

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 КЕРНЕМЕЙ, АУЫР
БЕТОННАН ЖАСАЛҒАН БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН
КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ИЗ ТЯЖЕЛЫХ БЕТОНОВ БЕЗ
ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

ҚР НТҚ 02-01-1.1-2011
(ҚР ҚН EN 1992-1-1:2004:2004 әзірленген)
НТП РК 02-01-1.1-2011
(к СН РК EN 1992-1-1:2004)

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 комитеті
- 3 **БЕКІТІЛІП,
ҚОЛДАНЫСҚА
ЕНГІЗІЛГЕН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігі 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 **УТВЕРЖДЕН И
ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ:** Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан от «29» декабря 2014 года № 156-НҚ с 1 июля 2015 года

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасының сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік органның рұқсатысыз 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 Республики Казахстан

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее пособие содержит положения по проектированию бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений из тяжелых (нормальных) бетонов, выполняемых без предварительного напряжения 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 упомянутых бетонных и железобетонных конструкций; 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 ОБОЗНАЧЕНИЯ И ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЯ.....	6
5. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.....	12
5.1 Общие требования к бетонным и железобетонным конструкциям	12
5.2 Общие требования к расчетам бетонных и железобетонных конструкций	14
5.3 Долговечность конструкций	19
6. МАТЕРИАЛЫ	23
6.1 Требования к бетону	23
6.1.1 Общие положения	23
6.1.2 Классы бетона по прочности на сжатие, соответствующие им характеристические и расчетные сопротивления	23
6.1.3 Упругие деформации бетона.....	27
6.1.4 Ползучесть и усадка бетона	27
Пример 1.....	29
6.1.5 Диаграммы деформирования (состояния) бетона при одноосном напряженном состоянии	31
6.2 Требования к арматуре	35
6.2.1 Применяемые классы арматуры	35
6.2.2 Характеристические и расчетные сопротивления арматуры.....	35
6.2.3 Деформативные характеристики арматуры.....	36
7 РАСЧЕТ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО КРИТИЧЕСКИМ ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ (ULS) ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ.....	38
7.1 Изгиб с или без осевой продольной силы.....	38
Общие положения	38
7.1.1 Изгиб с преобладающим моментом	40
7.1.1.1 Изгибаемые железобетонные элементы прямоугольного сечения с одиночной арматурой.....	40
Примеры расчета к подразделу 7.1.1.1.....	41
Пример 2.....	41
Пример 3.....	42
Пример 4.....	43
7.1.1.2 Изгибаемые железобетонные элементы таврового сечения с одиночной арматурой.....	43
Пример 5.....	43
7.1.1.3 Изгибаемые железобетонные элементы прямоугольного сечения с двойной арматурой.....	46
7.1.1.3.1 Расчет изгибаемых элементов по общей диаграмме (рис.В.1 приложения В).....	46

Пример 6.....	46
7.1.1.3.2 Расчет изгибаемых элементов с использованием безразмерного связывающего коэффициента kd по табл.В.4. приложения В.....	47
Пример 7.....	47
7.1.1.4 Изгибаемые железобетонные элементы трапециевидного сечения с одионочной арматурой	49
Пример 8.....	49
7.1.2 Изгиб с преобладающей продольной силой	50
Пример 9.....	50
7.1.2.1 Централыно и внецентренно растянутые элементы с малым эксцентриситетом	51
Пример 10.....	51
7.1.2.2 Внецентренно сжатые железобетонные элементы с маленьким эксцентриситетом (централыно сжатые)	52
Пример 11.....	52
Пример 12.....	53
7.1.3 Расчет бетонных элементов по прочности	54
7.1.3.1 Общие положения	54
7.1.3.2 Расчет внецентренно сжатых элементов.....	54
7.1.4 Расчет изгибаемых бетонных элементов	63
Пример 13.....	64
7.2 Расчет железобетонных элементов по прочности на действие поперечных сил.....	65
7.2.1 Элементы без поперечной арматурой	65
7.2.2 Элементы, в которых поперечную арматуру устанавливают по расчету.....	67
7.2.3 Расчет железобетонных элементов по прочности на основе стержневой модели (метод ферменной аналогии)	68
7.2.3.1 Расчет при отсутствии продольных сил, действующих на сечение.....	69
7.2.3.1а Срез между стенкой и полкой	72
7.2.3.2 Расчет требуемой площади поперечной арматуры.....	74
Пример 14.....	80
Пример 15.....	81
Пример 16.....	83
Пример 17.....	84
Пример 18.....	87
Пример 19.....	90
7.3 Расчет железобетонных элементов по прочности на действие крутящих моментов.....	91
7.3.1 Расчет элементов, работающих на кручение, на основе модели пространственной фермы	91
7.3.2 Прочность элемента на кручение	92
7.3.3 Прочность элемента на кручение в сочетании с изгибом, осевыми усилиями и срезом	94
Пример 20.....	97
Пример 21.....	99
7.4 Расчет железобетонных элементов на местное действие нагрузок.....	101
7.4.1 Расчет прочности железобетонных элементов на смятие (местное сжатие).....	101
Пример 22.....	104

7.4.2 Продавливание (местный срез).....	105
7.4.2.1 Общие положения и определения	105
7.4.2.2 Расчетные условия при проверке прочности на продавливание (местный срез)	110
7.4.2.3 Расчет на отрыв (местное растяжение)	114
Пример 23.....	115
Пример 24.....	118
Пример 25.....	121
8. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ (SLS).....	124
8.1 Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин	124
8.1.1 Общие положения	124
8.1.2 Определение момента образования трещин.....	125
8.1.3 Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента	128
8.1.4 Минимальная площадь армирования, необходимая для ограничения ширины раскрытия трещин	134
8.1.5 Расчет ширины раскрытия наклонных трещин.....	136
Пример 26.....	138
Пример 27.....	140
Пример 28.....	141
Пример 29.....	142
Пример 30.....	145
Пример 31.....	147
8.2 Расчет железобетонных конструкций по деформациям.....	149
8.2.1 Общие положения	149
8.2.2 Расчет железобетонных элементов по прогибам.....	150
8.2.3 Определение кривизны железобетонных элементов	153
8.2.3.1 Общие положения	153
8.2.3.2 Кривизна железобетонного элемента на участке без трещин в растянутой зоне	153
8.2.3.3 Кривизна железобетонного элемента на участке с трещинами в растянутой зоне	156
8.2.3.4 Определение изгибной жесткости железобетонного элемента	158
8.2.3.5 Упрощенный способ проверки прогибов.....	160
8.2.3.6 Кривизна от усадки бетона.....	161
8.2.3.7 Определение деформации сдвига и сдвиговой жесткости.....	161
Пример 32.....	163
Пример 33.....	166
9 ТРЕБОВАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ.....	168
9.1 Бетонные конструкции	168
9.2 Железобетонные конструкции с ненапрягаемой арматурой	168
9.2.1 Расстояние между стержнями.....	169
9.3 Допустимые диаметры оправки для загибаемых стержней.....	170

9.4 Анкеровка продольной арматуры.....	171
9.4.1 Общие положения	171
9.4.2 Предельное напряжение сцепления	171
9.4.3 Базовая длина анкеровки	172
9.4.4 Расчетная длина анкеровки	174
9.5 Анкеровка хомутов и поперечной арматуры.....	176
9.6 Анкеровка путем приварки стержней	177
9.7 Соединения внахлестку и механические соединения	178
9.7.1 Общие положения	178
9.7.2 Соединения внахлестку	179
9.7.3 Длина нахлестка	180
9.7.4 Поперечная арматура в зоне нахлестка.....	181
9.7.4.1 Поперечная арматура для растянутых стержней	181
9.7.4.2 Поперечная арматура для постоянно сжатых стержней	181
9.7.5 Соединения внахлестку сварных сеток из проволоки периодического профиля..	181
9.7.5.1 Соединения внахлестку главной арматуры	181
9.7.5 Соединения внахлестку сварных сеток из проволоки периодического профиля..	181
9.7.5.1 Соединения внахлестку главной арматуры	181
9.7.5.2 Соединения внахлестку вспомогательной или распределительной арматуры	184
9.8 Дополнительные правила для стержней большого диаметра.....	184
9.9 Минимальные размеры поперечного сечения.....	185
9.10 Защитный слой бетона.....	186
9.11 Рекомендуемые диаметры арматурных стержней	188
9.12 Конструирование элементов и отдельные правила	189
9.12.1 Общие положения	189
9.13 Балки.....	189
9.13.1 Продольная арматура.....	189
9.13.1.1 Минимальная и максимальная площади арматуры	189
9.13.1.2 Другие конструктивные правила	190
9.13.1.3 Поперечная арматура	190
9.13.2 Арматура для восприятия кручения	192
9.13.3 Косвенные опоры	192
9.14 Сплошные плиты.....	193
9.14.1 Арматура, работающая на восприятие изгибающих моментов.....	193
9.14.1.1 Общие положения	193
9.14.1.2 Арматура плит вблизи опор	194
9.14.1.3 Угловая арматура	194
9.14.1.4 Арматура на свободных краях	194
9.14.2 Поперечная арматура.....	194

ҚР НТҚ 02-01-1.1-2011**НТП РК 02-01-1.1-2011**

9.15	Плоские плиты перекрытия.....	195
9.15.1	Плоские перекрытия в зоне внутренних колонн.....	195
9.15.2	Плоские перекрытия в зоне крайних и угловых колонн.....	195
9.15.3	Арматура в зоне продавливания.....	195
9.16	Колонны.....	197
9.16.1	Общие положения.....	197
9.16.2	Продольная арматура.....	197
9.16.3	Поперечная арматура.....	198
9.17	Стены.....	198
9.17.1	Общие положения.....	198
9.17.2	Вертикальная арматура.....	198
9.17.3	Горизонтальная арматура.....	199
9.17.4	Поперечная арматура.....	199
9.18	Балки-стенки.....	199
9.19	Сварные соединения арматуры и закладных деталей.....	200
	ПРИЛОЖЕНИЕ А (обязательное).....	204
	ПРИЛОЖЕНИЕ Б (информационное).....	208
	ПРИЛОЖЕНИЕ В (информационное).....	209
	ПРИЛОЖЕНИЕ Д (информационное).....	236
Д.1	Расчет железобетонных конструкций по прочности сечений, нормальных к продольной оси, по методу предельных усилий (альтернативная модель).....	236
Д.1.1	Общие положения.....	236
Д.1.2	Прямоугольные сечения.....	237
Д.1.3	Тавровые и двутавровые сечения.....	239
	Примеры расчета. Изгибаемые железобетонные элементы прямоугольного сечения ..	241
	Пример Д1.....	241
	Пример Д2.....	242
	Пример Д3.....	243
	Пример Д4.....	243
	Пример Д5.....	244
	Пример Д6.....	244
	Примеры расчета. Тавровые и двутавровые сечения.....	245
	Пример Д7.....	245
	Пример Д7а.....	245
	Пример Д8.....	247
	Пример Д9.....	247

ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН
АРМАТУРАНЫ АЛДЫН-АЛА КЕРНЕМЕЙ, АУЫР БЕТОННАН ЖАСАЛҒАН
БЕТОН ЖӘНЕ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ

ПРОЕКТИРОВАНИЕ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ
ТЯЖЕЛЫХ БЕТОНОВ БЕЗ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ АРМАТУРЫ

Дата введения 2015-07-01

1. ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

1.1 Настоящее нормативно-техническое пособие распространяется на проектирование бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений различного назначения, выполняемых из нормального бетона классов по прочности от С12/15 и С90/105 без предварительного напряжения арматуры и эксплуатируемых в климатических условиях Казахстана при статическом действии нагрузки.

1.2 Настоящее нормативно-техническое пособие не распространяется на проектирование бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений, мостов, транспортных тоннелей, труб под насыпями, покрытий автомобильных дорог и аэродромов и некоторых других специальных сооружений.

2. НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящем нормативно-техническом пособии использованы ссылки на следующие нормативные документы:

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

СТ РК EN 206-1-2011 Бетон. Часть 1. Состав, спецификации и критерии соответствия для обычных бетонов.

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

EN 934-2:2009/2011* Добавки для бетона, раствора и инъекционного раствора Часть 2. Добавки для бетона.

EN 1035* Смеси бетонные. Технические условия.

EN 1704* Арматура ненапрягаемая для железобетонных конструкций. Технические условия.

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

*Применяется в соответствии с СТ РК 1.9

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

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

EN 12350* Испытания незатвердевшего бетона

EN 12390* Испытания затвердевшего бетона

EN 12504* Испытания бетона в конструкциях

EN 1544* Бетоны конструкционные тяжелые. Технические условия.

СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 Основы проектирования несущих конструкций.

СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Собственный вес, постоянные и временные нагрузки на здания.

СН РК EN 1991-1-3:2003/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки.

СН РК EN 1991-1-4:2005/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия».

СН РК EN 1991-1-5:2003/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-5. Общие воздействия. Температурные воздействия».

СН РК EN 1991-1-6:2005/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-6. Общие воздействия. Воздействия при производстве строительных работ».

СН РК EN 1991-3:2006/2011 «Воздействия на несущие конструкции. Часть 3. Воздействия, вызванные кранами и механическим оборудованием».

СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий с Национальным приложением.

3. ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

В настоящем нормативно-техническом пособии применены следующие термины с соответствующими определениями:

Арматура - линейно протяженные элементы в железобетонной конструкции, предназначенные для восприятия растягивающих (главным образом) и сжимающих усилий. В зданиях и сооружениях применяют стальную арматуру в виде проволоки, стержней и витых канатов.

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

Арматура рабочая - арматура, назначаемая по расчету.

Воздействия:

- группа сил (нагрузок), действующих на сооружение (прямое воздействие);
- группа приложенных деформаций или колебаний, вызванных изменением температуры или влажности, неравномерной осадкой оснований или землетрясением (косвенное воздействие).

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/мм^2) (например, S500).

Класс бетона по прочности - количественная величина, характеризующая качество бетона, соответствующая его гарантированной прочности на осевое сжатие, обозначаемая буквой C и числами, выражающими значения характеристического сопротивления и гарантированной прочности в Н/мм^2 (МПа), например, C12/15 (перед чертой - значение характеристического сопротивления f_{ck} , Н/мм^2 , после черты - гарантированная прочность бетона $f_{c,cube}$, Н/мм^2).

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 сборно-монолитные - конструкции, получаемые при обеспечении совместной работы одного или нескольких ранее изготовленных сборных железобетонных элементов и объединяющего их монолитного бетона, выполняемого, как правило, в условиях строительной площадки.

Коэффициент безопасности для арматуры частный γ_s - коэффициент, учитывающий возможные отклонения физического или условного предела текучести арматурной стали ниже, чем $f_{yk}(f_{0,2k})$, а также отклонения размеров сечения стержня.

Коэффициент безопасности для бетона частный γ_c - коэффициент, учитывающий возможность отклонения 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 конструкции - способность сооружения или его конструктивного элемента соответствовать установленным требованиям в течение расчетного срока эксплуатации. Надежность выражается, как правило, в вероятностных величинах.

ПРИМЕЧАНИЕ – понятие надежность распространяется на безопасность, эксплуатационную пригодность и долговечность сооружения.

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, гарантированная $f_{c,cube}^G$ - прочность, 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.

Система конструктивная - несущие элементы здания или инженерного сооружения, объединенные определенным способом для совместной работы.

Ситуация расчетная — совокупность физических условий, моделирующих реальные условия, встречающиеся в определенном интервале времени, для которого расчеты должны показать, что соответствующие предельные состояния не превышены.

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

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

Характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению $f_{ctk}(f_{ctk,0,05})$ – 5 % квантиль статистического распределения прочности бетона на осевое растяжение.

Характеристическое сопротивление бетона осевому сжатию f_{ck} - сопротивление осевому сжатию призм или цилиндров, назначенное с учетом статистической изменчивости при обеспеченности 0,95, исходя из значений параметрического ряда классов бетона по его гарантированной прочности $f_{c,cube}^G$.

Сопротивление бетона осевому растяжению среднее f_{ctm} - прочность бетона на осевое растяжение, установленная для проектирования конструкций.

Расчетное сопротивление бетона (сжатию - f_{cd} ; растяжению - f_{ctd}) - сопротивление бетона, принимаемое при расчетах конструкции по несущей способности и эксплуатационной пригодности и получаемое путем деления характеристических значений прочности на частный коэффициент безопасности для бетона γ_c .

Состояния предельные - состояния, при превышении которых строительные конструкции не отвечают требованиям норм проектирования.

ҚР НТҚ 02-01-1.1-2011
НТП РК 02-01-1.1-2011

4. ОСНОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ И ЕДИНИЦЫ ИЗМЕРЕНИЯ

В настоящем нормативно-техническом пособии, а также при разработке соответствующих нормативных документов, дополняющих настоящее НТП, следует использовать приведенные ниже условные обозначения согласно СТ РК ISO 3898-2011.

Обозначения

Прописные буквы латинского алфавита

- A - площадь сечения;
- A_c - площадь сечения бетона;
- A_{cc} - площадь сечения бетона в сжатой зоне;
- $A_{c,eff}$ - эффективная площадь растянутой зоны сечения;
- A_{c0} - площадь смятия;
- A_{c1} - площадь распределения при расчете на смятие;
- A_{core} - площадь сечения в пределах косвенного (кольцевого) армирования;
- A_{cont} - контрольная площадь, заключенная внутри контрольного сечения;
- A_{ct} - площадь сечения бетона растянутой зоны;
- A_d - расчетное значение особого воздействия;
- A_{load} - площадь поверхности, к которой приложена сосредоточенная сила;
- A_p - площадь сечения напрягаемой арматуры;
- A_{p1} - площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой или менее сжатой зоне сечения;
- A_{p2} - площадь сечения напрягаемой арматуры в сжатой (от действия нагрузок) зоне сечения;
- A_s - площадь сечения ненапрягаемой арматуры;
- A_{s1} - площадь сечения растянутой либо наименее сжатой арматуры;
- A_{s2} - площадь сечения сжатой либо наименее растянутой арматуры;
- A_{sf} - площадь сечения арматуры в полке элемента таврового сечения;
- $A_{s,tot}$ - полная площадь продольной арматуры в сечении;
- A_{sw} - площадь сечения поперечной арматуры;
- B - жесткость изгибаемого железобетонного элемента;
- $E_c, E_{c(28)}$ - касательный модуль упругости для тяжелого бетона при напряжении $\sigma_c = 0$ в возрасте 28 суток;
- $E_{c,eff}$ - эффективный модуль упругости бетона (с учетом длительного действия нагрузки);
- E_{cd} - расчетное значение модуля упругости бетона;
- E_{cm} - текущий модуль упругости бетона;
- E_s - расчетное значение модуля упругости арматурной стали;
- F - сила, воздействие;
- F_c - равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона;
- F_s - равнодействующая усилий в арматуре;
- H - горизонтальное усилие (распор);

- I - момент инерции площади поперечного сечения бетона;
- I_c - момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента;
- I_s - момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента;
- M - изгибающий момент;
- M_{cr} - момент, соответствующий образованию трещин;
- M_{Rd} - прочность сечения при изгибе;
- M_{Ed} - расчетный изгибающий момент, вызванный действием внешней нагрузки;
- $M_{Ed,x}$ - расчетный изгибающий момент от внешней нагрузки, определенный относительно оси x ;
- $M_{Ed,y}$ - то же, относительно оси y ;
- N - продольная сила;
- N_{cr} - осевая сила, приводящая к образованию трещин;
- N_{crit} - условная критическая продольная сила;
- N_{Rd} - прочность сечения при действии продольного усилия;
- N_{Ed} - расчетная продольная сила от внешнего воздействия;
- $N_{Ed,z}$ - продольная сила от внешней нагрузки по направлению оси z ;
- $N_{Ed,lt}$ - расчетная продольная сила при квазипостоянном комбинации нагрузок;
- Q - переменное воздействие;
- S - статический момент;
- $S_1; S_{p1}$ - обозначение продольной арматуры и напрягаемой арматуры соответственно:
- а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения - расположенной в растянутой зоне;
 - б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении - расположенной у менее сжатой грани сечения;
 - в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении:
 - для внецентренно растянутых элементов - расположенной у более растянутой грани сечения;
 - для центрально-растянутых элементов - всей в поперечном сечении элемента;
- $S_2; S_{p2}$ - обозначение продольной арматуры и напрягаемой арматуры соответственно:
- а) при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения - расположенной в сжатой зоне;
 - б) при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении - расположенной у более сжатой грани сечения;
 - в) при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении и внецентренно растянутых элементов - расположенной у менее растянутой грани сечения;
- S_c - статический момент сжатой зоны сечения бетона, рассчитанный относительно центра тяжести растянутой арматуры;
- S_{cN} - статический момент сжатой зоны сечения бетона, рассчитанный относительно оси действия силы N_{Ed} , приложенной с эксцентриситетом e_{od} ;
- T_d - расчетное растягивающее усилие в продольной арматуре при проверке прочности наклонного сечения;

$T_{Rd,max}$ - предельный крутящий момент, воспринимаемый сжатыми бетонными подкосами (прочность элемента на кручение по бетону);

$T_{Rd,sy}$ - предельный крутящий момент, воспринимаемый арматурой (прочность элемента на кручение по арматуре);

T_{Ed} - расчетный крутящий момент, вызванный нагрузкой;

V_{cd} - расчетная поперечная сила, воспринимаемая бетоном;

$V_{Rd,c}$ - составляющая поперечной силы, воспринимаемая бетоном, в элементе, имеющем поперечное армирование;

$V_{Rd,ct}$ - расчетная поперечная сила, воспринимаемая элементом, не имеющим поперечного армирования;

$V_{Rd,max}$ - расчетная поперечная сила, воспринимаемая сжатыми подкосами при расчете наклонного сечения;

$V_{Rd,sy}$ - составляющая поперечной силы, воспринимаемая арматурой в элементе, имеющем поперечное армирование;

V_{Ed} - расчетная поперечная сила, вызванная нагрузкой;

W_c - момент сопротивления бетонного сечения, рассчитанный как для линейного упругого материала.

Строчные буквы латинского алфавита

a_{lim} - предельный (допустимый) прогиб;

a_p - проскальзывание арматурного стержня в анкере;

b'_{eff} - эффективная ширина полки тавровых сечений;

b_j - ширина поверхности соединения (стыка) сборного элемента и монолитной части в сборно-монолитной конструкции;

b_w - ширина стенки таврового сечения; расчетная ширина балки при расчетах на действие перерезывающих сил;

d_g - максимальная крупность заполнителя;

e_a - случайный эксцентриситет;

e_e - расчетный эксцентриситет;

e_o - начальный эксцентриситет продольной силы (без учета влияния прогиба) относительно центра тяжести приведенного сечения;

e_{s1} - эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести растянутой арматуры;

e_{s2} - эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести сжатой арматуры;

f_c - прочность бетона на сжатие при одноосном напряженном состоянии;

$f_{c,cube}^G$ - гарантированная прочность бетона;

f_{cd} - расчетное сопротивление бетона сжатию для железобетонных и предварительно напряженных конструкций;

f_{ck} - характеристическое сопротивление бетона осевому сжатию;

f_{cm} - прочность бетона на осевое сжатие, установленная для проектирования конструкций;

f_{ctd} - расчетное сопротивление бетона растяжению для железобетонных и предварительно напряженных конструкций;

f_{ctk} - характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению, соответствующее 5% квантилю статистического распределения прочности $f_{ctk,0,05}$;

$f_{ctk,0,95}$ - 95% квантиль статистического распределения прочности бетона на осевое растяжение;

f_{ctm} - прочность бетона на осевое растяжение, установленная для проектирования конструкций;

f_{cud} - расчетное сопротивление бетона смятию;

$f_{yk}(f_{0,2k})$ - характеристическое сопротивление ненапрягаемой арматуры;

f_{yd} - расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры;

f_{ywd} - расчетное сопротивление поперечной арматуры;

h'_f - высота (толщина) полки таврового сечения;

l_b - базовая длина анкеровки арматуры;

l_{bp} - расчетная длина анкеровки напрягаемой арматуры;

l_{col} - расстояния между точками закрепления стойки (колонны);

l_{core} - диаметр ядра бетонного кольцевого сечения;

l_{eff} - расчетный пролет;

l_n - пролет в свету между опорами;

l_o - расчетная длина стойки;

n_w - число поперечных стержней в сечении;

s - шаг поперечной арматуры;

s_e - расстояние между стержнями арматуры в свету;

s_f - расстояние между стержнями поперечной арматуры в полке таврового сечения;

s_n - расстояние между каркасами (сетками) косвенного армирования в зоне сжатия или шаг спирали;

s_{rm} - среднее расстояние между трещинами;

t - ширина опоры; продолжительность действия нагрузки; эффективная толщина стенки коробчатого сечения;

u - периметр;

v - единичная поперечная сила;

v_{Ed} - расчетная поперечная сила на единицу длины;

w_k - расчетная ширина раскрытия трещин;

w_{lim} - предельно допустимая ширина раскрытия трещин;

x - высота сжатой зоны сечения, а также расстояние от рассматриваемого сечения до точки приложения усилия;

x_{eff} - эффективная высота условной сжатой зоны сечения, рассчитанная при допущении прямоугольной эпюры распределения напряжений в сжатой зоне;

$x_{eff,lim}$ - граничное значение высоты условной сжатой зоны;

z - плечо внутренней пары сил;

Буквы греческого алфавита

α - угол, коэффициент, а также отношение модуля упругости стали E_s к модулю упругости бетона E_{cm} ;

α_e - отношение модуля упругости стали E_s к эффективному модулю упругости бетона $E_{c,eff}$;

α_k - коэффициент, учитывающий влияние условий нагружения и опирания элемента при расчете прогибов;

α_t - коэффициент линейного температурного расширения;

γ - частный коэффициент безопасности;

γ_c - частный коэффициент безопасности для бетона;

γ_s - частный коэффициент безопасности для арматуры;

γ_F - частный коэффициент безопасности для воздействия;

δ - отношение моментов до и после перераспределения, а также — коэффициент;

ε_c - относительная деформация бетона;

ε_{c1} - относительная деформация бетона, соответствующая прочности на сжатие f_c ;

ε_{c2} , ε_{c3} - относительная деформация бетона, соответствующая расчетному сопротивлению бетона f_{cd} ;

$\varepsilon_{cs,\infty}$ - предельное значение усадки бетона;

ε_{cu} , ε_{cu2} , ε_{cu3} - относительные деформации, соответствующие предельной сжимаемости бетона;

ε_s - относительная деформация арматуры;

ε_{sm} - средняя относительная деформация арматуры для элемента с трещинами;

$\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ - значение усадки бетона к моменту времени $t > t_0$;

ε_{sR} - относительные деформации арматуры, соответствующие разрыву;

ε_{su} - предельное значение относительной деформации арматуры при растяжении;

ε_{yd} - относительные деформации арматуры, соответствующие пределу текучести;

ξ - отношение $\frac{x}{d}$, а также коэффициент;

η - коэффициент;

θ - угол;

ν_c - коэффициент поперечных деформаций бетона (Пуассона);

ρ_l - коэффициент продольного армирования;

ρ_r - коэффициент армирования, отнесенный к эффективной площади растянутого бетона;

ρ_w - коэффициент поперечного армирования;

σ - нормальные напряжения;

σ_c - нормальные сжимающие напряжения в бетоне;

σ_{cN} - напряжения в бетоне, вызванные внешней продольной силой;

σ_{cR} - допускаемые напряжения в бетоне при действии многократно-повторяющейся нагрузки;

σ_{ctm} - средние растягивающие напряжения в бетоне;

σ_s - напряжения в арматуре;

$\Delta\sigma_{sR}$ - допустимая область изменения напряжений в арматуре при многократно-повторяющихся нагружениях;

τ - касательные напряжения;

τ_{Rd} - расчетное сопротивление бетона срезу;

$\varphi(t, t_0)$ - коэффициент ползучести для бетона в интервале времени от t_0 до t ;

$\varphi(\infty, t_0)$ - предельное значение коэффициента ползучести для бетона;

φ - коэффициент, учитывающий влияние эксцентриситета и гибкости;

ω_u - коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при смятии;

\emptyset - диаметр арматурного стержня;

\emptyset_d - диаметр канала в предварительно напряженной конструкции.

Единицы измерения

В расчетах, выполняемых в соответствии с требованиями настоящего пособия, следует использовать следующие единицы измерения:

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

5. ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

5.1 Общие требования к бетонным и железобетонным конструкциям

5.1.1 Бетонные и железобетонные конструкции, проектируемые по настоящему нормативно-техническому пособию, должны удовлетворять требованиям по безопасности, эксплуатационной пригодности и долговечности, а также дополнительным требованиям, указанным в задании на проектирование.

5.1.2 Для удовлетворения требований по безопасности следует назначать такие начальные показатели качества конструкции и степень надежности, чтобы не происходило ее разрушение любого характера при самых неблагоприятных комбинациях воздействий.

5.1.3 Для удовлетворения требований по эксплуатационной пригодности следует устанавливать такие начальные показатели качества конструкции, чтобы с назначенной степенью надежности при самых неблагоприятных комбинациях воздействий не происходило образование и (или) чрезмерное раскрытие трещин, а также не возникали перемещения и (или) колебания, препятствующие нормальной эксплуатации здания или сооружения (нарушение требований по охране здоровья людей и окружающей среды, эстетических требований, предъявляемых к внешнему виду конструкции, технологических требований по нормальной работе оборудования, механизмов, конструктивных требований по совместной работе элементов и т. п.).

5.1.4 Для удовлетворения требований по долговечности следует назначать такие начальные показатели качества конструкции, чтобы с назначенной степенью надежности в течение установленного срока эксплуатации она удовлетворяла бы требованиям по безопасности и эксплуатационной пригодности при самых неблагоприятных комбинациях воздействий (длительное действие нагрузки, неблагоприятные климатические и технологические воздействия, попеременное замораживание и оттаивание, агрессивные воздействия и т. п.).

5.1.5 Конструкции следует проектировать с учетом технологических требований, предъявляемых при изготовлении, транспортировании и монтаже в соответствии с действующими стандартами.

5.1.6 Безопасность, эксплуатационную пригодность, долговечность бетонных и железобетонных конструкций и другие устанавливаемые заданием на проектирование требования должны быть обеспечены выполнением:

- требований к бетону и его составляющим;
- требований к арматуре;
- требований к расчетам конструкций;
- конструктивных требований;
- технологических требований;
- требований по эксплуатации.

5.1.7 Конструкции должны рассчитываться и конструироваться так, чтобы они:

– с назначенным уровнем безопасности воспринимали все воздействия в процессе возведения (изготовления), эксплуатации и реконструкции, обладая соответствующей долговечностью;

– с гарантированной надежностью удовлетворяли предъявляемым к ним требованиям по нормальной эксплуатации.

5.1.8 Потенциальные повреждения конструкции должны быть полностью исключены, либо ограничены до допустимого уровня путем исключения риска, которому подвержена конструкция при эксплуатации.

5.1.9 Надежность конструкции следует обеспечивать соответствующим выбором материалов и рациональных конструктивных систем; проверочными расчетами условий, показывающих, что расчетные условия метода предельных состояний не превышены; дополненными конструктивными требованиями и контролем, выполняемым при возведении конструкции в соответствии с проектом.

5.1.10 Конструкция должна быть запроектирована таким образом, чтобы в течение предусмотренного срока эксплуатации (класс эксплуатации), она соответствовала требованиям по назначению с учетом условий эксплуатации и ремонтпригодности.

5.1.11 При проектировании бетонных и железобетонных конструкций их надежность следует устанавливать полувероятностным методом расчета путем использования расчетных значений воздействий, расчетных характеристик бетона и арматуры, определяемых с помощью соответствующих частных коэффициентов безопасности по характеристическим значениям этих материалов, с учетом класса последствий разрушения зданий и сооружений.

5.1.12 Характеристические значения воздействий следует определять с учетом их статической изменчивости. Расчетные значения воздействий и их комбинация следует принимать в зависимости от вида предельного состояния и расчетной ситуации по приложению А.

5.1.13 Характеристические значения характеристик материалов следует определять с учетом статистической изменчивости свойств материалов и массивности конструкций.

5.1.14 Уровень надежности расчетных значений характеристик материалов следует устанавливать в зависимости от расчетной ситуации и от опасности достижения соответствующего предельного состояния путем назначения коэффициентов безопасности по бетону и арматуре.

5.1.15 Расчет бетонных и железобетонных конструкций допускается производить при заданном уровне надежности на основе полного вероятностного расчета при наличии достаточных данных об изменчивости основных факторов, входящих в расчетные зависимости.

5.1.16 При расчетах бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям следует рассматривать расчетные ситуации, характеризующиеся расчетной схемой конструкции, сочетаниями расчетных значений воздействий, условиями окружающей среды, стадией работы конструкций и т. п.

При расчете конструкций должны рассматриваться следующие расчетные ситуации:

– постоянная, ситуация являющаяся определяющей в течение всего периода эксплуатации сооружения;

– переходная, ситуация реализующая в течение интервала времени, существенно по продолжительности, чем период эксплуатации сооружения и имеющая высокую вероятность проявления;

ПРИМЕЧАНИЕ Переходная расчетная ситуация относится к временным условиям эксплуатации или воздействия на несущую конструкцию, например, во время строительства или во время проведения ремонта.

– аварийная, ситуация учитывающая особые для сооружения условия или воздействия, например, пожар, взрыв, удар или местное разрушение.

5.1.17 Кроме расчета конструкции в постоянных ситуациях, описанных в назначении объекта, может существовать необходимость проверки переходных ситуаций, которые возникают, например:

- во время очередных этапов возведения монолитных конструкций;
- во время распалубки, транспортировки и монтажа сборных конструкций;
- в момент передачи усилия обжатия в предварительно напряженных конструкциях;
- при монтаже до набора проектной прочности монолитным бетоном в сборно-монолитных конструкциях;
- при выполнении капитального ремонта и реконструкции.

5.1.18 Надежность конструкции в аварийных расчетных ситуациях должна обеспечиваться выполнением конструктивных требований, изложенных в разделе 9. В отдельных случаях для таких ситуаций следует производить проверку по несущей способности предельных состояний. Аварийные расчетные ситуации могут возникать в связи с взрывом, столкновением, аварией оборудования, пожаром, а также непосредственно после отказа какого-либо элемента конструкции.

5.1.19 Характеристические значения воздействий следует принимать согласно нормативному документу, а значения соответствующих частных коэффициентов безопасности по нагрузке согласно приложению А настоящего пособия. Характеристические значения воздействий допускается принимать по согласованию с заказчиком, но не менее значений, установленных нормативными документами. Расчетные значения воздействий и их комбинации следует принимать в зависимости от вида предельного состояния и расчетной ситуации по приложению А.

5.2 Общие требования к расчетам бетонных и железобетонных конструкций

– **5.2.1** Расчет бетонных и железобетонных конструкций следует производить в соответствии с требованиями по методу предельных состояний, включающий:

– критические предельные состояния (ULS) по несущей способности, приводящие к полной эксплуатационной непригодности конструкций;

– предельные состояния по эксплуатационной пригодности (SLS), затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций или снижающие долговечность зданий и сооружений по сравнению с предусматриваемым сроком службы.

Расчеты должны обеспечивать надежность зданий или сооружений в течение всего срока их службы, а также при производстве работ в соответствии с требованиями, предъявляемыми к ним.

5.2.2 Расчеты по критическим предельным состояниям (ULS) несущей способности включают:

- расчет по прочности;
- расчет по устойчивости формы (для тонкостенных конструкций);
- расчет по устойчивости положения (опрокидывание, скольжение, всплывание).

5.2.3 Расчеты по прочности, а также по выносливости бетонных и железобетонных конструкций производятся из условия, по которому усилия, напряжения и деформации в конструкциях от расчетных воздействий и их комбинаций с учетом начального напряженного состояния (включая предварительное напряжение, самоупрочнение и т. п.) не должны превышать соответствующих предельных значений, воспринимаемых конструкцией непосредственно перед разрушением любого характера.

5.2.4 Расчеты по устойчивости формы конструкции, а также по устойчивости положения (с учетом совместной работы конструкции и основания, их деформационных свойств, сопротивления сдвигу по контакту с основанием и т.п.) следует производить по соответствующим нормативным документам.

5.2.5 Расчеты по предельным состояниям по эксплуатационной пригодности включают:

- расчет по образованию трещин (ограничение напряжений);
- расчет по раскрытию трещин;
- расчет по деформациям.

При расчете конструкции по предельным состояниям эксплуатационной пригодности следует принимать значения частных коэффициентов безопасности для материалов равными 1, в связи с чем в расчете принимают средние значения модулей упругости и характеристические значения прочностных характеристик материалов.

5.2.6 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по образованию трещин (ограничение напряжений) следует производить из условия, по которому усилия, напряжения, деформации в конструкциях от расчетных воздействий и их комбинаций не должны превышать соответствующих предельных значений, воспринимаемых конструкцией при образовании трещин.

5.2.7 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по раскрытию трещин следует производить из условия, по которому ширина раскрытия трещин в конструкции от расчетных воздействий и их комбинаций не должна превышать предельно допустимых значений, приведенных в таблице 5.1, в зависимости от требований, предъявляемых к конструкции, условий ее эксплуатации (воздействия окружающей среды и характеристик материалов с учетом особенностей коррозионного поведения арматуры).

Для конструкций, эксплуатирующихся в агрессивных средах, следует предусматривать дополнительные мероприятия по защите от коррозии в соответствии с положениями СТ РК EN 206-1.

Таблица 5.1 Предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин w_{lim}

Класс по условиям эксплуатации по табл. 5.2	Железобетонные элементы и предварительно напряженные элементы с напрягающими элементами, не имеющими сцепления с бетоном
	Квазипостоянная комбинация нагрузок по приложению А
X0, XC1	0,4 ¹⁾
XC2, XC3, XC4	0,3
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	
<p>ПРИМЕЧАНИЕ 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.</p>	

В миллиметрах

5.2.8 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по деформациям следует производить из условия, по которому прогибы, углы поворота, перемещения и (или) параметры колебаний конструкции от расчетных воздействий и их комбинаций не должны превышать 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.

Предельно допустимые значения прогибов следует принимать в соответствии с требованиями соответствующих норм.

С целью компенсации полного прогиба либо его части, конструкция может иметь начальный выгиб. Рекомендуется, чтобы величина начального выгиба не превышала 1/250 пролета.

5.2.9 Определение предельных усилий и деформаций в бетонных и железобетонных конструкциях производить на основе расчетных схем (моделей), наиболее близко отвечающих реальному физическому характеру работы конструкций и материалов в рассматриваемом предельном состоянии.

5.2.10 Расчеты бетонных и железобетонных конструкций следует производить на действие изгибающих и крутящих моментов, продольных и поперечных сил, возникающих в конструкциях от различных воздействий, а также на местное действие нагрузки.

5.2.11 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.

5.2.12 Для расчетов элементов общей формы по сечениям, нормальным к продольной оси, при любом положении арматуры и любых внешних воздействиях допускается использовать уравнения равновесия моментов и продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении совместно с уравнениями, описывающими распределение деформаций по сечению, на любом уровне загрузки.

5.2.13 Напряжения в арматуре и бетоне следует определять по расчетным диаграммам состояния материалов исходя из суммарных относительных деформаций от всех воздействий, включая начальные и развивающиеся в процессе эксплуатации конструкции (усадка, ползучесть, набухание, предварительное напряжение, самоупрочнение и т. п.).

5.2.14 Расчет по прочности железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового поперечных сечений с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и сжатой граней элемента, выполненного из бетона класса не более С50/60, когда изгибающие моменты и продольные силы, вызванные нагрузками и воздействиями, приложены 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.

5.2.15 Расчет железобетонных конструкций на действие поперечных сил допускается производить на основе 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.

5.2.16 Расчет железобетонных конструкций по прочности на действие крутящих моментов, изгиба и осевых усилий допускается производить на основе расчетной модели железобетонного элемента с трещинами в виде пространственной стержневой системы (модель пространственной фермы).

5.2.17 При действии местной сжимающей нагрузки, приложенной к ограниченной площадке, площадь которой меньше площади сечения конструкции, следует производить расчет конструкций на местное сжатие (смятие) непосредственно под грузовой площадкой.

5.2.18 При действии местной растягивающей нагрузки, приложенной на ограниченной площадке, площадь которой меньше площади сечения конструкции, следует производить расчет на местное растяжение (отрыв).

5.2.19 При действии на плитные конструкции местной поперечной нагрузки, приложенной на ограниченной площадке, следует производить расчет плит на местный срез (продавливание).

5.2.20 Расчет стыков (сопряжений, контактных швов) должен производиться на действие изгибающих моментов, сдвигающих, растягивающих и сжимающих усилий, передаваемых от одного элемента к другому и действующих в сечении, совпадающем с плоскостью стыкового соединения.

5.2.21 При расчете объемных конструкций, подвергающихся силовым воздействиям в трех взаимно перпендикулярных направлениях, в общем случае следует рассматривать выделенные из конструкции объемные элементы единичного размера с усилиями, действующими по их граням.

Расчет объемных элементов следует производить по наиболее опасным сечениям, расположенным под углом по отношению к направлению действующих на элемент усилий, на основе соответствующих расчетных моделей, либо на основе обобщенного критерия прочности армированного элемента при объемном напряженном состоянии.

5.2.22 Расчет бетонных и железобетонных конструкций (стержневых, плоскостных, объемных) методом конечных элементов (МКЭ) следует производить с использованием соответствующей матрицы жесткости конечных элементов. Матрицу жесткости конечных элементов следует формировать на основе общих моделей деформирования и прочности бетона и железобетона при различных напряженных состояниях конструкции. Особенности деформирования и разрушения конструкций с различным видом напряженных состояний следует учитывать в физических соотношениях, представляющих собой связь относительных деформаций и напряжений.

5.2.23 Расчет массивных железобетонных конструкций допускается производить методами теории упругости с использованием блочных моделей.

В качестве критериев исчерпания прочности и трещиностойкости массивных железобетонных конструкций следует принимать условие достижения напряжениями их соответствующих предельных значений (расчетных сопротивлений).

Для массивных конструкций сложной конфигурации кроме расчетных методов допускается использовать результаты испытания физических моделей.

При применении блочных моделей следует рассматривать систему блоков, разделенных нормальными или наклонными трещинами и контактирующих между собой посредством бетона сжатой зоны и арматуры растянутой зоны.

5.2.24 При проектировании бетонных и железобетонных конструкций, 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 нормативным документам.

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

5.2.26 Бетонные элементы применяют:

а) преимущественно в конструкциях, работающих на сжатие при расположении продольной силы в пределах поперечного сечения элемента;

б) в отдельных случаях в конструкциях, работающих на сжатие при расположении продольной силы за пределами поперечного сечения элемента, а также в изгибаемых конструкциях, когда их разрушение не представляет непосредственной опасности для жизни людей и сохранности оборудования (например, элементы лежащие на сплошном основании).

Конструкции рассматривают как бетонные, если их прочность в стадии эксплуатации обеспечена одним бетоном.

5.3 Долговечность конструкций

5.3.1 [4.1(1)P] Долговечная конструкция должна удовлетворять требованиям по эксплуатационной пригодности и устойчивости в течение всего расчетного срока службы без существенной утраты эксплуатационных свойств при соразмерных эксплуатационных расходах (для общих требований см. СН РК EN 1990).

5.3.2 Требования по долговечности бетонных и железобетонных конструкций обеспечиваются выполнением расчетных значений предельных состояний, а также конструктивными требованиями, изложенными в разделе 9, в зависимости от классов по условиям эксплуатации конструкции, приведенных в таблице 5.2.

5.3.3 Условия окружающей среды – это химическое и физическое условия, в которых находится конструкция, в дополнение к механическим воздействиям. Условия эксплуатации не включают эффектов от действия нагрузки.

Таблица 5.2 - Классы по условиям эксплуатации конструкций в зависимости от характеристики окружающей среды и индикативные классы бетона по прочности, обеспечивающие защиту арматуры от коррозии, согласно таблиц 1 СТ РК EN 206-1

Класс среды	Характеристика среды	Примеры для идентификации классов среды	Индикативный класс бетона
1	2	3	4
1 Отсутствие коррозии или агрессивного воздействия			
X0	Для бетона: все условия вне классов XF, XA. Для железобетона: очень сухая среда	Бетон в зданиях с очень малой влажностью воздуха	C12/15
2 Коррозия вследствие карбонизации			
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 высушивании	Поверхности, продолжительно увлажняемые водой; как правило, в фундаментах.	C25/30
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 разбрызгивающейся 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 средств для оттаивания	Горизонтальные бетонные поверхности, подверженные воздействию дождя и мороза	C30/37
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

ҚР НТҚ 02-01-1.1-2011
НТП РК 02-01-1.1-2011

ПРИМЕЧАНИЕ Состав бетона определяет как защиту арматуры, так и сопротивляемость бетона воздействиям. В столбце 4 таблицы 5.2 указаны индикативные классы прочности бетона на сжатие в зависимости от условий окружающей среды. Это приводит к выбору более высокого класса прочности на сжатие, чем это необходимо по расчетам. В таких случаях необходимо принять значение f_{ctm} более высокого класса прочности на сжатие для расчета минимального количества арматуры и проверки ширины раскрытия трещин.

5.3.5 В случае, когда другими нормативными документами для бетонных и железобетонных конструкций зданий и сооружений различного назначения установлены более жесткие требования по долговечности, чем в п. 5.3.2, должны применяться требования соответствующих документов.

6. МАТЕРИАЛЫ

6.1 Требования к бетону

6.1.1 Общие положения

6.1.1.1 Для бетонных и железобетонных конструкций, проектируемых в соответствии с требованиями настоящего нормативно-технического пособия, следует предусматривать конструкционный нормальный бетон средней плотности от 2200 кг/м³ до 2500 кг/м³ включительно. Вид бетона и его технические контролируемые показатели качества следует назначать в соответствии с требованиями, предъявляемыми к бетонным, железобетонным конструкциям соответствующими стандартами.

6.1.1.2 Основным показателем качества бетона, устанавливаемый при проектировании, является класс бетона по прочности на сжатие С.

6.1.1.3 При необходимости могут быть установлены дополнительные технические показатели качества бетона, связанные с теплоизоляцией, термической стойкостью, огнестойкостью, коррозионной стойкостью, биологической защитой и т. п. Необходимые показатели качества бетона следует устанавливать при проектировании бетонных, железобетонных конструкций в соответствии с расчетом и классом по условиям эксплуатации согласно указаниям раздела 5.

6.1.2 Классы бетона по прочности на сжатие, соответствующие им характеристические и расчетные сопротивления

6.1.2.1 При проектировании бетонных, железобетонных конструкций следует применять нормальные бетоны по СТ РК EN 206-1 следующих классов по прочности на сжатие:

C12/15; 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;

6.1.2.2 При проектировании рекомендуется принимать класс бетона по прочности на сжатие:

а) для железобетонных элементов из нормального бетона, рассчитываемого на воздействие многократно повторяющейся нагрузки - не ниже C12/15;

б) для железобетонных сжатых стержневых элементов из нормального бетона - не ниже C12/15;

в) для сильно нагруженных железобетонных сжатых стержневых элементов (например, для колонн, воспринимающих значительные крановые нагрузки и для колонн нижних этажей многоэтажных зданий) - не ниже C20/25.

6.1.2.3 Для конструкций, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки, минимальные значения класса бетона по прочности на сжатие, приведенные выше, при применении проволочной напрягаемой арматуры, стержневой арматуры класса S800 диаметром от 10 до 18мм, должны увеличиваться на одну ступень параметрического ряда.

6.1.2.4 Базовыми прочностными характеристиками бетона, применяемыми при расчетах бетонных и железобетонных конструкций, являются:

- характеристическое сопротивление бетона осевому сжатию f_{ck} ;
- характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению f_{ctk} .

При назначении класса бетона по прочности на сжатие характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению допускается устанавливать в зависимости от характеристического сопротивления бетона осевому сжатию.

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

6.1.2.6 [3.1.2(6)] Для средних стандартных условий хранения конструкции (EN 12390*) среднюю прочность бетона на сжатие в возрасте t , сут, $f_{cm}(t)$ допускается определять по формуле

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

Для железобетонных и предварительно напряженных элементов, подвергнутых тепловой обработке, среднюю прочность бетона на сжатие в возрасте t , сут, $f_{cm}(t)$ допускается определять по формуле

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \log(t - t_p + 1) \quad (6.1б)$$

Значение коэффициента $\beta_{cc}(t)$ в формуле (6.1a) 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 (6.1a), (6.1б) и (6.2):

$f_{cm}(t)$ - средняя прочность бетона на сжатие в возрасте t (> 28 сут);

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

f_{cmp} - средняя прочность бетона на сжатие при окончании тепловой обработки в момент времени $t_p < t$ (для предварительно напряженных конструкций — средняя передаточная прочность);

t - возраст бетона (> 28 сут); $t_1 = 1$ сут;

t_p - возраст бетона, сут, после окончания тепловой обработки (для предварительно напряжённых конструкций - при передаче усилия обжатия на бетон).

Среднюю прочность бетона на осевое растяжение в возрасте $t > 28$ сут допускается рассчитывать по формулам (6.1a, б), заменяя среднюю прочность на сжатие в возрасте 28 сут на среднюю прочность на осевое растяжение в возрасте 28 сут, если начальное влажное хранение конструкции не превышает 7сут.

6.1.2.7 Характеристические сопротивления бетона осевому сжатию и осевому растяжению, а также значения его средней прочности на осевое сжатие и осевое растяжение, соответствующие нормированным в 6.1.2.1 классам по прочности, представлены в таблице 6.1.

6.1.2.8 Характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению $f_{ctk,0,95}$ (95% квантиль прочности на растяжение, см. таблицу 6.1) следует применять в расчетах бетонных, железобетонных и 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.).

6.1.2.9 Расчетные сопротивления бетона сжатию f_{cd} и растяжению f_{ctd} следует определять путем деления характеристических сопротивлений бетона соответственно осевому сжатию f_{ck} и осевому растяжению f_{ctk} на частные коэффициенты безопасности по бетону γ_c , принимаемые равными:

- а) при расчете по предельным состояниям несущей способности:
- для неармированных (бетонных) конструкций - 1,5;
 - для железобетонных и предварительно напряженных конструкций - 1,5;
- б) при расчете по предельным состояниям эксплуатационной пригодности - 1,0.

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

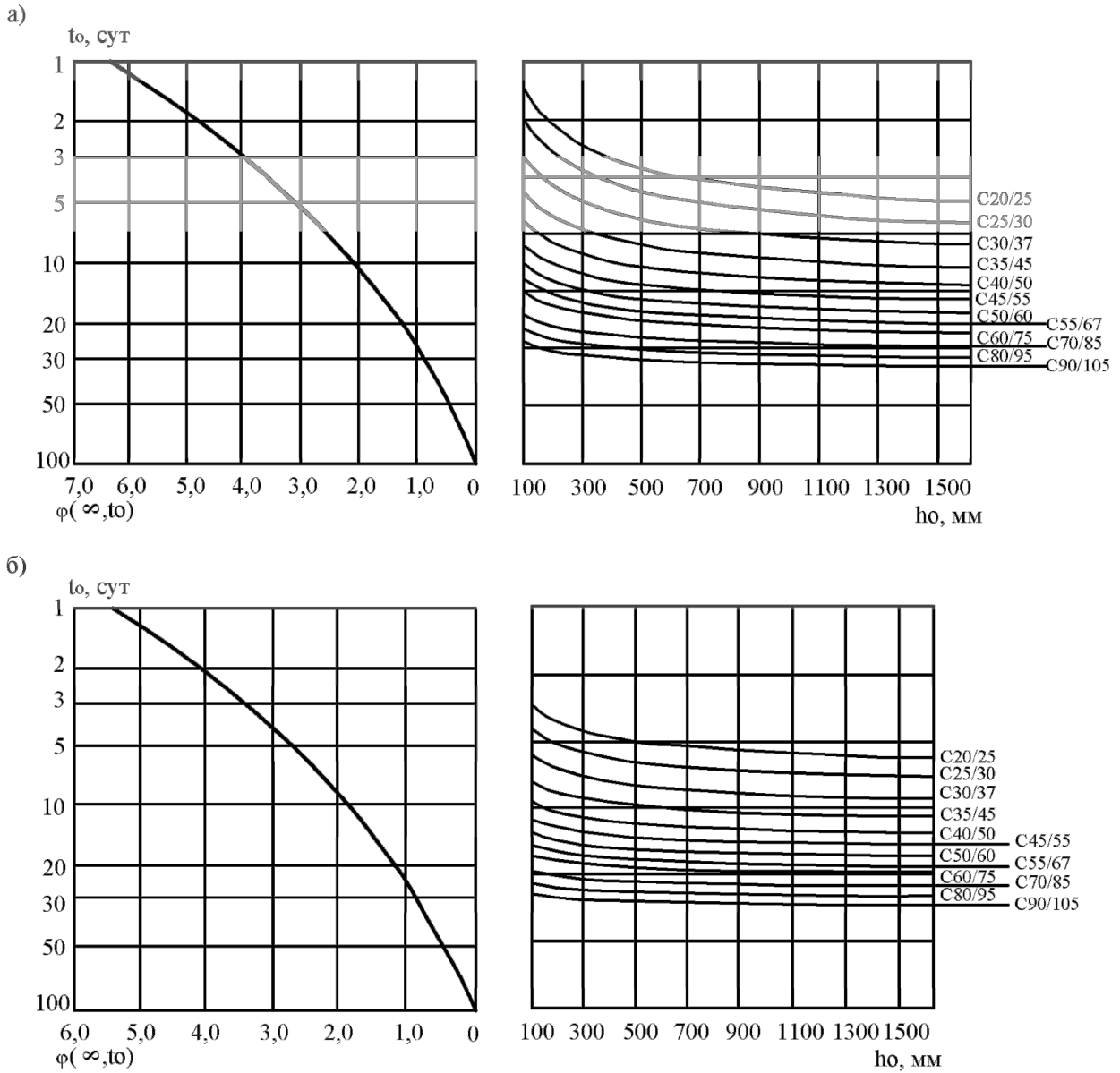
$$\gamma_c = 1,5\gamma'_c, \quad (6.3)$$

где:

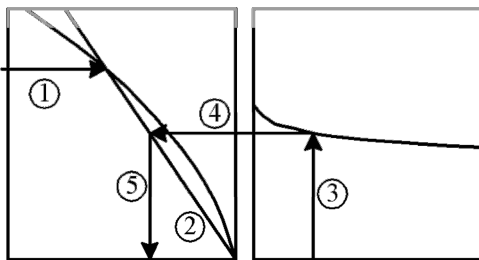
$$\gamma'_c = \frac{1}{\left(1,1 - \frac{f_{ck}}{500}\right)} \geq 1.0 \quad (6.4)$$

Таблица 6.1 - Прочностные и деформационные характеристики бетона

Классы прочности бетона															Аналитическая зависимость/пояснение
f_{ck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$, МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
f_{ctm} , МПа	1,6	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	$f_{ctm} = 0,30f_{ck}^{\frac{2}{3}} \leq C^{50/60}$ $f_{ctm} = 2,12\ln[1 + (f_{cm}/10)] > C^{50/60}$
$f_{ctk,0,05}$, МПа	1,1	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	$f_{ctk,0,05} = 0,7f_{ctm}$ Квантиль 5 %
$f_{ctk,0,95}$, МПа	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3f_{ctm}$ Квантиль 95 %
E_{cm} , ГПа	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3} f_{cm}$, МПа
ε_{c1} , ‰	1,8	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	См. рисунок 6.2 $\varepsilon_{c1} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ε_{cu1} , ‰	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	См. рисунок 6.2 для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{cu1} = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} , ‰	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	См. рисунок 6.3а для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{c2} = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$
ε_{cu2} , ‰	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	См. рисунок 6.3а для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{cu2} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	для $f_{ck} \geq 50$ МПа $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} , ‰	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	См. рисунок 6.3б для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{c3} = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50)/40]$
ε_{cu3} , ‰	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	См. рисунок 6.3б для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{cu3} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$



Порядок действий при определении предельных значений коэффициента ползучести по монограммам



Примечания:

1. Для $t_0 > 100$ сут принимать значения $\varphi(\infty, t_0)$ как для $t_0 = 100$ сут;
2. $h_0 = 2A_{с,и}$, где $A_{с,и}$ 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 [3.1.3(3)] Упругие деформации бетона зависят от его вида и технологических особенностей приготовления. Настоящее пособие устанавливает следующие базовые показатели, характеризующие упругие деформации бетонов:

– модуль упругости бетона E_{cm} (определяемый как тангенс угла наклона секущей между точками $\sigma_c = 0$ и $\sigma_c = 0,4 \cdot f_{cm}$), значения которого для нормальных бетонов следует принимать по таблице 6.1.

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

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm}, \quad (6.5)$$

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} - модуль упругости бетона в возрасте 28 сут, определяемый по таблице 6.1;

– коэффициент Пуассона $\nu_c = 0,20$;

– коэффициент линейного температурного расширения $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5} (1/^\circ\text{C})$.

6.1.4 Ползучесть и усадка бетона

6.1.4.1 При расчетах бетонных, железобетонных конструкций следует учитывать изменение свойств бетона во времени, а также усилия, напряжения и перемещения, связанные с развитием длительных процессов (усадки и ползучести). Допускается использовать в расчетах предельные значения характеристики (коэффициента) ползучести и усадки.

6.1.4.2 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:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_{c0}}. \quad (6.6)$$

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 $0,45f_{cm}(t_0)$, следует выполнять модификацию значений коэффициента ползучести $\varphi(\infty, t_0)$ полученных по графикам, приведенным на рисунке 6.1, с учетом нелинейной ползучести по формуле

$$\varphi_{nl}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \exp[1,5 - (k_\sigma - 0,45)], \quad (6.7)$$

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 6.1.2.7.

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 40 до 40°C 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 Величину усадки бетона ε_{cs} следует определять по формуле

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}, \quad (6.8)$$

где:

ε_{cd} - часть усадки бетона, обусловленная испарением из него влаги;

ε_{ca} - часть усадки бетона, обусловленная процессами твердения бетона.

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

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}, \quad (6.9)$$

где:

$\varepsilon_{cd,0}$ - номинальные значения части усадки, которые допускается определять по таблице 6.3;

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

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

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s)+0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}}, \quad (6.10)$$

t - возраст бетона, для которого рассчитывается величина части усадки, сут;

t_s - возраст бетона к моменту окончания влажного хранения бетона, сут;

$h_0 = \frac{2A_c}{u}$ - приведенный размер поперечного сечения, мм;

A_s, u - соответственно площадь и периметр поперечного сечения элемента, мм;

Предельное значение относительной деформации усадки, обусловленной испарением влаги, $\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$. Значение номинальной относительной деформации $\varepsilon_{cd,0}$ принимается из таблицы 6.2.

При определении промежуточных значений части усадки бетона $\varepsilon_{cd,0}$, по таблице 6.2 допускается линейная интерполяция.

Таблица 6.2 – Номинальные значения для свободной относительной деформации усадки $\varepsilon_{cd,0}$, ‰

$f_{ck}/f_{c,cube}^G$ МПа	Относительная влажность воздуха RH, %					
	20	40	60	80	90	100
20/25 и менее	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Таблица 6.3 – Значения k_h в формуле (6.9)

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

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

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca,\infty}, \quad (6.11)$$

где:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = 2,5(f_{ck} - 10)10^{-6} \text{ и} \quad (6.12)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}); \quad (6.13)$$

t - время, сут.

Пример 1.

Дано: Поперечное сечение железобетонной 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.

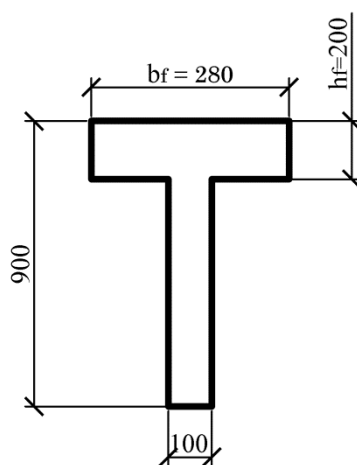


Рис.6.1а - К примеру, 1.

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 С30/37 $\rightarrow \varepsilon_{cd,0} = 270 \cdot 10^{-6}$

Для $h_0 = 106,8$; $\rightarrow k_h = 0,992$ 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;

$t_s = 3$ - 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:

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

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 (состояния) бетона при одноосном напряженном состоянии

6.1.5.1 В качестве обобщенной характеристики механических свойств бетона при одноосном напряженном состоянии следует принимать диаграмму состояния (деформирования) бетона, устанавливающую связь между напряжениями σ_c и продольными относительными деформациями ε_c сжатого бетона при кратковременном действии однократно приложенной нагрузки вплоть до установленных предельных значений, отвечающих разрушению бетона при однородном напряженном состоянии.

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

6.1.5.2 [3.1.5(1)] Для описания полной диаграммы деформирования бетона в условиях осевого кратковременного сжатия допускается использовать следующую аналитическую зависимость

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\cdot\eta}, \quad (6.14)$$

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, состоящую из отдельных прямолинейных участков и т. д.), эквивалентные базовой диаграмме.

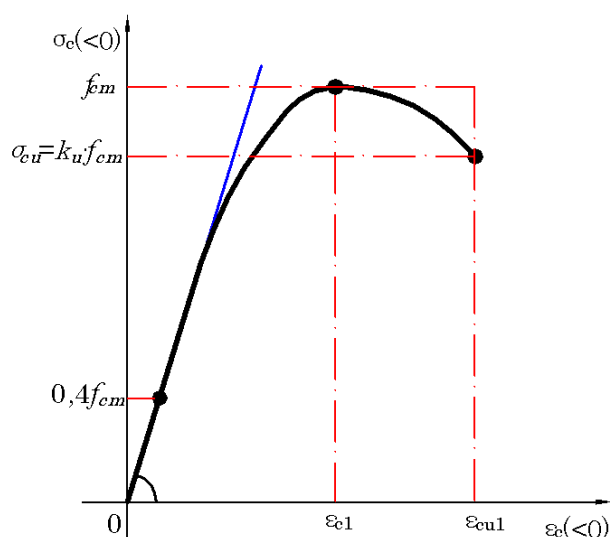


Рисунок 6.2 - Диаграмма деформирования (состояния) бетона при осевом кратковременном сжатии

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

За критическую область работы бетона на нисходящем участке диаграммы деформирования при расчете следует ограничивать уровнем напряжений $\sigma_{cu} = k_u \cdot f_{ck}$, принимая значение коэффициента k_u :

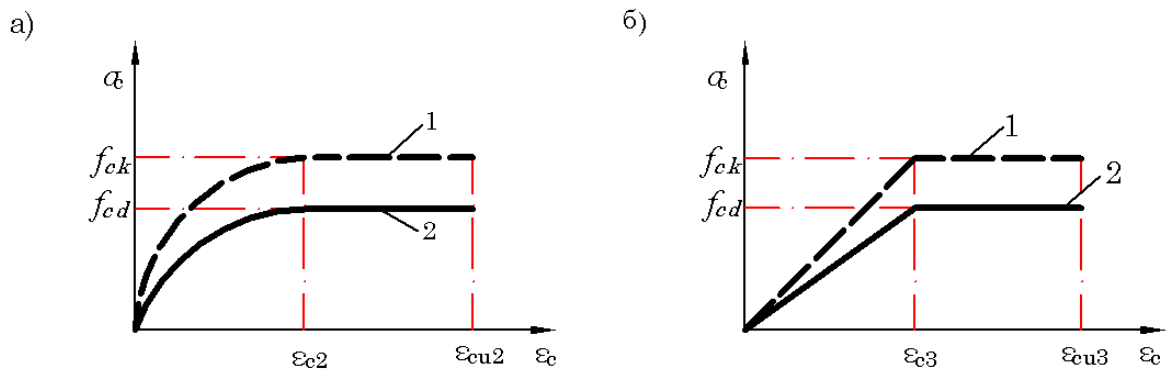
- а) для бетонов классов по прочности на сжатие менее С55/67 - 0,80;
- б) для высокопрочных бетонов классов по прочности на сжатие С70/85 и выше - 0,90.

