арматуры (к СН РК EN 1992-1-1:2004/2011)».

Таблица 9.1 - Минимальная площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах

В процентах от площади сечения бетона

Условия работы арматуры	ρ_{min}
1 Арматура S_1 - в изгибаемых и внецентренно растянутых при расположении продольной силы за пределами рабочей высоты сечения элементах	$0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$, но не менее 0,0013
2 Арматура S_1 и S_2 - во внецентренно растянутых элементах при расположении продольной силы между арматурой S_1 и S_2	
3 Арматура S_1 и S_2 - во внецентренно сжатых элементах	$\frac{5 \cdot N_{sd}}{f_{yd} \cdot b \cdot d}$, но не менее ρ_λ , где $\rho_\lambda = \frac{27 + \frac{l_0}{i}}{440}$, принимаемый не менее 0,10 и не более 0,25
<p>ПРИМЕЧАНИЯ</p> <p>1 Минимальная площадь сечения арматуры, приведенная в настоящей таблице, относится к площади сечения бетона, равной произведению ширины b сечения элемента на уровне центра тяжести арматуры S_1 (для элементов таврового и двутаврового сечений — ширины стенки b_w) на рабочую высоту сечения d.</p> <p>2 При равномерном расположении арматуры по контуру сечения принимают $d = h$.</p> <p>3 В центрально сжатых и центрально растянутых элементах минимальную площадь сечения всей продольной арматуры следует принимать вдвое больше, чем указано в таблице и относить к полной площади сечения бетона.</p>	

9.1.9 Требования таблицы 9.1 не распространяются на армирование, определенное расчетом по прочности в стадии изготовления конструкции.

9.1.10 Площадь сечения поперечной арматуры должна удовлетворять условию:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \geq \rho_{sw,min}, \quad (9.1)$$

где $\rho_{sw,min}$ определяется по формуле:

$$\rho_{sw,min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (9.2)$$

9.2 Защитный слой бетона

9.2.1 Общие положения

9.2.1.1 Под защитным слоем понимают расстояние между поверхностью арматуры (включая хомуты, поперечные стрежни, а также поверхностную арматуру) и ближайшей поверхностью бетона.

9.2.1.2 Номинальная толщина защитного слоя должна быть указана в рабочих чертежах. Она определяется как сумма минимальной толщины c_{min} (см. 9.2.2) и принятого допустимого при проектировании отклонения Δc_{dev} (см. 9.2.3):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (9.3)$$

9.2.2 Минимальная толщина слоя c_{min}

9.2.2.1 Минимальная толщина защитного слоя c_{min} должна обеспечивать:

- надежное сцепление арматуры и окружающего бетона;
- защиту стали от коррозии (долговечность);
- соответствующую огнестойкость (см. СН РК EN 1992-1-2).

9.2.2.2 Минимальную толщину защитного слоя c_{min} следует назначать как большее значение из условия обеспечения сцепления и защиты от влияния окружающей среды:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ мм}\} \quad (9.4)$$

где:

$c_{min,b}$ - минимальная толщина из условия сцепления, смотри 9.2.2.3;

$c_{min,dur}$ - минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды, см. 9.2.2.4.

9.2.2.3 Для обеспечения надежной передачи сил сцепления и качественного уплотнения бетонной смеси минимальная толщина слоя должна быть не менее $c_{min,b}$ (таблица 9.2).

Таблица 9.2 - Минимальная толщина слоя $c_{min,b}$, требования к обеспечению сцепления бетона с арматурой

Условия сцепления	
Размещение стержней	Минимальная толщина слоя $c_{min,b}$
Отдельный стержень	Диаметр стержня
Соединенные вместе стержни	Эквивалентный диаметр ϕ_n (см. 8.9.1)
ПРИМЕЧАНИЕ Если номинальный максимальный диаметр крупного заполнителя более 32 мм, минимальную толщину слоя $c_{min,b}$ необходимо увеличить на 5 мм.	

ПРИМЕЧАНИЯ к таблице 9.2:

1. Значения $c_{min,b}$ для каналов при натяжении на бетон:
 - круглые каналы: диаметр;
 - прямоугольные каналы: большее из значений меньшего размера и половины большего размера.
2. Защитный слой более 80 мм не используется ни для круглых, ни для прямоугольных каналов.
3. Рекомендуемые значения для предварительно натягиваемых напрягающих элементов:
 - 1,5-кратный диаметр каната или гладкой проволоки;
 - 2,5-кратный диаметр рифленой проволоки.

9.2.2.4 Минимальный защитный слой для арматурной стали и напрягающих элементов в нормальном бетоне, исходя из классов условий эксплуатации и классов конструкции, определяется значением $c_{min,dur}$.

Рекомендуемым классом конструкции (срок эксплуатации 50 лет) является S4 из индикативных классов прочности бетона, приведенных в приложении Е СН РК EN 1992-1-2, и рекомендуемые модификации классов конструкций приведена в таблице 9.3. Рекомендуемым минимальным классом конструкции является класс S1.

Рекомендуемые значения для $c_{min,dur}$ для напрягаемой арматуры принимаются по таблице 9.4, для ненапрягаемой стали - по таблице 9.5.

9.2.2.5 Толщину защитного слоя бетона у торцов предварительно напряженных элементов на длине зоны передачи напряжений принимают не менее:

- для стержневой арматуры класса St800 - 3ϕ и не менее 40 мм;
- для арматурных канатов и проволоки - 2ϕ и не менее 30 мм.

Допускается устанавливать величину защитного слоя бетона у торцов элементов на длине зоны передачи напряжений такой же величины, как в пролете, если выполняются требования 9.42.

9.2.2.6 Для неровных поверхностей (например, с выступающим заполнителем) минимальный защитный слой должен быть увеличен на 5 мм.

9.2.2.7 Толщина защитного слоя бетона из условия обеспечения качественной укладки и уплотнения бетонной смеси должна быть не менее размера крупного заполнителя плюс 5 мм.

Допускается уменьшение величины защитного слоя бетона на 5 мм для сборных конструкций, изготавливаемых на производстве, где действует сертифицированная система контроля качества.

Таблица 9.3 - Рекомендуемая классификация конструкций

Класс конструкции							
Критерий	Класс условий эксплуатации по таблице 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3/XS2/XS3
Срок службы 100 лет	Повысить класс на 2	Повысить класс на 2	Повысить класс на 2	Повысить класс на 2	Повысить класс на 2	Повысить класс на 2	Повысить класс на 2
Класс прочности на сжатие ¹⁾ , ²⁾	≥C30/37 Снизить класс на 1	≥C30/37 Снизить класс на 1	≥C35/45 Снизить класс на 1	≥C40/50 Снизить класс на 1	≥C40/50 Снизить класс на 1	≥C40/50 Снизить класс на 1	≥C45/55 Снизить класс на 1
Элемент с плитной геометрией (положение арматуры не влияет на строительный процесс)	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1
Подтвержден особый контроль качества производства бетона	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1	Снизить класс на 1
ПРИМЕЧАНИЯ 1. Класс прочности и значение водоцементного отношения должны рассматриваться как зависимые величины. Особый состав бетона (тип цемента, водоцементного отношения, наполнители) должен применяться, чтобы получить низкую проницаемость. 2. Требуемые классы прочности могут быть снижены на один класс, если воздухопроницаемость более 4 %.							

Таблица 9.4 - Минимальный защитный слой $c_{min,dur}$ из условий обеспечения долговечности напрягаемой стали

Требования долговечности для $c_{min,dur}$ (мм)							
Класс конструкции	Класс условий эксплуатации по таблице 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Таблица 9.5 - Минимальный защитный слой $c_{min,dur}$ из условий обеспечения долговечности ненапрягаемой арматурной стали по СТ РК EN 10080

Требования долговечности для $c_{min,dur}$ (мм)							
Класс конструкции	Класс условий эксплуатации по таблице 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

9.2.2.8 Для предварительно напряженных конструкций с натяжением арматуры на бетон толщина защитного слоя бетона должна быть не менее 40мм и не менее (рисунок 9.1):

- диаметра канала \varnothing_k ;
- ширины b_k или половины высоты h_k канала (если он прямоугольный);
- максимального размера крупного заполнителя d_g плюс 5 мм;
- показателей таблицы 9.4.

Концы напрягаемой арматуры или анкера должны быть защищены от коррозии специальным долговечным антикоррозионным покрытием, цементным раствором ($\delta \geq 15\text{мм}$).

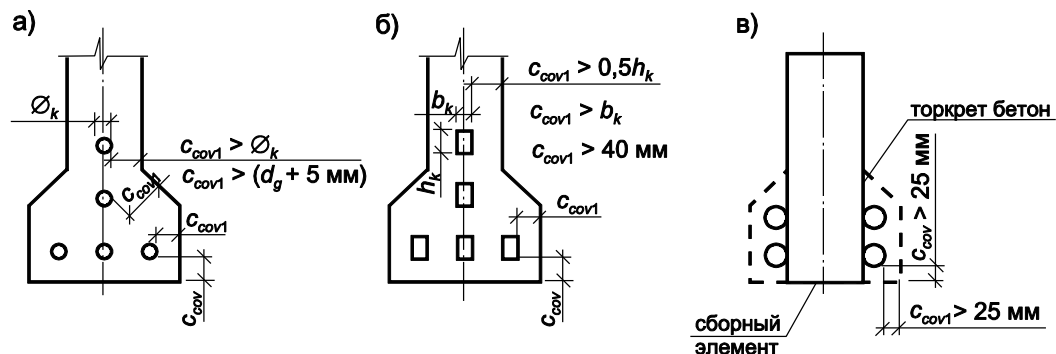


Рисунок 9.1 - Расположение напрягаемых элементов в сечении при натяжении на бетон (пост-натяжение)

9.2.2.9 Толщина защитного слоя бетона расчетной ненапрягаемой арматуры, устанавливаемой в сечении предварительно напряженной конструкции, должна быть не менее значений, предусмотренных требованиями таблицы 9.5 для продольной арматуры с учетом класса по условиям эксплуатации.

9.2.2.10 Толщину защитного слоя бетона для поперечной и распределительной арматуры в конструкциях, работающих в условиях нормальной и слабоагрессивной сред, соответствующих классам X0, XC1, XA1 (см. таблицу 5.2), следует принимать не

менее 15 мм. При увеличении классов по условиям эксплуатации ХА на ступень размер защитного слоя бетона следует увеличивать на 5 мм.

9.2.2.11 Если ожидается, что бетон будет подвергаться попеременному замораживанию и оттаиванию или химическому воздействию (классы XF и ХА), особое внимание следует уделить составу бетона (см. СТ РК EN 206-1, раздел 6). Защитный слой согласно требований настоящего подраздела для таких условий обычно является достаточным.

9.2.2.12 Если бетон подвержен износу (истиранию), как правило, особое внимание следует уделить выбору заполнителя согласно СТ РК EN 206-1.

Класс износа ХМ1 означает средний режим износа, как, например, для элементов промышленных площадок - от частого воздействия автотранспорта на пневматических шинах. Класс износа ХМ2 означает тяжелый режим износа, как, например, для элементов промышленных площадок - от частого воздействия вильчатых погрузчиков на пневматических или сплошных резиновых шинах. Класс износа ХМ3 означает экстремальный режим износа, как, например, конструктивных элементов промышленных площадок - от частого воздействия вильчатых погрузчиков на эластомерных или стальных шинах, гусеничного транспорта.

В качестве альтернативы износоустойчивость может быть обеспечена при увеличении толщины защитного слоя (так называемый «жертвенный» слой). В этом случае, как правило, минимальная толщина защитного слоя c_{min} может быть увеличена для класса износа ХМ1 на 5, для ХМ2 - на 10 и для ХМ3 - на 15 мм.

9.2.3 Допустимые отклонения при проектировании

9.2.3.1 При расчете номинальной толщины защитного слоя c_{nom} должно производиться суммирование толщины минимального защитного слоя и отклонения $\Delta c_{dev} = 10$ мм. Требуемая толщина защитного слоя должна быть увеличена на абсолютное значение допустимого отрицательного отклонения.

9.2.3.2 Для зданий в EN 13670 приведено допустимое отклонение. Его обычно достаточно для других типов конструкций. Это, как правило, необходимо учитывать при выборе номинальной толщины защитного слоя при проектировании. Номинальная толщина защитного слоя должна учитываться в расчетах и указываться на чертежах, кроме тех случаев, когда указаны значения, отличающиеся от номинального (например, минимальное значение).

9.2.3.3 Допустимое отклонение, а вместе с ним и величина допуска Δc_{dev} может быть уменьшена в следующих ситуациях:

– если в процессе изготовления выполняется контроль качества, в рамках которого производится измерение толщины защитного слоя бетона, величина допуска (отклонения) может быть уменьшена:

$$10\text{мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 5\text{мм}, \quad (9.5)$$

– если для контроля используются особо точные измерительные приборы и несоответствующие элементы (например, сборные конструкции) будут исключены (отбракованы), то величина отклонения Δc_{dev} может быть уменьшена:

$$10\text{мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 0\text{мм}, \quad (9.6)$$

9.2.3.4 Для бетона, укладываемого на неровную поверхность, как правило, номинальную толщину защитного слоя в общем случае необходимо увеличить на повышенное значение допустимого отклонения. Повышение производится на величину, обусловленную неровностью, но номинальная толщина защитного слоя должна составлять, как минимум, 40 мм при укладке бетона по подготовленному грунту (включая стяжки), и 75 мм при укладке бетона непосредственно по грунту.

9.3 Общие требования к арматуре

9.3.1 Расстояние между стержнями

9.3.1.1 Расстояние между стержнями должно быть таким, чтобы бетон мог быть удовлетворительно уложен и уплотнен для обеспечения достаточного сцепления.

9.3.1.2 Расстояние в свету (горизонтальное и вертикальное) между параллельными отдельными стержнями или горизонтальными слоями параллельных стержней должно быть не менее чем максимальное значение из: $k_1 = 1 \text{ мм}$ – диаметр стержня, $(d_g + k_2)$ мм или 20 мм, где d_g – диаметр наибольшего зерна заполнителя, $k_2 = 5 \text{ мм}$.

9.3.1.3 Когда стержни расположены отдельными горизонтальными слоями, стержни каждого отдельного слоя должны располагаться по вертикали друг над другом. Должно быть достаточное расстояние между вертикальными рядами стержней для размещения вибраторов и качественного уплотнения бетона.

9.3.1.4 Соединяемые внахлестку стержни могут соприкасаться друг с другом в пределах длины нахлеста, подробнее см. 9.5.

9.3.2 Допустимые диаметры оправки для загибаемых стержней

9.3.2.1 Минимальный диаметр, вокруг которого изгибается стержень, должен быть таким, чтобы избежать трещин от изгиба в стержне и исключить разрушение бетона внутри зоны загиба стержня.

9.3.2.2 Чтобы избежать повреждения арматуры, диаметр, вокруг которого загибается стержень (диаметр оправки), должен быть не менее $\phi_{m,min}$. Рекомендуемые значения $\phi_{m,min}$ приведены в таблице 9.6.

9.3.2.3 Диаметр оправки не нуждается в проверке во избежание разрушения бетона, если выполняются следующие условия:

- анкеровка стержня не требует длины более 5ϕ после окончания загиба;
- стержень не расположен на краю (плоскость загиба вблизи поверхности бетона) и имеется поперечный стержень с диаметром не менее ϕ , расположенный внутри загиба;
- диаметр оправки не менее рекомендуемых значений, приведенных в таблице 9.6.

В противном случае диаметр оправки, $\phi_{m,min}$, должен быть увеличен согласно выражению:

$$\phi_{m,min} \geq \frac{F_{bt} \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right)}{f_{cd}}, \quad (9.7)$$

где:

F_{bt} - растягивающая сила в предельном состоянии по несущей способности в стержне или группе стержней в начале загиба;




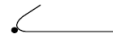
a_b - для определенного стержня (или группы стержней) половина расстояния между центрами тяжести стержней (или группы стержней) перпендикулярно плоскости загиба. Для стержня или группы стержней вблизи поверхности элемента a_b следует принимать равным защитному слою бетона плюс $\phi/2$.

Значение f_{cd} не должно приниматься большим, чем значение расчетного сопротивления для класса прочности бетона C55/67.

Таблица 9.6 - Минимальный диаметр оправки во избежание повреждений арматуры для стержней и проволоки

Диаметр стержня	Минимальный диаметр оправки для крюков, угловых крюков, петель
$\phi \leq 16$ мм	4 ϕ
$\phi > 16$ мм	7 ϕ

б) для свариваемой загибаемой арматуры и сеток, загибаемых после сварки

Минимальный диаметр оправки	
 или 	 или 
5 ϕ	$d \geq 3\phi$: 5 ϕ : $d < 3\phi$ или сварка в пределах зоны изгиба: 20 ϕ
ПРИМЕЧАНИЕ Размер оправки для сварки в пределах зоны загиба может быть уменьшен до 5 ϕ , если сварка выполняется согласно ENISO 17660, приложение В.	

9.4 Анкеровка продольной арматуры

9.4.1 Общие положения

9.4.1.1 Арматурные стержни, проволоки или сварные сетки из арматурной стали должны быть заанкерены таким образом, чтобы силы сцепления безопасно передавались на бетон, исключая образование продольных трещин и раскалывание. Если необходимо, следует предусматривать поперечную арматуру.

9.4.1.2 Способы анкеровки показаны на рисунке 9.2 (см. также 9.6.3).

9.4.1.3 Загибы и крюки не влияют на длину анкеровки при сжатии.

9.4.1.4 Разрушение бетона в пределах загиба должно быть предотвращено посредством соблюдения требований 9.3.2.3.

9.4.1.5 При использовании механических устройств требования к испытаниям должны соответствовать стандартам на устройства или Европейским техническим сертификатам.

9.4.1.6 О передаче усилий предварительного напряжения на бетон см. раздел 6.

9.4.2 Предельное напряжение сцепления

9.4.2.1 Предельное напряжение сцепления должно быть достаточным для

исключения разрушения от потери сцепления.

9.4.2.2 Расчетное значение предельного напряжения сцепления f_{bd} для стержней периодического профиля может быть рассчитано следующим образом:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (9.8)$$

где:

f_{ctd} - расчетное значение предела прочности бетона при растяжении согласно 3.1.6.2 СН РК ЕН 1992-1-1:2004/2011. С учетом повышенной хрупкости высокопрочного бетона $f_{ctk,0,05}$ - должно быть ограничено до значений для С60/75, если не может быть проверено, что средняя прочность сцепления увеличивается выше указанного предела;

η_1 - коэффициент, учитывающий качество условий сцепления и положение стержней во время бетонирования (см. рисунок 9.3):

$\eta_1 = 1,0$ - если достигаются хорошие условия сцепления, и

$\eta_1 = 0,7$ - для других условий сцепления, кроме случаев, когда более высокое значение может быть оправдано с учетом специальных условий изготовления;

η_2 - коэффициент, учитывающий диаметр стержня:

$\eta_2 = 1,0$ - для $\phi \leq 32$ мм;

$\eta_2 = \frac{(132-\phi)}{100}$ - для $\phi \geq 32$ мм.

9.4.3 Базовая длина анкеровки

9.4.3.1 Расчет требуемой длины анкеровки должен учитывать вид арматурной стали и свойства сцепления для стержней.

9.4.3.2 Требуемая базовая длины анкеровки $l_{b,rqd}$ для анкеровки усилия $A_s \cdot \sigma_{sd}$ в прямом стержне, при допущении постоянного напряжения сцепления f_{bd} , определяется по формуле

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (9.9)$$

где σ_{sd} - расчетное напряжение стержня в месте, от которого измеряется анкеровка.

Значения для f_{bd} приведены в 9.4.2.2.

9.4.3.3 При загнутых стержнях базовая требуемая длина анкеровки $l_{b,rqd}$ и расчетная длина анкеровки l_{bd} должна измеряться вдоль средней линии стержня (см. рисунок 9.2а).

9.4.4.4 Для сварных сеток из спаренных стержней или проволок диаметр ϕ в формуле (9.9) необходимо заменить эквивалентным диаметром $\phi_n = \phi \cdot \sqrt{2}$.

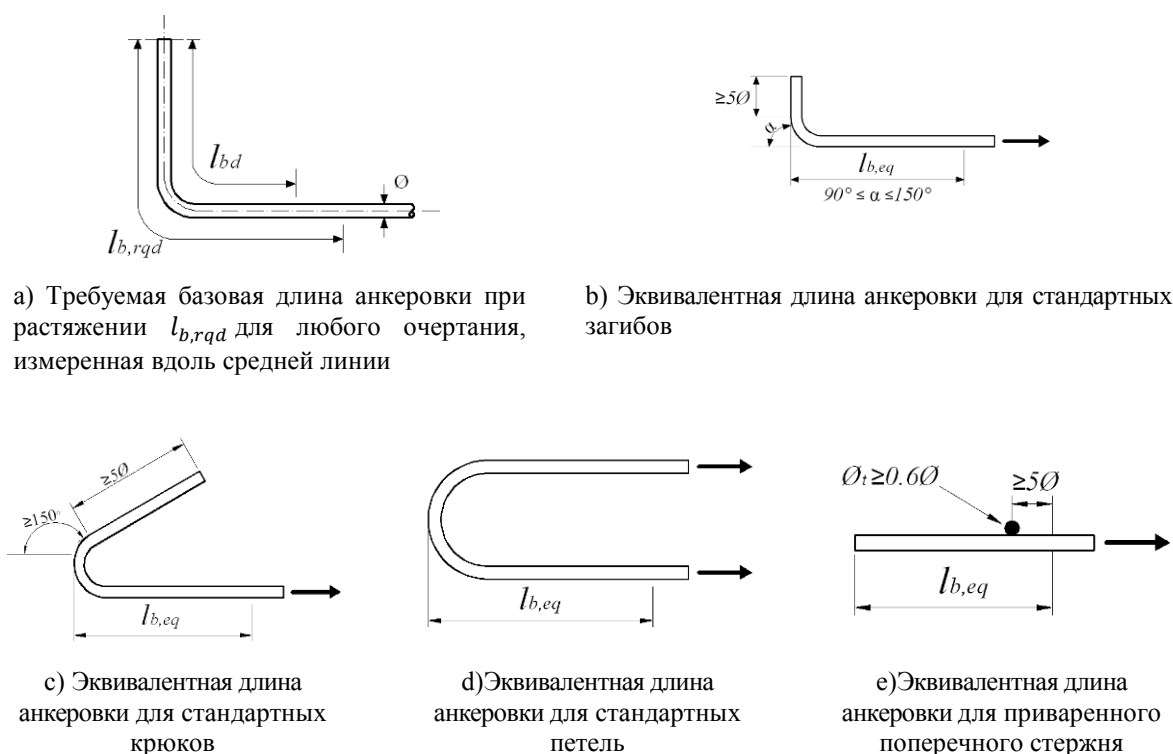


Рисунок 9.2 - Способы анкеровки, отличающиеся от анкеровки прямого стержня

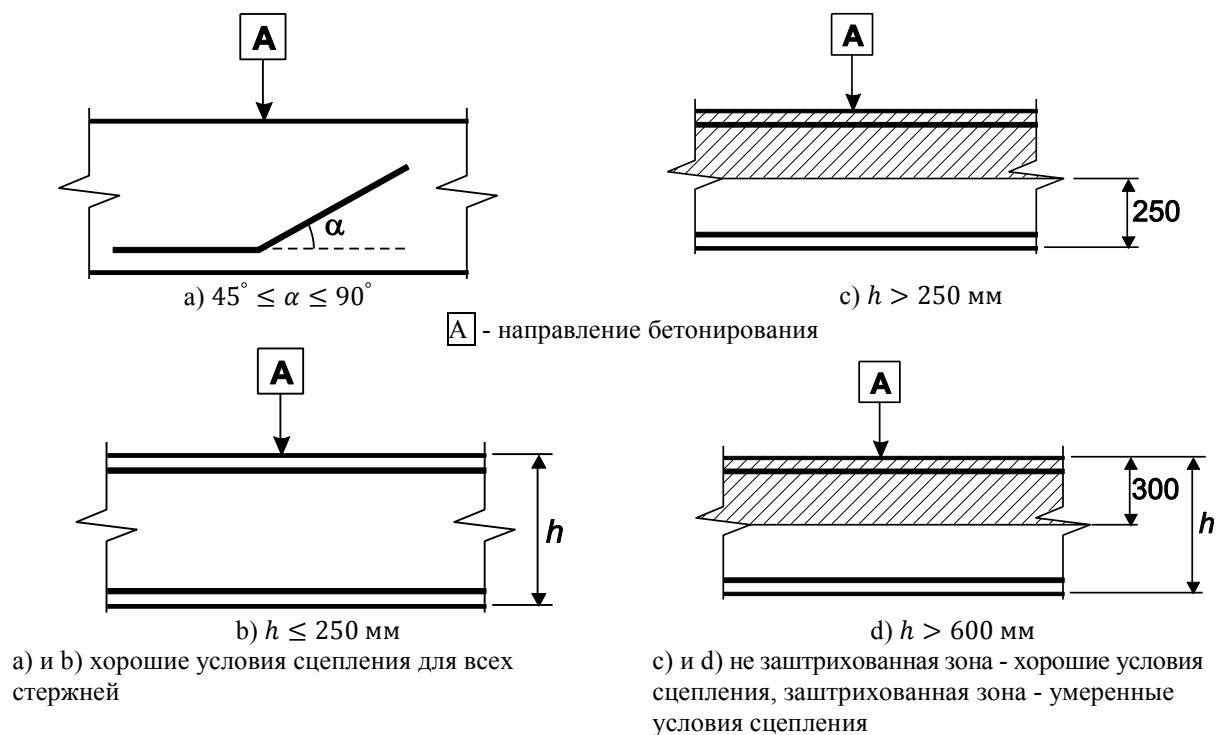


Рисунок 9.3 - Описание условий сцепления

9.4.4 Расчетная длина анкеровки

9.4.4.1 Расчетная длина анкеровки l_{bd} равна:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}, \quad (9.10)$$

где:

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ и α_5 - приведенные в таблице 9.7 коэффициенты:

α_1 - для учета влияния формы стержней при достаточном защитном слое (см. рисунок 9.2);

α_2 - для учета влияния минимальной толщины защитного слоя бетона (см. рисунок 9.4);

α_3 - для учета влияния усиления поперечной арматурой;

α_4 - для учета влияния одного или нескольких приваренных поперечных стержней ($\Phi_t > 0,6\Phi$) вдоль расчетной длины анкеровки l_{bd} (см. также подраздел 9.4.6);

α_5 - для учета влияния поперечного давления плоскости раскалывания вдоль расчетной длины анкеровки.

Произведение

$$\alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \geq 0,7; \quad (9.11)$$

$l_{b,rqd}$ - следует из формулы (9.9);

$l_{b,min}$ - минимальная длина анкеровки, если не действует другое ограничение, принимается:

- для анкеровки при растяжении

$$l_{b,min} \geq \max[0,3 \cdot l_{b,rqd}; 10\Phi; 100\text{мм}]; \quad (9.12)$$

- для анкеровки при сжатии

$$l_{b,min} \geq \max[0,6 \cdot l_{b,rqd}; 10\Phi; 100\text{мм}]. \quad (9.13)$$

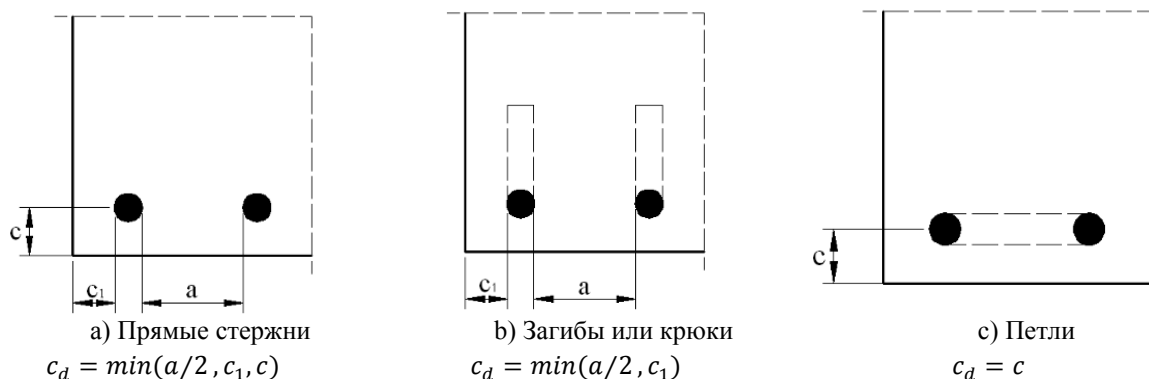


Рисунок 9.4 - Значения c_d для балок и плит

9.4.4.2 В качестве упрощенной альтернативы 9.4.4.1 анкеровка при растяжении некоторых видов, показанных на рисунке 9.2, может быть обеспечена при эквивалентной длине анкеровки $l_{b,eq}$. Эквивалентная длина анкеровки $l_{b,eq}$ показана на рисунке 9.2 и может быть принята следующим образом:

$\alpha_1 \cdot l_{b,rqd}$ - для видов, показанных на рисунках 9.2 б) – 9.2 д) (см. таблицу 9.7 для

значений α_1);

$\alpha_4 \cdot l_{b,rqd}$ - для видов, показанных на рисунке 9.2 е) (см. таблицу 9.7 для значений α_4),

где α_1 и α_4 определены в 9.4.4.1, $l_{b,rqd}$ рассчитывается по формуле (9.9).

Таблица 9.7 - Значения коэффициентов $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ и α_5

Фактор влияния	Вид анкеровки	Арматурный стержень	
		растянутый	сжатый
Форма стержней	Прямая	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Отличная от прямой [(см. Рисунок 5.1 б), с) и d)]	$\alpha_1 = 0,7$ если $c_d > 3\phi$, в противном случае $\alpha_1 = 1,0$ (см. Рисунок 5.3 для c_d)	$\alpha_1 = 1,0$
Защитный слой бетона	Прямая	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \phi)/\phi \geq 0,7 \leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Отличная от прямой [(см. Рисунок 5.1 б), с) и d)]	$\alpha_2 = 1 - \frac{0,15(c_d - 3\phi)}{\phi} \geq 0,7 \leq 1,0$ (см. Рисунок 5.3 для c_d)	$\alpha_2 = 1,0$
Усиление поперечной арматурой, не приваренной к главной арматуре	Все виды	$\alpha_3 = 1 - K \cdot \lambda \geq 0,7 \leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Усиление приваренной поперечной арматурой	Все виды, положения и размеры указаны на рисунке 5.1 е)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,77$
Усиление поперечным давлением	Все виды	$\alpha_5 = 1 - 0,04p \geq 0,7 \leq 1,0$	—
<p>При этом:</p> $\lambda = \left(\sum A_{st} - \sum A_{st,min} \right) / A_s;$ <p>$\sum A_{st}$ - площадь сечения поперечной арматуры вдоль расчетной длины анкеровки l_{bd}; $\sum A_{st,min}$ - площадь сечения минимальной поперечной арматуры, равная: $0,25A_s$ для балок, 0 - для плит; A_s - площадь отдельного заанкеренного стержня максимального диаметра; K - значения см. рисунок 9.5; p - поперечное давление, МПа, в предельном состоянии по несущей способности вдоль l_{bd}.</p>			
См. также 9.52-9.56:	На непосредственных опорах l_{bd} может быть принято меньше, чем $l_{bd,min}$, если как минимум одна поперечная проволока приварена в пределах опоры. Она должна быть на расстоянии не менее 15мм от грани опоры.		

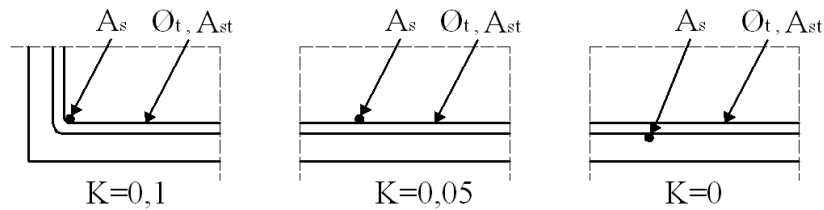
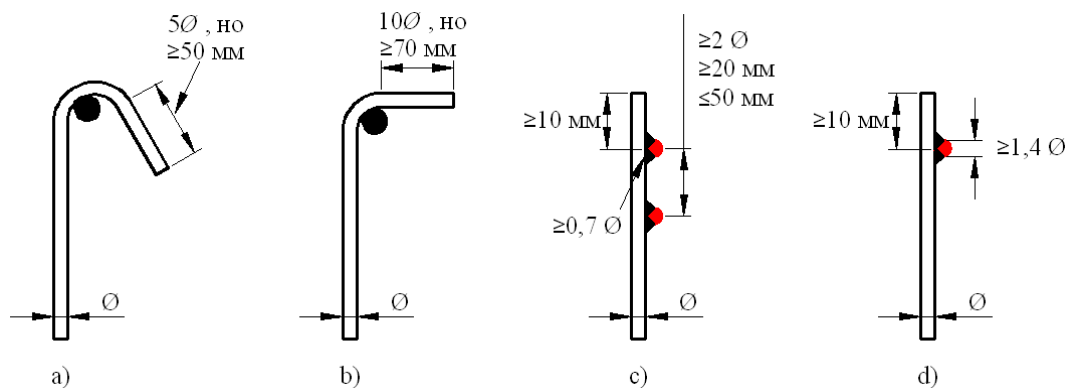


Рисунок 9.5 - Значения К для балок и плит (к таблице 9.7)

9.4.5 Анкеровка хомутов и поперечной арматуры

9.4.5.1 Анкеровка хомутов и поперечной арматуры обычно обеспечена при помощи загибов или крюков или посредством приваренной поперечной арматуры. Стержень должен быть внутри крюка или загиба.