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

6.1.5.4 Расчетные значения напряжений в узловых точках диаграммы деформирования следует определять согласно указаниям 6.1.5.3, 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.

Значения коэффициента α_{cc} следует принимать для бетона классов по прочности на сжатие не более С50/60 $\alpha_{cc} = 0,85$.

В интервале относительных деформаций $|\epsilon_{c1}| \leq |\epsilon_c| \leq |\epsilon_{cu1}|$ расчетная диаграмма деформирования бетона (рисунок 6.3) имеет горизонтальный участок, соответствующий расчетному сопротивлению $\alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$.



1 - нормативная диаграмма; 2 - расчетная диаграмма

Рисунок 6.3 - Диаграммы деформирования бетона при сжатии, применяемые при расчете прочности сечений железобетонных конструкций: а - параболически-линейная; б - упрощённая билинейная.

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:

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right], \text{ при } 0 \leq |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{c2}|, \quad (6.15)$$

$$\sigma_c = f_{cd}, \text{ при } |\varepsilon_{c2}| \leq |\varepsilon_c| \leq |\varepsilon_{cu2}|, \quad (6.16)$$

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.

При расчете прочности сечений 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.

6.1.5.6 [3.1.7(3)] При расчете прочности сечений простой формы с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой грани конструкции, и усилиями, действующими в плоскости симметрии, допускается применять прямоугольную эпюру распределения напряжений в пределах эффективной высоты сжатой зоны сечения (рис. 6.3а).

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

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

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

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

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

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

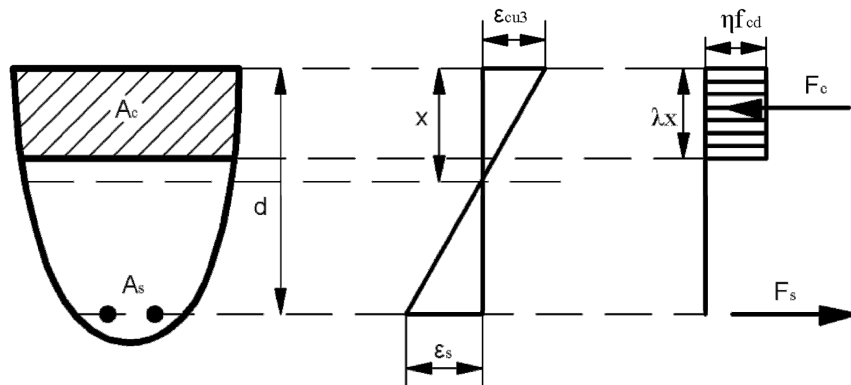


Рисунок 6.3а - Равномерное распределение напряжений по высоте эффективной сжатой зоны сечения

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

$$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) f_{ctm}; f_{ctm} \right\} \quad (6.17)$$

где:

h - полная высота элемента, мм;

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

6.2 Требования к арматуре

6.2.1 Применяемые классы арматуры

6.2.1.1 В качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций следует применять арматуру классов S400 и S500. Стержневую арматуру класса S240 – для поперечной арматуры. По способу производства арматура может быть горячекатаной, термомеханически упрочненной и холоднодеформированной. Требования к механическим свойствам арматуры регламентируются соответствующими стандартами. Допускается применять в качестве ненапрягаемой арматуры стержней периодического профиля и проволоку классов, установленных в приложении Б.

6.2.2 Характеристические и расчетные сопротивления арматуры

6.2.2.1 Характеристическое сопротивление арматуры $f_{yk} (f_{0,2k})$ - наименьшее контролируемое значение физического или условного предела текучести, равного значению напряжений, соответствующих остаточному относительному удлинению, равному 0,2 %. Указанные контролируемые характеристики гарантируются заводами-изготовителями с обеспеченностью не менее 0,95.

6.2.2.2 Расчетное сопротивление арматуры f_{yd} определяют путем деления характеристического сопротивления $f_{yk}(f_{0,2k})$ на частный коэффициент безопасности по арматуре γ_s , принимаемый равным 1,15 для стержневой и 1,2 - для проволочной арматуры.

При расчете по наклонным сечениям расчетные сопротивления поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) f_{ywd} снижаются по сравнению с f_{yd} путем умножения на коэффициенты условий работы γ_{s1} и γ_{s2} :

а) $\gamma_{s1} = 0,8$ - для учета неравномерности распределения напряжений в арматуре по длине рассматриваемого сечения;

б) $\gamma_{s2} = 0,9$ - для стержневой арматуры диаметром менее 1/3 диаметра продольных стержней в сварных каркасах, для учета возможности хрупкого разрушения сварного соединения.

Характеристики ненапрягаемой арматуры представлены в таблице 6.4.

Таблица 6.4 - Характеристики ненапрягаемой арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр, мм	Вид поверхности	$k = \frac{f_{tk}}{f_{yk}}$	$f_{yk}(f_{0,2k}),$ Н/мм ²	$f_{yd} (f_{0,2d}),$ Н/мм ²	$f_{ywd},$ Н/мм ²	
S240	5,5 - 40	Гладкая	1,5	240	209	167*	150
S400	6 - 40	Периодического профиля	1,25- 1,5	400	348	279*	251

S500	6 - 40	Периодического профиля	1,2	500	435(410)**	348* (328)**	313 (295)**
<p>* Для случая применения в вязаных каркасах. ** В скобках приведены значения для проволочной арматуры.</p>							

6.2.3 Деформативные характеристики арматуры

6.2.3.1 Арматура должна иметь адекватную пластичность, определяемую отношением прочности на растяжение к пределу текучести $\left(\frac{f_t}{f_y}\right)_k$ и относительным удлинением при максимальной нагрузке ε_{uk} . На рисунке 6.4 приведены диаграммы деформирования «напряжение - относительная деформация» для горячекатаных и холоднотянутых сталей.

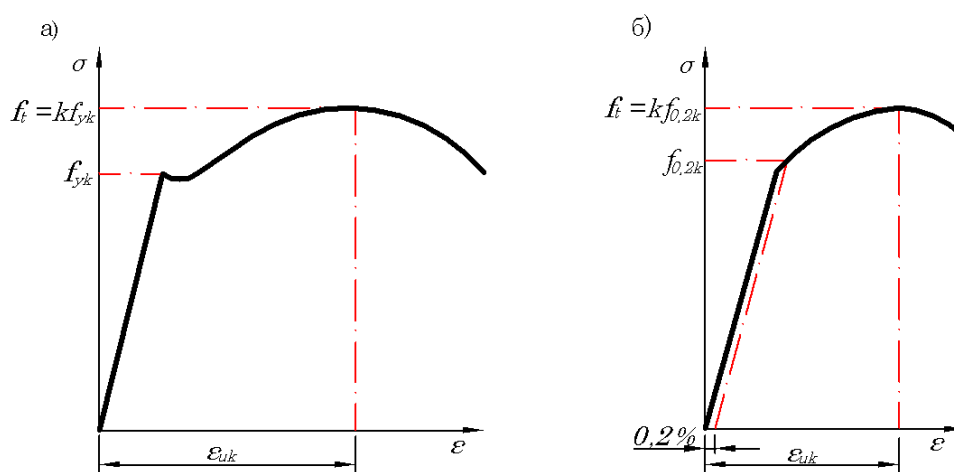


Рисунок 6.4 - Диаграммы «напряжение - относительная деформация» для арматурных сталей: а - для горячекатаной стали; б - для холоднотянутой стали

6.2.3.2 Зависимость « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » для стержневой арматуры класса S500 следует принимать в соответствии с диаграммой рисунка 6.5а.

Зависимость « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » для арматуры класса S400 и проволочной арматуры класса Bt500 следует принимать с горизонтальным участком от ε_{sy} до ε_{su} (рисунок 6.5б).

Модуль упругости арматуры E_s в интервале температур от минус 30 до плюс 200°C следует принимать равным 200 кН/мм².

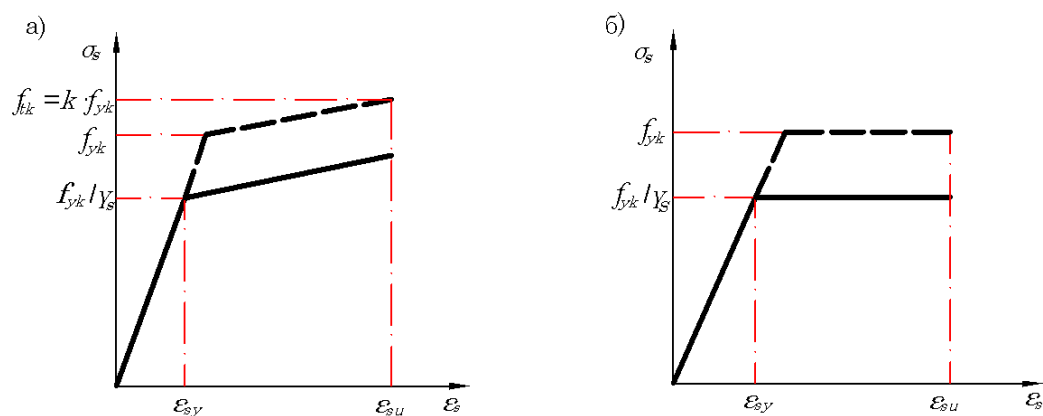


Рисунок 6.5 - Зависимость « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » для ненапрягаемой арматуры:
а - для стержневой арматуры класса S500;
б - для арматуры классов S240, S400 и проволочной арматуры класса B500

7 РАСЧЕТ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО КРИТИЧЕСКИМ ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ (ULS) ПО НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

7.1 Изгиб с или без осевой продольной силы

Общие положения

7.1.1 Расчет бетонных и железобетонных конструкций по критическим предельным состояниям по несущей способности следует производить из условия, по которому усилия от расчетных воздействий не превышают предельных усилий, которые может воспринять конструкция в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси.

Расчетным критерием исчерпания несущей способности конструкций и систем из них при действии изгибающих моментов и продольных сил следует считать исчерпание прочности сечений, нормальных к продольной оси, и переход системы или ее отдельного элемента в изменяемое состояние.

7.1.2 В общем случае предельные усилия, которые может воспринять железобетонная конструкция в сечении с трещиной, нормальном к продольной оси, определяются из решения общей системы уравнений деформационной расчетной модели. Расчетные схемы распределения относительных деформаций в сечении элемента при расчете по прочности показаны на рисунке 7.1.

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.

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 $\varepsilon_{c2}(\varepsilon_{c3})$ по таблице 6.1;
- б) для внецентренно сжатых сечений (с двузначной эпюрой относительных деформаций) - $\varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{cu3})$ по таблице 6.1.

При расчете сопротивления сечений элементов 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;
- бетон, испытывающий растяжение, в расчетах не учитывается.

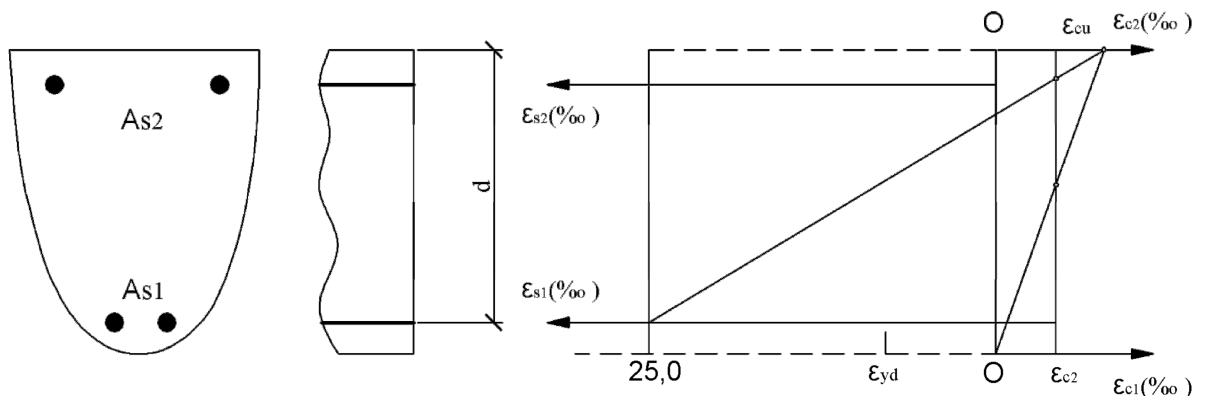


Рисунок 7.1 - Расчетные схемы распределения относительных деформаций в сечении, нормальном к продольной оси, при расчете элемента по прочности с использованием деформационной модели

7.1.5 Предельное значение деформации сжатия при изгибе, а также сочетания изгиба и осевой нагрузки, при которой нулевая ось остается в пределах сечения, составляет 0,0035, а для сечений, полностью подверженных сжатию 0,002 (рис.7.1). Величины предельной деформации сжатия в ситуациях, когда нулевая ось находится в пределах сечения, а также величины осевого сжатия, могут отличаться для бетонов высокой прочности.

7.1.6 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 $\varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{cu3})$.

Значение ξ_{lim} определяется по формуле

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{cu3})}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu2}(\varepsilon_{cu3})} \quad (7.1)$$

где:

ε_{sy} - относительная деформация арматуры, при достижении напряжениями в ней расчетного сопротивления f_{yd} , определяемая по формуле

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (7.2)$$

Расчетные формулы прочности нормальных сечений любой симметричной формы выводят из двух условий равновесия элемента в предельном состоянии $\sum M = 0$ и $\sum X = 0$.

Прочность нормальных сечений элемента считают обеспеченной, если внешний

момент M_{Ed} не превосходит несущую способность сечений элемента, выраженную в виде обратного направленного момента M_{Rd} внутренних сил ($M_{Ed} \leq M_{Rd}$).

В целях упрощения расчетов по подбору размеров нормальных сечений изгибаемых элементов и площади сечения рабочей арматуры рекомендуется пользоваться коэффициентами α_{Eds} и ζ (см. приложение В), вычисленными в зависимости от относительной высоты сжатой зоны ξ , а также безразмерными связывающими коэффициентами k_d и k_s .

7.1.1 Изгиб с преобладающим моментом

Преобладающий момент при изгибе существует, если выполняется следующее условие:

$$\frac{e_d}{h} = \left| \frac{M_{Ed}}{N_{Ed} \cdot h} \right| > 3,5 \quad (7.2a)$$

Расчеты по подбору размеров нормальных сечений и площади сечений рабочей арматуры прямоугольных, тавровых, круглых и кольцевых элементов рекомендуется выполнять согласно итерационным диаграммам и таблицам приложения В:

- 1) для прямоугольных сечений:
 - а) общая диаграмма расчета изгибаемых элементов (приложение В, рис.В.1);
 - б) табличная форма расчета с помощью безразмерных коэффициентов (таблицы В.1 и В.2);
 - в) табличная форма расчета с помощью безразмерного связывающего коэффициента k_d (таблицы В.3 и В.4);
 - г) диаграммы определения несущей способности при одноосном и двухосном изгибе с продольной силой.
- 2) для тавровых сечений:
 - а) табличная форма расчета для тавровых сечений (таблица В.5);
- 3) для круглых и кольцевых сечений:
 - а) табличная форма расчета для круглых и кольцевых сечений (рис. В.5).

7.1.1.1 Изгибаемые железобетонные элементы прямоугольного сечения с одиночной арматурой

а) Подбор продольной арматуры (см. пример 2) производим с применением таблицы В.3 приложения В для определения несущей способности изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой с использованием безразмерного связывающего коэффициента k_d .

Изгибающий момент, действующий в сечении

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

Определяем значение коэффициента

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{M_{Eds}/b}} \quad (\text{см. табл. В.3, приложение В}) \quad (7.3)$$

По табл. В.3. Приложение В для нормального бетона находим $\leq C50/60 \rightarrow k_s$.

Требуемая площадь растянутой одиночной арматуры определяется:

$$A_{s1}[\text{см}^2] = k_s \cdot \frac{M_{Eds}[\text{кН}\cdot\text{м}]}{d[\text{см}]} + \frac{N_{Ed}[\text{кН}]}{43,5} \quad (7.4)$$

Примеры расчета к подразделу 7.1.1.1.

Пример 2

Расчет с использованием безразмерного связывающего коэффициента k_d по таблице В.3 приложения В

Дано: Плита прямоугольного сечения с нижней арматурой с размерами $b = 1000$ мм, $h = 200$ мм; $c_1 = 30$ мм; Бетон нормальный класса С25/30 ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 25 / 1,5 = 14,2$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435$ МПа). На плиту действует изгибающий момент $M_{Ed} = 25$ кН·м (рис.7.2).

Требуется: Определить площадь продольной арматуры.

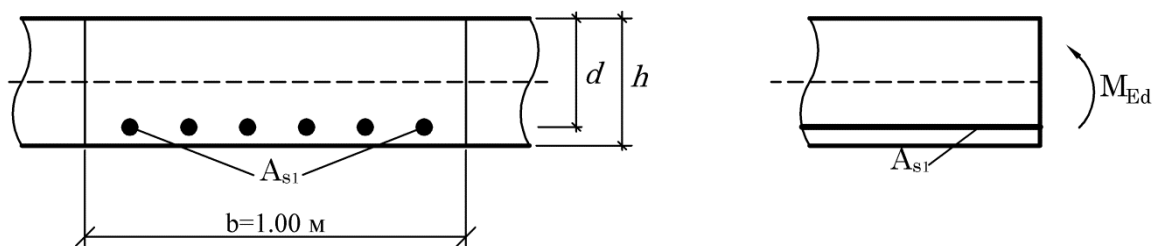


Рис.7.2 - К примеру, 2

Решение. Изгибающий момент, действующий в сечении

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1} = 25 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad (N_{Ed} = 0)$$

Определяем значение коэффициента

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{M_{Eds}/b}} = \frac{17}{\sqrt{25/1,00}} = 3,40 \quad (\text{см. табл.В.3, приложение В})$$

где $d = h - c_1 = 17$ см.

По табл. В.3. Приложение В для нормального бетона находим $\leq C50/60 \rightarrow k_s = 2,38$.

Требуемая площадь растянутой арматуры:

$$A_{s1} = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{d} + \frac{N_{Ed}}{\sigma_{s1d}} = 2,38 \cdot \frac{25}{17} + 0 = 3,53 \text{ см}^2.$$

Принимаем: $6\phi 10 S500$ ($A_{s1} = 4,72\text{см}^2$).

б) Подбор продольной арматуры (см. пример 3) производим по таблице *B.1* приложения *B* для определения несущей способности изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой с использованием безразмерных коэффициентов.

Определяем значение коэффициента

$$\alpha_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (\text{см. табл. } B.1, \text{ приложение } B) \quad (7.5)$$

По табл. *B.1* приложения *B* для нормального бетона находим $\leq C50/60 \rightarrow \sigma_{sd} \rightarrow \omega$.

Требуемая площадь растянутой арматуры определяется:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) \quad (7.6)$$

Пример 3.

Расчет с использованием безразмерных коэффициентов по таблице *B.1* приложения *B*

Определяем значение коэффициента

$$\alpha_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{25 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 1,00 \cdot 0,17^2} = 0,061 \leq \alpha_{Eds,lim} = 0,372 \quad (\text{см. табл. } B.1, \text{ приложение } B)$$

где $d = h - c_1 = 20 - 3 = 17\text{см}$.

По табл. *B.1*. Приложение *B* для нормального бетона находим $\leq C50/60$ $\alpha_{Eds} = 0,061$ и $\sigma_{sd} = f_{yd} = 434,8\text{ МПа} \rightarrow \omega = 0,0636$, $\zeta = \frac{z}{d} = 0,96$, $z = 0,96 \cdot 0,17 = 0,1632\text{ м}$.

Требуемая площадь растянутой арматуры:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) = \frac{1}{434,8} (0,0636 \cdot 1000 \cdot 170 \cdot 14,2) = 353,1\text{ мм}^2$$

Принимаем: $6\phi 10 S500$ ($A_{s1} = 472\text{мм}^2$).

в) Подбор продольной арматуры (см. пример 4) производим с использованием общей диаграммы расчета по рис. *B.1* приложения *B*.

Определяем значение коэффициента

$$\alpha_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (\text{см. рис. } B.1, \text{ приложение } B) \quad (7.7)$$

По рис. *B.1*. Приложение *B* для нормального бетона $\leq C50/60 \rightarrow \varepsilon_{s1} \rightarrow \xi = \frac{z}{d}$.

Для $\varepsilon_{s1} \rightarrow \sigma_{s1d}$.

Требуемая площадь растянутой арматуры:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{s1d}} \left(\frac{M_{Eds}}{\xi \cdot d} + N_{Ed} \right). \quad (7.8)$$

Пример 4.

Расчет с использованием общей диаграммы расчета по рис. В.1 приложения В.

Определяем значение коэффициента

$$a_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{25 \cdot 10^3}{14,2 \cdot 1,00 \cdot 0,17^2} = 0,061 \leq a_{Eds,lim} = 0,372 \text{ (см. рис. В.1, приложение В)}$$

где $d = h - c_1 = 17$ см.

По рис. В.1. Приложение В для нормального бетона $\leq C50/60$ $a_{Eds} = 0,061$ и $\varepsilon_{s1} = 25 \cdot 10^{-3} \rightarrow \xi = \frac{z}{d} = 0,96$.

Для $\varepsilon_{s1} = 25\text{‰} \rightarrow \sigma_{s1d} = f_{yd} = 435$ МПа.

Требуемая площадь растянутой арматуры:

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{s1d}} \left(\frac{M_{Eds}}{\xi \cdot d} + N_{Ed} \right) = \frac{1}{435} \left(\frac{25 \cdot 10^{-3}}{0,96 \cdot 0,17} + 0 \right) = 3,52 \text{ см}^2$$

Принимаем: 6 \emptyset 10 S500 ($A_{s1} = 4,72 \text{ см}^2$).

7.1.1.2 Изгибаемые железобетонные элементы таврового сечения с одиночной арматурой

Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне (тавровых, двутавровых и т.п.), производят в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) случай 1 – сжатая зона сечения элемента с одиночной арматурой находится выше ребра, т. е. нулевая линия проходит в пределах полки ($x \leq h'_f$). Расчет тавровых сечений по случаю 1 не отличается от расчета прямоугольных сечений шириной b'_f .

б) случай 2 – сжатая зона сечения опускается ниже полки ($x \geq h'_f$), т. е. нулевая линия пересекает ребро сечения. Тогда тавровое сечение рассчитывают с учетом сжатия в ребре.

Пример 5

Дано: Тавровое сечение с одиночной арматурой, геометрические размеры которого показаны на рис. 7.2а. 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, $\alpha_{cc} = 0,85$). Арматура класса S500 ($f_{yk}=500$ МПа, $f_{yd} =$

ҚР НТҚ 02-01-1.1-2011
НТП РК 02-01-1.1-2011

$f_{yk}/\gamma_s = 500/1,15 = 435$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа). На балку приложены переменная равномерно распределенная нагрузка $q_k = 30$ кН/м и постоянная $g_k = 50$ кН/м.

Требуется: Определить площадь поперечного сечения растянутой арматуры.

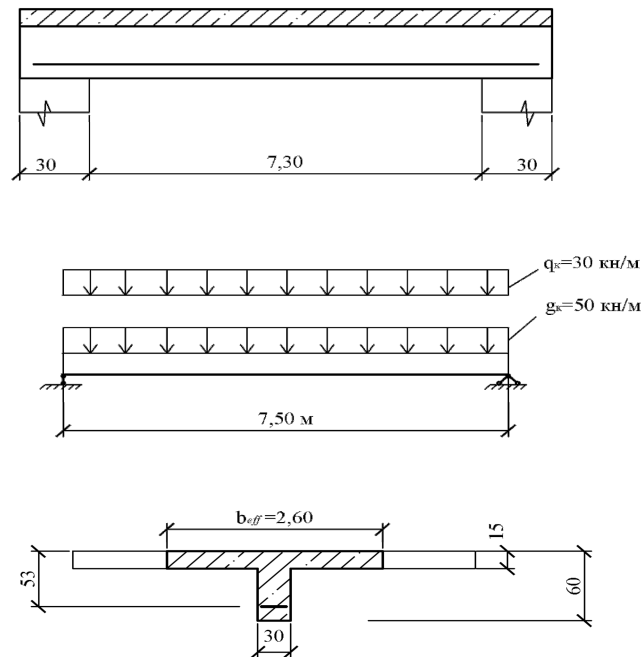


Рис.7.2а - К примеру, 5

Решение: Вычислим $M_{Ed,max} = 0,125 \cdot (1,35 \cdot 50 + 1,50 \cdot 30) \cdot 7,5^2 = 791 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Эффективная ширина таврового сечения $b_{eff} = 2,60 \text{ м}$.

Определяем значение коэффициента

$$a_{Ed} = \frac{M_{Ed,max}}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{791 \cdot 10^6}{17 \cdot 2600 \cdot 530^2} = 0,06 \leq a_{Eds,lim} = 0,372,$$

где $d = h - c_1 = 550 - 20 = 530 \text{ мм}$, $M_{Eds} = M_{Ed,max}$

По табл. В.1. Приложение В для нормального бетона $\leq \text{C}50/60$ $a_{Ed} = 0,06$ и $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ МПа} \rightarrow \omega = 0,0625$, $\xi = \frac{x}{d} = 0,103$. $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ МПа}$. $N_{Ed} = 0$.

$x = \xi \cdot d = 0,103 \cdot 530 = 55 \text{ мм} < 150 \text{ мм}$. Поскольку нейтральная ось расположена в пределах полки. В связи с этим дальнейший расчет производим как прямоугольного сечения, имеющего размеры $b = b_{eff} = 2600 \text{ мм}$, $d = 530 \text{ мм}$.

Требуемая площадь растянутой арматуры:

$$A_{s1} = \omega \cdot b_{eff} \cdot d / (f_{yd} / f_{cd}) = 0,0625 \cdot 2600 \cdot 530 / (435 / 17) = 3366 \text{ мм}^2 = 33,66 \text{ см}^2.$$

Принимаем: $A_{s1} = 36,45 \text{ см}^2 (2\emptyset 36 + 2\emptyset 32) \text{ S}500$.

7.1.1.3 Изгибаемые железобетонные элементы прямоугольного сечения с двойной арматурой

7.1.1.3.1 Расчет изгибаемых элементов по общей диаграмме (рис.В.1 приложения В)

Площади сечения растянутой A_{s1} и сжатой A_{s2} арматуры, если по расчету требуется сжатая арматура, определяют согласно общей диаграмме расчета изгибаемых элементов (рис.В.1 приложения В) по формулам:

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{s1d}} \left(\frac{M_{Eds,lim}}{z} + \frac{\Delta M_{Eds}}{d-c_2} \right) \quad (7.9)$$

$$A_{s2} = \frac{1}{\sigma_{s2d}} \cdot \frac{\Delta M_{Eds}}{d-c_2} \quad (7.10)$$

где

$$\Delta M_{Eds} = M_{Eds} - M_{Eds,lim} = M_{Eds} - a_{m,lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

$z = \zeta \cdot d$ и $a_{m,lim}$ (см. рис.В.1 приложение В).

Пример 6

Дано: Прямоугольное сечение с размерами $b=300$ мм, $h=800$ мм; $c_1=50$ 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, $\alpha_{cc}=0,85$). Арматура класса S500 ($f_{yk}=500$ МПа, $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1,15=435$ МПа, $E_s=20 \cdot 10^4$ МПа). Изгибающий момент $M_{Eds}=780$ кН·м.

Требуется: определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. $d = h - c_1 = 800 - 50 = 750$ мм. Требуемую площадь продольной арматуры определяем согласно рис.В.1 . приложения В.

Находим значение a_{Eds} по формуле:

$$a_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{780 \cdot 10^6}{11,3 \cdot 300 \cdot 750^2} = 0,409$$

Так как $a_{Eds} = 0,409 > a_{Eds,lim} = 0,371$ (см. рис.В.1. Приложение В), при заданных размерах сечения и класса бетона необходима сжатая арматура.

Принимая $c_2 = 30$ мм и $a_{Eds,lim} = 0,372 \rightarrow \zeta = \frac{z}{d} = 0,660$, $z = 0,660 \cdot 750 = 495$ мм.

(см. рис.В.1.), по формулам (7.9) и (7.10) определим необходимую площадь сечений сжатой и растянутой арматуры:

$$\Delta M_{Eds} = M_{Eds} - M_{Eds,lim} = M_{Eds} - a_{Eds,lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2$$

$$M_{Eds,lim} = a_{Eds,lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 = 0,372 \cdot 11,3 \cdot 300 \cdot 750^2 = 709 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$\Delta M_{Eds} = 780 - 709 = 71 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$\sigma_{s1d} = \sigma_{s2d} = f_{yd} = 435 \text{ МПа}$$

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{s1d}} \left(\frac{M_{Eds,lim}}{z} + \frac{\Delta M_{Eds}}{d-c_2} + N_{Ed} \right) = \frac{1}{435} \left(\frac{709 \cdot 10^6}{495} + \frac{71 \cdot 10^6}{750-30} + 0 \right) = 3519 \text{ мм}^2.$$

Принимаем: 4Ø36 S500 ($A_{s1} = 4072 \text{ мм}^2$).

$$A_{s2} = \frac{1}{\sigma_{s2d}} \cdot \frac{\Delta M_{Eds}}{d-c_2} = \frac{1}{435} \cdot \frac{71 \cdot 10^6}{750-30} = 226,69 \text{ мм}^2.$$

Принимаем: 4Ø10 S500 ($A_{s2} = 314,2 \text{ мм}^2$).

7.1.1.3.2 Расчет изгибаемых элементов с использованием безразмерного связывающего коэффициента k_d по табл.В.4. приложения В

Подбор площади сечения растянутой A_{s1} и сжатой A_{s2} арматуры производим с применением табл. В.4. приложение В для определения несущей способности изгибаемых элементов прямоугольного сечения с двойной арматурой с использованием безразмерного связывающего коэффициента k_d .

Площади сечения растянутой A_{s1} и сжатой A_{s2} арматуры, если по расчету требуется сжатая арматура, определяют по формулам:

$$k_d = \frac{d[\text{см}]}{\sqrt{M_{Eds}[\text{кН}\cdot\text{м}]/b[\text{м}]}} \quad (\text{см. табл. В.4, приложение В}); \quad (7.11)$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

$$A_{s1} [\text{см}^2] = p_1 \cdot k_{s1} \cdot \frac{M_{Eds}[\text{кН}\cdot\text{м}]}{d[\text{см}]} + \frac{N_{Ed}[\text{кН}]}{43,5}, \quad (7.12a)$$

$$A_{s2} [\text{см}^2] = p_2 \cdot k_{s2} \cdot \frac{M_{Eds}[\text{кН}\cdot\text{м}]}{d[\text{см}]}. \quad (7.12б)$$

Пример 7

Дано: Прямоугольное сечение с размерами $b=25 \text{ см}$, $h=40 \text{ см}$; $c_1=c_2=5 \text{ см}$. Бетон нормальный класса С20/25 ($f_{ck}=20 \text{ МПа}$, $\gamma_c=1,5$, $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0,85 \cdot 20/1,5=11,3 \text{ МПа}$, $\alpha_{cc}=0,85$). Арматура класса S500 ($f_{yk}=500 \text{ МПа}$, $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1,15=435 \text{ МПа}$, $E_s=20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$). Изгибающий момент $M_{Ed}=135 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

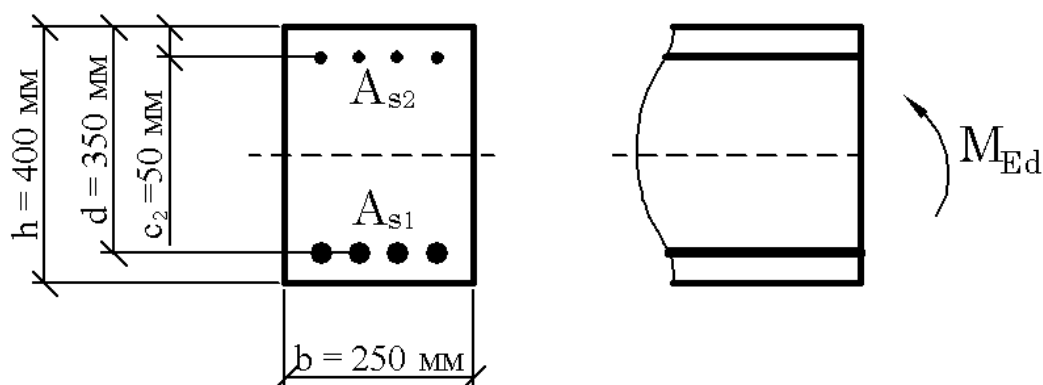


Рис.7.26 - К примеру, 7

Требуется: определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. Изгибающий момент, действующий в сечении

$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1} = 135 \text{ кН} \cdot \text{м}$ ($N_{Ed} = 0$), $d = h - c_1 = 40 - 5 = 35$ см. Требуемую площадь продольной арматуры определяем согласно таблице В.4 (приложение В).

$$k_d = \frac{d}{\sqrt{M_{Eds}/b}} = \frac{35}{\sqrt{135/0,25}} = 1,5 \text{ (см. табл.В.4, приложение В)}$$

Для обеспечения достаточной несущей способности элемента относительная высота сжатой зоны $\xi = \frac{x}{d}$ при применении линейно-упругого (общего) расчета не должна превышать следующего значения $\xi_{lim} = 0,45$ (см. табл.В.2).

Определяем k_d по таблице В.4. приложение В для изгибаемых элементов прямоугольного сечения с двойной арматурой для $\xi_{lim} = 0,45 \rightarrow k_{s1} = 2,74$; $k_{s2} = 0,60$.

$$c_2/d = 5/35 = 0,14 \rightarrow p_1 = 1,02; p_2 = 1,09.$$

$$A_{s1} = p_1 \cdot k_{s1} \cdot \frac{M_{Eds}}{d} + \frac{N_{Ed}}{\sigma_{s1d}} = 1,02 \cdot 2,74 \cdot \frac{135}{35} + \frac{0}{435} = 10,8 \text{ см}^2.$$

Принимаем: 4 \emptyset 20 S500 ($A_{s1} = 12,57 \text{ см}^2$).

$$A_{s2} = p_2 \cdot k_{s2} \cdot \frac{M_{Eds}}{d} = 1,09 \cdot 0,60 \cdot \frac{135}{35} = 2,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем: 4 \emptyset 10 S500 ($A_{s2} = 3,142 \text{ см}^2$).

7.1.1.4 Изгибаемые железобетонные элементы трапециевидного сечения с одиночной арматурой

Пример 8

Дано: Трапециевидное сечение, геометрические размеры которого показаны на рис. 7.3. Бетон нормальный класса C20/25 ($f_{ck}=20\text{МПа}$, $\gamma_c=1,5$, $f_{cd}=\alpha_{cc}\cdot f_{ck}/\gamma_c=0,85\cdot 20/1,5=11,3\text{МПа}$, $\alpha_{cc}=0,85$). Арматура класса S500 ($f_{yk}=500\text{МПа}$, $f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1,15=435\text{МПа}$, $E_s=20\cdot 10^4\text{МПа}$).

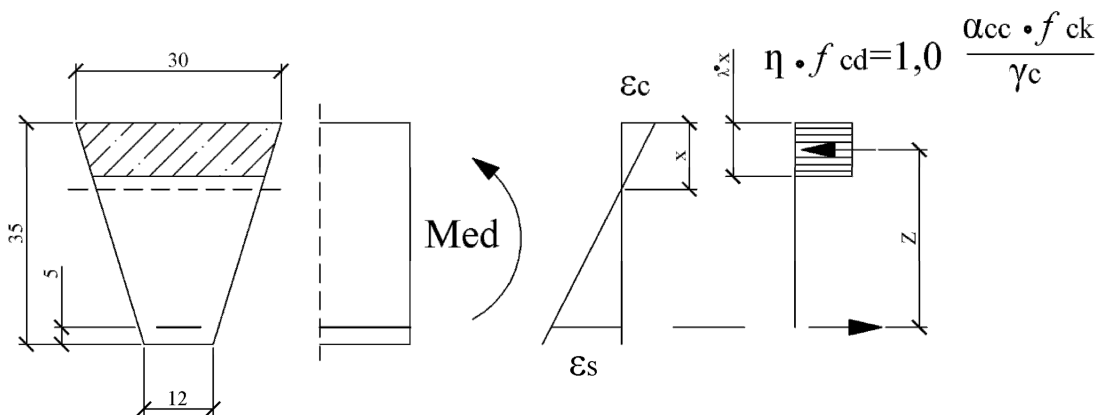


Рис.7.3 - К примеру, 8

Требуется: Определить площадь поперечного сечения растянутой арматуры.

Решение: Задаемся отношением относительных деформаций бетона и арматуры

$$\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_s} = \frac{-3,5}{5,7} \rightarrow \text{в } \%.$$

Определим $x = d \cdot |\varepsilon_c| / (|\varepsilon_c| + \varepsilon_s) = 300 \cdot 3,5 / (3,5 + 5,7) = 114 \text{ мм}$.

Усилие в бетоне сжатой зоны $F_{cd} = A_{cc,red} \cdot (\eta \cdot f_{cd})$

$$A_{cc,red} = 0,5 \cdot (b_o + b_{\lambda \cdot x}) \cdot (\lambda \cdot x) = 0,5 \cdot (300 + 253) \cdot (0,8 \cdot 114) = 25217 \text{ мм}^2$$

где $\lambda = 0,8$ для $f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}$.

$$F_{cd} = A_{cc,red} \cdot (\eta \cdot f_{cd}) = 25217 \cdot 1 \cdot 11,3 = 285 \text{ кН} \quad (\eta = 1,0 \text{ для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа})$$

где $z = d - a = 0,30 - 0,044 = 0,256 \text{ м}$ – плечо внутренней пары сил, определяемое как расстояние между центрами тяжести растянутой арматуры и точкой приложения равнодействующей в бетоне сжатой зоны.

Условия тождества $M_{Ed} = F_{cd} \cdot z = 285 \cdot 0,256 = 73 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Усилие в растянутой арматуре $F_{st} = F_{cd} = 285 \text{ кН}$.

Требуемая площадь растянутой арматуры:

$$A_{st} = \frac{F_{st}}{f_{yd}} = 285000 / 435 = 655 \text{ мм}^2 \quad (\varepsilon_s = 5,7\% \rightarrow \sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ Н/мм}^2).$$

Принимаем: $2\phi 22 S500$ ($A_{st} = 760 \text{ мм}^2$).

7.1.2 Изгиб с преобладающей продольной силой

Преобладающая продольная сила при изгибе существует, если выполняется следующее условие:

$$\frac{e_d}{h} = \left| \frac{M_{Ed}}{N_{Ed} \cdot h} \right| \leq 3,5 \quad (7.12B)$$

Расчеты по подбору размеров нормальных сечений и площади сечений рабочей арматуры прямоугольных рекомендуется выполнять согласно итерационным диаграммам рис. В.2. приложения В.

Пример 9

Дано: Прямоугольное сечение с размерами $b = 300 \text{ мм}$, $h = 500 \text{ мм}$; $c_1 = 50 \text{ мм}$. Бетон нормальный класса С30/37 ($f_{ck} = 30 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 30 / 1,5 = 17,0 \text{ МПа}$, $\alpha_{cc} = 0,85$). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500 \text{ МПа}$, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$). Изгибающий момент $M_{Ed} = 300 \text{ кН} \cdot \text{м}$ и продольная сила $N_{Ed} = -1600 \text{ кН}$ (Рис.7.3а).

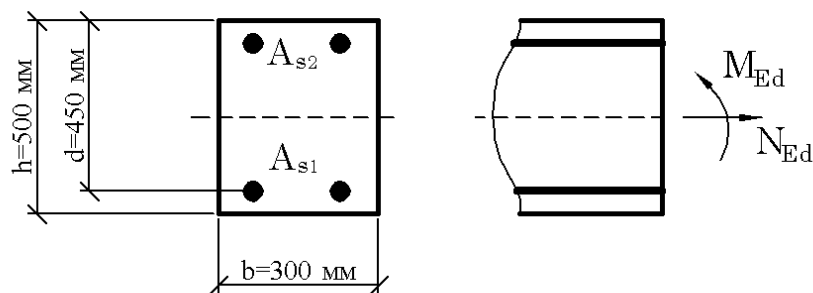


Рис.7.3а - К примеру, 9

Требуется: определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. $d = h - c_1 = 500 - 50 = 450 \text{ мм} = 45 \text{ см}$.

$\frac{e_d}{h} = \left| \frac{M_{Ed}}{N_{Ed} \cdot h} \right| = \left| \frac{300}{(-1600) \cdot 0,50} \right| = 0,375 < 3,5 \rightarrow$ расчет производим с помощью итерационной диаграммы $a - v$.

Находим значение a_{Eds} и v_{Ed} по формулам:

$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{300 \cdot 10^6}{17,0 \cdot 300 \cdot 500^2} = 0,235.$$

и

$$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d} = \frac{-1600000}{17,0 \cdot 300 \cdot 450} = -0,697.$$

Требуемую площадь продольной арматуры определяем согласно рис.В.2 в зависимости $\frac{c_1}{h} = \frac{50}{500} = 0,1$ (приложение В) $\rightarrow \omega_{tot}$.

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot \frac{b \cdot h}{f_{yd}/f_{cd}} = 0,40 \cdot \frac{300 \cdot 500}{435/17,0} = 2340 \text{ см}^2,$$

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{A_{s,tot}}{2} = \frac{2340}{2} = 1170 \text{ см}^2.$$

Принимаем: 2Ø28 + 2Ø28 S500 ($A_{s1} + A_{s2} = 1232 + 1232 = 2464 \text{ см}^2$).

7.1.2.1 Центально и внецентренно растянутые элементы с малым эксцентриситетом

Проверка прочности прямоугольных сечений внецентренно растянутых элементов следует производить в зависимости от положения силы N_{Ed} . Если продольная сила N_{Ed} приложена между равнодействующими усилий в арматуре S и S' (рис.7.4) т.е. при $e_d \leq d - c_1$, - из условий.

$$A_{s1} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \cdot \frac{z_{s2} + e_d}{z_{s1} + z_{s2}} \quad (7.13a)$$

$$A_{s2} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \cdot \frac{z_{s1} - e_d}{z_{s1} + z_{s2}} \quad (7.13б)$$

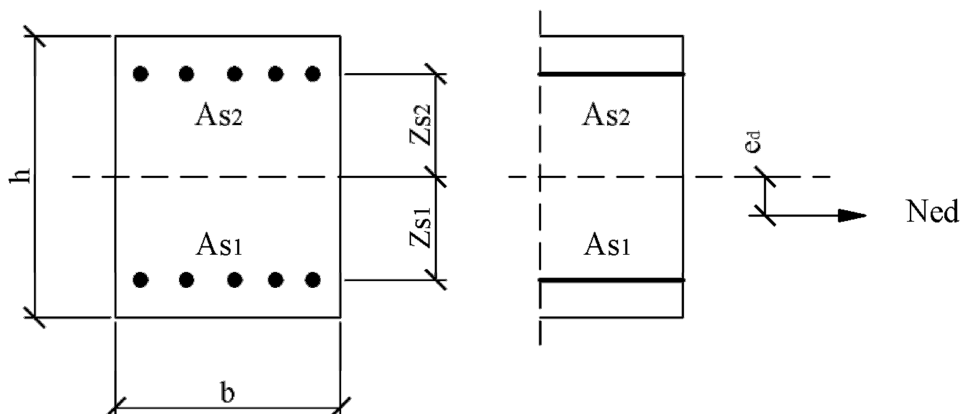


Рис.7.4

Пример 10

Дано: Прямоугольное сечение, геометрические размеры которого показаны на рис. 7.4а. Бетон нормальный класса С25/30 ($f_{ck}=25\text{МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0,85 \cdot 25/1,5$

=14,2МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$). Арматура класса S500 ($f_{yk}=500$ МПа, $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 500/1,15 = 435$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа). Изгибающий момент, действующий в сечении $M_{Ed} = 40$ кН·м и продольная сила $N_{Ed} = 800$ кН с эксцентриситетом e_d .

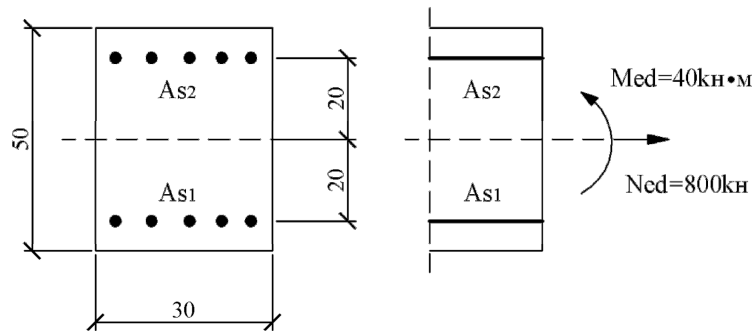


Рис.7.4а - К примеру, 10

Требуется: Определить площади сечений арматуры A_{s1} и A_{s2} .

Решение: Уточняем эксцентриситет $e_d = \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} = \frac{40}{800} = 0,05$ м < 0,2 м.

$$A_{s1} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \cdot \frac{z_{s2} + e_d}{z_{s1} + z_{s2}} = \frac{800000}{435} \cdot \frac{200 + 50}{200 + 200} = 1149 \text{ мм}^2$$

$$A_{s2} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \cdot \frac{z_{s1} - e_d}{z_{s1} + z_{s2}} = \frac{800000}{435} \cdot \frac{200 - 50}{200 + 200} = 689 \text{ мм}^2.$$

Принимаем: 4 \emptyset 20 S500 ($A_{s1} = 1257$ мм²) и 4 \emptyset 16 S500 ($A_{s2} = 804$ мм²).

7.1.2.2 Внецентренно сжатые железобетонные элементы с маленьким эксцентриситетом (центрально сжатые)

При сжатии сопротивление действию внешней продольной силы N оказывают бетон и продольная арматура. Величину предельных относительных деформаций сжатого бетона ε_c следует принимать по таблице 6.1, при этом она не должна превышать для центрально сжатых сечений - значений $|\varepsilon_{c2}| = 2,2$ ‰ при центральном или внецентренном сжатии $e_d/h \leq 0,1$.

Пример 11

Дано: Централью сжатый железобетонный элемент прямоугольного сечения, геометрические размеры которого показаны на рис. 7.4 б. Бетон нормальный класса С16/20 ($f_{ck}=16$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0,85 \cdot 16/1,5 = 9,1$ МПа, $\eta = 1,0$, $\alpha_{cc} = 0,85$). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 500/1,15 = 435$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа). Площади сечений арматуры 2 \emptyset 20 S500 ($A_{s1} = 630$ мм²) и 2 \emptyset 20S500 ($A_{s2} = 630$ мм²).

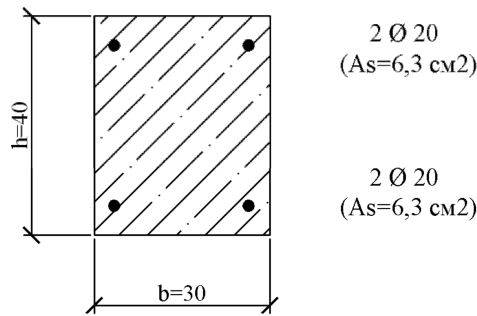


Рис.7.4б - К примеру, 11

Требуется: Определить продольную силу N_{Rd} .

Решение: При $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435$ МПа,

$$|N_{Rd}| = |F_{cd}| + |F_{sd}| = b \cdot h \cdot f_{cd} + (A_{s1} + A_{s2}) \cdot \sigma_{sd} = 300 \cdot 400 \cdot 9,1 + (630 + 630) \cdot 435 = 1640,1 \text{ кН.}$$

Пример 12

Дано: Центально сжатая железобетонная опора прямоугольного сечения, геометрические размеры которого показаны на рис.7.4в. На опору действуют вертикальная нагрузка от собственного веса $G_{k,v} = 900$ кН и горизонтальная нагрузка $Q_{k,h} = 100$ кН. 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, $\alpha_{cc} = 0,85$). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа).

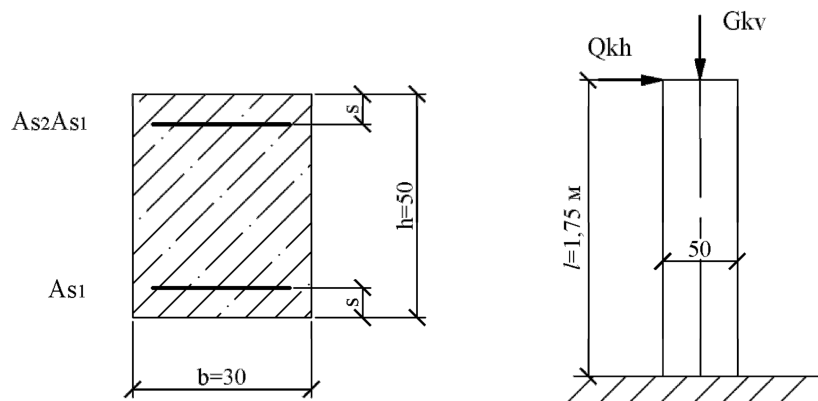


Рис.7.4в - К примеру, 12

Требуется: Определить площади сечений арматуры A_{s1} и A_{s2} .

Решение: Определим расчетных значений M_{Ed} и N_{Ed} .

$N_{Ed} = \gamma_{Gj,sup} \cdot G_{k,v} = 1,35 \cdot (-900) = -1215$ кН [см. СН РК 1990:2002 +А1:2005/2011, табл. А1.2(В), $\gamma_{Gj,sup} = 1,35$]

$$M_{Ed} = \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,h} \cdot l = 1,50 \cdot 100 \cdot 1,75 = 263 \text{ кН} \quad (\gamma_{Q,1} = 1,50)$$

Вычисляем

$$c_1/h = c_2/h = 5/50 = 0,10 \rightarrow \text{(см. рис. В.2, приложение В)}.$$

$$v_{Ed} = N_{Ed} / (b \cdot h \cdot f_{cd}) = -1215000 / (300 \cdot 500 \cdot 11,3) = -0,717$$

$$a_{Eds} = M_{Ed} / (b \cdot h^2 \cdot f_{cd}) = 263 \cdot 10^6 / (300 \cdot 500^2 \cdot 11,3) = 0,310$$

$$\rightarrow \omega_{tot} = 0,63.$$

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot b \cdot h \cdot \left(\frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right) = 0,63 \cdot 300 \cdot 500 \cdot \left(\frac{435}{11,3} \right) = 2456 \text{ мм}^2.$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 1228 \text{ мм}^2, \text{ принимаем } 4\emptyset 28 \text{ S500 } (A_s = 2463 \text{ мм}^2)$$

7.1.3 Расчет бетонных элементов по прочности

7.1.3.1 Общие положения

7.1.3.1.1 Бетонные элементы рассчитываются по прочности на действие продольных сжимающих сил, изгибающих моментов и поперечных сил, а также на местное сжатие.

7.1.3.1.2 Бетонные элементы в зависимости от условий их работы и требований, предъявляемых к ним, рассчитывают без учета или с учетом сопротивления бетона растянутой зоны.

Без учета сопротивления бетона растянутой зоны производят расчет внецентренно сжатых элементов, указанных в [п.5.2.26,а](#), принимая, что достижение предельного состояния характеризуется разрушением сжатого бетона.

С учетом сопротивления бетона растянутой зоны производят расчет элементов, указанных в [п.5.2.26,б](#), а также элементов, в которых не допускают трещины по условиям эксплуатации конструкций (элементов, подвергающихся давлению воды, карнизов, парапетов и др.). При этом принимают, что предельное состояние характеризуется достижением предельных усилий в бетоне растянутой зоны.

7.1.3.1.3 Расчет по прочности бетонных элементов на действие местного сжатия производят согласно указаниям главы 7.4.

7.1.3.1.4 В бетонных элементах в случаях, указанных в [п.9.1.2](#) необходимо предусмотреть конструктивную арматуру.

7.1.3.2 Расчет внецентренно сжатых элементов

7.1.3.2.1 [6.1(4)] При расчете внецентренно сжатых бетонных элементов следует учитывать случайный эксцентриситет e_a , принимаемых не менее:

1/600 длины элемента или расстояния между его сечениями, закрепленными от смещения;

1/30 высоты сечения;

20 мм.

Для элементов статически неопределимых конструкций (например, защемленных по концам столбов) значение эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести сечения e_0 принимают равным значению эксцентриситета, полученному из статического расчета, но не менее e_a .

Для элементов статически определимых конструкций эксцентриситет e_0 принимают равным сумме эксцентриситетов - из статического расчета конструкций и случайного.

7.1.3.2.2 При гибкости элементов $l_0/i > 14$ (для прямоугольного сечения при $l_0/h > 4$) необходимо учитывать влияние на их несущую способность прогибов путем умножения значений e_0 на коэффициент η , определяемый согласно [п.7.1.3.2.5](#).

7.1.3.2.3 (12.6) Расчет внецентренно сжатых бетонных элементов при расположении продольной силы в пределах сечения элемента производится без учета сопротивления бетона растянутой зоны следующим образом.

Для элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечения при действии усилия в плоскости симметрии расчет производится из условия

$$N_{Rd} \leq f_{cd,pl} \cdot A_c \quad (7.14)$$

где A_c - площадь сжатой зоны бетона, определяемая из условия, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения продольной силы N_{Ed} (с учетом прогиба) ([рис.7.5](#));

$f_{cd,pl} = \alpha_{cc,pl} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ - эффективное расчетное значение усилия сжатия;

f_{ck} - характеристическое сопротивление бетона сжатию для неармированных элементов;

$\gamma_c = 1,5$ - частный коэффициент безопасности для бетона;

$\alpha_{cc,pl}$ - коэффициент, учитывающий влияние длительных эффектов на прочность бетона на сжатие и неблагоприятного способа приложения нагрузки, принимаемый равный для неармированного бетона 0,8.

Для элементов прямоугольного сечения

$$A_c = b \cdot h \left(1 - \frac{2 \cdot e_0 \eta}{h} \right), \quad (7.15)$$

где η - см. [п.7.1.3.2.5](#);

Из условия (7.14) также можно рассчитывать симметричные трапецевидные и треугольные сечения, если наибольшее сжатие приходится на большую сторону сечения.

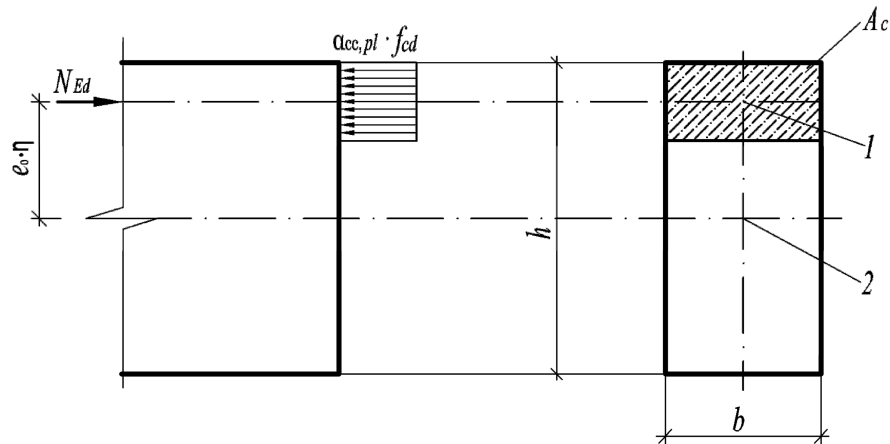


Рис.7.5 - Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого бетонного элемента, рассчитываемого по прочности без учета сопротивления бетона растянутой зоны (1-центр тяжести площади сжатой зоны A_c , 2-то же, площади всего сечения)

В остальных случаях расчет производится на основе деформационной модели согласно пп.5.2.11, принимая в расчетных зависимостях площадь арматуры равной нулю.

Допускается при косом внецентренном сжатии прямоугольного сечения расчет проводить из условия (7.14), определяя A_c по формуле

$$A_c = b \cdot h \left(1 - \frac{2 \cdot e_{0x} \eta_x}{h}\right) \left(1 - \frac{2 \cdot e_{0y} \eta_y}{b}\right), \quad (7.16)$$

где e_{0x} и e_{0y} - эксцентриситеты силы N в направлении соответственно размера сечения h и b .

η_x и η_y - коэффициенты η определенные согласно п.7.1.3.2.5 отдельно для каждого направления.

7.1.3.2.4 Внецентренно сжатые бетонные элементы при расположении продольной силы за пределами поперечного сечения элемента, а также элементы, в которых появление трещин не допускается, независимо от расчета из условия (7.14), должны быть проверены с учетом сопротивления бетона растянутой зоны из условия

$$N \leq \frac{f_{ctd,pl} \cdot A}{\gamma_c \cdot e_0 \cdot \eta \cdot y_t - 1}, \quad (7.17)$$

где y_t - расстояние от центра тяжести сечения элемента до наиболее растянутого волокна;

$f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$ - расчетное сопротивление бетона растяжению, определяемое при коэффициенте безопасности $\gamma_c = 1,5$;

f_{ctk} - характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению для неармированных элементов;

$\alpha_{ct,pl}$ - коэффициент, учитывающий влияние длительных эффектов на прочность бетона на сжатие и неблагоприятного способа приложения нагрузки, принимаемый равный для неармированного бетона 0,8.

η - см. [п.7.1.3.2.5](#).

Для элементов прямоугольного сечения условие ([7.17](#)) имеет вид

$$N \leq \frac{f_{ctd,pl} \cdot b \cdot h}{\frac{6 \cdot e_0 \eta - 1}{h}}, \quad (7.18)$$

Допускается расчет бетонных элементов с учетом бетона растянутой зоны производить на основе нелинейной деформационной модели согласно пп.5.36, принимая в расчетных зависимостях площадь арматуры равной нулю.

7.1.3.2.5 Значение коэффициента η , учитывающего влияние прогиба на значение эксцентриситета продольной силы e_0 , определяется по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{crit}}}, \quad (7.19)$$

где N_{crit} - условная критическая сила, определяемая по формуле

$$N_{crit} = \frac{\pi^2 \cdot D}{l_0^2}, \quad (7.20)$$

где:

D - жесткость элемента в предельной по прочности стадии, определяемая по формуле

$$D = E_{cm} \cdot I \cdot \frac{0,15}{\varphi_l \cdot (0,3 + \delta_e)} \quad (7.21)$$

l_0 - определяется по [табл.7.1](#).

Для элементов прямоугольного сечения формула ([7.21](#)) имеет вид

$$D = \frac{E_{cm} \cdot b \cdot h^3}{80 \cdot \varphi_l \cdot (0,3 + \delta_e)} \quad (7.22)$$

В формулах ([7.21](#)) и ([7.22](#)):

E_{cm} - модуль упругости бетона в возрасте 28 сут, определяемый по таблице 6.2;

φ_l - коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии, равный

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{1l}}{M_l} \quad (7.23)$$

но не более 2;

M_l - момент относительно растянутой или наименее сжатой грани сечения от действия основного сочетание нагрузок;

M_{1l} - то же, от квазипостоянной комбинации нагрузок;

δ_e - коэффициент, принимаемый равным e_0/h , но не менее 0,15.

Таблица - 7.1.

Характер опирания стен и столбов	Расчетная длина l_0 внецентренно сжатых бетонных элементов
1. С опорами сверху и внизу:	
а) при шарнирах на двух концах независимо от величины смещения опор	H
б) при защемлении одного из концов и возможном смещении опор зданий:	
многопролетных	$1,2 H$
однопролетных	$1,5 H$
в) при частичном защемлении неподвижных опор	$0,8 H$
2. Свободно стоящие	$2 H$
Примечание H - расстояние между перекрытиями и другими горизонтальными опорами (при перекрытиях, монолитно связанных со стеной (столбом) за вычетом толщины перекрытия) или высота свободно стоящей конструкции.	

Для элементов прямоугольного сечения формула (7.21) имеет вид

$$D = \frac{E_{cm} \cdot b \cdot h^3}{80 \cdot \varphi_l \cdot (0,3 + \delta_e)} \quad (7.22)$$

В формулах (7.21) и (7.22):

E_{cm} - модуль упругости бетона в возрасте 28 сут, определяемый по таблице 6.2;

φ_l - коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента в предельном состоянии, равный

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{1l}}{M_l} \quad (7.23)$$

но не более 2;

M_l - момент относительно растянутой или наименее сжатой грани сечения от действия основного сочетание нагрузок;

M_{1l} - то же, от квазипостоянного комбинации нагрузок;

δ_e - коэффициент, принимаемый равным e_0/h , но не менее 0,15.

Для стен и столбов с упруго неподвижными опорами указанное значение η , принимается при расчете сечений в средней трети высоты H . При расчете опорных сечений, принимается $\eta = 1,0$, а в других сечениях - по линейной интерполяции.

Если нижняя опора жестко защемлена, то при упругой верхней опоре определенное по формуле (7.19) значение η принимается для сечений нижнего участка высотой $2/3H$.

7.1.3.2.6 Расчет с учетом прогиба внецентренно сжатых бетонных элементов прямоугольного сечения класса не выше С15/20 при $l_0 \leq 20h$ допускается производить из условия

$$N_{Rd} \leq a_n \cdot f_{cd,pl} \cdot h \quad (7.24)$$

где: a_n - определяется по графику (рис.7.6) в зависимости от значений e_0/h и $\lambda = l_0 \cdot h$; $f_{cd,pl} = \alpha_{cc,pl} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ – расчетное сопротивление бетона на сжатие;

$\alpha_{cc,pl}$ - коэффициент, учитывающий влияние длительных эффектов на прочность бетона на сжатие и неблагоприятного способа приложения нагрузки, принимаемый равный для неармированного бетона 0,8.

7.1.3.2.7 При действии значительных поперечных сил должно выполняться условие

$$\frac{\sigma_{mt}}{f_{ctd,pl}} + \frac{\sigma_{mc}}{f_{cd,pl}} \leq 1,0 \quad (7.25)$$

где σ_{mt} и σ_{mc} - главные растягивающие и главные сжимающие напряжения, определяемые по формуле

$$\sigma_{mc}^{mt} = -\frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau^2} \quad (7.26)$$

σ_x и τ - нормальное и касательное напряжение в рассматриваемом волокне сечения, определяемые как для упругого материала.

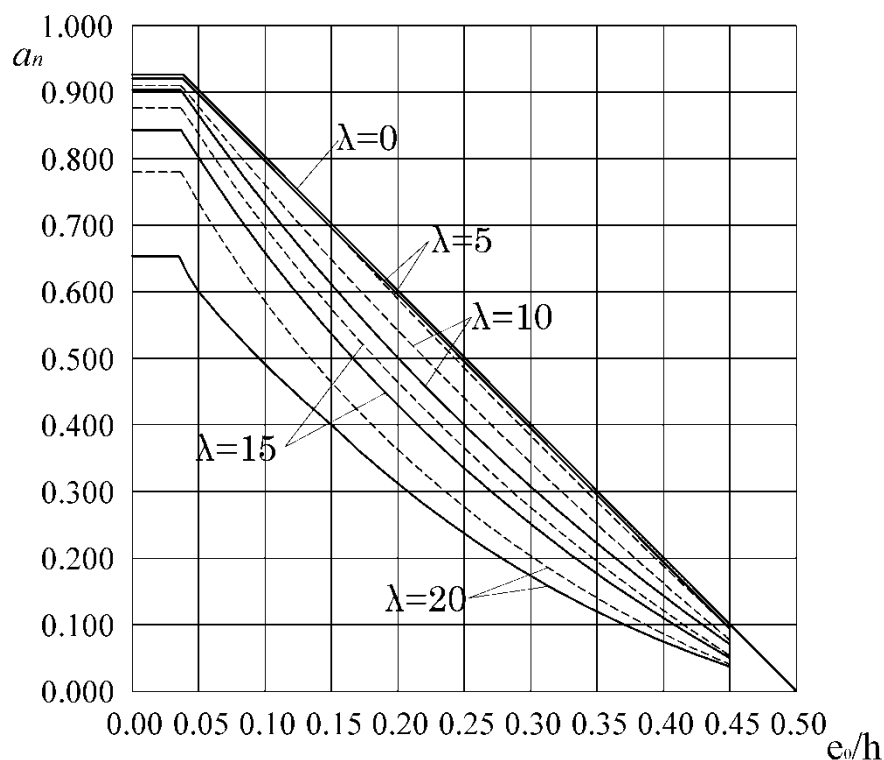


Рис.7.6 - График несущей способности внецентренно сжатых бетонных элементов

Условие обозначения:

————— при $M_{1l}/M_l = 1,0$;
 - - - - - при $M_{1l}/M_l = 0,5$;

Для прямоугольного сечения проверка условия (7.25) проводится для волокна на уровне центра тяжести сечения, а для тавровых и двутавровых сечений на уровне примыкания сжатых полок к стенке сечения.

7.1.3.2.8 (12.6.5.2) Расчёт прочности отдельных бетонных колонн и стен, выполненных в условиях строительной площадки, когда $\lambda = l_0/i > 14$ следует производить по формуле

$$N_{Rd} = \varphi \cdot f_{cd,pl} \cdot b \cdot h_w, \quad (7.27)$$

где:

φ - коэффициент, учитывающий влияние геометрической нелинейности и определяемый по формуле

$$\varphi = 1,14 \left(1 - \frac{2e_{tot}}{h_w} \right) - 0,02 \frac{l_0}{h_w} \leq 1 - \frac{2e_{tot}}{h_w}, \quad (7.28)$$

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_\varphi;$$

e_0 - начальный эксцентриситет продольной силы;

e_a - случайный эксцентриситет, который допускается принимать равным $0,5l_0/200$;

e_φ - эксцентриситет, обусловленный ползучестью бетона (допускается не учитывать);

l_0 - расчетная длина элемента, определяемая по формуле

$$l_0 = \beta \cdot l_w, \quad (7.29)$$

здесь l_w - высота элемента в свету;

β - коэффициент, учитывающий условия закрепления элементов:

- для колонн $\beta = 1$;

- для консольных колонн и стен $\beta = 2$;

- для других случаев закрепления стен значения коэффициента β следует определять по таблице 7.2;

7.1.3.2.9 Прочность сжатых бетонных элементов N_{Rd} прямоугольного сечения, выполненных из бетона класса по прочности не выше С16/20, допускается проверять по формуле

$$N_{Rd} = \varphi \cdot f_{cd,pl} \cdot b \cdot h, \quad (7.30)$$

где: φ - коэффициент, учитывающий влияние гибкости, значения которого представлены в таблице 7.3; $f_{cd,pl} = \alpha_{cc,pl} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ - расчетное сопротивление бетона на сжатие;

$\alpha_{cc,pl}$ - коэффициент, учитывающий влияние длительных эффектов на прочность бетона на сжатие и неблагоприятного способа приложения нагрузки, принимаемый равный для неармированного бетона 0,8.

В случае, когда $l_0/h \geq 8$, при определении e_0 следует учитывать величину случайного эксцентриситета e_a .

Условную расчетную длину l_{eff} в таблице 7.3 при учете влияния гибкости следует определять по формуле

$$l_{eff} = l_0 \cdot \sqrt{k_{lt}}, \quad (7.31)$$

Таблица 7.2 - Значения коэффициента β для определения расчетной длины бетонных стен

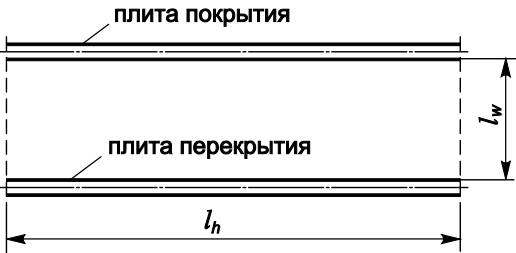
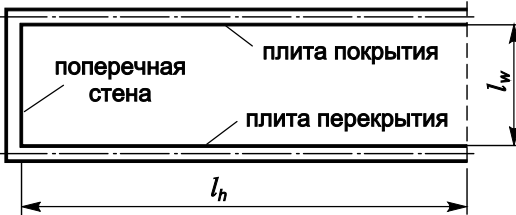
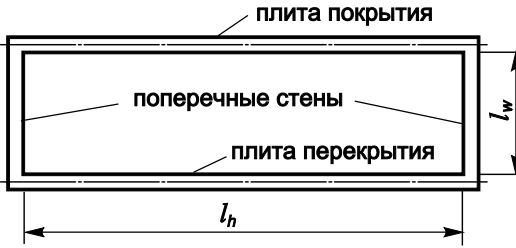
Вид закрепления	β
	$\beta = 1,0 \text{ для любых } \frac{l_w}{l_h}$
	$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3 \cdot l_h}\right)^2}$
	<p>если $l_w \leq l_h$, $\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{l_h}\right)^2}$</p> <p>если $l_w > l_h$, $\beta = \frac{l_h}{2l_w}$</p>
<p>ПРИМЕЧАНИЯ</p> <p>1 Значения β, представленные в таблице, применимы для стен, в которых высота проема не превышает $1/3 \cdot l_w$ и его площадь составляет не более 10% полной площади стены. Для стен, закрепленных по трем или четырем сторонам, в случае, когда перечисленные ограничения не выполняются для части стены, располагаемой между отверстиями, коэффициент β следует принимать как для стены, закрепленной по двум сторонам.</p> <p>2 Поперечные стены могут рассматриваться, как подкрепляющие элементы при выполнении следующих условий:</p> <ul style="list-style-type: none"> — толщина поперечной подкрепляющей стены должна составлять не менее $0,5h_w$, где h_w - толщина рассчитываемой стены; — подкрепляющая стена имеет высоту, равную l_w; — длина подкрепляющей стены l_h не менее $l_w/5$; — подкрепляющая стена на длине l_h не имеет отверстий. 	

Таблица 7.3 - Значения коэффициента φ

$\lambda_i = l_{eff}/h$	e_0/h						
	0,03	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
0	0,94	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40
8	0,92	0,88	0,78	0,67	0,56	0,46	0,36
10	0,92	0,87	0,76	0,65	0,55	0,45	0,35
12	0,91	0,86	0,74	0,63	0,53	0,43	0,33
14	0,90	0,85	0,72	0,61	0,51	0,40	0,31
16	0,89	0,84	0,70	0,59	0,48	0,38	0,29
18	0,87	0,82	0,68	0,56	0,46	0,36	0,27
20	0,85	0,79	0,65	0,54	0,43	0,33	0,24
22	0,82	0,76	0,63	0,51	0,40	0,30	0,22
24	0,80	0,74	0,60	0,48	0,37	0,28	0,20

$$\text{где } k_{lt} = 1 + 0,5 \frac{N_{Ed,lt}}{N_{Ed}} \cdot \varphi(\infty, t_0); \quad (7.32)$$

l_0 - расчетная длина элемента, определяемая согласно указаниям 7.1.3.2.5;

$\varphi(\infty, t_0)$ - предельное значение коэффициента ползучести для бетона, определяемое в соответствии с требованиями раздела 6; для конструкций, эксплуатирующихся в условиях с относительной влажностью RH от 40 до 75%, и нагруженных в возрасте не менее 28 сут, допускается принимать $\varphi(\infty, t_0)=2,0$;

$N_{Ed,lt}$ - продольная сила, вызванная действием постоянной расчетной нагрузки.

Если влияние гибкости в расчете по прочности не учитывается, следует принимать $l_{eff}=0$.

7.1.4 Расчет изгибаемых бетонных элементов

7.1.4.1 Расчет изгибаемых бетонных элементов следует производить из условия

$$M_{Ed} \leq f_{ctd,pl} \cdot W_{pl} \quad (7.33)$$

где: $f_{ctd,pl} = \alpha_{ct,pl} \cdot \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$ - расчетное сопротивление бетона растяжению, определяемое при коэффициенте безопасности $\gamma_c = 1,5$;

f_{ctk} - характеристическое сопротивление бетона осевому растяжению для неармированных элементов;

$\alpha_{ct,pl}$ - коэффициент, учитывающий влияние длительных эффектов на прочность бетона на сжатие и неблагоприятного способа приложения нагрузки, принимаемый равный для неармированного бетона 0,8;

W_{pl} - момент сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона; для элементов прямоугольного сечения W_{pl} принимается равным $W_{pl} = \frac{b \cdot h^2}{3,5}$

Пример 13

Дано: межквартирная бетонная панель толщиной $h=150$ мм высотой $H = 2,7$ м, изготовленная вертикально (в кассете). Бетон нормальный класса С20/25 ($f_{ck}=20$ МПа, $\gamma_c=1,5$, $f_{cd,pl} = \alpha_{cc,pl} \cdot f_{ck}/\gamma_c = 0,8 \cdot 20/1,5 = 10,7$ МПа, $\alpha_{cc,pl} = 0,8$, $E_{cm}=30000$ МПа); полная нагрузка от основной комбинации нагрузок на 1 м стены $N=700$ кН, в том числе от квазипостоянного (длительного) комбинации нагрузок $N_l=650$ кН.

Требуется: проверить прочность панели.

Расчет: производим согласно [п.7.1.3.2.3](#). на действие продольной силы, приложенной со случайным эксцентриситетом e_a , определенным согласно [п.7.1.3.2.1](#).

$$\text{Поскольку } \frac{h}{30} = \frac{150}{30} = 5 \text{ мм} < 20 \text{ мм и } \frac{H}{600} = \frac{2700}{600} = 4,5 \text{ мм} < 20 \text{ мм}$$

принимаем $e_a = e_0 = 20$ мм. Закрепление панели сверху и снизу принимаем шарнирным, следовательно, расчетная длина l_0 , согласно [табл.7.1](#), равна $l_0 = H = 2,7$ м. Так как отношение $l_0/h = 2,7/0,15 = 18 > 4$, расчет производим с учетом влияния прогиба согласно [п.7.1.3.2.5](#).

По формуле [\(7.23\)](#) определяем коэффициент φ_l , принимая $M_{1l}/M_l = N_l/N = 650/700 = 0,93$,

$$\varphi_l = 1 + M_{1l}/M_l = 1 + 0,93 = 1,93.$$

Поскольку $e_0/h = 20/150 = 0,133 < 0,15$, принимаем $\delta_e = 0,15$.

Жесткость D определим по формуле [\(7.22\)](#), принимая ширину сечения $b = 1$ м = 1000 мм.

$$D = \frac{E_{cm} \cdot b \cdot h^3}{80 \cdot \varphi_l (0,3 + \delta_e)} = \frac{30000 \cdot 1000 \cdot 150^3}{80 \cdot 1,93 (0,3 + 0,15)} = 1,457 \cdot 10^{12} \text{ Н мм}^2$$

$$\text{Тогда } N_{crit} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2} = \frac{3,14^2 \cdot 1,457 \cdot 10^{12}}{2700^2} = 1970,6 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1970,6 \text{ кН}$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{crit}}} = \frac{1}{1 - \frac{700}{1970,6}} = 1,55$$

Проверим условие [\(7.14\)](#), используя формулу [\(7.15\)](#)

$f_{cd,pl} \cdot A_c = f_{cd,pl} \cdot b \cdot h (1 - 2 \cdot e_0 \eta / h) = 10,7 \cdot 1000 \cdot 150 (1 - 2 \cdot 0,133 \cdot 1,55) = 943256 \text{ Н} \approx 944 \text{ кН} > N = 700 \text{ кН}$, т.е. прочность панели на действие полной нагрузки обеспечена.

7.2 Расчет железобетонных элементов по прочности на действие поперечных сил

7.2.1 Элементы без поперечной арматурой

7.2.1.1 Расчет железобетонных элементов по прочности на действие поперечных сил при отсутствии вертикальной и (или) наклонной (отогнутой) арматуры, следует производить из условия

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}, \quad (7.34)$$

где:

V_{Ed} - расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении, вызванная действием нагрузок;

$V_{Rd,c}$ - расчетная поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечной арматуры, определяемая по формулам (7.35)—(7.35а).

7.2.1.2 [6.2.1(4)] Даже если на основе расчета поперечная арматура не требуется, необходимо предусмотреть минимальное поперечное армирование согласно п. 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.

7.2.1.3 [6.2.1(4)] В зонах элемента, где $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ согласно формуле (7.38), необходимо предусмотреть поперечную арматуру, которая позволит выполнить условие где $V_{Ed} \leq V_{Rd,ct}$ (см. формулу 7.34).

7.2.1.4 [6.2.1(6)] Сумма расчетной поперечной силы и вкладов поясов, где $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$ ни в каком сечении элемента конструкции не должна превышать $V_{Rd,max}$ (см. 7.2.2).

7.2.1.5 [6.2.1(7)] Продольная растянутая арматура, как правило, должна воспринимать дополнительное растягивающее усилие, вызванное поперечной силой.

7.2.1.6 [6.2.1(8)] 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 сила на опоре не превышает $V_{Rd,max}$.

7.2.1.7 [6.2.1(9)] 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.

7.2.1.8 Расчетную поперечную силу $V_{Rd,c}$, N , воспринимаемую элементом без вертикальной и (или) наклонной арматуры, следует определять по формуле:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d, \quad (7.35)$$

$$\text{но не менее } V_{Rd,c,min} = [0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}] \cdot b_w \cdot d, \quad (7.35a)$$

где:

f_{ck} - в МПа;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ где } d - \text{ в мм};$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02,$$

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 (рисунок 7.7);

b_w - минимальная ширина поперечного сечения элемента в растянутой зоне.

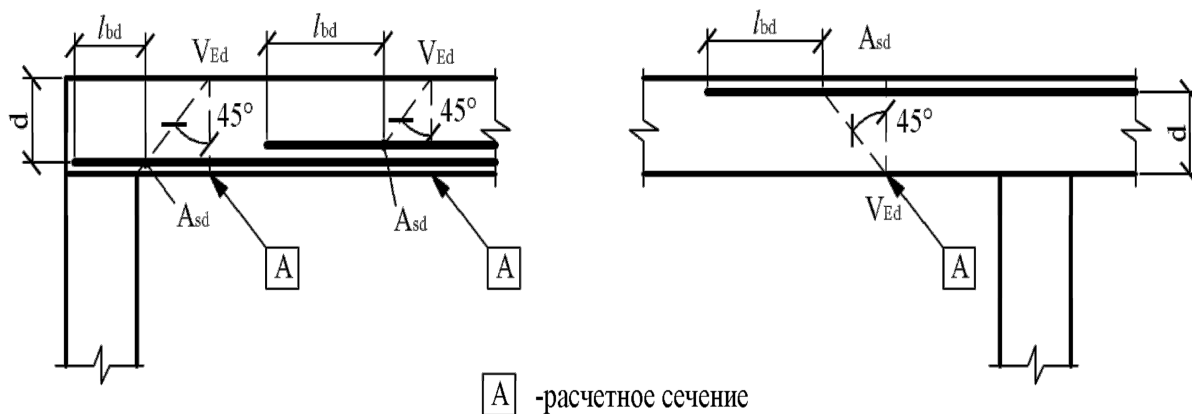


Рисунок 7.7 - Положение расчётного сечения при определении площади поперечного армирования в формуле (7.35)

7.2.1.9 Расчет элементов без поперечной арматуры по прочности на действие поперечных сил по формуле (7.35) 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.

7.2.1.10 Если расчетное сечение располагается на расстоянии $0,5d \leq x(a_v) < 2d$ от грани опоры, его прочность на действие перерезывающей силы следует проверять по формуле

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \cdot \frac{x}{2d} \right] \cdot b_w \cdot d, \quad (7.36)$$

$$\text{но не более } V_{Rd,c,max} = 0,5 \cdot b_w \cdot v \cdot f_{cd}, \quad (7.37)$$

при этом ν является коэффициентом снижения прочности для бетона, с учетом образования наклонных трещин.

где $\nu = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$, - принято в национальном приложении (f_{ck} в МПа).

Формула (7.36) применима только для случая расчета, когда нагрузки действуют по верхней грани элемента и продольная арматура имеет обеспеченную анкеровку согласно требованиям раздела 9.

7.2.2 Элементы, в которых поперечную арматуру устанавливают по расчету

7.2.2.1 В случаях, когда не выполняется условие (7.34), для обеспечения прочности элементов по наклонному сечению поперечную арматуру необходимо устанавливать по расчету. Расчет железобетонных элементов на основе стержневой модели и модели наклонных сечений.

7.2.2.2 Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям должен производиться для обеспечения прочности на действие поперечной силы по наклонной трещине на основе стержневой модели (метод ферменной аналогии) (смотри п. 7.2.3).

7.2.2.3 В расчетах железобетонных элементов по наклонным сечениям используются уравнения равновесия проекций всех сил, действующих в наклонном сечении, на нормаль к продольной оси элемента и на продольную ось элемента, а также уравнение равновесия изгибающих моментов всех сил, действующих в наклонном сечении, относительно выбранной оси в пределах наклонного сечения.

7.2.2.4 Критерием исчерпания прочности элементов по наклонному сечению является достижение предельных усилий в сжатом бетоне над наклонной трещиной и между наклонными трещинами, а также в поперечной и продольной арматуре, пересекающей наклонные трещины.

7.2.2.5 В изгибаемых элементах отогнутые стержни допускается применять в качестве поперечного армирования в сочетании с поперечными стержнями. Угол между отогнутыми стержнями и продольной арматурой должен составлять от 30° до 60°. При этом не менее 50% поперечной силы V_{Ed} должно быть воспринято вертикальной поперечной арматурой.

7.2.2.6 Поперечное армирование должно удовлетворять требованиям раздела 9.

7.2.3 Расчет железобетонных элементов по прочности на основе стержневой модели (метод ферменной аналогии)

7.2.3.1 Расчет железобетонных элементов по прочности наклонного сечения при действии поперечных сил (рисунок 7.8) следует производить из условия

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,sy}, \quad (7.38)$$

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.

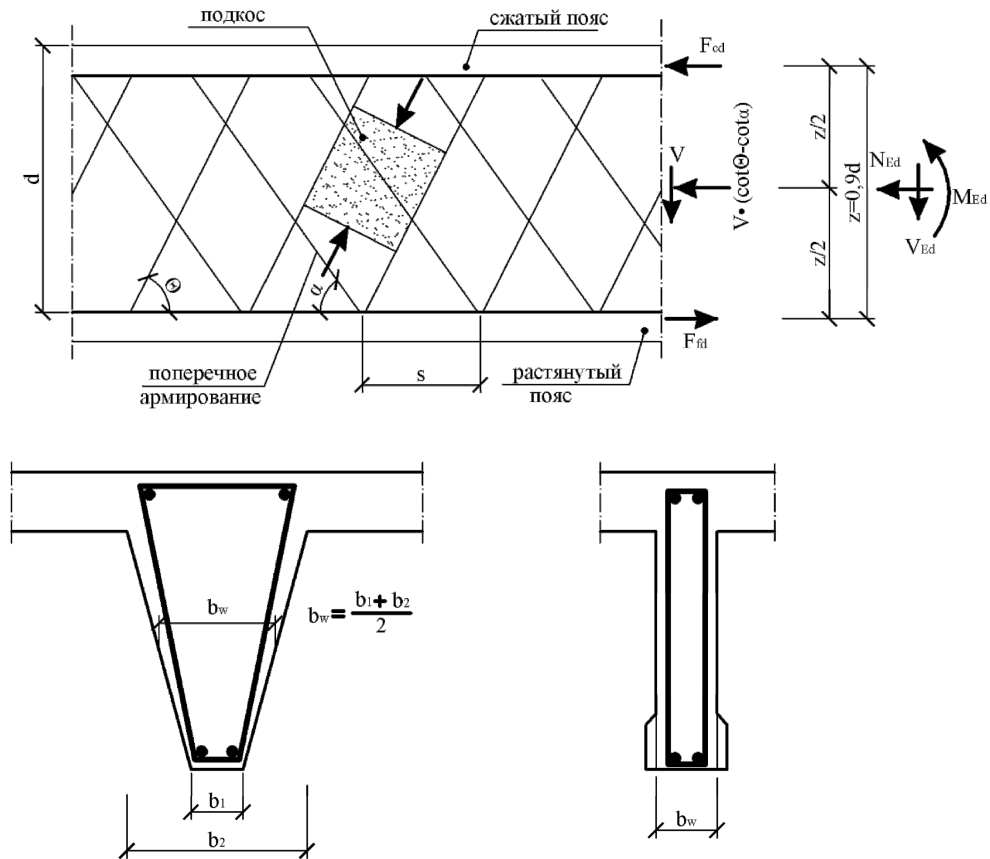


Рисунок 7.8 - К расчету прочности железобетонных элементов при действии поперечной силы на основе стержневой модели

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.

7.2.3.1 Расчет при отсутствии продольных сил, действующих на сечение

7.2.3.1.1 Расчетную поперечную силу, воспринимаемую элементом с поперечным армированием, следует определять по формуле

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta, \quad (7.39)$$

при $\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$.

и $v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ - принято в национальном приложении (f_{ck} в МПа)

для нормальных и мелкозернистых бетонов.

где:

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} - характеристическое сопротивление бетона осевому сжатию;

f_{cd} - расчетное сопротивление бетона сжатию;

v — коэффициент снижения прочности для бетона, с учетом образования наклонных трещин.

7.2.3.1.2 Расчетная поперечная сила, определенная по формуле (7.39), не должна превышать поперечную силу $V_{Rd,max}$, рассчитываемую по формуле

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (7.40)$$

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;

$v_1 = v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ - коэффициент понижения прочности бетона, учитывающий влияние наклонных трещин;

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 ν_1 может быть определено следующим образом:

$$\begin{aligned} \nu_1 &= 0,6 && \text{для } f_{ck} \leq 60 \text{ МПа;} \\ \nu_1 &= 0,9 - \frac{f_{ck}}{200} > 0,5 && \text{для } f_{ck} \geq 60 \text{ МПа;} \end{aligned}$$

7.2.3.1.3 Для элементов, имеющих отогнутую под углом $\alpha \geq 45^\circ$ арматуру, предельную расчетную поперечную силу, воспринимаемую элементом, следует определять по формуле

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha, \quad (7.41)$$

при $\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s \cdot b_w} \leq \frac{0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \sin \alpha}{1 - \cos \alpha}$

Расчётная поперечная сила, определенная по формуле (7.41), не должна превышать поперечную силу $V_{Rd,max}$, рассчитываемую по формуле

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}. \quad (7.42)$$

7.2.3.1.4 В зонах без скачков и разрывов на эпюре поперечной силы V_{Ed} (например, при равномерно распределенной приложенной по верхней грани элемента нагрузке) площадь поперечной арматуры на любом отрезке длины $l = z \cdot (\cot \theta)$ может быть рассчитана по наименьшему значению V_{Ed} в данном отрезке.

7.2.3.1.5 [6.2.3(7)] Дополнительное растягивающее усилие в продольной арматуре ΔF_d , вызванное действием перерезывающей силы, следует определять по формуле

$$\Delta F_d = 0,5 V_{Ed} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha). \quad (7.43)$$

При этом суммарное растягивающее усилие в продольной арматуре $(\frac{M_{Ed}}{z}) + \Delta F_d$ не должно быть большим, чем $M_{Ed,max}/z$.

7.2.3.1.6 Для элементов конструкции, на верхнюю грань сечения которых приложена нагрузка в пределах $0,5d < x(a_v) < 2d$ от грани опоры (короткой балки, консоли), доля этой нагрузки в поперечном усилии V_{Rd} может быть снижена умножением на коэффициент $\beta = \frac{a_v}{2d}$. Определенное таким образом поперечное усилие V_{Rd} должно удовлетворять условию

$$V_{Rd} = V_{Rd,ct} + A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha, \quad (7.44)$$

где:

$V_{Rd,ct}$ - определяют по формуле (7.36) для наиболее неблагоприятного положения расчетного сечения x ;

$A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha$ - составляющая поперечной силы, воспринимаемая поперечной арматурой, пересекаемой наклонной трещиной.

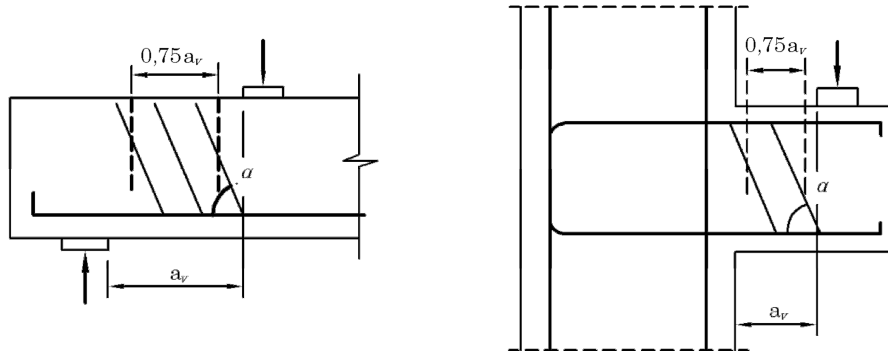


Рисунок 7.9 - Поперечная арматура при коротких пролетах среза с непосредственным воздействием раскосов

При этом в расчет вводят только поперечную арматуру в середине участка длиной $0,75 \cdot a_v$ (см. рисунок 7.9). Понижение с помощью коэффициента β должно применяться только при расчете поперечного армирования. Это действительно только тогда, когда продольная арматура полностью заанкерена на опоре. Для $a_v < 0,5 \cdot d$, как правило, необходимо использовать значение $a_v = 0,5 \cdot d$.

Значение V_{Rd} , определенное без учета понижающего коэффициента β , однако, не должно превышать $V_{Rd,max}$, рассчитанное по формуле (7.42).

7.2.3.1a Срез между стенкой и полкой

7.2.7.1 Прочность на срез между стенкой и полкой следует рассчитывать, рассматривая полку как систему сжатых подкосов, соединенных растянутыми элементами в виде поперечной арматуры. Количество поперечного армирования, устанавливаемого в полке на единицу длины A_{sf}/s_f , следует определять из условия

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq v_{Ed} \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta_f, \quad (7.45)$$

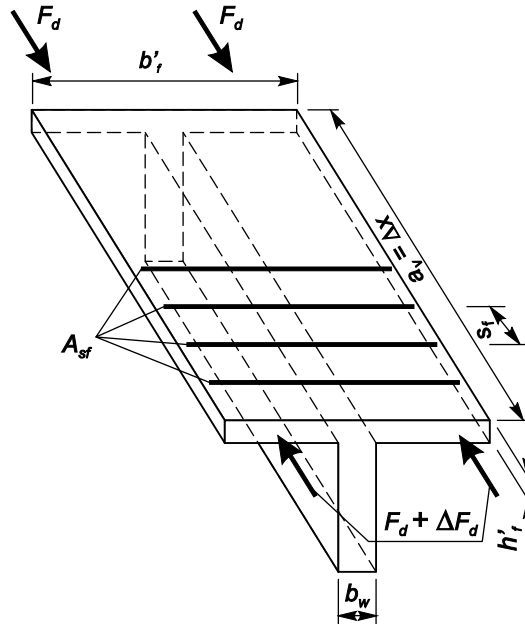


Рис. 7.10 - К расчету на срез между полкой и стенкой

где:

v_{Ed} - среднее усилие среза, приходящееся на единицу длины рассчитываемого участка по одну сторону от стенки, определяемое по формуле

$$v_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{\Delta x}, \quad (7.46)$$

ΔF_d - приращение результирующей нормальных напряжений, распределенных в пределах полки с одной стороны от стенки на длине рассматриваемого участка Δx (см. рисунок 7.10).

При этом для предотвращения раздавливания сжатого подкоса, выделяемого наклонными трещинами в пределах полки, должно выполняться условие

$$V_{Ed} \leq v \cdot f_{cd} \cdot h'_f \cdot \sin \theta_f \cdot \cos \theta_f. \quad (7.47)$$

При расчетах по формулам (7.45) и (7.47) допускается принимать следующие значения угла θ_f :

- для сжатой полки $1,0 \leq \cot \theta_f \leq 2,0$ ($45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$);
- для растянутой полки $1,0 \leq \cot \theta_f \leq 1,25$ ($45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$);

В расчетах следует учитывать армирование полки, установленное для восприятия изгибающего момента в поперечном направлении (местный изгиб в полке).

7.2.3.2 Расчет требуемой площади поперечной арматуры

7.2.3.2.1 Расчет требуемой площади поперечного армирования производят в зависимости от величины расчетной поперечной силы V_{Ed} , действующей в рассматриваемом сечении. При этом в зависимости от положения расчетного сечения по длине приопорной зоны могут иметь различные расчетные ситуации.

В случае, когда:

1) $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ – поперечное армирование по расчету не требуется и его назначают исходя из конструктивных соображений;

2) $V_{Ed} > V_{Rd,max}$ – расчет поперечного армирования не представляется возможным ввиду того, что происходит разрушение при раздавливании наклонной полосы, заключенной между диагональными трещинами. При этом предельное значение $V_{Rd,max}$ при проверке условия можно определять по формуле (7.42), без учета влияния поперечного армирования. Если условие не выполняется, необходимо изменить размеры поперечного сечения элемента, либо класс бетона по прочности.

Если на участках зоны среза выполняется условие

$$V_{Rd,c} < V_{Ed} < V_{Rd,max}, \quad (7.48)$$

на этих участках необходимо установить расчетное количество поперечной арматуры. Длина участка, на котором поперечное армирование необходимо устанавливать по расчету, в первом приближении может быть определена из эпюры распределения поперечных сил. Так, для балки, на которую действует равномерно распределенная нагрузка ($g + p$) (рис. 7.11, 7.12), длина этого отрезка может быть определена:

$$a_{w2} = \frac{V_{Ed} - V_{Rd,c}}{g + p}, \quad (7.49)$$

Участок, в пределах которого поперечное армирование устанавливают по расчету, может быть разбит на более короткие отрезки длиной $z \cdot \cot \theta$ или, при $z = 0,9d$, равные $0,9 \cdot \cot \theta$. На каждом из этих отрезков к расчету принимают максимальное значение поперечной силы $V_{Ed(i)}$. Исключением является сечение в приопорном участке длиной d от грани опоры (где d – рабочая высота сечения), на котором поперечную силу можно уменьшить по отношению к максимальному значению V_{Ed} , действующей на опоре (рис. 7.12). Это относится к балкам, в которых нагрузка передается непосредственно на опору.

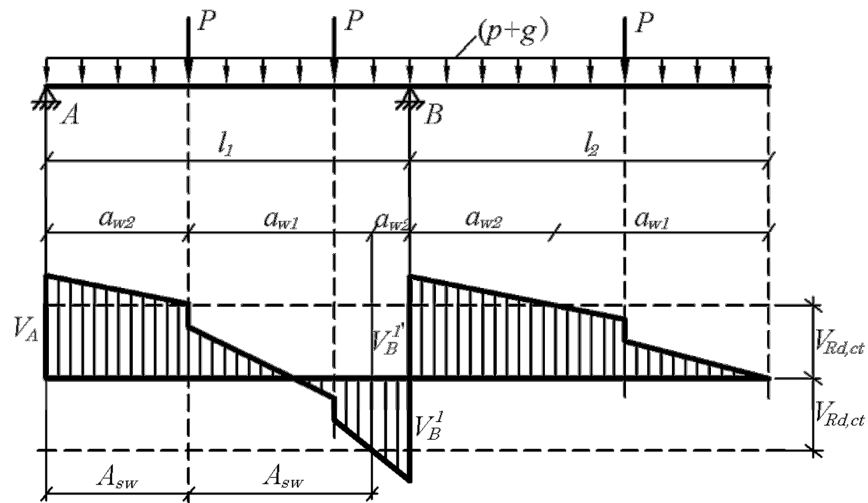


Рис. 7.11 - Разбиение балки на участки для расчета поперечного армирования

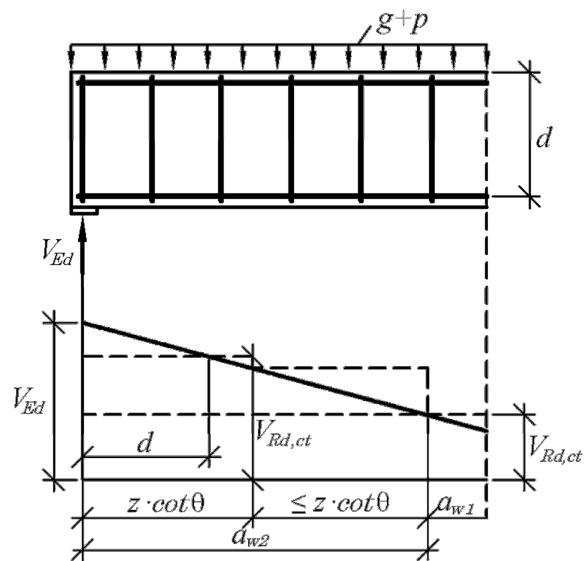


Рис. 7.12 - К назначению величины расчетной поперечной силы на выделенных отрезках длиной $z \cdot \cot \theta$.

В пределах длины расчетных участков поперечное армирование рассчитывают из условий:

$$V_{Ed} = V_{Rd,sy}; \quad (7.50)$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}.$$

Из уравнений (7.50)

для элементов, армированных поперечными стрижнями:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} \quad (7.51)$$

или, учитывая, что $z = 0,9d$, а $\frac{1}{\cot \theta} = \tan \theta$, получаем

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed}}{f_{ywd}} \cdot \frac{s}{0,9d} \cdot \tan \theta \quad (7.52)$$

При этом принятая из расчета по формуле (7.52) площадь поперечной арматуры $A_{sw,max}$ должна удовлетворять условию

$$\frac{A_{sw,max} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq 0,5v \cdot f_{cd} \quad (7.53)$$

$$\text{при } V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9d}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (7.54)$$

где v - коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный для тяжелого бетона:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}(\text{МПа})}{250} \right)$$

для элементов, имеющих отогнутую поперечную арматуру под углом $\alpha \geq 45^\circ$:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed}}{f_{ywd}} \cdot \frac{s}{0,9d} \cdot \frac{1}{(\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha} \quad (7.55)$$

При этом принятая по расчету из формулы (7.55) площадь отогнутой арматуры $A_{sw,max}$ должна удовлетворять условию:

$$\frac{A_{sw,max} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq \frac{0,5v \cdot f_{cd} \cdot \sin \alpha}{1 - \cos \alpha} \quad (7.56)$$

$$\text{при } V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9d (\cot \theta + \tan \theta)}{1 + \cot^2 \theta}. \quad (7.57)$$

Для нахождения оптимальных значений углов θ и α могут быть использованы таблицы 7.8, 7.9. В этих таблицах представлены значения безразмерного коэффициента k_1 , с помощью которого требуемая площадь поперечного армирования может быть определена по формуле:

$$A_{sw} = k_1 \cdot \frac{V_{Ed}}{f_{ywd}}. \quad (7.58)$$

Таблица 7.7 - Максимальный шаг поперечных стержней

Поперечная сила	Максимальный шаг поперечных стержней S_{max} [мм]
$V_{Ed} \leq \frac{1}{5} V_{Rd,max}$	$S_{max} = 0,8d \leq 300$

$\frac{1}{5}V_{Rd,max} \leq V_{Ed} \leq \frac{2}{3}V_{Rd,max}$	$S_{max} = 0,6d \leq 300$
$V_{Ed} > \frac{2}{3}V_{Rd,max}$	$S_{max} = 0,3d \leq 200$

Таблица 7.8 - Значения коэффициента k_1 для определения площади поперечного армирования ($\alpha = 9^\circ$)

Отношения $\frac{s}{0,9d}$	Коэффициент k_1				
	Угол наклона сжатых бетонных подкосов θ				
	45°	40°	35°	30°	$26,6^\circ$
0,8d/0,9d=0,89	0,890	0,750	0,623	0,514	0,445
0,85	0,850	0,713	0,595	0,491	0,426
0,80	0,800	0,670	0,560	0,462	0,402
0,75	0,750	0,629	0,525	0,433	0,376
0,70	0,700	0,587	0,490	0,404	0,352
0,6d/0,9d=0,67	0,667	0,560	0,467	0,385	0,334
0,65	0,650	0,545	0,455	0,375	0,325
0,60	0,600	0,503	0,420	0,346	0,302
0,55	0,550	0,462	0,385	0,318	0,275
0,50	0,500	0,420	0,350	0,289	0,251
0,45	0,450	0,378	0,315	0,259	0,225
0,40	0,400	0,336	0,280	0,231	0,201
0,35	0,350	0,294	0,245	0,202	0,175
0,3d/0,9d=0,33	0,333	0,280	0,231	0,192	0,167
0,30	0,300	0,252	0,210	0,173	0,151
0,25	0,250	0,210	0,175	0,144	0,125
0,20	0,200	0,168	0,140	0,115	0,100
0,15	0,150	0,126	0,105	0,087	0,075
0,10	0,100	0,084	0,070	0,058	0,050

Таблица 7.9 - Значения коэффициента k_1 для определения площади отогнутых стержней при $45^\circ < \alpha < 90^\circ$.

Отношения $\frac{s}{0,9d}$		Коэффициент k_1				
		угол наклона сжатых бетонных подкосов θ				
		45°	40°	35°	30°	26,6°
0,8d/0,9d=0,89	90°	0,890	0,747	0,623	0,514	0,445
	75°	0,726	0,632	0,543	0,461	0,406
	60°	0,652	0,581	0,512	0,445	0,390
	45°	0,629	0,575	0,518	0,461	0,420
0,80	90°	0,800	0,671	0,560	0,462	0,402
	75°	0,653	0,567	0,487	0,414	0,365
	60°	0,568	0,522	0,460	0,400	0,358
	45°	0,566	0,516	0,466	0,414	0,377
0,70	90°	0,700	0,587	0,490	0,404	0,352
	75°	0,571	0,496	0,427	0,363	0,320
	60°	0,512	0,457	0,402	0,350	0,314
	45°	0,495	0,452	0,407	0,363	0,330
0,6d/0,9d=0,67	90°	0,667	0,560	0,467	0,385	0,334
	75°	0,547	0,475	0,408	0,347	0,306
	60°	0,488	0,437	0,383	0,335	0,300
	45°	0,472	0,432	0,390	0,347	0,316
0,60	90°	0,600	0,503	0,420	0,346	0,302
	75°	0,490	0,425	0,365	0,311	0,274
	60°	0,439	0,392	0,345	0,300	0,269
	45°	0,424	0,387	0,349	0,311	0,283
0,50	90°	0,500	0,420	0,350	0,289	0,251
	75°	0,408	0,355	0,305	0,259	0,228
	60°	0,336	0,326	0,288	0,250	0,224
	45°	0,354	0,323	0,291	0,259	0,236
0,40	90°	0,400	0,336	0,280	0,231	0,201
	75°	0,326	0,280	0,244	0,207	0,183
	60°	0,292	0,261	0,230	0,200	0,179
	45°	0,283	0,258	0,233	0,207	0,189
0,3d/0,9d=0,33	90°	0,333	0,277	0,231	0,192	0,167
	75°	0,272	0,234	0,201	0,171	0,151
	60°	0,242	0,215	0,190	0,165	0,149
	45°	0,233	0,213	0,192	0,171	0,156
0,30	90°	0,300	0,252	0,210	0,173	0,167
	75°	0,245	0,213	0,183	0,155	0,154
	60°	0,220	0,196	0,173	0,150	0,149
	45°	0,212	0,194	0,175	0,155	0,156
0,20	90°	0,200	0,168	0,138	0,115	0,100
	75°	0,163	0,142	0,122	0,104	0,091
	60°	0,146	0,130	0,115	0,100	0,090
	45°	0,142	0,129	0,116	0,104	0,094
0,10	90°	0,100	0,084	0,070	0,058	0,050
	75°	0,082	0,071	0,061	0,052	0,046
	60°	0,073	0,065	0,058	0,050	0,045
	45°	0,071	0,064	0,058	0,052	0,047

Значение коэффициента k_1 из таблиц 7.8, 7.9 должно соответствовать такому значению угла θ , при котором выполняются условие $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$.

Расчет в соответствии с представленной процедурой независимо от варианта армирования (поперечные хомуты или отогнутые стержни), на участках, где поперечное армирование необходимо по расчету назначить диаметр поперечных стержней ϕ_{sw} и наибольший допустимый шаг $s \leq s_{max}$ (см. табл. 7.7). Для этого следует воспользоваться конструктивными требованиями. Назначенная площадь поперечной арматуры ($A_{sw} = n \cdot a_{sw}$, где a_{sw} - площадь одного стержня; n – число поперечных стержней в сечении) не должна быть меньше минимального значения $A_{sw,min}$ (см. табл. 7.10).

Из таблиц 7.8, 7.9 можно подобрать такое значение коэффициента k_1 , для которого будет получен максимальный шаг в зависимости от угла θ (из табл. 7.8) или в зависимости от углов θ и α (из табл. 7.9): $k_1 \rightarrow \frac{s}{0,9d} \rightarrow s$.

Шаг поперечных стержней следует назначать таким образом, чтобы определенный из таблиц 7.8, 7.9 угол θ гарантировал выполнение условия $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$. При принятом армировании необходимо проверять условие допустимой ширины раскрытия наклонных трещин в эксплуатационной стадии.

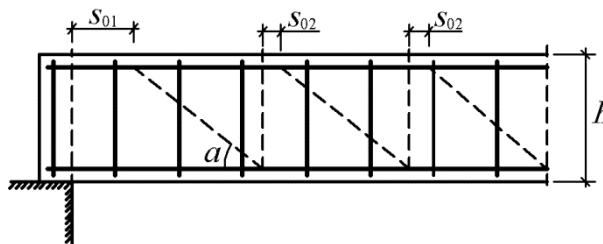


Рис. 7.13 - Допустимые расстояния между концами отогнутых стержней

Таблица 7.10 - Минимальные коэффициенты поперечного армирования

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha}$$

Класс бетона	Минимальный коэффициент поперечного армирования ρ_{sw}	
	класс арматуры	
	S240	S500 (S400)
C12/15÷C20/25	0,0014	0,0008
C25/30÷C35/45	0,0020	0,0011
C40/50÷C55/67	0,0026	0,0014

В приопорной зоне, армированной поперечными и отогнутыми стержнями, не менее 50% расчетной поперечной силы V_{Ed} должно восприниматься поперечными стержнями (хомутами). Отогнутые стержни следует размещать, обеспечивая минимальные расстояния между их концами, как показано на рис. 7.13, выполняя условия:

$$s_{01} \leq 0,2h \text{ и } s_{01} \leq 50 \text{ мм};$$

$$s_{02} \leq 0,2h.$$

Пример 14

Дано: Железобетонное перекрытие пролетом $L = 5,5$ м (рис.7.14). Прямоугольное сечение с размерами $b = 1000$ мм, $h = 210$ мм; $c_1 = 30$ мм. Бетон нормальный класса C20/25; $f_{ck} = 20$ МПа; $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 20 / 1,5 = 11,3$ МПа. Продольная арматура класса S500; $f_{yk} = 500$ МПа; $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435$ МПа. Площадь сечения растянутой арматуры на опоре $A_{s1} = 9,236$ см² ($6\varnothing 14$), которая заведена не менее чем на $(l_{bd} + d)$ за рассматриваемое сечение; Переменная равномерно распределенная нагрузка $q_k = 22$ кН/м, постоянная $g_k = 10$ кН/м.

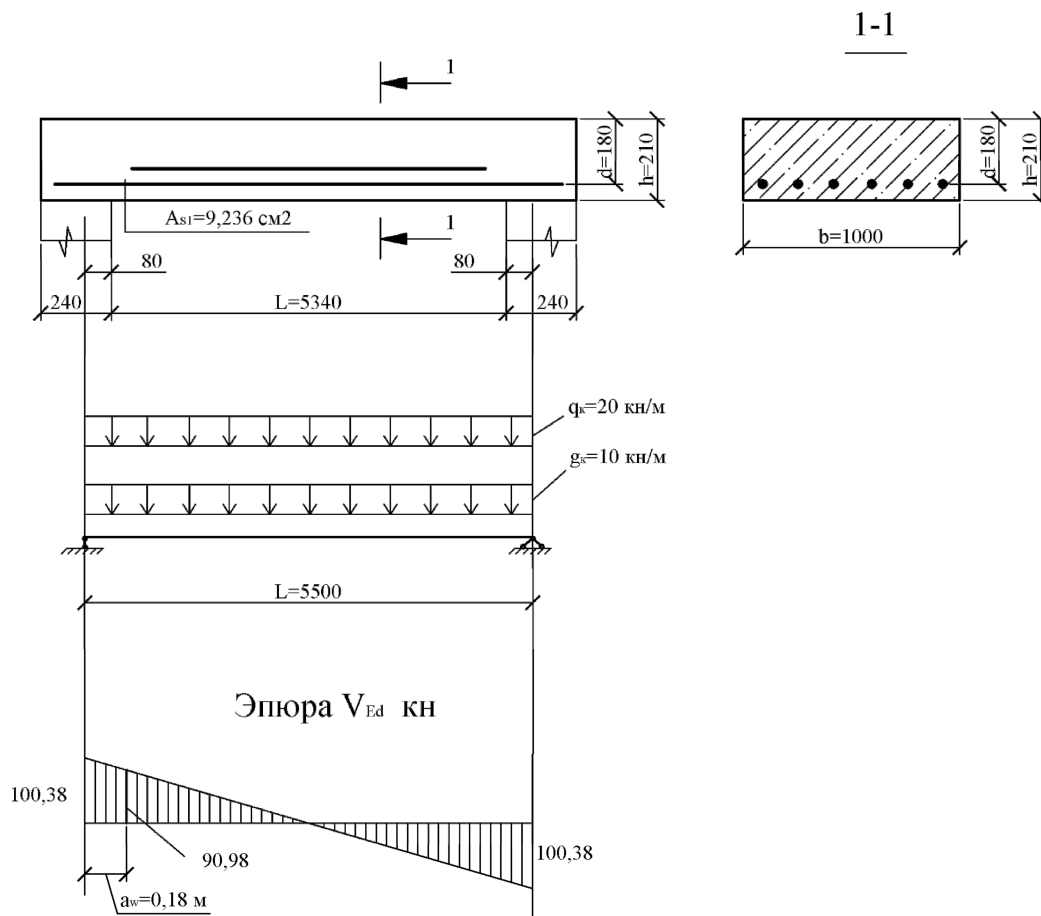


Рис. 7.14

Расчетную поперечную силу $V_{Rd,c}$, Н, воспринимаемую сечением без поперечной арматуры, определяем по формуле:

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН};$$

$$\text{но не менее } V_{Rd,c,min} = \left[0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН};$$

где $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$, $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{180}} = 2,054$, принимаем $k = 2$.

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{923}{1000 \cdot 180} = 0,0051 \leq 0,02;$$

$d = h - c_1 = 210 - 30 = 180$ мм;

$$V_{Rd,c,min} = \left[0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right] \cdot b_w \cdot d = \left(0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 20^{\frac{1}{2}} \right) \cdot 1000 \cdot 180 = 79,59 \text{ кН};$$

$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{1,5} \right) \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0051 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 1000 \cdot 180 = 93688 \text{ Н} = 93,69 \text{ кН} > V_{Ed} = 90,89 \text{ кН}$ – условие выполняется, прочность сечения обеспечена.

Пример 15

Дано: Железобетонная балка покрытия $L = 7,5$ м, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой, как на рис. 7.15. Тавровое сечение с размерами $b = 300$ мм, $b_f = 2600$ мм, $h = 600$ мм, $c_1 = 70$ мм. Бетон нормальный класса С30/37; $f_{ck} = 30$ МПа; $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 30 / 1,5 = 17$ МПа. Поперечная арматура класса S500; $f_{yk} = 500$ МПа; $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435$ МПа. На балку приложены равномерно распределенная нагрузка $q_k = 50$ кН/м и постоянная $g_k = 30$ кН/м.

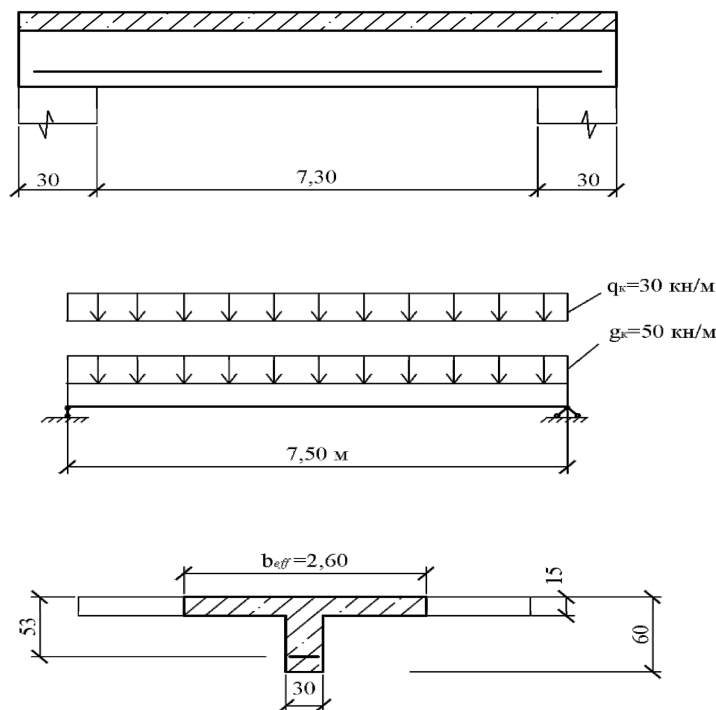


Рис. 7.15

Требуется: Определить количество поперечного армирования, устанавливаемого в полке на единицу длины $a_{sw} = \frac{A_{sf}}{s_f}$.

Расчет: Прочность на срез между стенкой и полкой рассчитываем, рассматривая полку как систему сжатых подкосов, соединенных растянутыми элементами в виде поперечной арматуры (использован метод ферменной аналогии).

Расчетную сечению назначаем на расстоянии $a_w = d_z = 530$ мм от опоры. Задаемся углом наклона трещин к горизонтали $\theta = 40^\circ$.

Поперечную силу в данном сечении V_{Ed} определяем по эпюре поперечных сил.

Поперечное усилие на левой опоре:

$$V_{d,li} = (\gamma_g \cdot g_k + \gamma_q \cdot q_k) \cdot l/2 = (1,35 \cdot 30 + 1,5 \cdot 50) \cdot 7,5/2 = 115,5 \cdot 3,75 = 433,13 \text{ кН.}$$

$$V_{Ed} = V_{d,li} - (0,10 + 0,53) \cdot 115,5 = 433,13 - 72,77 = 360,36 \text{ кН.}$$

где $\gamma_g = 1,35$, $\gamma_q = 1,5$ – коэффициенты безопасности по нагрузкам.

Количество поперечной арматуры устанавливаемой в полке на единицу длины по формуле:

$$a_{sw} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta_r}$$

$$z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,53 = 0,48 \text{ м}$$

$$a_{sw} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta_r} = \frac{360,36}{0,48 \cdot 435 (1000) \cdot 1,19} = 14,5 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{м} = 14,5 \text{ см}^2/\text{м}$$

Определим расчетное значение поперечной силы $V_{Rd,max}$ по формуле:

$$V_{Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{0,528 \cdot 17(1000) \cdot 0,30 \cdot 0,48}{1,19 + 0,839} = 637 \text{ кН} > V_{Ed} = 360,36 \text{ кН.}$$

где:

v – коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный для тяжелого бетона: $v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}(\text{МПа})}{250}\right) = 0,6 \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,6 \cdot 0,880 = 0,528 \geq 0,5$.

Принимаем $V_{Ed} = \Delta F_d$. В соответствии с рисунком 7.15 размеры сжатой полки принимаем равным $h_f = b_w = 30$ мм и $z = a_v = 0,48$. Задаемся углом наклона трещин в сжатой полке $\theta = 26,5^\circ$.

$$\Delta F_d = F_{cd} \cdot \frac{A_{ca}}{A_{cc}} = F_{cd} \cdot \frac{b_a}{b_f} = 1270,8 \cdot \frac{1,15}{2,60} = 562,1 \text{ Н}$$

$$F_{cd} = \frac{M_{Ed}}{z} = \frac{610}{0,48} = 1270,8 \text{ Н} \quad (M_{Ed} \text{ при } x=1,88 \text{ м})$$

$$b_a = (2,60 - 0,30)/2 = 1,15 \text{ м}$$

$a_v = 1,88$ м – половина расстояния между моментами при $M = 0$ и $M = M_{max}$

$$V_{Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{0,528 \cdot 17(1000) \cdot 0,15 \cdot 1,88}{2,004 + 0,499} = 1011,3 \text{ кН} > \Delta F_d = 562,1 \text{ кН.}$$

$$a_{sw} = \frac{V_{Ed}}{a_v \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta_f} = \frac{562,1}{1,88 \cdot 435 (1000) \cdot 2,004} = 3,43 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2/\text{м} = 3,43 \text{ см}^2/\text{м}$$

Принимаем шаг поперечных стержней $s_f = 150$ мм.

Устанавливаем в полке поперечную арматуру из арматурной стали класса S500 $\varnothing 10$ мм с шагом $s_f=150$ мм ($A_{sf} = 4,712$ см²).

Пример 16

Дано: Свободно опертая железобетонная балка перекрытия пролетом $L = 5,5$ м. Прямоугольное сечение с размерами $b = 200$ мм, $h = 400$ мм; $c_1 = 30$ мм; $c_2 = 20$ мм. Бетон нормальный класса С12/15; $f_{ck} = 12$ МПа; $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 12 / 1,5 = 6,8$ МПа. Поперечная арматура класса S240 ($f_{yk} = 240$ МПа, $f_{ywd} = 167$ МПа). Продольная арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 435$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$); площадь сечения растянутой арматуры $A_{s1} = 509$ мм² ($2\varnothing 18$); Равномерно распределенная нагрузка $q = 36$ кН/м,

Требуется: Определить площадь и шаг поперечной арматуры (использовать метод ферменной аналогии).

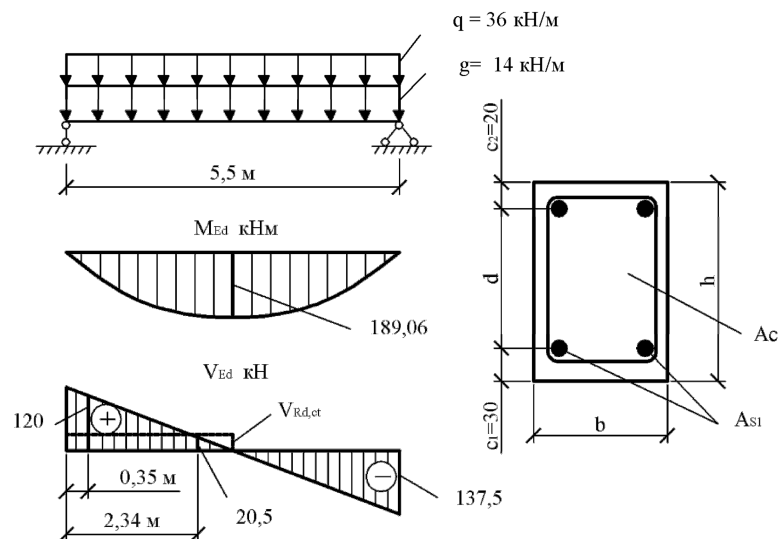


Рис. 7.16

Расчет:

Длину участка, на котором поперечное армирование необходимо устанавливать по расчету, определяем по эпюре поперечных сил (смотри рис.7.16).

Для этого определим поперечную силу, которую может воспринять бетон по формуле:

$$V_{Rd,c} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН};$$

$$\text{но не менее } V_{Rd,c,min} = \left[0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right] \cdot b_w \cdot d, \text{ кН};$$

$$\text{где } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{370}} = 1,735;$$

$$\rho_l = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} = \frac{509}{200 \cdot 370} = 0,0069 \leq 0,02;$$

$$d = h - c_1 = 400 - 30 = 370 \text{ мм};$$

$$V_{Rd.c} = \left[\left(\frac{0,18}{1,5} \right) \cdot 1,735 \cdot (100 \cdot 0,0069 \cdot 12)^{\frac{1}{3}} \right] \cdot 200 \cdot 370 = 29750 \text{ Н} = 29,75 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,c,min} = \left[0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right] \cdot b_w \cdot d = \left(0,035 \cdot 1,735^{\frac{3}{2}} \cdot 12^{\frac{1}{2}} \right) \cdot 200 \cdot 370 = 20,5 \text{ кН};$$

Таким образом, расчетным является участок:

$$a_w = (V_{Ed,max} - V_{Rd,c,min}) / (q + g) = (137,5 - 20,5) / (14 + 36) = 2,34 \text{ м}.$$

Первое расчетное сечение назначаем на расстоянии $d_z = 350$ мм от опоры.

Поперечное усиление в данной сечении: $V_{Ed} = 120$ кН.

Задаемся углом наклона трещин к горизонтали $\theta = 40^\circ$.

В пределах длины расчетного участка поперечного армирование рассчитывают из условий: $V_{Ed} = V_{Rd.sy}; V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$;

где: $V_{Rd.sy}$ - расчетная поперечная сила, воспринимаемая сечением с поперечным армированием. $V_{Rd.sy} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot d_z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta$,

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 $s = 100$ мм.

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{d_z \cdot f_{sw} \cdot \cot\theta} = \frac{120 \cdot 10^3 \cdot 100}{350 \cdot 167 \cdot \cot 40^\circ} = 172,2 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2 $\emptyset 12$, $A_{sw} = 226 \text{ мм}^2$, $s = 100$ мм.

При этом должны выполняться следующие условия:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_z}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{0,571 \cdot 6,8 \cdot 200 \cdot 350}{1,192 + 0,839} = 133824 \text{ Н} = 133,8 \text{ кН}.$$

$V_{Ed} = 120$ кН $< V_{Rd,max} = 133,8$ кН – условие выполняется.

где: v – коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный для тяжелого бетона:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}(\text{МПа})}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{12}{250} \right) = 0,6 \cdot 0,952 = 0,571 \geq 0,5.$$

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} = \frac{226 \cdot 167}{200 \cdot 100} = 1,887 \text{ МПа}; \quad 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,571 \cdot 6,8 = 1,94 \text{ МПа};$$

$1,887 < 1,94$ – условие выполняется.

Другие сечения рассчитываются аналогичным образом.

Пример 17

Дано: Железобетонная балка покрытия, нагруженная сосредоточенными силами, как на рис. 7.17. Тавровое сечение с размерами $b = 80$ мм, $h = 890$ мм; $c_1 = 80$ мм; Бетон

нормальный класса C16/20; $f_{ck} = 16$ МПа; $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 16 / 1,5 = 9,1$ МПа. Поперечная арматура класса S 240 ($f_{yk} = 240$ МПа, $f_{ywd} = 167$ МПа). Продольная арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 435$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$); площадь сечения растянутой арматуры $A_{s1} = 509$ мм² ($2\varnothing 18$).

Требуется: Определить площадь и шаг поперечной арматуры (использовать метод ферменной аналогии).

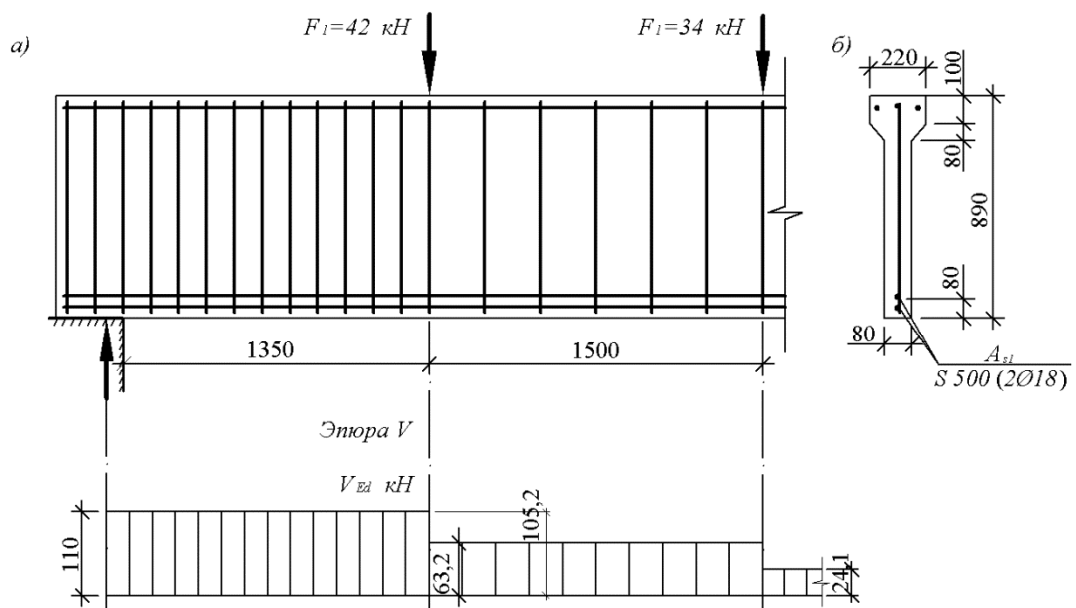


Рис. 7.17

Расчет:

Первое расчетное сечение назначаем на расстоянии $d_z = 760$ мм от опоры.

Поперечное усилие в данном сечении: $V_{Ed} = 107,9$ кН.

Задаемся углом наклона трещин к горизонтали $\theta = 38^\circ$.

В пределах длины расчетного участка поперечное армирование рассчитывают из условий: $V_{Ed} = V_{Rd.sy}$; $V_{Ed} < V_{Rd.max}$;

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.

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{d_z \cdot f_{sw} \cdot \cot\theta} = \frac{107,9 \cdot 10^3 \cdot 100}{760 \cdot 167 \cdot \cot 38^\circ} = \frac{107,9 \cdot 10^3 \cdot 100}{760 \cdot 167 \cdot 1,28} = 66,4 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $1\emptyset 10$, $A_{sw} = 78,5 \text{ мм}^2$ с шагом $s = 100$ мм.

При этом должны выполняться следующие условия:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd};$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_z}{\cot\theta + \tan\theta};$$

где: v – коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условия растяжения и равный для тяжелого бетона:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}(\text{МПа})}{250} \right) = 0,6 \left(1 - \frac{16}{250} \right) = 0,6 \cdot 0,936 = 0,561 \geq 0,5;$$

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} = \frac{50,3 \cdot 167}{8010} = 1,636 \text{ МПа}; \quad 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,561 \cdot 9,1 = 2,55 \text{ МПа};$$

$1,636 < 2,55$ – условие выполняется.

$$V_{Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_z}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{0,561 \cdot 9,1 \cdot 80 \cdot 760}{\cot 38^\circ + \tan 38^\circ} = 150602 \text{ Н} = 150,6 \text{ кН}.$$

$V_{Ed} = 107,9 \text{ кН} < V_{Rd,max} = 150,6 \text{ кН}$ – условие выполняется.

Второе расчетное сечение назначаем на расстоянии $d_z = 760$ мм от сосредоточенной силы F_1 .

Поперечное усилие в данном сечении: $V_{Ed} = 60,7 \text{ кН}$.

Задаемся углом наклона трещин к горизонтали $\theta = 40^\circ$.

Принимаем шаг поперечной арматуры $s = 200$ мм.