9.4.5.2 Анкеровка должна быть выполнена согласно рисунку 9.6. Сварка должна быть выполнена согласно СТ РК ENISO 17660 и должна иметь несущую способность согласно 9.4.6.2. Определение угла загиба см. рисунок 9.2.



Для c) и d) защитный слой не должен быть менее 3ϕ или 50 мм.

Рисунок 9.6 - Анкеровка хомутов

9.4.6 Анкеровка путем приварки стержней

9.4.6.1 Дополнительно к 9.4.4 и 9.4.5 анкеровка может быть достигнута путем приварки поперечных стержней (см. рисунок 9.7).

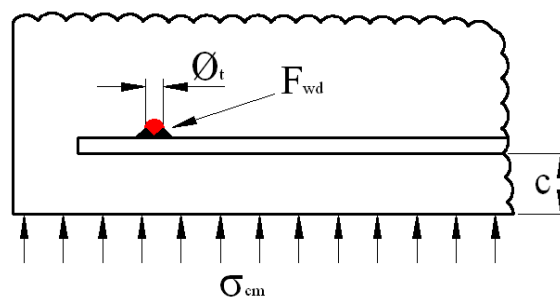


Рисунок 9.7 - Приваренный поперечный стержень как анкерное устройство

9.4.6.2 Анкерующая способность одного приваренного поперечного стержня (диаметр 14–32 мм), приваренного к внутренней стороне главного стержня, составляет F_{btd} . Значение для σ_{sd} в формуле (9.3) может быть уменьшено на F_{btd}/A_s , где A_s - площадь сечения стержня.

Значение F_{btd} определяется следующим образом:

$$F_{btd} = l_{td} \cdot \phi_t \cdot \sigma_{td}, \text{ но не более } F_{wd} \quad (9.14)$$

где:

F_{wd} - расчетное значение поперечного усилия сварки (определяемое как произведение некоторого коэффициента на $A_s \cdot f_{yd}$; например, $0,5A_s \cdot f_{yd}$, причем A_s - площадь поперечного сечения анкерующего стержня, а f_{yd} - расчетное значение его предела текучести);

$$l_{td} - \text{расчетная длина поперечного стержня: } l_{td} = 1,16 \cdot \phi_t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{\sigma_{td}}} \leq l_t;$$

l_t - длина поперечного стержня, но не более расстояния между заанкериваемыми стержнями;

ϕ_t - диаметр поперечного стержня;

$$\sigma_{td} - \text{напряжение в бетоне: } \sigma_{td} = \frac{f_{ctd} + \sigma_{cm}}{y} \leq 3 \cdot f_{cd};$$

σ_{cm} - сжатие в бетоне перпендикулярно обоим стержням (среднее значение, сжатие со знаком плюс);

$$y - \text{функция: } y = 0,015 + 0,14 \cdot e^{(-0,18x)};$$

$$x - \text{функция, учитывающая геометрию: } x = 2(c/\phi_t) + 1;$$

c - защитный слой бетона в направлении, перпендикулярном обоим стержням.

9.4.6.3 Если два стержня одинакового диаметра приварены к противоположным сторонам анкерно закрепляемого стержня, то рассчитанная согласно 9.4.6.2 несущая способность может быть удвоена при условии, что защитный слой бетона внешнего стержня соответствует требованиям подраздела 9.2 настоящего Пособия и разделу 4 СН РК EN 1992-1-1.

9.4.6.4 Если два стержня приварены по одну сторону с минимальным расстоянием между ними 3ϕ , несущая способность должна быть увеличена умножением на коэффициент 1,41.

9.4.6.5 Для номинального диаметра стержня не более 12 мм несущая способность анкерной приваренного поперечного стержня существенно зависит от расчетной прочности сварного соединения. Она может быть определена следующим образом:

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16A_s \cdot f_{cd} \cdot \frac{\phi_t}{\phi_l}, \quad (9.15)$$

где F_{wd} - расчетное значение несущей способности на срез сварки (см. 9.53);

ϕ_t - номинальный диаметр поперечного стержня: $\phi_t \leq 12\text{мм}$;

ϕ_l - номинальный диаметр анкерно закрепляемого (заанкериваемого) стержня;

$\phi_l \leq 12\text{мм}$.

Если используются два приваренных поперечных стержня с минимальным расстоянием между ними ϕ_t , то несущая способность анкеровки согласно выражению (9.15) должна быть умножена на коэффициент 1,41.

9.5 Соединения внахлестку и механические соединения

9.5.1 Общие положения

9.5.1.1 Передача усилия от одного стержня к другому происходит посредством:

- нахлеста, с загибами или без них, или крюков;
- сварки;
- механических соединений, обеспечивающих передачу нагрузок при сжатии-растяжении или только при сжатии.

9.5.2 Соединения внахлест

9.5.2.1 Конструирование соединений стержней внахлест должно быть таким, чтобы:

- была обеспечена передача усилий от одного стержня к другому;
- в зоне нахлеста не было раскалывания бетона;
- не возникали большие трещины, ухудшающие функцию конструкции.

9.5.2.2 Соединения внахлестку:

– стержни должны, как правило, располагаться со смещением и не должны находиться в зонах с большими моментами/силами (например, в местах пластических шарниров); исключения указаны ниже в 9.5.3;

- в любом сечении должны быть, как правило, расположены симметрично.

9.5.2.3 Расположение соединенных внахлестку стержней должно соответствовать рисунку 9.8:

– расстояние в свету между стержнями, соединенными внахлестку, не должно быть больше 4ϕ или 50 мм, в противном случае, как правило, длина нахлеста должна быть увеличена на длину, равную расстоянию в свету в местах, где оно превышает 4ϕ или 50 мм;

– продольное расстояние между двумя соседними соединениями внахлестку должно быть не менее 0,3-кратного длины нахлеста l_0 ;

– при смежных (расположенных рядом) соединениях внахлестку, как правило, расстояние в свету между ними должно быть не менее 2ϕ или 20 мм.

9.5.2.4 Если выполнены требования 9.5.2.2, приведенные выше, допускаемый процент растянутых стержней, соединяемых внахлестку, может быть 100 %, если все стержни находятся в одном слое. Для стержней, располагаемых в несколько слоев, процент должен быть снижен до 50 %.

Все сжатые стержни и вторичная (распределительная) арматура могут быть соединены внахлестку в одном сечении.

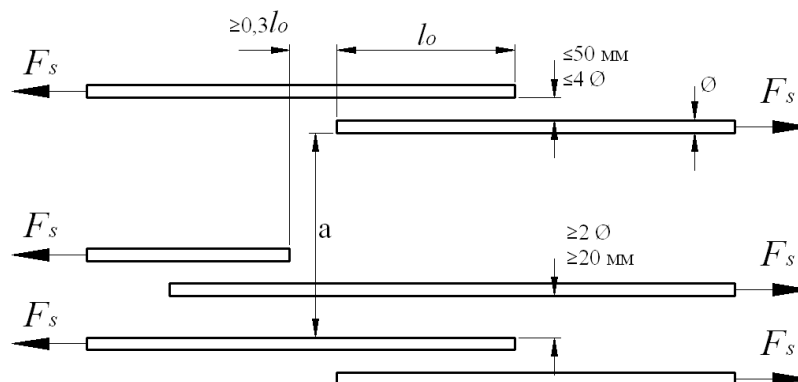


Рисунок 9.8 - Соединения стержней внахлестку

9.5.3 Длина нахлеста

9.5.3.1 Расчетная длина нахлеста составляет:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}, \quad (9.16)$$

где:

$l_{b,rqd}$ - определяется по формуле (9.9).

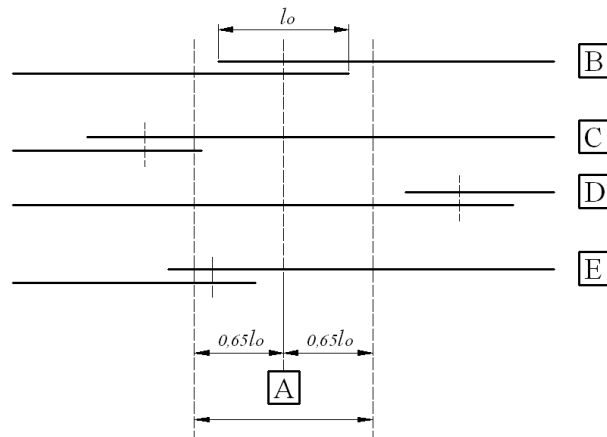
$$l_{0,min} \geq \max[0,3 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ мм}] \quad (9.17)$$

Значения для $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ и α_5 могут быть взяты из таблицы 9.7. Однако для расчета $\alpha_3 \cdot \sum A_{st,min}$ должно быть принято равным $1,0 \cdot A_s \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}}$, где A_s - площадь сечения одного соединяемого внахлестку стержня;

$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_l}{25}}$, но не более 1,5 и не менее 1,0, где ρ_l - процент арматуры, соединенной внахлестку, в пределах $0,65 \cdot l_0$ от середины рассматриваемой длины нахлеста (см. рисунок 9.9). Значения α_6 приведены в таблице 9.8.

Таблица 9.8 - Значения коэффициента α_6

Процент соединяемых внахлестку стержней относительно полной площади сечения	< 25%	33%	50%	> 50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5
ПРИМЕЧАНИЕ Промежуточные значения α_6 могут быть определены интерполяцией.				



[А] – рассматриваемое сечение; [В] – стержень I; [С] – стержень II; [D] – стержень III; [Е] – стержень IV
Пример: Стержни II и III находятся за пределами рассматриваемого отрезка: процент соединяемых внахлестку стержней составляет 50 %, $\alpha_6 = 1,4$.

Рисунок 9.9 - Процент стержней, соединяемых внахлестку в одном сечении

9.5.4 Поперечная арматура в зоне нахлеста

9.5.4.1 Поперечная арматура для растянутых стержней

9.5.4.1.1 Поперечная арматура необходима в зоне соединения внахлестку для того, чтобы воспринять поперечные растягивающие усилия.

9.5.4.1.2 Если диаметр \varnothing соединяемых внахлестку стержней меньше 20 мм или процент соединяемых внахлестку стержней в любом сечении менее 25 %, то любая поперечная арматура или хомуты, требуемые по другим причинам, могут считаться достаточными для восприятия поперечных растягивающих усилий без какого-либо дальнейшего подтверждения.

9.5.4.1.3 Если диаметр \varnothing соединяемых внахлестку стержней больше или равен 20 мм, то общая площадь сечения поперечной арматуры $\sum A_{st}$ (сумма всех стержней, которые расположены параллельно слою соединяемых внахлестку стержней) не должна быть меньше чем площадь сечения A_s одного соединяемого внахлестку стержня ($\sum A_{st} \geq 1,0 \cdot A_s$). Поперечный стержень должен быть расположен перпендикулярно направлению соединяемой внахлестку арматуры между нею и поверхностью бетона.

Если в одном сечении соединяются внахлестку более 50 % арматуры и расстояние a между соседними соединениями внахлестку в сечении менее или равно $10\varnothing$ (см. рисунок 9.8), поперечная арматура должна быть выполнена в форме хомутов или U - образных стержней, заанкеренных в теле бетона.

9.5.4.1.4 Поперечная арматура, требуемая согласно 9.5.4.1.3, должна быть расположена на внешних сечениях соединения внахлестку согласно рисунку 9.10а.

9.5.4.2 Поперечная арматура для постоянно сжатых стержней

9.5.4.2.1 Дополнительно к правилам, приведенным для растянутых стержней, один стержень поперечной арматуры должен быть расположен вне соединения на каждом конце длины нахлеста, однако внутри расстояния $4\varnothing$ от конца длины нахлеста

(см. рисунок 9.10b).

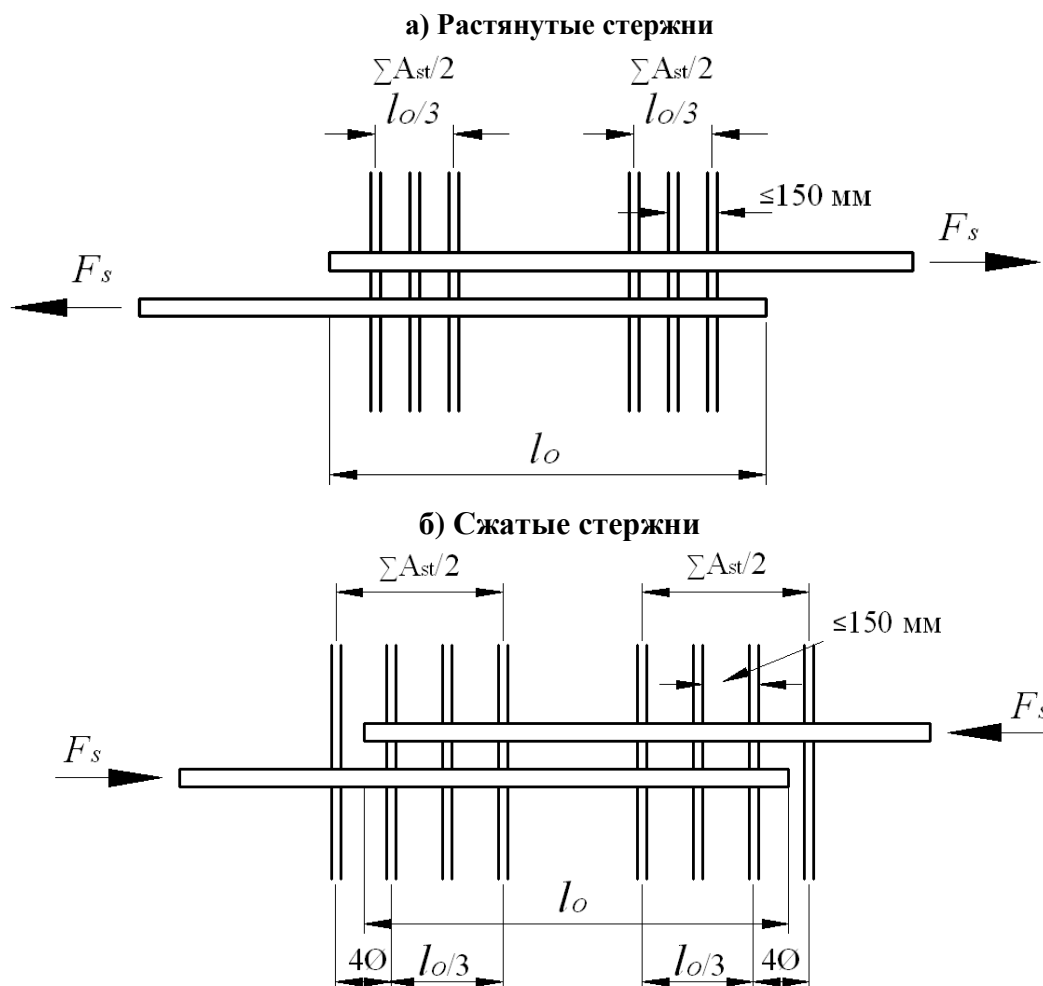


Рисунок 9.10. Поперечная арматура в зоне нахлеста для растянутых (а) и сжатых (б) стержней

9.5.5 Соединения внахлестку сварных сеток из проволоки периодического профиля

9.5.5.1 Соединения внахлестку главной арматуры

9.5.5.1.1 Соединения внахлестку могут быть выполнены либо путем скрещивания, либо путем наложения сеток (рисунок 9.11).

9.5.5.1.2 При действии усталостных нагрузок должно быть применено скрещивание.

9.5.5.1.3 При переплетаемых сетках расположение соединений внахлестку главных продольных стержней должно соответствовать 9.5.2. Любое благоприятное влияние поперечных стержней должно быть проигнорировано: принимается $\alpha_3 = 1,0$.

9.5.5.1.4 При наслаиваемых сетках соединения внахлестку главной арматуры должны, как правило, располагаться в зонах, где рассчитанное напряжение в арматуре в предельном состоянии по несущей способности составляет не более 80 % расчетного

сопротивления.

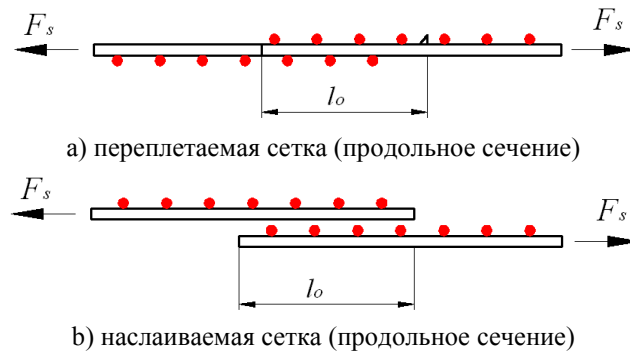


Рисунок 9.11 - Соединения внахлестку сварных сеток

9.5.5.1.5 Если условие, приведенное в 9.5.5.1.4, не выполняется, полезная высота сечения арматуры при расчете сопротивления изгибу согласно 6.1 СН РК EN 1992-1-1 должна быть принята для слоя, который далее всего расположен от крайней растянутой грани. Дополнительно при проверке трещиностойкости у концов соединения нахлесткой, напряжение в арматуре, приведенное в таблицах 8.3 и 8.4, должно быть увеличено на 25 % из-за его неравномерности на концах соединения.

9.5.5.1.6 Процент главной арматуры, которая может быть соединена нахлесткой в любом сечении, должен отвечать следующим условиям:

- для переплетаемых сеток применяются значения, приведенные в таблице 9.8.
- для наслаиваемых сеток допустимый процент главной арматуры, которая может быть соединена внахлестку в любом сечении, зависит от условной площади сечения сварных сеток $(A_s/s)_{prov}$, где s – расстояние между проволоками (стержнями) в сетке:

- 100 %, если $(A_s/s)_{prov} \leq 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$;
- 60 %, если $(A_s/s)_{prov} > 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$.

Соединения перекрывающихся в отдельных слоях сеток должны располагаться в шахматном порядке на расстоянии не менее $1,3l_0$ (l_0 определяется согласно 9.61).

9.5.5.1.7 Установка в зоне нахлестки дополнительной поперечной арматуры не требуется.

9.5.5.2 Соединения внахлестку вспомогательной или распределительной арматуры

9.5.5.2.1 Вся вспомогательная арматура может быть соединена внахлестку в одном и том же месте.

Минимальные значения длины нахлестки l_0 приведены в таблице 9.9; в пределах длины нахлестки двух стержней вспомогательной арматуры должны находиться минимум два стержня главной арматуры.

Таблица 9.9 - Требуемые длины нахлестки для вспомогательной арматуры сеток

Диаметр проволок вспомогательной арматуры, мм	Длина нахлестки
$\varnothing \leq 6$	≥ 150 мм; не менее 1 шага проволоки в пределах длины нахлеста
$6 < \varnothing \leq 8,5$	≥ 250 мм; не менее 2 шагов проволоки
$8,5 < \varnothing \leq 12$	≥ 350 мм; не менее 2 шагов проволоки

9.6 Дополнительные правила анкеровки для стержней большого диаметра

9.6.1 Для стержней с диаметром большим, чем $\varnothing_{large} = 32$ мм, дополнительно к правилам, приведенным в подразделах 9.4 и 9.5, действуют следующие правила.

9.6.2 При использовании стержней таких больших диаметров трещиностойкость может быть обеспечена путем применения дополнительной поверхностной арматуры (см. 10.2.4) или путем расчетов (см. раздел 8).

9.6.3 При использовании стержней больших диаметров увеличиваются как раскалывающее усилие, так и нагельное усилие. Такие стержни должны анкериться с помощью анкерных устройств. Альтернативно они могут быть заанкерены как прямые стержни, но хомуты должны быть установлены как усиливающее (косвенное) армирование.

9.6.4 Стержни больших диаметров, как правило, не соединяются внахлестку. Исключениями являются сечения с минимальным размером 1,0 м, или случаи, когда напряжение в стержне составляет не более 80 % от расчетного сопротивления арматуры.

9.6.5 Поперечная арматура, устанавливаемая дополнительно к арматуре для восприятия поперечной силы, должна быть установлена в зонах анкеровки, в которых отсутствует поперечное сжатие.

9.6.6 При анкеровке прямых стержней (см. рисунок 9.12 для используемых обозначений) дополнительная арматура, упомянутая выше в 9.6.5, должна быть не менее, чем:

– в направлении, параллельном растянутой грани:

$$A_{sh} = 0,25A_s \cdot n_1; \quad (9.18)$$

– в направлении, перпендикулярном растянутой грани:

$$A_{sv} = 0,25A_s \cdot n_2, \quad (9.19)$$

где:

A_s - площадь сечения анкеруемого стержня;

n_1 - количество слоев со стержнями, заанкеренными в этом же сечении элемента;

n_2 - количество стержней, заанкеренных в каждом слое.

9.6.7 Дополнительная поперечная арматура должна быть равномерно распределена в зоне анкеровки, а расстояния между стержнями не должны быть в 5 раз больше диаметра продольной арматуры.

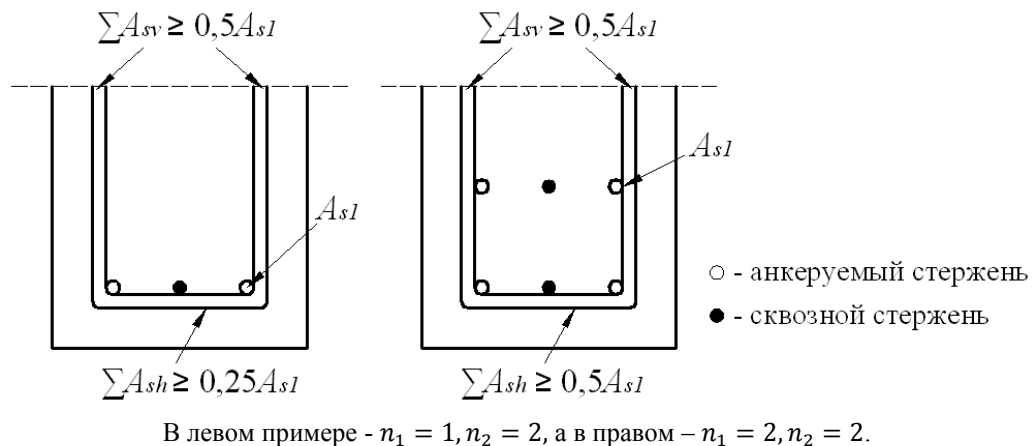


Рисунок 9.12 - Дополнительная арматура для анкеровки стержней большого диаметра при отсутствии поперечного сжатия

9.7 Пучок арматурных стержней

9.7.1 Общие положения

9.7.1.1 Если не установлено ничего другого, правила для отдельных стержней также действуют и для пучков стержней. В пучке все стержни должны иметь одинаковые свойства (вид и класс прочности). Стержни с различными диаметрами могут быть объединены, если отношение их диаметров не превышает 1,7.

9.7.1.2 В расчетах пучок стержней заменяется условным стержнем с такой же площадью сечения и таким же центром тяжести, как и пучок. Эквивалентный диаметр ϕ_n этого условного стержня определяется следующим образом:

$$\phi_n = \phi \cdot \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ мм}, \quad (9.20)$$

где

n_b – количество арматурных стержней в пучке, ограниченное значениями:

$n_b \leq 4$ - для вертикальных сжатых стержней и для стержней в соединении внахлестку;

$n_b \leq 3$ для всех других случаев.

9.7.1.3 Для пучков действуют правила, приведенные в 9.3.1 для расстояний между стержнями. Необходимо использовать эквивалентный диаметр ϕ_n , но расстояние в свету между пучками должно измеряться по фактическому внешнему контуру пучка стержней. Защитный слой должен измеряться по фактическому внешнему контуру пучка и должен быть не менее ϕ_n .

9.7.1.4 Когда два соприкасающихся стержня расположены друг над другом и условия сцепления являются хорошими, эти стержни не должны рассматриваться как пучок.

9.7.2 Анкеровка пучков

9.7.2.1 Растянутые пучки могут быть оборваны у крайних и промежуточных опор.

Пучки с эквивалентным диаметром менее 32 мм могут быть оборваны около опоры без необходимости ступенчатого размещения отдельных стержней. В пучках с эквивалентным диаметром более или равным 32 мм, заанкеренных около опоры, концы отдельных стержней должны быть расположены ступенчато в продольном направлении согласно рисунку 9.13.

9.7.2.2 Если отдельные стержни анкеруются ступенчато со смещением $1,3 \cdot l_{b,rqd}$ (причем $l_{b,rqd}$ относится к диаметру стержня), для расчета l_{bd} может быть использован диаметр стержня (см. рисунок 9.13). В противном случае должен быть использован эквивалентный диаметр пучка Φ_n .

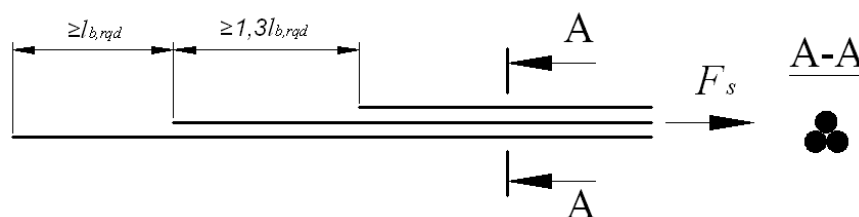


Рисунок 9.13. Анкеровка стержней, широко ступенчато расположенных в пучке

9.7.2.3 Для анкеровки пучков при сжатии не требуется ступенчатого размещения отдельных стержней. Для пучков с эквивалентным диаметром более или равным 32 мм не менее четырех хомутов диаметром более или равным 12 мм должны быть установлены на концах пучков. Остальные хомуты должны быть установлены на концах обрезаемых стержней.

9.7.3 Соединения пучков внахлестку

9.7.3.1 Длина нахлеста должна быть рассчитана согласно 9.5.3 с использованием Φ_n (по 9.7.1.3) в качестве эквивалентного диаметра стержня.

9.7.3.2 В пучках, состоящих из двух стержней с эквивалентным диаметром $\Phi_n < 32$ мм, стержни могут быть соединены внахлестку без ступенчатого продольного смещения отдельных стержней. В этом случае для расчета l_0 должен быть использован эквивалентный диаметр стержня.

9.7.3.3 В пучках, состоящих из двух стержней с эквивалентным диаметром $\Phi_n \geq 32$ мм или из трех стержней, отдельные стержни должны быть расположены ступенчато в продольном направлении со смещением не менее $1,3l_0$ согласно рисунку 9.14, где l_0 относится к отдельному стержню. В этом случае стержень 4 используется в качестве соединительной накладки. Необходимо следить за тем, чтобы в каждом сечении соединения внахлестку было не более четыре стержней. Пучки, состоящие более чем из трех стержней, не могут быть соединены внахлестку.

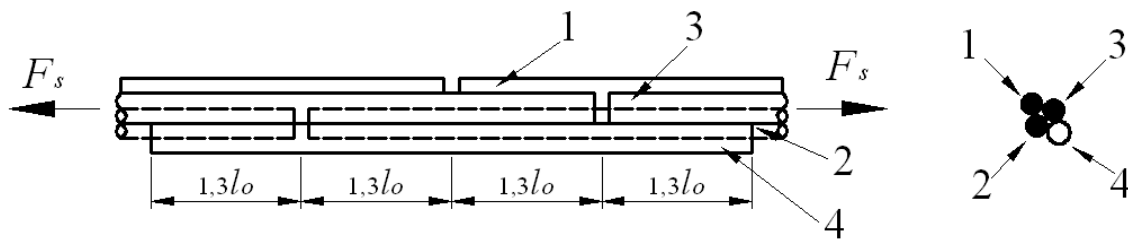


Рисунок 9.14 - Соединение внахлестку при растяжении с применением четвертого стержня (соединительной накладки)

9.8 Напрягающие элементы

9.8.1 Расположение напрягающих элементов и каналов

9.8.1.1 Общие положения

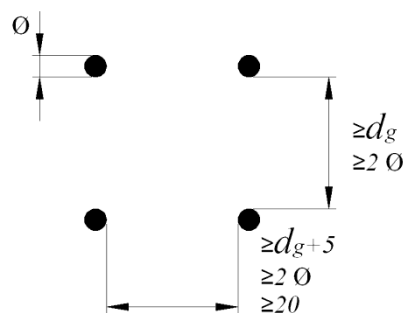
9.8.1.1.1 Расстояния между напрягающими элементами или каналами при натяжении арматуры на упоры или при натяжении на бетон должны быть установлены таким образом, чтобы укладка и уплотнение бетона могли быть выполнены безупречно, и чтобы было обеспечено достаточное сцепление между бетоном и напрягающими элементами.

9.8.1.2 Напрягающие элементы при натяжении на упоры (пред-натяжение)

9.8.1.2.1 Горизонтальное и вертикальное минимальные расстояния в свету между отдельными напрягающими элементами при натяжении на упоры должны соответствовать рисунку 9.15 и таблице 9.10. Другие расположения могут быть использованы при условии, что результаты испытаний подтверждают удовлетворительное поведение в предельном состоянии по отношению к:

- сжатию бетону в зоне анкеровки;
- отслоению бетона;
- анкеровке напрягающих элементов при натяжении на упоры;
- укладке бетона между напрягающими элементами.

Необходимо также учитывать долговечность и опасность коррозии напрягающих элементов на концах элементов.



\emptyset - диаметр напрягающего элемента, d_g – размер наибольшего зерна заполнителя.

Рисунок 9.15. Минимальное расстояние в свету между напрягающими элементами при натяжении на упоры

9.8.1.2.2 Соединение напрягающих элементов не должно происходить в зоне анкерования, если укладка и уплотнение бетона не может быть произведена беспрепятственно и не может быть достигнуто достаточное сцепления между бетоном и напрягающими элементами.

9.8.1.2.3 При стесненных условиях допускается располагать стержни попарно (без зазора между ними). Такая пара стержней при назначении расстояния между парами стержней c_i или длины анкерования должна рассматриваться как условный стержень диаметром $\phi_{red} = \sqrt{\phi_1^2 + \phi_2^2}$ (где ϕ_1 и ϕ_2 — диаметры сближенных попарно стержней, см. рисунок 9.16).

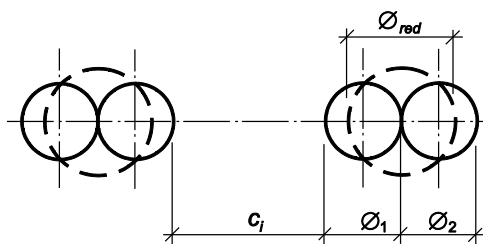


Рисунок 9.16 - Расстояние между стержнями арматуры при ее установке в стесненных условиях

Таблица 9.10 - Условия расположения напрягаемой арматуры в сечении

Расположение арматуры (канатов) в сечении	Значения расстояний	Способ натяжения арматуры		
		Вид арматуры		
		Проволока	Канаты	Стержни
		На упоры		
	$c \geq$	$\phi; 20; d_g + 5$	$\phi; 50; d_g + 5$	$\phi; 50; d_g + 5$
	$c_1 \geq$	$\phi; 10; d_g$	$\phi; 10; d_g$	$\phi; 20; d_g$
	$c_2 \geq$	$\phi; 20; d_g + 5$	$\phi; 25; d_g + 5$	$\phi; 20; d_g + 5$
		На бетон		
		Расположение в каналах		
	$c \geq$	$\phi_k; 50$	$d_g + 5$	$b_k; h_k$
	$c_1 \geq$	$\phi_k; 50$	$d_g + 5$	$b_k; 0,5h_k$
	$c_2 \geq$	$\phi_k; 40$	$d_g + 5$	b_k
	Обозначения, принятые в таблице: d_g - максимальный размер крупного заполнителя; ϕ_k - диаметр круглого канала; $b_k; h_k$ - ширина и высота прямоугольного канала.			

9.8.1.2.4 Напрягаемая арматура в пустотных и ребристых элементах должна располагаться по оси каждого ребра элемента, за исключением предварительно напряженных многопустотных (с круглыми пустотами) плит высотой 300 мм и менее,

изготавливаемых из нормального бетона, в которых расстояние между напрягаемой арматурой, заводимой за грань опоры, допускается увеличивать до 600 мм, если для сечений, нормальных к продольной оси плиты, величина момента трещинообразования $M_{crс}$ составляет не менее 80 % величины момента от внешней нагрузки, принимаемой с коэффициентом безопасности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$.

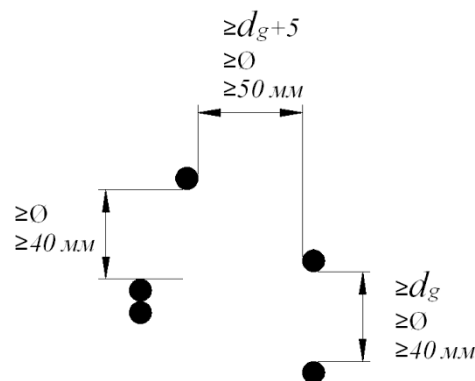
9.8.1.3 Каналы для напрягающих элементов при натяжении на бетон (пост-натяжение)

9.8.1.3.1 Каналы для напрягающих элементов при натяжении на бетон должны быть расположены и сконструированы таким образом, чтобы:

- бетон мог быть безопасно уложен без повреждения каналов;
- бетон мог противостоять усилиям на искривленных участках каналов во время и после завершения натяжения;
- раствор не попадал в другие каналы при инъецировании.

9.8.1.3.2 Каналы для напрягающих элементов при натяжении на бетон не должны обычно соединяться, за исключением случая, когда пара каналов расположена вертикально друг над другом.