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{d_z \cdot f_{sw} \cdot \cot\theta} = \frac{60,7 \cdot 10^3 \cdot 200}{760 \cdot 167 \cdot \cot 38^\circ} = \frac{60,7 \cdot 10^3 \cdot 200}{760 \cdot 167 \cdot 1,28} = 74,73 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $1\emptyset 10$, $A_{sw} = 78,5 \text{ мм}^2$ с шагом $s = 200$ мм.

Производим проверку выполнения известных условий:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd};$$

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d_z}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{0,561 \cdot 9,1 \cdot 80 \cdot 760}{1,192 + 0,839} = 152826 \text{ Н} = 152,8 \text{ кН}.$$

где: v – коэффициент, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения и равный для тяжелого бетона:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}(\text{МПа})}{250} \right) \geq 0,5;$$

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{16}{250} \right) = 0,6 \cdot 0,936 = 0,561 \geq 0,5;$$

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{sw}}{b_w \cdot s} = \frac{78,5 \cdot 167}{80 \cdot 200} = 0,819 \text{ МПа}; \quad 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 0,561 \cdot 9,1 = 2,55 \text{ МПа};$$

$0,819 < 2,55$ – условие выполняется.

Аналогичным образом рассчитываются другие сечения.

Пример 18

Дано: Рассчитать поперечное армирование в двух пролетной железобетонной балке, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой по длине пролетов $p = q + g = 13,2$ кН/м. Схема балки и эпюры усилий показаны на рис. 7.18. Прямоугольное сечение с размерами $b = 180$ мм, $h = 400$ мм; $c_1 = 25$ мм; Бетон нормальный класса С12/15; $f_{ck} = 12$ МПа; $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 12 / 1,5 = 6,8$ МПа. Поперечная арматура класса S240 ($f_{yk} = 240$ МПа, $f_{ywd} = 150$ МПа – случае применения в сварных каркасах). Продольная арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 435$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$); площадь сечения растянутой арматуры показана на рис. 7.18. Расчетная поперечная сила на опоре $V_{Ed} = 29,7$ кН; $M_{Ed} = 0$.

Требуется: Определить площадь A_{sw} и шаг s поперечной арматуры.

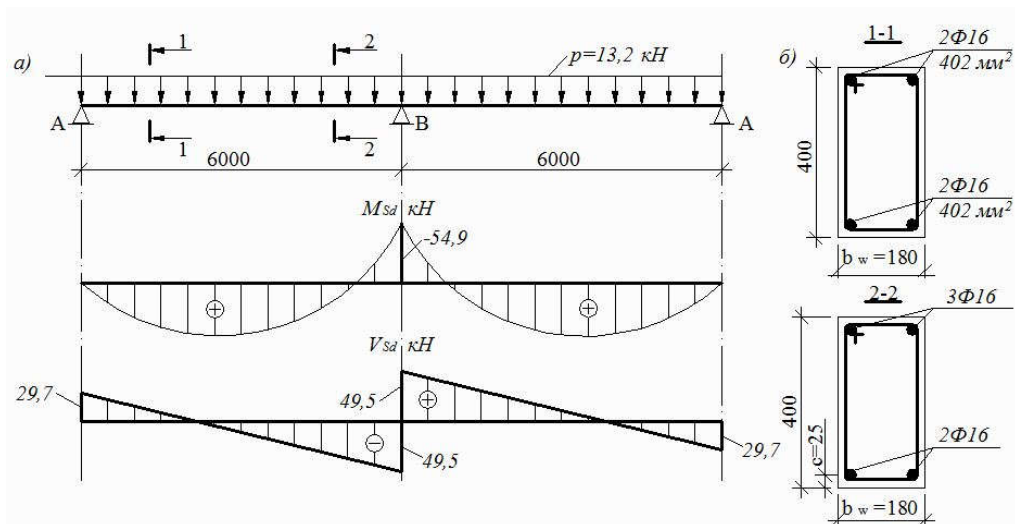


Рис. 7.18 - Схема загрузки балки, эпюры внутренних усилий (а) и геометрические размеры сечений (б)

Решение:

Расчет сечения 1-1 (у крайней опоры)

Расчет начинаем с определения длин участков приопорной зоны, требующих установки расчетного поперечного армирования. Для этой цели определим минимальную силу $V_{Rd.c}$ воспринимаемую железобетонным элементом без поперечного армирования по формуле:

$$V_{Rd.c} = \left[0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \right] \cdot b_w \cdot d.$$

$$\text{где: } k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{375}} = 1,73 \leq 2 \quad \rho_l = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{804}{180 \cdot 375} = 0,012 \leq 0,02;$$

Тогда:

$$V_{Rd.c} = [0,12 \cdot 1,73 (100 \cdot 0,012 \cdot 12)^{1/3}] \cdot 180 \cdot 375 = 34100 \text{ Н} = 34,1 \text{ кН.}$$

В рассматриваемой приопорной зоне

$$V_{Rd.c} = 34,1 \text{ кН} > V_{Ed} = 29,7 \text{ кН.}$$

Это означает, что нет необходимости в установке расчетного армирования. Поэтому поперечное армирование у опоры А устанавливают по конструктивным соображениям.

Принимаем $\rho_{sw.min} = 0,0013$, что соответствует $A_{sw} = 56,5 \text{ мм}^2$ (двухветвенные хомуты из арматуры диаметром 6 мм St 240).

Максимальный шаг поперечных стержней при принятом диаметре (при $\alpha = 90^\circ$)

$$S_{max} = \frac{A_{sw}}{\rho_{sw.min} \cdot b_w \cdot \sin \alpha} = \frac{56,5}{0,0013 \cdot 180 \cdot 1,0} = 242 \text{ мм.}$$

Сравниваем с максимальным шагом по таблице 7.9.

$$S_{max} = 0,8d = 0,8 \cdot 375 = 300 > 242 \text{ мм.}$$

Принимаем в приопорной зоне поперечное армирование $6\emptyset S240$ с шагом $S = 200$ мм.

Расчет сечения 2-2 (у промежуточной опоры)

Поперечное сила в рассматриваемом сечении составляет $V_{Ed} = 49,5$ кН. Учитывая то обстоятельство, что $V_{Ed} = 49,5 \text{ кН} > V_{Rd.ct} = 34,1 \text{ кН}$

Определяем длину участка, на котором следует устанавливать расчетную поперечную арматуру (считая от оси опоры):

$$a_{w2} = \frac{49,5 - 34,1}{13,2} = 1,17 \text{ м.}$$

В соответствии с требованиями, положенными в основу расчета по ферменной аналогии на этой длине участка приопорной зоны вся перерезывающая сила V_{Ed} должна восприниматься поперечной арматурой.

$$V_{Rd.sy} = V_{Ed} = 49,5 \text{ кН.}$$

В приопорной зоне у опоры А конструктивное было назначено поперечной армирование $6\emptyset S 400$ ($A_{sw} = 56,5 \text{ мм}^2$) с шагом 300 мм. Оптимальный шаг поперечных стержней может быть определен при принятой площади поперечного армирования, пользуясь таблицей 7.8. Для этого определяем коэффициент.

$$k_1 = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{V_{Ed}} = \frac{56,5 \cdot 150}{49,5 \cdot 10^3} = 0,17.$$

Оптимальное значение шага из таблицы 7.6. определяем таким образом, чтоб получить максимальный шаг при обеспеченной прочности наклонного сечения. При $\theta = 30^\circ$;

$k_1 = 0,17$; $\frac{S}{0,9d} = 0,3$ отсюда $S = 0,3 \cdot 0,9d = 0,3 \cdot 0,9 \cdot 375 = 101,2$ мм является достаточно малым, исходя из конструктивно-технологических особенностей изготовления каркасов. Поэтому необходимо увеличить площадь поперечной арматуры. Принимаем $2\emptyset 8 S 240$ ($A_{sw} = 101$ мм²).

$$k_1 = \frac{101 \cdot 150}{49,5 \cdot 10^3} = 0,306.$$

Тогда по таблице 7.7. при $\theta = 26,6^\circ$, $S/0,9d = 0,610$

$$S = 0,9 \cdot 375 \cdot 0,610 = 206 \text{ мм.}$$

Проверяем условие:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{180 \cdot 0,9 \cdot 375 \cdot 0,57 \cdot 6,8}{2,5} = 94187 \text{ Н} = 94,2 \text{ кН};$$

$$\nu = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0,6 \left[1 - \frac{12}{250} \right] = 0,57;$$

$$V_{Rd,max} = 94,2 \text{ кН} > V_{Ed} = 49,5 \text{ кН.}$$

прочность по сжатой полосе обеспечена.

Проверяем условие:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot S} \leq 0,5 \cdot \nu \cdot f_{cd}.$$

Получаем

$$\frac{101 \cdot 150}{180 \cdot 206} = 0,409 \text{ МПа}; 0,5 \cdot 0,57 \cdot 6,8 = 1,938 \text{ МПа.}$$

Условие обеспечено, т.к. $0,409 < 1,938$.

По таблице 7.6. при $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} = \frac{49,5}{94,2} = 0,526$ получаем

$$\frac{1}{5} < \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} < \frac{2}{3}, \quad S_{max} = 0,6d = 225 \leq 300 \text{ мм.}$$

Принимаем $S = 200$ мм. Принятый шаг можно считать достаточным для обеспечения прочности наклонного сечения на приопорном участке у опоры В длиной $a'_{w2} = 1200$ мм. Окончательно принято $\emptyset 8 S 240$ с шагом 200 мм на длине участка $a'_{w2} = 1350$ мм (от оси опоры). На этом участке (см. рис.7.19) значение $V_{Rd,sy}$ определится

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{S} z \cdot \cot \theta = \frac{101 \cdot 150}{200} 0,9 \cdot 375 \cdot 2,0 = 51131 \text{ Н} = 51,13 \text{ кН.}$$

Расчет окончен.

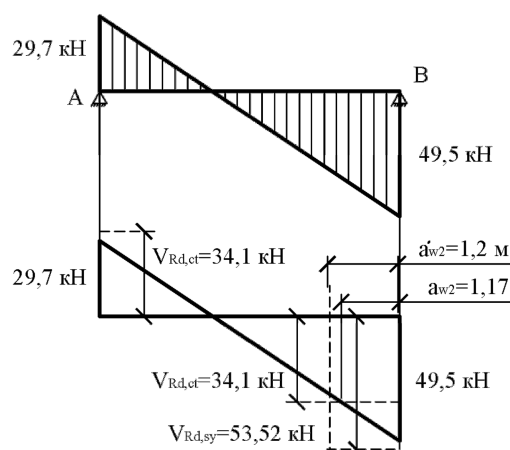


Рис. 7.19 - К расчету наклонных сечений по примеру, 5

Пример 19

Дано: Железобетонная балка имеет поперечное сечение прямоугольной формы размерами $h = 500$ мм ($d = 440$ мм), $b_w = 300$ мм. Поперечная арматура выполнена в виде двухветвенных хомутов $\emptyset 10 St500$ ($f_{ywd} = 348$ Н/мм²). Продольная арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 435$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$); площадь сечения растянутой арматуры расчетном сечении $A_{s1} = 982$ мм² ($2\emptyset 25$). Бетон нормальный класса С30/37; $f_{ck} = 30$ МПа; $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 30 / 1,5 = 17$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$. Максимальная поперечная сила, действующая по грани опоры $V_{Ed} = 258$ кН. Расчетная равномерно распределенная нагрузка, действующая на балку составляет $q = 64,8$ кН/м.

Требуется: Определить площадь A_{sw} и шаг поперечных стрежней, используя метод расчета по стреевовой модели («ферменной аналогии»).

Расчет: Расчетную поперечную силу определяют в критическом сечении, которое может быть принято на расстоянии d от грани опоры. В критическом расчетном сечении должно выполняться условие $V_{Ed} \leq 0,45 \cdot v \cdot f_{cd}$.

В соответствии с требованиями пособия:

$$v = 0,6 (1 - f_{ck}/250) = 0,6 (1 - 30/250) = 0,528;$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 30 = 25,5 \text{ Н/мм}^2.$$

$$\text{Тогда } V_{Ed} = 0,45 \cdot 0,528 \cdot 25,5 = 6,04 \text{ Н/мм}^2.$$

Расчетная поперечная сила на расстоянии d от грани опоры составляет:

$$V_{Ed} = 258 - q \cdot d = 258 - 64,8 \cdot 0,44 = 258 - 28,51 = 229,5 \text{ кН.}$$

Что дает касательные напряжения $V_{Ed} = 1,74 \text{ Н/мм}^2 < V_{Ed} = 6,04 \text{ Н/мм}^2$.

Определяем поперечную силу, воспринимаемую балкой, в предположении отсутствия поперечного армирования.

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} = \frac{982}{300 \cdot 440} = 0,0074 < 0,002;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{440}} = 1,674 < 2;$$

$$V_{Rd,c} = 0,12k (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \geq 0,035k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}.$$

$$V_{Rd,c} = 0,12 \cdot 1,674 (100 \cdot 0,0074 \cdot 30)^{1/3} = 0,565 \text{ Н/мм}^2 > 0,035 \cdot 1,674^{3/2} \cdot \sqrt{30} \\ = 0,42 \text{ Н/мм}^2.$$

Так, как $V_{Rd.c} = 0,565 \text{ Н/мм}^2 < V_{Ed} = 1,74 \text{ Н/мм}^2$, необходимо установить расчетное количество поперечной арматуры.

Определяют максимально возможное значение $\cot \theta$ из условия:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5,$$

Принимаем $\cot \theta = 2,5$.

Расчетное сопротивление поперечной арматуры $f_{ywd} = 348 \text{ Н/мм}^2$.

Тогда:
$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{0,9d \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{229,5 \cdot 1000}{0,9 \cdot 440 \cdot 348 \cdot 2,5} = 0,666 \text{ мм}^2/\text{мм}.$$

При использовании $2\emptyset 10 \text{ S500}$ ($A_{sw} = 157 \text{ мм}^2$) расчетный шаг поперечных стержней составит $S = 236 \text{ мм}$. Полученное значение отношения $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)$ должно удовлетворять условию:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} \leq \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \leq \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{max}, \text{ где}$$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \frac{0,08b_w\sqrt{f_{ck}}}{f_{ywd}}; \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{max} = \frac{v \cdot f_{cd} \cdot b_w}{2f_{ywd}}.$$

Минимальное отношение составит:

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = \frac{0,08 \cdot 300 \sqrt{30}}{348} = 0,378 \text{ мм}^2/\text{мм} < \left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{max} = 0,666 \text{ мм}^2/\text{мм}.$$

Таким образом, окончательно можно принимать по расчету $S = 300 \text{ мм}$.

7.3 Расчет железобетонных элементов по прочности на действие крутящих моментов

7.3.1 Расчет элементов, работающих на кручение, на основе модели пространственной фермы

7.3.1.1 Элемент, работающий на кручение, после образования трещин следует рассматривать как пространственную ферму, которая состоит из стержней продольной арматуры, являющихся параллельными поясами, и решетки из сжатых бетонных подкосов, образованных диагональными трещинами, и связывающих эти подкосы растянутых стержней поперечной арматуры.

7.3.1.2 Расчет элемента по прочности на кручение следует производить на основании уравнений равновесия внешних и внутренних сил, при этом рассматривают замкнутое коробчатое поперечное сечение. Толщина условной стенки коробчатого сечения не должна быть больше толщины фактической стенки.

7.3.1.3 Сплошное поперечное сечение следует заменять коробчатым сечением с сохранением наружных обводов и размеров сплошного сечения (см. рисунок 7.20).

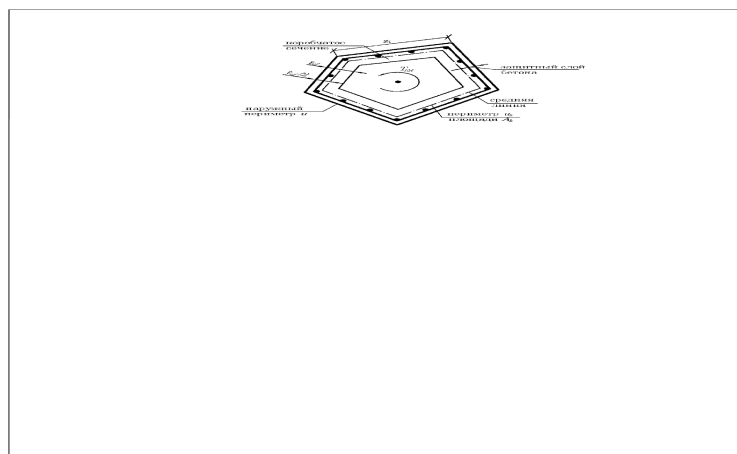


Рисунок 7.20 - Схема сечения элемента, подвергнутого кручению, принятые термины и обозначения

7.3.1.4 Открытое поперечное сечение (например, тавровое) следует разделять на отдельные части, каждую из которых рассматривают как коробчатое сечение. Прочность на кручение элемента, имеющего открытое поперечное сечение, является суммой прочностей его отдельных частей.

7.3.1.5 Суммарный крутящий момент, воспринимаемый отдельными частями сечения элемента, не должен существенно отличаться от момента, определенного на основе упругого расчета элемента, не разделенного на отдельные части.

7.3.1.6 Жесткость при кручении элемента, имеющего сечение прямоугольной формы, следует определять путем суммирования жесткостей отдельных прямоугольных частей, на которые это прямоугольное сечение разделено. Делить прямоугольное сечение на отдельные прямоугольные части следует таким образом, чтобы суммарная жесткость отдельных прямоугольных частей была максимальной.

7.3.1.7 В расчетах допускается не учитывать кручение, если крутящий момент меньше четверти крутящего момента, вызывающего образование трещин:

$$T_{Ed} < \frac{1}{4} \left(\frac{f_{cd} f_{ctd}}{f_{cd} + f_{ctd}} \right) \cdot \frac{A^2}{u}, \quad (7.59)$$

где:

A - полная площадь сечения внутри его наружного периметра, включающая площадь внутренней пустотелой части;

u - наружный периметр сечения.

7.3.2 Прочность элемента на кручение

7.3.2.1 При расчете элемента на кручение должны выполняться условия

$$T_{Ed} \leq T_{Rd,max}, \quad (7.60)$$

$$T_{Ed} \leq T_{Rd,sy}, \quad (7.61)$$

где:

$T_{Rd,max}$ - предельный крутящий момент, который может быть воспринят сжатыми бетонными подкосами (прочность элемента на кручение по бетону);

$T_{Rd,sy}$ - предельный крутящий момент, который может быть воспринят арматурой (прочность элемента на кручение по арматуре).

7.3.2.2 Прочность на кручение $T_{Rd,max}$ следует определять по формуле

$$T_{Rd,max} = 2 \cdot v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k \sin \theta \cdot \cos \theta = \frac{2v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (7.62)$$

где:

t - толщина условной стенки сплошного или коробчатого сечения; $t \leq A/u$, но не более фактической толщины стенки; не допускается принимать величину t менее двойной толщины защитного слоя бетона продольной арматуры;

A_k - полная площадь сечения внутри средней линии u_k , включающая площадь внутренней пустотелой части;

v - безразмерный коэффициент, величину которого следует определять по формуле

$$v = 0,7 \left(1 - \frac{f_{ck}}{200} \right) \geq 0,35, \quad (f_{ck} - \text{в Н/мм}^2), \quad (7.63)$$

Коэффициент v следует использовать в случае, когда поперечная арматура размещается только у наружной поверхности элемента; если поперечная арматура размещается у наружной и внутренней граней условной стенки элемента, имеющего сплошное сечение, либо у обеих граней стенки элемента, имеющего коробчатое сечение, величину v следует определять по формуле (7.63);

α_{cw} - коэффициент, учитывающий уровень напряжения в сжатом поясе. $\alpha_{cw}=1$ для конструкций без предварительного напряжения.

θ - угол наклона бетонных подкосов к продольной оси элемента:

$$30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ \quad (7.64)$$

7.3.2.3 Прочность элемента на кручение $T_{Rd,sy}$ следует определять по формуле

$$T_{Rd,sy} = 2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot \cot \theta. \quad (7.65)$$

Дополнительную площадь сечения продольной арматуры A_s , необходимую для восприятия усилий, возникающих вследствие кручения элемента, следует определять из уравнения

$$A_s \cdot f_{yd} = T_{Rd,sy} \cdot \frac{u_k}{2A_k} \cdot \cot \theta, \quad (7.66)$$

где:

f_{ywd} - расчетное сопротивление поперечной арматуры;

f_{yd} - расчетное сопротивление продольной арматуры;

A_{sw} - площадь сечения одного стержня поперечной арматуры;
 u_k - длина средней линии;
 s - шаг поперечной арматуры.

Если армирование задано, величины θ и $T_{Rd,sy}$ следует определять из следующих уравнений:

$$\tan^2 \theta = \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} / \frac{A_s}{u_k} \cdot f_{yd}, \quad (7.67)$$

$$T_{Rd,sy} = 2A_k \sqrt{\frac{A_{sw}}{s}} \cdot f_{ywd} \cdot \frac{A_s}{u_k} \cdot f_{yd}. \quad (7.68)$$

Если величина θ , определенная из уравнения (7.67), выходит за пределы, установленные неравенством (7.64), следует принимать величину θ , равную ближайшей граничной величине.

7.3.2.4 С целью выполнения условия гарантированной передачи усилий с подкосов на поперечную арматуру необходимо, чтобы не менее одного продольного стержня находилось в каждом из углов поперечного сечения элемента.

7.3.3 Прочность элемента на кручение в сочетании с изгибом, осевыми усилиями и срезом

7.3.3.1 Армирование, необходимое для восприятия усилий от изгибающего момента, продольной силы и среза, которые действуют в различных сочетаниях совместно с крутящим моментом, должно быть дополнено армированием, необходимым для восприятия усилий от кручения. При этом ограничения по величине шага поперечной арматуры и ее размещению должны приниматься исходя из совместного рассмотрения требований по кручению, изгибу, осевым усилиям и срезу.

7.3.3.2 В растянутой от изгиба зоне сечения элемента в дополнение к продольному армированию, необходимому для восприятия усилий от изгиба и осевых сил, следует предусматривать продольное армирование, необходимое для восприятия усилий от кручения. В сжатой от изгиба зоне сечения дополнительное продольное армирование, необходимое для восприятия усилий от кручения, допускается не предусматривать в случае, когда растягивающие напряжения в бетоне, возникающие вследствие кручения, меньше сжимающих напряжений в бетоне, возникающих вследствие изгиба.

7.3.3.3 [6.3.2(1)] Если крутящий момент действует одновременно с большим изгибающим моментом, главные сжимающие напряжения в бетоне не должны превышать $\alpha_{cc} \cdot f_{cd}$. Эти напряжения следует определять исходя из усредненных напряжений, возникающих вследствие изгиба (по длине элемента), и касательных напряжений, возникающих вследствие кручения $\tau_{t,i} = T_{Ed} / (2A_k t_{ef,i})$.

Поперечная сила $V_{Ed,i}$ в стенке i при кручении определяется по формуле:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} \cdot t_{ef,i} \cdot z_i, \quad (7.69)$$

где:

T_{Ed} — расчетный момент кручения (см. рис. 7.20);

A_k – площадь, ограниченная линией центров тяжести стенки, включая внутреннюю пустотелую зону;

$\tau_{t,i}$ – касательные напряжения кручения в стенке i ;

$t_{ef,i}$ – эффективная толщина стенки. Она может быть определена, как A/u , но не должна быть меньше, чем удвоенное расстояние между краем и центром тяжести продольной арматуры. Для тонкостенного сечения действительная толщина является верхней границей;

A - полная площадь поперечного сечения внутри периметра, включая внутреннюю полость;

u - наружный периметр поперечного сечения.

7.3.3.4 [6.3.2 (4)] При совместном действии крутящего момента T_{Ed} и поперечной силы V_{Ed} должны выполняться условия:

– для сплошного сечения:

$$\left[\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \right]^2 + \left[\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right]^2 \leq 1 \quad (7.70)$$

– для коробчатого сечения:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1 \quad (7.71)$$

где:

$T_{Rd,max}$ - прочность элемента на кручение, определяемая по формуле (7.62);

$V_{Rd,max}$ - прочность бетонных подкосов, наклоненных под углом θ - к продольной оси элемента; эту прочность следует определять по формулам (7.123) или (7.126).

7.3.3.5 Напряжения в бетоне, возникающие вследствие совместного действия кручения и среза в каждой стенке коробчатого сечения, не должны превышать $\sigma_c = v \cdot f_{cd}$, где величина v определяется из условий (7.122).

7.3.3.6 Для совместно действующих среза и кручения угол наклона бетонных подкосов θ допускается принимать одинаковым.

7.3.3.7 В случае расчета сплошных сечений, по форме близких к прямоугольным, допускается не предусматривать расчетное армирование для восприятия усилий от кручения и среза, кроме минимально необходимого в соответствии с разделом 9, если выполняются условия

$$T_{Ed} \leq \frac{V_{Ed} \cdot b_w}{4,5} \quad (7.72)$$

$$V_{Ed} \cdot \left(1 + \frac{4,5 T_{Ed}}{V_{Ed} \cdot b_w} \right) \leq V_{Rd,ct} \quad (7.73)$$

где b_w - минимальная ширина поперечного сечения стенки.

Проверка прочности и подбор площади арматуры, воспринимающей усилия от кручения для железобетонного элемента прямоугольного сечения по модели пространственной фермы, могут быть выполнены по алгоритму (табл.7.11).

Таблица 7.11 - Алгоритм расчета железобетонного элемента при кручении по модели пространственной фермы

		<p>Дано:</p> <ul style="list-style-type: none"> - величина крутящего момента T_{Ed}; - размеры поперечного сечения элемента b и h; - класс бетона по прочности; - класс поперечной и продольной арматуры; - расположения арматуры – у наружной грани элемента; <p>Требуется:</p> <ul style="list-style-type: none"> - проверить размеры поперечного сечения элемента; - подобрать арматуру, воспринимающую кручение.
<p>№ п/п</p>	<p>Действие</p>	<p>Расчетная формула</p>
	<p>2</p>	<p>3</p>
	<p>Вычислить площадь сечения A</p>	$A = b \cdot h$
	<p>Вычислить периметр сечения u</p>	$u = 2b + 2h$
	<p>Проверить необходимость учета кручения из условия образования спиральных трещин</p>	$T_{Ed} \geq \frac{1}{4} \left(\frac{f_{cd} \cdot f_{ctd}}{f_{cd} + f_{ctd}} \right) \left(\frac{A^2}{u} \right)$ <p>если условие выполняется, то расчет необходим, т.к. образуются диагональные трещины</p>
	<p>Назначить условную толщину стенки</p>	<p>$t = \emptyset/6$, но не менее 40 мм и не более двух толщин защитного слоя бетона; \emptyset – диаметр окружности вписанное в контур поперечного сечения элемента (в данном случае – меньший размер поперечного сечения элемента)</p>
	<p>Вычислить эффективную площадь сечения A_k</p>	$A_k = (b - t) \cdot (h - t)$
	<p>Вычислить коэффициент ν</p>	$\nu = 0,7(0,7 - f_{ck}/200)$
	<p>Назначить начальное значение угла θ</p>	<p>В первом приближении $\theta = 45^\circ$</p>
	<p>Определить несущую способность $T_{Rd,max}$ по сжатию бетону диагональной полосы</p>	$T_{Rd,max} = \frac{2\nu \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k}{\cot\theta + \tan\theta}$
	<p>Проверить условие прочности (7.198)</p>	<p>Если $T_{Rd,max} < T_{Ed}$, принять $T_{Rd,max} = T_{Ed}$</p>
<p>0</p>	<p>Определить значение условной расчетной толщины стенки t из решения кубического уравнения и сравнить с принятой по п. 4</p>	$t^3 - (b + h)t^2 + (b \cdot h)t - \frac{T_{Rd,max}(\cot\theta + \tan\theta)}{2\nu \cdot f_{cd}} = 0$ <p>если рассчитанное t не дает приемлимое значение по сравнению со значением по п. 4, назначают новые размеры b и h</p>
<p>1</p>	<p>Проверяют условие $t \leq A/u$. Если $t > A/u$ принять $t = A/u$</p>	$A_k = \frac{T_{Rd,max}(\cot\theta + \tan\theta)}{2\nu \cdot f_{cd} \cdot t}$

	расчитать площади A_k	
2	Определить новые размеры сечения b и h (округляя в сторону небольшого увеличения b и h)	$A_k = (b - t)(h - t) \rightarrow$ определить новые размеры из решения уравнения
3	Вычислить площадь сечения A (при новых размерах b и h)	$A = b \cdot h$
4	Вычислить периметр сечения u	$u = 2b + 2h$
5	Вычислить толщину условной стенки t	$t = A/u$ (полученное значение округлить до 1 мм)
6	Вычислить новое значение A_k	$A_k = (b - t) \cdot (h - t)$
7	Определить несущую способность $T_{Rd,max}$ по сжатию бетону наклонной полосы и проверить условие $T_{Ed} \leq T_{Rd,max}$	$T_{Rd,max} = \frac{2v \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k}{\cot\theta + \tan\theta}$ <p>Примечание: Для того, чтобы обеспечить выполнение условия $T_{Ed} \leq T_{Rd,max}$, кроме увеличения толщины условной стенки (в этом случае увеличивается вклад арматуры в обеспечение прочности на кручение) или увеличения площади поперечного сечения, если это не приводит к выполнению условия прочности, можно принять более высокий класс бетона и (или) изменить угол θ по п. 7.</p>
8	Принять $T_{Rd,sy} = T_{Ed}$	
9	Определить отношение A_{sw}/S	$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{T_{Rd,sy}}{2A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta}$
0	Назначить шаг поперечных стержней s	$s \leq s_{max}$ (см. табл. 7.6)
1	Рассчитать площадь поперечной арматуры A_{sw}	$A_{sw} = \left(\frac{T_{Rd,sy}}{2A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} \right) \cdot S$
2	Рассчитать длину эффективного периметра u_k	$u_k = 2(b - t) + 2(h - t)$
3	Рассчитать площадь продольной арматуры A_s	$A_s = \left(\frac{T_{Rd,sy} \cdot u_k / 2A_k}{f_{yd}} \right) \cot\theta$

Пример 20

Дано: Железобетонная консольная балка с вылетом $L=2,0$ м, нагрузкой $P=180$ кН и размерами поперечного сечения (рис. 7.47): $b=300$ мм, $h=700$ мм, $c_1=50$ мм, $e=200$ 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, $\alpha_{cc}=0,85$).

Поперечная арматура класса S400 ($f_{yk} = 400 \text{ МПа}$, $f_{yd} = 348 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4$, $f_{ywd} = 279 \text{ МПа}$), продольная арматура S500 ($f_{yk} = 500 \text{ МПа}$, $f_{yd} = 435 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4$).

В расчетном сечении действует крутящий момент $T_{Ed} = 180 \cdot 0,2 = 36 \text{ кН} \cdot \text{м}$, поперечная сила $V_{Ed} = 180 \text{ кН}$, изгибающий момент $M_{Ed} = 180 \cdot 2 = 360 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

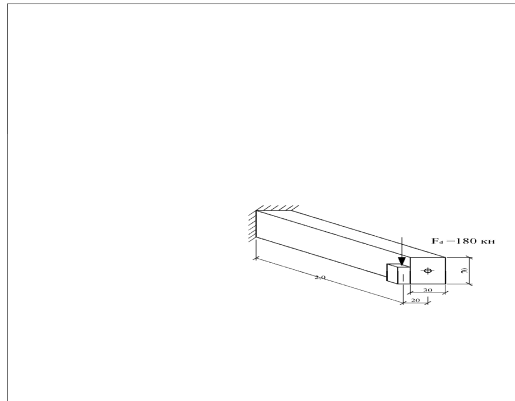


Рис. 7.21

Требуется:

1) Проверить размеры поперечного сечения; 2) подобрать арматуру, воспринимающую кручение, пользуясь методом пространственной фермы.

Решение: Определяем значение коэффициента

$$\alpha_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{360 \cdot 10^6}{11,3 \cdot 300 \cdot 650^2} = 0,251 \leq \alpha_{Eds,lim} = 0,372 \text{ (см. рис. B.1, приложение B)}$$

где $d = h - c_1 = 700 - 50 = 650 \text{ мм}$.

По табл. B.1. Приложение B для нормального бетона $\leq C50/60$ $\alpha_m = 0,251$ и $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ МПа} \rightarrow \omega = 0,3102$, $\zeta = \frac{z}{d} = 0,812$, $z = 0,812 \cdot 650 = 528 \text{ мм}$.

Площади требуемой площади растянутой арматуры:

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) = \frac{1}{435} (0,3102 \cdot 300 \cdot 650 \cdot 11,3) = 1571 \text{ мм}^2$$

Вычисляем $V_{Rd,max}$ и $T_{Rd,max}$

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{300 \cdot 550 \cdot 0,42 \cdot 11,3}{1,0 + 1,0} = 391545 \text{ Н} = 391,5 \text{ кН} > V_{Ed} = 180 \text{ кН} - \text{условие}$$

соблюдается.

где коэффициент v , учитывающий сопротивление бетона в условиях плоского напряженного состояния

$$v = 0,7 \left(0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \right) = 0,7 \left(0,7 - \frac{20}{200} \right) = 0,42;$$

$$z = 0,85 \cdot 0,65 = 0,55 \text{ м.}$$

$$T_{Rd,max} = \frac{2v \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{2 \cdot 0,42 \cdot 1 \cdot 11,3 \cdot 100 \cdot 120000}{1,0 + 1,0} = 57 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 57 \text{ кН} \cdot \text{м} > T_{Ed} =$$

36 кН · м - условие соблюдается.

где:

$$t = 2 \cdot 0,05 = 0,10 \text{ м} = 100 \text{ мм}.$$

$$A_k = (700 - 100) \cdot (300 - 100) = 120000 \text{ мм}^2.$$

$$\cot \theta = 1.$$

$$V_{Ed} + T_{Ed} ; \quad \left[\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \right]^2 + \left[\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \right]^2 = \left[\frac{36}{57} \right]^2 + \left[\frac{180}{391,5} \right]^2 = 0,601 \leq 1 \quad - \text{ условие}$$

выполняется.

Определяем

$$\frac{A_{sw}}{S} \geq \frac{T_{Ed} (T_{Rd,sy})}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{36 \cdot 10^6}{2 \cdot 120000 \cdot 279 \cdot 1} = 0,537 \text{ мм}^2/\text{мм}$$

$$\frac{A_{sw}}{S} \geq \frac{V_{Ed} (V_{Rd,sy})}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{180000}{550 \cdot 279 \cdot 1} = 1,173 \text{ мм}^2/\text{мм}$$

$$\frac{A_{sw}}{S} = 0,537 + 1,173 = 1,71 \text{ мм}^2/\text{мм} \text{ или } 1,71/2 = 0,855 \text{ мм}^2/\text{мм}$$

При назначенном шаге $S = 100$ мм определяем A_{sw} :

$$A_{sw} = 0,855 \cdot 100 = 85,5 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 1Ø12 S 400 площадью $A_{sw} = 113,1 \text{ мм}^2$.

Пример 21

Дано: Размеры поперечного сечения железобетонного элемента (рис. 7.21а): $b = 600$ мм, $h = 800$ мм, $t = 100$ мм.

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, $\alpha_{ct} = 0,85$, $f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk} / \gamma_c = 1,0 \cdot 2,0 / 1,5 = 1,33$ МПа, $\alpha_{ct} = 1,0$).

Поперечная арматура класса S400 ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = 348$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$, $f_{ywd} = 279$ МПа), продольная арматура S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 435$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$). В расчетном сечении действует крутящий момент $T_{Ed} = 40 \cdot 10^6$ Н · мм, поперечная сила $V_{Ed} = 317 \cdot 10^3$ Н, изгибающий момент $M_{Ed} = 465,7 \cdot 10^6$ Н · мм.

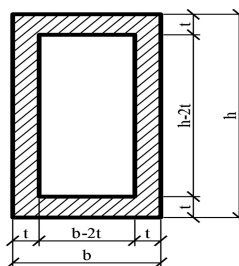


Рис. 7.21а

Требуется:

- 1) Проверить размеры поперечного сечения; 2) подобрать арматуру, воспринимающую кручение, пользуясь методом пространственной фермы.

Расчет:

1. Определяем площадь сечения $A = b \cdot h = 600 \cdot 800 = 480 \cdot 10^3 \text{ мм}^2$.
2. Определяем периметр сечения $u = 2b + 2h = 2 \cdot 600 + 2 \cdot 800 = 2800 \text{ мм}$.
3. Проверяем условие

$$T_{Ed} \geq \frac{1}{4} \left(\frac{f_{cd} \cdot f_{ctd}}{f_{cd} + f_{ctd}} \right) \left(\frac{A^2}{u} \right)$$

Получаем

$$\frac{1}{4} \left(\frac{17 \cdot 1,33}{17+1,33} \right) \left(\frac{480000^2}{2800} \right) = 25385143 \text{ Н} \cdot \text{мм} < T_{Ed} = 400 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

Что означает необходимость учета кручения.

4. Предварительно принимаем $t = \varnothing/6$, но не менее 40 мм и двух толщин защитных слоев бетона. \varnothing - диаметр окружности, вписанной в контур поперечного сечения элемента (в данном случае – это меньший размер поперечного сечения элемента).

Тогда

$$t = 600/6 = 100 \text{ мм}, \text{ принимаем } t = 100 \text{ мм}.$$

5. Определяем площадь внутри контура

$$A_k = (b - t) \cdot (h - t) = (600 - 100) \cdot (800 - 100) = 350000 \text{ мм}^2.$$

6. Определяем коэффициент ν , учитывающий сопротивление бетона в условиях плоского напряженного состояния

$$\nu = 0,7 \left(0,7 - \frac{f_{ck}}{200} \right) = 0,7 \left(0,7 - \frac{30}{200} \right) = 0,385.$$

7. Принимаем значение угла $\theta = 45^\circ$.

8. Вычисляем

$$T_{Rd,max} = 2\nu \cdot \alpha_{cw} \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k \sin \theta \cdot \cos \theta = 2 \cdot 0,385 \cdot 1 \cdot 17 \cdot 100 \cdot 350000 \cdot 0,707 \cdot 0,707 = 229 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > T_{Ed} = 40 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

$$T_{Rd,sy} = T_{Ed} = 2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot \cot \theta$$

9. Определяем

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{T_{Rd,sy}}{2 \cdot A_k \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta} = \frac{40 \cdot 10^6}{2 \cdot 0,35 \cdot 10^6 \cdot 278 \cdot 1} = 0,206 \text{ мм}$$

10. При назначенном шаге $S = 100 \text{ мм}$ определяем A_{sw} ;

$$A_{sw} = 0,206 \cdot 100 = 20,6 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $1\varnothing 6 \text{ St } 400$ площадью $A_{sw} = 28,3 \text{ мм}^2$.

11. Определяем периметр контура

$$u_k = 2(b - t) + 2(h - t) = 2(600 - 100) + 2(800 - 100) = 2400 \text{ мм}.$$

12. Площадь арматуры

$$A_s = \frac{\left(T_{Rd,sy} \frac{u_k}{2A_k} \right)}{f_{yd}} \cot \theta = \frac{40 \cdot 10^6 \frac{2400}{2 \cdot 0,35 \cdot 10^6}}{435} 1 = 315,3 \text{ мм}^2.$$

13. Для коробчатого сечения проверяем условие

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} \leq 1$$

Вычисляем $V_{Rd,max}$

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{200 \cdot 700 \cdot 0,385 \cdot 17}{1,0 + 1,0} = 458150 \text{ Н} = 458,2 \text{ кН} > V_{Ed} = 317 \text{ кН} - \text{условие}$$

соблюдается.

При $V_{Rd,max} = 458150 \text{ Н}$ получаем

$$\frac{40 \cdot 10^6}{229 \cdot 10^6} + \frac{317000}{458150} = 0,175 + 0,692 = 0,867 < 1.$$

Условие выполнено.

Проверяем условие прочности по сжатой бетонной полосе:

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot s} \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

Получаем

$$\frac{28,3 \cdot 278}{200 \cdot 100} = 0,393 < 0,5 \cdot 0,385 \cdot 17 = 3,27.$$

Условие выполнено.

7.4 Расчет железобетонных элементов на местное действие нагрузок

7.4.1 Расчет прочности железобетонных элементов на смятие (местное сжатие)

При расчете по прочности бетонных и железобетонных элементов, подвергнутых действия местных сжимающих нагрузок, в качестве прочностной характеристики бетона следует принимать расчетное сопротивление бетона смятию f_{cud} , которое зависит от расчетного сопротивления бетона сжатию и отношения площади смятия (площади, на которую приложена местная нагрузка), к площади распределения этой нагрузки.

7.4.1.1 Расчет элементов на местное сжатие (смятие) при отсутствии косвенной арматуры производят из условия

$$N_{Ed} \leq \psi \cdot f_{cud} \cdot A_{c0} \quad (7.74)$$

где:

N_{Ed} - местная сжимающая сила от внешней нагрузки;

A_{c0} - площадь приложения сжимающей силы (площадь смятия);

ψ - коэффициент, принимаемый равным:

при равномерно распределенной местной нагрузке по площади смятия - 1,0;

при неравномерно распределенной местной нагрузке по площади смятия (под концами балок, прогонов, перемычек и т. п) - 0,75;

f_{cud} - расчетное сопротивление бетона сжатию при местном действии нагрузки, определяемое по формуле

$$f_{сид} = \omega_u \cdot f_{cd}, \quad (7.75)$$

где:

ω_u – коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при смятии, который следует определять по формуле:

$$\omega_u = 0,8 \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} \text{ не более } 2,5 \text{ и не менее } 1,0; \quad (7.76)$$

A_{c1} – площадь распределения, устанавливаемая по следующим правилам:

- центры тяжести площадей A_{c0} и A_{c1} совпадают;
- границы расчетной площади A_{c1} отстоят от каждой стороны площади A_{c0} на расстоянии, равном соответствующему размеру этих сторон ([рис.7.22](#));
- при наличии нескольких нагрузок расчетные площади ограничиваются линиями, проходящими через середину расстояний между точками приложения двух соседних нагрузок ([рис.7.22,ж](#));

Рис. 7.22 - Схема для расчета элементов на местное сжатие при расположении местной нагрузки

а - вдали от краев элемента; б - по всей ширине элемента; в - у края (торца) элемента по всей его ширине; г - у угла элемента; д - у одного края элемента; е - вблизи одного края элемента; ж - при наличии нескольких нагрузок.

1 - элемент, на который действует местная нагрузка; 2 - площадь смятия A_{c0} ; 3 - площадь распределения A_{c1} ; 4 - центр тяжести площадей A_{c0} и A_{c1} ; 5 - минимальная зона армирования сетками, при которой косвенное армирование учитывается в расчете

ПРИМЕЧАНИЕ При местной нагрузке от балок, прогонов и других элементов, работающих на изгиб, учитываемая в расчете глубина опоры при определении A_{c0} и A_{c1} принимается не более 20 см.

7.4.1.2 Расчет элементов на местное сжатие при наличии косвенной арматуры в виде сварных сеток производят из условия

$$N_{Ed} \leq \psi \cdot f_{cud,s} \cdot A_{c0}, \quad (7.77)$$

где:

$f_{cud,s}$ - приведенное с учетом косвенной арматуры в зоне местного сжатия расчетное сопротивление бетона сжатию, определяемое по формуле

$$f_{cud,s} = f_{cud} + 2 \cdot \omega_{us,xy} \cdot f_{ywd,xy} \cdot \mu_{s,xy} \quad (7.78)$$

Здесь:

$$\omega_{us,xy} = \sqrt{\frac{A_{c0,ef}}{A_{c0}}}; \quad (7.79)$$

$A_{c0,ef}$ - площадь, заключенная внутри контура сеток косвенного армирования, считая по их крайним стержням и принимаемая в формуле (7.79) не более A_{c1} ,

$f_{ywd,xy}$ - расчетное сопротивление растяжению косвенной арматуры;

$\mu_{s,xy}$ - коэффициент армирования, определяемый по формуле

$$\mu_{s,xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{A_{cud,ef} \cdot s}, \quad (7.80)$$

n_x, A_{sx}, l_x - число стержней, площадь сечения и длина стержня, считая в осях крайних стержней, в направлении x ;

n_y, A_{sy}, l_y - то же, в направлении y ;

s - шаг сеток косвенного армирования.

Значения f_{cud} , A_{c0} , ψ и N_{Ed} принимают согласно п.7.4.1.1.

Значения местной сжимающей силы, воспринимаемой элементом с косвенным армированием (правая часть условия 7.77), принимают не более удвоенного значения местной сжимающей силы, воспринимаемого элементом без косвенного армирования (правая часть условия 7.74).

Сетки косвенного армирования располагаются в пределах расчетной площади A_{c1} . При этом для схем рис.7.22, в и г сетки косвенного армирования располагаются по

площади с размерами в каждом направлении не менее суммы двух взаимно перпендикулярных сторон.

Если грузовая площадь располагается у края элемента (см. [рис.7.22,б-д, ж](#)), при определении значений A_{c0} и $A_{c0,ef}$ не учитывается площадь, занятая защитным слоем бетона для крайних стержней сеток.

По глубине сетки располагаются:

- при толщине элемента более удвоенного большего размера грузовой площади - в пределах удвоенного размера грузовой площади;

- при толщине элемента менее удвоенного большего размера грузовой площади - в пределах толщины элемента.

- сетки косвенного армирования должны отвечать конструктивным требованиям, приведенным в [п.9.27](#).

Пример 22

Дано: стальная стойка, опираемая на фундамент и центрально нагруженная силой $N_{Ed} = 1000$ кН ([рис.7.23](#)). Фундамент из нормального бетона класса С12/15 ($f_{ck} = 12$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 12 / 1,5 = 6,8$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$); косвенная арматура класса S400 ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{ywd} = 251$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа) диаметром 14 мм, расположенными с шагом 100 мм в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

Рис. 7.23 - К примеру, расчета 22

Требуется: проверить прочность бетона под стойкой на местное сжатие.

Расчет: производим в соответствии с [п.7.4.1.1](#) и [п.7.4.1.2](#).

Расчетную площадь $A_{c,max}$ определим в соответствии с [рис.7.22](#),е. Согласно [рис.7.22](#), имеем $c = 200\text{мм} < a_1 = 300\text{ мм}$; $b_1 = 200 \cdot 2 + 200 = 600\text{ мм}$; $b_2 = 200 \cdot 2 + 300 = 700\text{ мм}$; $A_{c1} = b_1 \cdot b_2 = 600 \cdot 700 = 420000\text{ мм}^2$:

Площадь смятия равна $A_{c0} = 300 \cdot 200 = 60000\text{ мм}^2$.

Коэффициент ω_u равен

$$\omega_u = 0,8 \cdot \sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} = 0,8 \cdot \sqrt{\frac{420000}{60000}} = 2,12.$$

Тогда $f_{cud} = \omega_u \cdot f_{cd} = 2,12 \cdot 6,8 = 14,42\text{ МПа}$.

Проверяем условие ([7.74](#)), принимая $\psi = 1,0$ как при равномерном распределении местной нагрузки:

$$N_{Ed} \leq \psi \cdot f_{cud} \cdot A_{c0} = 1 \cdot 14,42 \cdot 60000 = 865200\text{ Н} = 865,2\text{ кН} < N_{Ed} = 1000\text{ кН},$$

т.е. прочность бетона на местное сжатие не обеспечена, и поэтому необходимо применить косвенное армирование. Принимаем косвенное армирование в виде сеток из арматуры класса St 240 диаметром 10 мм с ячейками 100x100 мм и шагом по высоте $s = 100\text{ мм}$.

Проверяем прочность согласно [п.7.4.1.2](#). Определяем коэффициент косвенного армирования по формуле ([7.80](#)). Из [рис.7.23](#) имеем: $n_x = 8$, $l_x = 600\text{ мм}$; $n_y = 7$; $l_y = 700\text{ мм}$; $A_{sx} = A_{sy} = 50,3\text{ мм}^2 (\varnothing 8)$; $A_{c0,ef} = 600 \cdot 700 = 420000\text{ мм}^2$; тогда

$$\mu_{s,xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{A_{c0,ef} \cdot s} = \frac{8 \cdot 50,3 \cdot 600 + 7 \cdot 50,3 \cdot 700}{420000 \cdot 100} = 0,0116.$$

Коэффициент $\omega_{us,xy}$ равен

$$\omega_{us,xy} = \sqrt{\frac{A_{c0,ef}}{A_{c0}}} = \sqrt{\frac{420000}{60000}} = 2,65.$$

Приведенное расчетное сопротивление бетона $f_{cud,s}$ определяем по формуле ([7.78](#))

$$f_{cud,s} = f_{cud} + 2 \cdot \omega_{us,xy} \cdot f_{ywd,xy} \cdot \mu_{s,xy} = 14,42 + 2 \cdot 2,65 \cdot 251 \cdot 0,0116 = 29,85\text{ МПа}.$$

Проверяем условие ([7.77](#))

$$N_{Ed} \leq \psi \cdot f_{cud,s} \cdot A_{c0} = 1,0 \cdot 29,85 \cdot 60000 = 1418400\text{ Н} = 1791,4\text{ кН} > N_{Ed} = 1000\text{ кН},$$

т.е. прочность бетона обеспечена. Сетки устанавливаем на глубину $2 \cdot 300 = 600\text{ мм}$.

7.4.2 Продавливание (местный срез)

7.4.2.1 Общие положения и определения

7.4.2.1.1 Продавливание (местный срез) железобетонных конструкций является результатом действия сосредоточенных сил или реакций, приложенных к сравнительно малым площадкам, называемых согласно настоящим нормативным пособию площадью приложения нагрузки.

Согласно требованиям нормативных документов предельное состояние конструкции при местном срезе характеризуется образованием усеченной пирамиды (конуса), меньшее

основание которой очерчено контуром грузовой площадки, определяющей площадь приложения нагрузки, а образующие которой наклонены под углом к горизонтали. При этом прочность на продавливание в общем случае зависит от периметра контрольного сечения, расчетной высоты плиты и сопротивления бетона срезу:

$$V_{Ed} \leq V_{cd,sh} = f_{cd,sh} \cdot u_1 \cdot d \quad (7.81)$$

где:

V_{Ed} - продавливающая сила;

$V_{cd,sh}$ – усилие, воспринимаемое бетоном плиты при продавливании;

$f_{cd,sh}$ – расчетное сопротивление бетона срезу при продавливании;

u_1 – периметр условного контрольного сечения; d – рабочая высоты плиты.

Прочность на продавливание согласно расчетной модели, показанной на рис. 7.24 определяется вдоль расчетного контрольного периметра. За пределами критического периметра расчет плиты на срез следует выполнить согласно общим положениям, представленным в главе 7.2.

Рис. 7.24 - Иллюстрация расчетной модели для определения несущей способности при продавливании (местном срезе)

Площадь приложения нагрузки

7.4.2.1.2 Методы расчета прочности на местный срез, включенные в настоящее нормативно-техническое пособие, применимы для следующих типов площадей приложенных нагрузки A_{load} (где d – рабочая высота сечения плиты):

- круговых, с диаметром не более $3,5d$;
- прямоугольных, с периметром не более $11d$ и отношением длины к ширине не более 2;
- других форм при ограничении размеров по аналогии со стандартными формами, описанными выше.

Если представленные требования не выполняются для отдельных частей площади приложения нагрузки, показанных на рис. 7.25, действуют положения расчета на срез, рассмотренные в главе 7.2.

Расчетный (контрольный) периметр

Контрольный периметр u_1 для круговых и прямоугольных в плане площадей приложения местной нагрузки, расположенных на удалении от свободных краев плиты, следует определять как периметр, отстоящий на расстоянии $2d$ от их внешних грани (рис.7.26).

Рис.7.25 – Применение условий расчета на продавливание и срез в нестандартных ситуациях

Рис. 7.26 - Контрольный периметр для площадей приложения нагрузки, удаленных от свободных краев плиты и отверстий

Рис. 7.27 - Контрольный периметр для площадей приложения нагрузки, расположенных в непосредственной близости: а - от отверстий; б – от свободных краев; в – от углов плит.

Для площадей приложения нагрузки, расположенных в непосредственной близости к свободным краям и углам плит, отверстиям и если расстояние от контрольного или отверстия составляет менее $6d$, длину контрольного периметра следует определять согласно рис 7.27.

Расчетная (контрольная) площадь A_{cont} – это площадь, заключенная внутри расчетного (контрольного) периметра.

Расчетное (контрольное) сечение

Критическим является сечение, продолжающее контрольный периметр в пределах рабочей высоты плиты (d). Для плит, имеющих постоянную высоту, контрольное сечение перпендикулярно к срединной плоскости плиты, а для плит с переменной толщиной – рассматривается как перпендикуляр к наиболее растянутой грани.

Положение контрольного сечения для плит переменной толщины (капители колонн)

7.4.2.1.3 Для плит, опирающихся на круглые капители колонн, для которых $l_H < 2,0h_H$ или угол наклона капители больше, чем θ , расчет на продавливание выполняется для контрольного сечения, показанного на рис. 7.28. Положение этого сечения от центра колонны r_{cont} , может быть определено из выражения:

$$r_{cont} = 2d + l_H + 0,5c, \quad (7.82)$$

где:

l_H - расстояние от поверхности колонны до края капители;

c – диаметр круглой колонны.

Для прямоугольных колонн с прямоугольной капителью при $l_H < 1,5h_H$ с размерами l_1 и l_2 ($l_1 = c_1 + 2l_{H1}, l_2 = c_2 + 2l_{H2}, l_1 \leq l_2$) значение r_{cont} вводится в расчет, принимая его меньшим из двух значений:

$$r_{cont} = 2d + 0,56\sqrt{l_1 l_2} \quad \text{и} \quad (7.83)$$

$$r_{cont} = 2d + 0,69l_1 \quad (7.83a)$$

В случае, когда $l_H > 2h_H$ либо угол наклона капители меньше, чем θ (рис.7.58), расстояние от центра колонны до критического сечения следует определять:

$$r_{cont,ext} = l_H + 2d + 0,5c; \quad (7.84)$$

$$r_{cont,int} = 2 \cdot (d + h_H) + 0,5c. \quad (7.85)$$

Для капителей с $2h_H < l_H < 2(h_H + d)$, расстояние от центра колонны до критического сечения определяется по формуле

$$r_{cont} = 2l_H + 0,5c. \quad (7.86)$$

Рис. 7.28 – Расчетная модель на продавливание при $l_H < 2,0h_H$

Рис. 7.29– Расчетная модель на продавливание при $l_H > 2,0h_H$

7.4.2.2 Расчетные условия при проверке прочности на продавливание (местный срез)

7.4.2.2.1 Проверку прочности на продавливание (местный срез) плит либо фундамент следует выполнить из условия, что толщина элементов является достаточной с

точки зрения восприятия бетоном перерезывающей силы, вызванной локальной продавливающей нагрузкой. В противном случае (при недостаточной прочности бетона) необходимо устройство капителей и установка дополнительного армирования.

При этом максимальную напряжению среза, вызванную местной сосредоточенной нагрузкой, следует определять по формуле

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d}, \quad (7.87)$$

где:

V_{Ed} – результирующая поперечная сила, действующая по длине контрольного периметра (при расчете фундаментов величина V_{Ed} должна определяться с учетом сопротивляющейся продавливанию нагрузки от давления грунта по площади, расположенной внутри контрольного периметра);

u_1 – длина контрольного периметра;

β – коэффициент, учитывающий влияние внецентренного приложения нагрузки (в случае отсутствия эксцентриситета следует принимать $\beta = 1,0$). Значение коэффициента β следует принимать для колонн в случае внецентренного приложения продавливающего усилия согласно рис. 7.30.

7.4.2.2.2 Прочность плиты без поперечного армирования на продавливание (местный срез) следует проверить из условия:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (7.88)$$

где:

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \right],$$

но менее $= (0,035 \cdot k^2 \cdot f_{ck}^{1/2})$;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 (d \text{ в мм});$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02;$$

ρ_{lx}, ρ_{ly} – коэффициенты продольного армирования в x – направлении и y – направлении соответственно;

$$d = 0,5(d_x + d_y),$$

d_x, d_y – рабочие высоты плиты в x – направлении и y – направлении соответственно, определяемые в контрольном сечений;

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cx} + \sigma_{cy}}{2},$$

здесь σ_{cx}, σ_{cy} – нормальные напряжения в бетоне для расчетного сечения по направлению осей x и y (знак «минус» принимают при сжатии).

Площадь продольного арматуры в каждом из направлений необходимо устанавливать в количестве не менее 0,002 от площади контрольного сечения соответствующего направления.

Если условие (7.88) не выполняется, необходимо устанавливать расчетное из условия продавливания поперечное армирование.

Несущую способность на продавливание (местный срез) плиты с поперечным армированием следует определять из условий

$$V_{Ed} < V_{Rd,max}, \quad (7.89)$$

$$V_{Ed} < V_{Rd,cs}, \quad (7.90)$$

где:

$$V_{Rd,max} = 1,5 V_{Rd,c};$$

$$v_{Rd,cs} = 0,75v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \frac{1}{u_1 \cdot d} \cdot \sin \alpha, \quad (7.91)$$

где:

A_{sw} - площадь сечения поперечной арматуры одного периметра вокруг колонны, мм²;

s_r - радиальное расстояние между периметрами поперечной арматуры, мм;

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}, \text{ МПа};$$

u_1 - в мм;

d - среднее значение полезной (рабочей) высоты в ортогональных направлениях, мм;

α - угол между поперечной арматурой и плоскостью плиты.

Рис. 7.30 - Значения коэффициентов в формуле (7.87)

Рассчитанное из условия местного среза по формуле (7.91) поперечное армирование следует размещать в пределах контрольной площади. При этом минимальная толщина армированной плиты в пределах контрольной площади должна составлять не менее 200 мм, а минимальный процент армирования определяется по формуле

$$\rho_{w,min} = \frac{A_{sw} \cdot \sin \alpha}{A_{cont} - A_{load}} \quad (7.92)$$

где:

A_{cont} , A_{load} – соответственно площадь поверхности внутри контрольного периметра (контрольная площадь) и площадь приложения локальной нагрузки.

Полученные значения $\rho_{w,min}$ должны быть не менее значений, назначенным по конструктивным соображениям.

7.4.2.2.3 Кроме проверки несущей способности армированных элементов на продавливание, необходимым является контроль минимальных изгибающих моментов, действующих на единицу ширины плиты m_{Edx} и m_{Edy} в направлении x и y соответственно. В случае если другие расчеты не дают требуемых значений, то эти моменты следует определять из условия

$$m_{Edx}(m_{Edy}) \geq \eta \cdot v_{Ed}, \quad (7.93)$$

где:

v_{Ed} – расчетная поперечная сила, приходящаяся на единицу длины;

η - коэффициент, определяющий значения моментов согласно табл. 7.12 в соответствии с обозначениями, приведенными на рис. 7.30.

В обозначенных на рис. 7.31 в областях плиты необходимо проверить условия (7.88), принимая в расчетах площадь продольного армирования, определенную расчетом на изгиб, и установленную по ширине эффективных зон работы плиты в направлениях x и y .

Таблица 7.12 - Значения коэффициента η в зависимости от положения колонн

Положение колонны	η для m_{Edx}			η для m_{Edy}		
	верх плиты	низ плиты	Расчетная ширина плиты	верх плиты	низ плиты	Расчетная ширина плиты
Внутренняя	0,125	0	$0,3l_y$	0,125	0	$0,3l_x$
Крайняя, грань плиты параллельна оси y	0,250	0	$0,15l_y$	0,125	0,125	на 1 м.п. плиты
Крайняя, то же параллельна на оси x	0,125	+0,125	на 1 м.п. плиты	0,25	0	$0,15l_x$
Угловая	0,500	0,5	на 1 м.п. плиты	0,5	0,5	на 1 м.п. плиты

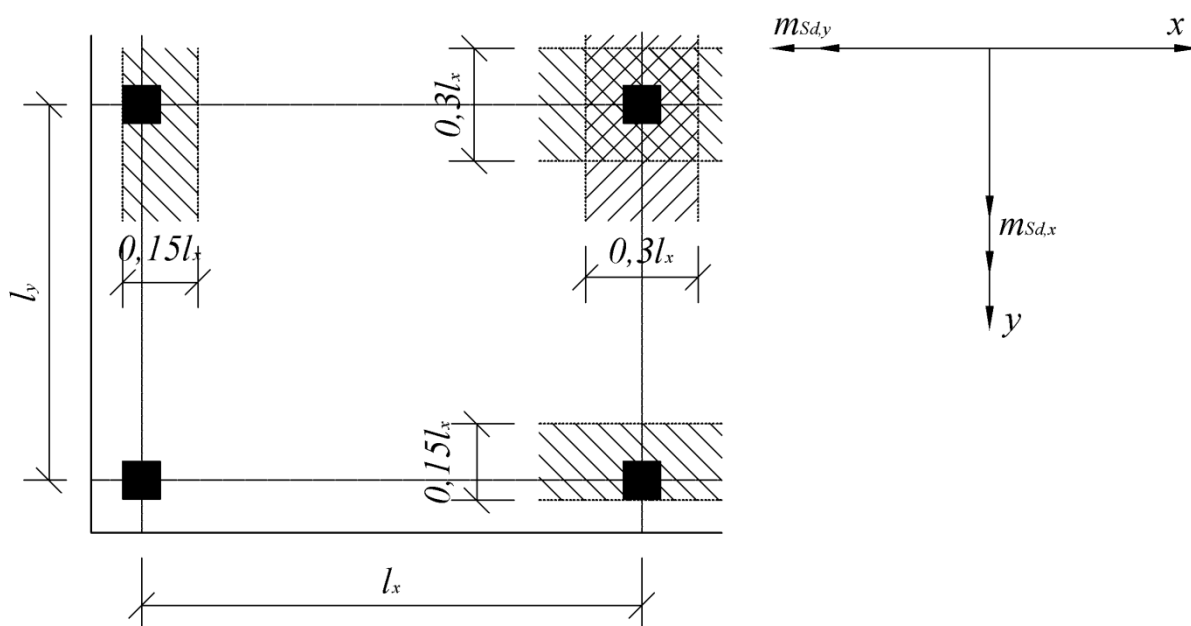


Рис. 7.31 - Схема определения ширины плиты, включаемой в работу в зависимости от положения колонн

7.4.2.3 Расчет на отрыв (местное растяжение)

7.4.2.3.1 Расчет железобетонных элементов по прочности на отрыв от действия нагрузки, приложенной к нижней грани или в пределах высоты сечения (рисунок 7.32), следует производить из условия

$$F \cdot \left(1 - \frac{d_s}{d}\right) \leq \Sigma(f_{ywd} \cdot A_{sw}), \quad (7.94)$$

где:

F - отрывающая сила;

d_s - расстояние от уровня передачи отрывающей силы на элемент до центра тяжести сечения продольной арматуры;

$\Sigma(f_{ywd} \cdot A_{sw})$ - сумма поперечных усилий, воспринимаемых хомутами, установленными дополнительно по длине зоны отрыва, равной ($a = 2d_s + b$); где b — ширина площадки передачи отрывающей силы.

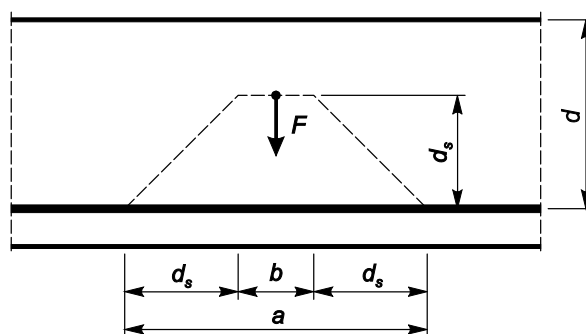


Рисунок 7.32 - Схема для расчета железобетонных элементов на отрыв

Значения d_s и b следует устанавливать в зависимости от характера и условий приложения отрывающей нагрузки на элемент (через консоли, примыкающие элементы и т. д).