9.8.1.3.3 Минимальные расстояния в свету между каналами должны соответствовать рисунку 9.17 и таблице 9.10.



\emptyset - диаметр канала для напрягающих элементов при натяжении на бетон, d_g - диаметр наибольшего зерна заполнителя.

Рисунок 9.17 - Минимальное расстояние в свету между каналами для напрягающих элементов при натяжении на бетон

9.8.2 Анкеровка напрягающих элементов при натяжении на упоры (преднатяжение)

9.8.2.1 Общие положения

9.8.2.1.1 В зоне анкеровки предварительно натягиваемых напрягающих элементов должны рассматриваться следующие параметры длины, см. рисунок 9.18:

- а) длина передачи напряжений l_{pt} , за которой усилие предварительного натяжения (P_0) полностью передается на бетон, смотри 9.102,
- б) длина распределения l_{disp} , за которой напряжения в бетоне распределяются линейно по бетонному сечению, смотри 9.8.2.2.6;

с) длина анкеровки l_{bpd} , за которой расчетное усилие в напрягающем элементе F_{pd} в предельном состоянии по несущей способности полностью передано на бетон, смотри 9.8.2.2 и 9.8.2.3.

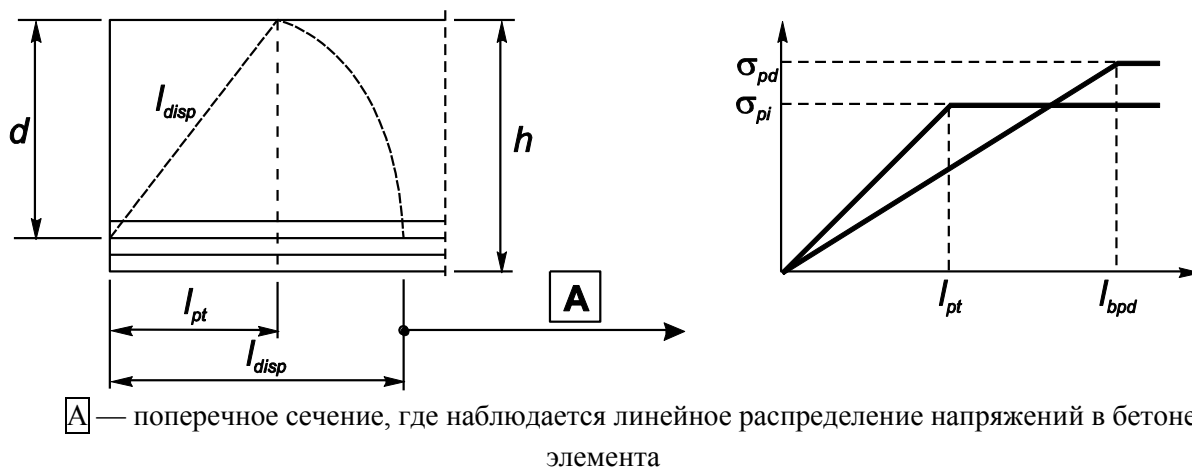


Рисунок 9.18 - Передача предварительного напряжения в напрягающих элементах при натяжении на упоры; параметры длины

9.8.2.2 Передача предварительного напряжения

9.8.2.2.1 При отпуске напрягающего элемента может быть принято, что предварительное напряжение передается на бетон с постоянным напряжением сцепления f_{bpt} :

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t), \quad (9.21)$$

где

η_{p1} - коэффициент, учитывающий вид напрягающего элемента и условия сцепления при отпуске:

$\eta_{p1} = 2,7$ - для стержней и проволоки;

$\eta_{p1} = 3,2$ - для канатов с тремя и семью проволоками;

η_1 - коэффициент, учитывающий влияние условий сцепления и положение стержней при бетонировании;

$\eta_1 = 1,0$ - для хороших условий сцепления (см. рис. 9.3);

$\eta_1 = 0,7$ - для других условий сцепления, кроме случаев, когда более высокое значение может быть оправдано с учетом специальных условий изготовления;

$f_{ctd}(t)$ - расчетное сопротивление бетона при растяжении в момент отпуска напрягающего элемента; $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot 0,7 \cdot \frac{f_{ctm}(t)}{\gamma_c}$.

9.8.2.2.2 Базовое значение длины зоны передачи напряжения l_{pt} определяется по формуле:

$$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \phi \cdot \frac{\sigma_{pmo}}{f_{bpt}}, \quad (9.22)$$

где:

$\alpha_1 = 1,0$ - для постепенного отпуска;

$\alpha_1 = 1,25$ - для мгновенного отпуска;

$\alpha_2 = 0,25$ - для напрягающих элементов круглого сечения;

$\alpha_2 = 0,19$ - для канатов с тремя и семью проволоками;

\varnothing - номинальный диаметр напрягающего элемента;

σ_{pm0} - напряжение в напрягающем элементе непосредственно после отпуска.

9.8.2.2.3 Расчетное значение длины зоны передачи напряжений должно быть принято как наиболее неблагоприятное из следующих двух значений, различающихся расчетной ситуацией:

$$l_{pt1} = 0,8 \cdot l_{pt} \quad (9.23)$$

или

$$l_{pt2} = 1,2 \cdot l_{pt} \quad (9.24)$$

Наименьшее из значений, как правило, используется для проверки местных напряжений при отпуске, а более высокое значение - для предельных состояний по несущей способности (поперечное усилие, анкеровка и т. д.).

9.8.2.2.4 Напряжения в напрягающем элементе в зоне анкеровки представлены на рисунке 9.19.

9.8.2.2.5 В торцах предварительно напряженных элементов, с целью ограничения развития трещин, вдоль напрягаемой арматуры должна быть установлена дополнительная поперечная (напрягаемая или ненапрягаемая) или косвенная арматура (сварные поперечные сетки или охватывающие продольную напрягаемую арматуру хомуты с шагом не более 100 мм) на участке длиной не менее $0,6l_{pt1}$. Концы узких ребер элементов с сосредоточенной передачей опорных усилий (балки, ребристые плиты и т. д.) рекомендуется усиливать путем постановки закладных деталей с анкерными стержнями. Для плоских плит и панелей допускается устанавливать только косвенную арматуру (корытообразные сварные сетки или замкнутые хомуты с шагом от 50 до 100 мм). В многопустотных плитах безопалубочного формования допускается не устанавливать косвенную арматуру.

У торцов предварительно напряженных изгибаемых элементов с сосредоточенной передачей опорных усилий (балки, ребристые плиты и т. д.) для предотвращения образования продольных трещин вследствие передачи усилий напрягаемой арматуры необходимо предусматривать дополнительную напрягаемую или ненапрягаемую поперечную арматуру, располагая ее на участке не более $1/4$ высоты элемента. Напрягаемая поперечная арматура должна напрягаться ранее натяжения продольной арматуры усилием

не менее 15 % усилия натяжения всей продольной арматуры растянутой зоны опорного сечения. Ненапрягаемая поперечная арматура должна быть надежно заанкерена по концам приваркой к закладным деталям. Сечение этой арматуры, в которое допускается учитывать сечение анкерных стержней закладных деталей, должно быть достаточным для восприятия не менее 20 % усилия в напрягаемой арматуре нижней зоны, а для элементов, рассчитываемых на выносливость, — не менее 30 % этого же усилия.

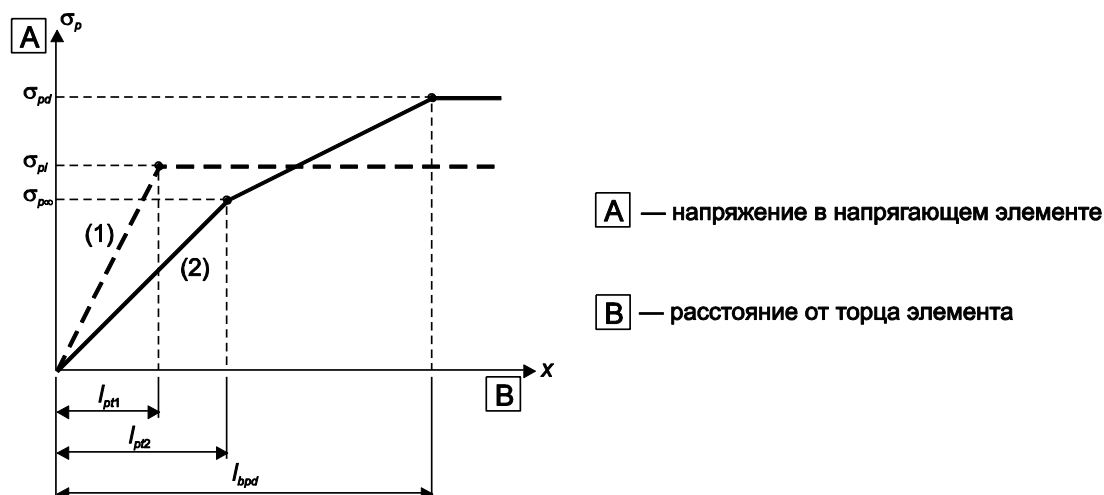


Рисунок 9.19 - Напряжения в зоне анкеровки предварительно натягиваемых элементов: (1) - при отпуске напрягающих элементов; (2) - в предельном состоянии по несущей способности

9.8.2.2.6 За пределами длины распределения напряжения в бетоне могут быть приняты как распределенные по линейному закону распределения, см. рисунок 9.18:

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2} \quad (9.25)$$

9.8.2.2.7 Альтернативная картина передачи усилия может быть принята, если она обоснована и длина зоны передачи напряжений изменена соответствующим образом.

9.8.2.3 Анкеровка напрягающих элементов в предельных состояниях по несущей способности

9.8.2.3.1 Анкеровка напрягающих элементов должна быть проверена в сечениях, где растягивающее напряжение в бетоне превышает $f_{ctk,0,05}$. Усилие в напрягающем элементе должно быть рассчитано как для сечения с трещиной с учетом влияния поперечной силы. Если растягивающее напряжение в бетоне менее $f_{ctk,0,05}$, нет необходимости проверки анкеровки.

9.8.2.3.2 Напряжение сцепления для проверки анкеровки в предельном состоянии по несущей способности составляет:

$$f_{bpd} = \eta_{p2} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}, \quad (9.26)$$

где:

η_{p2} - коэффициент, который учитывает вид напрягающего элемента и условия сцепления при анкеровке:

для проволок и стержней - $\eta_{p2} = 1,4$;

для канатов с семью проволоками - $\eta_{p2} = 1,2$;

η_1 - определено в 9.8.2.2.1.

9.8.2.3.3 Поскольку с увеличением прочности бетона возрастает его хрупкость, то здесь необходимо $f_{ctk,0,05}$ ограничивать до значения для класса прочности бетона

C60/75, кроме тех случаев, когда может быть подтверждено, что средняя прочность сцепления также превышает этот предел.

9.8.2.3.4 Общая длина анкеровки напрягающего элемента с напряжением σ_{pd} составляет:

$$l_{bpd} = l_{pt2} + \frac{\alpha_2 \cdot \phi \cdot (\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty})}{f_{bpd}}, \quad (9.27)$$

где:

l_{pt2} - верхнее расчетное значение длины передачи, см. 9.8.2.2.3;

α_2 - определено в 9.8.2.2.2;

σ_{pd} - напряжение в напрягающем элементе, которое соответствует усилию, описанному в 9.8.2.3.1;

$\sigma_{pm\infty}$ - предварительное напряжение с учетом всех потерь.

9.8.2.3.5 В случае, когда ненапрягаемая арматура и предварительно натягиваемая арматура комбинируются, несущие способности отдельных анкеровок могут суммироваться.

9.8.3 Зона анкеровки напрягаемых элементов при натяжении на бетон (пост-натяжение)

9.8.3.1 Расчет зон анкеровки, как правило, должен соответствовать правилам применения данного раздела и правилам 6.5.3 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

9.8.3.2 Если усилие предварительного натяжения рассматривается как сосредоточенная сила в зоне анкеровки, расчетное сопротивление напрягающих элементов должно определяться в соответствии с 6.1.6.3, и, как правило, должна применяться более низкая характеристическая прочность бетона при растяжении.

9.8.3.3 Напряжение под анкерными плитами должно быть проверено согласно соответствующих стандартах.

9.8.3.4 Растягивающие усилия, вызванные сосредоточенной силой, могут быть проверены по модели распорок и тяжей или по другой обоснованной модели. Ненапрягаемая арматура должна быть сконструирована с допущением, что в ней достигается ее расчетное сопротивление. Если напряжение в этой арматуре ограничивается до 300 МПа, то проверять ширину трещин нет необходимости.

9.8.3.5 В качестве упрощения, усилие предварительного напряжения может быть принято распределенным с углом распространения 2β (см. рисунок 9.20), начиная от конца анкера устройства, где β может быть принято равным $\arctan \frac{2}{3}$.

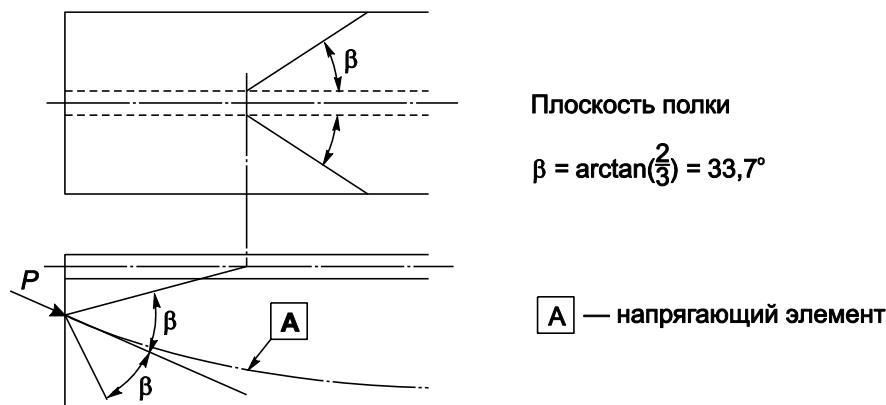


Рисунок 9.20 - Распределение предварительного напряжения

9.8.4 Анкеры и соединительные устройства для напрягающих элементов

9.8.4.1 Анкерные устройства, которые используются для напрягающих элементов при натяжении на бетон, должны соответствовать анкерным устройствам, принятым в проекте системы предварительного напряжения, а длины анкеровки в случае с предварительно натягиваемыми напрягающими элементами должны быть рассчитаны таким образом, чтобы это позволяло достичь полной расчетной прочности напрягающего элемента, с учетом любых влияний повторных, быстро изменяющихся воздействий.

9.8.4.2 Когда используются соединительные устройства, они должны соответствовать принятым в проекте системы предварительного напряжения и должны располагаться с учетом создаваемых ими помех таким образом, чтобы они не снижали несущую способность элемента, а также любая промежуточная анкеровка, которая потребуется во время изготовления, могла быть выполнена надлежащим образом.

9.8.4.3 Расчеты местных эффектов в бетоне или поперечной арматуре должны быть выполнены в соответствии с 9.8.3.

9.8.4.4 Как правило, соединительные устройства должны располагаться вдали от промежуточных опор.

9.8.4.5 Расположение соединительных устройств на 50 % и более напрягающих элементов в одном сечении следует избегать, кроме тех случаев, когда может быть подтверждено, что более высокий процент не ухудшит безопасность конструкции.

9.8.5 Девиаторы

9.8.5.1 Девиатор должен удовлетворять следующим условиям:

- противостоять как продольным, так и поперечным силам, которые напрягающий элемент прикладывает к нему, и передавать эти силы на конструкцию;
- обеспечивать, чтобы при имеющемся радиусе кривизны напрягающего элемента не происходило перенапряжения или повреждения.

9.8.5.2 В зонах перегиба трубы, создающие оболочку, должны быть способны выдержать радиальное давление и продольное перемещение напрягающего элемента без повреждения и без ухудшения его надлежащей работы.

9.8.5.3 Радиус кривизны натягающего элемента в зоне изменения направления должен соответствовать требованиям СТ РК EN 10138 и соответствующих стандартов.

9.8.5.4 Расчетное значение отгиба натягающего элемента до угла 0,01 радиана допускается без использования девиатора. Усилия, которые возникают вследствие изменения угла с использованием девиатора, в соответствии с техническими стандартами, должны быть учтены в расчетах.

10 КОНСТРУИРОВАНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ И ОТДЕЛЬНЫЕ ПРАВИЛА

10.1 Общие положения

10.1.1 Требования к надежности, эксплуатационной пригодности и долговечности выполняются посредством соблюдения правил данного раздела дополнительно к другим приведенным общим правилам.

10.1.2 Конструирование элементов должно соответствовать моделям, используемым для расчета.

10.1.3 Минимальная площадь арматуры должна устанавливаться во избежание хрупкого разрушения, чрезмерного раскрытия трещин, а также для восприятия усилий, вызванных ограничениями деформаций.

10.2 Балки

10.2.1 Продольная арматура

10.2.1.1 Минимальная и максимальная площади арматуры

10.2.1.1.1 Площадь сечения продольной растянутой арматуры не должна быть меньше $A_{s,min}$ определяемого по формуле:

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0,0013 \cdot b_t \cdot d \quad (10.1)$$

где:

b_t - средняя ширина зоны растяжения; для тавровых балок со сжатой полкой для расчета b_t нужно принимать в расчет только ширину ребра;

f_{ctm} - средняя прочность бетона при растяжении, определяемая исходя из соответствующего класса прочности бетона согласно таблице 6.1.

Альтернативно, для второстепенных элементов, для которых может быть допущен определенный риск хрупкого разрушения, $A_{s,min}$ может быть принята как 1,2-кратная площадь сечения, требуемая исходя из проверки предельного состояния по несущей способности.

10.2.1.1.2 Сечения с армированием менее $A_{s,min}$ следует рассматривать как неармированные.

10.2.1.1.3 Площадь сечения растянутой или сжатой арматуры вне зон расположения соединения внахлестку не должна превышать $A_{s,max} = 0,04A_c$.

10.2.1.1.4 Для предварительно напряженных конструктивных элементов с напрягающими элементами, не имеющими постоянного сцепления с бетоном, или с внешними напрягающими элементами, необходимо проверять, что сопротивление изгибу в предельном состоянии по несущей способности больше, чем изгибающий момент при образовании трещин. Достаточно, чтобы предельное сопротивление изгибу было в 1,15 раза больше момента при образовании трещин.

10.2.1.2 Отдельные конструктивные правила

10.2.1.2.1 В монолитных конструкциях, даже в тех случаях, когда при расчете принимается свободное опирание, сечения на опорах необходимо рассчитывать на изгибающий момент, возникающий вследствие частичного защемления, который не менее $\beta_1 = 0,15$ наибольшего изгибающего момента пролета.

10.2.1.2.2 На промежуточных опорах неразрезных балок общая площадь сечения растянутой арматуры A_s сечения полки должна быть распределена в пределах эффективной ширины полки (см. 5.3.2 СН РК EN 1992-1-1). Часть этой арматуры может быть сконцентрирована в пределах ширины ребра (см. Рисунок 10.1).

10.2.1.2.3 Любая сжатая арматура (диаметр ϕ), которая учитывается при расчете прочности сечения, должна быть усилена поперечной арматурой с расстоянием между стержнями не более чем 15ϕ .

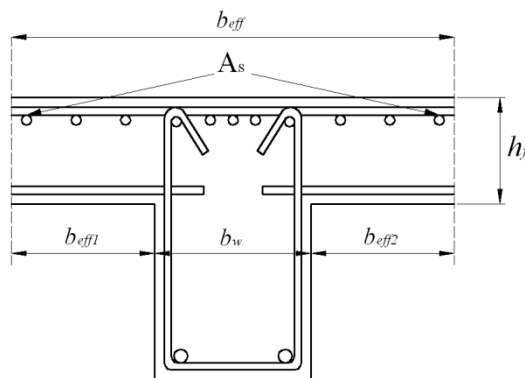


Рисунок 10.1 - Расположение растянутой арматуры неразрезных балок в сечении полки

10.2.1.3 Обрыв продольной растянутой арматуры

10.2.1.3.1 Для всех сечений следует предусматривать армирование, способное воспринимать действие растягивающего усилия, включая сечения с наклонными трещинами в ребрах и полках.

10.2.1.3.2 Для элементов с поперечной арматурой должно быть определено дополнительное растягивающее усилие ΔF_{td} . Для элементов без поперечной арматуры дополнительное растягивающее усилие ΔF_{td} может быть определено смещением эпюры изгибающего момента на расстояние $a_l = d$ согласно 6.2.2(5) СН РК EN 1992-1-1. Данное «правило сдвига» может также быть использовано в качестве альтернативы для элементов с поперечной арматурой, где:

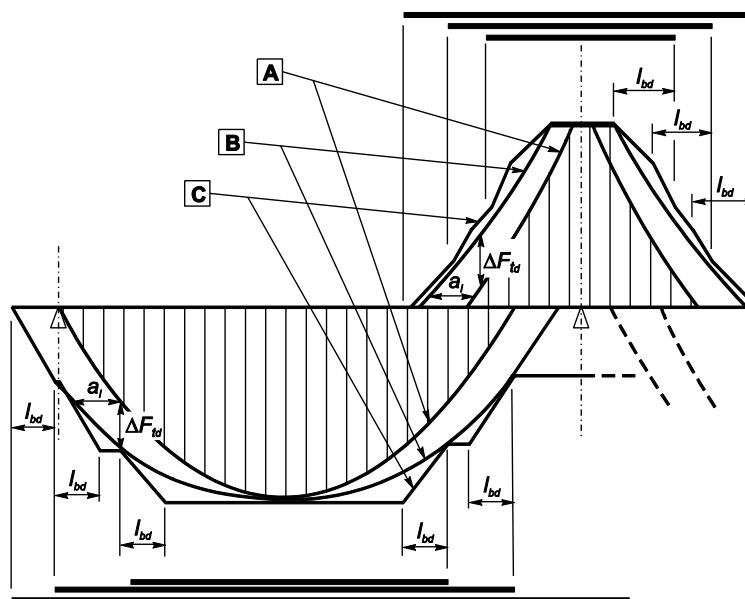
$$a_l = z \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) / 2 \quad (10.2)$$

Дополнительное растягивающее усилие показано на рисунке 10.2.

10.2.1.3.3 Сопротивление стержней в пределах их длин анкеровки может быть принят во внимание учет линейного изменения усилия, см. рисунок 10.2. В качестве консервативного упрощения этот учет может быть проигнорирован.

10.2.1.3.4 Длина анкеровки отогнутого стержня, воспринимающего поперечное усилие, не должна быть менее $1,3l_{bd}$ в растянутой зоне и менее $0,7l_{bd}$ – в сжатой зоне.

Она измеряется от точки пересечения осей отогнутого стержня и продольной арматуры.



[A] – огибающая эпюра $M_{Ed}/z + N_{Ed}$; [B] – действующее растягивающее усилие F_s ; [C] – воспринимаемое растягивающее усилие F_{Rs}

Рисунок 10.2 - Иллюстрация обрыва продольной арматуры с учетом влияния наклонных трещин и сопротивления арматуры в пределах длин анкеровки

10.2.1.4 Анкеровка нижней арматуры на крайних опорах

10.2.1.4.1 Площадь сечения нижней арматуры на крайних опорах, для которых при расчете была принята небольшая степень или отсутствие защемления, должна составлять не менее $\beta_2 = 0,25$ площади арматуры, установленной в пролете.

10.2.1.4.2 Растягивающее усилие для расчета анкеровки может быть определено согласно 6.2.3(7) СН РК EN 1992-1-1 (элементы с поперечной арматурой), включая вклад осевого усилия, или с помощью «правила сдвига»:

$$F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot \frac{a_l}{z} + N_{Ed}, \quad (10.3)$$

где N_{Ed} - осевое усилие, которое прибавляется к растягивающему усилию или вычитается из него;

a_l - см. 10.2.1.3.2

10.2.1.4.3 Длина анкеровки l_{bd} согласно 9.4.4.1 измеряется от линии контакта балки с опорой. Поперечное давление может быть учтено для непосредственной опоры (см. рисунок 10.3).

10.2.1.5 Анкеровка нижней арматуры на промежуточных опорах

10.2.1.5.1 Площадь арматуры согласно 10.2.1.4.1 применима.

10.2.1.5.2 Длина анкеровки должна быть не менее 10ϕ (для прямых стержней), или не менее диаметра оправки (для крюков и загибов с диаметром стержня не менее 16 мм) или двойного диаметра оправки (в других случаях) (см. рисунок 10.4а). Эти

минимальные значения обычно достаточны, но более точный расчет может быть выполнен согласно 6.6 СН РК EN 1992-1-1.



а) Непосредственная опора:
балка опирается на стену или колонну

б) Косвенная опора:
балка пересекается другой несущей балкой

Рисунок 10.3 - Анкеровка нижней арматуры на крайних опорах

10.2.1.5.3 Арматура, требуемая для восприятия возможных положительных моментов (например, при осадке опоры, взрыве и т. д.), должна быть определена в договорных документах. Эту арматуру необходимо выполнять неразрезной, что может быть достигнуто посредством соединения стержней внахлестку [(см. рисунок 9.24 б) или с)].

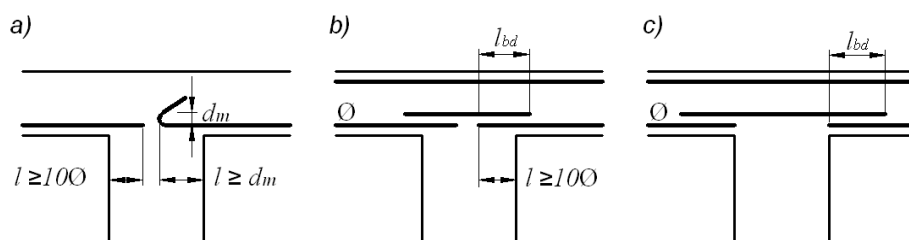


Рисунок 10.4 - Анкеровка на промежуточных опорах

10.2.2 Поперечная арматура

10.2.2.1 Поперечная арматура должна составлять с осью конструктивного элемента угол от 45° до 90°.

10.2.2.2 Она может состоять из комбинации:

- хомутов, охватывающих продольную растянутую арматуру и сжатую зону (см. рисунок 10.5);
- отогнутых стержней;
- обойм, петель и т. д., которые установлены без охвата продольной арматуры, но достаточно заанкерены в сжатой и растянутой зонах.

10.2.2.3 Хомуты должны быть эффективно заанкерены. Соединение внахлестку хомута вблизи поверхности ребра допускается, если этот хомут не требуется для восприятия кручения.

10.2.2.4 Не менее $\beta_3 = 0,5$ необходимой поперечной арматуры должно быть в виде хомутов.

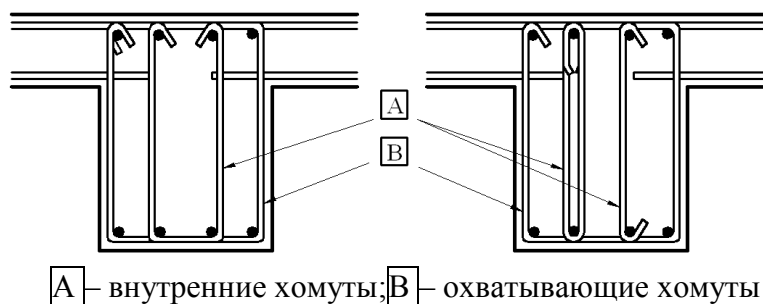


Рисунок 10.5. Примеры поперечной арматуры

10.2.2.5 Коэффициент поперечного армирования рассчитывается по формуле (10.4):

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad (10.4)$$

где:

ρ_w - коэффициент поперечного армирования; ρ_w должен быть не менее $\rho_{w,min}$ определяемого по формуле (10.4):

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (10.5)$$

A_{sw} - площадь сечения поперечной арматуры на длине s ;

s - расстояние между поперечной арматурой, измеренное вдоль продольной оси элемента (шаг поперечной арматуры);

b_w - ширина ребра элемента;

α - угол между поперечной арматурой и продольной осью элемента (см. 10.2.2.1).

10.2.2.6 Наибольшее продольное расстояние между следующими друг за другом элементами поперечной арматуры не должно превышать значения $s_{l,max}$ определяемого по формуле (10.6):

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 - \cot \alpha) \quad (10.6)$$

где α - угол между поперечной арматурой и продольной осью балки.

10.2.2.7 Наибольшее продольное расстояние между отогнутыми стержнями не должно превышать значения $s_{b,max}$ определяемого по формуле (10.7):

$$s_{b,max} = 0,6 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \quad (10.7)$$

10.2.2.8 Поперечное расстояние между ветвями хомутов в одном ряду хомутов не должно превышать значения $s_{t,max}$ определяемого выражением (10.8):

$$s_{t,max} = 0,75d \leq 600 \text{ мм.} \quad (10.8)$$

10.2.3 Армирование балок при кручении

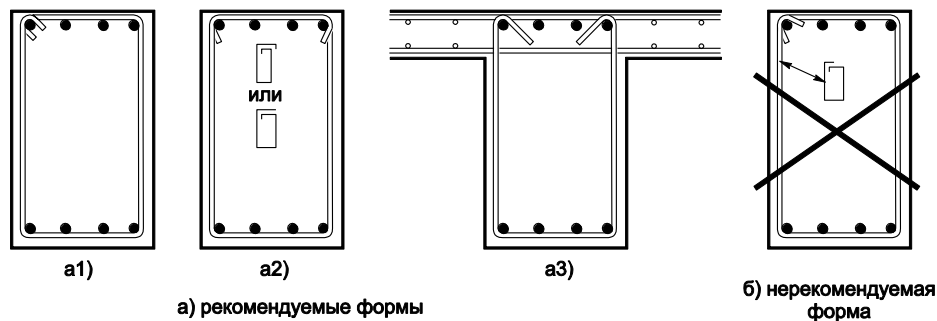
10.2.3.1 Хомуты для восприятия кручения должны образовывать угол 90° с осью

балки, должны быть замкнутыми и должны быть заанкеренными посредством нахлестов или крюков (см. рисунок 10.6).

10.2.3.2 Для определения минимального количества хомутов, требуемых для восприятия кручения, в общем, достаточны положения 10.2.2.5 и 10.2.2.6.

10.2.3.3 Максимальное расстояние между хомутами для восприятия кручения не должно превышать значений $\frac{1}{8} \cdot u$ (здесь u – периметр сечения балки), или должно удовлетворять требованиям 10.2.2.6, или не должно быть большим, чем наименьший размер сечения балки.

10.2.3.4 В каждом углу хомутов должен быть установлен как минимум один продольный стержень, другие продольные стержни должны быть распределены равномерно по внутреннему периметру хомутов на расстоянии не более 350 мм.



ПРИМЕЧАНИЕ Второй альтернативный вариант а2) (нижний рисунок) должен иметь полную длину нахлеста вдоль верхнего отрезка.

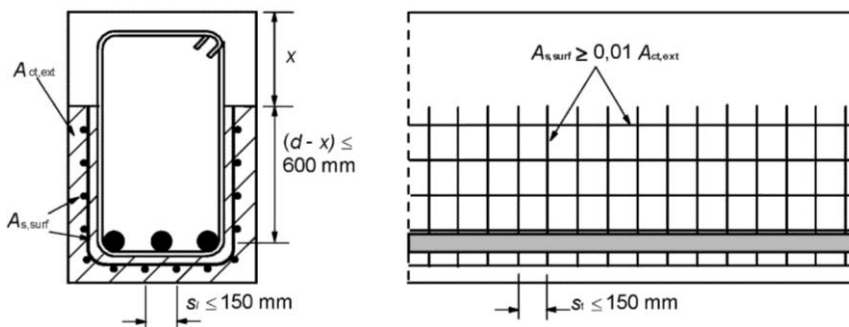
Рисунок 10.6 - Примеры исполнения хомутов в балках для восприятия кручения

10.2.4 Поверхностная арматура

10.2.4.1 Установка поверхностной арматуры требуется для обеспечения трещиностойкости и предотвращения раздробления защитного слоя бетона в следующих случаях:

- если рабочая арматура выполнена из стержней диаметром более 32 мм или из пучка стержней с эквивалентным диаметром более 32 мм;
- если защитный слой для арматуры превышает 70 мм.

10.2.4.2 Поверхностная арматура должна состоять из проволочных сеток или стержней небольших диаметров и быть расположена за пределами хомутов, как показано на рисунке 10.7



x - высота нейтральной оси в предельном состоянии по несущей способности

Рисунок 10.7 - Поверхностное армирование балок

10.2.4.3 Площадь сечения поверхностной арматуры $A_{s,surf}$ должна быть не менее чем $0,01A_{ct,ext}$ в двух направлениях - параллельно и перпендикулярно растянутой арматуре балки.

Если защитный слой бетона превышает 70 мм, площадь сечения поверхностной арматуры $A_{s,surf}$ должна быть не менее чем $0,005A_{ct,ext}$ в двух направлениях.

$A_{ct,ext}$ - площадь сечения растянутого бетона за пределами хомутов (см. рисунок 10.7).

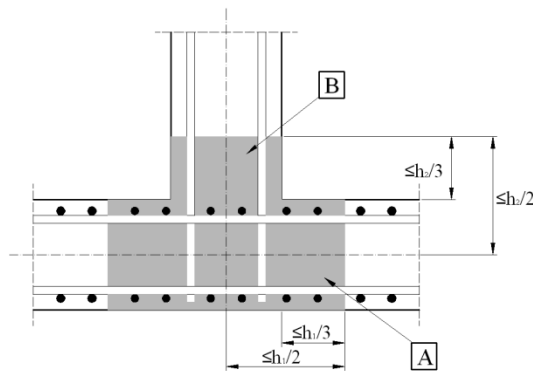
10.2.4.4 Продольные стержни поверхностной арматуры могут быть учтены как продольная арматура для восприятия изгибающего момента, а поперечные стержни могут быть учтены как арматура для восприятия поперечного усилия, если они отвечают требованиям по расположению и анкеровке этих видов арматуры.

10.2.4.5 Минимальный защитный слой для поверхностной арматуры приведен в 9.2.2.

10.2.5 Косвенные опоры

10.2.5.1 Если балка опирается на балку, а не на стену или колонну, в зоне пересечения элементов конструкции должна быть установлена арматура, рассчитанная на восприятие взаимной реакции. Эта арматура устанавливается дополнительно к арматуре, которая требуется по другим причинам. Данное правило действует также для плиты, которая не опирается по верху балки.

10.2.5.2 Поддерживающая арматура между двумя балками должна содержать хомуты, охватывающие главную арматуру поддерживающего элемента. Некоторые из таких хомутов могут быть расположены вне объема бетона, который является общим для двух балок (см. рисунок 10.8).



А – поддерживающая балка с высотой h_1 ; В – поддерживаемая балка с высотой h_2 ($h_1 > h_2$)

Рисунок 10.8 - Размещение опорной арматуры в зоне пересечения двух балок (вид в плане)

10.3 Сплошные плиты

10.3.1 Данный раздел распространяется на сплошные плиты, работающие в одном и в двух направлениях, у которых b и l_{eff} составляют не менее $5h$ (см. 5.3.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011).

10.3.1 Продольная арматура для восприятия изгибающих моментов

10.3.1.1 Общие положения

10.3.1.1.1 Для минимальных и максимальных процентов армирования в главном направлении действуют положения 10.2.1.1.1 и 10.2.1.1.3. Для плит, у которых риск хрупкого разрушения не велик, $A_{s,min}$ может быть принято равным 1,2-кратной площади сечения, которая необходима для проверки в предельном состоянии по несущей способности.

10.3.1.1.2 Вторичная поперечная арматура должна составлять не менее 20 % главной арматуры плит, работающих в одном направлении. В зонах вблизи опор поперечную арматуру по отношению к главным верхним стержням устанавливать нет необходимости, если отсутствует поперечный изгибающий момент.

10.3.1.1.3 Расстояние между стержнями не должно превышать $s_{max,slabs}$ значение которого составляет:

– для продольной арматуры $- 3h \leq 400$ мм, где h – общая толщина плиты;

– для второстепенной арматуры $- 3,5h \leq 400$ мм.

Для зон с сосредоточенными нагрузками или зон, в которых действуют максимальные моменты, принимается соответственно:

– для продольной арматуры $- 2h \leq 250$ мм;

– для поперечной арматуры $- 3h \leq 400$ мм.

10.3.1.1.4 Правила, приведенные в 10.2.1.3, 10.2.1.4 и 10.2.1.5, также действительны, однако с учетом $a_l = d$.

10.3.1.2 Арматура плит вблизи опор

10.3.1.2.1 При свободно опертых плитах половина расчетной арматуры, располагаемой в пролете, должна быть доведена до опоры и заанкерена на опоре согласно 9.4.4. Обрыв и анкеровка арматуры могут быть выполнены согласно 9.2.1.3, 9.2.1.4, 9.2.1.5.

10.3.1.2.2 Когда вдоль стороны плиты имеется частичное защемление, неучтенное при расчете, верхняя арматура должна быть способна воспринять не менее 25 % от максимального момента в примыкающем пролете. Эта арматура должна быть продлена не менее чем на 0,2 длины примыкающего пролета, измеренной от грани опоры. Арматура должна быть продлена за промежуточные опоры и быть заанкерена на крайних опорах. Для крайних опор воспринимаемый момент может быть уменьшен на 15 % от максимального момента в примыкающем пролете.

10.3.1.3 Угловая арматура

10.3.1.3.1 Если конструктивное решение опоры таково, что подъем плиты в углу ограничен, должна быть установлена соответствующая арматура.

10.3.1.4 Арматура на свободных краях

10.3.1.4.1 Вдоль свободного (не опертого) края плита должна, как правило, иметь продольную и поперечную арматуру, располагаемую обычно согласно рисунку 10.9.

10.3.1.4.2 Обычная арматура, установленная в плите, может также учитываться как краевая арматура.

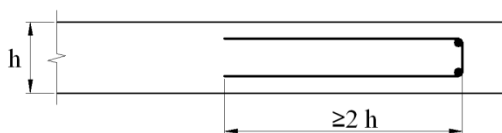


Рисунок 10.9 - Краевая арматура плиты

10.3.2 Поперечная арматура

10.3.2.1 Плита, в которой следует устанавливать поперечную арматуру, должна иметь толщину не менее 200 мм.

10.3.2.2 Для конструирования поперечной арматуры действуют требования к минимальному значению и определению коэффициента армирования согласно 10.2.2.

10.3.2.3 В плитах с $|V_{Ed}| \leq \frac{1}{3} \cdot V_{Rd,max}$ (см. 7.4) поперечная арматура может состоять полностью из отогнутых стержней или каркасов поперечных стержней.

10.3.2.4 Максимальное продольное расстояние между хомутами определяется по формуле

$$s_{max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) \quad (10.9)$$

где α - угол наклона поперечной арматуры.

Наибольшее продольное расстояние между отогнутыми стержнями

$$s_{max} = d. \quad (10.10)$$

10.3.2.5 Максимальное поперечное расстояние между поперечной арматурой не должно превышать $1,5d$.

10.4 Безбалочные плиты перекрытий

10.4.1 Безбалочные плиты перекрытий в зоне внутренних колонн

10.4.1.1 Расположение арматуры в плоских перекрытиях должно отражать поведение плиты в условиях эксплуатации. В основном это будет приводить к концентрации арматуры над колоннами.

10.4.1.2 Над внутренними колоннами, если более точные расчеты эксплуатационной пригодности не проводятся, необходимо устанавливать верхнюю арматуру с площадью сечения $0,5A_t$, размещенную на ширине, равной $0,125$ ширины плиты, с каждой стороны колонны. A_t - площадь сечения арматуры, требуемая для восприятия полного отрицательного момента, который определяется как сумма моментов от прилегающих половин плиты с каждой стороны колонны.

10.4.1.3 Во внутренних колоннах в каждом ортогональном направлении должна быть установлена нижняя арматура (не менее двух стержней), которая должна проходить сквозь колонну.

10.4.2 Безбалочные плиты перекрытий в зоне крайних и угловых колонн

10.4.2.1 Арматура, перпендикулярная свободному краю плиты, требуемая для передачи изгибающих моментов от плиты на угловую или крайнюю колонну, должна быть расположена в пределах эффективной ширины b_e , показанной на рисунке 10.10.

10.4.3 Поперечная арматура в зоне продавливания

10.4.3.1 Если требуется установка поперечной арматуры из расчета на продавливание (см. 6.4 СН РК EN 1992-1-1), она должна быть расположена внутри между площадью нагружения/колонны и $k \cdot d$ контрольным периметром, в котором поперечная арматура больше не требуется. Она должна быть выполнена не менее чем из двух периметров поперечных хомутов (см. рисунок 10.11). Расстояние между периметрами хомутов не должно превышать $0,75d$.

Расстояние между хомутами вдоль периметра не должно превышать $1,5d$ внутри первого контрольного периметра (на расстоянии $2d$ от площади нагружения) и не должно превышать $2d$ вне первого контрольного периметра там, где эта часть периметра учитывается при определении сопротивления продавливанию (см. рисунок 6.22 СН РК EN 1992-1-1).

Для отогнутых вниз стержней (как представлено на рисунке 10.11b)) один периметр хомутов может рассматриваться как достаточный.

Значение k принимается по пункту 6.4.5(4) СН РК EN 1992-1-1.

10.4.3.2 Когда требуется поперечная арматура, площадь хомута (или эквивалента) $A_{s,min}$ определяется при помощи выражения (10.11):

$$A_{s,min} \cdot \frac{(1,5 \sin \alpha + \cos \alpha)}{s_r \cdot s_t} \geq 0,8 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}, \quad (10.11)$$

где:

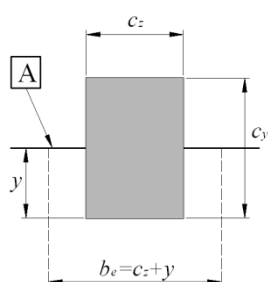
α - угол между поперечной арматурой и главной арматурой (т. е. при вертикальных хомутах $\alpha = 90^\circ$ и $\sin \alpha = 1$);

s_r - расстояние между поперечными хомутами в радиальном направлении;

s_t - расстояние между поперечными хомутами в тангенциальном направлении;

f_{ck} - в МПа.

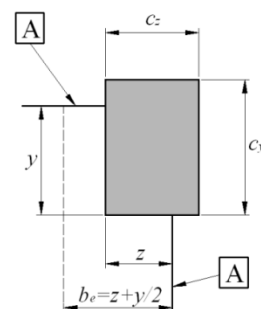
При расчете на продавливание могут быть учтены вертикальные составляющие только тех напрягающих элементов, которые находятся в пределах расстояния $0,5d$ от колонны.



А – край плиты

ПРИМЕЧАНИЕ может быть $y > c_y$.

а) Крайняя колонна



ПРИМЕЧАНИЕ может быть $z > c_z$ и $y > c_y$.

б) Угловая колонна

ПРИМЕЧАНИЕ y – расстояние от края плиты до внутренней грани колонны.

Рисунок 10.10 - Эффективная ширина b_e плоского перекрытия

10.4.3.3 Отогнутые стержни, проходящие через площадь нагружения или на расстоянии от этой площади, не превышающем $0,25d$, могут быть использованы как поперечная арматура в зоне продавливания (см. Рисунок 10.11b), верх).

10.4.3.4 Расстояние между гранью опоры или границей площади нагружения и ближайшей поперечной арматурой, которая была учтена при расчете, не должно превышать $d/2$. Это расстояние должно быть измерено на уровне растянутой арматуры. Если установлен только один ряд отогнутых стержней, их наклон может быть уменьшен до 30° .

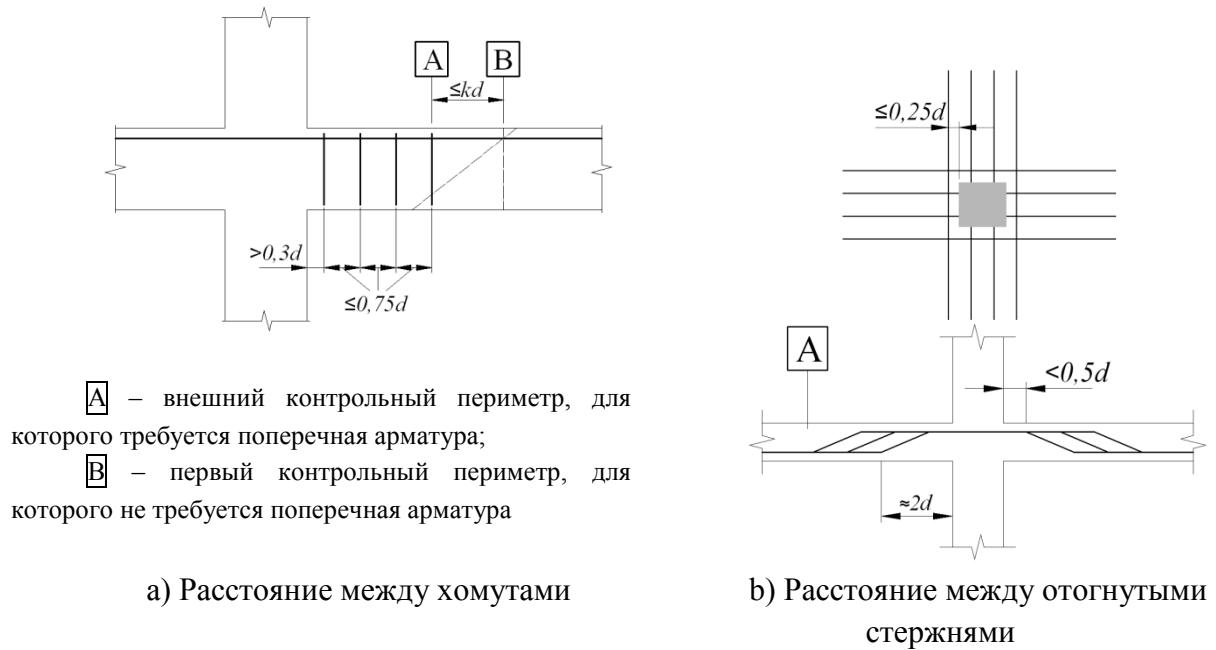


Рисунок 10.11 - Арматура в зоне продавливания

10.5 Колонны

10.5.1 Общие положения

10.5.1.2 Данный раздел действителен для колонн, у которых больший размер h не превышает четырехкратного меньшего размера b .

10.5.2 Продольная арматура

10.5.2.1 Продольные стержни, как правило, должны иметь диаметр не менее $\phi_{min} = 12$ мм.

10.5.2.2 Общее количество продольной арматуры не должно быть менее $A_{s,min}$ определяемого по формуле (10.12):

$$A_{s,min} = \frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ или } 0,002A_c, \text{ в зависимости от того, какое значение больше,} \quad (10.12)$$

где:

f_{yd} - расчетное значение предела текучести арматуры;

N_{Ed} - расчетное значение осевого сжимающего усилия.

10.5.2.3 Площадь продольной арматуры не должна превышать $A_{s,max} = 0,04A_c$, за исключением соединений внахлестку, если может быть показано, что структура бетона не ослабляется, и что полная прочность достигается в предельном состоянии по несущей способности. Это предельное значение может быть увеличено до $0,08A_c$ для соединений внахлестку.

10.5.2.4 Если колонна имеет полигональное поперечное сечение, не менее одного стержня должно быть расположено в каждом угле. Количество продольных стержней в

круглых колоннах должно быть не менее четырех.

10.5.3 Поперечная арматура

10.5.3.1 Диаметр поперечной арматуры (хомутов, петель или винтовой спиральной арматуры) не должен быть менее 6 мм или четверти максимального диаметра продольной арматуры, в зависимости от того, что больше. Диаметр проволоки в сварных сетках для поперечного армирования не должен быть менее 5 мм.

10.5.3.2 Поперечная арматура должна быть достаточно заанкерена.

10.5.3.3 Расстояние между поперечной арматурой вдоль колонны не должно быть больше $s_{cl, tmax}$ равного меньшему из трех следующих расстояний:

- 20-кратный диаметр наименьшего продольного стержня;
- наименьший размер колонны;
- 400 мм.

10.5.3.4 Максимальное расстояние, требуемое согласно 10.5.3.3, должно быть уменьшено путем умножения на коэффициент 0,6 в следующих случаях:

- (i) в сечениях, расположенных в пределах расстояния, равного наибольшему размеру поперечного сечения колонны, ниже или выше балки или плиты;
- (ii) вблизи соединений внахлестку, если наибольший диаметр продольных стержней больше 14 мм. Требуется как минимум три стержня, расположенных равномерно по длине нахлеста.

10.5.3.5 Когда направление продольных стержней изменяется, (например, при изменениях размера колонны), расстояние между поперечной арматурой должно быть рассчитано с учетом возникающих поперечных усилий. Эти эффекты могут быть проигнорированы, если изменение направления менее или равно 1/12.

10.5.3.6 Каждый продольный стержень или пучок стержней, расположенный в углу должен быть подкреплен поперечной арматурой. Ни один стержень в пределах сжатой зоны не должен быть удален более чем на 150 мм от подкрепляющего стержня.

10.6 Стены

10.6.1 Общие положения

10.6.1.1 Данный раздел действителен для железобетонных стен, у которых отношение длины к толщине составляет 4 и более и в которых арматура учитывается при расчете прочности. Количество и надлежащее конструирование арматуры могут быть определены по модели «распорка и тяж» (см. 7.4.3). Для стен, подверженных преимущественно изгибу из плоскости, действуют правила для сплошных плит (см. 10.3).

10.6.2 Вертикальная арматура

10.6.2.1 Площадь вертикальной арматуры должна быть в пределах между $A_{s, vmin} = 0,002A_c$, и $A_{s, vmax}$, где $A_{s, vmax} = 0,04A_c$, за исключением соединений внахлестку, если может быть показано, что структура бетона не ослабляется, и что

полная прочность достигается в предельном состоянии по несущей способности. Этот предел может быть удвоен для соединений внахлестку.

10.6.2.2 Если минимальная площадь арматуры $A_{s,vmin}$ определялась расчетом, то половина данной арматуры должна быть расположена с каждой стороны.

10.6.2.3 Расстояние между двумя соседними вертикальными стержнями не должно превышать трехкратную толщину стены или 400 мм в зависимости от того, что дает меньший результат.

10.6.3 Горизонтальная арматура

10.6.3.1 Горизонтальная арматура, направленная параллельно поверхности стены (и свободным краям) должна быть установлена у каждой поверхности. Она не должна быть менее $A_{s,hmin}$ составляющей либо 25% от вертикальной арматуры, либо $0,001A_c$, в зависимости от того, какое значение больше.

10.6.3.2 Расстояние между двумя соседним горизонтальными стержнями не должно быть более 400 мм.

10.6.4 Поперечная арматура

10.6.4.1 В каждой части стены, где общая площадь вертикальной арматуры у обеих граней превышает $0,02A_c$, поперечная арматура в форме хомутов должна быть установлена в соответствии с требованиями для колонн (см. 10.5.3). Большой размер, упомянутый в 10.5.3.4(i), должен быть не более четырехкратной толщины стены.

10.6.4.2 В местах, где главная арматура расположена близко к поверхностям (граням) стены, поперечная арматура должна быть установлена в форме хомутов, не менее четырех хомутов на 1 м^2 площади стены. Поперечную арматуру не требуется устанавливать, если используются сварные проволочные сетки и стержни с диаметром $\varnothing \leq 16 \text{ мм}$ при защитном слое бетона более $2\varnothing$.

10.7 Балки-стенки

10.7.1 Балки-стенки должны, как правило, содержать прямоугольные арматурные сетки с минимальной площадью $A_{s,dbmin}$, располагаемые около каждой грани (плоскости). Значение $A_{s,dbmin}$ принимается равным 0,1%, но не менее $150 \text{ мм}^2/\text{м}$ для каждой плоскости и в каждом направлении.

10.7.2 Расстояние между двумя соседними стержнями сетки не должно превышать двойную толщину балки-стенки или 300 мм.

10.7.3 Арматура, соответствующая рассмотренным в расчетной модели тяжам, должна быть полностью заанкерена для равновесия узла, путем изгиба, путем использования U - образных хомутов или при помощи анкерных устройств, если длина, доступная между узлом и концом балки, не обеспечивает требуемой длины анкеровки l_{bd} .

10.8 Фундаменты

10.8.1 Свайные ростверки

10.8.1.1 Расстояние от внешнего края сваи до края свайного ростверка должно быть таким, чтобы растягивающие усилия в свайном ростверке могли быть правильно заанкерены. Возможные отклонения в положении свай должны быть учтены.

10.8.1.2 Арматура свайного ростверка должна быть рассчитана при помощи модели «распорка и тяж» или расчетом на изгиб соответственно.

10.8.1.3 Главная растянутая арматура для сопротивления эффектам от воздействий должна быть сконцентрирована в напряженных зонах между верхами свай. Должен быть обеспечен минимальный диаметр стержня $\phi_{min} = 8\text{мм}$. Если площадь сечения этой арматуры по меньшей мере равна минимальному армированию, стержни, равномерно распределенные по нижней поверхности элемента конструкции, могут быть исключены. Также боковые и верхние поверхности элемента могут быть неармированными, если нет риска появления растягивающих усилий в этих частях элемента.

10.8.1.4 Сварные поперечные стержни могут быть использованы для анкерования растянутой арматуры. В этом случае поперечный стержень может рассматриваться как часть поперечной арматуры в зоне анкерования рассматриваемого арматурного стержня.

10.8.1.5 Сжатие, вызванное отпорной реакцией сваи, может быть принято распространяющимся под углом 45° от края сваи (см. рисунок 10.12). Это сжатие может быть учтено при расчете длины анкерования.

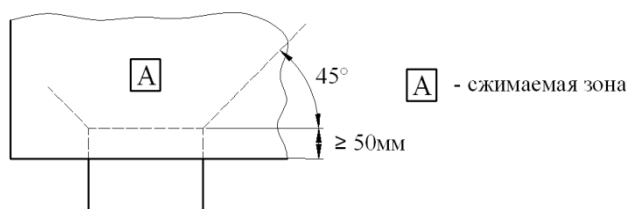


Рисунок 10.12 - Сжимаемая зона, увеличивающая анкерную способность

10.8.2 Фундаменты под колонны и стены

10.8.2.1 Общие положения

10.8.2.1.1 Продольная и поперечная арматура должна быть заанкерена согласно требованиям раздела 9. Должен быть обеспечен минимальный диаметр стержня $\phi_{min} = 8\text{мм}$. Для фундаментов может быть использована расчетная модель, приведенная в 10.8.2.2.

10.8.2.1.2 Главная арматура круглых фундаментов может быть ортогональной и сконцентрированной в середине фундамента на ширине $(50 \pm 10) \%$ диаметра фундамента, см. рисунок 10.13. В этом случае для целей расчета неармированные части элемента должны считаться неармированным бетоном.

10.8.2.1.3 Если эффекты от воздействий вызывают растяжение на верхней

поверхности фундамента, результирующие растягивающие напряжения должны быть проверены и, по мере необходимости, эти зоны должны быть заармированы.

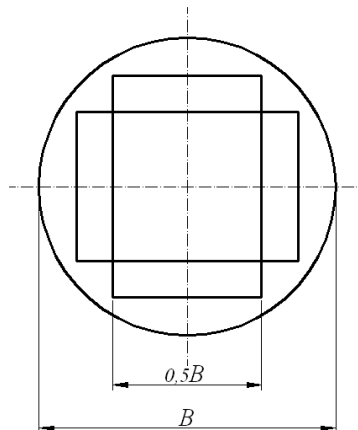


Рисунок 10.13 - Ортогональная арматура в круглых отдельных фундаментах на грунте

10.8.2.2 Анкеровка стержней

10.8.2.2.1 Растягивающее усилие в арматуре определяется из условий равновесия, принимая во внимание влияние наклонных трещин (см. рисунок 10.14). Растягивающее усилие F_s в сечении, расположенном на расстоянии x , должно быть передано на бетон в пределах того же расстояния x от края фундамента.

10.8.2.2.2 Растягивающее усилие, для которого необходимо обеспечить анкеровку, равно:

$$F_s = \frac{R \cdot z_e}{z_i}, \quad (10.13)$$

где:

R - результирующая давления грунта в пределах длины x ;

z_e - внешнее плечо сил, т. е. расстояние между R и вертикальным усилием N_{Ed} ;

N_{Ed} - вертикальное усилие, которое соответствует общему давлению (отпору) грунта между сечениями А и В;

z_i - внутреннее плечо сил, т. е. расстояние между арматурой и горизонтальным усилием F_c ;

F_c - сжимающее усилие, соответствующее максимальному растягивающему усилию $F_{s,max}$.

10.8.2.2.3 Плечи сил z_e и z_i могут быть определены с учетом необходимых сжатых зон для N_{Ed} и F_c . Упрощенно z_e может быть рассчитано с предположением, что $e = 0,15b$ (см. рисунок 10.14), и z_i может быть принято как $0,9d$.

10.8.2.2.4 Возможная длина анкеровки для прямых стержней обозначена l_b на рисунке 9.2. Если этой длины недостаточно для анкеровки F_s , стержни можно либо отогнуть, чтобы тем самым увеличить возможную длину анкеровки, либо они должны быть обеспечены анкерными устройствами.

10.8.2.2.5 Для прямых стержней без концевых анкеров минимальное значение x является определяющим. Упрощенно можно принять $x_{min} = h/2$. Для других способов анкеровки более высокие значения для x могут быть более критическими.

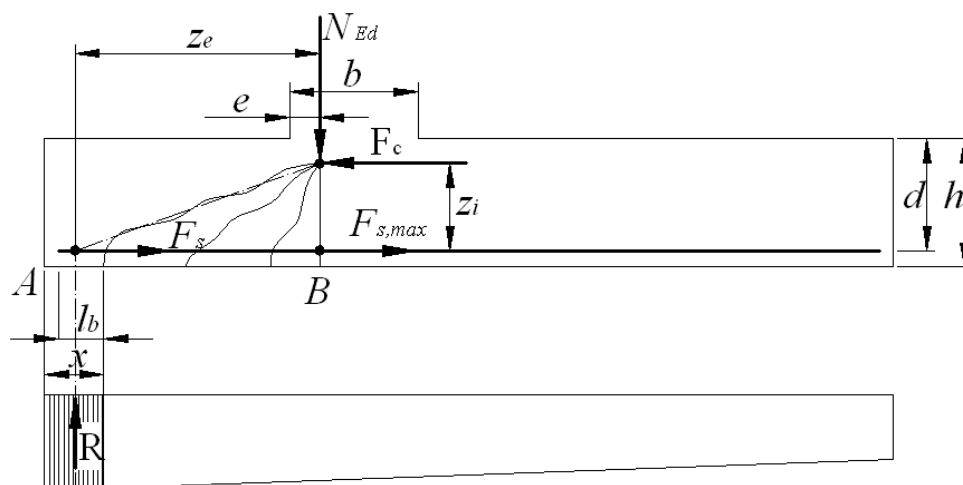


Рисунок 10.14 - Модель растягивающего усилия с учетом наклонных трещин

10.8.3 Распределительные балки

10.8.3.1 Распределительные балки, могут быть использованы, чтобы компенсировать влияние эксцентриситета нагружения фундаментов. Распределительные балки должны быть рассчитаны таким образом, чтобы они могли воспринимать возникающие изгибающие моменты и поперечные усилия. Минимальный диаметр стержня $\phi_{min} = 8\text{мм}$ должен быть обеспечен для арматуры, работающей на изгибающий момент.

10.8.3.2 Распределительные балки должны быть также рассчитаны на минимальную падающую нагрузку $q_1 = 10\text{кН/м}$, если воздействие трамбующего оборудования может оказывать влияние на распределительные балки.

10.8.4 Фундаменты под колонны на скальных грунтах

10.8.4.1 Необходимое количество поперечной арматуры должно быть установлено для сопротивления раскалывающим усилиям в фундаменте, если давление грунта в предельных состояниях по несущей способности больше $q_2 = 5\text{ МПа}$. Эта арматура может быть равномерно распределена в направлении раскалывающего усилия по высоте h (см. рисунок 10.15). Должен быть обеспечен минимальный диаметр стержня $\phi_{min} = 8\text{мм}$.

10.8.4.2 Раскалывающее усилие F_s может быть рассчитано по формуле (см. рисунок 10.15):

$$F_s = 0,25 \cdot \left(1 - \frac{e}{h}\right) N_{Ed}, \quad (10.14)$$

где h – меньшее значение из b и H .

10.8.5 Бурунабивные сваи

10.8.5.1 Следующий раздел действителен для армированных бурунабивных свай.

10.8.5.2 Для обеспечения свободного растекания бетона вокруг арматуры

первостепенное значение имеет соответствующее конструирование арматуры, арматурных каркасов и всех закладных изделий, исключающее отрицательное влияние на растрескивание бетона.

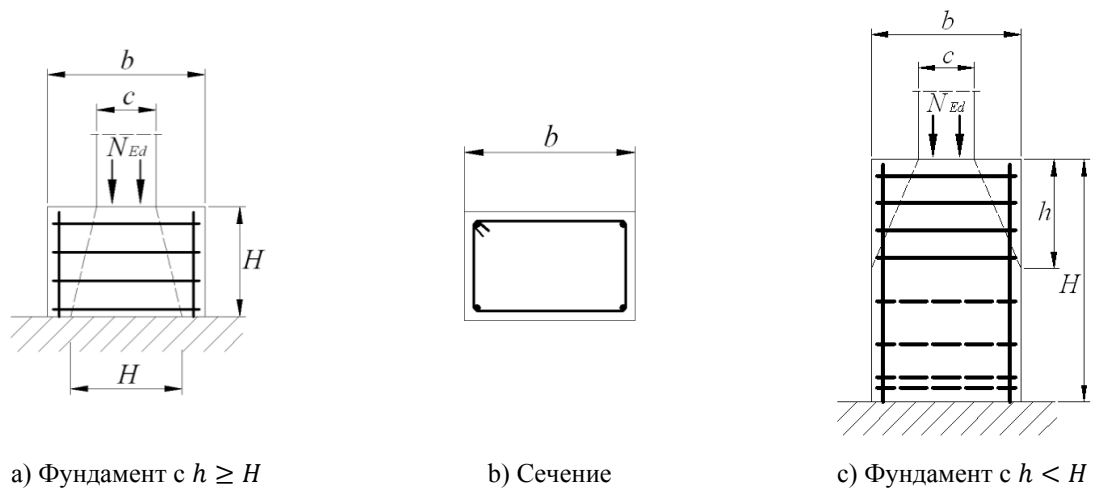


Рисунок 10.15 - Арматура, воспринимающая раскалывающие усилия, фундаментов на скальных грунтах

10.8.5.3 Для буронабивных свай должна быть обеспечена минимальная площадь продольной арматуры $A_{s,bpmin}$, соответствующая сечению сваи A_c (см. таблицу 10.1). Эта арматура должна быть распределена вдоль периметра сечения.

Минимальный диаметр продольных стержней должен быть не менее 16 мм. Сваи должны иметь не менее шести продольных стержней. Расстояние в свету между стержнями, измеренное вдоль периметра сваи, не должно превышать 200 мм.

10.8.5.4 О конструировании продольной и поперечной арматуры в буронабивных сваях см. EN 1536.

Таблица 10.1 - Рекомендуемая минимальная площадь продольной арматуры в монолитных буронабивных сваях

Сечение сваи: A_c	Минимальная площадь сечения продольной арматуры: $A_{s,bpmin}$
$A_c \leq 0,5\text{м}^2$	$A_s \geq 0,005A_c$
$0,5\text{м}^2 < A_c \leq 1,0\text{м}^2$	$A_s \geq 25\text{ см}^2$
$A_c > 1,0\text{м}^2$	$A_s \geq 0,0025A_c$

10.8.6 Фундаменты под колонны стаканного типа

10.8.6.1 Бетонные стаканы должны обеспечивать передачу вертикальных воздействий, изгибающих моментов и горизонтальных поперечных усилий от колонн на основание. Стакан должен быть достаточно большим, чтобы обеспечивать качественное заполнение бетоном пространства под колонной и вокруг нее.

10.8.6.1 Фундаменты стаканного типа со шпоночной поверхностью

10.9.6.1.1 Стаканы со специально созданными углублениями или шпонками могут рассматриваться как работающие монолитно с колонной.

10.9.6.1.2 В местах, где возникает вертикальное растяжение вследствие передачи моментов, требуется тщательное конструирование соединения внахлестку арматуры колонны и фундамента, учитывая разделение соединяемых внахлестку стержней. Длина нахлеста должна быть увеличена не менее чем на горизонтальное расстояние между стержнями в колонне и в фундаменте (смотри рисунок 10.16 а)). Для соединения внахлестку должна быть обеспечена необходимая горизонтальная арматура.

10.9.6.1.3 Расчет на продавливание должен производиться как для монолитного соединения колонна/фундамент как показано на рисунке 10.16 а), если условия передачи поперечного усилия по контакту между колонной и фундаментом проверены. В противном случае расчет на продавливание должен быть выполнен как для стаканов с гладкой поверхностью.

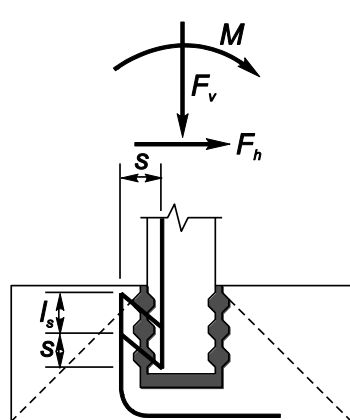
10.8.6.2 Фундаменты стаканного типа с гладкой поверхностью

10.9.6.2.1 Можно допустить, что усилия и момент могут быть переданы от колонны к фундаменту с помощью сжимающих усилий F_1 , F_2 и F_3 через бетон замоноличивания и соответствующих сил трения, как показано на рисунке 10.16 б). Модель требует, чтобы было обеспечено условие $l \geq 1,2h$.

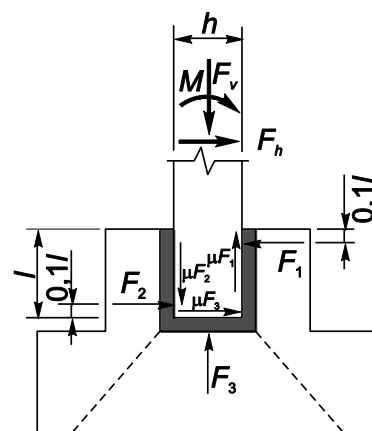
10.9.6.2.2 Коэффициент трения может быть принят не более чем $\mu = 0,3$.

10.9.6.2.3 Особое внимание должно быть уделено следующему:

- конструированию арматуры для восприятия усилия F_1 вверху стенок стакана;
- передаче усилия F_1 вдоль боковых стенок фундамента;
- анкеровке главной арматуры в колонне и стенках стакана;
- сопротивлению поперечному усилию колонны в пределах стакана;
- сопротивлению продавливанию плиты фундамента от усилия в колонне, при вычислении которого может быть учтен монолитный бетон, расположенный под сборным элементом.