Пример 23

Дано: Монолитное железобетонное перекрытие опирается на железобетонную внутреннюю колонну сечением $b \cdot h = 0,4 \cdot 0,4$ м. Полная расчетная нагрузка на колонну от перекрытия (с учетом собственной его массы) равна 500 кН. Толщина перекрытия 0,25 м.

Колонна и перекрытие из нормального бетона класса С25/30 ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 25 / 1,5 = 14,2$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$).

Перекрытие в зоне примыкания к колонне армировано стержнями арматуры класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 435$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа) диаметром 14 мм ($A_s = 1,539$ см²), расположенными с шагом 100 мм в двух взаимно перпендикулярных направлениях (рис.7.33).

Требуется: Проверить прочность перекрытия на продавливание.

Решение: Принимаем защитный слой арматуры 25 мм.

Определяем расстояния от верха плиты до центров тяжести арматуры каждого направления - $a_x = 32$ мм и $a_y = 46$ мм.

Определяем рабочие высоты плит в каждом направлении

$$d_x = 0,25 - 0,032 = 0,218 \text{ м}, d_y = 0,25 - 0,046 = 0,204 \text{ м}$$

Определяем среднюю рабочую высоту сечения

$$d = 0,5 \cdot (d_x + d_y) = 0,5 \cdot (0,218 + 0,204) = 0,211 \text{ м}.$$

Определяем коэффициент армирования в обоих направлениях

Рис. 7.33

$$\rho_{tx} = \rho_{ty} = \frac{1,539 \cdot 10^{-4}}{(0,1 \cdot 0,211)} = 0,0073,$$

что более 0,002 (минимальное значение коэффициента армирования, регламентированное нормами).

Тогда расчетный коэффициент армирования равен $\rho_1 = \sqrt{\rho_{tx} \cdot \rho_{ty}} = 0,0073$

Определяем величину контрольного периметра

$$u_1 = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 4 \cdot 0,4 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 0,211 = 4,25 \text{ м}$$

Определяем величину максимального напряжения среза, вызванного местной сосредоточенной нагрузкой, принимая коэффициент $\beta = 1,15$ как для средней колонны

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 500 \cdot 10^3}{4250 \cdot 211} = 0,642 \text{ Н/мм}^2.$$

Для бетона класса С25/30 характеристическое сопротивление бетона сжатию $f_{ck} = 25$ МПа и расчетное сопротивление бетона растяжению (с учетом коэффициента безопасности по материалу $\gamma_c = 1,5$) $f_{ctd} = 1,8/1,5 = 1,2$ МПа.

Определяем коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{211}} = 1,973 < 2.$$

Определяем расчетное значение сопротивления продавливанию, которое может воспринять сечение при продавливании,

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} = 0,12 \cdot 1,973 \cdot (100 \cdot 0,0073 \cdot 25)^{1/3} = 0,623 \text{ Н/мм}^2.$$

Определяем минимальное напряжение среза, которое может воспринять сечение при продавливании,

$$v_{Rd,c,min} = \left(0,035 \cdot k^3 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \right) = \left(0,035 \cdot 1,973^3 \cdot 25^{\frac{1}{2}} \right) = 0,485 \text{ Н/мм}^2.$$

Поскольку величина максимального напряжения среза, вызванного местной сосредоточенной нагрузкой, превышает расчетное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании, прочность на продавливание недостаточна и требуется устанавливать расчетное поперечное армирование либо переконструировать перекрытие.

В связи с этим в зоне сопряжения колонны с перекрытием предусмотрим устройство капители размерами в плане 1000x1000 мм с общей толщиной 300 мм.

Выполним расчет при сохранении неизменными всех остальных исходных данных. Рабочие высоты плит в каждом направлении $d_x = 0,30 - 0,032 = 0,268 \text{ м}$, $d_y = 0,30 - 0,046 = 0,254 \text{ м}$.

Определяем среднюю рабочую высоту

$$d = 0,5 \cdot (d_x + d_y) = 0,5 \cdot (0,268 + 0,254) = 0,261 \text{ м}.$$

Определяем коэффициенты армирования в обоих направлениях

$$\rho_{tx} = \rho_{ty} = 1,539 \cdot 10^{-4} / (0,1 \cdot 0,261) = 0,0059,$$

что более 0,002 (минимальное значение коэффициенты армирования, регламентированное нормами).

Тогда расчетный коэффициент армирования равен $\rho_t = \sqrt{\rho_{tx} \cdot \rho_{ty}} = 0,0059$

Определяем величину контрольного периметра

$$u_1 = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 4 \cdot 0,4 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 0,261 = 4,88 \text{ м}.$$

Определяем величину максимального напряжения среза, вызванного местной сосредоточенной нагрузкой, принимая коэффициент $\beta = 1,15$ как для средней колонны

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 500 \cdot 10^3}{4880 \cdot 261} = 0,451 \text{ Н/мм}^2.$$

Определяем коэффициент, учитывающий влияние масштабного фактора,

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{261}} = 1,875 < 2.$$

Определяем расчетное значение сопротивления продавливанию, которое может воспринять сечение при продавливании,

$$v_{Rd,c} = 0,12 \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} = 0,12 \cdot 1,875 \cdot (100 \cdot 0,0059 \cdot 25)^{1/3} = 0,552 \text{ Н/мм}^2.$$

Определяем минимальное погонное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании,

$$v_{Rd,c,min} = \left(0,035 \cdot k^3 \cdot f_{ck}^2 \right) = \left(0,035 \cdot 1,875^3 \cdot 25^2 \right) = 453 \text{ Н/мм}^2$$

Окончательно, расчетное усилие, которое может воспринять сечение при продавливании, составляет

$$v_{Rd,c} = 0,552 \text{ Н/мм}^2 > 0,451 \text{ Н/мм}^2.$$

Поскольку величина максимального напряжения среза, вызванного местной сосредоточенной нагрузкой, меньше расчетного усилия, которое может воспринять сечение при продавливании, прочность на продавливание по контрольному периметру, отсчитанному от периметра колонны, обеспечена.

Дополнительно требуется проверять прочность на продавливание основного сечения перекрытия толщиной 200 мм по контрольному периметру, отсчитанному от периметра грани капители.

Определяем величину этого контрольного периметра

$$u_1 = 4 \cdot b + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot d = 4 \cdot 1,0 + 2 \cdot \pi \cdot 2 \cdot 0,211 = 6,65 \text{ м.}$$

Определяем величину максимального напряжения среза, вызванного местной сосредоточенной нагрузкой, принимая коэффициент $\beta=1,15$ как для средней колонны

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 500 \cdot 10^3}{6650 \cdot 261} = 0,331 \text{ Н/мм}^2.$$

Поскольку величина максимального напряжения среза, вызванного местной сосредоточенной нагрузкой, меньше величины ($0,552 \text{ Н/мм}^2$) расчетного усилия, которое может воспринять сечение при продавливании, прочность на продавливание по контрольному периметру, отсчитанному от периметра капители колонны, обеспечена.

Пример 24

Дано: колонна, опираемая на фундамент и центрально нагруженная силой $N_{Ed} = 800$ кН (рис.7.34). Фундамент из нормального бетона класса C25/30 ($f_{ck}=25$ МПа, $\gamma_c=1,5$, $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck}/\gamma_c=0,85 \cdot 25/1,5 = 14,2$ МПа, $\alpha_{cc}=0,85$); косвенная арматура класса S500 ($f_{yk} = 435$ МПа, $f_{ywd} = 348$ МПа, $E_s=20 \cdot 10^4$ МПа).

Требуется: Определить количество, шаг и площадь косвенной арматуры, и прочность фундамента на продавливание.

Рис. 7.34

Расчет: Определяем значение коэффициента

$$\alpha_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{200 \cdot 10^6}{11,3 \cdot 2300 \cdot 430^2} = 0,042 \leq \alpha_{Eds,lim} = 0,372 \text{ (см. табл. } B.1, \text{ приложение } B)$$

$$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot (b/8) \cdot (1 - c/b) = 800 \cdot (2,3/8) \cdot (1 - 0,3/2,3) = 200 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

где $d = h - c_1 = 500 - 70 = 430$ мм.

По табл. *B.1*. Приложение *B* для нормального бетона $\leq C50/60$ $\alpha_{Eds} = 0,042$ и $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435$ МПа $\rightarrow \omega = 0,0433$, $\zeta = \frac{z}{d} = 0,970$, $z = 0,970 \cdot 430 = 417$ мм.

Площади требуемой площади растянутой арматуры:

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed}) = \frac{1}{435} (0,0433 \cdot 2300 \cdot 430 \cdot 11,3) = 1112 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 13 \emptyset 14 S500 ($A_s = 2000$ мм²). Схема расположения арматуры смотри на рис. 7.34.

Определяем величины минимальных изгибающих моментов, действующих на единицу ширины плиты (1,0 м) m_{Edx} и m_{Edy} в направлении *x* и *y* соответственно.

$$m_{Ed} = \eta \cdot V_{Ed} = 0,125 \cdot 800 = 100 \text{ кН/м} \quad \eta = 0,125 \text{ (см. табл. 7.12)}$$

$$\alpha_{Eds} = \frac{m_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{100 \cdot 10^6}{11,3 \cdot 1000 \cdot 430^2} = 0,048 \leq \alpha_{Eds,lim} = 0,372 \text{ (см. табл. } B.1, \text{ приложение } B)$$

По табл. В.1. Приложение В для нормального бетона $\leq C50/60$
 $a_{Eds} = 0,048$ и $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435$ МПа $\rightarrow \omega = 0,0497$, $\zeta = \frac{z}{d} = 0,965$, $z = 0,965 \cdot 430 = 415$ мм.

Площади требуемой площади растянутой арматуры:

$$a_s = \frac{m_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{m_{Ed}}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d} = \frac{100 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,965 \cdot 430} = 554 \text{ мм}^2$$

$b_{eff} = b = 2,30$ м, $A_s = a_s \cdot b_{eff} = 554 \cdot 2,3 = 1274$ мм², что меньше принятого 13Ø14 St500 ($A_s = 2000$ мм²) – условие выполняется.

Проверяем прочность фундаментной плиты на продавливание

Вычисляем величину максимального напряжения среза по формуле:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d}$$

$$V_{Ed} = N_{Ed} - \sigma_0 \cdot A_{cont} \cdot 0,50$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{Ed}}{A} = 800 / (2,3 \cdot 2,3) = 151 \text{ кН/м}^2$$

$$A_{cont} = 0,30 \cdot 0,30 + 4 \cdot 0,30 \cdot 0,66 + \pi \cdot 0,66^2 = 2,25 \text{ м}^2$$

$$V_{Ed} = 800 - 151 \cdot 2,25 \cdot 0,50 = 630 \text{ кН.}$$

$$\beta = 1,15 \text{ (средняя колонна)}$$

Находим длину контрольного периметра

$$u_1 = 4 \cdot 0,30 + 2 \cdot \pi \cdot 0,66 = 5,35 \text{ м}$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 630 \cdot 10^3}{5350 \cdot 430} = 0,315 \text{ Н/мм}^2.$$

Вычисляем $V_{Rd,c}$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \right],$$

$$\text{но менее } V_{Rd,c,min} = \left(0,035 \cdot k^3 \cdot f_{ck}^{1/2} \right) = \left(0,035 \cdot 1,67^3 \cdot 20^{1/2} \right) = 0,338 \text{ Н/мм}^2.$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{440}} = 1,67 \leq 2 \text{ (d в мм);}$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02;$$

ρ_{lx}, ρ_{ly} - коэффициенты продольного армирования в x - направлении и y - направлении соответственно.

$$\rho_{lx} = 13,9 / (162 \cdot 43) = 0,0020;$$

$$\rho_{lx} = 13,9 / (162 \cdot 45) = 0,0019.$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = \sqrt{0,0015 \cdot 0,0014} = 0,0020 \leq 0,02;$$

$$V_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot k \cdot (100 \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \right] = \left[0,12 \cdot 1,67 \cdot (100 \cdot 0,0020 \cdot 20)^{1/3} \right] = 0,318 \text{ Н/мм}^2 > v_{Ed} = 0,315 \text{ Н/мм}^2.$$

Поскольку величина максимального напряжения среза, вызванного местной сосредоточенной нагрузкой, меньше расчетного усилия, которое может воспринять сечение при продавливании, прочность на продавливание по контрольному периметру, отсчитанному от периметра колонны, обеспечена.

Пример 25

Дано: Монолитное железобетонное плоское перекрытие (рис.7.35). Полная расчетная нагрузка на колонну от перекрытия (с учетом собственной его массы) равна 450 кН. Толщина перекрытия 0,24 м. Колонна и перекрытие из нормального бетона класса С20/25 ($f_{ck} = 20 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 20 / 1,5 = 11,3 \text{ МПа}$, $\alpha_{cc} = 0,85$). Перекрытие в зоне примыкания к колонне армировано стержнями арматуры класса S500 ($f_{yk} = 500 \text{ МПа}$, $f_{yd} = 435 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$) диаметрами 12-14 мм, расположенными с шагом 100 мм в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

Рис. 7.35

Требуется: Определить минимальные изгибающие моменты и соответствующие им минимальные площади косвенной арматуры на единицу ширины плиты в направлении x и y соответственно.

Решение: Вычисляем проценты армирования плит в двух направлениях x и y

В направлении - x $\rho_{cont} = \frac{a_{sx}}{d_x} = \frac{15,39}{21} = 0,73\%$ ($a_{sx} = 15,39 \text{ см}^2/\text{м}$ при $\emptyset 14 \text{ мм}$ с шагом 100 мм).

В направлении - y $\rho_{cont} = \frac{a_{sy}}{d_y} = \frac{11,31}{20} = 0,57\%$ ($a_{sy} = 11,31 \text{ см}^2/\text{м}$ при $\emptyset 12 \text{ мм}$ с шагом 100 мм).

Определяем величину минимального изгибающего момента по направлению y (неблагоприятное направление)

$$m_{Edy} = \eta \cdot V_{Ed} = -0,125 \cdot 450 = -56,3 \text{ кН}\cdot\text{м} \quad \eta = 0,125 \text{ (см. табл. 7.12)}$$

$$a_{Eds} = \frac{m_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{56300000}{11,3 \cdot 1000 \cdot 200^2} = 0,125 \leq a_{Eds,lim} \\ = 0,372 \text{ (см. табл. В.1, приложение В)}$$

По табл. В.1. Приложение В для нормального бетона $\leq C50/60$ $a_{Eds} = 0,125$ и $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ МПа} \rightarrow \omega = 0,1362$, $\zeta = \frac{z}{d} = 0,917$, $z = 0,917 \cdot 200 = 183,4$ мм.

Площади требуемой площади растянутой арматуры:

$$a_s = \frac{m_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{m_{Ed}}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d} = \frac{56,3 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,917 \cdot 200} = 706 \text{ мм}^2 = 7,06 \text{ см}^2.$$

Определим прочность железобетонной плиты на продавливание с поперечной арматурой (смотри рис.7.36).

Рис.7.36

Вычисляем максимальную напряжения среза силу по формуле:

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d},$$

Находим длину контрольного периметра

$$u_1 = 4 \cdot 0,30 + 2 \cdot 1,5 \cdot 0,205 \cdot \pi = 3,13 \text{ м.}$$

$$v_{Ed} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d} = \frac{1,15 \cdot 450 \cdot 10^3}{3130 \cdot 200} = 0,827 \text{ Н/мм}^2, \quad \beta = 1,15 \text{ (средняя колонна)}$$

Вычисляем $V_{Rd,c}$

$$v_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} \right],$$

но менее $V_{Rd,c,min} = (0,035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}}) \cdot d = (0,035 \cdot 1,99^{\frac{3}{2}} \cdot 20^{\frac{1}{2}}) = 0,439 \text{ Н/мм}^2$.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{205}} = 1,99 \leq 2 \text{ (} d \text{ в мм); (для } d_m = 20,5 \text{ см)}$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = \sqrt{0,0073 \cdot 0,0057} = 0,0065 \leq 0,02;$$

$$v_{Rd,c} = \left[0,12 \cdot k \cdot (100\rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} \right] = \left[0,12 \cdot 1,99 \cdot (100 \cdot 0,0065 \cdot 20)^{\frac{1}{3}} \right] = \\ 0,561 \text{ Н/мм}^2 < v_{Ed} = 0,827 \text{ Н/мм}^2$$

Вычисляем $v_{Rd,max}$

$v_{Rd,max} = 1,5 \cdot v_{Rd,c} = 1,5 \cdot 0,561 = 0,842 \text{ Н/мм}^2 > v_{Ed} = 0,842 \text{ Н/мм}^2$, прочность обеспечена.

8. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ (SLS)

8.1 Расчет железобетонных элементов по раскрытию трещин

8.1.1 Общие положения

8.1.1.1 (7.3.1) Расчет по раскрытию трещин производят из условия

$$w_k \leq w_{lim} \quad (8.1)$$

где:

w_k - ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки, определяемая согласно [пп.8.1.3.1- 8.1.3.4](#);

w_{lim} - предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Значения w_{lim} принимают согласно таблицы 8.1.

Таблица 8.1 - Предельно допустимые значения ширины раскрытия трещин w_{lim}

Класс по условиям эксплуатации по табл. 5.2	Железобетонные элементы	
	Квазипостоянная комбинация нагрузок по приложению А	
X0, XC1	0,4*	
XC2, XC3, XC4,	0,3	
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		

*Для железобетонных элементов, эксплуатирующихся в средах классов X0, XC1, ширина раскрытия трещин не влияет на долговечность.

В миллиметрах

8.1.1.2 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 уравновешиваются 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 5.2.12 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.8.1.2.1- 8.1.2.4](#).

Для центрально растянутых элементов условие (8.2) преобразуется в условие

$$N_{Ed} < N_{cr}, \quad (8.3)$$

где:

N_{cr} - продольное растягивающее усилие, воспринимаемое элементом при образовании трещин, определяемое согласно [п.8.1.2.5](#)

8.1.2 Определение момента образования трещин

8.1.2.1 Допускается определять момент M_{cr} без учета неупругих деформаций бетона согласно [пп.8.1.2.2](#) и [8.1.2.4](#). Если при этом условие (8.1) не удовлетворяется, то момент образования трещин следует определять с учетом неупругих деформаций бетона.

8.1.2.2 Момент образования трещин без учета неупругих деформаций бетона определяют как для сплошного упругого тела по формуле

$$M_{cr} = f_{ctd,ser}W \pm N_{Ed} \cdot e_a \quad (8.4)$$

где:

$f_{ctd,ser}$ - расчетное сопротивление бетона растяжению определенное путем деления характеристического сопротивления бетона осевому растяжению $f_{ctk,0,05}$ на частный коэффициент безопасности по бетону равный 1,0;

W - момент сопротивления приведенного сечения для крайнего растянутого волокна бетона;

$e_{я}$ - расстояние от центра тяжести приведенного сечения элемента до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется.

Значения W и $e_{я}$ определяются согласно п.8.1.2.5. В формуле (8.4) знак "плюс" принимают при сжимающей продольной силе N_{Ed} , знак "минус" - при растягивающей силе.

8.1.2.3 Момент сопротивления W и расстояние $e_{я}$ определяют по формулам:

$$W = \frac{I_{red}}{y_t}, \quad (8.5)$$

$$e_{я} = \frac{W}{A_{red}}, \quad (8.6)$$

где I_{red} – момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести, определяемый по формуле

$$I_{red} = I + I_s \cdot \alpha_s + I'_s \cdot \alpha_s, \quad (8.7)$$

I, I_s, I'_s - момент инерции сечения соответственно бетона, растянутой и сжатой арматуры;

A_{red} - площадь приведенного сечения, равная

$$A_{red} = A + A_{s1} \cdot \alpha_s + A_{s2} \cdot \alpha_s, \quad (8.8)$$


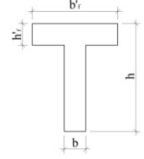
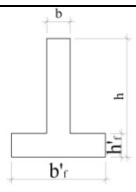
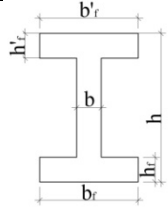
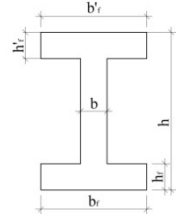
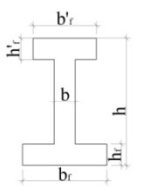
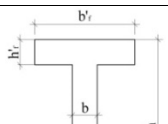
$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{cm}}$ - коэффициент приведения арматуры к бетону;

y_t - расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения элемента.

При $\mu = \frac{A_s}{A} < 0,005$ значения W и $e_{я}$ допускается определять без учета арматуры.

8.1.2.4 Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений при действии момента в плоскости оси симметрии момент образования трещин с учетом неупругих деформаций растянутого бетона допускается определять по формуле (8.4) с заменой значения W на $W_{pl} = W \cdot \gamma$, где γ - см. табл.8.2

Таблица 8.2

Сечение	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 $b_f/b \leq 2$ независимо от отношения h_f/h б) при $b_f/b > 2$ и $h_f/h \geq 0,2$ в) при $b_f/b > 2$ и $h_f/h < 0,2$	1,25 1,25 1,20	
4. Двутавровое симметричное (коробчатое): а) при $b_f'/b = b_f/b \leq 2$ независимо от отношения $h_f'/h = h_f/h$ б) при $2 < b_f'/b = b_f/b \leq 6$ независимо от отношения $h_f'/h = h_f/h$ в) при $b_f'/b = b_f/b > 6$ и $h_f'/h = h_f/h \geq 0,2$ г) при $6 < b_f'/b = b_f/b \leq 15$ и $h_f'/h = h_f/h < 0,2$ д) при $b_f'/b = b_f/b \geq 15$ и $h_f'/h = h_f/h < 0,2$	1,30 1,25 1,25 1,20 1,15	
5. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b_f'/b \leq 3$: а) при $b_f/b \leq 2$ от отношения h_f/h б) при $2 < b_f/b \leq 6$ независимо от отношения h_f/h в) при $b_f/b > 6$ и $h_f/h > 0,1$	1,30 1,25 1,25	
6. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $3 < b_f'/b < 8$: 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 1,25 1,20	
7. Двутавровое несимметричное, удовлетворяющие условию $b_f'/b \geq 8$: а) при $h_f/h > 0,3$		

б) при $h_f/h \leq 0,3$

8.1.2.5 Усилие N_{cr} при образовании трещин в центрально растянутых элементах определяют по формуле

$$N_{cr} = f_{ctd,ser} \cdot A + 20 \cdot A_s, \quad (8.9)$$

где:

20 (МПа) - напряжение по всей арматуре перед образованием трещин в бетоне.

8.1.3 Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента

8.1.3.1 [7.3.4(1)] Ширину раскрытия нормальных трещин определяют по формуле

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (8.10)$$

где:

w_k - расчетная ширина раскрытия трещин;

$s_{r,max}$ - максимальная ширина раскрытия трещины (8.1.3.4);

ε_{sm} - средние относительные деформации арматуры, определяемые при соответствующей сочетании нагрузок;

ε_{cm} - средняя деформация в бетоне на участке между трещинами.

8.1.3.2 [7.3.4(2)] $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ может быть получено из выражения

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (8.11)$$

где:

σ_s - напряжение в растянутой арматуре в сечении с трещиной;

$\alpha_e = E_s / E_{cm}$ - коэффициент приведения арматуры к бетону;

ρ_{eff} - эффективный коэффициент армирования, определяемый для железобетонных элементов по формуле

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}, \quad (8.12)$$

здесь A_s - площадь сечения арматуры, заключенной внутри эффективной площади растянутой зоны сечения $A_{c,eff}$;

$A_{c,eff}$ - 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 (см. п.8.1.3.4).

k_t - коэффициент, зависящий от продолжительности нагрузки:

$k_t = 0,6$ при кратковременном действии нагрузок,
 $k_t = 0,4$ при длительном действии нагрузок.

Ширину раскрытия трещин для расчетных ситуаций, когда растягивающие напряжения вызваны совместным действием вынужденных деформаций и усилий от внешних нагрузок, следует определять по формуле (8.10). 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.

8.1.3.3 Значение напряжения σ_s в растянутой арматуре изгибаемых элементов (рис.8.1,а) определяют по формуле

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}(d-x)}{I_{red}} a_{s1} \quad (8.13)$$

где I_{red} и x - момент инерции и высота сжатой зоны приведенного поперечного сечения, включающего в себя площадь поперечного сечения только сжатой зоны бетона и площади сечения растянутой и сжатой арматуры, умноженные на коэффициент приведения арматуры к бетону $a_{s1} = \frac{E_s}{E_{cm,red}}$.

Рис.8.1 - Схемы напряженно-деформированного состояния элементов с трещинами при действии: изгибающего момента (а), сжимающей продольно силы (б), растягивающей продольной силы (в) 1-уровень центра тяжести приведенного сечения

Коэффициент α_{s1} можно также определять по формуле $\alpha_{s1} = \frac{300}{f_{cd,ser}}$

Высота сжатой зоны определяется из решения уравнения

$$S_c = \alpha_{s1} \cdot (S_s - S'_s), \quad (8.14)$$

где S_c, S_s, S'_s - статические моменты соответственно сжатой зоны бетона, площадей растянутой и сжатой арматуры относительно нейтральной оси.

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений напряжение σ_s допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{z_s A_s}, \quad (8.15)$$

где z_s - плечо внутренней пары сил, равное $z_s = \zeta \cdot d$, а коэффициент ζ , определяется по графику на [рис.8.2](#).

Рис.8.2 - График коэффициента $\zeta = z_s/d$ для определения плеча внутренней пары сил при расчете по раскрытию трещин изгибаемых элементов

$\mu_s \cdot \alpha_{s1} = \frac{A_s}{b \cdot d} \frac{E_s}{E_{cm,red}}; \gamma = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f + \alpha_{s1} \cdot A'_s}{b \cdot d}, \delta = h'_f/d$ для сечений без сжатой полки
 $\delta = 2 c_1/d$

Значение напряжения σ_s для внецентренно сжатых элементов, а также для внецентренно растянутых элементов при приложении силы N_{Ed} вне расстояния между арматурами S и S' ([рис.8.1, б, в](#)) определяют по формуле

$$\sigma_s = \frac{N_{Ed}}{S_{red}} (d - x) \cdot \alpha_{s1}, \quad (8.16)$$

где S_{red} - статический момент относительно нейтральной оси; значение S_{red} вычисляют по формуле

$$S_{red} = S_c + a_{s1}(S'_s - S_s), \quad (8.17)$$

а высоту сжатой зоны x определяют из решения уравнения

$$\frac{I_{red}}{S_{red}} = e - (d - x), \quad (8.18)$$

где I_{red} - момент инерции приведенного сечения относительно нейтральной оси.

Для внецентренно растянутых элементов эксцентриситет e в формуле (8.18) принимают со знаком "минус".

Значение напряжения σ_s для внецентренно растянутых элементов при приложении силы N_{Ed} между центрами тяжести арматуры S и S' (т.е. при $e' < d - c$) определяют по формуле

$$\sigma_s = \frac{N_{Ed} \cdot e'}{A_s(d - c_1)}, \quad (8.19)$$

Для центрально растянутых элементов

$$\sigma_s = \frac{N_{Ed}}{A_s}. \quad (8.20)$$

Для внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения напряжение σ_s допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{N_{Ed} e}{A_s d} \varphi_{cr}, \quad (8.21)$$

где φ_{cr} - коэффициент, определяемый по [табл.8.3](#).

Для внецентренно растянутых элементов прямоугольного сечения напряжение σ_s допускается определять по формулам:

$$\text{а) при } e' > d - c_1 \text{ и при } A_{s2} = 0 \quad \sigma_s = \frac{N_{Ed}}{A_{s1}} \left(1,2 \frac{e}{d} + 1 \right); \quad (8.22)$$

$$\text{б) при } A_{s2} \geq A_{s1} \text{ независимо от } e' \quad \sigma_s = \frac{N_{Ed} e'}{A_{s1}(d - c_1)}. \quad (8.23)$$

При $0 < A_{s2} < A_{s1}$ значение σ_s определяется линейной интерполяцией между значениями σ_s вычисленными по формулам (8.22) и (8.23).

Во всех случаях значение σ_s не должно превышать $f_{yd,ser}$.

Таблица 8.3

e/d	Коэффициенты φ_{cr}									
	При $A_{s2} \geq A_{s1}$ и значениях $\mu \cdot \alpha_{s1}$, равных					При $A_{s2} = 0$ и значениях $\mu \cdot \alpha_{s1}$, равных				
	0,01	0,05	0,10	0,20	$\geq 0,40$	0,01	0,05	0,10	0,20	$\geq 0,40$
$\leq 0,8$	0,01	0,06	0,07	0,08	0,08	0,01	0,06	0,10	0,20	0,18
1,0	0,13	0,20	0,23	0,25	0,26	0,13	0,20	0,26	0,31	0,36
1,2	0,25	0,33	0,37	0,39	0,40	0,25	0,33	0,38	0,43	0,49
1,5	0,42	0,48	0,52	0,54	0,55	0,42	0,48	0,53	0,58	0,64
2,0	0,56	0,63	0,66	0,68	0,69	0,56	0,63	0,67	0,72	0,78
3,0	0,73	0,79	0,82	0,84	0,85	0,73	0,79	0,82	0,88	0,93
4,0	0,80	0,86	0,90	0,93	0,93	0,80	0,86	0,91	0,96	1,01

$$\mu_s \cdot \alpha_{s1} = \frac{A_s}{b \cdot d} \frac{300}{f_{cd,ser}}$$

ПРИМЕЧАНИЕ При $0 < A_{s2} < A_{s1}$ коэффициенты φ_{cr} определяются линейной интерполяцией.

8.1.3.4 [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

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot c + 0,425 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{d}{\rho_{eff}}, \quad (8.24)$$

где:

d - диаметр стержней. При наличии в сечении стержней разных диаметров, необходимо использовать эквивалентный диаметр d_{eq} . Для сечения с n_1 стержнями диаметром d_1 и с n_2 стержнями диаметром d_2 , что бы получить d_{eq} , следует использовать выражение:

$$d_{eq} = \frac{n_1 d_1^2 + n_2 d_2^2}{n_1 d_1 + n_2 d_2}, \quad (8.25)$$

c - защитный слой бетона для продольной арматуры;

k_1 — коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном, равный:

- для стержней периодического профиля $k_1 = 0,8$;
- для гладких стержней $k_1 = 1,6$.

k_2 — коэффициент, учитывающий вид напряженно-деформированного состояния элемента (рисунок 8.3) и принимаемый равным:

- при изгибе $k_2 = 0,5$;
- при осевом растяжении $k_2 = 1,0$;
- при внецентренном растяжении:

$$\text{если } \varepsilon_1 > \varepsilon_2 \quad k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1};$$

$$\text{если } \varepsilon_2 = 0 \quad k_2 = 0,5.$$

ρ_{eff} - эффективный коэффициент армирования, определяемый для железобетонных элементов по формуле

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

здесь A_s — площадь сечения арматуры, заключенной внутри эффективной площади растянутой зоны сечения $A_{c,eff}$;

$$k_2 = 1,0 \quad k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1} \quad k_2 = 0,5 \quad k_2 = 0,5$$

Рисунок 8.3 - К определению коэффициента k_2 в формуле (8.24)

$A_{c,eff}$ - 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 8.4). Для плит или предварительно напряженных элементов, где высота растянутой зоны может быть незначительной, высота эффективной зоны принимается не более $(h-x)/3$.

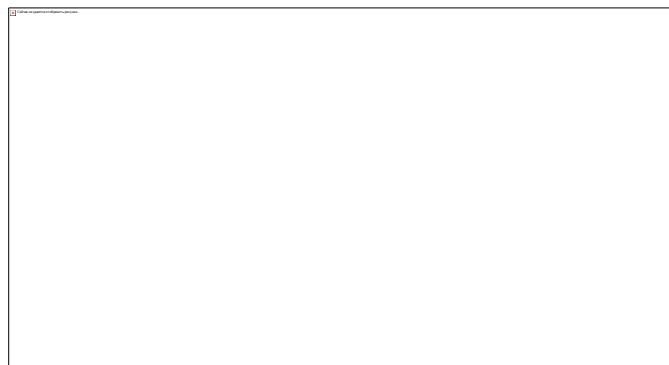


Рис. 8.4 - К определению эффективной площади растянутой зоны сечения $A_{c,eff}$:
а - балки; б - плиты; в - элементов, подвергнутых растяжению

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

$$A_s \cdot \sigma_s \leq k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} \quad (8.26)$$

где:

A_s - площадь ненапрягаемой арматуры в растянутой зоне сечения;

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. Для ограничения ширины раскрытия трещин значения максимальных напряжений в ненапрягаемой арматуре допускается принимать в зависимости от максимального диаметра стержней по таблице 8.4 и максимального расстояния между стержнями по таблице 8.5. При расчете по формуле (8.26) допускается принимать напряжения в ненапрягаемой арматуре равными нормативному сопротивлению f_{yk} ;

$f_{ct,eff}$ - 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

$$k_c = 0,4 \left[1 + \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot \left(\frac{h}{h^*}\right) \cdot f_{ct,eff}} \right] \leq 1; \quad (8.27)$$

- для полок тавровых и коробчатых сечений

$$k_c = 0,9 \frac{F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}} \geq 0,5; \quad (8.28)$$

σ_c - средние напряжения в бетоне на рассматриваемой части сечения;

h^* – следует принимать равным:

$h^*=h$ - при $h < 1,0$ м;

$h^*=1,0$ - при $h \geq 1,0$ м;

k_1 - коэффициент, учитывающий влияние осевых сил на распределение напряжений по сечению элемента:

$k_1=1,5$ - при осевой сжимающей силе N_{Ed} ;

$k_1 = \frac{2h^*}{h}$ - 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 $h \leq 300$ 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.

Ширину раскрытия трещин в изгибаемых элементах прямоугольного сечения, армированных стержнями периодического профиля классов St400 и St500, допускается проверять по упрощенной методике из условия, что $w_k \leq w_{lim}$, если максимальный диаметр стержней продольной арматуры не превышает ϕ_s^* из таблицы 8.4, т.е.

$$\phi_s \leq \phi_s^*$$

Таблица 8.4 - Максимальные диаметры стержней растянутой арматуры при использовании упрощенного метода проверки ширины раскрытия трещин в изгибаемых элементах ϕ_s^*

Напряжения в арматуре Н/мм ²	Максимальный диаметр стержней, мм		
	$w_k=0,4$	$w_k=0,3$	$w_k=0,2$
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	-

Диаметр стержней растянутой арматуры при проверке ширины раскрытия трещин следует определить по формуле:

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{k_c \cdot k \cdot h_t}{4 \cdot (h-d)} \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct0}} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct0}}$$

ϕ_s^* — максимальный диаметр растянутой арматуры принимается по табл. 8.4;

h - высота элемента;

h_t - высота растянутой зоны сечения;

d - рабочая высота;

$f_{ct0} = 3,0$ Н/мм² (базовое значение прочности бетона при растяжении);

Таблица 8.4 составлена для случаев, когда отношение рабочей высоты к полной высоте сечения d/h находится в интервале от 0,85 до 0,95. Максимальный диаметр стержней зависит от коэффициента продольного армирования ρ и напряжений σ_s , в растянутой арматуре в сечении с трещиной, которые определяют по упрощенной формуле:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{z \cdot A_{s1}}, \quad (8.29)$$

где M_{Ed} - изгибающий момент от квазипостоянное сочетание нагрузок, определенных при $\gamma_F = 1,0$;

z - плечо внутренней пары сил в сечении с трещиной для II стадии напряженно-деформированного состояния, определяемое:

$z = 0,90d$ при $\rho \leq 0,5 \%$;

$z = 0,85d$ при $0,5 \% \leq \rho \leq 1,0 \%$;

$z = 0,80d$ при $\rho \geq 1,0 \%$.

Если проектируемый элемент не удовлетворяет условиям таблицы 8.4, либо если максимальный диаметр растянутой арматуры превышает значения, приведенные в таблице 8.4, необходимо провести расчетную проверку ширины раскрытия трещин по формуле (8.10).

Таблица 8.5 - Максимальные расстояния между стержнями $S_{r,max}$

В миллиметрах

Напряжения в арматуре, Н/мм ²	Максимальное расстояние между стержнями при w_k , мм		
	0,4	0,3	0,2
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	—
360	100	50	—

8.1.5 Расчет ширины раскрытия наклонных трещин

8.1.5.1 Расчетную ширину w_k трещин, наклонных к продольной оси элемента, рекомендуется определять по формуле (8.10) с заменой $S_{r,max}$ на $S_{r,max}$, рассчитанной по формуле (8.30).

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

$$S_{r.max} = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{S_{r.max,x}} + \frac{\cos \theta}{S_{r.max,y}}}, \quad (8.30)$$

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. 8.5) определяют по формулам:

$$S_{r.max,x} = 2 \left(C_x + \frac{S_x}{10} \right) + 0,25K_1 \frac{\phi_{bx}}{p_{lx}}, \quad (8.31)$$

$$S_{r.max,y} = 2 \left(C_y + \frac{S_y}{10} \right) + 0,25K_1 \frac{\phi_{sw}}{p_{sw}}, \quad (8.32)$$

где ϕ_{bx} , ϕ_{sw} - соответственно диаметры продольных и поперечных стержней;

C_x , C_y - расстояния до ц.т. продольной и поперечной арматуры (рис. 8.5) от ц.т. сечения.

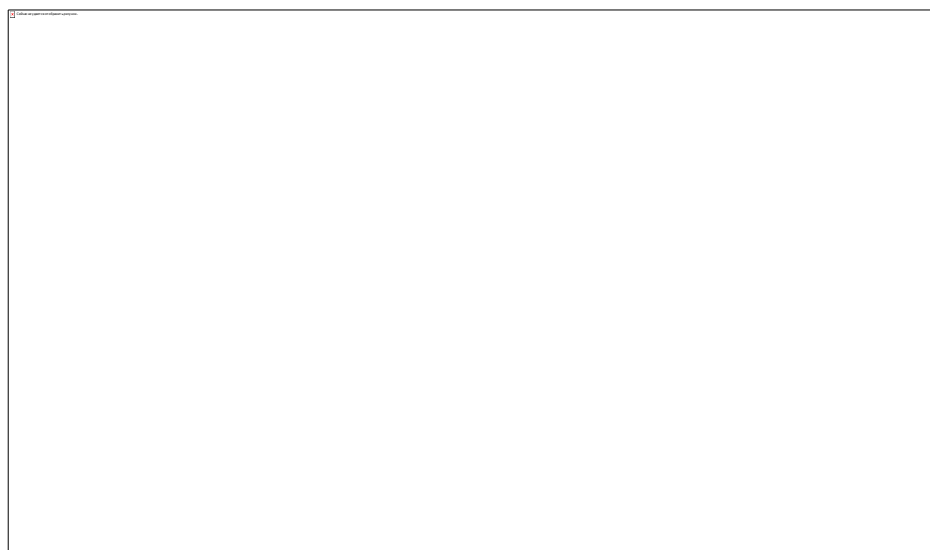


Рис.8.5 - К определению расчетных параметров при вычислении расстояния между наклонными трещинами

Средние значения главных относительных деформаций растяжения для железобетонного элемента с диагональными трещинами, используемые в формуле (8.10), вместо относительных деформаций ε_{sm} определяют из расчета с использованием общей деформационной модели при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил (см. главу 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. 8.5) принимают в зависимости от величины приведенных напряжений в поперечной арматуре (хомутах):

$$\sigma_{sw.red} = \frac{V_{Ed} - 3V_{Rd.c}}{\rho_w \cdot b_w \cdot d} \quad (8.33)$$

где:

$V_{Rd.c}$ - поперечная сила, воспринимаемая элементом без поперечного армирования (см. главу 7.2);

ρ_{sw} - коэффициент поперечного армирования;

b_w, d - минимальная ширина и рабочая высота сечения.

Таблица 8.6 - Максимальный шаг поперечных стержней, обеспечивающий ограничение ширины раскрытия наклонных трещин

Приведенные напряжения в поперечной арматуре $\sigma_{sw.red}$ МПа	< 50	7 5	1 00	1 50	2 00
Максимальный шаг поперечных стержней S_{max} , мм	3 00	2 00	1 50	1 00	5 0

Пример 26

Дано: железобетонная подпорная стенка, с размерами поперечного сечения $h = 250$ мм, $d = 200$ мм; $c = 50$ мм; бетон нормальный класса С30/37 ($f_{ctm} = 2,9$ МПа, $E_{cm} = 33000$ МПа); рабочая арматура класса S500 с площадью сечения $a_{s,vorh} = 1010$ мм² (принятый); усилия от квазипостоянного комбинация нагрузок: $M_{gk} = 40$ кН·м, $M_{qk} = 16$ кН·м (рис. 8.6).

Требуется:

а) рассчитать минимальной площади горизонтальной арматуры стенки, необходимой для ограничения ширины раскрытия трещин от температурного расширения бетона (свежеуложенный бетон)

б) рассчитать минимальной площади вертикальной арматуры стенки, необходимой для ограничения ширины раскрытия трещин от воздействия грунта

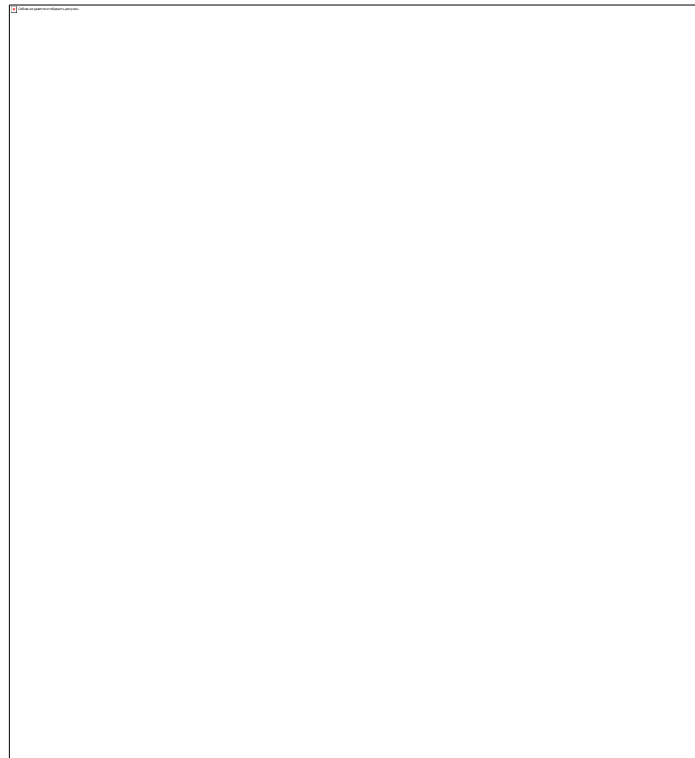


Рис. 8.6 – К примеру, 26

Расчет:

а) Определим $A_s \leq k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$

$k_c=1,0$ (центральное растяжение); $k = 0,8$ (с интерполяцией).

$f_{ct,eff}$ - величина средней эффективной прочности молодого бетона при растяжении

$f_{ct,eff} \cdot A_{ct} = 250 \cdot 1000 = 2500000 \text{ мм}^2$; задаемся $\sigma_s = 240 \text{ МПа}$.

$$A_{s,min} \leq k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s = 1,0 \cdot 0,8 \cdot 1,5 \cdot 250000 / 240 = 1250 \text{ мм}^2$$

Принимаем $2\text{Ø}10$ ($A_s = 1260 \text{ мм}^2$)

Диаметр растянутой арматуры (при $w_k = 0,3 \text{ мм}$):

$$\phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct0}} = 19 \cdot \frac{1,5}{3,0} \approx 10 \text{ мм} = \text{равный принятому } \phi_s \quad (\phi_s^* = 19 \text{ для } \sigma_s = 240 \text{ МПа,}$$

см. табл.8.5)

б) Коэффициент к квазипостоянному значению переменного воздействия $\psi_2 = 0,5$.

$$M_{perm} = 1,0 \cdot M_{gk} + 0,5 \cdot M_{qk} = 1,0 \cdot 40 + 0,5 \cdot 16 = 48 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Напряжение в арматуре

$$\sigma_s = \frac{M_{perm}}{(z \cdot a_s)} \quad \text{при } (z = 0,19 \text{ м} = 190 \text{ мм})$$

$$\sigma_s = 48 \cdot 10^6 / (190 \cdot 1010) = 250 \text{ Н/мм}^2 \rightarrow d_s^* = 18 \text{ мм}$$

Требуемый диаметр ϕ_s определяется

$$\text{либо 1) } \phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{\sigma_s \cdot A_s}{[4 \cdot (h-d) \cdot b \cdot f_{cto}]} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{cto}}$$

$$\sigma_s = 250 \text{ Н/мм}^2 \rightarrow d_s^* = 18 \text{ мм}$$

$$\phi_s = 18 \cdot \frac{250 \cdot 1010}{[4 \cdot (250-200) \cdot 100 \cdot 3,0]} = 18 \cdot 0,47 = 8,5 \leq 18 \cdot \frac{2,9}{3,0} = 17,5$$

$$\phi_s = 17,5 \text{ мм} > \text{ принятого } \phi_s = 16 \text{ мм (требуемый)}$$

либо 2) $\sigma_s = 250 \text{ Н/мм}^2 \rightarrow s_{r,max} \approx 19 \text{ см} < \text{ принятого } s_{r,max} \approx 20$, условие соблюдается т.е. расчетным путем проверить ширину раскрытия трещин не требуется.

Пример 27

Дано: Тавровое сечение с одиночной арматурой, геометрические размеры которого показаны на рис. 8.7. Бетон нормальный класса С30/37 ($f_{ck} = 30 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 30 / 1,0 = 25,5 \text{ МПа}$). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500 \text{ МПа}$, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$) с площадью поперечного сечения растянутой арматуры $A_s = 35,8 \text{ см}^2$. На балку приложены переменная равномерно распределенная нагрузка $q_k = 30 \text{ кН/м}$, постоянная $g_k = 50 \text{ кН/м}$. Класс по условиям эксплуатации конструкции ХС 4.

Рис.8.7 – К примеру, 27

Требуется: рассчитать минимальной площади сечения растянутой арматуры балки, необходимой для ограничения ширины раскрытия трещин

Решение: Коэффициент к квазипостоянному значению переменного воздействия $\psi_2 = 0,5$.

$$M_{perm} = (1,0 \cdot g_k + 0,5 \cdot q_k) l^2 / 8 = (1,0 \cdot 50 + 0,5 \cdot 30) 7,5^2 / 8 = 457 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Напряжение в арматуре

$$\sigma_s = \frac{M_{perm}}{z \cdot A_s} \quad \text{где } z \approx 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 0,53 = 0,48 \text{ м}$$

$$\sigma_s = 457 \cdot 10^6 / (480 \cdot 3580) = 266 \text{ Н/мм}^2$$

$$\text{Требуемый диаметр } \phi_s = \phi_s^* \cdot \frac{\sigma_s \cdot A_s}{[4 \cdot (h-d) \cdot b \cdot f_{ct0}]} \geq \phi_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct0}}$$

$$\sigma_s = 266 \text{ Н/мм}^2 \rightarrow \phi_s^* = 16 \text{ мм}$$

$$\frac{\sigma_s \cdot A_s}{[4 \cdot (h-d) \cdot b \cdot f_{ct0}]} = \frac{266 \cdot 3580}{[4 \cdot (600-530) \cdot 300 \cdot 3,0]} = 3,8.$$

$$\phi_s = 16 \cdot 3,8 = 61 \text{ мм}.$$

Пример 28

Дано: Для свободно опертой балки прямоугольного сечения, имеющей расчетный пролет $l_{eff} = 2,87 \text{ м}$, загруженной равномерно распределенной нагрузкой q , проверить ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента.

Момент в расчетном сечении от квазипостоянной комбинации нагрузок $M_{Ed} = 115 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Класс по условиям эксплуатации конструкции ХС1 (RH=50%). По табл. 8.1 для класса ХС1 предельно допустимая ширина раскрытия трещин $w_{lim} = 0,4 \text{ мм}$.

Геометрические размеры сечения балки показаны на рис. 8.8.

Бетон нормальный класса С30/37 ($f_{ctd} = 2 \text{ МПа}$, $f_{ck} = 30 \text{ МПа}$ $\gamma_c = 1,0$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 30 / 1,0 = 25,5 \text{ МПа}$, $\alpha_{cc} = 0,85$). Модуль упругости $E_{cm} = 33 \cdot 10^3 \text{ МПа}$.

Арматура периодического профиля класса S500 ($f_{yk} = 500 \text{ МПа}$; $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$), $A_{s1} = 1257 \text{ мм}^2 (4\phi 20)$.

Рабочая высота сечения $d = h - c_{cov} - \phi_{sw} - \phi 12 - \frac{\phi 20}{2} = 500 - 25 - 8 - 10 = 457 \text{ мм}$. $\rho = \frac{A_{s1}}{bd} = \frac{1257}{300 \cdot 457} = 0,0091 (0,91\%)$.

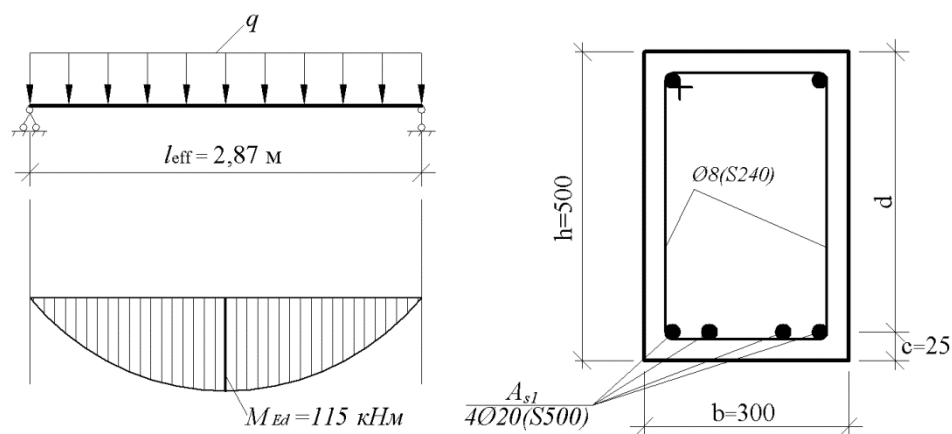


Рис. 8.8 – К примеру, 28

Проверяем ширину раскрытия трещин по упрощенной методике, пользуясь данными табл. 8.3. для сечений прямоугольной формы, армированных арматурой класса St500 при $0,5\% \leq \rho \leq 1,0\%$ плечо внутренней пары силы, определяется:

$$z = 0,85d = 0,85 \cdot 457 = 388 \text{ мм.}$$

Напряжения в растянутой арматуре определяем по формуле:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_{s1} \cdot z} = \frac{115 \cdot 10^6 \text{ (Н} \cdot \text{мм)}}{1257 \cdot 388} = 236 \text{ Н/мм}^2.$$

По табл. 8.4 $\phi_{max} = 20$ мм при $\sigma_s = 236$ МПа и $w_{k,lim} = 0,4$ мм.

Принятый диаметр $\phi = 20$ мм $\leq \phi_{max} = 20$ мм, условие соблюдается т.е. расчетным путем проверить ширину раскрытия трещин не требуется.

Пример 29

Дано: Для свободно опертой балки прямоугольного сечения, имеющей расчетный пролет $l_{eff} = 5,87$ м, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой q , проверить ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента.

Момент в расчетном сечении от квазипостоянное сочетание нагрузок $M_{Ed} = 300$ кН · м. Класс по условиям эксплуатации конструкции ХС1 (RH=50%). По табл. 8.1 для класса ХС1 предельно допустимая ширина раскрытия трещин $w_{lim} = 0,4$ мм.

Геометрические размеры сечения балки показаны на рис. 8.9.

Бетон нормальный класса С20/25 ($f_{ctd} = 1,5$ МПа, $f_{ck} = 20$ МПа $\gamma_c = 1,0$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 20 / 1,0 = 17$ МПа, $f_{ctm} = 2,2$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$). Модуль упругости $E_{cm} = 30 \cdot 10^3$ МПа.

Арматура периодического профиля класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа; $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа), $A_{s1} = 1570$ мм².

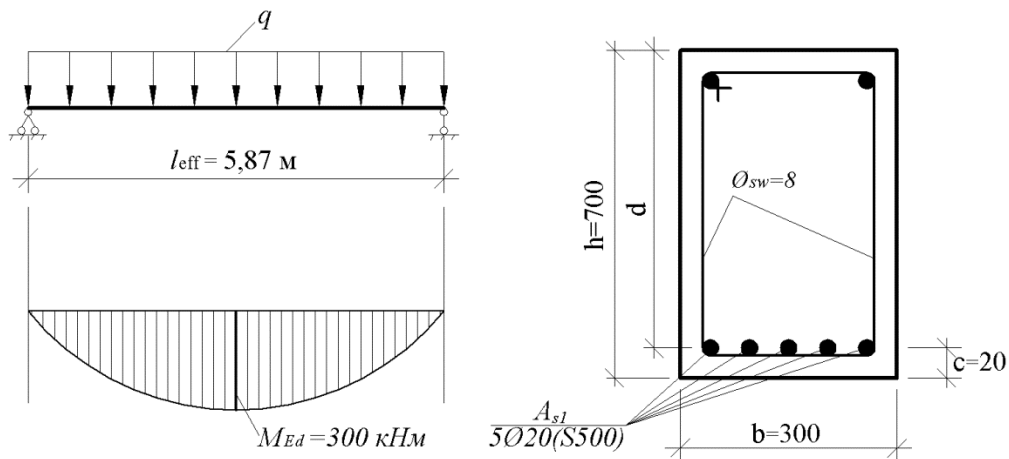


Рис. 8.9 - К примеру, 29

Рабочая высота сечения

$$d = h - c_{cov} - d_{sw} - \frac{\phi 12}{2} = 700 - 20 - 8 - \frac{20}{2} = 662 \approx 660 \text{ мм.}$$

$$\rho = \frac{A_{s1}}{bd} = \frac{1570}{300 \cdot 660} = 0,0079 (0,8\%).$$

Проверяем ширину раскрытия трещин по упрощенной методике, пользуясь данными табл. 8.3 для сечений прямоугольной формы, армированных арматурой класса St500 при $0,5\% \leq \rho \leq 1,0\%$ плечо внутренней пары силы, определяется:

$$z = 0,85d = 0,85 \cdot 660 = 561 \text{ мм.}$$

Напряжения в растянутой арматуре определяем по формуле (8.13);

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_{s1} \cdot z} = \frac{300 \cdot 10^6 (\text{Н} \cdot \text{мм})}{1570 \cdot 561} = 340,6 \text{ Н/мм}^2.$$

По табл. 8.3 $d_{max} = 12$ мм при $\sigma_s = 340,6$ МПа и $w_{k,lim} = 0,4$ мм.

Принятый диаметр $\phi = 20$ мм $> \phi_{max} = 12$ мм, т.е. необходимо расчетным путем проверить ширину раскрытия трещин.

Учитывая то обстоятельство, что момент M_{Ed} рассчитан на квазипостоянную сочетание нагрузок, при проверке ширины раскрытия трещин 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 $h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 700 \cdot 300}{2(700+300)} = 210$ мм и $RH = 50\%$ для $t_0 = 30$ сут. $\rightarrow \varphi(\infty, t_0) = 2,8$.

$$E_{c,eff} = \frac{30 \cdot 10^3}{1+2,8} = 7,9 \cdot 10^3.$$

$$\text{Коэффициент приведения } a_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{20 \cdot 10^4}{7,9 \cdot 10^3} = 25,3.$$

Для сечения с трещиной при использовании двухлинейной диаграммы деформирования высота сжатой зоны x в общем случае может быть найдена из условия равенства статических моментов сжатой и растянутой зон сечения относительно нейтральной оси:

$$\frac{bx^2}{2} + a_e \rho_2 bd(x - c_1) - a_e \rho_1 bd(d - x) = 0.$$

Тогда

$$x = d \sqrt{\alpha_e^2 (\rho_1 + \rho_2)^2 + 2a_e \left(\rho_1 + \frac{c_1}{d} \rho_2 \right) - a_e (\rho_1 + \rho_2)}.$$

При отсутствии расчетной арматуры в сжатой зоне $\rho_2 = 0$.

$$x = d \sqrt{a_e \rho_1 (2 + a_e \rho_1) - \rho_1 a_e}.$$

Подставляя значения, получаем:

$$x = 660 \cdot \sqrt{25,3 \cdot 0,008 (2 + 25,3 \cdot 0,008) - 0,008 \cdot 25,3} = 325,59 \approx 326 \text{ мм}.$$

Напряжения в арматуре:

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_{s1} \left(d - \frac{x}{3} \right)} = \frac{300 \cdot 10^6}{1570 \left(660 - \frac{326}{3} \right)} = 346,8 \text{ МПа}.$$

Расчетную ширину раскрытия трещин определяем по формуле:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}),$$

где $s_{r,max}$ – максимальное расстояние между трещинами, определяемое по формуле:

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot c + 0,425 k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\sigma}{\rho_{eff}} = 3,4 \cdot 20 + 0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{20}{0,0506} = 135 \text{ мм}.$$

при

$k_1 = 0,8$ – для стержней периодического профиля;

$k_2 = 0,5$ – при изгибе;

$k_t = 0,4$ – для квазипостоянного сочетание нагрузок.

$$\rho_{eff} = \frac{A_{s1}}{bh_{c,eff}} = \frac{1570}{300 \cdot 100} = 0,0506.$$

$$\min: h_{c,eff} = \begin{cases} 2,5(h - d) = 2,5(700 - 660) = 100 \text{ мм} \\ (h - x)/2 = (700 - 326)/2 = 187 \text{ мм} \\ h/2 = 700/2 = 350 \text{ мм} \end{cases}$$

Значение $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} = \frac{346,8 - 0,4 \cdot \frac{2,2}{0,0506} (1 + 25,3 \cdot 0,0506)}{20 \cdot 10^4} = 154 \cdot 10^{-5} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} =$$

$0,6 \cdot 174 \cdot 10^{-5} = 104 \cdot 10^{-5}$, условие соблюдается.

Тогда

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 135 \cdot 154 \cdot 10^{-5} = 0,208 \approx 0,21 < w_{lim} = 0,4 \text{ мм}.$$

Проверка по ширине раскрытия трещин выполняется.

Пример 30

Дано: железобетонная плита перекрытия с размерами поперечного сечения (для половины сечения плиты) по [рис.8.10](#); Бетон нормальный класса С20/25 ($f_{ctd} = 1,5$ МПа, $f_{ck} = 20$ МПа $\gamma_c = 1,0$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 20 / 1,0 = 17$ МПа, $f_{ctm} = 2,2$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$). Модуль упругости $E_{cm} = 30 \cdot 10^3$ МПа; площадь сечения растянутой арматуры класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа; $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа), $A_{s1} = 760$ мм² (2Ø22); полный момент в середине пролета $M_{Ed} = 69$ кН·м; все нагрузки от квазипостоянного комбинации нагрузок.

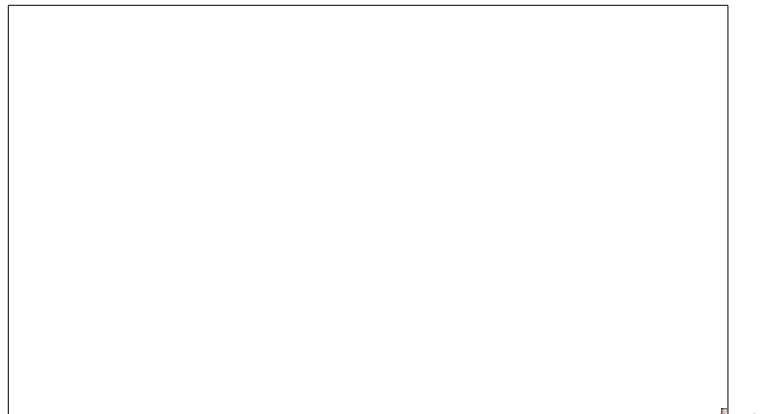


Рис. 8.10 - К примеру, расчета 30

Требуется: произвести расчет по раскрытию нормальных трещин

Расчет: Из [рис.8.10](#) имеем: $b = 85$ мм, $h = 400$ мм, $c_1 = 58$ мм, $b'_f = 725$ мм; $h'_f = 58$ мм.

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bd} = \frac{760}{85 \cdot 342} = 0,0261 \text{ (2,61\%)}$$

Проверяем ширину раскрытия трещин по упрощенной методике, пользуясь данными табл. 8.3. для сечений прямоугольной формы, армированных арматурой класса St500 при $\rho_1 \geq 1,0$ % плечо внутренней пары силы определяется:

$$z = 0,80d = 0,8 \cdot 342 = 274 \text{ мм.}$$

Напряжения в растянутой арматуре определяем по формуле (10.13);

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_{s1} \cdot z} = \frac{69 \cdot 10^6 \text{ (Н·мм)}}{760 \cdot 274} = 331,4 \text{ Н/мм}^2$$

По табл. 8.3 $\phi_{max} = 12$ мм при $\sigma_s = 331,4$ МПа и $w_{k,lim} = 0,4$ мм.

Принятый диаметр $\phi = 22$ мм $> \phi_{max} = 12$ мм, т.е. необходимо расчетным путем проверить ширину раскрытия трещин. Учитывая то обстоятельство, что момент M_{Ed}

рассчитан на квазипостоянную комбинации нагрузок, при проверке ширины раскрытия трещин 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

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot [85 \cdot 400 + (725 - 85) \cdot 50]}{2(400 + 725) + 85} = 56,5 \text{ мм (принимаем 100 мм) и } RH = 50\% \text{ для } t_0 = 30 \text{ сут.} \rightarrow \varphi(\infty, t_0) = 3,0.$$

$$E_{c,eff} = \frac{30 \cdot 10^3}{1 + 3,0} = 7,5 \cdot 10^3.$$

$$\text{Коэффициент приведения } a_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} = \frac{20 \cdot 10^4}{7,5 \cdot 10^3} = 26,7.$$

Определим напряжение в арматуре σ_s по формуле (8.15). Рабочая высота сечения

$$d = h - c = 400 - 58 = 342 \text{ мм. Тогда при } \mu_s \cdot \alpha_{s1} = \frac{A_s \cdot a_e}{b \cdot d} \frac{760 \cdot 26,7}{85 \cdot 342} = 0,7;$$

$\gamma = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot d} = \frac{32000}{85 \cdot 342} = 1,1 > 0,80$, из графика на [рис.8.2](#) находим коэффициент $\zeta = 0,907$ и плечо внутренней пары сил равно $z_s = \zeta \cdot d = 0,907 \cdot 342 = 310 \text{ мм}$.

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{z_s \cdot A_s} = \frac{69 \cdot 10^6}{310 \cdot 760} = 292,9 \text{ МПа}$$

Расчетную ширину раскрытия трещин определяем по формуле:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}),$$

где $s_{r,max}$ – максимальное расстояние между трещинами, определяемое по формуле:

$$s_{r,max} = 3,4 \cdot c + 0,425 k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{\sigma}{\rho_{eff}} = 3,4 \cdot 22 + 0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{22}{0,062} = 135 \text{ мм.}$$

при

$k_1 = 0,8$ – для стержневой арматуры периодического профиля;

$k_2 = 0,5$ – при изгибе;

$k_t = 0,4$ – для квазипостоянной комбинации нагрузок.

$$\rho_{eff} = \frac{A_{s1}}{b h_{c,eff}} = \frac{760}{85 \cdot 145} = 0,062.$$

$$\min: h_{c,eff} = \begin{cases} 2,5(h - d) = 2,5(400 - 342) = 145 \text{ мм} \\ h/2 = 400/2 = 200 \text{ мм} \end{cases}$$

Значение $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} = \frac{292,9 - 0,4 \frac{2,2}{0,062} (1 + 26,7 \cdot 0,062)}{20 \cdot 10^4} = 128 \cdot 10^{-5} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \cdot 147 \cdot 10^{-5} = 88,2 \cdot 10^{-5}, \text{ условие соблюдается.}$$

Тогда

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 135 \cdot 128 \cdot 10^{-5} = 0,173 \approx 0,18 < w_{lim} = 0,4 \text{ мм.}$$

Проверка по ширине раскрытия трещин выполняется.