(а) со шпоночной поверхностью



(б) с гладкой поверхностью

Рисунок 10.16 - Фундаменты стаканного типа

10.9 Связевые системы

10.9.1 Общие положения

10.9.1.1 Конструкции, которые не проектируются для восприятия особых воздействий, должны иметь соответствующую систему связей, предотвращающую прогрессирующее обрушение, обеспечивая альтернативные пути передачи нагрузки после наступления локального разрушения. Следующие простые правила позволяют выполнить это требование.

10.9.1.2 Должны быть предусмотрены следующие связи:

- а) периметрические связи;
- б) внутренние связи;
- в) горизонтальные связи колонн и стен;
- г) где это необходимо, вертикальные связи, особенно в панельных зданиях.

10.9.1.3 Если здание разделено температурными швами на отдельные конструктивно независимые отсеки (блоки), каждый отсек (блок) должен иметь свою независимую систему связей.

10.9.1.4 При расчете связей может быть принято, что арматура работает с характеристическим сопротивлением и способна воспринимать усилия, определенные в последующих пунктах.

10.9.1.5 Арматура, предусмотренная для других целей в колоннах, стенах, балках и перекрытиях, может быть учтена частично или полностью в качестве связей.

10.9.1.6 Для плитных элементов, нагруженных в их собственной плоскости, например, в стенах и диафрагмах перекрытия, необходимое взаимодействие может быть достигнуто объединением конструкции с наружными и/или внутренними связями.

Эти же элементы могут также действовать для предотвращения прогрессирующего обрушения.

10.9.2 Подбор сечений связей

10.9.2.1 Общие положения

10.9.2.1.1 Связи предусмотрены как минимальная арматура, а не как дополнительная к арматуре, которая требуется по статическому расчету.

10.9.2.2 Периферийные связи

10.9.2.2.1 В уровне каждого перекрытия и в уровне покрытия, должны быть установлены эффективные непрерывные связи на расстоянии не более 1,2 м от края. Связь может включать арматуру, которая является частью внутренней связи.

10.9.2.2.2 Периферийная связь должна воспринимать растягивающее усилие:

$$F_{tie,per} = l_i \cdot q_1 \leq Q_2, \quad (10.15)$$

где:

$F_{tie,per}$ - усилие растяжения в связи;

l_i - длина крайнего пролета;

$$q_1 = 10 \text{ кН/м};$$

$$Q_2 = 70 \text{ кН}.$$

10.9.2.3 Внутренние связи

10.9.2.3.1 Эти связи должны быть предусмотрены в уровне каждого перекрытия и в уровне покрытия в двух направлениях, примерно под прямым углом. Они должны быть непрерывными по всей длине и заанкерены в периметрических связях на каждом конце, если они не продолжают как горизонтальные связи к колоннам и стенам.

10.9.2.3.2 Внутренние связи могут быть полностью или частично равномерно распределены в плитах, могут быть сгруппированы в балках и стенах или в других соответствующих положениях. В стенах они должны располагаться внутри на расстоянии 0,5 м от верха или от низа плит перекрытия, см. рисунок 10.17.

10.9.2.3.3 В каждом направлении внутренние связи должны быть достаточными для того, чтобы воспринимать расчетное значение растягивающего усилия $F_{tie,int} = 20 \text{ кН/м}$, на 1 м ширины.

10.9.2.3.4 В перекрытиях без стяжек, где связи не могут быть распределены поперек пролета, связи могут быть сгруппированы вдоль направлений балок. В этом случае минимальное усилие в направлении внутренней балки составляет:

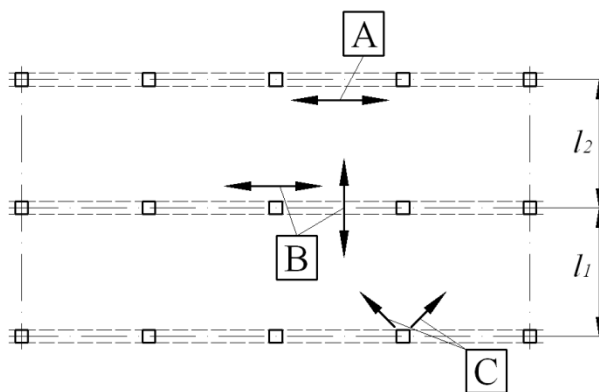
$$F_{tie} = \frac{q_3 \cdot (l_1 + l_2)}{2} \geq q_4, \quad (10.16)$$

где:

l_1, l_2 – пролеты, м, плит перекрытия с обеих сторон балки (см. рисунок 10.17);

$q_3 = 20 \text{ кН/м}$, $q_4 = 70 \text{ кН}$.

10.9.2.3.5 Внутренние связи должны быть соединены с периметрическими связями таким образом, чтобы обеспечивалась передача усилий.



[A] – наружная связь; [B] – внутренняя связь; [C] – горизонтальная связь по колонне или стене

Рисунок 10.17 - Связи для особых воздействий

10.9.2.4 Горизонтальные связи колонн и стен

10.9.2.4.1 Крайние колонны и стены должны быть связаны в горизонтальной плоскости с конструкцией в уровне каждого перекрытия и покрытия.

10.9.2.4.2 Связи должны быть способны воспринимать растягивающее усилие $f_{tie,fac} = 20 \text{ кН/м}$ на 1 м фасада. Для колонн усилие не должно превышать $F_{tie,col} = 194$

150 кН.

10.9.2.4.3 Угловые колонны должны быть связаны в двух направлениях. Арматура, составляющая периметрические связи, в этом случае может быть использована как горизонтальная связь.

10.9.2.5 Вертикальные связи

10.9.2.5.1 Вертикальные связи в зданиях, имеющих пять этажей и более, должны быть установлены в колоннах и/или стенах, для ограничения обрушения перекрытия в случае чрезвычайного выхода из строя находящейся ниже опоры/стены. Эти связи должны образовывать часть системы вертикальных связей, перекрывающих поврежденную зону.

10.9.2.5.2 Как правило, непрерывные вертикальные связи должны проходить снизу доверху, быть способными воспринимать нагрузку для особой расчетной ситуации, действующую в перекрытии над вышедшей из строя колонной/стеной. Другие решения, например основанные на диафрагменной работе сохранившихся стеновых элементов и/или мембранной работе перекрытий, могут быть использованы, если равновесие и достаточная способность к деформации могут быть проверены.

10.9.2.5.3 Если колонна/стена поддерживается на ее нижнем уровне не фундаментом, а другим элементом (например, балка или плита перекрытия), необходимо учесть в расчетах неожиданный выход из строя этого элемента и обеспечить соответствующий альтернативный путь передачи усилия.

10.9.3 Непрерывность и анкеровка связей

10.9.3.1 Связи в двух горизонтальных направлениях должны быть эффективно непрерывными и быть заанкеренными по периметру конструкции.

10.9.3.2 Связи могут быть расположены полностью в пределах монолитной бетонной стяжки или в соединениях сборных элементов. Если связи не являются непрерывными на одном уровне, должно быть учтено действие изгиба вследствие эксцентриситета.

10.9.3.3 Как правило, связи не должны соединяться внахлестку в узких швах между сборными элементами. В таких случаях должны быть использованы механические анкера.

10.10 Отдельные правила для предварительно напряженных элементов без сцепления арматуры с бетоном

10.10.1 При проектировании железобетонных предварительно напряженных конструкций с напрягаемой арматурой без сцепления ее с бетоном необходимо руководствоваться требованиями СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и настоящим пособием в части материалов и методик оценки предельных состояний.

10.10.2 Конструкции с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном соответствуют требованиям по долговечности согласно СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и раздела 5 настоящего пособия. Допустимые значения ширины раскрытия трещин

устанавливаются с учетом наличия и защиты от коррозии дополнительной ненапрягаемой арматуры.

10.10.3 Бетоны, применяемые для конструкций, назначают по СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и настоящим пособием в соответствии с СТ РК EN 206-1. Величина предварительного напряжения в напрягаемой арматуре при ее натяжении, передаточная прочность бетона и сжимающие напряжения в бетоне в момент передачи усилия обжатия назначаются в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и настоящим пособием.

10.10.4 В качестве напрягаемой арматуры в предварительно напряженных конструкциях без сцепления арматуры с бетоном применяют семипроволочные спиральные канаты согласно СТ РК EN10138-3.

10.10.5 В качестве дополнительной ненапрягаемой арматуры применяют:

- стержневую арматуру классов St400, St500 по СТ РК 1704;
- проволочную арматуру класса St500 по СТ РК 1704 для сварных сеток.

Применяемая арматура должна иметь чистую поверхность, очищенную от грязи и влаги, не иметь следов коррозии. При анкеровке в бетоне поверхность напрягаемой арматуры по концам должна быть обезжирена и очищена насухо.

10.10.6 Для каналобразователей применяют гибкие трубки из полиэтилена или другого материала, инертного к металлу и бетону. Трубки каналобразователей должны обладать достаточной гибкостью и прочностью для обеспечения требуемых перегибов арматурных элементов в пролетах и над опорами, неизменяемостью размера поперечного сечения под давлением свежееуложенного бетона, а также стойкостью к защитным обмазкам арматуры и долговечностью. Внутренний диаметр трубок должен быть больше диаметра арматурного элемента (каната, стержня) на 3–4 мм. Стыковку трубок каналобразователей производят посредством термоусаживаемых трубчатых полимерных муфт.

10.10.7 Напрягаемую арматуру в конструкциях с натяжением на бетон следует, как правило, располагать в закрытых каналах, образуемых преимущественно извлекаемыми каналобразователями из полимерных материалов.

10.10.8 При устройстве каналов с неизвлекаемыми каналобразователями рекомендуется применять неоцинкованные гибкие стальные рукава и гофрированные трубы. При этом материал заполнения каналов должен исключать увеличение его объема при замораживании, а величина защитного слоя бетона должна быть на 10 мм более указанной в таблице 9.4.

10.10.9 Неизвлекаемые каналобразователи из цельнотянутых или полимерных труб допускается применять только на коротких участках в стыках между сборными блоками составных по длине конструкций и в местах перегибов и анкеровки напрягаемой арматуры.

10.10.10 Арматура при натяжении на бетон должна быть защищена покрытием в виде смазки без разрывов сплошности. Смазка должна иметь срок службы, соответствующий сроку эксплуатации зданий и сооружений, обладать достаточной адгезией к металлу, быть взрывобезопасной и нетоксичной, не содержащей воду и

свободные органические кислоты, быть неагрессивной к материалам каналообразователя и бетону.

10.10.11 Конструкции анкерных устройств должны обеспечивать надежную анкеровку напрягаемой арматуры по концам на весь заданный срок эксплуатации зданий, сооружений. Для анкеровки применяют обжимные гильзы, клиновые, петлевые и другие анкеры. Металлические элементы анкерных устройств и обжимные гильзы должны быть изготовлены на специализированных предприятиях. Все изделия при поставке должны сопровождаться технической документацией, в которой указывают их назначение, марку металла, руководство по установке и гарантийные обязательства. Анкерные

устройства, применяемые впервые, должны быть испытаны. Заключение, подготовленное на основании полученных результатов проведенных испытаний, должно быть включено в общую документацию при вводе сооружения в эксплуатацию.

10.10.12 Напрягаемую арматуру изготавливают и устанавливают в проектное положение в виде арматурных изделий до укладки бетона конструкции. Каждое арматурное изделие должно быть в виде стального каната (или пучка проволок) с антикоррозийным покрытием, размещенного в трубчатом каналообразователе и снабженного по концам анкерными устройствами.

10.10.13 Предварительное напряжение арматуры производят механическим способом с контролем величины предварительного напряжения по показателям манометра натяжного устройства и величине удлинения напрягаемой арматуры. Натяжение напрягаемой арматуры допускается производить с одной или с двух сторон конструкции. Допускается как поочередное, так и групповое натяжение арматурных элементов одновременно.

10.10.14 Размеры сечений конструкций с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном назначаются по расчету в зависимости от действующих усилий, создаваемых приложенными нагрузками и воздействиями, применяемых материалов, условий эксплуатации и функционального назначения сооружения. При назначении размеров сечений и общих размеров конструкций следует соблюдать требования СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и настоящего пособия.

10.10.15 Для междуэтажных плоских перекрытий с равномерным распределением канатов по полю плиты принимается $l/h \leq 40$, для покрытий - $l/h \leq 45$. Минимальная толщина плиты составляет 200 мм.

10.10.16 В междуэтажных плоских перекрытиях, при толщине плиты до 450 мм включительно, напрягаемые арматурные изделия допускается располагать горизонтально как по длине пролета, так и на участках, где изгибающий момент меняет знак.

10.10.17 Длину стержней ненапрягаемой арматуры, связанной с бетоном, назначают по огибающей эпюре моментов с учетом длины их анкеровки по обоим концам стержней за пределами этой эпюры.

10.10.18 При пролетах перекрытий более 8 м рекомендуется применять концентрированное размещение напрягаемых арматурных изделий в межколонных полосах (рисунок 10.17а) или их равномерное распределение по полю плиты (рисунок

10.186). При пролетах перекрытий до 8 м включительно напрягаемые арматурные изделия главного направления рекомендуется группировать по линии опор, а по полю плиты - распределять равномерно в одном или двух направлениях (рисунок 10.18в, г). В створе колонн необходимо располагать не менее двух напрягаемых арматурных изделий. Шаг равномерно распределенных по полю плиты напрягаемых арматурных изделий не должен превышать восьми толщин плиты ($8h$).

Допускается непрямолинейное расположение осей напрягаемых арматурных изделий в плане с радиусом поворота их не менее 2 м и с общим углом поворота не более 180° .

10.10.19 Дополнительная ненапрягаемая арматура в плитах перекрытий устанавливается в виде плоских сварных или вязаных сеток. Нижняя арматура должна быть неразрывной по всему полю плиты. Верхние сетки устанавливаются в приколонных зонах плиты в пределах расчетной полосы армирования, ширина которой принимается равной сумме размера поперечного сечения колонны и утроенной рабочей высоты поперечного сечения плиты перекрытия или капители (рисунок 10.19). Минимальная площадь ненапрягаемой арматуры, устанавливаемой над опорами, определяется из условия (10.18):

$$A_{sc,min} = 0,00075A_{sf}, \quad (10.17)$$

где $A_{sc,min}$ - минимальная площадь ненапрягаемой арматуры в сечении над опорой;

A_{sf} - большая площадь поперечного сечения расчетной полосы в ортогональных направлениях на рассматриваемой опоре.

10.10.20 Ненапрягаемую арматуру или дополнительную напрягаемую арматуру в плитных конструкциях следует устанавливать в тех зонах конструкции, в которых средние напряжения обжатия в расчетной полосе составляют менее $0,7 \text{ Н/мм}^2$. При этом должно соблюдаться условие:

$$\left(\frac{P_{m,t}}{A_c}\right)/0,70 + A_{s,min}/(0,0018A_{ct}) \geq 1, \quad (10.18)$$

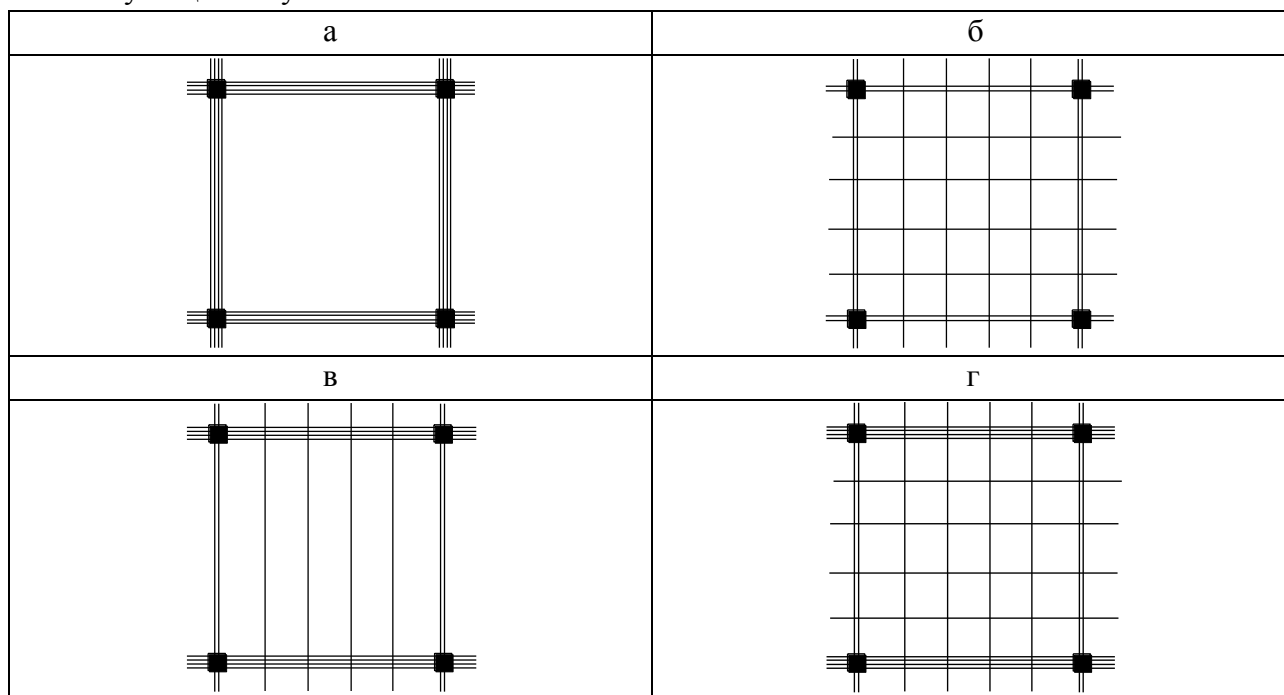
где A_{ct} - площадь сечения бетона растянутой зоны, определяемая как произведение ширины расчетной полосы на половину толщины плиты.

10.10.21 Напрягаемые арматурные изделия, применяемые для восприятия температурно-усадочных напряжений, следует располагать на расстоянии, не превышающем 1800 мм.

10.10.22 В ненапряженных зонах плоских плит следует устанавливать дополнительную ненапрягаемую арматуру (рисунок 10.20). Минимальная площадь ненапрягаемой арматуры, располагаемой перпендикулярно грани плиты, должна быть не менее $0,0013bh$ или $1/4$ площади арматуры, располагаемой параллельно грани. Ненапрягаемая арматура располагается на длине, равной сумме l_0 или $0,7l_0$ и полной длины анкеровки (где l_0 - расстояние между напрягаемыми элементами согласно рисунку 10.20).

10.10.23 В конструкциях с напрягаемой арматурой без сцепления с бетоном на стадии обжатия в рабочей площади бетона не учитывают площадь закрытых и открытых каналов. При расчете этих конструкций на стадии эксплуатации допускается

в расчетной площади сечения бетона учитывать сечение бетона омоноличивания открытых каналов при условии выполнения специальных технологических мероприятий и установке в бетоне омоноличивания ненапрягаемой арматуры. При этом ширина раскрытия трещин в бетоне омоноличивания не должна превышать $w_k = 0,3$ мм. Площадь сечения закрытых каналов в расчетах конструкций на стадии эксплуатации не учитывается.



а - концентрированное размещение напрягаемых арматурных изделий в межколонных полосах;

б - равномерное распределение напрягаемых арматурных изделий по полю плиты;

в - концентрированное размещение напрягаемых арматурных изделий в межколонных полосах одного главного направления с равномерным распределением по полю плиты в одном направлении;

г - концентрированное размещение напрягаемых арматурных изделий в межколонных полосах одного главного направления с равномерным распределением по полю плиты в двух направлениях.

Рисунок 10.18 - Варианты расположения напрягаемых арматурных изделий

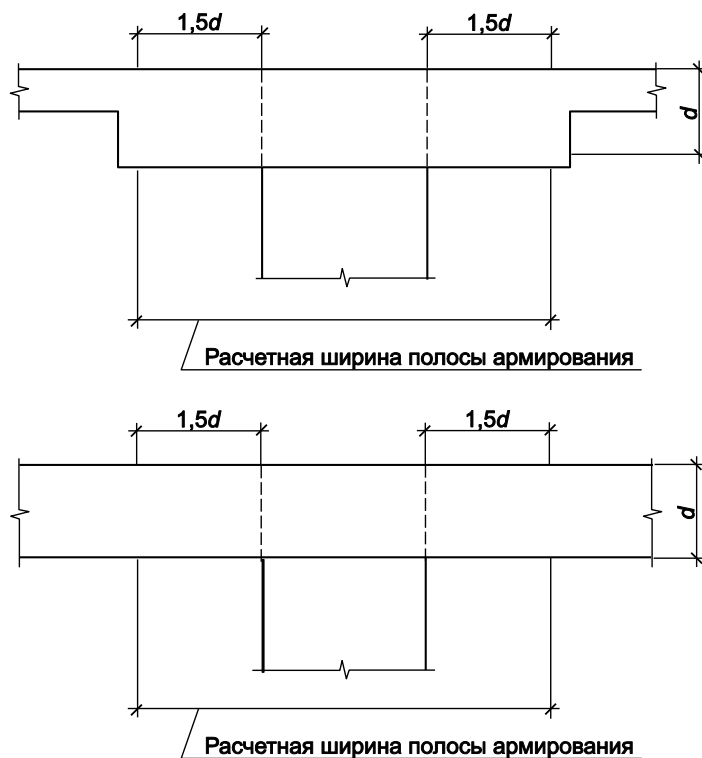


Рисунок 10.19 - Схема определения расчетной полосы армирования

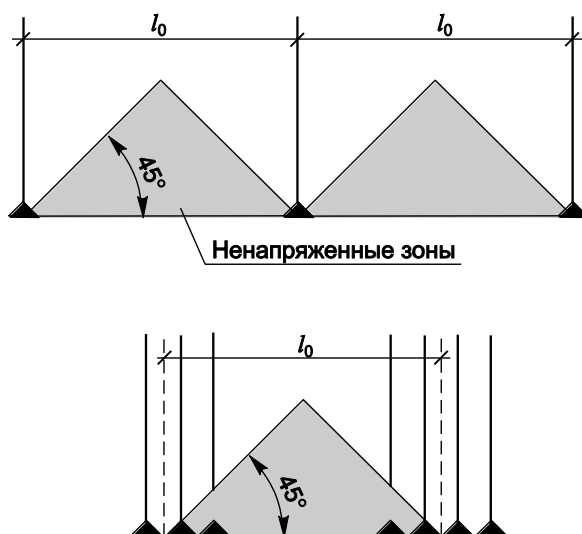


Рисунок 10.20 - Схемы расположения ненапряженных зон, в которых следует устанавливать дополнительную ненапрягаемую арматуру

10.10.24 Для обеспечения сцепления бетона омоноличивания в открытых каналах с бетоном предварительно напряженного элемента рекомендуется предусматривать:

– выпуски из тела бетона предварительно напряженных элементов арматурных стержней или концов хомутов с шагом не более 100 мм;

– покрытие очищенной поверхности бетона, примыкающей к бетону омоноличивания, и напрягаемой арматуры цементным коллоидным или полимерным клеем;

– применение для омоноличивания бетона, имеющего водоцементное отношение не более 0,4;

– покрытие наружной поверхности бетона омоноличивания противоусадочным пароизолирующим составом.

10.10.25 При назначении расстояний в свету между арматурными элементами в конструкциях с арматурой, натягиваемой на бетон, следует соблюдать требования, указанные в таблице 10.2.

При смешанном армировании минимальное расстояние между ненапрягаемым арматурным стержнем и стенкой закрытого канала следует принимать, руководствуясь указаниями, относящимися к стержням.

10.10.26 В элементах с натяжением арматуры на бетон зону омоноличивания наружных анкеров следует армировать поперечными сетками из стержней периодического профиля диаметром не менее 10 мм с ячейкой не более 100×100 мм. Расстояние между сетками должно быть не более 100 мм.

10.10.27 При расчете предварительно напряженных элементов с натяжением арматуры на бетон, место передачи сосредоточенных усилий с напрягаемой арматуры на бетон следует принимать в месте опирания или закрепления анкеров. Армирование зоны передачи на бетон сосредоточенных усилий необходимо выполнять по результатам расчета на местное действие усилия.

10.10.28 Для омоноличивания напрягаемой арматуры, расположенной в открытых каналах, следует использовать бетон класса по прочности на сжатие не ниже $C^{25}_{/30}$. Инъектирование арматурных каналов в предварительно напряженных конструкциях должно производиться раствором, имеющим прочность на сжатие в возрасте 28 суток не ниже 29 МПа.

10.10.29 Толщина защитного слоя бетона от его наружной поверхности до поверхности арматурного элемента или канала должна быть не менее указанной в таблице 10.2. Для напрягаемой арматуры, размещаемой в закрытых каналах, защитный слой бетона принимается относительно поверхности канала. Для каналов диаметром 110 мм толщину защитного слоя следует назначать равной 50 мм. При диаметрах каналов свыше 110 мм принимаемую толщину защитного слоя следует проверять расчетом на силовые воздействия давлением раствора при инъектировании.

10.10.30 Прочность анкеров, применяемых в конструкциях с натяжением арматуры на бетон, не должна быть менее прочности арматурных элементов, закрепляемых анкерами.

10.10.31 В изгибаемых элементах следует избегать расположения анкеров арматуры в зонах бетона, где главные растягивающие и сжимающие напряжения составляют свыше 90 % предельных значений, установленных для этих напряжений.

10.10.32 В зоне расположения анкеров напрягаемых арматурных элементов без сцепления с бетоном под опорными плитами следует устанавливать дополнительную поперечную (косвенную) арматуру по расчету на местные напряжения. Дополнительную арматуру выполняют из стержней периодического профиля с шагом между ними не более, 100 мм в сетках и не более 60 мм в спиралях.

10.11 Отдельные правила для проектирования и конструирования

10.11.1 Моменты от заземления плит

10.11.1.1 Моменты заземления могут быть восприняты верхней арматурой, которая размещается в слое омоноличивания или в пробках открытых полостей пустотных элементов. Горизонтальное поперечное усилие в шве должно быть проверено на срез по контакту между поверхностями сборного элемента и бетона омоноличивания. Длина верхней арматуры должна соответствовать 10.2.1.3.

10.11.1.2 Непредусмотренные эффекты от ограничения на опорах свободно опертых плит должны быть учтены специальным армированием и/или конструированием.

Таблица 10.2

Назначаемые расстояния в свету	Минимальное расстояние, мм	
	по абсолютному значению	в зависимости от диаметра канала ϕ_k , мм
1. Между стенками круглых закрытых каналов при диаметрах каналов, мм: 90 и менее св. 90 до 110 “ 110	60 80 по расчету	$\phi_k - 1$
2. Между пучками из параллельных высокопрочных проволок, пучками из арматурных канатов, а также стальными канатами (спиральными, двойной свивки и закрытыми) при расположении их в открытых каналах: в один ряд в два ряда	30 40	— —
3. Между стенками каналов с одиночными стержнями, напрягаемыми электротермическим способом, при каналах: закрытых открытых	100 130	— —

10.11.2 Соединения стен с перекрытиями

10.11.2.1 В стеновых элементах, установленных на плитах перекрытия, арматура должна быть, как правило, предусмотрена с учетом возможных эксцентриситетов и концентраций вертикальной нагрузки в конце стены. Для элементов перекрытий см. 10.11.1.2.

10.11.2.2 Не требуется установка специальной арматуры, если вертикальная нагрузка на единицу длины менее или равна $0,5 \cdot h \cdot f_{cd}$, где h - толщина стены, см. рисунок 10.21. Нагрузка может быть увеличена до $0,6 \cdot h \cdot f_{cd}$, если имеется арматура, расположенная в соответствии с рисунком 10.21, с диаметром $\varnothing \geq 6$ мм, и расстояние s не больше наименьшего значения из h и 200 мм. При больших нагрузках арматура должна быть рассчитана согласно 10.11.2.1. Отдельная проверка должна быть сделана для нижележащей стены.

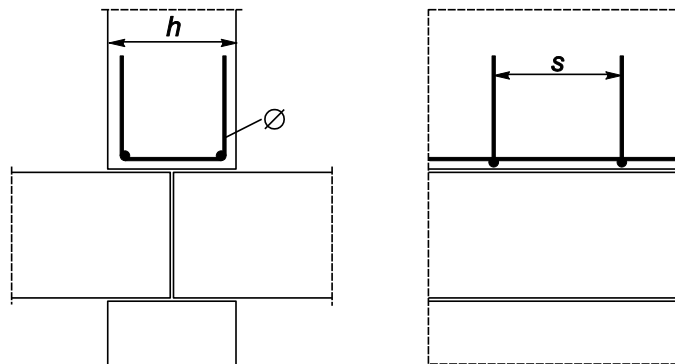


Рисунок 10.21 - Пример армирования стены над соединением двух плит перекрытия

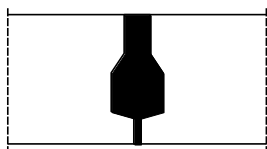
10.11.3 Системы перекрытий

10.11.3.1 Конструирование систем перекрытий должно соответствовать предпосылкам расчета и проектирования. Должны быть учтены определяющие стандарты на изделия.

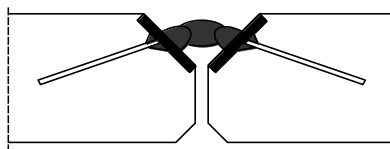
10.11.3.2 Если при расчете учитывается поперечное распределение нагрузок между соседними (смежными) элементами, то должны быть предусмотрены соответствующие соединения для передачи поперечного усилия.

10.11.3.3 Эффекты от возможных защемлений сборных элементов должны быть учтены в тех случаях, когда при расчете было принято свободное опирание.

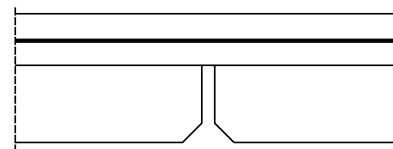
10.11.3.4 Передача поперечного усилия в соединениях может быть обеспечена различными способами. Три основных типа исполнения соединений показаны на рисунке 10.22.



а) Зabetонированные или заполненные раствором шпоночные соединения



б) Сварные или болтовые соединения (в качестве примера приведен один из видов сварного соединения)



с) Армированное бетонное покрытие (для передачи поперечного усилия в предельном состоянии по несущей способности могут потребоваться вертикальные арматурные соединения)

Рисунок 10.22 - Примеры соединений для передачи сдвига

10.11.3.5 Поперечное распределение нагрузок должно быть основано на расчете или испытаниях, учитывая возможные различия в нагрузках, приложенных к сборным элементам. Поперечное усилие, действующее между элементами перекрытия, как правило, должно быть учтено при проектировании соединений и прилегающих частей элементов (например, внешние ребра или стенки).

Для перекрытий с равномерно распределенной нагрузкой, при отсутствии более точного расчета, поперечное усилие на единицу длины стыкового соединения может быть определено следующим образом:

$$v_{Ed} = q_{Ed} \cdot \frac{b_e}{3}, \quad (10.9)$$

где:

q_{Ed} - расчетное значение полезной нагрузки, кН/м²;

b_e - ширина элемента конструкции.

10.11.3.6 Если сборные перекрытия рассматриваются как диафрагмы для передачи горизонтальных усилий к раскрепляющим элементам, следует учитывать следующее:

- диафрагма должна быть частью действительной конструктивной модели, учитывающей совместность деформаций с раскрепляющими элементами;
- эффекты горизонтальных деформаций должны быть учтены для всех частей конструкции, участвующих в передаче горизонтальных нагрузок;
- диафрагма должна быть армирована для восприятия растягивающих усилий, принятых в конструктивной модели;
- при конструировании арматуры должна быть учтена концентрация напряжений около отверстий и соединений.

10.11.3.7 Поперечная арматура для передачи поперечного усилия в продольном направлении соединений в диафрагме может быть сконцентрирована вдоль опор, образуя связи, входящие в конструктивную модель. Эта арматура может быть расположена в бетонном покрытии, если оно имеется.

10.11.3.8 Сборные элементы со слоем бетонного покрытия (набетонки), имеющего толщину не менее 40 мм, могут быть рассчитаны как сборно-монолитные элементы, срез по контакту следует проверять на срез по контакту между поверхностями сборного элемента и бетона омоноличивания. Сборный элемент должен быть проверен на всех

стадиях строительства, до и после того как обеспечена совместная работа сборной и монолитной частей.

10.11.3.9 Поперечная арматура для изгиба и других воздействий может полностью находиться в бетонном покрытии (набетонке). Конструирование должно соответствовать расчетной модели, например, если расчетная модель предполагала работу в двух направлениях.

10.11.3.10 Стенки или ребра отдельных плитных элементов (например, плиты, которые не соединены для передачи поперечного усилия) должны иметь поперечную арматуру, как это предписано для балок.

10.11.3.11 Перекрытия со сборными ребрами и блоками заполнения, выполненные без бетонного покрытия (набетонки), могут быть рассчитаны как сплошные плиты, если поперечные ребра из монолитного бетона исполнены с непрерывной арматурой, проходящей через продольные ребра сборного элемента, и расположены с расстоянием s_T согласно таблице 10.3.

10.11.3.12 В диафрагме, составленной из взаимодействующих между собой сборных плит с бетонированными или заполненными раствором соединениями, среднее напряжение продольного среза v_{Rdi} должно быть ограничено до 0,1 МПа при очень гладких поверхностях и до 0,15 МПа — при гладких и шероховатых поверхностях. Определение поверхностей дано в 10.11.3.13.

10.11.3.14 Если отсутствуют более точные данные по степени шероховатости, поверхности могут быть классифицированы: очень гладкая, гладкая, шероховатая или шпоночная с последующими примерами:

– *очень гладкая*: поверхность, полученная как отпечаток от поверхности стали, пластмассы или специально подготовленной деревянной опалубки: $c = 0,025 - 0,10$ и $\mu = 0,5$;

– *гладкая*: поверхность была выровнена и заглажена после вибрирования или получена при изготовлении в слипформерах: $c = 0,20$ и $\mu = 0,6$;

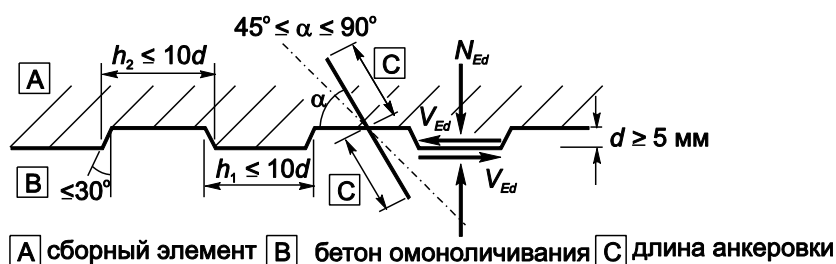


Рисунок 10.23. Шпоночное исполнение контакта

– *шероховатая*: поверхность с шероховатостью не менее 3 мм на расстоянии примерно 40 мм, образованная реечным скребком, обнажением заполнителя или другими методами, которые приводят к эквивалентным характеристикам: $c = 0,40$ и $\mu = 0,7$;

- *шпоночная*: поверхность согласно рисунку 10.23: $c = 0,5$ и $\mu = 0,9$.

Таблица 10.3 - Наибольшее расстояние между поперечными ребрами, s_T , для расчета перекрытий с ребрами и блоками заполнения как сплошных плит. s_L - расстояние между продольными ребрами, l_L - длина (пролет) продольных ребер, h - толщина ребристых перекрытий

Вид нагрузки	$s_L \leq l_L/8$	$s_L > l_L/8$
Нагрузки для жилых зданий, снег	Не требуется	$s_T \leq 12h$
Другие	$s_T \leq 10h$	$s_T \leq 8h$

10.11.4 Соединения и опорные части сборных элементов

10.11.4.1 Материалы

10.11.4.1.1 Материалы для соединений должны быть:

- надежными и долговечными в течение проектного срока службы конструкции;
- химически и физически совместимыми;
- защищены против агрессивных химических и физических воздействий;
- иметь огнестойкость такую же, как и огнестойкость конструкции.

10.11.4.1.2 Опорные прокладки должны иметь прочность и деформационные свойства в соответствии с расчетными предпосылками.

10.11.4.1.3 Металлические крепежные устройства для фасадов, не попадающие в классы условий эксплуатации Х0 и ХС1 (таблица 5.2) и не защищенные от воздействий окружающей среды, должны быть изготовлены из коррозионностойких материалов. Если осмотр в процессе эксплуатации возможен, может быть использован материал с покрытием.

10.11.4.1.4 Перед выполнением сварки способность материала к отжигу (прокаливанию) или холодной формовке должна быть проверена.

10.11.4.2 Общие правила расчета и конструирования соединений

10.11.4.2.1 Соединения должны быть способны сопротивляться действию нагрузок, соответствующих предпосылкам расчета, воспринимать необходимые деформации и обеспечивать живучесть конструкции.

10.11.4.2.2 Преждевременное раскалывание или откалывание бетона на концах элементов должны быть исключены, учитывая:

- относительные смещения между элементами;
- отклонения;
- требования монтажа;
- простоту возведения;
- простоту инспекционной проверки.

10.11.4.2.3 Проверка несущей способности и жесткости соединений может быть основана на расчете, возможно, сопровождаемом испытаниями (расчет, сопровождаемый испытаниями, см. СН РК EN 1990, приложение D). Расчетные значения, основанные на испытаниях, должны учитывать неблагоприятные отклонения от условий испытаний.

10.11.4.3 Соединения, передающие усилия сжатия

10.11.4.3.1 В сжатых соединениях можно пренебречь поперечными усилиями, если они составляют менее 10 % сжимающего усилия.

10.11.4.3.2 Для соединений с прослоечными материалами типа раствора, бетона или полимеров относительное перемещение между соединяемыми поверхностями должно быть исключено в течение периода затвердевания материала.

10.11.4.3.3 Соединения без прослоечных материалов (сухие соединения) должны применяться только тогда, когда может быть достигнуто требуемое качество производства работ. Среднее напряжение (давление) на опоре между плоскими поверхностями не должно превышать $0,3 \cdot f_{cd}$. Сухие соединения, имеющие искривленные (выпуклые) поверхности, должны быть рассчитаны с учетом геометрии.

10.11.4.3.4 Следует учитывать поперечные растягивающие напряжения в соседних (смежных) элементах. Они могут возникнуть вследствие сосредоточенного сжатия согласно рисунку 10.24а или вследствие расширения мягких прокладок согласно рисунку 10.24б.

10.11.4.3.5 При отсутствии более точных моделей сечение арматуры в случае б) может быть рассчитано по формуле (10.20).

$$A_s = 0,25 \cdot \left(\frac{t}{h}\right) \cdot \frac{F_{Ed}}{f_{yd}}, \quad (10.20)$$

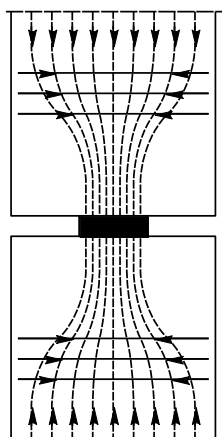
где:

A_s - площадь арматуры у каждой поверхности;

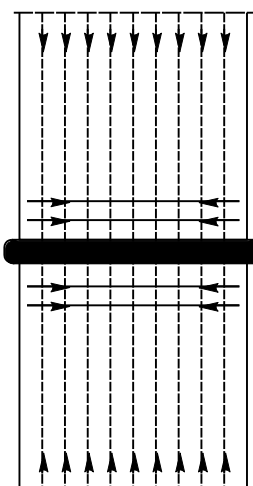
t - толщина прокладки;

h - размер прокладки в направлении арматуры;

F_{Ed} - усилие сжатия в соединении.



а) Сосредоточенная опора



б) Расширение мягкой прокладки

Рисунок 10.24 - Поперечные растягивающие напряжения в сжатых соединениях

10.11.4.4 Соединения, передающие поперечные усилия

10.11.4.4.1 Передачу поперечного усилия по контакту между двумя бетонами, например, между сборным элементом и монолитным бетоном, см. 7.4.

10.11.4.5 Соединения, передающие изгибающие моменты и растягивающие усилия

10.11.4.5.1 Арматура должна непрерывно проходить через соединение и быть заанкерена в соседних элементах.

10.11.4.5.2 Непрерывность может быть достигнута, например, при помощи:

- соединения стержней внахлестку;
- замоноличивания арматуры в выемках, отверстиях, пазах;
- перехлеста петель арматуры;
- сварки стержней или стальных пластин;
- предварительного напряжения;
- механических устройств (резьбовые или литые муфты);
- штампованных соединительных устройств (обжимные муфты).

10.11.4.6 Анкеровка арматуры на опорах

10.11.4.6.1 Арматура в опорных и опирающихся элементах должна быть законструирована таким образом, чтобы обеспечивалась анкеровка в рассматриваемом узле, учитывая отклонения (допуски). Пример показан на рисунке 10.25.

Эффективная длина опоры a_1 зависит от расстояния d (смотри рисунок 10.25) от края рассматриваемых элементов, где:

$d = c_i + \Delta a_2$ с горизонтальными петлями или иначе заанкеренными на конце стержнями;

$d = c_i + \Delta a_2 + r_i$ с вертикально отогнутыми стержнями,

где c_i - защитный слой бетона;

Δa_i - отклонение (смотри 10.11.5.2.1);

r_i - радиус загиба.

Обозначения Δa_2 и Δa_3 смотри рисунок 10.25 и 10.11.5.2.1.

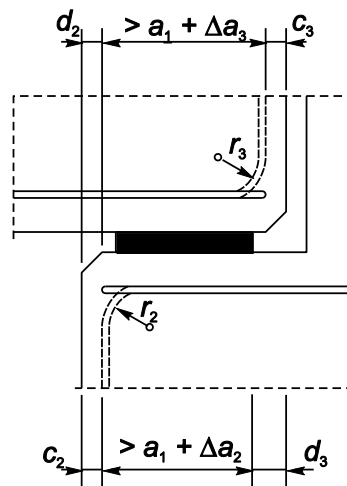


Рисунок 10.25 - Пример конструирования арматуры на опоре

10.11.5 Опорные устройства

10.11.5.1 Общие положения

10.11.5.1.1 Надлежащее функционирование опор должно быть обеспечено путем армирования смежных элементов, ограничением напряжений в опоре и мерами для учета или ограничения перемещений.

10.11.5.1.2 Для опор, которые не допускают скольжения или поворота без значительных ограничений, воздействия вследствие ползучести, усадки, температуры, не соосности, отсутствия вертикальности и т. д. должны быть учтены при расчете смежных элементов.

10.11.5.1.3 Эффекты от воздействий, представленные в (2)Р могут потребовать установки поперечной арматуры для поддерживаемых и несущих элементов и/или непрерывной арматуры для объединения элементов. Это может также влиять на расчет главной арматуры в таких элементах.

10.11.5.1.4 Опорные устройства должны быть рассчитаны и законструированы таким образом, чтобы обеспечить точное положение элемента с учетом допусков изготовления и монтажа.

10.11.5.1.5 Возможные эффекты от воздействия анкеров напрягающих элементов и от их удаления должны быть учтены в расчетах.

10.11.5.2 Опорные устройства для неизолированных элементов

10.11.5.2.1 Номинальная длина a простой опоры, как показано на рисунке 10.26, может быть рассчитана следующим образом:

$$a = a_l + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2}, \quad (10.22)$$

где:

a_l - чистая длина опорного устройства с напряжениями, $a_l = F_{Ed}/(b_1 \cdot f_{Rd})$, но не менее чем минимальные значения согласно таблице 10.4;

F_{Ed} - расчетное значение реакции опоры;

b_1 - чистая ширина опорного устройства, смотри 10.11.5.2.3;

f_{Rd} - расчетное значение опорной прочности, смотри 10.11.5.2.2;

a_2 - расстояние, принимаемое как неэффективное, от внешнего края несущего элемента, смотри рисунок 10.26 и таблицу 10.5;

a_3 - такое же расстояние от внешнего края поддерживаемого элемента, смотри рисунок 10.26 и таблицу 10.6;

Δa_2 - допустимое отклонение расстояния между несущими элементами, смотри таблицу 10.7;

Δa_3 - допустимое отклонение длины поддерживаемого элемента, $\Delta a_3 = l_n/2500$, l_n - длина элемента.

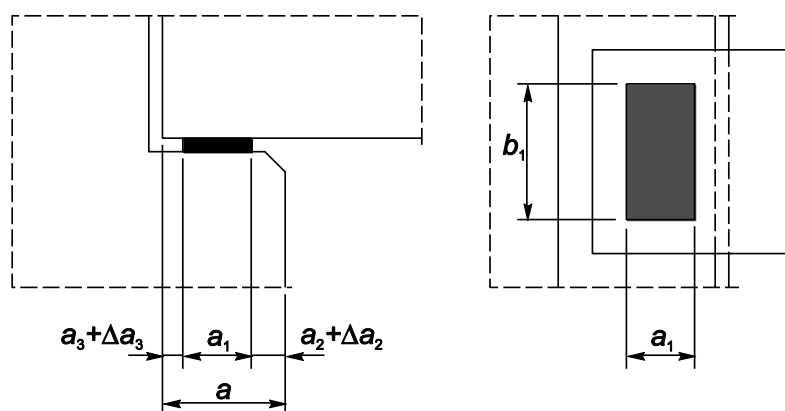


Рисунок 10.26 - Пример опоры и обозначения

Таблица 10.4 - Минимальное значение a_l , в мм

Относительные напряжения в опорном устройстве, σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	0,15–0,4	$> 0,4$
Линейные опоры (перекрытия, покрытия)	25	30	40
Ребристые перекрытия и прогоны	55	70	80
Концентрированные опоры (балки)	90	110	140

Таблица 10.5 - Расстояние a_2 (мм), предполагается, неэффективно от внешнего края опор элемента. Бетонные подушки должны использоваться только в случаях (–)

Материал и вид опоры	σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	$0,15-0,4$	$>0,4$
Сталь	Линейная	0	0	10
	Сосредоточенная	5	10	15
Железобетон $\geq C30$	Линейная	5	10	15
	Сосредоточенная	10	15	25
Бетон и железобетон $< C30$	Линейная	10	15	25
	Сосредоточенная	20	25	35
Кирпичная кладка	Линейная	10	15	(–)
	Сосредоточенная	20	25	(–)

Таблица 10.6 - Расстояние a_3 (мм)

Конструкция арматуры	Опора	
	линейная	сосредоточенная
Непрерывные стержни над опорой (ограниченные или нет)	0	0
Прямые стержни, горизонтальные петли непосредственно на конце элемента	5	15, но не меньше, чем защитный слой на конце
Напрягающие элементы или прямые стержни, открытые на конце элемента	5	15
Вертикальная петельная арматура	15	Защитный слой плюс внутренний радиус загиба

Таблица 10.7 - Допустимое отклонение Δa_2 расстояния в свету между гранями опор.

l - ширина пролета

Материал опоры	Δa_2
Сталь или сборный бетон	$10 \leq l/1200 \leq 30$ мм
Кирпичная кладка или монолитный бетон	$15 \leq l/1200 + 5 \leq 40$ мм

10.11.5.2.2 При отсутствии других указаний, следующие значения могут быть использованы для определения прочности опорного устройства.

$f_{Rd} = 0,4 \cdot f_{cd}$ - для сухих соединений (определение см. 10.11.4.3.3);

$f_{Rd} = f_{bed} \leq 0,85 \cdot f_{cd}$ - для всех других случаев,

где f_{cd} - более низкая расчетная прочность поддерживаемого и поддерживающего элементов;

f_{bed} - расчетное значение прочности прокладки.

10.11.5.2.1 Если принимаются меры для того чтобы обеспечить равномерное распределение опорного давления, например, при помощи цементного раствора, неопрена и подобных прокладок, расчетная ширина опоры b_1 может быть принята равной ее фактической ширине. Во всех других случаях и при отсутствии более точных расчетов b_1 не должно превышать 600 мм.

10.11.5.3 Опорные устройства для изолированных элементов

10.11.5.3.1 Номинальная длина должна быть на 20 мм больше, чем для неизолированных элементов.

10.11.5.3.2 Если опора допускает перемещения на опоре, то чистая длина опорного устройства должна быть увеличена на значение возможных перемещений.

10.11.5.3.3 Если элемент связан с другим элементом не на уровне его опор, то чистая длина опор a_l должна быть увеличена таким образом, чтобы было обеспечено восприятие возможного поворота вокруг связи.

Приложение А
(обязательное)

Расчетные комбинация нагрузок и воздействий

А.1 Переменные нагрузки определяются их характеристическими значениями Q_k . При составлении комбинаций нагрузок переменные нагрузки могут учитываться с характеристическим значением Q_k или со значениями, сниженными путем умножения на коэффициент комбинаций ψ_i .

Эти значения определяются как:

$\psi_0 \cdot Q_k$ - комбинационное значение;

$\psi_1 \cdot Q_k$ - частое значение;

$\psi_2 \cdot Q_k$ - квазипостоянное значение.

Значения коэффициентов комбинаций ψ_i представлены в таблице А.1.

Таблица А.1-Значения коэффициентов комбинаций ψ_i для зданий

Нагрузки, воздействия	Значение коэффициентов		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Приложенные нагрузки в зданиях, (категории см.СН РК EN 1991-1-1): Категория А: жилые помещения (квартиры жилых зданий, спальные помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов, жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц, палаты больниц и санаториев, террасы)	0,7	0,5	0,3
Категория В: офисные, лабораторные и технические помещения (служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений, бытовые помещения промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений, помещения предприятий бытового обслуживания, технические этажи)	0,7	0,5	0,3
Категория С: помещения, в которых возможно скопление людей: С1 Классные помещения учреждений просвещения, кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, лаборатории учреждений просвещения, науки, помещения электронно-вычислительных машин, кухни общественных зданий С2 Залы: читальные, обеденные (в кафе, ресторанах, столовых), собраний, ожидания, зрительные, концертные, спортивные, выставочные, экспозиционные С3 Вестибюли, фойе, коридоры, лестницы (с относящимися к ним проходами), примыкающие к помещениям категорий А, В, С, балконы (лоджии) С4 Сцены зрелищных сооружений и трибуны спортивных сооружений	0,7	0,7	0,6
Категория D: Торговые площади			

	0,7	0,7	0,6
Категория Е: Складские площади, книгохранилища, архивы	1,0	0,9	0,8
Категория F: Транспортные проезды при:			
а) весе транспортного средства не более 30 кН	0,7	0,7	0,6
б) то же, более 30 кН, но не менее 160 кН	0,7	0,5	0,3
Категория Н: Крыши *	0,7	0	0
Снеговые нагрузки на здания (см. СН РК EN 1991-1-3)			
$s_k < 2,75 \text{ кН/м}^2$	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75 \text{ кН/м}^2$	0,7	0,5	0,3
Ветровые нагрузки на здания (см. СН РК EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Температурные нагрузки (кроме пожаров) на здания (см. СН РК EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
5 Другие, включая крановые:			
а) для групп режимов работы кранов 4К—6К**	0,8	0,7	0,5
б) то же 7К	0,8	0,7	0,6
в) “ 8К	0,8	0,7	0,7
* См. также СН РК EN 1991-1-1, пункт 3.3.2(1)			
** Группы режимов работы кранов по ГОСТ 25546.			

А.2 Расчетные значения нагрузок F_d определяют путем умножения их характеристического значения F_k на частный коэффициент безопасности по нагрузке γ_F , значения которого приведены в таблице А.2.

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k. \quad (\text{А.1})$$

Для постоянных нагрузок

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k. \quad (\text{А.2})$$

Для переменных нагрузок

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k \text{ или } Q_d = \gamma_Q \cdot \psi_i \cdot Q_k. \quad (\text{А.3})$$

Для аварийных нагрузок (если непосредственно не устанавливается A_d) $A_d = \gamma_A \cdot A_k$.

Таблица А.2 - Значения частных коэффициентов безопасности γ_F для нагрузок

Эффект от воздействия	Частный коэффициент безопасности γ_F , при нагрузках		
	постоянных $\gamma_G \cdot G_k$	переменных $\gamma_Q \cdot Q_k$	аварийных A_k, γ_A
Неблагоприятный	1,35	1,50	Для соответствующих расчетных ситуаций
Благоприятный	1,00	0,00	

А.3 Расчетные значения нагрузок, используемые в основном и аварийном комбинациях, следует принимать по таблице А.3

Таблица А.3 - Расчетные значения нагрузок, используемых в основной и аварийной комбинациях

Расчетная комбинация	Нагрузка			
	Постоянная G_d	Переменная		Аварийная
		Доминирующая, со своим характеристическим значениям	Сопутствующие, со своими комбинационными значениями	
Основная	$\gamma_G \cdot G_k$	$\gamma_Q \cdot Q_k$	$\psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot Q_k$	—
Аварийная	$\gamma_{GA} \cdot G_k$	$\psi_1 \cdot Q_k$	$\psi_2 \cdot Q_k$	$\gamma_A A_k^*$
* Если непосредственно не установлено значение A_d .				

А.4 При расчете конструкций по предельным состояниям несущей способности следует принимать следующие комбинации нагрузок:

а) при постоянных и переходных расчетных ситуациях, кроме многократно повторяющихся нагрузок или действия усилия предварительного напряжения, наиболее неблагоприятное из следующих комбинаций:

- первая основная комбинация

$$\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (\text{А.4})$$

- вторая основная комбинация

$$\sum_j (\xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} - \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (\text{А.5})$$

- б) аварийная комбинация

$$\sum_j (\gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j}) + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (\text{А.6})$$

где:

$G_{k,j}$ - Характеристические значения постоянных нагрузок;

$Q_{k,1}$ - Характеристическое значение доминирующей переменной нагрузки;

$Q_{k,i}$ - Характеристические значения сопутствующих переменных нагрузок;

A_d - расчетное значение аварийного воздействия;

$\gamma_{G,j}$ - частный коэффициент безопасности для постоянных нагрузок;

$\gamma_{GA,j}$ - то же, для аварийной комбинации;

$\gamma_{Q,i}$ - то же, для переменных нагрузок;

$\psi_{0,i}, \psi_{1,1}, \psi_{2,i}$ - коэффициенты комбинаций переменных нагрузок, принимаемые по таблице А.1;

ξ - коэффициент уменьшения для неблагоприятно действующей постоянной нагрузки, принимаемый равным 0,85.

Для учета влияния длительности действия нагрузок при расчете конструкций по предельным состояниям несущей способности следует принимать квазипостоянное комбинации:

$$\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (\text{А.7})$$

А.5 При расчете конструкций по предельным состояниям эксплуатационной пригодности следует принимать следующие комбинации нагрузок:

- Комбинационная комбинация

$$\sum_j (G_{k,j}) + Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}); \quad (\text{A.8})$$

- частая комбинация

$$\sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (\text{A.9})$$

- квазипостоянная комбинация

$$\sum_j G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}). \quad (\text{A.10})$$

В расчетах по предельным состояниям эксплуатационной пригодности следует принимать комбинация, которая дает наиболее неблагоприятный эффект, если это не установлена дополнительными требованиями настоящего пособие.

Приложение Б
(информационное)

Деформации ползучести и усадки

Б.1 Основные уравнения для определения коэффициента ползучести

(1) Коэффициент ползучести $\varphi(t, t_0)$ может быть рассчитан по формуле:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0), \quad (\text{Б.1})$$

где

φ_0 - условный коэффициент ползучести, который может быть определен следующим образом:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0), \quad (\text{Б.2})$$

здесь

φ_{RH} - коэффициент, учитывающий влияние относительной влажности воздуха на условный коэффициент ползучести:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{для} \quad f_{cm} \leq 35 \text{ МПа}, \quad (\text{Б.3a})$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1-RH/100}{0,1 \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{для} \quad f_{cm} > 35 \text{ МПа}, \quad (\text{Б.3b})$$

RH - относительная влажность воздуха окружающей среды, %;

$\beta(f_{cm})$ - коэффициент, учитывающий влияние предела прочности при сжатии бетона на условный коэффициент ползучести:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}, \quad (\text{Б.4})$$

f_{cm} - средняя прочность бетона при сжатии в МПа в возрасте 28 сут;

$\beta(t_0)$ - коэффициент, учитывающий влияние возраста бетона при начале нагружения на условный коэффициент ползучести:

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1+t_0^{0,20}}; \quad (\text{Б.5})$$

h_0 - условный приведенный размер элемента, мм:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}, \quad (\text{Б.6})$$

где:

A_c - общая площадь поперечного сечения бетона;
 u - периметр элемента, контактирующий с атмосферой;
 $\beta_c(t, t_0)$ - коэффициент, описывающий развитие ползучести после приложения нагрузки, который рассчитан по следующей формуле:

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t-t_0)}{(\beta_H+t-t_0)} \right]^{0,3}, \quad (\text{Б.7})$$

здесь:

t - возраст бетона на данный момент в сутках;

t_0 - возраст бетона в момент приложения нагрузки в сутках;

$t - t_0$ - примерная продолжительность нагружения в сутках;

β_H - коэффициент, учитывающий относительную влажность воздуха (RH в %) и условный размер элемента (h_0 в мм). Он может быть определен следующим образом:

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \leq 1500 \text{ для } f_{cm} \leq 35 \text{ МПа}, \quad (\text{Б.8a})$$

$$\beta_H = 1,5[1 + (0,012RH)^{18}] \cdot h_0 + 250\alpha_3 \leq 1500\alpha_3 \text{ для } f_{cm} > 35 \text{ МПа}, \quad (\text{Б.8b})$$

$\alpha_{1/2/3}$ - коэффициенты для учета влияния прочности бетона:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,7}; \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,2}; \quad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{-0,5}. \quad (\text{Б.8c})$$

(2) Влияние вида цемента (см. 3.1.2 (6)) на коэффициент ползучести бетона может быть учтено посредством модифицирования возраста при начале нагружения t_0 в формуле (В.5), в соответствии со следующим выражением:

$$t_0 = t_{0,T} \left(\frac{9}{2+t_{0,T}} \right)^\alpha \geq 0,5 \quad (\text{Б.9})$$

где:

$t_{0,T}$ - откорректированный с учетом температуры возраст бетона при начале нагружения, суток, откорректированный также согласно формуле (В.10):

α - показатель степени, который зависит от вида цемента:

$\alpha = -1$ для цемента класса S;

$\alpha = 0$ для цемента класса N;

$\alpha = 1$ для цемента класса R.

(3) Влияние повышенных или пониженных температур в диапазоне 0 -80°C на степень зрелости бетона может быть учтена посредством корректировки возраста бетона в соответствии со следующей формулой:

$$t_T = \sum_{i=1}^n e^{-(4000/[273+T(\Delta t_i)]-13,65)} \cdot \Delta t_i, \quad (\text{Б.10})$$

где:

t_T - откорректированный с учетом температуры возраст бетона, который заменяет t в соответствующих формулах;

$T(\Delta t_i)$ - температура, °С, в течение периода времени Δt_i ;

Δt_i - количество суток, когда температура T преобладает.

Средний коэффициент вариации определенного указанным выше методом коэффициента ползучести, определенный по компьютерной базе данных результатов лабораторных исследований, находится в пределах 20 %.

Значения $\varphi(t, t_0)$, данные выше, должны быть связаны с касательным модулем E_c .

Если менее точная оценка считается удовлетворительной, значения, приведенные на рисунке 3.1 раздела 3.1.4, могут быть приняты для ползучести бетона в возрасте 70 лет.

Б.2 Основные уравнения для определения деформаций усадки при высыхании

(1) Основное деформации усадки от высыхания $\varepsilon_{cd,0}$ рассчитывается следующим образом:

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110\alpha_{ds1}) \cdot \exp \left(-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}} \right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}, \quad (\text{Б.11})$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (\text{Б.12})$$

где:

f_{cm} - средняя прочность бетона при сжатии (МПа)

$f_{cm0} = 10$ МПа

α_{ds1} - коэффициент, учитывающий вид цемента (см. 3.1.2 (6)):

$\alpha_{ds1} = 3$ - для цемента класса S

$\alpha_{ds1} = 4$ - для цемента класса N

$\alpha_{ds1} = 6$ - для цемента класса R

α_{ds2} - коэффициент, учитывающий вид цемента:

$\alpha_{ds2} = 0,13$ - для цемента класса S

$\alpha_{ds2} = 0,12$ - для цемента класса N

$\alpha_{ds2} = 0,11$ - для цемента класса R

RH - относительная влажность воздуха (%)

$RH_0 = 100$ %

ПРИМЕЧАНИЕ $\exp\{\}$ имеет такое же значение, что и $e^{(\)}$.

Приложение В
(информационное)

Соответствие обозначений классов арматуры

Таблица В.1. Ненапрягаемая арматура*

Класс арматуры по СН РК	Обозначение согласно изменению № 4 СНиП 2.03.01-84	Обозначение согласно СНиП 2.03.01-84	Документ, регламентирующий качество арматуры	Вид и профиль арматуры
S240	A240	A-I	ГОСТ 5781 СТ РК 1341	Стержневая гладкая
S400	A400	A-III	ГОСТ 5781	Стержневая периодического кольцевого профиля
		—	ГОСТ 10884	Стержневая периодического серповидного профиля
S500	A500	—	ГОСТ 10884	Стержневая периодического серповидного профиля
		—		Стержневая периодического кольцевого профиля
			СТ РК 1341	Стержневая гладкая
	Bp-I	Bp-I	ГОСТ 6727	Проволочная с вмятинами
	B500	—	СТ РК 1341	Проволочная гладкая

Таблица В.2. Напрягаемая арматура*

Класс арматуры по СН РК	Обозначение согласно изменению № 4 СНиП 2.03.01-84	Обозначение согласно СНиП 2.03.01-84	ГОСТы	Стандарты РК	Вид и профиль арматуры
S800	A800	A-V	ГОСТ 5781	СТ РК EN 10138-4	Стержневая периодического кольцевого профиля
S1000			ГОСТ 10884	СТ РК EN 10138-4	Стержневая периодического серповидного профиля
S1200	A1200	A-VII	ГОСТ 10884	СТ РК EN 10138-2	Стержневая периодического серповидного профиля
B1400	—	—	—	СТ РК EN 10138-3	Проволочная гладкая Проволочная с вмятинами
	Ø3, Ø4, Ø5 В-II	Ø3, Ø4, Ø5 В-II	ГОСТ 7348	СТ РК EN 10138-2	Проволочная гладкая
	Ø3, Ø4, Ø5 Вр-II	Ø3, Ø4, Ø5 Вр-II		СТ РК EN 10138-2	Проволочная с вмятинами
	K-7	K-7	ГОСТ 13840	СТ РК EN 10138-3	Канаты
	K-19	K-19	ТУ 14-4-22	ТУ 14-4-22	Канаты

ПРИМЕЧАНИЕ* В таблицах В.1 и В.2 не указывается конкретный вид стержневой арматуры (горячекатаной, термомеханически упроченной), при ее обозначении используется обозначение соответствующего класса горячекатаной арматуры (например, под классом А800 подразумевается арматура классов А800, Ат800, Ат800К, Ат800СК).

Допускается применение арматуры, не вошедшей в таблицы В.1 и В.2 (в том числе арматуры класса S600 в качестве ненапрягаемой), при наличии нормативных документов, регламентирующих ее качество. Механические свойства отсутствующей в таблице арматуры принимать в соответствии с действующими стандартами. При определении расчетного сопротивления арматуры класса S600 следует принимать частный коэффициент безопасности по арматуре $\gamma_s = 1,2$.

Приложение Г
(информационное)

Прочностные и деформационные характеристики напрягаемой проволочной арматуры, канатов, стержневой арматуры

Г.1 Общие положения

Г.1.1 Требования настоящего приложения распространяются на нормирование прочностных и деформационных характеристик проволочной арматуры (таблица Г1), канатов (таблица Г2), стержневой арматуры (таблица Г3), применяемых в качестве напрягаемых элементов при изготовлении предварительно напряженных конструкций.

Г.1.2 Требования к характеристикам напрягаемой арматуры приведены для напрягаемых элементов, находящихся в проектном положении в предварительно напряженной конструкции.

Г.1.3 Нормированию подлежат следующие основные характеристики напрягаемой арматуры, применяемые при выполнении расчетов:

- прочностные характеристики, представленные характеристическими значениями условного предела текучести ($f_{p0,1k}$ - для стержней, проволок и канатов), временного сопротивления f_{pk} , отношением $f_{pk}/f_{p0,1k}$;
- деформационные характеристики, представленные нормативным (характеристическим) значением предельного относительного удлинения при максимальном усилии ε_{uk} и модулем упругости E_p ;
- релаксационный класс;
- основные геометрические параметры поперечного сечения (диаметр и площадь);
- характеристика поверхности (гладкая, периодического профиля).

Г.1.4 Фактическая масса напрягаемой арматуры не должна отличаться от номинальной массы более чем на величину отклонений, установленных соответствующими стандартами. Среднюю плотность стали при определении веса арматуры в расчетах допускается принимать равной 7850 кг/м³.

Г.1.5 Расчет предварительно напряженных конструкций следует производить с использованием номинальных площадей поперечного сечения, характеристических значений сопротивлений $f_{p0,1k}$, f_{pk} и предельных относительных удлинений ε_{uk} .

Таблица Г.1 - Характеристики проволочной напрягаемой арматуры

Обозначение	Y1860C	Y1770C	Y1770C	Y1670C	Y1670C	Y1570C	Y1570C
Предел прочности f_{pk} , МПа	1860	1770	1770	1670	1670	1570	1570
Диаметр ϕ , мм	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,4	10,0
Номинальная площадь поперечного сечения A_p , мм ²	12,6	19,6	20,3	30,5	50,3	69,4	70,5
Масса единицы длины m , г/м	90,1	153,0	221,0	301,0	393,0	542,0	613,0
Допустимое отклонение от номинальной массы, %	± 2						
Нормативное (характеристическое) значение усилия разрыва (предела прочности) F_{pk} , кН	23,4	34,7	50,1	64,3	84,0	109,0	123,0
Максимальное значение усилия разрыва $F_{p,max}$, кН	26,8	39,4	56,9	73,0	95,5	124,0	140,0
Нормативное (характеристическое) значение усилия при достижении условного предела текучести $F_{p0,1k}$, кН	20,1	29,8	43,1	55,3	72,2	90,5	102,0

Таблица Г.2 - Характеристики семипроволочных канатов

Обозначение	Y1770S7	Y1860S7	Y1770S7	Y1860S7	Y1820S7	Y1860S7	Y1860S7	Y1860S7	Y1860S7	Y1860S7	Y2060S7	Y1960S7	Y1860S7 G
Предел прочности f_{pk} , МПа	1770	1860	1770	1860	1820	1860	1860	1860	1860	1860	2060	1960	1860
Диаметр \varnothing , мм	15,3	15,3	15,7	15,7	15,2	9,0	11,0	12,5	13,0	7,0	9,0	12,7	
Номинальная площадь поперечного сечения A_p , мм ²	140	140	150	150	165	50	75	93	100	30	50	112	
Масса единицы длины m , г/м	1093		1172		1289	390	586	726	781	234	390	875	
Допустимое отклонение от номинальной массы, %	±2												
Нормативное (характеристическое) значение усилия разрыва (предела прочности) F_{pk} , кН	248	260	266	279	300	93	140	173	186	62	98	208	
Максимальное значение усилия разрыва $F_{p,max}$, кН	285	299	306	321	345	106	160	190	213	71	112	230	
Нормативное (характеристическое) значение усилия при достижении условного предела текучести $F_{p0,1k}$, кН	213	224	229	240	258	80	120	149	160	53	54	180	
Предельное относительное удлинение при максимальном усилии ϵ_{uk} на базе $L_0 \geq 500$ мм, %	3,5												
Релаксация после 1000 ч, %: при $0,7f_{pk}$ при $0,8f_{pk}$	2,5 4,5												
Модуль упругости E_p , МПа	195000												
ПРИМЕЧАНИЕ Структура обозначения напрягаемой арматуры (семипроволочные канаты): а) номер части стандарта; б) обозначение стали, включающее букву Y, класс прочности, букву S, количество проволок, букву G - если канат уплотненный, букву I- если проволока периодического профиля. Пример обозначения: EN 10138-3-Y-1860S7G-16,0 - уплотненный арматурный канат из проволоки периодического профиля с пределом прочности 1860 МПа, диаметром 16 мм.													