Пример 31

Дано: железобетонная колонна промышленного здания, с размерами поперечного сечения $h=500$ мм, $b = 400$ мм; $c_1 = c_2 = 50$ мм; бетон нормальный класса C20/25 ($f_{ctd} = 1,5$ МПа, $f_{ck} = 20$ МПа $\gamma_c = 1,0$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 20 / 1,0 = 17$ МПа, $f_{ctm} = 2,2$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$). Модуль упругости $E_{cm} = 30 \cdot 10^3$ МПа; рабочая арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа; $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа) с площадью сечения $A_{s1} = A_{s2} = 1257 \text{ мм}^2$ (4Ø20); усилия от квазипостоянной комбинации нагрузок: $N_{Ed} = 500$ кН, $M_{Ed} = 150$ кН·м (рис. 8.11).

Требуется: рассчитать колонну по раскрытию трещин.

Расчет: Из [рис.8.11](#) имеем: $b = 400$ мм, $h = 500$ мм, $c = c_1 = 50$ мм.

Рабочая высота сечения $d = h - c = 500 - 50 = 450$ мм.

$$\rho = \frac{A_{s1}}{bd} = \frac{1257}{400 \cdot 450} = 0,0069 \text{ (0,69\%).}$$

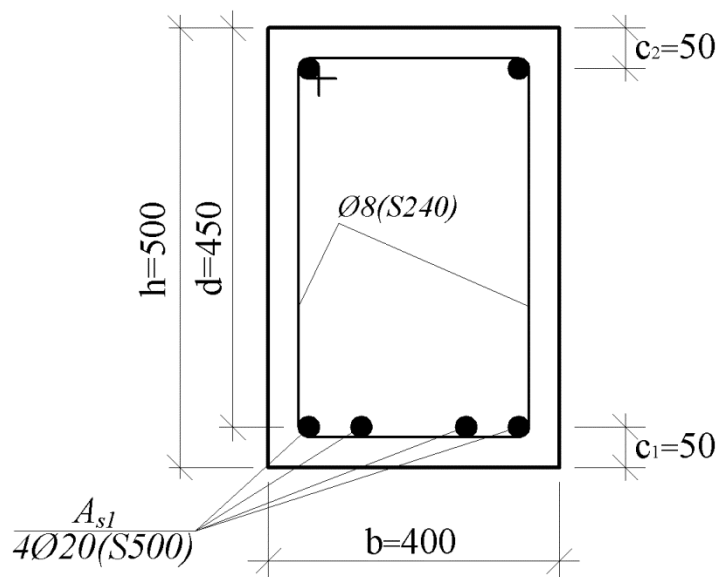


Рис.8.11 - К примеру, 31

Проверяем ширину раскрытия трещин по упрощенной методике, пользуясь данными табл. 8.3, для сечений прямоугольной формы, армированных арматурой класса St500 при $0,5 \% \leq \rho \leq 1,0 \%$ плечо внутренней пары силы, определяется:

$$z = 0,85d = 0,85 \cdot 450 = 383 \text{ мм.}$$

Напряжения в растянутой арматуре определяем по формуле (8.13);

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_{s1} \cdot z} = \frac{150 \cdot 10^6 (\text{Н} \cdot \text{мм})}{1257 \cdot 383} = 311,6 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2},$$

где - $M_{Ed} = 150 \text{ кН} \cdot \text{м}$ – усилия от квазипостоянного комбинации нагрузок.

По табл. 8.4 $\phi_s^* = 12 \text{ мм}$ при $\sigma_s = 311,6 \text{ МПа}$ и $w_{k,lim} = 0,4 \text{ мм}$.

Принятый диаметр $\phi_s = 20 \text{ мм} > \phi_s^* = 12 \text{ мм}$, т.е. необходимо расчетным путем проверить ширину раскрытия трещин.

Определяем напряжение в растянутой арматуре по формуле (8.21).

$$d = h - c_1 = 500 - 50 = 450 \text{ мм} = 0,45 \text{ м.}$$

$$e = \frac{M}{N} + \frac{d - c'}{2} = \frac{150}{500} + \frac{0,45 - 0,05}{2} = 0,50 \text{ м.}$$

При $\frac{e}{d} = \frac{0,50}{0,45} = 1,11$ и $\mu_s \cdot \alpha_{s1} = \frac{A_{s1}}{b \cdot d} \cdot \frac{300}{f_{cd,ser}} = \frac{1232}{400 \cdot 450} \cdot \frac{300}{20} = 0,103$ из [табл.8.3](#) находим $\varphi_{cr} = 0,31$.

$$\text{Тогда } \sigma_s = \frac{N \cdot e}{A_{s1} \cdot d} \cdot \varphi_{cr} = \frac{500 \cdot 10^3 \cdot 500}{1257 \cdot 450} \cdot 0,31 = 137 \text{ МПа.}$$

Расчетную ширину раскрытия трещин определяем по формуле:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}),$$

где $s_{r,max}$ – максимальное расстояние между трещинами, определяемое по формуле:

$$s_{r,max} = 0,34 \cdot c + 0,425 k_1 \cdot k_2 \cdot \frac{d}{\rho_{eff}} = 3,4 \cdot 40 + 0,425 \cdot 0,8 \cdot 0,5 \cdot \frac{20}{0,022} = 290 \text{ мм.}$$

при

$k_1 = 0,8$ – для стержней периодического профиля;

$k_2 = 0,5$ – при изгибе;

$k_t = 0,4$ – для квазипостоянной комбинации нагрузок.

$$\rho_{eff} = \frac{A_{s1}}{bh_{c,eff}} = \frac{1257}{450 \cdot 125} = 0,022.$$

$$\min: h_{c,eff} = \begin{cases} 2,5(h - d) = 2,5(500 - 450) = 125 \text{ мм} \\ h/2 = 500/2 = 250 \text{ мм} \end{cases}$$

Значение $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} = \frac{137 - 0,4 \cdot \frac{2,2}{0,022} (1 + 15 \cdot 0,022)}{20 \cdot 10^4} = 62 \cdot 10^{-5} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} = 0,6 \cdot$$

$68,5 \cdot 10^{-5} = 41,1 \cdot 10^{-5}$, условие соблюдается.

Тогда $w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) = 290 \cdot 62 \cdot 10^{-5} = 0,179 \approx 0,18 < w_{lim} = 0,4$ мм.

Проверка по ширине раскрытия трещин выполняется.

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 деформаций, поперечных деформаций и 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 п.8.1.1.16.

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 нелинейной деформационной модели железобетонных конструкций по заданным значениям изгибающего момента и продольной силы от соответствующего сочетания внешних нагрузок согласно 5.2.12.

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

$$\alpha = \xi \cdot \alpha_{II} + (1 - \xi) \cdot \alpha_I, \quad (8.35)$$

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 формуле (8.57).

8.2.2 Расчет железобетонных элементов по прогибам

8.2.2.1 Расчет железобетонных элементов по прогибам производят из условия

$$a_k \leq a_{lim}, \quad (8.36)$$

где:

a_k - расчетный прогиб (перемещение) железобетонной конструкции от действия соответствующей сочетания внешней нагрузки, мм;

a_{lim} - предельно допустимый прогиб (перемещение), установленный нормативными документами.

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 [пп.8.2.2.2](#) и [8.2.2.3](#).

8.2.2.2 В общем случае прогиб железобетонных конструкций следует определять по формуле

$$a_k = a_{k,m} + a_{k,v}, \quad (8.37)$$

где:

$a_{k,m}$ - прогиб, обусловленный деформациями изгиба;

$a_{k,v}$ - прогиб, обусловленный деформациями сдвига.

Значения $a_{k,m}$ определяют по формулам:

$$a_{k,m} = \int_0^l \bar{M}(x) \frac{1}{r(x)} dx, \quad (8.38)$$

$$a_{k,m} = \int_0^l \bar{M}(x) \frac{M_{Ed}(x)}{B_m(x)} dx, \quad (8.39)$$

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 сочетания внешних нагрузок, при которой определяется прогиб;

$M_{Ed}(x)$ - изгибающий момент в сечении x от расчетной сочетания внешних нагрузок, при которой определяется прогиб;

$B_m(x)$ - изгибная жесткость железобетонного элемента в сечении x .

Значение $a_{k,v}$ определяют по формулам:

$$a_{k,v} = \int_0^l \bar{V}(x) \cdot \gamma(x) dx, \quad (8.40)$$

$$a_{k,v} = \int_0^l \bar{V}(x) \frac{V_{Ed}(x)}{B_v(x)} dx, \quad (8.41)$$

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

$$a_{(\infty, t_0)} = \alpha_k \cdot \frac{M_{Ed} \cdot l_{eff}^2}{B_{(\infty, t_0)}}, \quad (8.42)$$

где:

α_k - коэффициент, зависящий от способа приложения нагрузки и схемы опирания элемента;

M_{Ed} - максимальное значение расчетного момента по предельным состояниям второй группы;

$B_{(\infty, t_0)}$ - изгибная жесткость элемента, определяемая при квазипостоянного сочетание нагрузок по формуле (8.66).

Для наиболее характерных расчетных схем железобетонных элементов и способов приложения нагрузок, применяемых в практике проектирования максимальный прогиб может быть определен по формуле:

$$a_{max} = \alpha_k \frac{M_{Ed} \cdot l_{eff}^2}{B} \quad (8.42a)$$

либо

$$a_{max} = \alpha_k \cdot \left(\frac{l}{r}\right) \cdot l_{eff}^2 = \alpha_k \cdot \varphi \cdot l_{eff}^2, \quad (8.42b)$$

где:

B - изгибная жесткость железобетонного элемента, соответствующая изгибающему моменту M_{Ed} ;

l_{eff} - эффективный (расчетный) пролет элемента;

$\varphi = \left(\frac{l}{r}\right)$ - кривизна элемента.

Коэффициента α_k в формуле (8.42) 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 квазипостоянном комбинации нагрузок

$$B_{\infty} = E_{c,eff} \cdot J_I; \quad (8.43)$$

- при частом комбинации нагрузок

$$B_0 = E_{cm} \cdot J_I, \quad (8.44)$$

где:

$E_{c,eff}$ - эффективный модуль упругости, определяемый с учетом ползучести бетона по формуле:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}; \quad (8.45)$$

E_{cm} – модуль упругости бетона, принимаемый по табл. 6.2;

$\varphi(t, t_0)$ – коэффициент ползучести бетона к моменту времени t .

При расчете прогибов от квазипостоянной сочетание нагрузок в формуле (8.45) при вычислении эффективного модуля упругости бетона допускается принимать предельное значение коэффициента ползучести $\varphi(t, t_0)$, определяемое по методике, изложенной в главе 6.

В соответствии с требованиями пособий при расчете прогибов необходимо учитывать влияние усадочных относительных деформаций бетона на величину кривизны железобетонного элемента. При этом принято, 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:

$$\varphi_{cs} = \left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = \frac{M_{Ed} - \varepsilon_{cs}(t, t_0) E_s \cdot S_{Is}}{E_{c,eff} \cdot I_I}, \quad (8.46)$$

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:

$$S_{Is} = A_{s1} \cdot z_1 + A_{s2} \cdot z_2, \quad (8.47)$$

здесь z_1 и z_2 - расстояния от центров тяжести площадей арматуры A_{s1} и A_{s2} до центра тяжести сечения рассчитываемого элемента.

8.2.3 Определение кривизны железобетонных элементов

8.2.3.1 Общие положения

8.2.3.1.1 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.8.2.3.2.1](#);

б) для элементов или участков элемента, где в растянутой зоне имеются трещины, согласно [п.8.2.3.3.1](#).

Элементы или участки элементов рассматривают без трещин, если трещины не образуются (т.е. выполняется условие [8.4](#) при действии всех нагрузок) с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$.

8.2.3.2 Кривизна железобетонного элемента на участке без трещин в растянутой зоне

8.2.3.2.1 Кривизну элементов (или участков элементов), работающих без трещин, следует определять по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{\varepsilon_{c1} + \varepsilon_{c2}}{h}, \quad (8.48)$$

где:

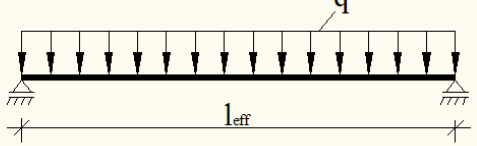
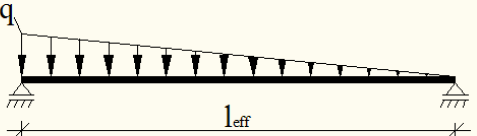
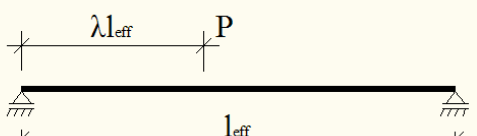
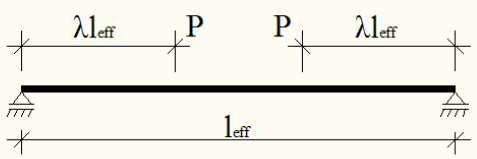
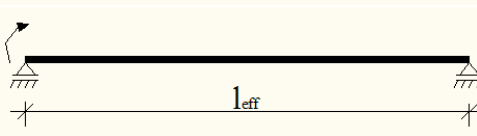
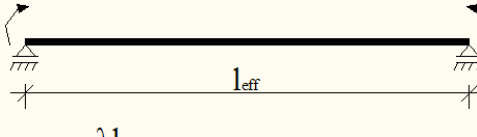
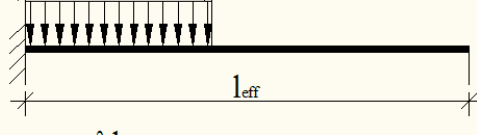
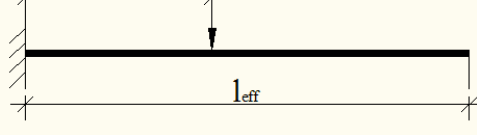
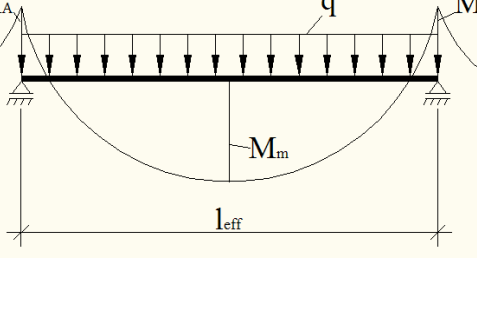
ε_{c1} - относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона;

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.

Таблица 8.7 - Величина коэффициента α_k для определения прогибов
изгибаемых элементов

	Схемы нагружения	Коэффициент α_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		$\frac{5}{48} \left(1 - \frac{M_A + M_B}{10M_m} \right)$

Изгибную жесткость железобетонного элемента без трещин $B_{(\infty, t_0)}$ следует определять по формуле (8.66), принимая $I_{II} = I_I$, значение эффективного модуля упругости бетона $E_{c,eff}$ по формуле (8.67) или (8.68), а кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)$ по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{M_{Ed}}{B_{m(\infty, t_0)}}, \quad (8.49)$$

8.2.3.3 Кривизна железобетонного элемента на участке с трещинами в растянутой зоне

8.2.3.3.1 Кривизну железобетонных элементов (или участков элементов) с трещинами $\left(\frac{1}{r}\right)_{cr}$, нормальными к продольной оси, следует определять по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cr} = \frac{\varepsilon_{cm} + \varepsilon_{sm}}{d}, \quad (8.50)$$

где:

ε_{cm} - средние относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона на участке между трещинами;

ε_{sm} - 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

$$\varepsilon_{cm} = \psi_c \cdot \varepsilon_{cc}, \quad (8.51)$$

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 по эксплуатационной пригодности.

Значения ε_{cc} и ε_s допускаются определять по формулам:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_{cc}}{E_{cm,red}}, \quad (8.52)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (8.53)$$

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 $E_{cm,red}$, 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:

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{Ed}}{A_{cc} \cdot z}, \quad (8.54)$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed}}{A_s \cdot z}, \quad (8.55)$$

где:

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 опускается 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 (8.50), принимая значение $d = z$.

Средние относительные деформации в растянутой арматуре и сжатом бетоне определяют с учетом «эффекта ужесточения при растяжении» (tension stiffening effect). Как было показано ранее (см. формулу 8.35) относительные деформации растянутой арматуры равны:

$$\varepsilon_{sm} = \xi \cdot \varepsilon_s^{II} + (1 - \xi) \varepsilon_s^I \quad (8.56)$$

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:

$$\xi = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2, \quad (8.57)$$

где:

$\xi = 0$ для сечения без трещины;

β - коэффициент, учитывающий влияние длительности нагружения или повторность нагружения на среднюю деформацию;

$\beta = 1,0$ для однократной переменной 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 $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$ может заменено на отношение $\frac{M_{cr}}{M_{Ed}}$ для изгибаемых или $\frac{N_{cr}}{N_{Ed}}$ 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:

$$\varepsilon_{cm} = \xi \cdot \varepsilon_c^{II} + (1 + \xi)\varepsilon_c^I \quad (8.58)$$

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:

$$\varphi_m = \left(\frac{l}{r}\right)_m = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{cm}}{d} = \frac{\xi \cdot \varepsilon_s^{II} + (1 - \xi)\varepsilon_s^I + \xi \cdot \varepsilon_c^{II} + (1 - \xi)\varepsilon_c^I}{d} = \xi \cdot \varphi_{II} + (1 - \xi)\varphi_I \quad (8.59)$$

где:

$\varphi_I = \left(\frac{l}{r}\right)_I$ - кривизна элемента, работающего без трещин в стадии I напряженно-деформированного состояния, определяемая по формуле:

$$\varphi_I = \frac{\varepsilon_s^I + \varepsilon_c^I}{d} \quad (8.60)$$

$\varphi_{II} = \left(\frac{l}{r}\right)_{II}$ - кривизна элемента, работающего с трещинами в стадии II напряженно-деформированного состояния (без учета работы бетона на участках между трещинами), определяемая:

$$\varphi_{II} = \frac{\varepsilon_s^{II} + \varepsilon_c^{II}}{d} \quad (8.61)$$

8.2.3.4 Определение изгибной жесткости железобетонного элемента

8.2.3.4.1 При длительном действии нагрузки (квазипостоянное комбинации нагрузки) учитываются эффекты, связанные с развитием ползучести бетона путем введения эффективного модуля упругости бетона $E_{c,eff}$, определяемого по формуле (8.45).

В зависимости от стадии напряженно-деформированного состояния изменяется момент инерции сечения.

Для стадии I напряженно-деформированного состояния, когда в элементе отсутствуют трещины:

$$B_I = E_{c,eff} \cdot I_I \quad (8.62)$$

В свою очередь для стадии II, соответствующей работе элемента при наличии трещин:

$$B_{II} = E_{c,eff} \cdot I_{II} \quad (8.63)$$

В формулах (8.62) и (8.63):

I_I и I_{II} – соответственно моменты инерции сечения при отсутствии и наличии трещин.

Тогда средняя кривизна по формуле (8.59) равна:

$$\varphi_m = \left(\frac{l}{r}\right)_m = \xi \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} + (1 - \xi) \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_I} \quad (8.64)$$

либо

$$\varphi_m = \left(\frac{l}{r}\right)_m = \frac{M_{Ed}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} \left[1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I}\right) \right] \quad (8.65)$$

Тогда жесткость $B_{(\infty, t_0)}$ железобетонного элемента трещинами при учете квазипостоянной комбинации нагрузок можно записать:

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{II}}{1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I}\right)} \quad (8.66)$$

где:

$E_{c,eff}$ - эффективный модуль упругости бетона;

I_{II} , I_I - соответственно момент инерции сечения с трещиной и без трещины, определяемый с учетом отношения $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$.

Значения эффективного модуля упругости бетона $E_{c,eff}$ определяются:

- при действии частой комбинации нагрузки

$$E_{c,eff} = E_{cm} ; \quad (8.67)$$

- при действии квазипостоянной комбинации нагрузки

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{(\infty, t_0)}}, \quad (8.68)$$

где:

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ - предельное значение коэффициента ползучести для бетона, определяемое в соответствии с указаниями раздела 6.

Как было показано ранее, в формуле (8.66) отношение σ_{sr}/σ_s может быть заменено отношением M_{cr}/M_{Ed} . При этом M_{Ed} – изгибающий момент от квазипостоянной комбинации нагрузок.

Кривизну от совместного действия изгибающего момента и усадки бетона в элемент трещинами записывают по аналогии с формулой (8.46)

$$\varphi_{II} = \left(\frac{l}{r}\right)_m = \frac{M_{Ed} - \varepsilon_{sc}(t, t_0) \cdot E_s \cdot S_{sII}}{E_{c,eff} \cdot I_{II}} \quad (8.69)$$

Составляющую прогиба a_{sc} , вызванного усадкой бетона в железобетонном элементе, работающем с трещинами определяют по формуле:

$$a_{cs, II} = -\frac{1}{8} \frac{\varepsilon_{cs} \cdot E_s \cdot S_{sII}}{B_{\infty}} l_{eff}^2 \quad (8.70)$$

где:

ε_{cs} - относительная деформация усадки бетона (в расчетах следует принимать со знаком «минус»).

8.2.3.4.2 При частое сочетание нагрузок действию нагрузки в формуле (8.59) следует учитывать модуль упругости бетона E_{cm} и принимать соответствующее значение коэффициента β . Тогда жесткость элемента при частом сочетании нагрузки:

$$B_0 = \frac{E_{cm} \cdot J_{II}}{1 - \beta \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}} \right)^2 \left(1 - \frac{J_{II}}{J_I} \right)} \quad (8.71)$$

где:

M_{Ed} - изгибающий момент, вызванный кратковременным (частое сочетание нагрузок) действием нагрузки.

8.2.3.5 Упрощенный способ проверки прогибов

8.2.3.5.1 [7.4.2(2)] Упрощенный способ проверки прогибов согласно пособию основан на сравнении коэффициента жесткости $\left(\frac{l_{eff}}{d} \right)$, который косвенным образом характеризует деформативность конструкции от действия нагрузок с допустимыми значениями $\left(\frac{l_{eff}}{d} \right)_{lim}$, приведенными в табл. 8.8.

где:

$\left(l_{eff}/d \right)_{lim}$ – предельно допустимое значение отношения l_{eff}/d , принимаемое по табл. 8.8;

В общем случае условие, в соответствии с которым выполняют проверку прогибов по упрощенному способу, имеет вид:

$$\left(l_{eff}/d \right)_{lim} \geq K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^2 \right], \text{ если } \rho \leq \rho_0 \quad (8.72)$$

$$\left(l_{eff}/d \right)_{lim} \geq K \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right], \text{ если } \rho \geq \rho_0 \quad (8.72a)$$

где:

$\frac{l_{eff}}{d}$ - 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.

Для тавровых сечений, в которых отношение ширины полков к ширине ребра превышает 3, значение $\frac{l_{eff}}{d}$, полученное из (8.72), 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 $\frac{l_{eff}}{d}$, полученные из (8.72), следует умножить 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 $\frac{l_{eff}}{d}$, полученные из (8.72), следует умножить на коэффициент $\frac{8,5}{l_{eff}}$ (l_{eff} - в метрах).

В соответствии с требованиями пособие 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 ρ . Принято что:

- при $\rho = (A_{st}/b \cdot d) \cdot 100\% \leq 0,5\%$ - слабо сжатый бетон;
- при $\rho = (A_{st}/b \cdot d) \cdot 100\% \leq 1,5\%$ - сильно сжатый бетон.

В случае промежуточных значений ρ допускается применение линейной интерполяции.

8.2.3.6 Кривизна от усадки бетона

8.2.3.6.1 Дополнительную кривизну от неравномерной усадки бетона $\left(\frac{1}{r}\right)_{cs}$ следует определять по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = \frac{\varepsilon_{cs,\infty} \cdot \alpha_e \cdot S}{I}, \quad (8.73)$$

где:

$\varepsilon_{cs,\infty}$ - предельное значение усадки бетона, определяемое п.6.19;

S - статический момент арматуры относительно центра тяжести сечения;

I - момент инерции сечения;

$$\alpha_e = \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}}, \quad E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}$$

Предельное значение коэффициента ползучести для бетона $\varphi(\infty, t_0)$ следует определять в соответствии с требованиями 6.16.

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 (8.35).

8.2.3.7 Определение деформации сдвига и сдвиговой жесткости

8.2.3.7.1 Сдвиговую жесткость допускается определять по формуле

$$B_v(x) = \frac{2}{3} \varphi_{cr}(x) \cdot G_c \cdot b \cdot h, \quad (8.74)$$

где:

G_c - модуль сдвига бетона, принимаемый равным $0,4E_{cm}$;

$\varphi_{cr}(x)$ — коэффициент, учитывающий влияние трещин на деформацию сдвига.

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
<p>ПРИМЕЧАНИЕ 1 Приведенные значения достаточно консервативны и могут отчасти соответствовать более тонким элементам.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 2 Для 2-х пролетных плит, рекомендуется выбрать значения для более короткого пролета.</p> <p>ПРИМЕЧАНИЕ 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.</p>			

8.2.3.7.2 Деформации сдвига допускается определять по формуле

$$\gamma_v(x) = \frac{V_{Ed}(x)}{B_v}, \quad (8.75)$$

где:

$V_{Ed}(x)$ - расчетная поперечная сила в сечении x ;

$B_v(x)$ - сдвиговая жесткость в сечении x .

Пример 32

Дано: Для свободно опертой балки прямоугольного сечения, имеющей расчетный пролет $l_{eff} = 5,87$ м, загруженной равномерно распределенной нагрузкой q , проверить прогиб в середине пролета.

Момент в расчетном сечении от практически постоянного сочетания нагрузок $M_{Ed} = 130$ кН·м. Класс по условиям эксплуатации конструкции ХС1 (RH=50%).

Максимальный допустимый прогиб в середине пролета балки составляет $a_{lim} = \frac{1}{250} l_{eff}$. Геометрические размеры сечения балки показаны на рис. 8.12.

Бетон нормальный класса С20/25 ($f_{ctd} = 1,5$ МПа, $f_{ck} = 20$ МПа $\gamma_c = 1,0$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 20 / 1,0 = 17$ МПа, $f_{ctm} = 2,2$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$). Модуль упругости $E_{cm} = 30 \cdot 10^3$ МПа;

Модуль упругости $E_{cm} = 30 \cdot 10^3$ МПа. Арматура периодического профиля класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа; $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа), $A_{s1} = 942,5$ мм² (3Ø20).

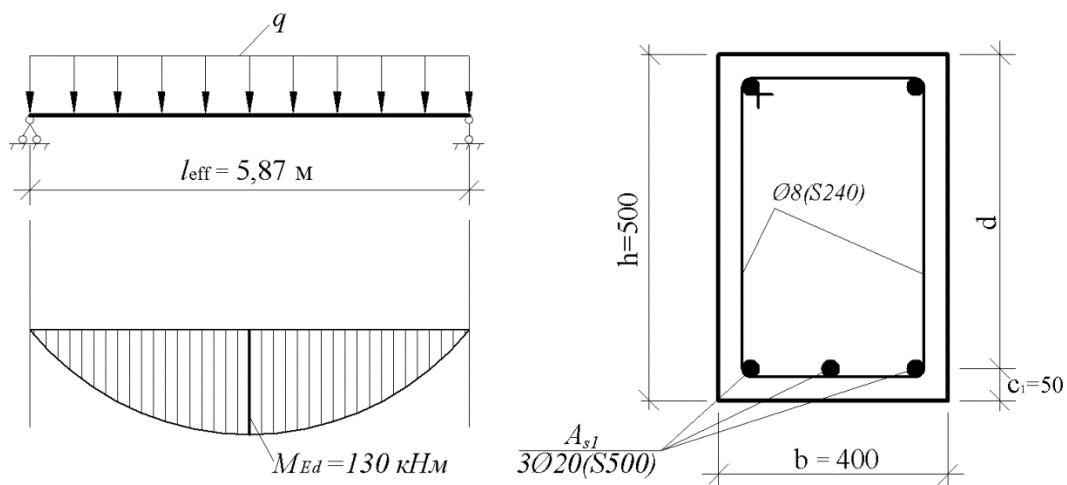


Рис.8.12. К примеру, 32

Расчет: Из рис.8.12 имеем: $b = 400$ мм, $h = 500$ мм, $c_1 = c_2 = 50$ мм.

Рабочая высота сечения $d = h - c = 500 - 50 = 450$ мм.

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bd} = \frac{942,5}{400 \cdot 450} = 0,0053 \text{ (0,53\%)}$$

Максимальный прогиб в середине пролета свободно опертой однопролетной балки, загруженной, равномерно распределенной нагрузки может быть определен по формуле:

$$a_{max} = a_k \cdot \frac{M_{Ed} \cdot l_{eff}^2}{B_{(\infty, t_0)}}$$

По табл. 8.7 коэффициент $a_k = 5,48$; $l_{eff} = 5,87$ м.

Определим

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{II}}{1 + \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I}\right)}$$

Учитывая то обстоятельство, что момент M_{Ed} рассчитан на квазипостоянное сочетание нагрузок, при проверке прогиба в середине пролета используем эффективный модуль упругости:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi_{(\infty, t_0)}}$$

Предельное значение коэффициента ползучести $\varphi_{(\infty, t_0)}$ определим из номограммы, приведенной на рис. 6.1а.

$$\text{При } h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 500 \cdot 400}{2(500+400)} = 222 \text{ мм и } RH = 50\% \text{ для } t_0 = 30 \text{ сут. } \rightarrow \varphi_{(\infty, t_0)} = 2,6.$$

$$E_{c,eff} = \frac{30 \cdot 10^3}{1+2,6} = 8,33 \cdot 10^3.$$

$$\text{Коэффициент приведения } a_e = \frac{E_s}{E_{s,eff}} = \frac{20 \cdot 10^4}{8,33 \cdot 10^3} = 24.$$

Определяем геометрические характеристики прямоугольного сечения без трещины
Приведенная площадь сечения при $A_{s2} = 0$

$$A_{1red} = bh + a_e(A_{s1} + A_{s2}) = 400 \cdot 500 + 24 \cdot 942,5 = 200000 + 22620 = 222620 \text{ мм}^2.$$

Приведенный статический момент сопротивления относительно наиболее сжатого волокна бетона поперечного сечения

$$S_{1red} = 0,5bh^2 + a_e(A_{s1}d + A_{s2}c_1) = 0,5 \cdot 400 \cdot 500^2 + 24 \cdot 942,5 \cdot 450 = 60,2 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения элемента x_1 .

$$x_1 = \frac{S_{1red}}{A_{1red}} = \frac{60,2 \cdot 10^6}{222620} = 270,4 \text{ мм.}$$

$$I_I = \frac{bh^3}{12} + bh \left(x_1 - \frac{h}{2}\right)^2 + a_e A_{s2} (x_1 - c_1)^2 + a_e A_{s1} (d - x_1)^2$$

При $A_{s2} = 0$

$$I_I = \frac{400 \cdot 500^3}{12} + 400 \cdot 500 (270,4 - 250)^2 + 24 \cdot 942,5 (450 - 270,4)^2 = 4898 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

Для сечения с трещиной при использовании двухлинейной 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

$$S_c = \alpha_e \cdot (S_{s1} - S_{s2}),$$

где S_c, S_{s1}, S_{s2} - статические моменты соответственно сжатой зоны бетона, площадей растянутой и сжатой арматуры относительно нейтральной оси.

$$\frac{bx_{II}^2}{2} = a_e \rho_2 bd (x_{II} - c_1) - a_e \rho_1 bd (d - x_{II}).$$

$$\text{Тогда } x_{II} = d \sqrt{\alpha_e^2 (\rho_1 + \rho_2)^2 + 2a_e \left(\rho_1 + \frac{c_1}{d} \rho_2\right) - a_e (\rho_1 + \rho_2)}.$$

При отсутствии расчетной арматуры в сжатой зоне $\rho_2 = 0$.

$$x_{II} = d \sqrt{a_e \rho_1 (2 + a_{s1} \rho_1) - a_e a_{s1}}$$

Подставляя значения, получаем:

$$x_{II} = 450 \cdot \sqrt{24 \cdot 0,0053 (2 + 24 \cdot 0,0053) - 0,0053 \cdot 24} = 170,4 \approx 171 \text{ мм.}$$

$$I_{II} = \frac{bx_{II}^3}{3} + a_e \rho_{II} bd (d - x_{II})^2 + a_e \rho_{12} bd (x_{II} - c_1)^2$$

При $x_{II} = 171$ мм и $\rho_{12} = 0$ получаем:

$$I_{II} = \frac{400 \cdot 165^3}{3} + 24 \cdot 0,0053 \cdot 400 \cdot 450 (450 - 171)^2 = 2381,2 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

При $\beta = 0,5$ (для квазипостоянное комбинации нагрузок); $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_r} = \frac{M_{cr}}{M_{Ed}}$

Определим момент образования трещин M_{cr} согласно формуле (10.4). Для этого определяем момент сопротивления бетона W .

Момент сопротивления W определяется по формуле:

$$W = \frac{I_{red}}{y_t},$$

$y_t = 500 - 269,17 = 230,83$ мм - расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения элемента.

$$W = \frac{I_{red}}{y_t} = \frac{11392 \cdot 10^6}{230,83} = 49,3 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Тогда $M_{cr} = f_{ctd,ser} \cdot W = 1,5 \cdot 49,3 \cdot 10^6 = 73950000 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 73,95 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Жесткость сечения с трещиной:

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{II}}{1 + \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}}\right)^2 \left(1 - \frac{I_{II}}{I}\right)}$$

$$B_{(\infty, t_0)} = \frac{8,33 \cdot 10^3 \cdot 2381,2 \cdot 10^6}{1 - 0,5 \left(\frac{73,95}{130}\right)^2 \left(1 - \frac{2381,2 \cdot 10^6}{4898 \cdot 10^6}\right)} = \frac{19836 \cdot 10^9}{0,917} = 21632 \cdot 10^9$$

Прогиб в середине пролета

$$a_{max} = \frac{5}{48} \cdot \frac{130 \cdot 10^6}{21632 \cdot 10^9} 5780^2 = 20,92 \text{ мм}$$

Допустим прогиб

$$a_{lim} = \frac{l}{250} l_{eff} = \frac{5780}{250} = 23,21 \text{ мм}$$

$$a_{max} = 20,92 \text{ мм} < a_{lim} = 23,21 \text{ мм}$$

Максимальный прогиб в середине пролета балки не превышает допустимый, т.е. проверка выполняется.

Пример 33

Дано: Для свободно опертой балки прямоугольного сечения, имеющей расчетный пролет $l_{eff} = 5,87$ м, загруженной равномерно распределенной нагрузкой q , проверить прогиб в середине пролета по упрощенной методике.

Момент в расчетном сечении от квазипостоянное сочетание нагрузок $M_{Ed} = 130$ кН·м. Класс по условиям эксплуатации конструкции ХС1 (RH=50%).

Максимальный допустимый прогиб в середине пролета балки составляет $a_{lim} = \frac{1}{250} l_{eff}$. Геометрические размеры сечения балки показаны на рис. 8.13.

Бетон нормальный класса С20/25 ($f_{ctd} = 1,5$ МПа, $f_{ck} = 20$ МПа $\gamma_c = 1,0$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 20 / 1,0 = 17$ МПа, $f_{ctm} = 2,2$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$). Модуль упругости $E_{cm} = 30 \cdot 10^3$ МПа;

Модуль упругости $E_{cm} = 30 \cdot 10^3$ МПа.

Арматура периодического профиля класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа; $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа), $A_{s1} = 763,4$ мм² (3Ø18).

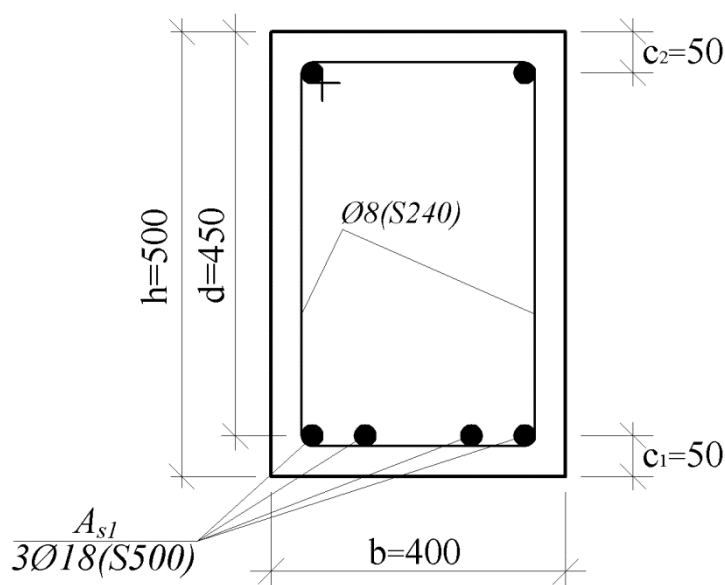


Рис.8.13 - К примеру, 33

Расчет: Из рис.8.13 имеем: $b = 400$ мм, $h = 500$ мм, $c_1 = c_2 = 50$ мм.

Рабочая высота сечения $d = h - c = 500 - 50 = 450$ мм.

$$\rho = \frac{A_{s1}}{bd} = \frac{763,4}{400 \cdot 450} = 0,0042 \text{ (0,42\%)}$$

$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \cdot \sqrt{20} = 10^{-3} \cdot 4,472 = 0,0045 < 0,0042 = \rho$, тогда расчет производим по формуле (8.72).

$$\begin{aligned} K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \\ = 1,0 \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{20} \cdot \frac{0,0045}{0,0042} + 3,2 \cdot \sqrt{20} \cdot \left(\frac{0,0045}{0,0042} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \\ = 1,0 \cdot (11 + 7,187 + 0,272) = 18,46 < (l_{eff}/d)_{lim} = 20, \end{aligned}$$

где $K = 1,0$ - коэффициент, учитывающий особенность статической схемы по таблице 8.8; $f_{ck} = 20$ МПа;

Максимальный прогиб в середине пролета балки не превышает допустимый, т.е. условие выполняется.

9 ТРЕБОВАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ

При проектировании бетонных, железобетонных без предварительно напряженных конструкций, для обеспечения совместной работы бетона и арматуры, требуемых показателей качества при изготовлении, долговечности следует выполнять конструктивные требования, изложенные в настоящем разделе.

9.1 Бетонные конструкции

9.1.1 Арматура в бетонных конструкциях может полностью отсутствовать или устанавливаться для восприятия внутренних усилий от усадки, изменения температур и других вынужденных деформаций исходя из конструктивных требований по 9.1.2.

9.1.2 В бетонных конструкциях необходимо предусматривать конструктивное армирование:

- в местах резкого изменения размеров сечения элементов;
- в местах изменения высоты стен (на участке, протяженностью менее 1м);
- в бетонных стенах над и под проемами каждого этажа;
- в конструкциях, подверженных воздействию динамической нагрузки;
- для внецентренно сжатых элементов вдоль менее напряженной грани, если напряжения, определенные как для упругого тела, составляют $0,8f_{cd}$ и выше, наименьшее — 1Н/мм^2 и ниже; при этом коэффициент армирования ρ_l должен быть не менее 0,025% .

9.1.3 Размещать арматуру в сечении следует по возможности равномерно с толщиной защитного слоя бетона не менее величин, приведенных в п.9.2.2 и в таблице 9.1.

9.1.4 Минимальные размеры поперечного сечения бетонных элементов следует определять:

- из условия опирания и примыкания соседних элементов;
- из условия качественного уплотнения бетонной смеси (размера зерен крупного заполнителя, рабочей части глубинного вибратора и др.);
- из условия предельно допустимой гибкости $l_0/i < 90$.

9.2 Железобетонные конструкции с ненапрягаемой арматурой

9.2.1 Наибольшее содержание арматуры в сечении независимо от ее класса и класса бетона по прочности на сжатие не должно превышать 4% в колоннах и в остальных видах железобетонных конструкций.

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

9.2.2 Площадь сечения продольной арматуры в железобетонных элементах должна приниматься не менее указанной в таблице 9.1.

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	$26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$, но не менее 0,13
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	$\frac{0,1 \cdot N_{Ed}}{f_{yd} \cdot b \cdot d}$ или $0,2b \cdot d$, в зависимости от того, какое значение больше
<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>	

9.2.3 При невыполнении требований, изложенных в 9.2.2, элемент следует относить к бетонным и конструировать согласно положениями 9.1.

9.2.1 Расстояние между стержнями

9.2.1.1 Расстояние между стержнями должно быть таким, чтобы бетон мог быть удовлетворительно уложен и уплотнен для обеспечения достаточного сцепления.

9.2.1.2 Расстояние в свету (горизонтальное и вертикальное) между параллельными отдельными стержнями или горизонтальными слоями параллельных стержней должно быть не менее чем максимальное значение из: $1 \cdot \varnothing$ (диаметр стержня); $(d_g + 5\text{мм})$ или 20 мм, где d_g — диаметр наибольшего зерна заполнителя.

9.2.1.3 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.

9.2.1.4 Соединяемые внахлестку стержни могут соприкасаться друг с другом в пределах длины нахлеста. Подробнее см. 9.7.

9.2.1.5 Наибольшие расстояния между осями стержней продольной арматуры, определяемые эффективностью работы бетонного сечения, усиленного арматурой, должны быть:

- в изгибаемых элементах - не более 400мм, при этом площадь сечения конструктивно установленной арматуры должна быть не менее 0,15% площади бетона $b \cdot h$ (где h - расстояние между стержнями, b - половина ширины ребра элемента, но не более 200 мм);
- в линейных внецентренно сжатых элементах - не более 500мм в плоскости изгиба и не более 400мм в плоскости, перпендикулярной к плоскости изгиба.

В железобетонных стенах расстояния между стержнями вертикальной арматуры следует принимать не более двух толщин стены и не более 400 мм, а между стержнями горизонтальной арматуры – не более 400 мм.

9.3 Допустимые диаметры оправки для загибаемых стержней

9.3.1 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 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 9.2

Таблица 9.2 - Минимальный диаметр оправки во избежание повреждений арматуры

а) для стержней и проволоки

Диаметр стержня	Минимальный диаметр оправки для крюков, угловых крюков, петель (см. Рисунок 5.1)
$\Phi \leq 16$ мм	4Φ
$\Phi > 16$ мм	7Φ

б) для свариваемой загибаемой арматуры и сеток, загибаемых после сварки

Минимальный диаметр оправки	
или	или
5Φ	$d \geq 3\Phi$: 5Φ : $d < 3\Phi$ или сварка в пределах зоны изгиба: 20Φ
ПРИМЕЧАНИЕ Размер оправки для сварки в пределах зоны загиба может быть уменьшен до 5Φ , если сварка выполняется согласно EN ISO 17660, приложение В.	

9.3.3 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 9.2.

В противном случае диаметр оправки, $\phi_{m,min}$, должен быть увеличен согласно выражению (9.1):

$$\phi_{m,min} \geq \frac{F_{bt} \left(\frac{1}{a_b} + \frac{1}{2\phi} \right)}{f_{cd}}, \quad (9.1)$$

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 С55/67.

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 9.1 (см. также 5.8.3).

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 9.3.3.

9.4.1.5 При использовании механических устройств требования к испытаниям должны соответствовать стандартам на устройства.

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:

$$f_{bd} = 2,25\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}, \quad (9.2)$$

где:

f_{ctd} — расчетное сопротивление бетона растяжению (при $\gamma_c = 1,5$). Для бетонов, у которых f_{ck} более 55 Н/мм², при расчете по формуле (9.2) расчетное сопротивление f_{ctd} следует принимать как для бетона с $f_{ck} = 55$ Н/мм²;

η_1 - коэффициент, учитывающий влияние условий сцепления и положение стержней при бетонировании; $\eta_1 = 0,7$, за исключением случаев, показанных на рисунке 9.1;

η_2 - коэффициент, учитывающий влияние диаметра стержня:

при $\varnothing \leq 32$ мм $\eta_2 = 1,0$;

при $\varnothing > 32$ мм $\eta_2 = (132 - \varnothing)/100$;

η_3 - коэффициент, учитывающий профиль арматурного стержня, равный:

для гладких стержней - 1,50;

для стержней периодического профиля - 2,25.

а) Требуемая базовая длина анкеровки при растяжении $l_{b,rqd}$ для любого очертания, измеренная вдоль средней линии

б) Эквивалентная длина анкеровки для стандартных загибов

с) Эквивалентная длина анкеровки для стандартных крюков

д) Эквивалентная длина анкеровки для стандартных петель

е) Эквивалентная длина анкеровки для приваренного поперечного стержня

Рисунок 9.1 -- Способы анкеровки, отличающиеся от анкеровки прямого стержня

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

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}}, \quad (9.3)$$

где:

σ_{sd} – расчетное напряжение стержня в месте, от которого измеряется анкеровка.

Значения для f_{bd} приведены в 9.4.2.2.

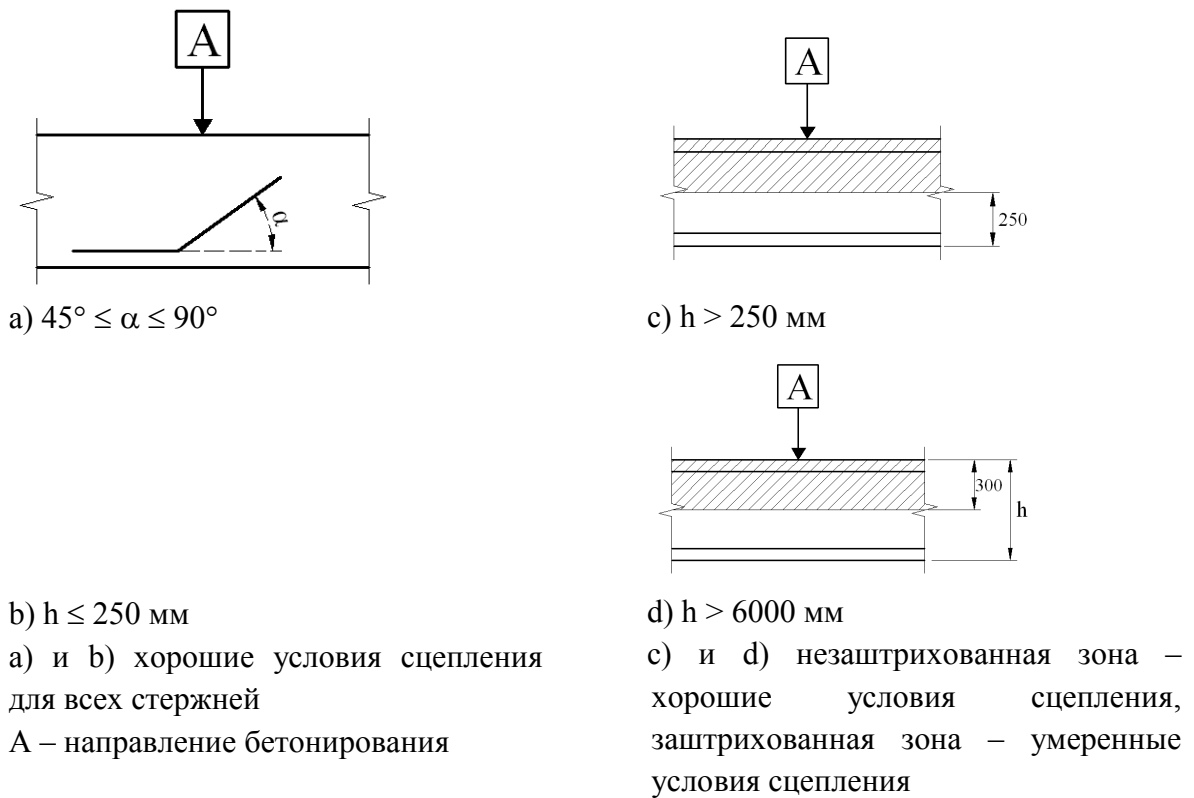


Рисунок 9.2 – Описание условий сцепления

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 9.1а).

9.4.3.4 Для сварных сеток из спаренных стержней или проволок диаметр ϕ в формуле (12.3) необходимо заменить эквивалентным диаметром $\phi_{п} = \phi\sqrt{2}$.

9.4.3.5 Для стержней периодического профиля диаметром менее 32мм величину f_{bd} допускается принимать по таблице 9.3.

Для арматуры класса S500 расчетное значение базовой длины анкеровки $\frac{l_b}{\phi}$ допускается принимать по таблице 9.4.

Таблица 9.3 - Расчетные значения f_{bd} , Н/мм², при $\eta_1 = 1,0$ и $\gamma_c = 1,5$

Класс бетона по прочности на сжатие	C12/ 15	C16/ 20	C20/ 25	C25/ 30	C30/ 37	C40/ 45	C40/ 45	C45/ 55	C50/ 60	>C55/ 70
Для арматуры периодического профиля $\phi \leq 32$ мм	1,7	2,0	2,3	2,7	3,0	3,4	3,7	4,0	4,3	4,6

Таблица 9.4 - Расчетные значения базовой длины анкеровки l_b для арматуры класса S500

Класс бетона по прочности на сжатие	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C40/45	C40/50	C45/55	C50/60	>C55/70
l_b/ϕ	66	54	47	40	36	32	30	27	25	24

9.4.4 Расчетная длина анкеровки

9.4.4.1 Расчетную длину анкеровки ненапрягаемых стержней l_{bd} следует рассчитывать по формуле

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{b,min}, \quad (9.4)$$

где:

$\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ и α_5 — коэффициенты, определяемые по таблице 12.3;

α_1 - для учета влияния формы стержней при достаточном защитном слое бетона (см. рис.9.2);

α_2 - для учета влияния минимальной толщины защитного слоя бетона (см. рис.9.3);

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} ;

α_5 - для учета влияния поперечного давления плоскости раскалывания вдоль расчетной длины анкеровки.

$l_{b,rqd}$ - базовая длина анкеровки, определяемая по формуле (9.3) или таблице 9.4;

$l_{b,min}$ - минимальная длина анкеровки, принимаемая:

- для растянутых стержней

$$l_{b,min} > \max\{0,3l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{мм}\}; \quad (9.5)$$

- для сжатых стержней

$$l_{b,min} > \max\{0,6l_{b,rqd}; 10\phi; 100\text{мм}\}. \quad (9.6)$$

Для стержней периодического профиля произведение $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4$ в формуле (9.4) должно удовлетворять условию $\alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_4 \geq 0,7$.

Таблица 9.5 - Значения коэффициентов $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ и α_5 в формуле (9.4)

Фактор влияния	Вид анкеровки	Значения коэффициентов для арматурных стержней	
		растянутых	сжатых
Форма стержней	Прямые стержни (рисунок 9.3а)	$\alpha_1=1,0$	$\alpha_1=1,0$
	Отличные от прямых (рисунки 9.2; 9.3б, в)	$\alpha_1= 0,7$ если $c_d > 3\phi$, в противном случае $\alpha_1=1,0$ (см. рис. 9.3 для c_d)	$\alpha_1=1,0$
Защитный слой бетона	Прямые стержни (рисунок 9.3а)	$\alpha_2=1- 0,15(c_d - \phi)/\phi$, $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Отличные от прямых (рисунки 9.2; 9.3б, в)	$\alpha_2=1- 0,15(c_d - 3\phi)/\phi$, $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$ (см. рис. 9.3 для c_d)	$\alpha_2 = 1,0$
Усиление поперечной арматурой, не приваренной к главной арматуре	Все виды	$\alpha_3 = 1 - k \cdot \lambda$ $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$
Усиление приваренной поперечной арматурой	Все виды, положения и размеры указаны на рисунке 9.2 д	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Усиление поперечным давлением	Все виды	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ $0,7 \leq \alpha_3 \leq 1,0$	--

ПРИМЕЧАНИЯ

1 Значения коэффициента α_3 в общем случае принимают для стержней периодического профиля, имеющих не менее трех поперечных стержней на длине анкеровки. В противном случае $\alpha_3=1,0$.

2 $\lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,min}}{A_s}$, где $\sum A_{st}$ - суммарная площадь сечения поперечных стержней на расчетной длине анкеровки l_{bd} ;

$\sum A_{st,min}$ - минимальная суммарная площадь сечения поперечных стержней, принимаемая равной: для балок - $0,25A_s$; для плит - 0;

A_s - площадь одного анкерного стержня большего диаметра.

3 p - давление, приложенное перпендикулярно к линии скольжения анкерного стержня и действующее на расчетной длине анкеровки (МПа).

4 Расчетную толщину защитного слоя c_d следует принимать по рисунку 9.3.

5 Значения коэффициентов k следует принимать по рисунку 12.4.

- | | | |
|----------------------------|-------------------------|-----------|
| а) Прямые стержни | б) Загибы или крюки | в) Петли |
| $c_d = \min (a/2, c_l, c)$ | $c_d = \min (a/2, c_l)$ | $c_d = c$ |

Рисунок 9.3 – Значения для 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 9.1, может быть обеспечена при эквивалентной длине анкеровки $l_{b,eq}$. Эквивалентная длина анкеровки $l_{b,eq}$ показана на рисунке 9.1 и может быть принята следующим образом:

$\alpha_1 l_{b,rqd}$ для видов, показанных на рисунках 9.1 б) – 9.1 д) (см. Таблицу 9.5 для значений α_1);

$\alpha_4 l_{b,rqd}$ для видов, показанных на рисунке 9.1 е) (см. Таблицу 9.5 для значений α_4), где α_1 и α_4 определены в 9.4.4.1, $l_{b,rqd}$ рассчитывается по формуле (9.3).

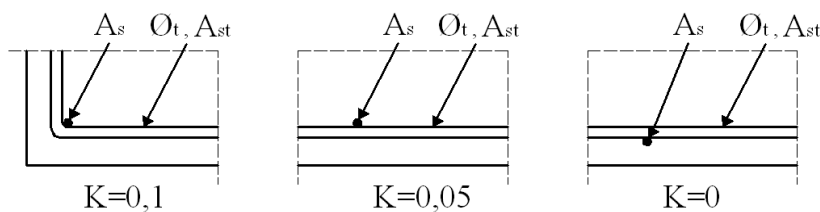


Рисунок 9.4 – Значения K для балок и плит

9.5 Анкеровка хомутов и поперечной арматуры

9.5.1 Анкеровка хомутов и поперечной арматуры обычно обеспечена при помощи загибов или крюков или посредством приваренной поперечной арматуры. Стержень должен быть внутри крюка или загиба.

9.5.2 Анкеровка должна быть выполнена согласно рисунку 9.5. Сварка должна быть выполнена согласно EN ISO 17660 и должна иметь несущую способность согласно 5.6.2.

ПРИМЕЧАНИЕ Определение угла загиба см. Рисунок 9.1.

ПРИМЕЧАНИЕ Для с) и д) защитный слой не должен быть менее 3ϕ или 50 мм.

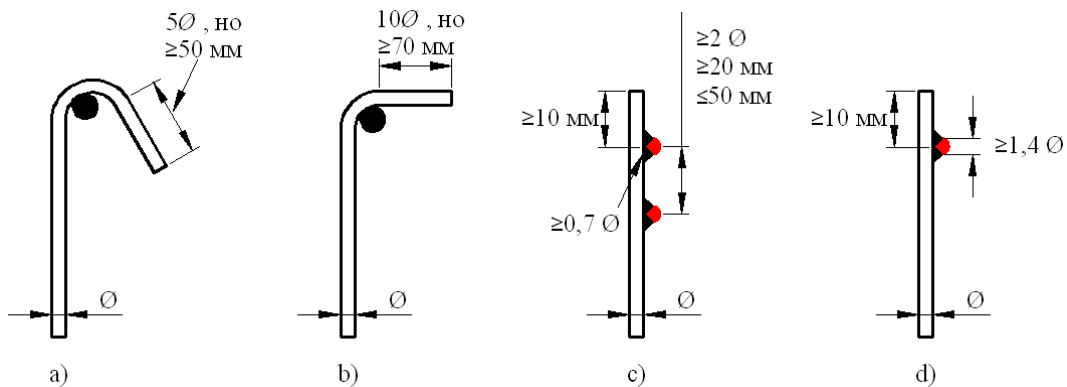


Рисунок 9.5 – Анкеровка хомутов

9.6 Анкеровка путем приварки стержней

9.6.1 Дополнительно к 9.4 и 9.5 анкеровка может быть достигнута путем приварки поперечных стержней (см. Рисунок 9.6), упирающихся в бетон.

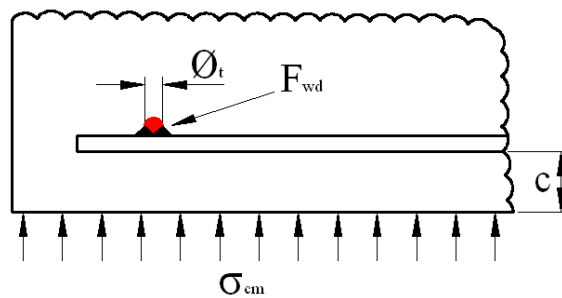


Рисунок 9.6 – Приваренный поперечный стержень как анкерное устройство

9.6.2 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:

$$F_{btd} = l_{td} \cdot \Phi_t \cdot \sigma_{td}, \text{ но не более } F_{wd}, \quad (9.7)$$

где:

F_{wd} – расчетное значение поперечного усилия сварки (определяемое как произведение некоторого коэффициента на $A_s f_{yd}$; например, $0,5 A_s f_{yd}$, причем A_s – площадь поперечного сечения анкерующего стержня, а f_{yd} – расчетное значение его предела текучести);

l_{td} – расчетная длина поперечного стержня: $l_{td} = 1,16 \Phi_t \cdot \sqrt{\frac{f_{yd}}{\sigma_{td}}} \leq l_t$;

l_t – длина поперечного стержня, но не более расстояния между заанкериваемыми стержнями;

\varnothing_t – диаметр поперечного стержня;

σ_{td} – напряжение в бетоне: $\sigma_{td} = \frac{f_{cta} + \sigma_{cm}}{y} \leq 3f_{cd}$;

σ_{cm} – сжатие в бетоне перпендикулярно обоим стержням (среднее значение, сжатие со знаком плюс);

y – функция: $y = 0,015 + 0,14e^{(-0,18x)}$;

x – функция, учитывающая геометрию: $x = 2(c/\varnothing_t) + 1$;

c – защитный слой бетона в направлении, перпендикулярном обоим стержням.

9.6.3 Если два стержня одинакового диаметра приварены к противоположным сторонам анкерно закрепляемого стержня, то рассчитанная согласно п.12.6.2 несущая способность может быть удвоена при условии, что защитный слой бетона внешнего стержня соответствует требованиям раздела 5 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

9.6.4 Если два стержня приварены по одну сторону с минимальным расстоянием между ними $3\varnothing$, несущая способность должна быть увеличена умножением на коэффициент 1,41.

9.6.5 Для номинального диаметра стержня не более 12 мм несущая способность анкеровки приваренного поперечного стержня существенно зависит от расчетной прочности сварного соединения. Она может быть определена следующим образом:

$$F_{btd} = F_{wd} \leq 16A_s \cdot f_{cd} \cdot \frac{\varnothing_t}{\varnothing_l} \quad (9.8)$$

где:

F_{wd} – расчетное значение несущей способности на срез сварки (см. п.9.6.2);

\varnothing_t – номинальный диаметр поперечного стержня: $\varnothing_t \leq 12$ мм;

\varnothing_l – номинальный диаметр анкерно закрепляемого (заанкериваемого) стержня: $\varnothing_l \leq 12$ мм.

Если используются два приваренных поперечных стержня с минимальным расстоянием между ними \varnothing_t , то несущая способность анкеровки согласно выражению (9.8) должна быть умножена на коэффициент 1,41.

9.7 Соединения внахлестку и механические соединения

9.7.1 Общие положения

9.7.1.1 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.

9.7.2 Соединения внахлестку

9.7.2.1 Конструирование соединений стержней внахлестку 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.

9.7.2.2 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 9.7.2.4;
- в любом сечении должны быть, как правило, расположены симметрично.

9.7.2.3 Расположение соединенных внахлестку стержней должно соответствовать рисунку 9.7:

- 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.

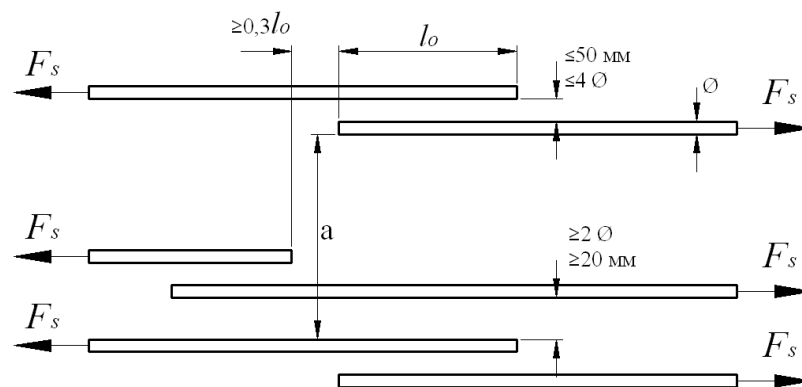


Рисунок 12.7 – Соседние соединения внахлестку

9.7.2.4 Если выполнены требования 9.7.2.3, 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.

9.7.3 Длина нахлестка

9.7.3.1 Расчетная длина нахлеста составляет:

$$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_5 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \geq l_{0,min}, \quad (9.9)$$

где:

$l_{b,rqd}$ – рассчитан по формуле (9.3).

$$l_{0,min} > \max\{0,3\alpha_6 l_{b,rqd}; 15\emptyset; 200\text{мм}\}; \quad (9.10)$$

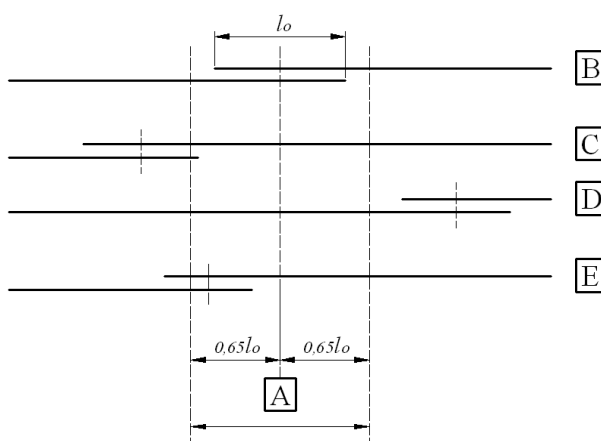
Значения для $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ и α_5 могут быть взяты из таблицы 9.5. Однако для расчета $\alpha_3 \cdot \sum A_{st,min}$ должно быть принято равным $1,0 A_s \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{yd}}$, где A_s – площадь сечения одного соединяемого внахлестку стержня;

$\alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_l}{25}}$, но не более 1,5 и не менее 1,0, где ρ_l – процент арматуры, соединенной внахлестку, в пределах $0,65l_0$ от середины рассматриваемой длины нахлеста (см. Рисунок 9.8). Значения α_6 приведены в Таблице 9.6.