Таблица Г.3 - Характеристики стержневой напрягаемой арматуры

Характеристики, единицы измерения	Марки стали																				
	Y110 0H	Y110 0H	Y103 0H	Y103 0H	Y103 0H	Y103 0H	Y103 0H	Y103 0H	Y103 0H	Y103 0H	Y103 0H	Y103 0H	Y103 0H	Y123 0H	Y123 0H	Y123 0H	Y123 0H	Y123 0H	Y123 0H	Y123 0H	Y123 0H
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Поверхность прута	R	R	P	P	R	P	P	R	P	R	P	R	P	P	R	P	R	P	R	P	R
Диаметр, d, мм	15	20	25,5	26	26,5	27	32	32	36	36	40	40	50	26	26,5	32	32	36	36	40	40
Предел прочности при растяжении R_m , МПа	1100	1100	1030	1030	1030	1030	1030	1030	1030	1030	1030	1030	1030	1230	1230	1230	1230	1230	1230	1230	1230
Площадь поперечного сечения, мм ²	177	314	511	531	552	573	804	804	1018	1018	1257	1257	1964	531	552	804	804	1018	1018	1257	1257
Масса, М, г/м	1440	2560	4009	4168	4480	4495	6313	6530	7990	8270	9865	1025 0	1538 6	4168	4480	6313	6530	7990	8270	9865	1020 5
Допустимое отклонение от номинальной массы, %	От -2%до +6%																				
Нормативное (характеристическ ое) значение максимальной силы F_{pm} , кН	194	346	526	547	568	590	828	828	1048	1048	1294	1294	2022	653	678	989	989	1252	1252	1546	1546
Нормативное (характеристическ ое) значение силы для удлинения 0,1% $F_{p0,1}$, кН	159	283	426	443	461	478	672	672	850	850	1049	1049	1640	573	596	869	869	1099	1099	1357	1357
Максимальное значение максимальной силы $F_{pm,max}$, кН	224	397	605	629	653	678	953	953	1206	1206	1488	1488	2326	730	760	1110	1110	1400	1400	1730	1730
ПРИМЕЧАНИЯ 1. Установленная характеристическая сила для удлинения 0,1% ($F_{p0,1}$) составляет примерно 81% установленной характеристической максимальной силы (F_{pm}) для прута с номинальной прочностью 1100 МПа и 1030 МПа и примерно 88% установленной характеристической максимальной силы (F_{pm}) для прута с номинальной прочностью 1230 МПа. 2. P – поверхность прута гладкая, R - поверхность прута ребристая																					

Приложение Д
(информационное)

Д.1 Расчет предварительно напряженных элементов на действие изгибающих моментов в стадии эксплуатации по предельным усилиям (альтернативная модель)

Д.1.1 Общие указания

Д.1.1.1 Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда изгибающий момент действует в плоскости симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных указанной плоскости граней элемента, производят в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = x/d$, определяемой из условия равновесия продольных сил, и значением относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_{lim} , при которой предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению $f_{p0,1d}$.

Значение ξ_{lim} определяется по формуле:

$$\xi_{lim} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{cu2}}} \quad (Д.1)$$

где $\varepsilon_{s,el}$ - относительная деформация в арматуре растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой, при достижении в этой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению.

Значение $\varepsilon_{s,el}$ принимается равным для арматуры с условным пределом текучести

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{f_{p0,1d} + 400 - \sigma_{pm,t}}{E_s},$$

где

$\sigma_{pm,t}$ - принимается с учетом всех потерь при коэффициенте $\gamma_p = 1,0$;

$\sigma_{pm,t}$ и E_s - в МПа;

ε_{cu2} - предельная относительная деформация сжатого бетона, принимаемая равной 0,0035.

Значения ξ_{lim} для определенных классов арматуры может определяться по табл.Д.1 в зависимости от отношения $\sigma_{pm,t}/f_{p0,1d}$.

Д.1.1.2 Если соблюдается условие $\xi \leq \xi_{lim}$, расчетное сопротивление напрягаемой арматуры $f_{p0,1d}$ допускается умножать на коэффициент условий работы γ_{s3} , определяемый по формуле:

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_{lim}} \leq 1,1. \quad (Д.2)$$

Если $\frac{\xi}{\xi_{lim}} < 0,6$, , можно, не пользуясь формулой (Д.3), принимать $\gamma_{s3} = 1,1$.

Коэффициент γ_{s3} не следует учитывать:

- для напрягаемой арматуры класса S800;
- в зоне передачи напряжений (см. разделы 9, 10);

Д.1.1.3 Напрягаемая арматура, расположенная в сжатой от внешней нагрузки зоне, вводится в расчет с напряжением σ_{sc} , равным $(400 - \sigma'_p)$ (в МПа), где σ'_p определяется при коэффициенте $\gamma_p = 1,1$.

Во всех случаях напряжение σ_{sc} принимается не более $f_{p0,1d}$.

Таблица Д.1

$\sigma_{pm,t}/f_{p0,1d}$	Значения ξ_{lim} при растянутой арматуре классов									
	S540	S600	S800	S1000	B _p 1200	B _p 1300	B _p 1400	B _p 1500	K1400	K1500
1,2	0,93	0,56	0,58	0,60	0,62	0,63	0,65	0,66	0,63	0,65
1,1	0,86	0,53	0,54	0,55	0,56	0,56	0,57	0,57	0,55	0,56
1,0	0,80	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,49	0,49
0,9	0,75	0,49	0,48	0,47	0,47	0,46	0,46	0,46	0,44	0,44
0,8	0,70	0,47	0,45	0,44	0,43	0,43	0,42	0,41	0,40	0,39
0,7	0,66	0,45	0,43	0,42	0,40	0,39	0,39	0,38	0,36	0,36
0,6	0,62	0,43	0,41	0,39	0,37	0,37	0,36	0,3	0,34	0,33
0,5	0,59	0,41	0,39	0,37	0,35	0,34	0,33	0,32	0,31	0,30

ПРИМЕЧАНИЯ

1. Для арматуры класса S540 значение ξ_{lim} вычислено при $f_{p0,1d} = 490$ МПа.
2. Предварительное напряжение $\sigma_{pm,t}$ принимается с учетом всех потерь с коэффициентом $\gamma_p = 1,0$.
3. При подборе напрягаемой арматуры, когда неизвестно значение $\sigma_{pm,t}$, рекомендуется принимать $\sigma_{pm,t} = 0,6 \cdot f_{p0,1d}$.

Д.1.2 Прямоугольные сечения

Д.1.2.1 Расчет прямоугольных сечений (рис.7.2) производится в зависимости от относительной высоты сжатой зоны следующим образом:

$$\xi_1 = \frac{f_{pd} \cdot A_{p1} + f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ydc} \cdot A_{s2} - \sigma_{sc} \cdot A_{p2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} \quad (Д.3)$$

а) при $\xi_1 \leq \xi_{lim}$ (где ξ_{lim} - см. п.Д.1.1.1) - из условия

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x) + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) + \sigma_{sc} \cdot A_{p2} \cdot (d - c_{p1}) \quad (Д.4)$$

где

$$\chi = \frac{\gamma_{s3} \cdot f_{pd} \cdot A_{p1} + f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ydc} \cdot A_{s2} - \sigma_{sc} \cdot A_{p2}}{f_{cd} \cdot b} \quad (\text{Д.5})$$

Здесь коэффициент γ_{s3} определяется по формуле

$$\gamma_{s3} = \frac{5 \cdot \xi_{lim} + a_c}{4 \cdot \xi_{lim} + \xi_1 + a_c} \leq 1,1, \quad (\text{Д.6})$$

где:

$$a_c = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ydc} \cdot A_{s2} + \sigma_{sc} \cdot A_{p2}}{f_{cd} \cdot b} \quad (\text{Д.7})$$

Допускается при отсутствии или малом количестве ненапрягаемой сжатой арматуры коэффициент γ_{s3} определять по формуле (Д.2), принимая $\xi = \xi_1$;

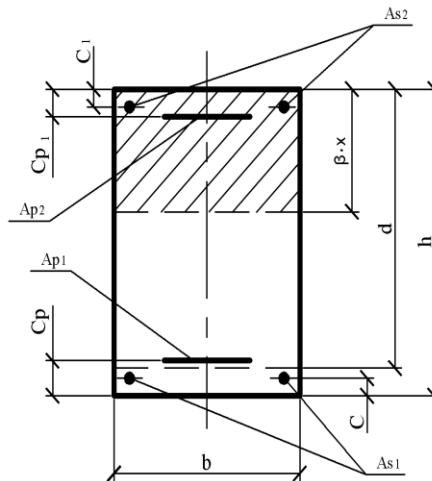


Рис.Д.1 - Поперечное прямоугольное сечение изгибаемого железобетонного элемента

б) при $\xi_1 \geq \xi_{lim}$ - из условия

$$M_{Ed} \leq \frac{2a_m + a_{lim}}{3} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2) + \sigma_{sc} \cdot A_{p2} \cdot (d - c_{p2}) \quad (\text{Д.8})$$

где $a_m = \xi_1(1 - \xi_1/2)$; $a_{lim} = \xi_{lim}(1 - \xi_{lim}/2)$.

Если по формуле (Д.5) $\chi < 0$, то прочность сечения проверяется из условия

$$M_{Ed} \leq (1,1 \cdot f_{p0,1d} \cdot A_{p1} + f_{yd} \cdot A_{s1}) \cdot (d - c) \quad (\text{Д.9})$$

При напрягаемой арматуре растянутой зоны класса S540 γ_{s3} в формуле (Д.5) и коэффициент 1,1 в формуле (Д.9) не учитываются, а в условии (Д.8) значение $\frac{2a_m + a_{lim}}{3}$ заменяется на $\frac{a_m + 2 \cdot a_{lim}}{3}$.

Д.1.2.2 В целях экономичного использования растянутой арматуры изгибаемые элементы рекомендуется проектировать так, чтобы выполнялось условие $\xi \leq \xi_{lim}$.

Д.1.2.3 Продольная растянутая арматура при отсутствии напрягаемой арматуры в сжатой зоне подбирается следующим образом.

Вычисляется значение

$$a_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (Д.10)$$

Если $a_m < a_{lim} = \xi_{lim}(1 - \xi_{lim}/2)$ (где ξ_{lim} - см. п.Д.1.1.1), то сжатой ненапрягаемой арматуры по расчету не требуется. В этом случае площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой зоне при известной площади ненапрягаемой растянутой арматуры A_s (например, принятой из конструктивных соображений) определяется по формуле

$$A_{p1} = \frac{\xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d - f_{yd} \cdot A_{s1}}{\gamma_{s3} \cdot f_{p0,1d}} \quad (Д.11)$$

где $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m}$;

γ_{s3} - см. п.7.3.1.2

Если $a_m > \xi_{lim}$, то требуется увеличить сечение, или повысить класс бетона, или установить сжатую ненапрягаемую арматуру согласно п.Д.1.2.4.

Д.1.2.4 Требуемая площадь сечения сжатой ненапрягаемой арматуры при известной площади напрягаемой арматуры A_{s2} (например, принятой из условия ограничения начальных трещин) определяется по формуле:

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - \sigma_{sc} \cdot A_{p2} \cdot (d - c_{p1}) - a_{lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{ydc} \cdot (d - c_1)} \quad (Д.12)$$

где a_{lim} - см. п.Д.1.2.1,б.

Д.1.2.5 При наличии в сжатой зоне учитываемой в расчете арматуры требуемая площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны определяется по формуле:

$$A_{p1} = \frac{\xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + \sigma_{sc} \cdot A_{p2} + f_{ydc} \cdot A_{s2} - f_{yd} \cdot A_{s1}}{\gamma_{s3} \cdot f_{yd}} \quad (Д.13)$$

Где ξ находится по указаниям п. Д.1.2.3.

$$a_m = \frac{M - f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) - \sigma_{sc} \cdot A_{p2} \cdot (d - c_{p1})}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (Д.14)$$

γ_{s3} - см. п.Д.1.1.2

При этом должно выполняться условие $\xi \leq \xi_{lim}$ (см. п.Д.1.1.1). В противном случае площадь сечения арматуры в сжатой зоне должна быть принята согласно п.Д.1.2.5.

Если $a_m < 0$, значение A_{p1} определяется по формуле:

$$A_{p1} = \frac{M/(d-c_1) - f_{yd} \cdot A_{s1}}{1,1 \cdot f_{p0,1d}} \quad (\text{Д.15})$$

Примеры расчетов к подразделу Д.1.2

Пример Д1

Дано: Прямоугольное сечение с размерами $b = 300$ мм, $h = 700$ мм; $c_{p1} = 50$ мм. Бетон нормальный класса С25/30 ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $\alpha_{cc} = 0,85$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,2$ МПа). Напрягаемая арматура класса S800 ($f_{p0,1d} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} = \frac{0,9 f_{p0,2k}}{1,15} = \frac{0,9 \cdot 800}{1,15} = 626$ МПа) площадью сечения $A_{p1} = 1473$ мм² (3Ø25); предварительное напряжение при $\gamma_p = 0,9$ с учетом всех потерь $\sigma_{pm,t} = 400$ МПа; ненапрягаемая арматура класса S400 ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = 348$ МПа) площадью сечения $A_{s1} = 236$ мм² (3Ø10); изгибающий момент $M_{Ed} = 430$ кН·м.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. $d = h - 50 = 700 - 50 = 650$ мм. По формуле (Д.3) определим значение ξ_1 :

$$\xi_1 = \frac{f_{p0,1d} \cdot A_{p1} + f_{yd} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{626 \cdot 1473 + 348 \cdot 236}{14,2 \cdot 300 \cdot 650} = 0,363.$$

По табл.Д.1 при классе арматуры S800 и при $\frac{\sigma_{pm,t}}{f_{p0,1d}} = \frac{400}{626} = 0,639$ находим $\xi_{lim} = 0,418$.

Поскольку $\xi_1 = 0,363 < \xi_{lim} = 0,418$, расчет ведем из условия (п. Д.1.2.1а), определяя высоту сжатой зоны x по формуле (Д.4).

Так как сжатая арматура отсутствует, коэффициент вычисляем по формуле (Д.6) при $\xi = \xi_1 = 0,363$:

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_{lim}} = 1,25 - 0,25 \frac{0,363}{0,418} = 1,033 \leq 1,1$$

$$x = \frac{\gamma_{s3} \cdot f_{pd} \cdot A_{p1} + f_{yd} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b} = \frac{1,033 \cdot 626 \cdot 1473 + 348 \cdot 236}{14,2 \cdot 300} = 242,88 \text{ мм};$$

Тогда

$$\begin{aligned} f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x) &= 14,2 \cdot 300 \cdot 0,8 \cdot 242,88 (650 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 242,88) \\ &= 457,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 457,6 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} = 430 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

т.е. прочность сечения обеспечена.

Пример Д2

Дано:

Прямоугольное сечение с размерами $b = 300$ мм, $h = 700$ мм; $c_{p1} = 60$ мм; $c_{p2} = 30$ мм. Бетон нормальный класса C25/30 ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $\alpha_{cc} = 0,85$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,2$ МПа). Напрягаемая арматура класса S1000 ($f_{p0,2k} = 1000$ МПа, $f_{p0,1d} = 783$ МПа) площадью сечения: в растянутой зоне $A_{p1} = 1521$ мм² (4Ø22), в сжатой зоне $A_{p2} = 462$ мм² (3Ø14); ненапрягаемая арматура класса S400 ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = 348$ МПа) площадью сечения в растянутой зоне - $A_{s1} = 236$ мм² (3Ø10); предварительное напряжение с учетом всех потерь: для арматуры в растянутой зоне $\sigma_{pm,t} = 600$ МПа, для арматуры в сжатой зоне $\sigma'_p = 700$ МПа; изгибающий момент от всех нагрузок $M_{Ed} = 510$ кН·м, от кратковременных нагрузок $M_{Sh} = 40$ кН·м.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. $d = 700 - 60 = 640$ мм. Проверим прочность сечения при действии всех нагрузок.

Определяем напряжение в напрягаемой арматуре сжатой зоны σ_{sc} согласно п.Д.1.1.3, учитывая коэффициент $\gamma_p = 1,1$:

$$\sigma_{sc} = 400 - 1,1 \cdot 700 = -370 \text{ МПа.}$$

По формуле (Д.3) определяем значения ξ_1 :

$$\xi_1 = \frac{f_{p0,1d} \cdot A_{p1} + f_{yd} \cdot A_{s1} - \sigma_{sc} \cdot A_{p2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{783 \cdot 1521 + 348 \cdot 236 + 370 \cdot 462}{14,2 \cdot 300 \cdot 640} = 0,530.$$

Предварительное напряжение арматуры растянутой зоны принимаем с учетом коэффициента $\gamma_p = 0,9$, т.е. $\sigma_{pm,t} = 0,9 \cdot 600 = 540$ МПа.

По табл.Д.1 при классе арматуры St1000 и при $\frac{\sigma_{pm,t}}{f_{p0,1d}} = \frac{540}{783} = 0,69$ находим $\xi_{lim} = 0,417$.

Поскольку $\xi_1 = 0,530 > \xi_{lim} = 0,417$, прочность сечения проверяем из условия (Д.7), принимая $a_m = \xi_1(1 - \xi_1/2) = 0,530(1 - 0,530/2) = 0,389$, $a_{lim} = \xi_{lim}(1 - \xi_{lim}/2) = 0,417(1 - 0,417/2) = 0,33$,

$$\begin{aligned} & \frac{2a_m + a_{lim}}{3} f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + \sigma_{sc} \cdot A_{p2} \cdot (d - c_{p2}) \\ &= \frac{2 \cdot 0,389 + 0,33}{3} 14,2 \cdot 300 \cdot 640^2 - 370 \cdot 462 \cdot (640 - 30) = 539,7 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} \\ &= 539,7 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} = 510 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

т.е. прочность сечения на действие всех нагрузок обеспечена.

Так как момент от кратковременной нагрузки (40 кН·м) составляет весьма малую долю от полного момента (510 кН·м), проверим прочность сечения на действие только постоянных и длительных нагрузок при $M_{Ed} = 510 - 40 = 470$ кН·м. При этом учитываем коэффициент $\gamma_{c2} = 0,9$ т.е. $f_{cd} = 0,9 \cdot 14,2 = 12,78$ МПа, а напряжение σ_{sc} принимаем равным $\sigma_{sc} = 500 - 1,1 \cdot 700 = -270$ МПа. Тогда

$$\xi_1 = \frac{f_{p0,1d} \cdot A_{p1} + f_{yd} \cdot A_{s1} - \sigma_{sc} \cdot A_{p2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{783 \cdot 1521 + 348 \cdot 236 + 270 \cdot 462}{12,78 \cdot 300 \cdot 640} = 0,570 > \xi_{lim} = 0,417;$$

$$a_m = 0,570(1 - 0,570/2) = 0,408;$$

$$\frac{2 \cdot 0,408 + 0,33}{3} 12,78 \cdot 300 \cdot 640^2 - 270 \cdot 462 \cdot (640 - 30) = 523,8 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 523,8 \text{ кН} \cdot \text{м} \\ > M_{Ed} = 470 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

т.е. прочность сечения обеспечена при любых воздействиях.

Пример Д3

Дано: Прямоугольное сечение с размерами $b = 300$ мм, $h = 700$ мм; $c_1 = c_2 = 50$ мм. Бетон нормальный класса C25/30 ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $\alpha_{cc} = 0,85$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,2$ МПа). Напрягаемая арматура класса S800 ($f_{p0,2k} = 800$ МПа, $f_{p0,1d} = 626$ МПа); сжатая ненапрягаемая арматура класса S400 ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{ydc} = 348$ МПа) площадью сечения $A_{s2} = 804 \text{ мм}^2$ (1Ø32); изгибающий момент $M_{Ed} = 490 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется определить площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны.

Расчет. $d = 700 - 50 = 650$ мм. Площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны определяем согласно п.7.3.2.5. По формуле (Д.13) вычисляем значение a_m ;

$$a_m = \frac{M - f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2)}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{490 \cdot 10^6 - 348 \cdot 804 \cdot (650 - 50)}{14,2 \cdot 300 \cdot 650^2} = 0,1790.$$

$$\text{Тогда } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1790} = 0,2.$$

Из табл. Д.1 при классе арматуры S800, принимая согласно примеч.3 $\frac{\sigma_{pm,t}}{f_{p0,1d}} = 0,6$, находим значение $\xi_{lim} = 0,41 > 0,2$.

Так как $\xi / \xi_{lim} = 0,2 / 0,41 = 0,488 < 0,6$, согласно п.Д.1.1.2 $\gamma_{s3} = 1,1$.

Отсюда

$$A_p = \frac{\xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + f_{ydc} \cdot A_{s2}}{\gamma_{s3} \cdot f_{p0,1d}} = \frac{0,2 \cdot 14,2 \cdot 300 \cdot 650 + 348 \cdot 804}{1,1 \cdot 626} = 1211 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в сечении 2Ø28St800 ($A_{p1} = 1232 \text{ мм}^2$).

Д.1.3 Тавровые и двутавровые сечения

Д.1.3.1 Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне (тавровых, двутавровых и т.п.), производится в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке (рис.Д.2.а). т.е. соблюдается условие

$$\gamma_{s3} \cdot f_{pd} \cdot A_{p1} + f_{yd} \cdot A_{s1} \leq f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f + f_{ydc} \cdot A_{s2} - \sigma_{sc} \cdot A_{p2} \quad (\text{Д.16})$$

где γ_{s3} определяется по формуле (Д.2);

при $\xi = h'_f / d$, расчет производится как для прямоугольного сечения шириной b'_f в соответствии с указаниями п.Д.1.2.1;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис.Д.2.б), т.е. условие (Д.16) не соблюдается, расчет производится в зависимости от относительной высоты сжатой зоны, равной

$$\xi_1 = \frac{f_{p0,1d} \cdot A_{p1} + f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{cd} \cdot A_{ov} - f_{ydc} \cdot A_{s2} - \sigma_{sc} \cdot A_{p2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} \quad (\text{Д.17})$$

при $\xi_1 \leq \xi_{lim}$ (см. п.Д.1.1.1) - из условия

$$M \leq f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x) + f_{cd} \cdot A_{ov} \cdot (d - 0,5 \cdot h'_f) + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) + \sigma_{sc} \cdot A_{p2} \cdot (d - c_{p1}) \quad (\text{Д.18})$$

где

$$x = \frac{\gamma_{s3} \cdot f_{p0,1d} \cdot A_{p1} + f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{cd} \cdot A_{ov} - f_{ydc} \cdot A_{s2} - \sigma_{sc} \cdot A_{p2}}{f_{cd} \cdot b} \quad (\text{Д.19})$$

$$\gamma_{s3} = \frac{5 \cdot \xi_{lim} + a_{ov}}{4 \cdot \xi_{lim} + \xi_1 + a_{ov}} \leq 1,1, \quad (\text{Д.20})$$

$$\text{где } a_{ov} = \frac{f_{cd} \cdot A_{ov} + f_{ydc} \cdot A_{s2} + \sigma_{sc} \cdot A_{p2} - f_{yd} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} \quad (\text{Д.21})$$

в формулах (Д.17)-(Д.21) $A_{ov} = h'_f(b'_f - b)$, A_{ov} - площадь сечения свесов сжатой полки, равная $h'_f(b'_f - b)$;

при $\xi_1 \geq \xi_{lim}$ - из условия

$$M \leq \frac{2a_m + a_{lim}}{3} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot A_{ov} \cdot (d - 0,5 \cdot h'_f) + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2) + \sigma_{sc} \cdot A_{p2} \cdot (d - c_{p2}) \quad (\text{Д.22})$$

где a_m и a_{lim} - см. п.Д.1.2.1.б.

ПРИМЕЧАНИЯ

1. При переменной высоте свесов полки значение h'_f принимается равным средней высоте свесов.

2. Ширина сжатой полки b'_f вводимая в расчет, не должна превышать значений, указанных в п.Д.1.3.4.

При напрягаемой арматуре растянутой зоны класса S800 коэффициент γ_{s3} в формуле (Д.19) не учитывается, а значение $\frac{2a_m + a_{lim}}{3}$ в условии (Д.22) заменяется на a_{lim} .

Д.1.3.2 Требуемая площадь сечения сжатой ненапрягаемой арматуры определяется по формуле

$$A_{s2} = \frac{M - a_{lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 - f_{cd}(b'_f - b) \cdot h'_f(d - 0,5 \cdot h'_f) - \sigma_{sc} \cdot A_{p2} \cdot (d - c_{p2})}{f_{ydc} \cdot (d - c_2)} \quad (\text{Д.23})$$

где $a_{lim} = \xi_{lim}(1 - \xi_{lim}/2)$;

ξ_{lim} - см. п.Д.1.1.1

При этом, если $\xi_{lim} = h'_f/d$, значение A_{s2} определяется как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f$ согласно п.Д.1.2.4.

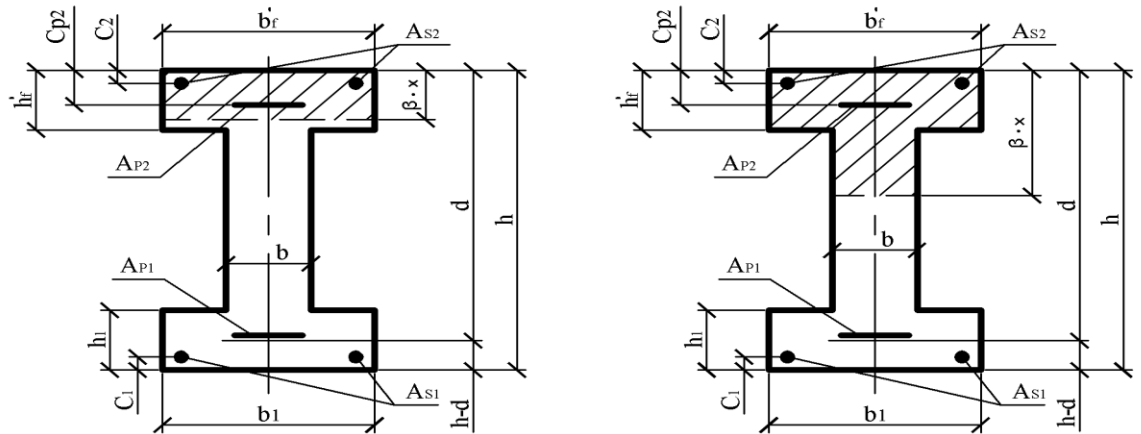


Рис.Д.2 - Формы сжатой зоны железобетонных элементов двутаврового сечения при расположении границы сжатой зоны в полке (а) и в ребре (б).

Д.1.3.3 Требуемая площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны определяется следующим образом:

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

$$M_{Ed} \leq f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f (d - 0,5 \cdot h'_f) + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2) + \sigma_{sc} \cdot A_{p2} \cdot (d - c_{p2}) \quad (Д.24)$$

площадь сечения напрягаемой арматуры определяется как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f$ - согласно пп.Д.1.2.3 и Д.1.2.5;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре, т.е. условие (Д.26) не соблюдается, площадь сечения напрягаемой арматуры определяется по формуле

$$A_{p1} = \frac{\xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + f_{cd} \cdot A_{ov} + \sigma_{sc} \cdot A_{p2} + f_{ydc} \cdot A_{s2} - f_{yd} \cdot A_{s1}}{\gamma_{s3} \cdot f_{pd}} \quad (Д.25)$$

где $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m}$

$$a_m = \frac{M_{Ed} - f_{cd} \cdot A_{ov} (d - 0,5 \cdot h'_f) - f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2) - \sigma_{sc} \cdot A_{p2} \cdot (d - c_{p2})}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (Д.26)$$

γ_{s3} - см. п.Д.1.2.2;

$A_{ov} = h'_f (b'_f - b)$.

При этом должно соблюдаться условие $\xi \leq \xi_{lim}$ (см. п.Д.1.1.1). В противном случае площадь сечения сжатой арматуры должна быть принята согласно п.Д.1.3.2.

Д.1.3.4 Вводимая в расчет ширина сжатой полки b'_f принимается из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более 1/6 пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h'_f > 0,1h - 1/2$ расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер (или при расстояниях между ними больших, чем расстояния между продольными ребрами) и $h'_f < 0,1h - 6h'_f$;

в) при консольных свесах полки:

при $h'_f \geq 0,1h - 6h'_f$;

при $0,05h \leq h'_f < 0,1h - 3h'_f$;

при $h'_f < 0,05h$ - свесы не учитываются.

Примеры расчетов к подразделу Д.1.3

Пример Д4

Дано: Двутавровое сечение с размерами $b'_f = 1120$ мм, $h'_f = 30$ мм, $b = 100$ мм, $h = 300$ мм; $c_1 = 30$ мм. Условные обозначения геометрических размеров сечения элемента указаны на рис. Д.2. Бетон нормальный класса С25/30 ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $\alpha_{cc} = 0,85$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{25}{1,5} = 14,2$ МПа). Напрягаемая арматура класса S800 ($f_{p0,2k} = 800$ МПа, $f_{p0,1d} = 626$ МПа); изгибающий момент $M_{Ed} = 32$ кН·м.

Требуется определить площадь сечения напрягаемой арматуры.

Расчет. $d = h - c = 300 - 30 = 270$ мм. Расчет ведем согласно п.Д.1.3.3 в предположении, что сжатой ненапрягаемой арматуры не требуется.

Проверяем условие (Д.22):

$f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f (d - 0,5 \cdot h'_f) = 14,2 \cdot 1120 \cdot 30 (270 - 0,5 \cdot 30) = 143 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 143 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 32 \text{ кН} \cdot \text{м},$

т.е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f = 1120$ мм согласно п.Д.1.2.3.

Определим значение a_m по формуле (Д.9):

$$a_m = \frac{M}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{32 \cdot 10^6}{14,2 \cdot 1120 \cdot 270^2} = 0,024.$$

По табл. Д.1 при классе арматуры S800 и $\frac{\sigma_{pm,t}}{f_{p0,1d}} = 0,6$, находим $\xi_{lim} = 0,41$. Тогда $a_{lim} = \xi_{lim}(1 - \xi_{lim}/2) = 0,41(1 - 0,41/2) = 0,326 > 0,024$, т.е. сжатой арматуры действительно не требуется, и площадь сечения арматуры вычисляем по формуле (Д.10).

Для этого определяем $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m} = \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,024} = 0,024$ и коэффициент γ_{s3} согласно п.Д.1.1.2. Так как $\xi / \xi_{lim} = 0,024/0,41 < 0,6$ принимаем $\gamma_{s3} = 1,1$. Тогда при $A_s = 0$

$$A_{p1} = \frac{\xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{\gamma_{s3} \cdot f_{pd}} = \frac{0,024 \cdot 14,2 \cdot 1120 \cdot 270}{1,1 \cdot 626} = 149,7 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2Ø12 St800 ($A_{p1} = 226 \text{ мм}^2$).

Пример Д5

Дано: Двутавровое сечение с размерами $b'_f = 280 \text{ мм}$, $h'_f = 200 \text{ мм}$, $b = 80 \text{ мм}$, $h = 900 \text{ мм}$; $c_1 = 72 \text{ мм}$, $c_2 = 40 \text{ мм}$. Условные обозначения геометрических размеров сечения элемента указаны на рис. 7.3. Бетон нормальный класса С30/37 ($f_{ck} = 30 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $\alpha_{cc} = 0,85$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{30}{1,5} = 17 \text{ МПа}$). Напрягаемая арматура класса S800 ($f_{p0,2k} = 800 \text{ МПа}$, $f_{p0,1d} = 626 \text{ МПа}$); площадью сечения $A_{p1} = 1781 \text{ мм}^2$ (7Ø18); ненапрягаемая сжатая арматура класса S400 ($f_{yk} = 400 \text{ МПа}$, $f_{ydc} = 348 \text{ МПа}$); площадью сечения $A_{s2} = 226 \text{ мм}^2$ (2Ø12); предварительное напряжение арматуры при $\gamma_p = 0,9$ с учетом всех потерь $\sigma_{pm,t} = 350 \text{ МПа}$; изгибающий момент $M_{Ed} = 750 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет: $d = 900 - 72 = 828 \text{ мм}$. Проверяем условие (Д.15), принимая $\gamma_{s3} = 1,0$:

$$f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f + f_{ydc} \cdot A_{s2} = 17,0 \cdot 280 \cdot 200 + 348 \cdot 226 = 1030648 \text{ Н} < \gamma_{s3} \cdot f_{p0,1d} \cdot A_{p1} = 1,0 \cdot 626 \cdot 2036 = 1274536 \text{ Н}.$$

т.е. условие (Д.15) не соблюдается; при $\gamma_{s3} > 1$ это условие тем более не будет соблюдаться и, следовательно, граница сжатой зоны проходит в ребре, а прочность сечения проверяем согласно п.Д. 1.3.1.б.