Таблица 9.6 – 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 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 – 50 %, $\alpha_6 = 1,4$)

Рисунок 9.8 – Процент стержней, соединяемых внахлестку в одном сечении

9.7.4 Поперечная арматура в зоне нахлестка

9.7.4.1 Поперечная арматура для растянутых стержней

9.7.4.1.1 Поперечная арматура необходима в зоне соединения внахлестку для того, чтобы воспринять поперечные растягивающие усилия.

9.7.4.1.2 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.

9.7.4.1.3 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 ($\sum A_{st} \geq 1,0A_s$). 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 9.7), поперечная арматура должна быть выполнена в форме хомутов или U -образных стержней, заанкеренных в теле бетона.

9.7.4.1.4 Поперечная арматура, требуемая согласно 9.7.4.1.3, должна быть расположена на внешних сечениях соединения внахлестку согласно рисунку 9.9 а).

9.7.4.2 Поперечная арматура для постоянно сжатых стержней

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 9.9 б).

9.7.5 Соединения внахлестку сварных сеток из проволоки периодического профиля

9.7.5.1 Соединения внахлестку главной арматуры

9.7.5.1.1 Соединения внахлестку могут быть выполнены либо путем скрещивания, либо путем наложения сеток (рисунок 9.10).

9.7.5 Соединения внахлестку сварных сеток из проволоки периодического профиля

9.7.5.1 Соединения внахлестку главной арматуры

9.7.5.1.1 Соединения внахлестку могут быть выполнены либо путем скрещивания, либо путем наложения сеток (рисунок 9.10).

9.7.5.1.2 При действии усталостных нагрузок должно быть применено скрещивание.

9.7.5.1.3 При переплетаемых сетках расположение соединений внахлестку главных продольных стержней должно соответствовать 9.7.2. Любое благоприятное влияние поперечных стержней должно быть проигнорировано: принимается $\alpha_3 = 1,0$.

9.7.5.1.4 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.

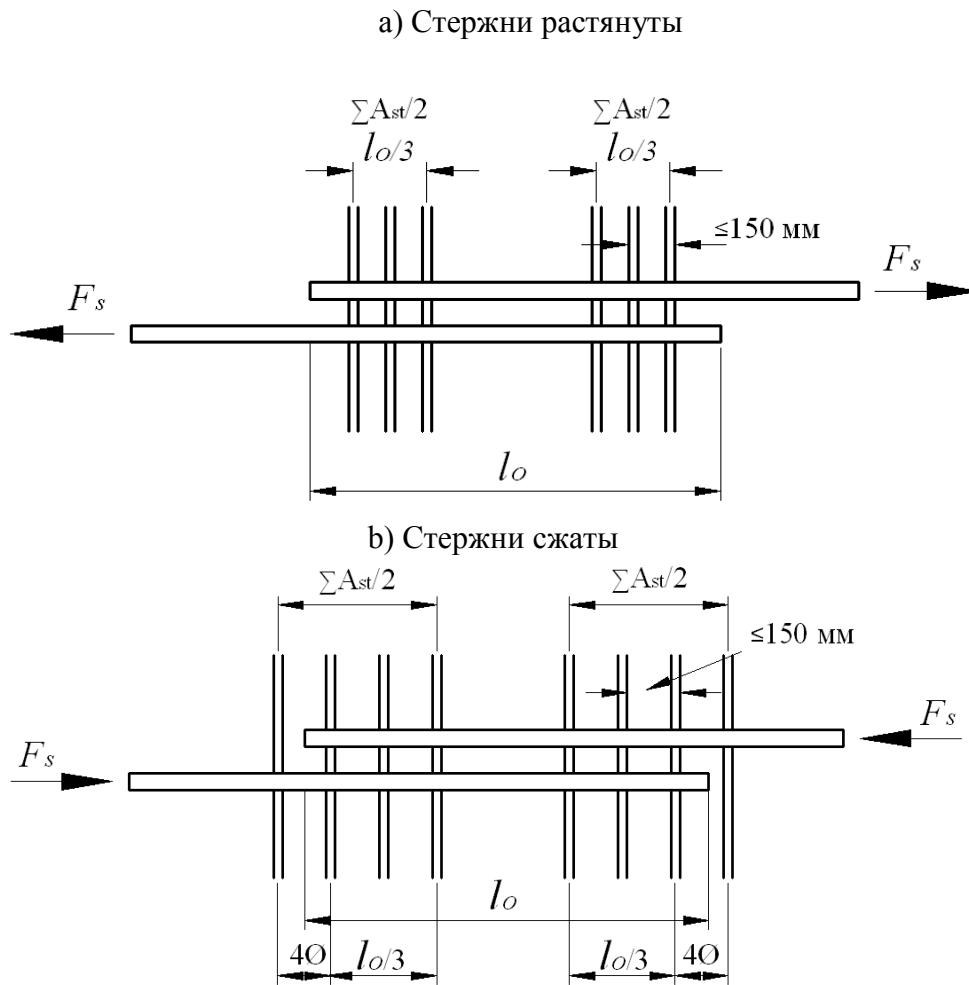
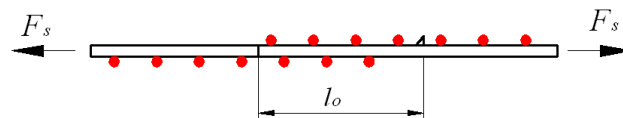


Рисунок 9.9 – Поперечная арматура для соединений внахлестку

а) переплетаемая сетка (продольное сечение)



б) наслаиваемая сетка (продольное сечение)

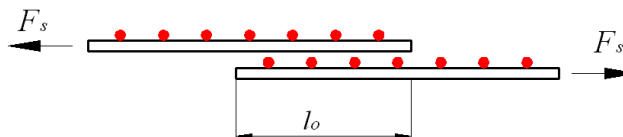


Рисунок 9.10 – Соединения внахлестку сварных сеток

9.7.5.1.5 Если условие, приведенное в 9.7.5.1.4, не выполняется, полезная высота сечения арматуры при расчете сопротивления изгибу согласно 6.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 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 7.2 и 7.3 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, должно быть увеличено на 25 % из-за его неравномерности на концах соединения.

9.7.5.1.6 Процент главной арматуры, которая может быть соединена нахлесткой в любом сечении, должен отвечать следующим условиям:

- для переплетаемых сеток применяются значения, приведенные в Таблице 9.6;
- 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 12.7.3).

9.7.5.1.7 Установка в зоне нахлестки дополнительной поперечной арматуры не требуется.

9.7.5.2 Соединения внахлестку вспомогательной или распределительной арматуры

Вся вспомогательная арматура может быть соединена внахлестку в одном и том же месте. Минимальные значения длины нахлестки l_0 приведены в Таблице 9.7; в пределах длины нахлестки двух стержней вспомогательной арматуры должны находиться минимум два стержня главной арматуры.

Таблица 9.7 – Требуемые длины нахлестки для вспомогательной арматуры сеток

Диаметр проволоч вспомогательной арматуры, мм	Длина нахлестки
$\phi \leq 6$	≥ 150 мм; не менее 1 шага проволоки в пределах длины нахлеста
$6 < \phi \leq 8,5$	≥ 250 мм; не менее 2 шагов проволоки
$8,5 < \phi \leq 12$	≥ 350 мм; не менее 2 шагов проволоки

9.8 Дополнительные правила для стержней большого диаметра

9.8.1 Для стержней с диаметром большим, чем $\phi_{large} > 32$ мм, дополнительно к правилам, приведенным в 9.4 и 9.7, действуют следующие правила.

9.8.2 При использовании стержней таких больших диаметров трещиностойкость может быть обеспечена путем расчетов (см. 7.3.4 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011).

9.8.3 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.

9.8.4 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.

9.8.5 Поперечная арматура, устанавливаемая дополнительно к арматуре для восприятия поперечной силы, должна быть установлена в зонах анкеровки, в которых отсутствует поперечное сжатие.

9.8.6 При анкеровке прямых стержней (см. Рисунок 9.11 для используемых обозначений) дополнительная арматура, упомянутая выше в 9.8.5, должна быть не менее, чем:

- в направлении, параллельном растянутой грани:

$$A_{sh} = 0,25 \cdot A_s \cdot n_1; \quad (12.11)$$

- в направлении, перпендикулярном растянутой грани:

$$A_{sv} = 0,25 \cdot A_s \cdot n_2; \quad (12.12)$$

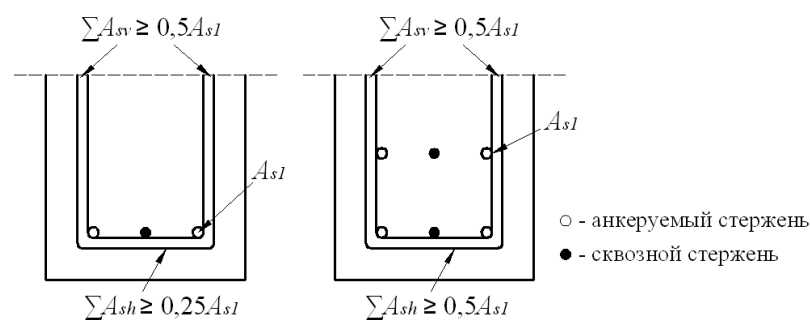
где:

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.

9.8.7 Дополнительная поперечная арматура должна быть равномерно распределена в зоне анкеровки, а расстояния между стержнями не должны быть в 5 раз больше диаметра продольной арматуры.



Пример – В левом примере $n_1 = 1$, $n_2 = 2$, а в правом – $n_1 = 2$, $n_2 = 2$.

Рисунок 9.11 – Дополнительная арматура для анкеровки стержней большого диаметра при отсутствии поперечного сжатия

9.9 Минимальные размеры поперечного сечения

9.9.1 Минимальные размеры сечений следует назначать с учетом действующих усилий, требований технологического характера (защитный слой бетона, расположение арматуры, способ изготовления и т. д.), обеспечивающих надежность и долговечность конструкции, и с учетом экономических факторов.

9.9.2 Толщину монолитных железобетонных плит следует принимать не менее значений, указанных в таблице 9.8. Толщину сборных железобетонных плит следует назначать с учетом требований технологии изготовления, обеспечивая необходимую толщину защитного слоя бетона для арматуры.

9.9.3 Размеры сечений внецентренно сжатых элементов следует принимать такими, чтобы их гибкость $\frac{l}{i_0}$ в любом направлении не превышала 200, а для колонн, являющихся элементами зданий, не превышала 120.

Таблица 9.8 Минимально допустимая толщина железобетонных плит

В миллиметрах

Условия эксплуатации	Толщина плиты
	монолитный
1 Покрытие	50
2 Перекрытия многоэтажных жилых и общественных зданий	60
3 Перекрытия многоэтажных производственных зданий	70
4 Плиты, работающие на сосредоточенную подвижную нагрузку	120
5 Для плит с сосредоточенным опиранием	150

9.10 Защитный слой бетона

9.10.1 Толщину защитного слоя бетона принимают из условий защиты арматуры от коррозии, воздействия огня и обеспечения ее совместной работы с бетоном. Защитный слой бетона - это расстояние от поверхности арматуры до ближайшей поверхности бетона (включая хомуты и рабочей арматуры).

Номинальный защитный слой должен быть указан на чертежах. Его минимальное значение определяется, как c_{min} (см. п.9.10.2), плюс устанавливаемые проектом отклонения Δc_{dev} (см. 12.10.5):

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (9.13)$$

9.10.2 Минимальный защитный слой бетона c_{min}

Минимальную толщину защитного слоя бетона c_{min} следует назначать как большее значение из условия обеспечения сцепления и защиты от влияния окружающей среды:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{мм}\}$$

где: $c_{min,b}$ – минимальная толщина из условия сцепления, см. 9.10.3;

$c_{min,dur}$ - минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды, см. 9.10.4;

$\Delta c_{dur,\gamma}$ – дополнительный элемент надежности, в национальном приложении принят равным 0;

$c_{dur,st}$ - уменьшение минимального защитного слоя при использовании нержавеющей стали, в национальном приложении принято равным 0;

$\Delta c_{dur,add}$ – уменьшение минимальной толщины при использовании дополнительной защиты, в национальном приложении принято равным 0.

9.10.3 Для обеспечения надежной передачи сил сцепления и качественного уплотнения бетонной смеси минимальная толщина слоя должна быть не менее $c_{min,b}$ (таблица 9.9).

Таблица 9.9 - Минимальная толщина защитного слоя бетона $c_{min,b}$, требуемая для обеспечения сцепления бетона с арматурой

Условия сцепления	
Размещение стержней	Минимальный защитный слой $c_{min,b}$ *
Отдельные	Диаметр стержней
Соединенные вместе стержни	Эквивалентный диаметр (ϕ_n)
* Если номинальный размер крупного заполнителя превышает 32 мм, $c_{min,b}$ должен быть увеличен на 5 мм	

9.10.4 Минимальное значение защитного слоя для арматуры в соответствии с СТ РК EN 10080 для бетона нормальной плотности принимают с учетом класса по условиям эксплуатации и класса конструкции, равным $c_{min,dur}$ (табл.9.10).

Таблица 9.10 Минимальный защитный слой $c_{min,dur}$, требуемый для обеспечения долговечности ненапрягаемой арматуры

Требования долговечности для $c_{min,dur}$ (мм)							
Класс конструкций	Класс условий эксплуатации согласно табл. 5.2						
	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

ПРИМЕЧАНИЕ Принятым в национальном приложении классом конструкции является класс S4, для которого расчетный срок эксплуатации составляет 50 лет.

9.10.5 При расчете номинальной толщины защитного слоя бетона c_{nom} должно производиться суммирование толщины минимального защитного слоя бетона и отклонения Δc_{dev} . Требуемая толщина защитного слоя бетона должна быть увеличена на абсолютное значение допустимого отрицательного отклонения. Значение Δc_{dev} , принятое в национальном приложении, равно 10 мм.

9.10.6 Для зданий в EN 13670* приведено допустимое отклонение. Номинальная толщина защитного слоя бетона должна учитываться в расчетах и указываться на чертежах, кроме тех случаев, когда указаны значения, отличающиеся от номинального (например, минимальное значение).

9.10.7 В некоторых ситуациях допустимое отклонение, а вместе с ним и величина допуска Δc_{dev} может быть уменьшена:

- если в процессе изготовления выполняется контроль качества, в рамках которого производится измерение толщины защитного слоя бетона, величина допуска (отклонения) может быть уменьшена:

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ мм}; \quad (9.14)$$

- 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:

$$10 \text{ мм} \geq \Delta c_{dev} \geq 0 \text{ мм}. \quad (9.15)$$

9.11 Рекомендуемые диаметры арматурных стержней

9.11.1 Диаметры продольных стержней, устанавливаемые по расчету в сечении, не должны превышать величин, указанных в таблице 9.11.

Для внецентренно сжатых элементов из монолитного бетона диаметр продольных рабочих стержней следует принимать не менее 12 мм.

В колоннах с размером меньшей стороны сечения 250 мм и более диаметр продольной арматуры следует принимать не менее 16 мм.

В железобетонных стенах диаметр продольных стержней следует принимать не менее 8 мм.

9.11.2 Диаметры стержней поперечной арматуры следует принимать:

а) во внецентренно сжатых линейных элементах:

- в вязаных каркасах - не менее $0,25\varnothing$ рабочей арматуры и не более 12мм;
- в сварных каркасах - не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим, поставленным по расчету, диаметром продольной арматуры и не более 14мм;

Таблица 9.11 - Предельно допустимые диаметры арматуры

В миллиметрах

Условия применения	Максимально допустимые диаметры продольной арматуры	
	для внецентренно сжатых элементов	для изгибаемых элементов
В элементах с арматурой класса S500 и ниже из бетона: нормального и мелкозернистого C12/15	40	40

то же, С16/20 и выше	40 (40)	25 (32)
ПРИМЕЧАНИЕ В скобках даны значения диаметров для арматуры в вязаных каркасах.		

б) в изгибаемых элементах в вязаных каркасах, не менее:

1. при высоте сечения до 800 мм включ. - 6 мм;
2. при высоте сечения более 800 мм - 8 мм;
3. в сварных каркасах - по 9.12.2.

9.12 Конструирование элементов и отдельные правила

9.12.1 Общие положения

9.12.1.1 Требования к надежности, эксплуатационной пригодности и долговечности выполняются посредством соблюдения правил данного раздела дополнительно к другим приведенным общим правилам.

9.12.1.2 Конструирование элементов должно соответствовать моделям, используемым для расчета.

9.12.1.3 Минимальная площадь арматуры должна устанавливаться во избежание хрупкого разрушения, чрезмерного раскрытия трещин, а также для восприятия усилий, вызванных ограничениями деформаций.

9.13 Балки

9.13.1 Продольная арматура

9.13.1.1 Минимальная и максимальная площади арматуры

9.13.1.1.1 Площадь сечения продольной растянутой арматуры не должна быть меньше $A_{s,min}$ определяемого по формуле

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d, \text{ но не менее } 0,0013 b_t d, \quad (12.16)$$

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 3.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

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.

9.13.1.1.2 Сечения с армированием менее $A_{s,min}$ следует рассматривать как неармированные.

9.13.1.1.3 Площадь сечения растянутой или сжатой арматуры вне зон расположения соединения внахлестку не должна превышать $A_{s,max} = 0,04A_c$.

9.13.1.2 Другие конструктивные правила

9.13.1.2.1 В монолитных конструкциях, даже в тех случаях, когда при расчете принимается свободное опирания, сечения на опорах необходимо рассчитывать на изгибающий момент, возникающий вследствие частичного защемления, который не менее $\beta_1 = 0,15$ наибольшего изгибающего момента пролета.

9.13.1.2.2 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 1992-1-1:2004/2011). Часть этой арматуры может быть сконцентрирована в пределах ширины ребра (см. Рисунок 9.12).

9.13.1.2.3 Любая сжатая арматура (диаметр ϕ), которая учитывается при расчете прочности сечения, должна быть усилена поперечной арматурой с расстоянием между стержнями не более чем 15ϕ .

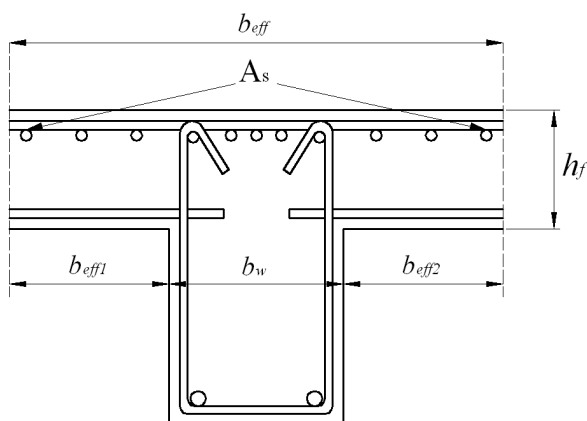


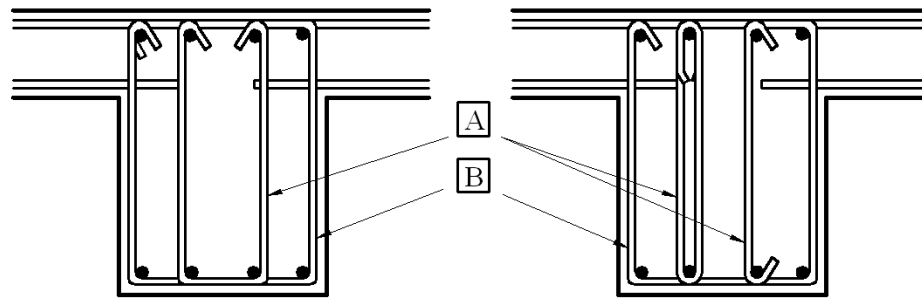
Рисунок 9.12 – Расположение растянутой арматуры неразрезных балок в сечении полки

9.13.1.3 Поперечная арматура

9.13.1.3.1 Поперечная арматура должна составлять с осью конструктивного элемента угол от 45° до 90° .

9.13.1.3.2 Она может состоять из комбинации:

- хомутов, охватывающих продольную растянутую арматуру и сжатую зону (см. рисунок 12.13);
- отогнутых стержней;
- обойм, петель и т. д., которые установлены без охвата продольной арматуры, но достаточно заанкерены в сжатой и растянутой зонах.



А – внутренние хомуты; В – охватывающие хомуты

Рисунок 12.13 – Примеры поперечной арматуры

9.13.1.3.3 Хомуты должны быть эффективно заанкерены. Соединение внахлестку хомута вблизи поверхности ребра допускается, если этот хомут не требуется для восприятия кручения.

9.13.1.3.4 Не менее $\beta_3 = 0,5$ необходимой поперечной арматуры должно быть в виде хомутов.

9.13.1.3.5 Коэффициент поперечного армирования рассчитывается по формуле (9.17).

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin \alpha} \quad (9.17)$$

где:

ρ_w – коэффициент поперечного армирования; ρ_w должен быть не менее $\rho_{w,min}$ определяемого по формуле (9.18);

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (9.18)$$

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. 9.13.1.3.1).

9.13.1.3.6 Наибольшее продольное расстояние между следующими друг за другом элементами поперечной арматуры не должно превышать значения $s_{l,max}$ определяемого по формуле (9.19).

$$s_{l,max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 - \cot \alpha), \quad (9.19)$$

где α – угол между поперечной арматурой и продольной осью балки.

9.13.1.3.7 Наибольшее продольное расстояние между отогнутыми стержнями не должно превышать значения $s_{b,max}$ определяемого по формуле (9.20).

$$s_{b,max} = 0,6 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha), \quad (9.20)$$

9.13.1.3.8 Поперечное расстояние между ветвями хомутов в одном ряду хомутов не должно превышать значения $s_{t,max}$ определяемого выражением (9.21).

$$s_{t,max} = 0,75 \cdot d \leq 600 \text{ мм}. \quad (9.21)$$

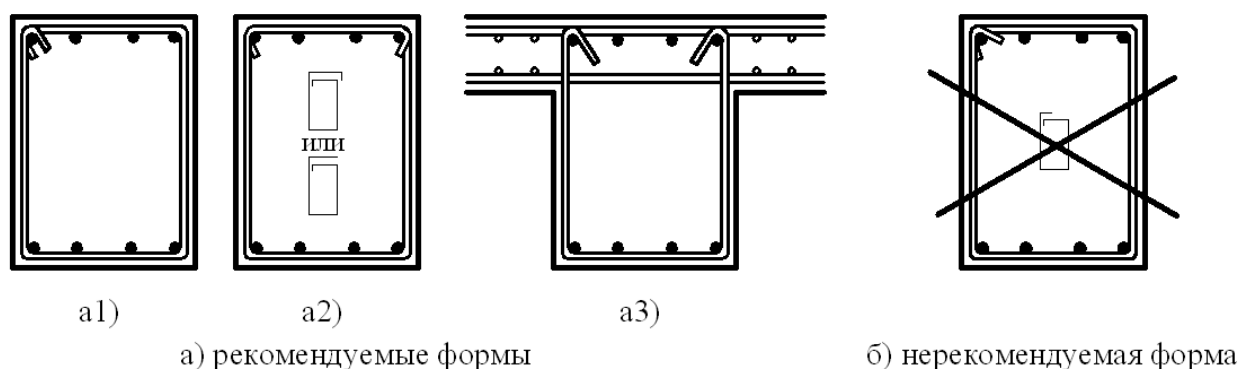
9.13.2 Арматура для восприятия кручения

9.13.2.1 Хомуты для восприятия кручения должны быть замкнутыми и заанкеренными посредством нахлестков или крюков, (см. Рисунок 12.14). Они должны образовывать угол 90° с осью конструктивного элемента.

9.13.2.2 Положения 12.13.1.3.5 и 12.13.1.3.6, в общем, достаточны для определения минимального количества хомутов, требуемых для восприятия кручения.

9.13.2.3 Продольное расстояние между хомутами для восприятия кручения не должно превышать значения $t_{ef}/8$ (обозначения см. 6.3.2 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, рисунок 6.11), или должно удовлетворять требованиям 9.13.1.3.6, или не должно быть большим, чем наименьший размер сечения балки.

9.13.2.4 Продольные стержни должны быть расположены так, чтобы в каждом углу был установлен как минимум один стержень, другие стержни должны быть распределены равномерно по внутреннему периметру хомутов на расстоянии не более 350 мм.



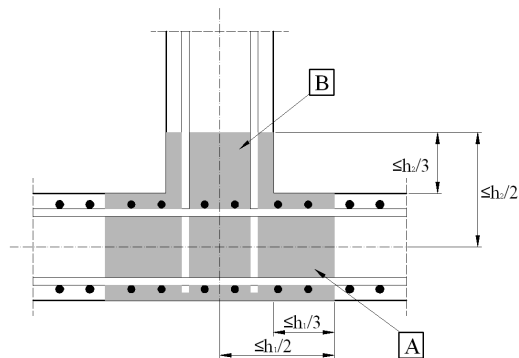
ПРИМЕЧАНИЕ – Вторая альтернатива для a2) (нижний эскиз) должна иметь полную длину нахлеста вдоль верхнего отрезка.

Рисунок 9.14 – Примеры исполнения хомутов для восприятия кручения

9.13.3 Косвенные опоры

9.13.3.1 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 поверху балки.

9.13.3.2 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 12.15).



А – поддерживающая балка с высотой h_1 ; В – поддерживаемая балка с высотой h_2 ($h_1 \geq h_2$)

Рисунок 9.15 – Размещение опорной арматуры в зоне пересечения двух балок (вид в плане)

9.14 Сплошные плиты

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).

9.14.1 Арматура, работающая на восприятие изгибающих моментов

9.14.1.1 Общие положения

9.14.1.2 Для минимальных и максимальных процентов армирования в главном направлении действуют положения 9.13.1.1.1 и 9.13.1.1.3. 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.

9.14.1.2 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.

9.14.1.3 Расстояние между стержнями не должно превышать $s_{max,slabs}$ значение которого составляет:

- для главной арматуры - $3h \leq 400$ мм, где h – общая толщина плиты;
- для второстепенной арматуры - $3,5 h \leq 400$ мм.

Для зон с сосредоточенными нагрузками или зон, в которых действуют максимальные моменты, принимается соответственно:

- для главной арматуры - $2h \leq 250$ мм;
- для поперечной арматуры - $3h \leq 400$ мм.

9.14.1.2 Арматура плит вблизи опор

9.14.1.2.1 При свободно опертых плитах половина расчетной арматуры, располагаемой в пролете, должна быть доведена до опоры и заанкерена на опоре согласно 5.4.4 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

9.14.1.2.2 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.

9.14.1.3 Угловая арматура

Если конструктивное решение опоры таково, что подъем плиты в углу ограничен, должна быть установлена соответствующая арматура.

9.14.1.4 Арматура на свободных краях

9.14.1.4.1 Вдоль свободного (не опертого) края плита должна, как правило, иметь продольную и поперечную арматуру, располагаемую обычно согласно рисунку 9.16.

9.14.1.4.2 Обычная арматура, установленная в плите, может также учитываться как краевая арматура.

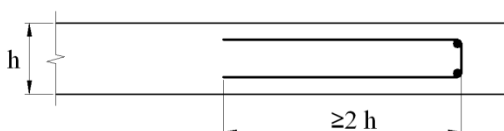


Рисунок 9.16 – Краевая арматура плиты

9.14.2 Поперечная арматура

9.14.2.1 Плита, в которой следует устанавливать поперечную арматуру, должна иметь толщину не менее 200 мм.

9.14.2.2 Для конструирования поперечной арматуры действуют требования к минимальному значению и определению коэффициента армирования согласно 9.13.1.3, если они не модифицированы в следующих случаях.

9.14.2.3 В плитах с $|V_{Ed}| \leq \frac{1}{3} V_{Rd,max}$ (см. 6.2 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011) поперечная арматура может состоять полностью из отогнутых стержней или каркасов поперечных стержней.

9.14.2.4 Максимальное продольное расстояние между хомутами определяется по формуле

$$s_{max} = 0,75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha), \quad (9.22)$$

где:

α – угол наклона поперечной арматуры.

Наибольшее продольное расстояние между отогнутыми стержнями

$$s_{max} = d \quad (9.23)$$

9.14.2.5 Максимальное поперечное расстояние между поперечной арматурой не должно превышать $1,5d$.

9.15 Плоские плиты перекрытия

9.15.1 Плоские перекрытия в зоне внутренних колонн

9.15.1.1 Расположение арматуры в плоских перекрытиях должно отражать поведение плиты в условиях эксплуатации. В основном это будет приводить к концентрации арматуры над колоннами.

9.15.1.2 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.

9.15.1.3 Во внутренних колоннах в каждом ортогональном направлении должна быть установлена нижняя арматура (не менее двух стержней), которая должна проходить сквозь колонну.

9.15.2 Плоские перекрытия в зоне крайних и угловых колонн

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 9.17.

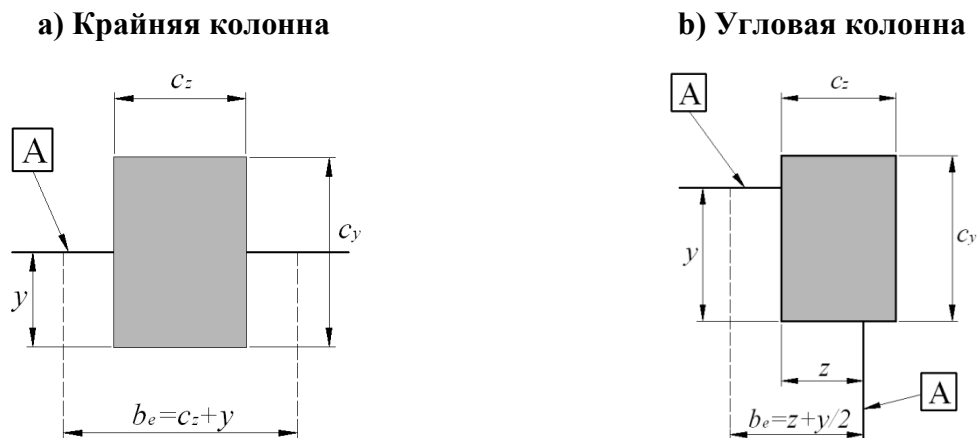
9.15.3 Арматура в зоне продавливания

9.15.3.1 Если требуется установка поперечной арматуры из расчета на продавливание (см. 6.4 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011), 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 6.10). 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 1992-1-1:2004/2011).

Для отогнутых вниз стержней (как представлено на рисунке 6.10 б)) один периметр хомутов может рассматриваться как достаточный.

Значение k принимается по пункту 6.4.5(4) СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.



А – край плиты

ПРИМЕЧАНИЕ – может быть $y > c_y$.

ПРИМЕЧАНИЕ – y – расстояние от края плиты до внутренней грани колонны.

ПРИМЕЧАНИЕ – может быть $z > c_z$ и $y > c_y$.

Рисунок 9.17 – Эффективная ширина b_e плоского перекрытия

9.15.3.2 Когда требуется поперечная арматура, площадь хомута (или эквивалента) $A_{s,min}$ определяется при помощи выражения (9.24).

$$A_{s,min} \cdot \frac{(1,5 \cdot \sin \alpha + \cos \alpha)}{s_r \cdot s_t} \geq 0,8 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}, \quad (9.24)$$

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;

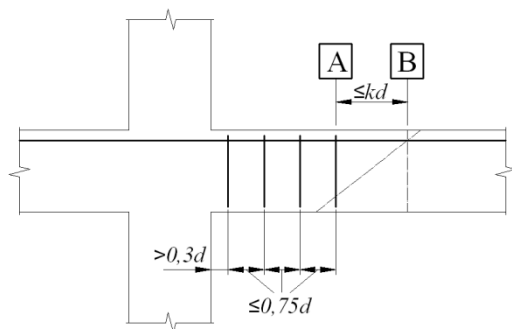
s_t – расстояние между поперечными хомутами в тангенциальном направлении;

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.

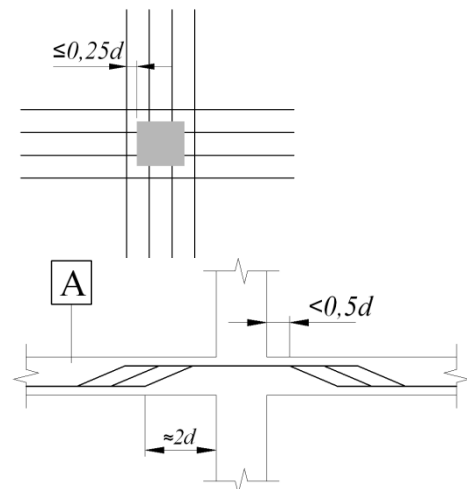
9.15.3.3 Отогнутые стержни, проходящие через площадь нагружения или на расстоянии от этой площади, не превышающем $0,25d$, могут быть использованы как поперечная арматура в зоне продавливания (см. Рисунок 9.18 б), верх).

9.15.3.4 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° .



А – внешний контрольный периметр, для которого требуется поперечная арматура;
В – первый контрольный периметр, для которого не требуется поперечная арматура

а) Расстояние между хомутами



б) Расстояние между отогнутыми стержнями

Рисунок 9.18 – Арматура в зоне продавливания

9.16 Колонны

9.16.1 Общие положения

Данный раздел действителен для колонн, у которых больший размер h не превышает четырехкратного меньшего размера b .

9.16.2 Продольная арматура

9.16.2.1 Продольные стержни, как правило, должны иметь диаметр не менее $\phi_{min} = 12\text{мм}$.

9.16.2.2 Общее количество продольной арматуры не должно быть менее $A_{s,min}$ определяемого по формуле (9.25):

$$A_{s,min} = \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ или } 0,002A_c, \text{ в зависимости от того, какое значение больше, } \quad (9.25)$$

где:

f_{yd} – расчетное значение предела текучести арматуры;

N_{Ed} – расчетное значение осевого сжимающего усилия.

9.16.2.3 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.

9.16.2.4 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.

9.16.3 Поперечная арматура

9.16.3.1 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.

9.16.3.2 Поперечная арматура должна быть достаточно заанкерена.

9.16.3.3 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.

9.16.3.4 Максимальное расстояние, требуемое согласно 9.16.3.3, 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.

9.16.3.5 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.

9.16.3.6 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.

9.17 Стены

9.17.1 Общие положения

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. 6.5 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011). Для стен, подверженных преимущественно изгибу из плоскости, действуют правила для плит (см. 9.14).

9.17.2 Вертикальная арматура

9.17.2.1 Площадь вертикальной арматуры должна быть в пределах между $A_{s,ymin} = 0,002A_c$ и $A_{s,ytmax}$, где $A_{s,ytmax} = 0,04A_c$, 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.

9.17.2.2 Если минимальная площадь арматуры $A_{s,ymin}$ определялась расчетом, то половина данной арматуры должна быть расположена с каждой стороны.

9.17.2.3 Расстояние между двумя соседними вертикальными стержнями не должно превышать трехкратную толщину стены или 400 мм в зависимости от того, что дает меньший результат.

9.17.3 Горизонтальная арматура

9.17.3.1 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.

9.17.3.2 Расстояние между двумя соседним горизонтальными стержнями не должно быть более 400 мм.

9.17.4 Поперечная арматура

9.17.4.1 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. 9.16.3). Большой размер, упомянутый в 9.16.3.4 (i), должен быть не более четырехкратной толщины стены.

9.17.4.2 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 $\varnothing \leq 16$ мм при защитном слое бетона более $2\varnothing$.

9.18 Балки-стенки

9.18.1 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.

9.18.2 Расстояние между двумя соседними стержнями сетки не должно превышать двойную толщину балки-стенки или 300 мм.

9.18.3 Арматура, соответствующая рассмотренным в расчетной модели тязам, должна быть полностью заанкерена для равновесия узла (см. также 6.5.4 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011), 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} .

9.19 Сварные соединения арматуры и закладных деталей

9.19.1 При проектировании сварных соединений следует руководствоваться требованиями нормативных документов и рабочих чертежей, учитывающих свариваемость металла, наличие технологического оборудования, возможность контроля качества соединения, вид и способ приложения нагрузки.

9.19.2 Способы сварки арматурных стержней должны соответствовать таблице 9.12 и требования по свариваемости должны соответствовать EN 10080.

9.19.3 Все сварочные работы должны производиться в соответствии с EN ISO 17660.

9.19.4 Прочность сварных соединений по длине анкеровки сварных стальных сеток должна быть достаточной для восприятия расчетных усилий.

9.19.5 Прочность сварных соединений сварной стальной сетки считается достаточной, если каждое сварное соединение воспринимает поперечную силу, составляющую не менее 25 % от усилия, равного характеристическому пределу текучести арматуры, умноженному на номинальную площадь сечения. Если свариваются стержни различных диаметров, это усилие должно быть определено по площади большего стержня.

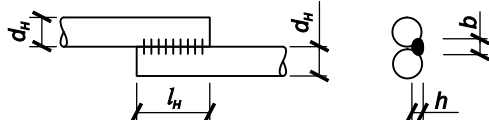
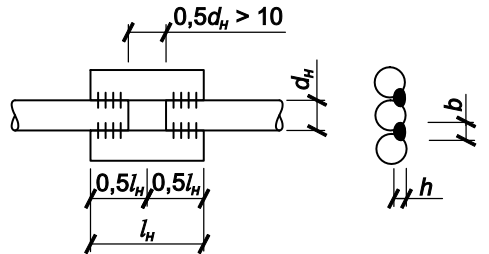
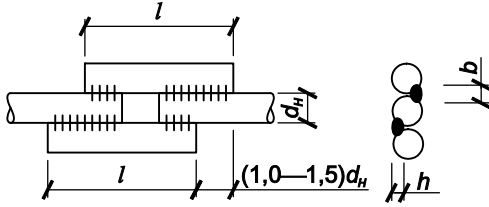
Способы выполнения сварных соединений арматуры (основные типы) рекомендуется принимать по таблице 9.13.

Таблица 9.12 - Допустимые способы сварки и примеры применения

Вид нагрузки	Способ сварки	Растянутые стержни ¹⁾	Сжатые стержни ¹⁾
Преимущественно не статическая (см. также 6.8.1 (2))	Стыковая сварка с оплавлением	Стыковое соединение	
	Ручная дуговая сварка	—	Стыковое соединение $\varnothing \geq 14$ мм
	Сварка в активных защитных газах ²⁾	—	Стыковое соединение $\varnothing \geq 14$ мм
	Точечная контактная сварка	Соединение внахлестку ⁴⁾ Крестообразное соединение ^{2), 4)}	
¹⁾ Допускается сварка стержней только примерно одинакового диаметра. ²⁾ Допустимое отношение диаметров перекрещивающихся стержней более или равно 0,57. ³⁾ Для несущих соединений $\varnothing \leq 16$ мм. ⁴⁾ Для несущих соединений $\varnothing \leq 28$ мм.			
Вид нагрузки	Способ сварки	Растянутые стержни ¹⁾	Сжатые стержни ¹⁾
Преимущественно статическая (см. также 6.8.2 (2))	Стыковая сварка с оплавлением	Стыковое соединение	
	Ручная дуговая сварка и дуговая сварка металлическим	Стыковое соединение $\varnothing \geq 20$ мм, стыковое соединение с накладкой, соединение внахлестку, крестообразное соединение ³⁾ ,	

	электродом	соединение с другими стальными деталями	
	Сварка в активных защитных газах ²⁾	Стыковое соединение с накладкой, соединение внахлестку, крестообразное соединение ³⁾ , соединение с другими стальными деталями	
		—	Стыковое соединение $\varnothing \geq 20$ мм
	Сварка трением	Стыковое соединение, соединение с другими стальными деталями	
	Точечная контактная сварка	Соединение внахлестку ⁴⁾ Крестообразное соединение ^{2), 4)}	

Таблица 9.13 -Основные типы сварных соединений арматуры

Вид и характеристика сварки	Конструктивное решение соединения	Класс арматуры	d_n , мм	$l=l_n$	b , мм	h , мм	Дополнительные данные
1 Дуговая ручная без дополнительных технологических элементов		S400, S500	10—2 5	$8d_n$	$0,5d_n$, но ≥ 8	$0,25d_n$, но ≥ 4	Допускаются двухсторонние швы $l_n = 4d_n$ для соединений арматуры класса St240
2 Дуговая ручная с накладками из стержней		S400, S500	10—4 0	$8d_n$	$0,5d_n$, но ≥ 8	$0,5d_n$, но ≥ 4	Допускаются двухсторонние швы с $l_n = 4d_n$ для соединений арматуры класса St240
3 Дуговая ручная со смещенными накладками		S400, S500	10—3 2	$10d_n$	$0,5d_n$, но ≥ 8	$0,5d_n$, но ≥ 4	—

4 Ванная одноэлектродная в инвентарной форме		S400, S500	20—4 0	—	—	h1 ≤0,05d _H h2 ≤0,05d _H	d' _H /d _H = 0,5—1,0
5 Дуговая ручная швами		S400, S500	10—4 0	4d _H	0,5d _H , но ≥ 8	0,25d _H , но ≥ 4	δ ≥ 0,4d _H , но ≥ 5
6 Дуговая ручная с малой механизацией под флюсом без присадочного металла		S400, S500	8—40	δ/d _H ≥0,65	—	—	δ ≥ 6 α=85°—90°
ПРИМЕЧАНИЕ Другие виды сварных соединений рекомендуется проектировать согласно требованиям EN и выполнять в заводских условиях.							

ПРИЛОЖЕНИЕ А

(обязательное)

Расчетные комбинации 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,	0,7	0,7	0,6

балконы (лоджии) С4 Сцены зрелищных сооружений и трибуны спортивных сооружений			
Категория D: Торговые площади	0,7	0,7	0,6
Категория E: 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 H: 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.

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k. \quad (\text{A.1})$$

Для постоянных нагрузок

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k. \quad (\text{A.2})$$

Для переменных нагрузок

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k \text{ или } Q_d = \gamma_Q \cdot \psi_i \cdot Q_k. \quad (\text{A.3})$$

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

$$\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \quad (\text{A.4})$$

- вторая основная комбинация

$$\sum_j (\xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (\text{A.5})$$

- б) аварийная комбинация

$$\sum_j (\gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j}) + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (\text{A.6})$$

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:

$$\sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (\text{A.7})$$

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)

Соответствие обозначений классов арматуры

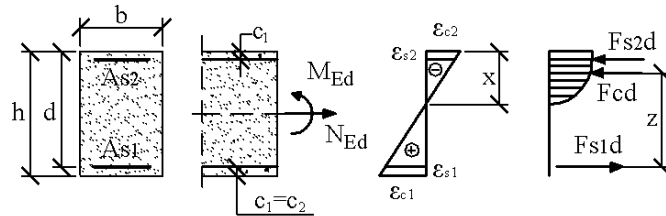
Таблица Б.1

Класс арматуры по настоящему пособию НТП	Обозначение согласно изменению №4 СНиП 2.03.01	Обозначение согласно СНиП 2.03.01	Документ регламентирующий качество арматуры, по НТП	Вид и профиль арматуры
S 400	A 400	A-III	ГОСТ 5781	Стержневая периодического кольцевого профиля
		-	ГОСТ 10884 СТ РК 1704	Стержневая кольцевого или серповидного профиля
S500	A500	-	ГОСТ 10884 СТ РК 1704	Стержневая кольцевого или серповидного профиля
		-	ТУ 14- 1-5254-2006 ТУ 14-1-5526-2006 СТО АСЧМ 7-93	Стержневая серповидного профиля
	Вр-I	Вр-I	ГОСТ 6727 СТ РК 1704	Проволочная с вмятинами

В таблице Б.1 не указывается конкретный вид стержневой арматуры (горячекатаной, термомеханически упроченной), при ее обозначении используется обозначение соответствующего класса горячекатаной арматуры (например, под классом S400 подразумевается арматуры классов А400, Ат400, Ат400К, Ат400СК). При обозначении арматуры после указания диаметра и класса арматуры по настоящему пособию следует указывать обозначение арматуры по стандарту, регламентирующему качество арматуры, например, обозначение арматуры класса S400 диаметром 12 мм - Ø12S400 (А400 ГОСТ 5781).

ПРИЛОЖЕНИЕ В
(информационное)
Несущая способность

C12/15-C50/60



Без сжатой арматуры ($a_{Eds} \leq a_{Eds,lim}$)

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{s1d}} \cdot \left(\frac{M_{Eds}}{z} + N_{Ed} \right)$$

С сжатой арматурой ($a_{Ed} > a_{Ed,lim}$)

$$\Delta M_{Eds} = M_{Eds} - M_{Eds,lim} = M_{Eds} - a_{Eds,lim} \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}$$

$$A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{s1d}} \cdot \left(\frac{M_{Eds,lim}}{z} + \frac{\Delta M_{Eds}}{d - c_2} + N_{Ed} \right), \quad A_{s2} = \frac{1}{\sigma_{s2d}} \cdot \frac{\Delta M_{Eds}}{d - c_2}$$

$a_{Eds,lim} = 0,181$ при применении теории пластичности
при расчете балок

$a_{Eds,lim} = 0,296$ общий

$a_{Eds,lim} = 0,372$ при использовании предел текучести
арматуры

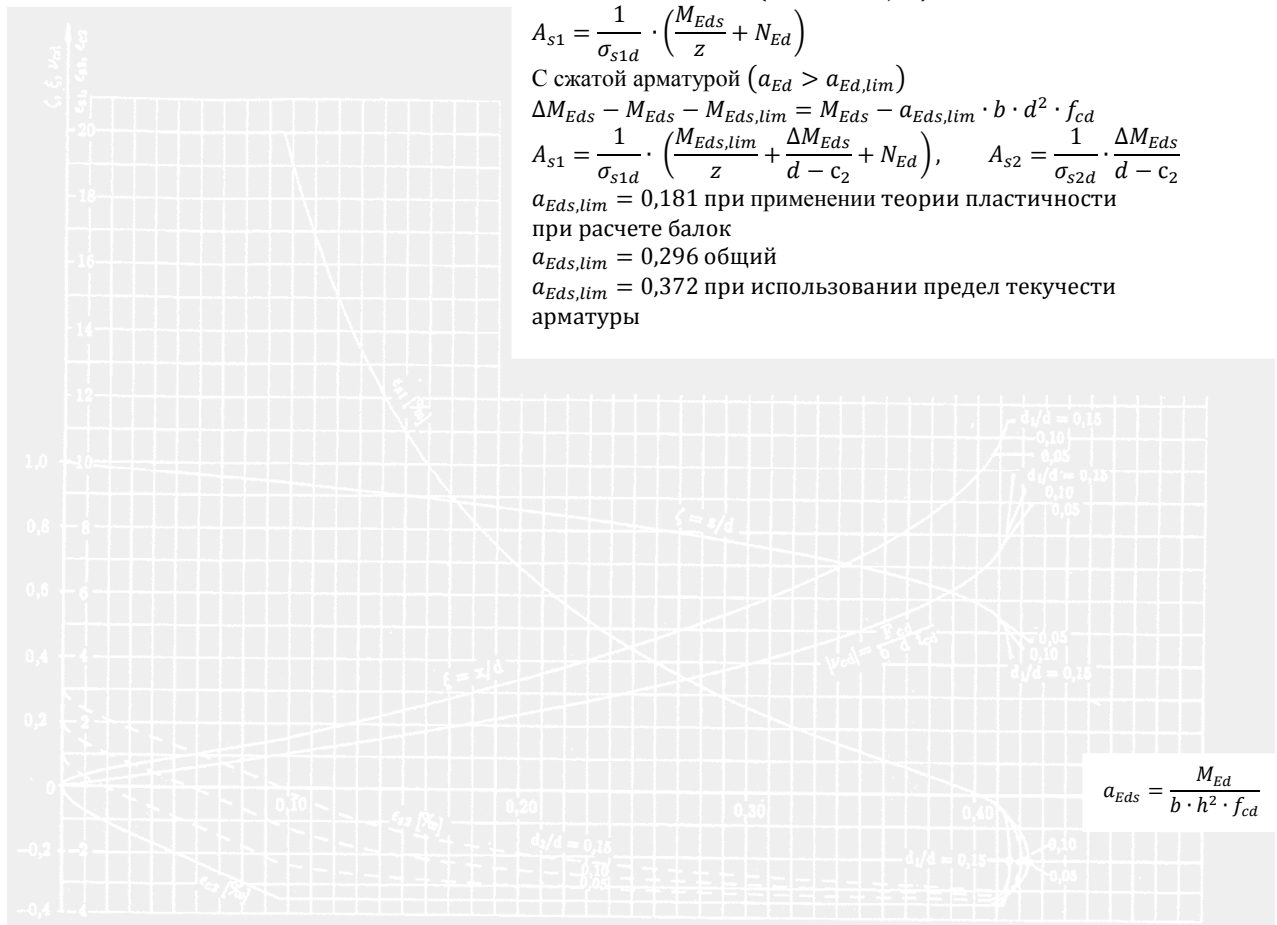


Рисунок В.1 - Общая диаграмма несущей способности изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения

Таблица В.1- Определение несущей способности изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой с безразмерными коэффициентами

C12/15-C50/60, S500, $\gamma_s = 1,15$						$\alpha_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$ $M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$ $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ $A_{s1} = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed})$	
α_{Eds}	ω	$\xi = \frac{x}{d}$	$\zeta = \frac{z}{d}$	$\epsilon_{c2} B\%$	$\epsilon_{s1} B\%$	$\sigma_{sd}^1) B N / mm$	$\sigma_{sd}^2) B N / mm$
0,01	0,0101	0,036	0,987	-0,75	20,00	434,8	456,5
0,02	0,0204	0,053	0,981	-1,12	20,00	434,8	456,5
0,03	0,0307	0,067	0,976	-1,43	20,00	434,8	456,5
0,04	0,0412	0,079	0,971	-1,72	20,00	434,8	456,5
0,05	0,0518	0,091	0,966	-2,01	20,00	434,8	456,5
0,06	0,0625	0,103	0,960	-2,31	20,00	434,8	456,5
0,07	0,0733	0,116	0,954	-2,62	20,00	434,8	456,5
0,08	0,0844	0,128	0,948	-2,94	20,00	434,8	456,5
0,09	0,0955	0,141	0,942	-3,28	20,00	434,8	456,5
0,10	0,1069	0,155	0,935	-3,50	19,03	434,8	454,9
0,11	0,1185	0,172	0,928	-3,50	16,83	434,8	452,4
0,12	0,1303	0,189	0,921	-3,50	14,99	434,8	450,4
0,13	0,1422	0,207	0,914	-3,50	13,43	434,8	448,6
0,14	0,1544	0,224	0,907	-3,50	12,10	434,8	447,1
0,15	0,1668	0,242	0,899	-3,50	10,94	434,8	445,9
0,16	0,1795	0,261	0,892	-3,50	9,92	434,8	444,7
0,17	0,1924	0,280	0,884	-3,50	9,02	434,8	443,7
0,18	0,2055	0,299	0,876	-3,50	8,22	434,8	442,7
0,19	0,2190	0,318	0,868	-3,50	7,50	434,8	442,0
0,20	0,2327	0,338	0,859	-3,50	6,85	434,8	441,3
0,21	0,2468	0,359	0,851	-3,50	6,26	434,8	440,6
0,22	0,2613	0,380	0,842	-3,50	5,72	434,8	440,1
0,23	0,2761	0,401	0,833	-3,50	5,22	434,8	439,5
0,24	0,2913	0,423	0,824	-3,50	4,77	434,8	439,0
0,25	0,3070	0,446	0,814	-3,50	4,35	434,8	438,5
0,26	0,3231	0,470	0,805	-3,50	3,95	434,8	438,1
0,27	0,3398	0,494	0,795	-3,50	3,59	434,8	437,7
0,28	0,3571	0,519	0,784	-3,50	3,24	434,8	437,3
0,29	0,3750	0,545	0,773	-3,50	2,92	434,8	437,0
0,30	0,3937	0,572	0,762	-3,50	2,62	434,8	436,7
0,31	0,4132	0,601	0,750	-3,50	2,33	434,8	436,4
0,32	0,4337	0,630	0,738	-3,50	2,05	434,8	436,1
0,33	0,4553	0,662	0,725	-3,50	1,79	434,8	435,8
0,34	0,4783	0,695	0,711	-3,50	1,54	434,8	435,5
0,35	0,5029	0,731	0,696	-3,50	1,29	434,8	435,8
0,36	0,5295	0,769	0,680	-3,50	1,05	434,8	435,5
0,37	0,5587	0,812	0,662	-3,50	0,81	434,8	435,8
0,38	0,5915	0,860	0,642	-3,50	0,57	434,8	435,5
0,39	0,6297	0,915	0,619	-3,50	0,32	434,8	435,8
0,40	0,6774	0,984	0,591	-3,50	0,06	434,8	435,5

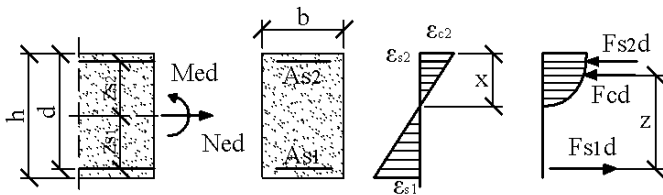
Таблица В.2а - Определение несущей способности изгибаемых элементов прямоугольного сечения с двойной арматурой с безразмерными коэффициентами

Для обеспечения достаточной несущей способности элемента относительная высота сжатой зоны $\xi = \frac{x}{d}$ не должна превышать следующих граничных значений ξ_{lim} :

- $\xi_{lim} = 0,25$ при применении теории пластичности при расчете балок;
- $\xi_{lim} = 0,45$ для бетонов классов с С12/15 до С35/45;
- $\xi_{lim} = 0,35$ для бетонов классов С40/50 и выше;
- $\xi_{lim} = 0,617$ при использовании предел текучести арматуры.

		$c_2/d = 0,05$		$c_2/d = 0,10$		$c_2/d = 0,15$		$c_2/d = 0,20$	
		ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2
$\xi_{lim} = 0,250$	a_{Eds}								
	0,19	0,212	0,009	0,212	0,010	0,213	0,016	0,213	0,034
	0,20	0,222	0,020	0,223	0,021	0,224	0,034	0,226	0,072
	0,21	0,233	0,030	0,234	0,033	0,236	0,052	0,238	0,111
	0,22	0,243	0,041	0,245	0,044	0,248	0,071	0,251	0,150
	0,23	0,254	0,051	0,256	0,056	0,260	0,089	0,263	0,189
	0,24	0,264	0,062	0,268	0,067	0,271	0,107	0,276	0,228
	0,25	0,275	0,072	0,279	0,079	0,283	0,125	0,288	0,267
	0,26	0,285	0,083	0,290	0,090	0,295	0,144	0,301	0,305
	0,27	0,296	0,093	0,301	0,102	0,307	0,162	0,313	0,344
	0,28	0,306	0,104	0,312	0,113	0,318	0,180	0,326	0,383
	0,29	0,317	0,114	0,323	0,125	0,330	0,199	0,338	0,422
	0,30	0,327	0,125	0,334	0,136	0,342	0,217	0,351	0,461
	0,31	0,338	0,135	0,345	0,148	0,354	0,235	0,363	0,499
	0,32	0,348	0,146	0,356	0,159	0,366	0,253	0,376	0,538
	0,33	0,359	0,156	0,368	0,171	0,377	0,272	0,388	0,577
	0,34	0,369	0,167	0,379	0,182	0,389	0,290	0,401	0,616
	0,35	0,380	0,178	0,390	0,194	0,401	0,308	0,413	0,655
	0,36	0,390	0,188	0,401	0,206	0,413	0,326	0,426	0,694
	0,37	0,401	0,199	0,412	0,217	0,424	0,345	0,438	0,732
	0,38	0,412	0,209	0,423	0,229	0,436	0,363	0,451	0,771
0,39	0,422	0,220	0,434	0,240	0,448	0,381	0,463	0,810	
0,40	0,433	0,230	0,445	0,252	0,460	0,399	0,476	0,849	
0,41	0,443	0,241	0,456	0,263	0,471	0,418	0,488	0,888	
0,42	0,454	0,251	0,468	0,275	0,483	0,436	0,501	0,926	
0,43	0,464	0,262	0,479	0,286	0,495	0,454	0,513	0,965	
0,44	0,475	0,272	0,490	0,298	0,507	0,473	0,526	1,004	
0,45	0,485	0,283	0,501	0,309	0,518	0,491	0,538	1,043	
0,46	0,496	0,293	0,512	0,321	0,530	0,509	0,551	1,082	
0,47	0,506	0,304	0,523	0,332	0,542	0,527	0,563	1,121	
0,48	0,517	0,314	0,534	0,344	0,554	0,546	0,576	1,159	
0,49	0,527	0,325	0,545	0,355	0,566	0,564	0,588	1,198	
0,50	0,538	0,335	0,556	0,367	0,577	0,582	0,601	1,237	

C12/15-C50/60, S500, $\gamma_s = 1,15$



$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}} (\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed})$$

$$A_{s2} = \omega_2 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

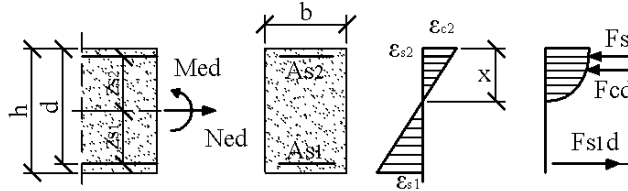
Таблица В.26 - Определение несущей способности изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения с двойной арматурой с безразмерными коэффициентами

		$c_2/d = 0,05$		$c_2/d = 0,10$		$c_2/d = 0,15$		$c_2/d = 0,20$	
		ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2
$\xi_{lim} = 0,450$	a_{Eds}								
	0,26	0,318	0,009	0,319	0,009	0,319	0,010	0,320	0,012
	0,27	0,329	0,019	0,330	0,020	0,331	0,022	0,333	0,026
	0,28	0,339	0,030	0,341	0,031	0,343	0,033	0,345	0,040
	0,29	0,350	0,040	0,352	0,043	0,355	0,045	0,358	0,054
	0,30	0,361	0,051	0,363	0,054	0,366	0,057	0,370	0,068
	0,31	0,371	0,061	0,374	0,065	0,378	0,069	0,383	0,082
	0,32	0,382	0,072	0,386	0,076	0,390	0,080	0,395	0,096
	0,33	0,392	0,082	0,397	0,087	0,402	0,092	0,408	0,110
	0,34	0,403	0,093	0,408	0,098	0,414	0,104	0,420	0,123
	0,35	0,413	0,103	0,419	0,109	0,425	0,116	0,433	0,137
	0,36	0,424	0,114	0,430	0,120	0,437	0,127	0,445	0,151
	0,37	0,434	0,125	0,441	0,131	0,449	0,139	0,458	0,165
	0,38	0,445	0,135	0,452	0,143	0,461	0,151	0,470	0,179
	0,39	0,455	0,146	0,463	0,154	0,472	0,163	0,483	0,193
	0,40	0,466	0,156	0,474	0,165	0,484	0,174	0,495	0,207
	0,41	0,476	0,167	0,486	0,176	0,496	0,186	0,508	0,221
	0,42	0,487	0,177	0,497	0,187	0,508	0,198	0,520	0,235
	0,43	0,497	0,188	0,508	0,198	0,519	0,210	0,533	0,249
	0,44	0,508	0,198	0,519	0,209	0,531	0,222	0,545	0,263
	0,45	0,518	0,209	0,530	0,220	0,543	0,233	0,558	0,277
	0,46	0,529	0,219	0,541	0,231	0,555	0,245	0,570	0,291
	0,47	0,539	0,230	0,552	0,243	0,566	0,257	0,583	0,305
	0,48	0,550	0,240	0,563	0,254	0,578	0,269	0,595	0,319
	0,49	0,561	0,251	0,574	0,265	0,590	0,280	0,608	0,333
0,50	0,571	0,261	0,586	0,276	0,602	0,292	0,620	0,347	

Таблица В.2в - Определение несущей способности изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения с двойной арматурой с безразмерными коэффициентами

		$c_2/d = 0,05$		$c_2/d = 0,10$		$c_2/d = 0,15$		$c_2/d = 0,20$	
		ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2
$\xi_{lim} = 0,350$	a_{Eds}								
	0,21	0,245	0,004	0,246	0,005	0,246	0,005	0,246	0,008
	0,22	0,256	0,015	0,257	0,016	0,258	0,018	0,259	0,026
	0,23	0,266	0,026	0,268	0,027	0,269	0,031	0,271	0,044
	0,24	0,277	0,036	0,279	0,038	0,281	0,044	0,284	0,062
	0,25	0,287	0,047	0,290	0,049	0,293	0,057	0,296	0,080
	0,26	0,298	0,057	0,301	0,060	0,305	0,069	0,309	0,098
	0,27	0,308	0,068	0,312	0,071	0,316	0,082	0,321	0,116
	0,28	0,319	0,078	0,323	0,082	0,328	0,095	0,334	0,135
	0,29	0,329	0,089	0,334	0,094	0,340	0,108	0,346	0,153
	0,30	0,340	0,099	0,346	0,105	0,352	0,121	0,359	0,171
	0,31	0,351	0,110	0,357	0,116	0,363	0,133	0,371	0,189
	0,32	0,361	0,120	0,368	0,127	0,375	0,146	0,384	0,207
	0,33	0,372	0,131	0,379	0,138	0,387	0,159	0,396	0,225
	0,34	0,382	0,141	0,390	0,149	0,399	0,172	0,409	0,243
	0,35	0,393	0,152	0,401	0,160	0,411	0,185	0,421	0,261
	0,36	0,403	0,162	0,412	0,171	0,422	0,197	0,434	0,280
	0,37	0,414	0,173	0,423	0,182	0,434	0,210	0,446	0,298
	0,38	0,424	0,183	0,434	0,194	0,446	0,223	0,459	0,316
	0,39	0,435	0,194	0,446	0,205	0,458	0,236	0,471	0,334
	0,40	0,445	0,204	0,457	0,216	0,469	0,248	0,484	0,352
0,41	0,456	0,215	0,468	0,227	0,481	0,261	0,496	0,370	
0,42	0,466	0,226	0,479	0,238	0,493	0,274	0,509	0,388	
0,43	0,477	0,236	0,490	0,249	0,505	0,287	0,521	0,406	
0,44	0,487	0,247	0,501	0,260	0,516	0,300	0,534	0,425	
0,45	0,498	0,257	0,512	0,271	0,528	0,312	0,546	0,443	
0,46	0,508	0,268	0,523	0,282	0,540	0,325	0,559	0,461	
0,47	0,519	0,278	0,534	0,294	0,552	0,338	0,571	0,479	
0,48	0,529	0,289	0,546	0,305	0,563	0,351	0,584	0,497	
0,49	0,540	0,299	0,557	0,316	0,575	0,364	0,596	0,515	
0,50	0,551	0,310	0,568	0,327	0,587	0,376	0,609	0,533	

C 40/50 и выше, S 500, $\gamma_s = 1,15$



$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

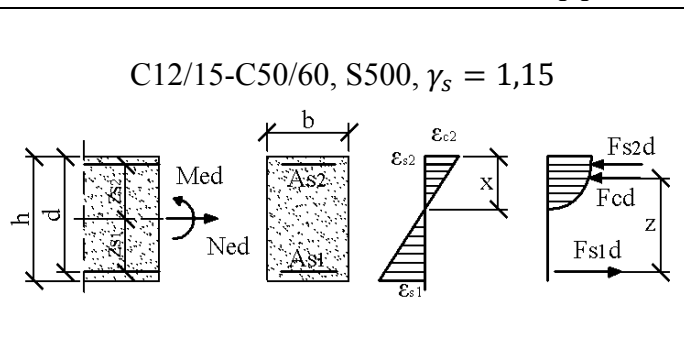
$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}} (\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed})$$

$$A_{s2} = \omega_2 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Таблицы В.2г - Определение несущей способности изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения с двойной арматурой с безразмерными коэффициентами

		$c_2/d = 0,05$		$c_2/d = 0,10$		$c_2/d = 0,15$		$c_2/d = 0,20$	
		ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2
$\xi_{lim} = 0,617$	a_{Eds}								
	0,32	0,429	0,005	0,429	0,005	0,430	0,005	0,430	0,006
	0,33	0,440	0,015	0,441	0,016	0,441	0,017	0,443	0,018
	0,34	0,450	0,026	0,452	0,027	0,453	0,029	0,455	0,031
	0,35	0,461	0,036	0,463	0,038	0,465	0,041	0,468	0,043
	0,36	0,471	0,047	0,474	0,049	0,477	0,052	0,480	0,056
	0,37	0,482	0,057	0,485	0,061	0,489	0,064	0,493	0,068
	0,38	0,492	0,068	0,496	0,072	0,500	0,076	0,505	0,081
	0,39	0,503	0,078	0,507	0,083	0,512	0,088	0,518	0,093
	0,40	0,513	0,089	0,518	0,094	0,524	0,099	0,530	0,106
	0,41	0,524	0,099	0,529	0,105	0,536	0,111	0,543	0,118
	0,42	0,534	0,110	0,541	0,116	0,547	0,123	0,555	0,131
	0,43	0,545	0,120	0,552	0,127	0,559	0,135	0,568	0,143
	0,44	0,555	0,131	0,563	0,138	0,571	0,146	0,580	0,156
	0,45	0,566	0,142	0,574	0,149	0,583	0,158	0,593	0,168
	0,46	0,577	0,152	0,585	0,161	0,594	0,170	0,605	0,181
	0,47	0,587	0,163	0,596	0,172	0,606	0,182	0,618	0,193
	0,48	0,598	0,173	0,607	0,183	0,618	0,193	0,630	0,206
	0,49	0,608	0,184	0,618	0,194	0,630	0,205	0,643	0,218
	0,50	0,619	0,194	0,629	0,205	0,641	0,217	0,655	0,231



C12/15-C50/60, S500, $\gamma_s = 1,15$

$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$$

$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}} (\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed})$$

$$A_{s2} = \omega_2 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Таблица В.3 - Определение несущей способности изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой с использованием коэффициента k_d

C12/15-C50/60, S500, $\gamma_s = 1,15$

$$k_d = \frac{d[\text{CM}]}{\sqrt{M_{Eds}[\text{кН} \cdot \text{м}]/b[\text{м}]}}$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$$

$$A_{s1}[\text{CM}^2] = k_s \cdot \frac{M_{Eds}[\text{кН} \cdot \text{м}]}{d[\text{CM}]} + \frac{N_{Ed}[\text{кН}]}{43,5}$$

k_d для класса бетона по прочности С									k_s	$\xi = x/d$	$\zeta = z/d$	ϵ_{c2B} %	ϵ_{s1B} %
12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60					
14,34	12,41	11,10	9,93	9,07	8,39	7,85	7,40	7,02	2,32	0,025	0,991	-0,64	25,00
7,90	6,84	6,12	5,47	5,00	4,63	4,33	4,08	3,87	2,34	0,048	0,983	-1,26	25,00
5,87	5,08	4,54	4,06	3,71	3,44	3,21	3,03	2,87	2,36	0,069	0,975	-1,84	25,00
4,94	4,27	3,82	3,42	3,12	2,89	2,70	2,55	2,42	2,38	0,087	0,966	-2,38	25,00
4,39	3,80	3,40	3,04	2,77	2,57	2,40	2,27	2,15	2,40	0,104	0,958	-2,89	25,00
4,01	3,47	3,10	2,78	2,53	2,35	2,20	2,07	1,96	2,42	0,120	0,950	-3,40	25,00
3,74	3,24	2,90	2,59	2,36	2,19	2,05	1,93	1,83	2,44	0,138	0,943	-3,50	21,87
3,53	3,05	2,73	2,44	2,23	2,06	1,93	1,82	1,73	2,46	0,156	0,935	-3,50	18,88
3,35	2,90	2,60	2,32	2,12	1,96	1,84	1,73	1,64	2,48	0,174	0,927	-3,50	16,56
3,20	2,77	2,48	2,22	2,03	1,88	1,76	1,65	1,57	2,50	0,192	0,920	-3,50	14,70
2,97	2,57	2,30	2,06	1,88	1,74	1,63	1,53	1,46	2,54	0,227	0,906	-3,50	11,91
2,79	2,42	2,16	1,94	1,77	1,64	1,53	1,44	1,37	2,58	0,261	0,891	-3,50	9,92
2,65	2,30	2,06	1,84	1,68	1,55	1,45	1,37	1,30	2,62	0,294	0,878	-3,50	8,42
2,54	2,20	1,97	1,76	1,61	1,49	1,39	1,31	1,24	2,66	0,325	0,865	-3,50	7,26
2,45	2,12	1,90	1,70	1,55	1,43	1,34	1,26	1,20	2,70	0,356	0,852	-3,50	6,33
2,37	2,05	1,83	1,64	1,50	1,39	1,30	1,22	1,16	2,74	0,386	0,839	-3,50	5,57
2,30	1,99	1,78	1,59	1,45	1,35	1,26	1,19	1,13	2,78	0,415	0,827	-3,50	4,93
2,24	1,94	1,74	1,55	1,42	1,31	1,23	1,16	1,10	2,82	0,443	0,816	-3,50	4,40
2,19	1,90	1,70	1,52	1,39	1,28	1,20	1,13	1,07	2,86	0,471	0,804	-3,50	3,94
2,15	1,86	1,66	1,49	1,36	1,26	1,18	1,11	1,05	2,90	0,497	0,793	-3,50	3,54
2,11	1,82	1,63	1,46	1,33	1,23	1,15	1,09	1,03	2,94	0,523	0,782	-3,50	3,19
2,07	1,79	1,60	1,44	1,31	1,21	1,13	1,07	1,01	2,98	0,549	0,772	-3,50	2,88
2,04	1,77	1,58	1,41	1,29	1,19	1,12	1,05	1,00	3,02	0,573	0,762	-3,50	2,61
2,01	1,74	1,56	1,39	1,27	1,18	1,10	1,04	0,99	3,06	0,597	0,752	-3,50	2,36
1,99	1,72	1,54	1,38	1,26	1,17	1,09	1,03	0,98	3,09	0,617	0,743	-3,50	2,17

Таблица В.4 - Определение несущей способности изгибаемых элементов прямоугольного сечения с двойной арматурой с использованием коэффициента k_d

<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>C12/15-C50/60, S500, $\gamma_s = 1,15$</p> </div> <div style="text-align: right;"> $k_d = \frac{d[\text{CM}]}{\sqrt{M_{Eds}[\text{кН} \cdot \text{м}]/b[\text{м}]}}$ $M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$ $A_{s1}[\text{CM}^2] = p_1 \cdot k_{s1} \cdot \frac{M_{Eds}[\text{кН} \cdot \text{м}]}{d[\text{CM}]} + \frac{N_{Ed}[\text{кН}]}{43,5}$ $A_{s2}[\text{CM}^2] = p_2 \cdot k_{s2} \cdot \frac{M_{Eds}[\text{кН}]}{d[\text{CM}]}$ </div> </div>											
Коэффициенты k_{s1} и k_{s2}											
	k_d для класса бетона по прочности C									k_{s1}	k_{s2}
	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60		
$\xi_{lim} = 0,250$	2,85	2,47	2,21	1,97	1,80	1,67	1,56	1,47	1,40	2,57	0,00
	2,79	2,42	2,16	1,93	1,76	1,63	1,53	1,44	1,37	2,56	0,10
	2,73	2,36	2,11	1,89	1,73	1,60	1,49	1,41	1,34	2,56	0,20
	2,67	2,31	2,07	1,85	1,69	1,56	1,46	1,38	1,31	2,55	0,30
	2,60	2,26	2,02	1,80	1,65	1,53	1,43	1,35	1,28	2,55	0,40
	2,54	2,20	1,97	1,76	1,61	1,49	1,39	1,31	1,24	2,54	0,50
	2,47	2,14	1,92	1,71	1,56	1,45	1,36	1,28	1,21	2,54	0,60
	2,41	2,08	1,86	1,67	1,52	1,41	1,32	1,24	1,18	2,53	0,70
	2,34	2,02	1,81	1,62	1,48	1,37	1,28	1,21	1,14	2,53	0,80
	2,26	1,96	1,75	1,57	1,43	1,33	1,24	1,17	1,11	2,52	0,90
	2,19	1,90	1,70	1,52	1,38	1,28	1,20	1,13	1,07	2,52	1,00
	2,11	1,83	1,64	1,46	1,34	1,24	1,16	1,09	1,04	2,51	1,10
	2,03	1,76	1,57	1,41	1,29	1,19	1,11	1,05	1,00	2,51	1,20
	1,95	1,69	1,51	1,35	1,23	1,14	1,07	1,01	0,96	2,50	1,30
1,86	1,61	1,44	1,29	1,18	1,09	1,02	0,96	0,91	2,50	1,40	
$\xi_{lim} = 0,450$	2,23	1,93	1,73	1,54	1,41	1,30	1,22	1,15	1,09	2,83	0,00
	2,18	1,89	1,69	1,51	1,38	1,28	1,20	1,13	1,07	2,81	0,10
	2,14	1,85	1,65	1,48	1,35	1,25	1,17	1,10	1,05	2,80	0,20
	2,09	1,81	1,62	1,45	1,32	1,22	1,14	1,08	1,02	2,78	0,30
	2,04	1,77	1,58	1,41	1,29	1,19	1,12	1,05	1,00	2,77	0,40
	1,99	1,72	1,54	1,38	1,26	1,16	1,09	1,03	0,97	2,75	0,50
	1,94	1,68	1,50	1,34	1,22	1,13	1,06	1,00	0,95	2,74	0,60
	1,88	1,63	1,46	1,30	1,19	1,10	1,03	0,97	0,92	2,72	0,70
	1,83	1,58	1,42	1,27	1,16	1,07	1,00	0,94	0,90	2,70	0,80
	1,77	1,53	1,37	1,23	1,12	1,04	0,97	0,92	0,87	2,69	0,90
	1,71	1,48	1,33	1,19	1,08	1,00	0,94	0,88	0,84	2,67	1,00
	1,65	1,43	1,28	1,15	1,05	0,97	0,91	0,85	0,81	2,66	1,10
	1,59	1,38	1,23	1,10	1,01	0,93	0,87	0,82	0,78	2,64	1,20
	1,53	1,32	1,18	1,06	0,96	0,89	0,84	0,79	0,75	2,63	1,30
1,46	1,26	1,13	1,01	0,92	0,85	0,80	0,75	0,71	2,61	1,40	
$\xi_{lim} = 0,617$	1,99	1,72	1,54	1,38	1,26	1,17	1,09	1,03	0,98	3,09	0,00
	1,95	1,69	1,51	1,35	1,23	1,14	1,07	1,01	0,95	3,07	0,10
	1,91	1,65	1,48	1,32	1,21	1,12	1,04	0,98	0,93	3,04	0,20
	1,86	1,61	1,44	1,29	1,18	1,09	1,02	0,96	0,91	3,01	0,30
	1,82	1,58	1,41	1,26	1,15	1,07	1,00	0,94	0,89	2,99	0,40
	1,78	1,54	1,38	1,23	1,12	1,04	0,97	0,92	0,87	2,96	0,50
	1,73	1,50	1,34	1,20	1,09	1,01	0,95	0,89	0,85	2,94	0,60
	1,68	1,46	1,30	1,17	1,06	0,98	0,92	0,87	0,82	2,91	0,70

Таблица В.4 - Определение несущей способности изгибаемых элементов
прямоугольного сечения с использованием коэффициента k_d

(продолжение)

	k_d для класса бетона по прочности C									k_{s1}	k_{s2}
	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60		
	1,63	1,41	1,26	1,13	1,03	0,96	0,89	0,84	0,80	2,88	0,80
	1,58	1,37	1,23	1,10	1,00	0,93	0,87	0,82	0,78	2,86	0,90
	1,53	1,33	1,19	1,06	0,97	0,90	0,84	0,79	0,75	2,83	1,00
	1,48	1,28	1,14	1,02	0,93	0,86	0,81	0,76	0,72	2,80	1,10
	1,42	1,23	1,10	0,98	0,90	0,83	0,78	0,73	0,70	2,78	1,20
	1,36	1,18	1,06	0,94	0,86	0,80	0,75	0,70	0,67	2,75	1,30
	1,30	1,13	1,01	0,90	0,82	0,76	0,71	0,67	0,64	2,72	1,40
Коэффициенты ρ_1 и ρ_2											
$\xi_{lim} = 0,25$	c_2/d	ρ_1 для $k_{s1} =$				ρ_2	$\varepsilon_{s2B}\%$				
		2,57	2,54	2,52	2,50						
	0,06	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-2,66				
	0,08	1,00	1,00	1,01	1,01	1,02	-2,38				
	0,10	1,00	1,01	1,02	1,02	1,08	-2,10				
	0,12	1,00	1,01	1,03	1,04	1,28	-1,82				
	0,14	1,00	1,02	1,04	1,05	1,54	-1,54				
	0,16	1,00	1,02	1,05	1,07	1,93	-1,26				
	0,20	1,00	1,03	1,06	1,08	2,54	-0,98				
$\xi_{lim} = 0,45$	c_2/d	ρ_1 для $k_{s1} =$				ρ_2	$\varepsilon_{s2B}\%$				
		2,83	2,74	2,69	2,61						
	0,06	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-3,03				
	0,08	1,00	1,00	1,01	1,01	1,02	-2,88				
	0,10	1,00	1,01	1,01	1,02	1,04	-2,72				
	0,12	1,00	1,01	1,02	1,04	1,07	-2,57				
	0,14	1,00	1,02	1,03	1,05	1,09	-2,41				
	0,16	1,00	1,03	1,04	1,06	1,12	-2,26				
	0,18	1,00	1,03	1,05	1,08	1,19	-2,10				
	0,20	1,00	1,04	1,06	1,09	1,31	-1,94				
	0,24	1,00	1,04	1,07	1,11	1,46	-1,79				
$\xi_{lim} = 0,617$	c_2/d	ρ_1 для $k_{s1} =$				ρ_2	$\varepsilon_{s2B}\%$				
		3,09	2,94	2,86	2,72						
	0,06	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-3,16				
	0,08	1,00	1,00	1,01	1,01	1,02	-3,05				
	0,10	1,00	1,01	1,01	1,02	1,04	-2,93				
	0,12	1,00	1,01	1,02	1,04	1,07	-2,82				
	0,14	1,00	1,02	1,03	1,05	1,09	-2,71				
	0,16	1,00	1,02	1,04	1,06	1,12	-2,59				
	0,18	1,00	1,03	1,05	1,08	1,15	-2,48				
	0,20	1,00	1,04	1,06	1,09	1,18	-2,37				
0,22	1,00	1,04	1,06	1,11	1,21	-2,25					

ҚР НТҚ 02-01-1.1-2011
НТП РК 02-01-1.1-2011

	0,24	1,00	1,05	1,07	1,12	1,26	-2,14
--	------	------	------	------	------	------	-------

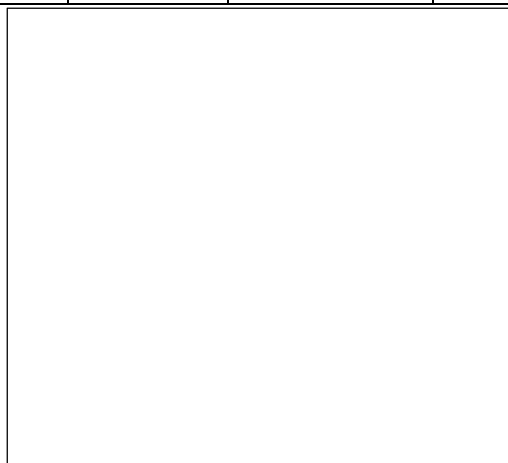


Рисунок В.2 - Диаграмма определение несущей способности одноосного изгиба с продольной силой

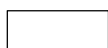
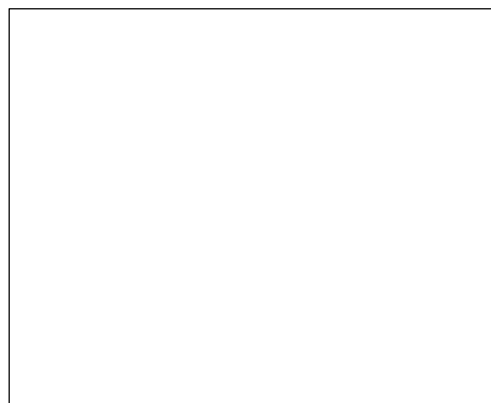


Рисунок В.2а - Диаграмма определение несущей способности одноосного изгиба с продольной силой *(продолжение)*



Рисунок В.2б - Диаграмма определение несущей способности одноосного изгиба с продольной силой (продолжение)

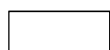


Рисунок В.2в - Диаграмма определение несущей способности одноосного изгиба с продольной силой (продолжение)

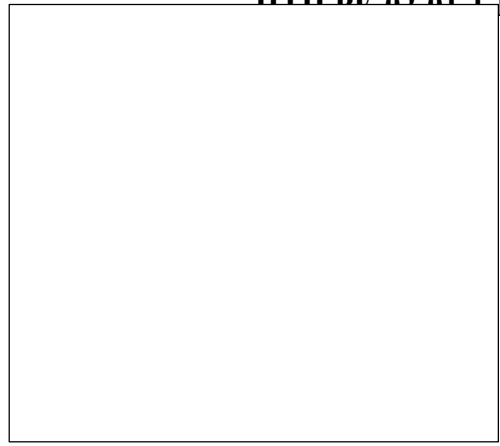


Рисунок В.2г - Диаграмма определение несущей способности одноосного изгиба с продольной силой (продолжение)

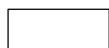
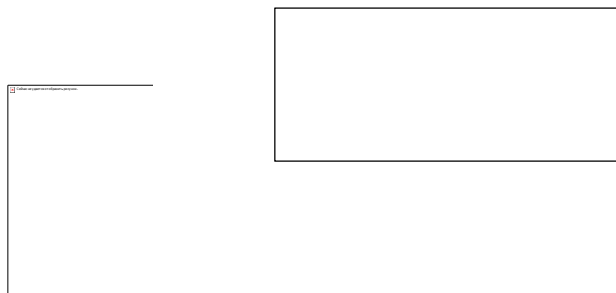
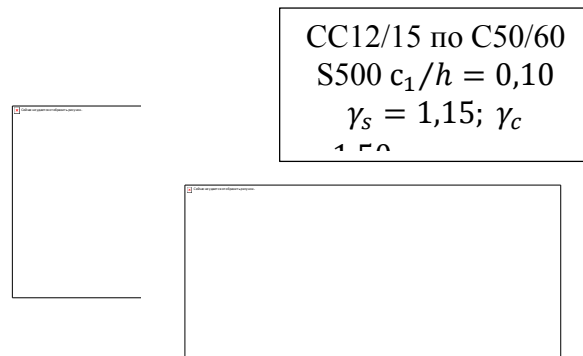
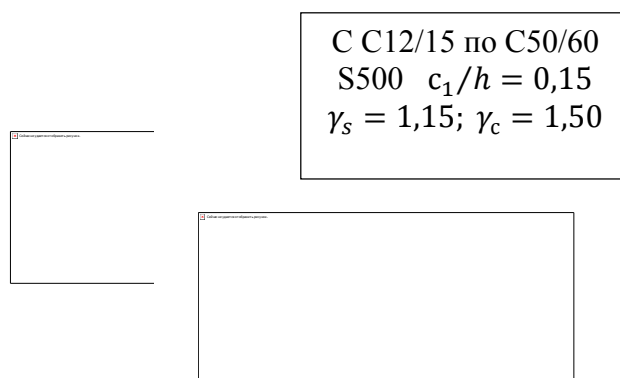


Рисунок В.3 - Диаграмма определение несущей способности двухосного изгиба с продольной силой



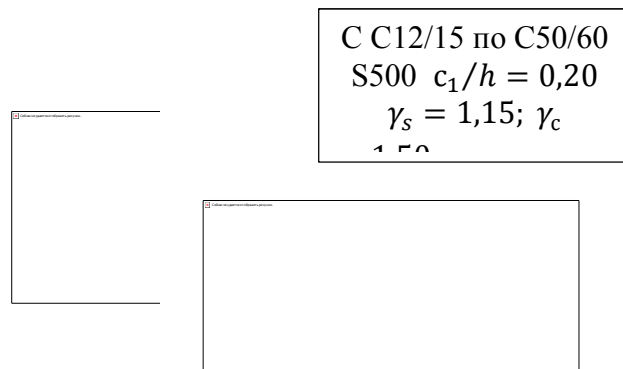
$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

Рисунок В.3а - Диаграмма определение несущей способности двухосного изгиба с продольной силой (продолжение)



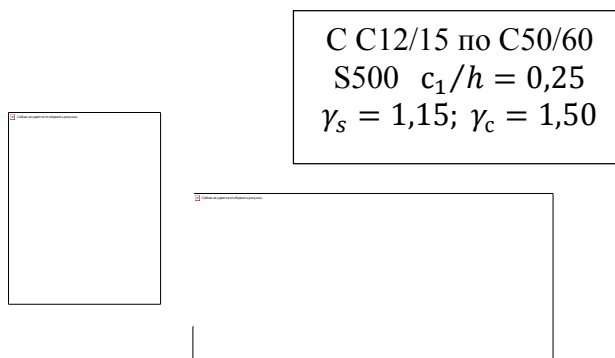
$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

Рисунок В.36 - Диаграмма определение несущей способности двухосного изгиба с продольной силой (продолжение)



$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

Рисунок В.3в - Диаграмма определение несущей способности двухосного изгиба с продольной силой (продолжение)



$$a_{Eds} = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

Рисунок В.3г - Диаграмма определение несущей способности двухосного изгиба с продольной силой (продолжение)

Таблица В.5 -

гибаемых железобетонных элементов
ения

a_{Eds}		ω_1 - для b_{eff}/b_w				
		1	2	3	5	≥ 10
0,01	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101
0,02	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
0,03	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
0,04	0,0410	0,0410	0,0410	0,0409	0,0409	0,0409
0,05	0,0515	0,0514	0,0514	0,0514	0,0514	0,0514
0,06	0,0621	0,0621	0,0622	0,0624	0,0629	0,0629
0,07	0,0728	0,0731	0,0735	0,0742	0,0767	0,0767
0,08	0,0836	0,0844	0,0852	0,0871		
0,09	0,0946	0,0961	0,0976	0,1014		
0,10	0,1057	0,1082	0,1107			
0,11	0,1170	0,1206	0,1246			
0,12	0,1285	0,1336	0,1396			
0,13	0,1401	0,1470				
0,14	0,1519	0,1611				
0,15	0,1638	0,1757				
0,16	0,1759	0,1912				
0,17	0,1882					
0,18	0,2007					
0,19	0,2134					
0,20	0,2263					
0,21	0,2395					
0,22	0,2529					
0,23	0,2665					
0,24	0,2804					
0,25	0,2946					
0,26	0,3091					
0,27	0,3240					
0,28	0,3391					
0,29	0,3546					
0,30	0,3706					
0,31	0,3870					
0,32	0,4038					
Бетон С						
Н/мм ²						
0,33	0,4212					
0,34	0,4391					
0,35	0,4577					
0,36	0,4769					
0,37	0,4969					

a_{Eds}		ω_1 - для b_{eff}/b_w				
		1	2	3	5	≥ 10
0,01	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101
0,02	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
0,03	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
0,04	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410
0,05	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515
0,06	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621
0,07	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728
0,08	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836
0,09	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946
0,10	0,1057	0,1058	0,1058	0,1059	0,1060	0,1060
0,11	0,1170	0,1173	0,1175	0,1179	0,1192	0,1192
0,12	0,1285	0,1292	0,1298	0,1311		
0,13	0,1401	0,1415	0,1427	0,1459		
0,14	0,1519	0,1542	0,1565			
0,15	0,1638	0,1674	0,1712			
0,16	0,1759	0,1812				
0,17	0,1882	0,1955				
0,18	0,2007	0,2106				
0,19	0,2134	0,2266				
0,20	0,2263					
0,21	0,2395					
0,22	0,2529					
0,23	0,2665					
0,24	0,2804					
0,25	0,2946					
0,26	0,3091					
0,27	0,3240					
0,28	0,3391					
0,29	0,3546					
0,30	0,3706					
0,31	0,3870					
0,32	0,4038					
0,33	0,4212					
0,34	0,4391					
0,35	0,4577					
0,36	0,4769					
0,37	0,4969					

$$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_s$$

$$a_{Eds} = \frac{M_{Eds}}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}} (\omega_1 \cdot b_{eff} \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed})$$

$h_f/d = 0,05$

$h_f/d = 0,10$

Таблица В.5-Несущая способность изгибаемых железобетонных элементов таврового сечения (продолжение)

$h_f/d = 0,15$	a_{Eds}	$\omega_1 - \text{для } b_{eff}/b_w$				
		1	2	3	5	≥ 10
	0,01	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101
	0,02	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
	0,03	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
	0,04	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410
	0,05	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515
	0,06	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621
	0,07	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728
	0,08	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836
	0,09	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946
	0,10	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057
	0,11	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170
	0,12	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285
	0,13	0,1401	0,1400	0,1400	0,1400	0,1400
	0,14	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519	0,1518
	0,15	0,1638	0,1641	0,1642	0,1644	0,1652
	0,16	0,1759	0,1766	0,1771	0,1783	
	0,17	0,1882	0,1897	0,1909		
	0,18	0,2007	0,2032	0,2056		
	0,19	0,2134	0,2174	0,2215		
	0,20	0,2263	0,2323			
	0,21	0,2395	0,2479			
	0,22	0,2529				
	0,23	0,2665				
	0,24	0,2804				
				
	0,37	0,4969				

$h_f/d = 0,20$	a_{Eds}	$\omega_1 - \text{для } b_{eff}/b_w$				
		1	2	3	5	≥ 10
	0,01	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101
	0,02	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
	0,03	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
	0,04	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410
	0,05	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515
	0,06	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621
	0,07	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728
	0,08	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836
	0,09	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946
	0,10	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057
	0,11	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170
	0,12	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285
	0,13	0,1401	0,1401	0,1401	0,1401	0,1401
	0,14	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519
	0,15	0,1638	0,1638	0,1638	0,1638	0,1638
	0,16	0,1759	0,1759	0,1758	0,1758	0,1758
	0,17	0,1882	0,1881	0,1881	0,1880	0,1880
	0,18	0,2007	0,2007	0,2007	0,2006	0,2006
	0,19	0,2134	0,2137	0,2139	0,2141	0,2149
	0,20	0,2263	0,2272	0,2278	0,2290	
	0,21	0,2395	0,2413	0,2427		
	0,22	0,2529	0,2560	0,2589		
	0,23	0,2665	0,2715			
	0,24	0,2804	0,2879			
				
	0,37	0,4969				

$h_f/d = 0,30$	a_{Eds}	$\omega_1 - \text{для } b_{eff}/b_w$				
		1	2	3	5	≥ 10
	0,01	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101
	0,02	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
	0,03	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
	0,04	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410
	0,05	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515
	0,06	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621
	0,07	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728
	0,08	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836
	0,09	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946
	0,10	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057
	0,11	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170
	0,12	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285
	0,13	0,1401	0,1401	0,1401	0,1401	0,1401
	0,14	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519
	0,15	0,1638	0,1638	0,1638	0,1638	0,1638
	0,16	0,1759	0,1759	0,1759	0,1759	0,1759
	0,17	0,1882	0,1882	0,1882	0,1882	0,1882
	0,18	0,2007	0,2007	0,2007	0,2007	0,2007
	0,19	0,2134	0,2134	0,2134	0,2134	0,2134
	0,20	0,2263	0,2263	0,2263	0,2263	0,2263
	0,21	0,2395	0,2395	0,2395	0,2395	0,2395
	0,22	0,2529	0,2528	0,2528	0,2528	0,2528
	0,23	0,2665	0,2664	0,2663	0,2663	0,2662
	0,24	0,2804	0,2802	0,2801	0,2800	0,2798
	0,25	0,2946	0,2945	0,2944	0,2942	0,2940
	0,26	0,3091	0,3095	0,3095	0,3095	
	0,27	0,3239	0,3251	0,3256		
	0,28	0,3391	0,3416			
	0,29	0,3546				
	0,30	0,3706				
	0,31	0,3870				
	0,32	0,4038				
				

$h_f/d = 0,40$	a_{Eds}	$\omega_1 - \text{для } b_{eff}/b_w$				
		1	2	3	5	≥ 10
	0,01	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101	0,0101
	0,02	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203	0,0203
	0,03	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
	0,04	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410	0,0410
	0,05	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515	0,0515
	0,06	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621	0,0621
	0,07	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728	0,0728
	0,08	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836	0,0836
	0,09	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946	0,0946
	0,10	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057	0,1057
	0,11	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170	0,1170
	0,12	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285	0,1285
	0,13	0,1401	0,1401	0,1401	0,1401	0,1401
	0,14	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519	0,1519
	0,15	0,1638	0,1638	0,1638	0,1638	0,1638
	0,16	0,1759	0,1759	0,1759	0,1759	0,1759
	0,17	0,1882	0,1882	0,1882	0,1882	0,1882
	0,18	0,2007	0,2007	0,2007	0,2007	0,2007
	0,19	0,2134	0,2134	0,2134	0,2134	0,2134
	0,20	0,2263	0,2263	0,2263	0,2263	0,2263
	0,21	0,2395	0,2395	0,2395	0,2395	0,2395
	0,22	0,2529	0,2529	0,2529	0,2529	0,2529
	0,23	0,2665	0,2665	0,2665	0,2665	0,2665
	0,24	0,2804	0,2804	0,2804	0,2804	0,2804
	0,25	0,2946	0,2946	0,2946	0,2946	0,2946
	0,26	0,3091	0,3091	0,3091	0,3091	0,3091
	0,27	0,3239	0,3239	0,3239	0,3239	0,3239
	0,28	0,3390	0,3390	0,3390	0,3390	0,3389
	0,29	0,3544	0,3544	0,3543	0,3542	0,3541
	0,30	0,3701	0,3701	0,3699	0,3697	0,3695
	0,31	0,3867	0,3867	0,3864	0,3861	0,3856
	0,32	0,4041	0,4041	0,4039		
				

	0,37	0,4969							0,37					
--	------	--------	--	--	--	--	--	--	------	--	--	--	--	--



ҚР НТҚ 02-01-1.1-2011
НТП РК 02-01-1.1-2011

Рисунок В.5 - Несущая способность изгибаемых железобетонных элементов круглого и кольцевого сечения

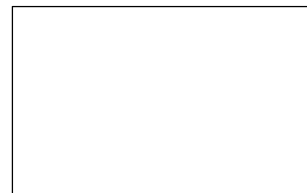


**Рисунок В.5а - Несущая способность изгибаемых железобетонных элементов
круглого и кольцевого сечения (продолжение)**



ҚР НТҚ 02-01-1.1-2011
НТП РК 02-01-1.1-2011

Рисунок В.6 - Несущая способность изгибаемых железобетонных элементов круглого и кольцевого сечения (продолжение)



**Рисунок В.6 - Несущая способность изгибаемых железобетонных элементов круглого
и кольцевого сечения *(продолжение)***

ПРИЛОЖЕНИЕ Д
(информационное)

Д.1 Расчет железобетонных конструкций по прочности сечений, нормальных к продольной оси, по методу предельных усилий (альтернативная модель)

Д.1.1 Общие положения

Д.1.1.1 Расчет железобетонных конструкций по прочности сечений, нормальных к продольной оси, имеющих простую симметричную форму (прямоугольную, тавровую, двутавровую), с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения элемента, выполненного из бетона класса не более С50/60, допускается производить по предельным усилиям с использованием уравнения равновесия всех продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении конструкции, и уравнений равновесия моментов относительно выбранных осей при расчетных сопротивлениях материалов.

Д.1.1.2 Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется при напряжениях, равных расчетному сопротивлению бетона сжатию f_{cd} , умноженному на коэффициент α_{cc} , учитывающий длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и т. д., и принимаемый согласно указаний раздела 6. При этом, сжимающие напряжения считают равномерно распределенными по высоте условной сжатой зоны (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона см. рис.6.3а).

Д.1.1.3 Предельное усилие в арматуре растянутой зоны определяется при напряжениях, равных расчетным сопротивлениям арматуры растяжению при высоте условной сжатой зоны сечения меньше граничной $x_{eff} \leq x_{eff,lim}$ ($x_{eff} = \lambda \cdot x$ см. рис.Д.1). Предельное усилие в арматуре сжатой зоны определяется напряжением, равным расчетному сопротивлению арматуры сжатию, которое принимают равным расчетному сопротивлению арматуры растяжению, но не более напряжений, отвечающих относительным деформациям бетона при осевом сжатии.

Д.1.1.4 Прочность конструкции определяется предельными усилиями в сжатом бетоне, сжатой и растянутой арматуре при высоте условной сжатой зоны сечения меньше граничной и предельными усилиями в сжатом бетоне и сжатой арматуре при высоте условной сжатой зоны больше граничной.

Значения граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_{lim} , при которой предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению f_{yd} , допускается определять по формуле

$$\xi_{lim} = \frac{0,8}{1 + \frac{f_{yd}}{700}} \quad (Д.1)$$

где f_{yd} - в МПа или по [табл. Д.1](#).

Таблица Д.1

Класс арматуры	S400	S500
Значение ξ_{lim}	0,531	0,493

Значение a_{lim}	0,390	0,372
--------------------	-------	-------

Д.1.2 Прямоугольные сечения

Д.1.2.1 Расчет изгибаемых железобетонных элементов прямоугольного сечения (рис.Д.1) следует производить из условия (Д.2)

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (Д.2)$$

$$\text{где } M_{Rd} = f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x) + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2) \quad (Д.3)$$

При этом высоту условной сжатой зоны x следует определять из формулы

$$f_{cd} \cdot b \cdot x = f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ydc} \cdot A_{s2} \quad (Д.4)$$

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ydc} \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b} \quad (Д.5)$$

а) при $\zeta = \lambda \cdot x/d \leq \xi_{lim}$ - из условия

$$M_{Rd} < f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x) + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2) \quad (Д.6)$$

б) при $\zeta = \lambda \cdot x/d > \xi_{lim}$ - из условия

$$M_{Rd} < a_{lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2) \quad (Д.7)$$

где $a_{lim} = \xi_{lim} (1 - 0,5 \xi_{lim})$ или см. табл. Д.1.

Правую часть условия (Д.7) при необходимости можно несколько увеличить путем замены значения a_{lim} на

$$(0,7a_{lim} + 0,3 a_m), \quad (Д.8)$$

где $a_m = \zeta(1 - 0,5\zeta)$, и принимая здесь ζ не более 1.

Если $\lambda \cdot x \leq 0$, прочность проверяют из условия

$$M_{Rd} < f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot (d - c_2) \quad (Д.9)$$

Если вычисленная без учета сжатой арматуры ($A_{s2}=0$) высота сжатой зоны $\beta \cdot x$ меньше $2c_1$, проверяется условие (Д.9), где вместо c_1 подставляется $\beta \cdot x/2$.

Д.1.2.2 Изгибаемые элементы рекомендуется проектировать так, чтобы обеспечить выполнение условия $\zeta \leq \xi_{lim}$. Невыполнение этого условия можно допустить лишь в случаях, когда площадь сечения растянутой арматуры определена из расчета по предельным состояниям эксплуатационной пригодности или принята по конструктивным соображениям.

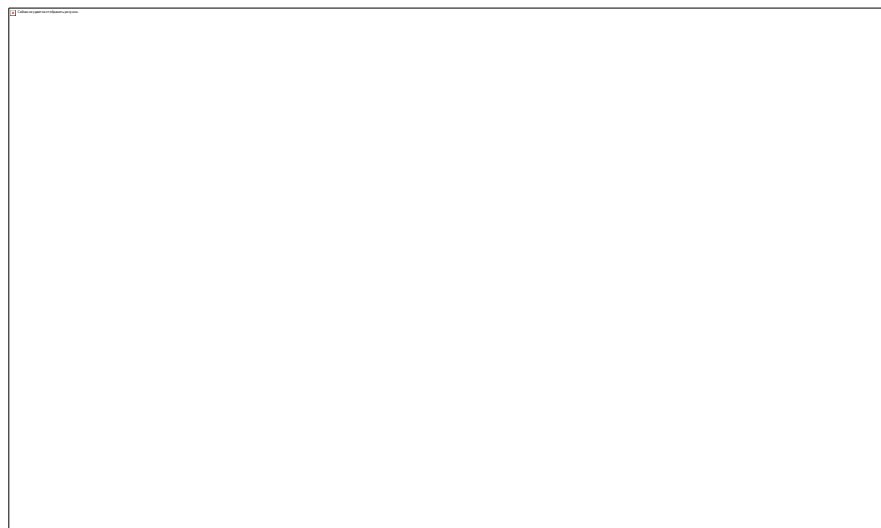


Рис.Д.1 - Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при расчете по прочности

Д.1.2.3 Проверку прочности прямоугольных сечений с одиночной арматурой производят:

при $\lambda \cdot x \leq \xi_{lim} \cdot d$ из условия

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x) \quad (\text{Д.10})$$

где x - высота сжатой зоны, равная $x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b}$; ξ_{lim} - см. [п.Д.1.1.4](#);

при $\lambda \cdot x \geq \xi_{lim} \cdot d$ из условия

$$M_{Rd} \leq a_{lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 \quad (\text{Д.11})$$

где a_{lim} - см. [п.Д.1.1.4](#).

При этом несущую способность можно несколько увеличить, используя рекомендацию п.Д.1.2.1.

Д.1.2.4 Подбор продольной арматуры производят следующим образом.

Вычисляют значение

$$a_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (\text{Д.12})$$

При условии, что $a_m < a_{lim}$, сжатая арматура по расчету не требуется, из формулы (Д.15) определяют плечо внутренней пары сил $z = \eta \cdot d$, а площадь арматуры в растянутой зоне определяют из условия

$$M_{Rd} = F_{st} \cdot z = f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot z \quad (\text{Д.13})$$

отсюда при $M_{Ed} = M_{Rd}$,

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} \quad (\text{Д.14})$$

Коэффициент η определяется по формуле

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{a_m}{2}} \quad (\text{Д.15})$$

или по формуле

$$A_{s1} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot (1 - \sqrt{1 - 2a_m})}{f_{yd}} \quad (\text{Д.16})$$

Если $a_m > a_{lim}$, требуется увеличить сечение или повысить класс бетона, или установить сжатую арматуру согласно п. Д.1.2.5.

Д.1.2.5 Площади сечения растянутой A_{s1} и сжатой A_{s2} арматуры, соответствующие минимуму их суммы, если по расчету требуется сжатая арматура (см. п.Д.1.2.4), определяют по формулам:

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - a_{lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{yd} \cdot (d - c_2)} \quad (\text{Д.17})$$

$$A_{s1} = \frac{\zeta_{lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} + A_{s2} \quad (\text{Д.18})$$

где ζ_{lim} и a_{lim} см. табл. Д.1.

Если значение принятой площади сечения сжатой арматуры A_{s2} значительно превышает значение, вычисленное по формуле (Д.17), площадь сечения растянутой арматуры можно несколько уменьшить по сравнению с вычисленной по формуле (Д.18), используя формулу

$$A_{s1} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2a_m})}{f_{yd}} + A_{s2} \quad (\text{Д.19})$$

где $a_m = \frac{M_{Ed} - f_{ydc} A_{s2} \cdot (d - c_2)}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \geq 0$.

При этом должно выполняться условие $a_m < a_{lim}$ (см. табл.Д.1).

Д.1.3 Тавровые и двутавровые сечения

Д.1.3.1 Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне (тавровых, двутавровых и т.п.), производят в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница проходит в полке ([рис. Д.2.а](#)), т.е. соблюдается условие

$$f_{yd} \cdot A_{s1} \leq f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f + f_{ydc} \cdot A_{s2} \quad (\text{Д.20})$$

расчет производят по пп.Д.1.2.1 и Д.1.2.4 как для прямоугольного сечения шириной b'_f

б) если граница проходит в ребре ([рис.Д.2.б](#)), т.е. условие (Д.20) не соблюдается, расчет производят из условия:

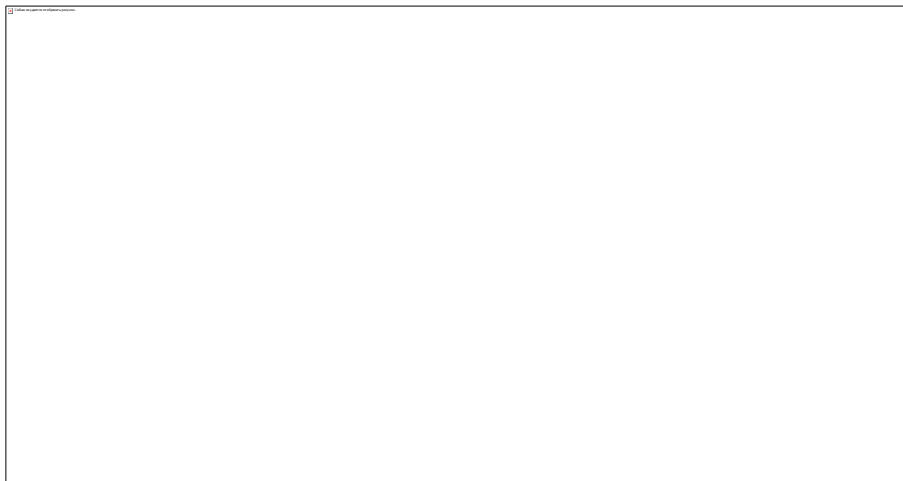


Рис.Д.2 - Положение границы сжатой зоны в тавровом сечении изгибаемого железобетонного элемента a - в полке; b - в ребре

$$M_{Rd} \leq f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x) + f_{cd} \cdot A_{ov} \cdot (d - 0,5h'_f) + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2), \quad (Д.21)$$

где A_{ov} - площадь сечения свесов полки, равная $(b'_f - b)h'_f$, при этом высоту сжатой зоны определяют по формуле

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ydc} \cdot A_{s2} - f_{cd} \cdot A_{ov}}{f_{cd} \cdot b} \quad (Д.22)$$

и принимают не более $\zeta_{lim} \cdot d$ (см. [табл. Д.1](#)).

Если $\lambda \cdot x > \zeta_{lim} \cdot d$ условие (Д.21) можно записать в виде

$$M_{Rd} \leq a_{lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{cd} \cdot A_{ov} \cdot (d - 0,5 \cdot h'_f) + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2) \quad (Д.23)$$

где a_{lim} - см. [табл.Д.1](#).

ПРИМЕЧАНИЯ

1 При переменной высоте свесов полки допускается принимать значение h'_f равным средней высоте свесов.

2 Ширина сжатой полки b'_f , вводимая в расчет, не должна превышать величин, указанных в п. Д.1.3.4.

Д.1.3.2 Требуемую площадь сечения сжатой арматуры определяют по формуле

$$A_{s2} = \frac{M_{Rd} - a_{lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 - f_{cd} \cdot A_{ov} \cdot (d - 0,5h'_f)}{f_{ydc} \cdot (d - c_2)} \quad (Д.24)$$

где a_{lim} - см. [табл. Д.1](#); $A_{ov} = (b'_f - b) \cdot h'_f$.

При этом должно выполняться условие $h'_f \leq \zeta_{lim} \cdot d$. В случае, если $h'_f > \zeta_{lim} \cdot d$, площадь сечения сжатой арматуры определяют как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f$ по формуле (Д.17).

Д.1.3.3 Требуемую площадь сечения растянутой арматуры определяют следующим образом:

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

$$M_{Rd} \leq f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (d - 0,5h'_f) + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2) \quad (Д.25)$$

площадь сечения растянутой арматуры определяют как для прямоугольного сечения шириной b'_f согласно [п.Д.1.2.4](#) и [п.Д.1.2.5](#);

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре, т.е. условие (Д.25) не соблюдается, площадь сечения растянутой арматуры определяют по формуле

$$A_{s1} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot (1 - \sqrt{1 - 2a_m}) + f_{cd} \cdot A_{ov} + f_{ydc} \cdot A_{s2}}{f_{yd}} \quad (Д.27)$$

Где

$$a_m = \frac{M_{Rd} - f_{cd} \cdot A_{ov} \cdot (d - 0,5h'_f) - f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2)}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \quad (Д.28)$$

При этом должно выполняться условие $a_m < a_{lim}$ (см. табл.Д.1).

Д.1.3.4 Значение b'_f вводимое в расчет, принимают 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 $h'_f \geq 0,1h - 1/2$ расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер (или при расстояниях между ними, больших, чем расстояния между продольными ребрами) и при $h'_f < 0,1h - 6h'_f$;

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 учитывают.

Примеры расчета. Изгибаемые железобетонные элементы прямоугольного сечения

Пример Д1

Дано: Прямоугольное сечение с размерами $b = 300$ мм, $h = 600$ мм; $c_1 = 40$ мм; Бетон нормальный класса С12/15 ($f_{ck} = 12$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 12 / 1,5 = 6,8$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа). Изгибающий момент, действующий в сечении $M_{Ed} = 150$ кН·м.

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. $d = 600 - 40 = 560$ мм. Подбор продольной арматуры производим согласно Д.1.2.4. По формуле (Д.12) вычисляем значение a_m

$$a_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{150 \cdot 10^6}{6,8 \cdot 300 \cdot 560^2} = 0,235$$

По [табл. Д.1](#). находим $a_{lim} = 0,372$. Так как $a_m = 0,235 < a_{lim} = 0,372$, растянутая арматура достигла предельных деформаций.

Тогда находим

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{a_m}{2}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - 0,118} = 0,863.$$

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры определяем по формуле (Д.14)

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{150 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,863 \cdot 560} = 713 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4Ø16 S500 ($A_{s1} = 804,2 \text{ мм}^2$).

Выполняем расчет с использованием формулы (Д.16)

$$A_{s1} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot a_m})}{f_{yd}} = \frac{6,8 \cdot 300 \cdot 560 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,235})}{435} = 714 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4Ø16 S500 ($A_{s1} = 804,2 \text{ мм}^2$).

Пример Д2

Дано: Прямоугольное сечение с одиночной арматурой с размерами $b = 300$ мм, $h = 500$ мм; $c_1 = 35$ 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, $\alpha_{cc} = 0,85$). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа). На балку приложены переменная равномерно распределенная нагрузка $q_k = 30$ кН/м и постоянная $g_k = 45$ кН/м (рис. Д.2а).

Требуется: Определить площадь продольной арматуры.

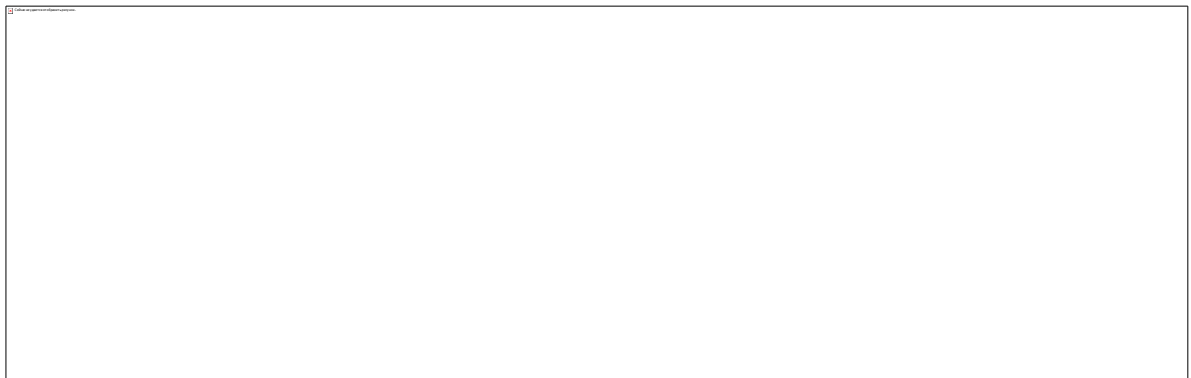


Рис.Д.2 а - К примеру, Д2

Решение. Изгибающий момент, действующий в сечении

$$M_{Ed} = 0,125 \cdot (\gamma_g \cdot g_k + \gamma_q \cdot q_k) \cdot l^2 = 0,125 \cdot (1,35 \cdot 45 + 1,5 \cdot 30) \cdot 4,5^2 = 268 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_{Eds} = M_{Ed} = 268 \text{ кН} \cdot \text{м} \quad (N_{Ed} = 0)$$

Рабочая высота $d = 500 - 35 = 465$ мм. Подбор продольной арматуры производим согласно Д.1.2.4. По формуле (Д.12) вычисляем значение a_m

$$a_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{268 \cdot 10^6}{11,3 \cdot 300 \cdot 465^2} = 0,366$$

По [табл. Д.1](#). находим $a_{lim} = 0,372$. Так как $a_m = 0,366 < a_{lim} = 0,372$, растянутая арматура достигла предельных деформаций.

Тогда находим

$$\eta = \frac{z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{a_m}{2}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - 0,183} = 0,759$$

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры определяем по формуле (Д.14)

$$A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot z} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{268 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,759 \cdot 465} = 1746 \text{ мм}^2.$$

Принимаем: 4Ø25 S500 ($A_{st} = 1964 \text{ мм}^2$).

Выполняем расчет с использованием формулы (Д.16)

$$A_{s1} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot a_m})}{f_{yd}} = \frac{11,3 \cdot 300 \cdot 465 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,366})}{435} = 1748 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4Ø25 S500 ($A_{s1} = 1964 \text{ мм}^2$).

Пример Д3

Дано: Прямоугольное сечение с размерами $b = 300 \text{ мм}$, $h = 800 \text{ мм}$; $c_1 = 70 \text{ мм}$; Бетон нормальный класса C12/15 ($f_{ck} = 12 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 12 / 1,5 = 6,8 \text{ МПа}$, $\alpha_{cc} = 0,85$). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500 \text{ МПа}$, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$), $A_{s1} = 1964 \text{ мм}^2$. Изгибающий момент $M_{Ed} = 500 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. $d = 800 - 70 = 730$. Проверку прочности производим согласно п. [Д.1.2.3](#):

Определим значение x :

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1}}{f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 1964}{11,3 \cdot 300} = 252 \text{ мм}$$

По [табл. Д.1](#) находим $\zeta_{lim} = 0,493$. Так как, $\zeta = \frac{\lambda \cdot x}{d} = \frac{0,8 \cdot 252}{730} = 0,276 < \zeta_{lim}$

проверяем условие (Д.10):

$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s1} (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x) = 435 \cdot 1964 \cdot (730 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 276) = 529 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 529 \text{ кН} \cdot \text{м}$
 $> M_{Ed} = 500 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

т.е. прочность сечения обеспечена.

Пример Д4

Дано: Прямоугольное сечение с размерами $b = 300 \text{ мм}$, $h = 800 \text{ мм}$; $c_1 = 50 \text{ мм}$. Бетон нормальный класса C12/15 ($f_{ck} = 12 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 12 / 1,5 = 6,8 \text{ МПа}$, $\alpha_{cc} = 0,85$). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500 \text{ МПа}$, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$), $A_{s1} = 2945 \text{ мм}^2$. Изгибающий момент $M_{Ed} = 780 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется: определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. $d = h - c_1 = 800 - 50 = 750 \text{ мм}$. Требуемую площадь продольной арматуры определяем согласно [п.Д.1.2.4](#). По формуле (Д.12) находим значение a_m :

$$a_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{780 \cdot 10^6}{6,8 \cdot 300 \cdot 750^2} = 0,679$$

Так как $a_m = 0,679 > a_{lim} = 0,372$ (см. [табл. Д.1](#)), при заданных размерах сечения и класса бетона необходима сжатая арматура.

Принимая $c_2 = 30 \text{ мм}$ и $\zeta_{lim} = 0,493$ (см. [табл. Д.1](#)), по формулам (Д.17) и (Д.18) определим необходимую площадь сечений сжатой и растянутой арматуры:

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - a_{lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{ydc} \cdot (d - c_2)} = \frac{780 \cdot 10^6 - 0,372 \cdot 6,8 \cdot 300 \cdot 750^2}{435(750 - 30)} = 1127 \text{ мм}^2$$

$$A_{s1} = \frac{\zeta_{lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d}{f_{yd}} + A_{s2} = \frac{0,493 \cdot 6,8 \cdot 300 \cdot 750}{435} + 1127 = 2861 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $A_{s2} = 1140 \text{ мм}^2$ (3Ø22); $A_{s1} = 3217 \text{ мм}^2$ (4Ø32).

Пример Д5

Дано: Прямоугольное сечение с размерами $b = 300 \text{ мм}$, $h = 700 \text{ мм}$; $c_1 = 50 \text{ мм}$; $c_2 = 30 \text{ мм}$. Бетон нормальный класса C25/30 ($f_{ck} = 25 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 25 / 1,5 = 14,2 \text{ МПа}$, $\alpha_{cc} = 0,85$). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500 \text{ МПа}$, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$), площадь сечения сжатой арматуры $A_{s2} = 942 \text{ мм}^2$ (3Ø20); изгибающий момент $M_{Ed} = 618 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется определить площадь сечения растянутой арматуры.

Расчет. $d = 700 - 50 = 650 \text{ мм}$. Расчет производим с учетом наличия сжатой арматуры согласно п.Д.1.2.5.

Вычисляем значение a_m :

$$a_m = \frac{M_{Ed} - f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2)}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{580 \cdot 10^6 - 435 \cdot 942 \cdot (650 - 30)}{14,2 \cdot 300 \cdot 650^2} = 0,181.$$

Так как $a_m = 0,181 < a_{lim} = 0,372$ (см. табл. Д.1), необходимую площадь растянутой арматуры определяем по формуле (Д.19)

$$A_{s1} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot a_m})}{f_{yd}} + A_{s2} = \frac{14,2 \cdot 300 \cdot 650 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,181})}{435} + 942$$

$$= 2222 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 3Ø32 ($A_{s1} = 2413 \text{ мм}^2$).

Пример Д6

Дано: Прямоугольное сечение размерами $b = 300 \text{ мм}$, $h = 700 \text{ мм}$; $c_1 = 70 \text{ мм}$; $c_2 = 30 \text{ мм}$. Бетон нормальный класса C20/25 ($f_{ck} = 20 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 20 / 1,5 = 11,3 \text{ МПа}$, $\alpha_{cc} = 0,85$). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500 \text{ МПа}$, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$); площадь сечения растянутой арматуры $A_{s1} = 4826 \text{ мм}^2$ (6Ø32), сжатой - $A_{s2} = 339 \text{ мм}^2$ (3Ø12); изгибающий момент $M_{Ed} = 600 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Требуется: проверить прочность сечения.

Расчет: $d = 700 - 70 = 630 \text{ мм}$. Проверку прочности сечения производим согласно п.Д.1.2.1.

По формуле (Д.5) определяем высоту сжатой зоны x :

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{ydc} \cdot A_{s2}}{f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot (4826 - 339)}{11,3 \cdot 300} = 461$$

$$\zeta = \frac{\lambda \cdot x}{d} = \frac{0,8 \cdot 461}{630} = 0,585 > \zeta_{lim} = 0,493.$$

По табл. Д.1 находим $\zeta_{lim} = 0,493$ и $a_{lim} = 0,372$. Так как, прочность сечения проверяем из условия (Д.7):

$$M_{Rd} < a_{lim} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2 + f_{ydc} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_2) \\ = 0,372 \cdot 11,3 \cdot 300 \cdot 630^2 + 435 \cdot 339(630 - 30) = 589 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} \\ = 589 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Ed} = 600 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

т.е. прочность согласно этому условию не обеспечена. Уточним правую часть условия (Д.7) путем замены значения a_{lim} на $(0,7a_{lim} + 0,3a_m)$, где

$$a_m = \zeta(1 - 0,5\zeta) = 0,585(1 - 0,5 \cdot 0,585) = 0,414:$$

$$(0,7 \cdot 0,372 + 0,3 \cdot 0,414) \cdot 11,3 \cdot 300 \cdot 630^2 + 435 \cdot 339 \cdot 600 = 605,9 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 605,9 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} \\ = 600 \text{ кН} \cdot \text{м}, \text{ т.е. прочность обеспечена.}$$

Примеры расчета. Тавровые и двутавровые сечения

Пример Д7

Дано: Тавровое сечение с размерами $b'_f = 1500$ мм, $h'_f = 50$ мм, $b = 200$ мм, $h = 400$ мм; $c_1 = 80$ мм. Бетон нормальный класса С25/30 ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 25 / 1,5 = 14,2$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа); изгибающий момент $M_{Ed} = 260$ кН·м.

Требуется: определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. $d = 400 - 80 = 320$ мм. Расчет производим согласно п. Д.1.3.3 в предположении, что сжатая арматура по расчету не требуется.

Проверим условие (Д.25), принимая $A_{s2} = 0$:

$$f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (d - 0,5h'_f) = 14,2 \cdot 1500 \cdot 50 \cdot (320 - 0,5 \cdot 50) = 314,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 314,2 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} = 260 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

т.е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f = 1500$ мм согласно п. Д.1.2.4.

Вычисляем значение

$$a_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{260 \cdot 10^6}{14,2 \cdot 1500 \cdot 320^2} = 0,119 < a_{lim} = 0,372$$

(см. табл.7.4) т.е. сжатая арматура действительно по расчету не требуется.

Площадь сечения растянутой арматуры вычисляем по формуле (Д.16)

$$A_{s1} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot (1 - \sqrt{1 - 2a_m})}{f_{yd}} = \frac{14,2 \cdot 1500 \cdot 320 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,119})}{348} = 2489 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $4\varnothing 32$ ($A_{s1} = 3217 \text{ мм}^2$).

Пример Д7а

Дано: Тавровое сечение с одиночной арматурой, геометрические размеры которого показаны на рис. 7.6б. 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, $\alpha_{cc} = 0,85$). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа). На балку приложены переменная равномерно распределенная нагрузка $q_k = 30$ кН/м и постоянная $g_k = 50$ кН/м.

Требуется: Определить площадь поперечного сечения растянутой арматуры.

Решение: Вычислим $M_{Ed,max} = 0,125 \cdot (1,35 \cdot 50 + 1,50 \cdot 30) \cdot 7,5^2 = 791 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Эффективная ширина таврового сечения $b_{eff} = b_w = 2 \cdot (0,2 \cdot b_i + l_o/10) = 2 \cdot (0,2 \cdot 2,0 + 7,5/10) = 2,60$ м.

$d = 600 - 70 = 530$ мм. Расчет производим согласно п. Д.1.3.3 в предположении, что сжатая арматура по расчету не требуется.

Проверим условие (Д.25), принимая $A_{s2} = 0$:

$$f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f (d - 0,5h'_f) = 17 \cdot 2600 \cdot 150 \cdot (530 - 0,5 \cdot 150) = 3017 \cdot 10^6 \text{ Н}\cdot\text{м} = 3017 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Ed} = 791 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

т.е. граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет производим как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f = b_{eff} = 2600$ мм согласно п.Д.1.2.4.

Рис.Д.2б - К примеру, Д7а

Вычисляем значение

$$a_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{791 \cdot 10^6}{17 \cdot 2600 \cdot 530^2} = 0,064 < a_{lim} = 0,370$$

(см. табл.Д.1) т.е. сжатая арматура действительно по расчету не требуется.

Площадь сечения растянутой арматуры вычисляем по формуле (7.28)

$$A_{S1} = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot (1 - \sqrt{1 - 2a_m})}{f_{yd}} = \frac{17 \cdot 2600 \cdot 530 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,064})}{435} = 3554 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $A_{S1} = 3645 \text{ мм}^2$ ($2\emptyset 36 + 2\emptyset 32$) S500.

Пример Д8

Дано: Тавровое сечение с размерами $b'_f = 400$ мм, $h'_f = 120$ мм, $b = 200$ мм, $h = 600$ мм; $c_1 = 65$ мм. Бетон нормальный класса С12/15 ($f_{ck} = 12$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 12 / 1,5 = 6,8$ МПа, $\alpha_{cc} = 0,85$). Арматура класса S500 ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа). Изгибающий момент $M_{Ed} = 210$ кН·м.

Требуется: определить площадь сечения растянутой арматуры.

Расчет: $d = 600 - 65 = 535$ мм. Расчет производим согласно п. Д.1.3.3 в предположении, что сжатая арматура по расчету не требуется.

Так как

$$f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (d - 0,5h'_f) = 6,8 \cdot 400 \cdot 120 \cdot (535 - 0,5 \cdot 120) = 155 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 155 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{Ed} = 210 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

граница сжатой зоны проходит в ребре и площадь сечения растянутой арматуры определим по формуле (Д.26), принимая площадь сечения свесов равной $A_{0v} = (b'_f - b)h'_f = (400 - 200) \cdot 120 = 24000 \text{ мм}^2$. Вычисляем значение a_m при $A_{S2} = 0$

$$a_m = \frac{M_{Ed} - f_{cd} \cdot A_{0v} \cdot (d - 0,5h'_f)}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{210 \cdot 10^6 - 6,8 \cdot 24000 \cdot (535 - 0,5 \cdot 120)}{6,8 \cdot 200 \cdot 535^2} = 0,340 < \zeta_{lim} \quad (\text{см. табл. Д.1}).$$

следовательно, сжатая арматура не требуется.

$$\begin{aligned} A_{S1} &= \frac{f_{cd} \cdot b \cdot d \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot a_m}) + f_{cd} \cdot A_{0v}}{f_{yd}} \\ &= \frac{6,8 \cdot 200 \cdot 535 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,340}) + 6,8 \cdot 24000}{435} = \frac{316007 + 163200}{435} \\ &= 1102 \text{ мм}^2 \end{aligned}$$

Принимаем $3\emptyset 22$ ($A_{S1} = 1140 \text{ мм}^2$).

Пример Д9

Дано: Тавровое сечение с размерами $b'_f = 400$ мм, $h'_f = 100$ мм, $b = 200$ мм, $h = 600$ мм; $c_1 = 70$ 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, $\alpha_{cc} = 0,85$). Арматура класса S400 ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа); площадь сечения растянутой арматуры $A_{S1} = 1521 \text{ мм}^2$ ($4\emptyset 22$), сжатой - $A_{S2} = 0,0$; изгибающий момент $M_{Ed} = 240$ кН·м.

Требуется: проверить прочность сечения.

Расчет: $d = 600 - 70 = 530$ мм. Проверку прочности производим согласно п. Д.1.3.1 принимая $A_{S2} = 0,0$.

$$\text{Так как } f_{yd} \cdot A_{S1} = 348 \cdot 1521 = 529308 \text{ Н} > f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f = 11,3 \cdot 400 \cdot 100 = 452000 \text{ Н},$$

граница сжатой зоны проходит в ребре, и прочность сечения проверяем из условия (Д.21).

Для этого по формуле (Д.22) определим высоту сжатой зоны, приняв площадь свесов равной $A_{0v} = (b'_f - b)h'_f = (400 - 200) \cdot 100 = 20000 \text{ мм}^2$

$$x = \frac{f_{yd}A_{s1} - f_{cd} \cdot A_{0v}}{f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 1521 - 11,3 \cdot 20000}{11,3 \cdot 200} = \frac{661635 - 226000}{2260} = 193 \text{ мм}$$
$$< \xi_{lim} \cdot d = 0,493 \cdot 530 = 262 \text{ мм}$$

(где ξ_{lim} найдено из табл. Д.1).

$$f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x(d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x) + f_{cd} \cdot A_{0v}(d - 0,5 \cdot h'_f)$$
$$= 11,3 \cdot 200 \cdot 0,8 \cdot 193(530 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot 193) + 11,3 \cdot 20000$$
$$\cdot (530 - 0,5 \cdot 100) = 266,5 \cdot 10^6 \text{ Н мм} = 266,5 \text{ кН} \cdot \text{м} > 240 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

т.е. прочность сечения обеспечена.