Площадь сечения сжатых свесов полки равна $A_{ov} = h'_f(b'_f - b) = 200(280 - 80) = 40000 \text{ мм}^2$.

По формуле (Д.16) определяем значение ξ_1 :

$$\xi_1 = \frac{f_{p0,1d} \cdot A_{p1} - f_{cd} \cdot A_{ov} - f_{ydc} \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{626 \cdot 1781 - 17 \cdot 40000 - 348 \cdot 226}{17,0 \cdot 80 \cdot 828} = 0,316.$$

Из табл.Д.1 при классе арматуры S800 и $\frac{\sigma_{pm,t}}{f_{p0,1d}} = \frac{350}{626} = 0,559$ находим $\xi_{lim} = 0,402$.

Поскольку $\xi_1 = 0,316 < \xi_{lim} = 0,402$, расчет ведем из условия (Д.1.3.1а).

Определяем коэффициент γ_{s3} по формуле (Д.17), предварительно вычислив

$$a_{ov} = \frac{f_{cd} \cdot A_{ov} + f_{ydc} \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{17 \cdot 40000 + 348 \cdot 226}{17,0 \cdot 80 \cdot 828} = 0,674;$$

$$\gamma_{s3} = \frac{5 \cdot \xi_{lim} + a_{ov}}{4 \cdot \xi_{lim} + \xi_1 + a_{ov}} = \frac{5 \cdot 0,402 + 0,674}{4 \cdot 0,402 + 0,316 + 0,674} = 1,033 \leq 1,1.$$

Высота сжатой зоны равна

$$x = \frac{\gamma_{s3} \cdot f_{p0,1d} \cdot A_{p1} - f_{cd} \cdot A_{ov} - f_{ydc} \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b} = \frac{1,033 \cdot 626 \cdot 1781 - 17 \cdot 40000 - 348 \cdot 226}{17 \cdot 80} = 289 \text{ мм}^2.$$

Тогда

$$f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x) + f_{cd} \cdot A_{ov} \cdot (d - 0,5 \cdot h'_f) + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2) = 17,0 \cdot 80 \cdot 0,8 \cdot 289(828 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 289) + 17 \cdot 40000 \cdot (828 - 0,5 \cdot 200) + 348 \cdot 226(828 - 40) = 781,1 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 781,1 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} = 750 \text{ кН} \cdot \text{м}, \text{ т.е. прочность сечения обеспечена.}$$

Пример Д6

Дано: Двутавровое сечение с размерами $b'_f = 280 \text{ мм}$, $h'_f = 200 \text{ мм}$, $b = 80 \text{ мм}$, $h = 900 \text{ мм}$; $c_1 = 90 \text{ мм}$, $c_2 = 40 \text{ мм}$. Условные обозначения геометрических размеров сечения элемента указаны на рис. 7.3. Бетон нормальный класса С30/37 ($f_{ck} = 30 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $\alpha_{cc} = 0,85$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \cdot \frac{30}{1,5} = 17 \text{ МПа}$). Напрягаемая арматура класса S1000 ($f_{p0,2k} = 1000 \text{ МПа}$, $f_{p0,1d} = 783 \text{ МПа}$); ненапрягаемая сжатая арматура класса S400 ($f_{yk} = 400 \text{ МПа}$, $f_{ydc} = 348 \text{ МПа}$); площадью сечения $A_{s2} = 226 \text{ мм}^2$ (2Ø12); изгибающий момент $M_{Ed} = 900 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется подобрать сечение напрягаемой арматуры.

Расчет. $d = h - c = 900 - 90 = 810 \text{ мм}$. Расчет ведем согласно п.Д.1.3.3

Проверяем условие (Д.24):

$$\begin{aligned} f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f(d - 0,5 \cdot h'_f) + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) \\ = 17 \cdot 280 \cdot 200(810 - 0,5 \cdot 200) + 348 \cdot 226(810 - 40) \\ = 736,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 736,5 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Ed} = 900 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

т.е. граница сжатой зоны проходит в ребре, и поэтому требуемую арматуру определяем по формуле (Д.25).

Площадь сжатых свесов полки равна

$$A_{ov} = h'_f(b'_f - b) = 200(280 - 80) = 40000 \text{ мм}^2$$

По формуле (Д.26) определяем значение a_m :

$$\begin{aligned} a_m = \frac{M - f_{cd} \cdot A_{ov}(d - 0,5 \cdot h'_f) - f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2)}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \\ = \frac{900 \cdot 10^6 - 17 \cdot 40000(810 - 0,5 \cdot 200) - 348 \cdot 226 \cdot (810 - 40)}{17 \cdot 80 \cdot 810^2} = 0,4. \end{aligned}$$

$$\text{Тогда } \xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,4} = 0,553.$$

Из табл.Д.1 при классе арматуры S1000 и при $\frac{\sigma_{pm,t}}{f_{p0,1d}} = 0,6$ находим $\xi_{lim} = 0,34$.

Так как $\xi = 0,553 > \xi_{lim} = 0,34$, сжатой арматуры поставлено недостаточно, и необходимую ее площадь определяем по формуле (Д.23), принимая $a_{lim} = \xi_{lim}(1 - \xi_{lim}/2) = 0,34(1 - 0,34/2) = 0,282$.

$$A_{s2} = \frac{M - a_{lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 - f_{cd} \cdot A_{ov}(d - 0,5 \cdot h'_f)}{f_{ydc} \cdot (d - c_1)}$$

$$= \frac{900 \cdot 10^6 - 0,282 \cdot 17 \cdot 80 \cdot 810^2 - 17 \cdot 40000(810 - 0,5 \cdot 200)}{348(810 - 40)} = 618 \text{ мм}^2$$

Сжатую арматуру принимаем в виде 2Ø20 ($A_{s2} = 628 \text{ мм}^2 > 618 \text{ мм}^2$) и снова аналогично определяем значение ξ

$$a_m = \frac{M - f_{cd} \cdot A_{ov}(d - 0,5 \cdot h'_f) - f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2)}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$$

$$= \frac{900 \cdot 10^6 - 17 \cdot 40000(810 - 0,5 \cdot 200) - 348 \cdot 628 \cdot (810 - 40)}{17 \cdot 80 \cdot 810^2} = 0,279.$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2a_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,279} = 0,335.$$

По формуле (Д.2) определяем γ_{s3}

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_{lim}} = 1,25 - 0,25 \frac{0,335}{0,34} = 1,004 \leq 1,1$$

Тогда

$$A_{p1} = \frac{\xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + f_{cd} \cdot A_{ov} + f_{ydc} \cdot A_{s2}}{\gamma_{s3} \cdot f_{p0,1d}} = \frac{0,335 \cdot 17 \cdot 80 \cdot 810 + 17 \cdot 40000 + 348 \cdot 628}{1,004 \cdot 783}$$

$$= 1615 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4Ø25 ($A_{p1} = 1964 \text{ мм}^2$).

Д.1.4 Расчет предварительно напряженных элементов в стадии предварительного обжатия

Д.1.4.1 При расчете элемента в стадии предварительного обжатия усилие в напрягаемой арматуре вводится в расчет как внешняя продольная сила, равная

$$N_p = (\sigma'_{pm0} - 330)A_{p2} + \sigma_{pm0}A_{p1} \quad (\text{Д.27})$$

где A_{p2} и A_{p1} - площадь напрягаемой арматуры, расположенной соответственно в наиболее обжатой и в растянутой (менее обжатой) зонах сечения;

σ'_{pm0} и σ_{pm0} - предварительные напряжения с учетом первых потерь и коэффициента $\gamma_p = 1,0$ в арматуре с площадью сечения A_{p2} и A_{p1} .

При этом расчете сопротивление бетона сжатию (передаточная прочность $f_c^{(p)}$) $f_c^{(p)} = f_{ck}(t)$ определяет по п.3.1.2 [СН РК EN 1992 – 1 – 1].

Расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры, расположенной в наиболее обжатой зоне площадью сечения A_{s2} принимается не более 330 МПа. При центральном обжатии элемента расчет прочности в этой стадии может не производиться.

Д.1.4.2 Расчет элементов прямоугольного сечения, а также таврового сечения с полкой в менее обжатой зоне (рис.Д.7) в стадии обжатия производится из условия:

$$N_p e = f_c^{(p)} \cdot b \cdot \lambda \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x) + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2) \quad (\text{Д.28})$$

где высота сжатой зоны x определяется в зависимости от величины ξ_{lim} , определяемой согласно п.Д.1 по ненапрягаемой арматуре менее обжатой зоны площадью сечения A_{s1} :

$$\text{а) при } \xi = \frac{N_p + f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ydc} \cdot A_{s2}}{f_c^{(p)} \cdot b \cdot d} \leq \xi_{lim},$$

$$x = d \cdot \xi \quad (\text{Д.29а})$$

$$\text{б) при } \xi > \xi_{lim}$$

$$x = \frac{N_p + f_{yd} A_{s1} \frac{1 + \xi_{lim}}{1 - \xi_{lim}} - f_{ydc} A_{s2}}{f_c^{(p)} \cdot b + \frac{2 f_{yd} A_{s1}}{d(1 - \xi_{lim})}}; \quad (\text{Д.29б})$$

e - см. п.Д.1.4.4.

Значение ξ_{lim} можно также определять по табл.Д.2

Таблица Д.2

Класс арматуры	S400	S500
Значение ξ_{lim}	0,531	0,493
Значение α_{lim}	0,390	0,372

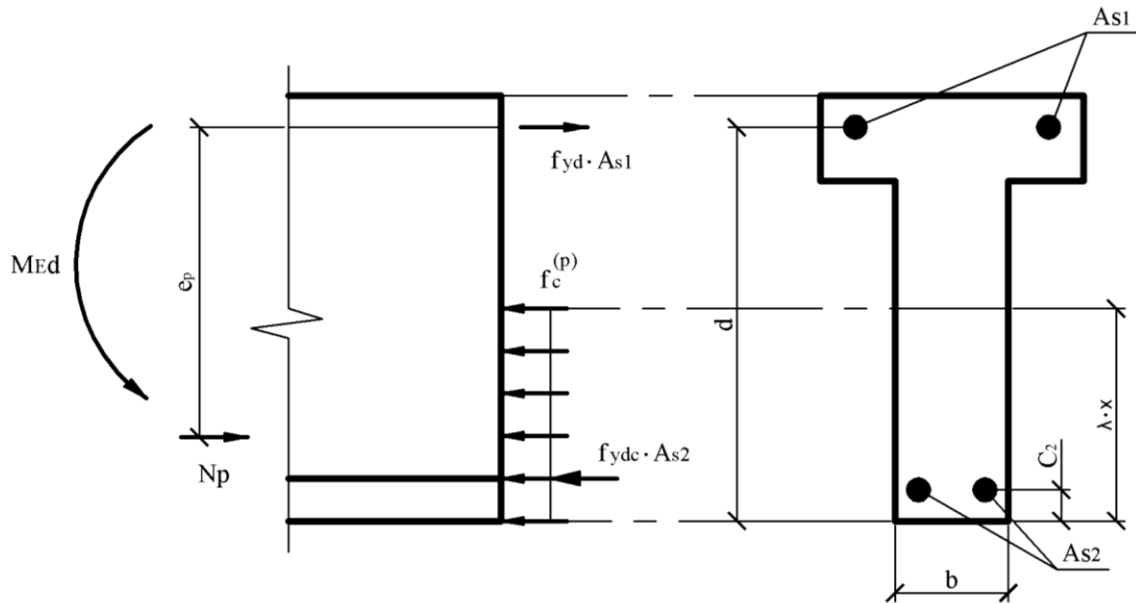


Рис.Д.3 - Схема усилий в поперечном сечении железобетонного элемента с прямоугольной сжатой зоной в стадии предварительного обжатия

Д.1.4.3 Расчет элементов двутаврового, а также таврового сечения с полкой в более обжатой зоне в стадии обжатия производится в зависимости от положения границы сжатой зоны:

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

$$N_p \leq f_c^{(p)} b_f' h_f' - f_{ydc} A_{s1} + f_{ydc} A_{s2}, \quad (\text{Д.30})$$

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной b_f' согласно п.Д.1.5.2;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис.Д.8), т.е. условие (Д.30) не соблюдается, расчет производится из условия:

$$N_p e = f_c^{(p)} b \cdot \lambda \cdot x (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x) + f_c^{(p)} (b_f' - b) h_f' (d - 0,5 h_f') + f_{ydc} A_{s2} (d - c_2), \quad (\text{Д.31})$$

где высота сжатой зоны x определяется по формулам:

– при

$$\xi = \frac{N_p + f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ydc} \cdot A_{s2} - f_c^{(p)} (b_f' - b) h_f'}{f_c^{(p)} b d} \leq \xi_{lim}$$

(где ξ_{lim} - см п.Д.1.1.1)

$$x = \xi \cdot d$$

– при $\xi > \xi_{lim}$

$$x = \frac{N_p + f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot \frac{1 + \xi_{lim}}{1 - \xi_{lim}} - f_{ydc} \cdot A_{s2} - f_c^{(p)} \cdot (b_f' - b) \cdot h_f'}{f_c^{(p)} \cdot b + \frac{2 \cdot f_{yd} \cdot A_{s1}}{d \cdot (1 - \xi_{lim})}}; \quad (\text{Д.32})$$

e - см. п.Д.1.4.4

Д.1.4.4 Значение e в условиях (Д.28) и (Д.30) определяется по формуле

$$e = e_p \pm \frac{M}{N_p} \quad (\text{Д.23})$$

где e_p - расстояние от точки приложения силы N_p до центра тяжести ненапрягаемой арматуры менее обжатой зоны;

M - момент от собственного веса элемента, действующий в стадии изготовления; знак "плюс" принимается, если момент M растягивает менее обжатую зону, знак "минус" - если сжимает эту зону.

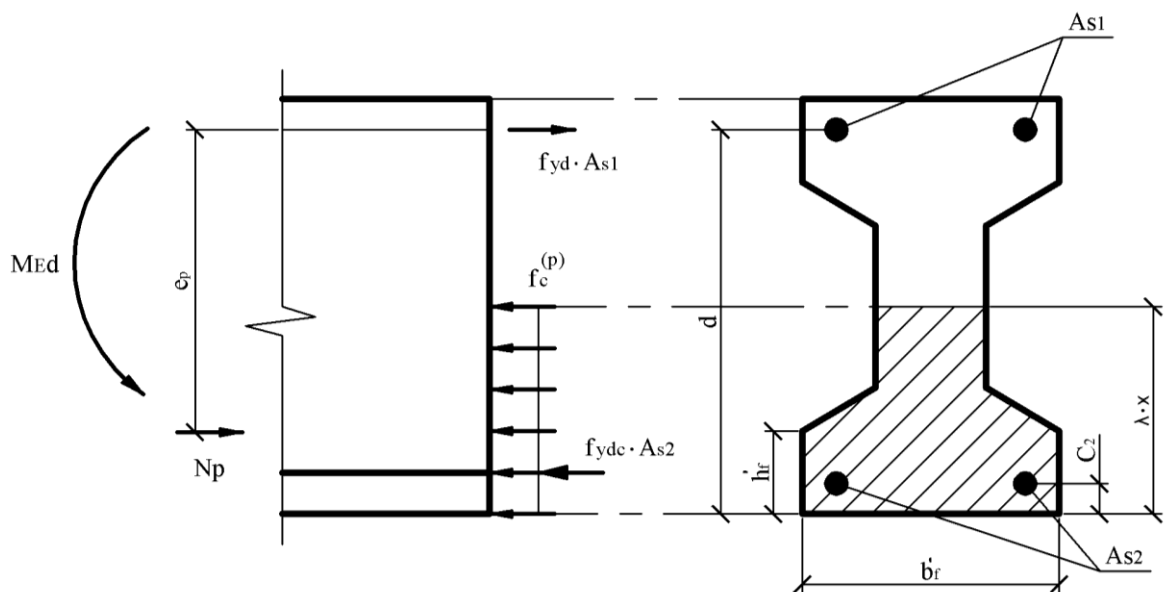
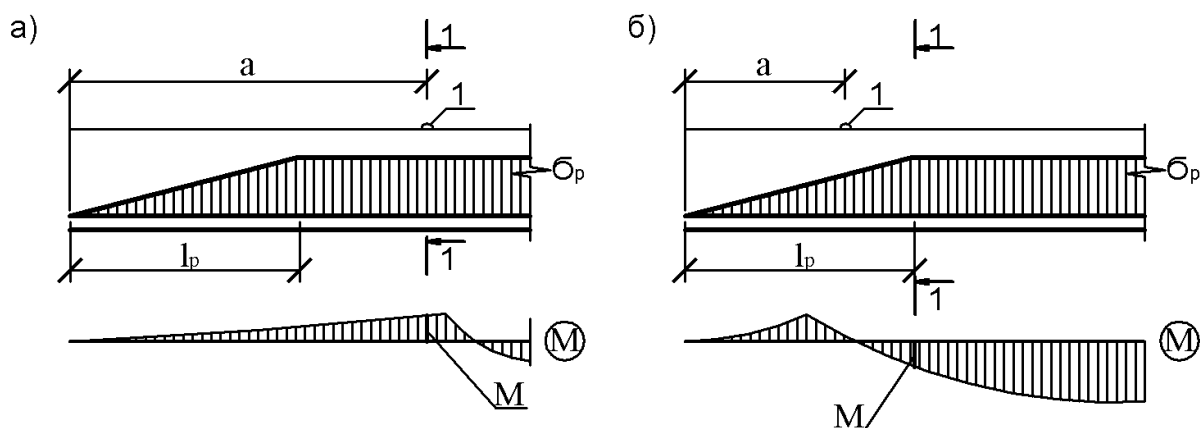


Рис.Д.4 - Схема усилий в поперечном сечении железобетонного элемента с полкой в сжатой зоне в стадии предварительного обжатия

При этом рассматривается сечение в месте строповки элемента (рис.Д.5,а), или, если это сечение пересекает зону передачи напряжений - сечение в конце этой зоны (рис.Д.5,б). В обоих случаях, если момент M растягивает верхнюю (менее обжатую) зону, его следует учитывать с коэффициентом динамичности 1,4 и частным коэффициентом безопасности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$; в противном случае - без коэффициента динамичности и при $\gamma_f = 0,9$,



а) при $a > l_p$ б) при $a < l_p$; 1-1 - расчетное сечение; 1 - монтажная петля

Рис.Д.5 - К определению момента M при расчете в стадии предварительного обжатия

Примеры расчетов к подразделу Д.1.4

Пример Д7

Дано: ребристая плита покрытия длиной 12м с поперечным сечением ребра по рис.Д.6; напрягаемая арматура класса S1000 $\varnothing 16$ мм; предварительное напряжение с учетом прямых потерь при $\gamma_p = 1,1$, $\sigma'_{pm0} = 650$ МПа; передаточная прочность бетона $f_{ck}^{(p)} = 30$ МПа; масса плиты 7,4 т; монтажные петли расположены на расстоянии 1000 мм от торца плиты.

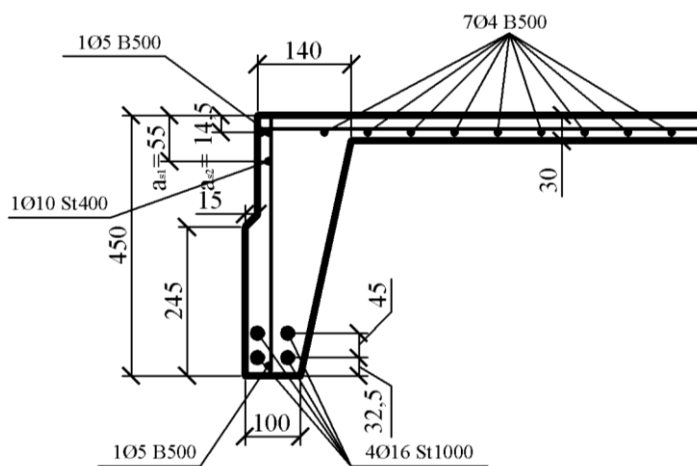


Рис.Д.6.

Требуется: проверить прочность плиты в стадии обжатия.

Расчет. Из рис.Д.6 видно, что напрягаемая арматура в виде $4\varnothing 16$ располагается только в наиболее обжатой зоне, т.е. $A_{p2} = 804,2 \text{ м}^2$, $A_{p1} = 0,0$.

Тогда усилие обжатия согласно формуле (Д.27) равно

$$N_p = (\sigma'_{pm0} - 330)A_{p2} = (650 - 330) \cdot 804,2 = 257344 = 257,4 \text{ кН.}$$

Ненапрягаемую арматуру 1Ø5B500, расположенную в наиболее обжатой зоне, в расчете не учитываем, поскольку она не удовлетворяет конструктивным требованиям, т.е. $A_{s2} = 0,0$.

В менее обжатой зоне располагается ненапрягаемая арматура 1Ø10 St400 ($A'_{s1} = 78,5 \text{ мм}^2$), и (Ø5+7Ø4) B500 ($A_{s1} = 19,6 + 87,9 = 107,5 \text{ мм}^2$). Расстояние центра тяжести этой арматуры от верхней грани равно:

$$c = \frac{A_{s1}c_{s1} + A'_{s1}c_{s2}}{A'_{s1} + A_{s1}} = \frac{107,5 \cdot 14,5 + 78,5 \cdot 55}{78,5 + 107,5} = 31,6 \text{ мм.}$$

Следовательно, $d = h - c = 450 - 31,6 = 418 \text{ мм}$.

Определяем значение e согласно п.Д.1.4.4 по формуле (Д.23). Расстояние центра тяжести напрягаемой арматуры от нижней грани равно $c'_p = 32,5 + \frac{45}{2} = 55 \text{ мм}$. Тогда $e_p = d - c'_p = 418 - 55 = 363 \text{ мм}$.

Равномерно распределенная нагрузка от половины веса плиты

$$q = \frac{7400}{12} \cdot \frac{0,01}{2} = 3,08 \text{ кН/м.}$$

Определяем длину зоны передачи напряжения. Значение f_{ctd} , соответствующее передаточной прочности бетона $f_c^{(p)} = 30 \text{ МПа}$, т.е. при C20/25, равно $f_{ctd} = f_{ctk,0,05} = \frac{2,0}{\gamma_c} = 2,0/1,5 = 1,33 \text{ МПа}$.

Тогда $f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t) = 3,2 \cdot 0,7 \cdot 1,33 = 2,98 \text{ МПа}$ и

$$l_{bpd} = 1,2 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \varnothing \cdot \frac{\sigma'_{pmo}}{f_{bpt}} = 1,2 \cdot 1,0 \cdot 0,27 \cdot 16 \cdot \frac{700}{2,98} = 1218 \text{ мм,}$$

Поскольку $l_{bpd} = 1,218 \text{ м}$ больше расстояния монтажной петли от торца $a = 1 \text{ м}$, проверяем сечение в конце зоны передачи напряжения, где усилие обжатия используется полностью. В этом сечении при подъеме плиты действует момент от собственного веса, растягивающий нижнюю наиболее обжатую зону. При этом коэффициент динамичности не учитывается, а частный коэффициент безопасности по нагрузке принимается равным $\gamma_f = 0,9$, т.е. $q = 3,08 \cdot 0,9 = 2,77 \text{ кН/м}$. Определим этот момент по формуле

$$M = \frac{q(l_p - a)[l - 2a - (l_p - a)]}{2} - \frac{qa^2}{2} = \frac{2,77 \cdot (1,218 - 1,00)[12 - 2 \cdot 1 - (1,218 - 1,00)]}{2} - \frac{2,77 \cdot 1^2}{2} = 1,569 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Определяем момент $N_p \cdot e$, принимая значение M со знаком "минус"

$$N_p \cdot e = N_p \cdot e_p - M = 257,4 \cdot 0,363 - 1,569 = 91,86 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Расчетное сопротивление бетона, соответствующее передаточной прочности бетона $f_{cd}^{(p)}$, равно $f_{cd}^{(p)} = \frac{f_{ck}^{(p)}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ МПа}$ поскольку ширина ребра b переменна, принимаем в первом приближении ширину ребра посредине высоты сжатой зоны равной $\xi_{lim} \cdot d$. Из табл.Д.2 принимаем значение ξ_{lim} по арматуре класса S500 как минимальное, т.е. $\xi_{lim} = 0,493$.

Тогда

$$b = 100 + \frac{15 + 140 - 100}{450 - 30} \cdot \frac{0,502 \cdot 418}{2} = 113,7 \text{ мм.}$$

ҚР НТҚ 02-01-1.2-2011
НТП РК 02-01-1.2-2011

Значение ξ при $A_{s2} = 0$ и $f_{yd} \cdot A_{s1} + f_{yd} \cdot A'_{s1} = 348 \cdot 78,5 + 435 \cdot 107,6 = 74124$ Н равно:

$$\xi = \frac{N_p + f_{yd} \cdot A_{s1} + f_{yd} \cdot A'_{s1}}{f_c^{(p)} b d} = \frac{257400 + 74124}{20 \cdot 113,7 \cdot 418} = 0,348.$$

Поскольку $\xi = 0,348 < \xi_{lim} = 0,493$, высоту сжатой зоны определяем по формуле (Д.29а)

$$x = d \cdot \xi = 418 \cdot 0,348 = 146 \text{ мм.}$$

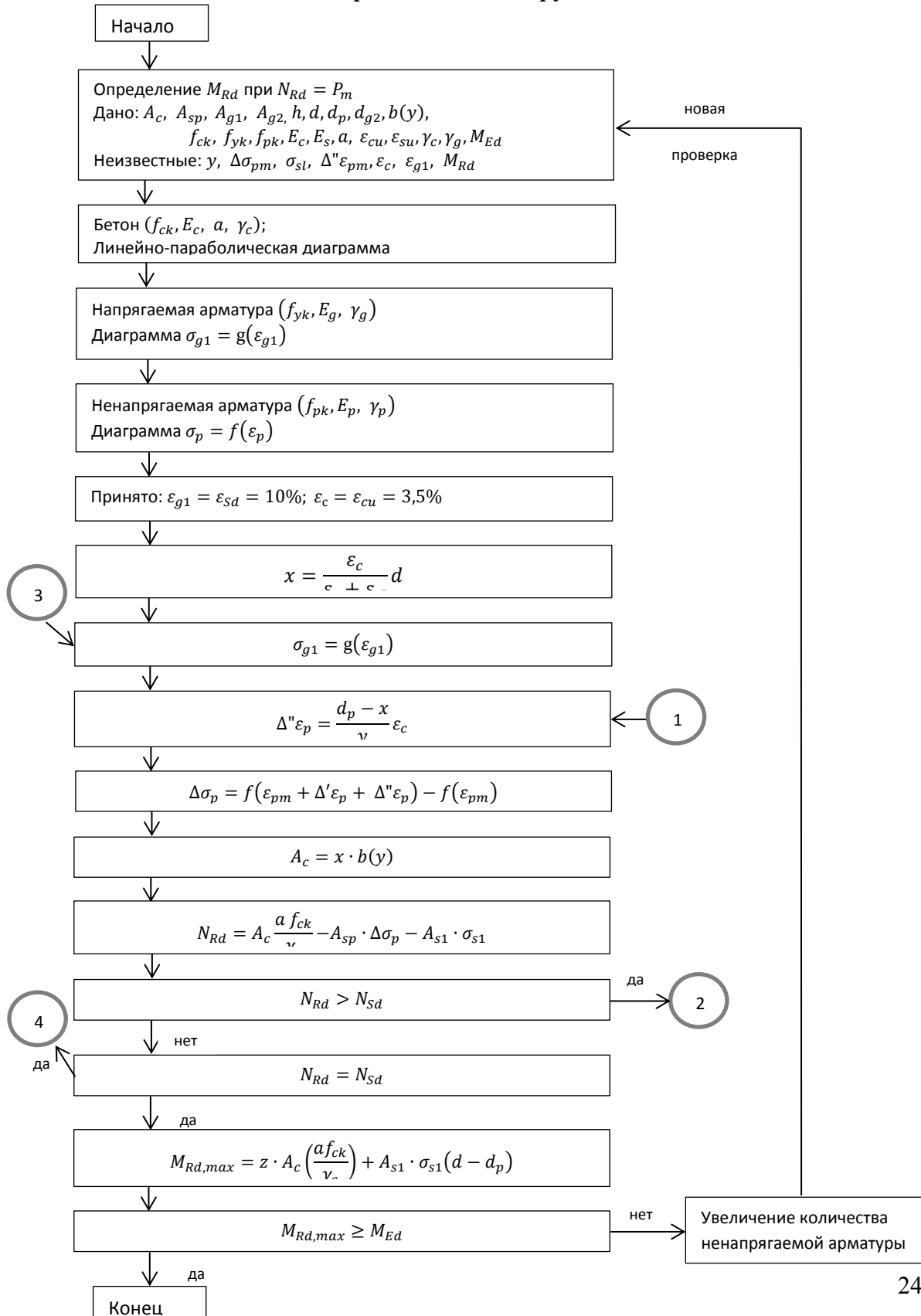
Проверим прочность плиты в стадии обжатия из условия (Д.28):

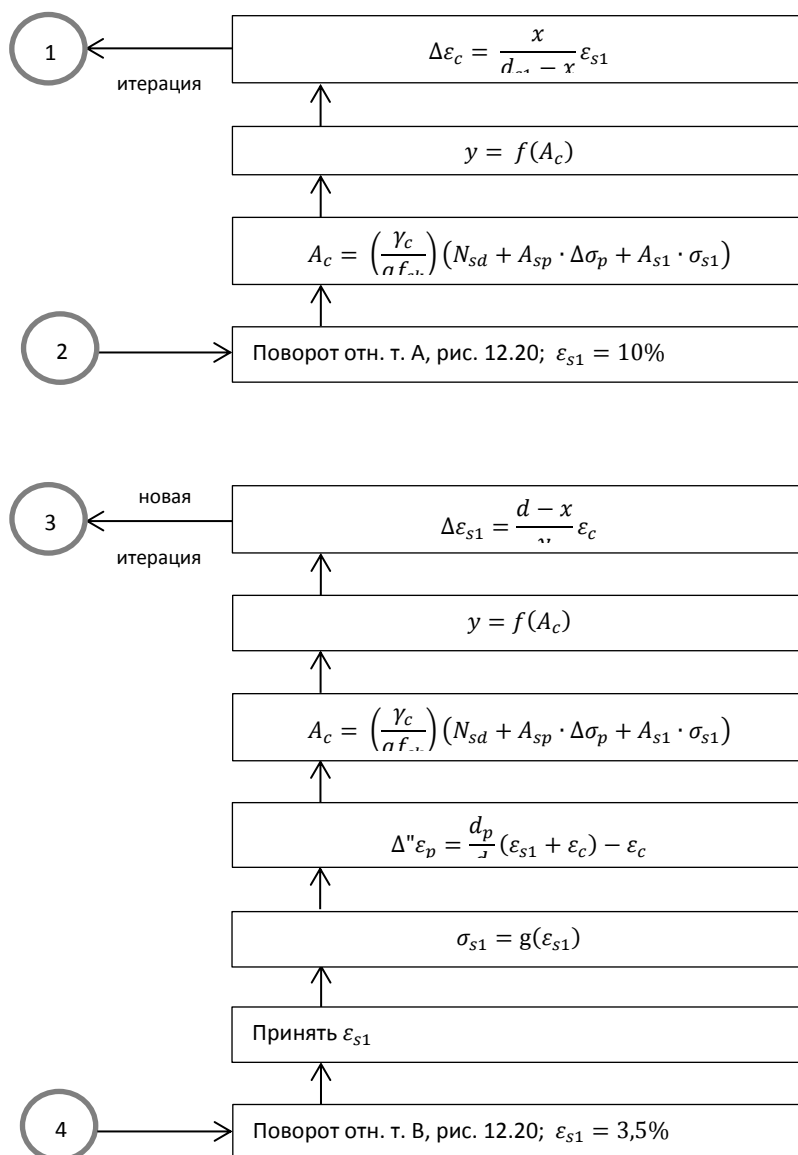
$$\begin{aligned} f_{cd}^{(p)} b \cdot \lambda \cdot x (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x) &= 20 \cdot 113,7 \cdot 0,8 \cdot 146 (418 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 146) = 95,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} \\ &= 95,5 \text{ кН} \cdot \text{м} > N_p \cdot e = 91,86 \text{ кН} \cdot \text{м.} \end{aligned}$$

т.е. прочность в стадии обжатия обеспечена.

Приложение Е
(информационное)

Укрупненный алгоритм расчета прочности сечений предварительно
напряженных конструкций





Ресми басылым

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ
ҚҰРЫЛЫС, ТҮРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ**

**Қазақстан Республикасының
НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

ҚР НТҚ 02-01-1.2-2011
(ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004/2011 әзірленген)

**АРМАТУРАНЫ АЛДЫН-АЛА КЕРНЕП, АУЫР БЕТОННАН ЖАСАЛҒАН
ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

Издание официальное

**КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
Республики Казахстан**

НТП РК 02-01-1.2-2011
(к СН РК EN 1992-1-1:2004/2011)

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ИЗ ТЯЖЕЛЫХ БЕТОНОВ С ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫМ НАПРЯЖЕНИЕМ
АРМАТУРЫ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная