

С.В. Шокот

СПРАВОЧНИК КОНСТРУКТОРА

с примерами и разъяснениями

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ НЕСУЩИХ СИСТЕМ

ЖИЛЫЕ И АДМИНИСТРАТИВНЫЕ ЗДАНИЯ

в несейсмических районах

и районах без вечномерзлых грунтов

ЧАСТЬ 7

ДЕТАЛЬНЫЙ РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТ

ISBN 978-5-6054300-7-0

© С.В. Шокот, 2026

Москва
Издатель С.В. Шокот
2026

УДК 624.012

ББК 38.53

Ш 78

Шокот Святослав Вячеславович.

Ш 78 Справочник конструктора с примерами и разъяснениями. Расчет и конструирование монолитных железобетонных несущих систем. Жилые и административные здания в несейсмических районах и районах без вечномерзлых грунтов: [в 15 частях] : справочник / С.В. Шокот – Москва: Издатель С.В. Шокот, 2026. – URL: https://дом-жбк.рф/Части-справочника/. – Загл. с титул. экрана. – Текст : электронный.

ISBN 978-5-6054300-0-1

Ч.7.: Детальный расчет и конструирование плит. –2026 – Текст : электронный.

ISBN 978-5-6054300-7-0 (ч.7)

Справочник содержит материалы для проектирования железобетонных монолитных зданий. Справочник систематизирует опыт конструирования и расчетов. Систематизация произведена путем сведения в справочные таблицы и пошаговые инструкции. Справочник написан при использовании нормативных документов России.

Минимальные системные требования для воспроизведения электронного издания: Процессор с тактовой частотой 1.5ГГц и выше, Windows XP/Vista/7/8/8.1/10/11, 1 ГБ ОЗУ, 500Мб свободного пространства на жестком диске; программа для чтения файлов формата PDF.

Справочное электронное издание

© С.В. Шокот, 2026

Издание публикуется в авторской редакции

Техническая обработка и подготовка материалов С.В. Шокота

Для создания электронного издания использовано:

Microsoft Word 2010, ПО Adobe Acrobat

Дата размещения первой редакции на сайте: 18.05.2025.

Издатель С.В. Шокот.

E-mail: 12345slava54321@mail.ru; https://дом-жбк.рф/.

Справочник конструктора с примерами и разъяснениями. Расчет и конструирование монолитных железобетонных несущих систем. Жилые и административные здания в несейсмических районах и районах без вечномерзлых грунтов: [в 15 частях] : справочник / С.В. Шокот – Москва: Издатель С.В. Шокот, 2026. – URL: https://дом-жбк.рф/Части-справочника/. - Загл. с титул. экрана. — Текст : электронный.

ISBN 978-5-6054300-0-1

Дата выпуска первой редакции: 18.05.2025.

Ч.1.: Компоновка конструктивной системы. –2026 – Текст : электронный.

ISBN 978-5-6054300-1-8 (ч.1)

Ч.2.: Построение геометрии расчетной модели и назначение жесткостей элементов. –2026 – Текст : электронный.

ISBN 978-5-6054300-2-5 (ч.2)

Ч.3.: Сбор и приложение нагрузок. Рсу и Рсн. учет этапности возведения. –2026 – Текст : электронный.

ISBN 978-5-6054300-3-2 (ч.3)

Ч.4.: Назначение параметров для подбора сечений. –2026 – Текст : электронный.

ISBN 978-5-6054300-4-9 (ч.4)

Ч.5.: Основание здания. Плитный фундамент. Свайный фундамент. –2026 – Текст : электронный.

ISBN 978-5-6054300-5-6 (ч.5)

Ч.6.: Расчеты и проверки конструкций на начальном этапе. –2026 – Текст : электронный.

ISBN 978-5-6054300-6-3 (ч.6)

Ч.7.: Детальный расчет и конструирование плит. –2026 – Текст : электронный.

ISBN 978-5-6054300-7-0 (ч.7)

Ч.8.: Детальный расчет и конструирование колонн и пилонов. –2026 – Текст : электронный.

ISBN 978-5-6054300-8-7 (ч.8)

Ч.9.: Детальный расчет и конструирование стен. –2026 – Текст : электронный.

ISBN 978-5-6054300-9-4 (ч.9)

Ч.10.: Детальный расчет и конструирование фундаментных плит и ростверков. –2026 – Текст : электронный.

ISBN 978-5-6054301-0-0 (ч.10)

Ч.11.: Детальный расчет и конструирование свай. –2026 – Текст : электронный.

ISBN 978-5-6054301-1-7 (ч.11)

Ч.12.: Детальный расчет и конструирование лестниц и лестничных площадок. -2026 – Текст : электронный.

ISBN 978-5-6054301-2-4 (ч.12)

Ч.13.: Расчет конструкций с учетом нелинейности. –2026 – Текст : электронный.

ISBN 978-5-6054301-3-1 (ч.13)

Ч.14.:Расчет конструкций на прогрессирующее обрушение. –2026 – Текст : электронный.

ISBN 978-5-6054301-6-2 (ч.14)

Ч.15.:Расчет огнестойкости конструкций. –2026 – Текст : электронный.

ISBN 978-5-6054301-7-9 (ч.15)

Содержание

		Стр.
	Термины и определения	6
1.	Расчетные подходы	7
2.1.	Конструктивные требования к армированию и защитным слоям	10
2.2.	Конструктивные требования к бетону	18
3.	Общие положения и возможные ошибки при расчете	19
4.	Продольное армирование плит	20
5.	Поперечное армирование плит	31
6.	Продольное армирование балок	52
7.	Поперечное армирование балок	61
8.	Конструктивное армирование балок	69
9.	Жесткие стыки монолитных конструкций	72
10.	Шарнирные стыки монолитных конструкций	87
11.	Обрамление и усиление отверстий	91
12.	Радиусы и диаметры оправки (загиба)	97
13.	Упорный стык (лобовой упор) плит	101
14.	Рабочие швы	103
15.	Поддерживающие элементы в плитах	106
	Библиография	109
	Приложение А. Принципы анкеровки и нахлестки	112
	Приложение Б. Сварные соединения	119
	Приложение В. Муфтовые соединения и изделия	125
	Приложение Г. Площадь арматуры	132
	Приложение Д. Минимальная оправка(загиб) арматуры	135

Термины и определения:

Рекомендуемое значение автором (р.з.А.) – не обязательное к выполнению значение. Данное значение получено исходя из массового проектирования аналогичных объектов и обобщения многочисленных требований норм в запас надежности.

Рекомендуемое значение нормами (р.з.Н.) – не обязательное к выполнению значение по нормам.

Минимальное/максимальное значение (формулировки не менее/не более) – обязательное к выполнению значение.

Проверка «вручную» - термин, означающий, что необходимо взять усилия из программного комплекса и проверить сечение сателлитом.

Сателлит – это подпрограмма, которая автоматически проверяет сечение по усилиям, взятым из программы.

1. Расчетные подходы

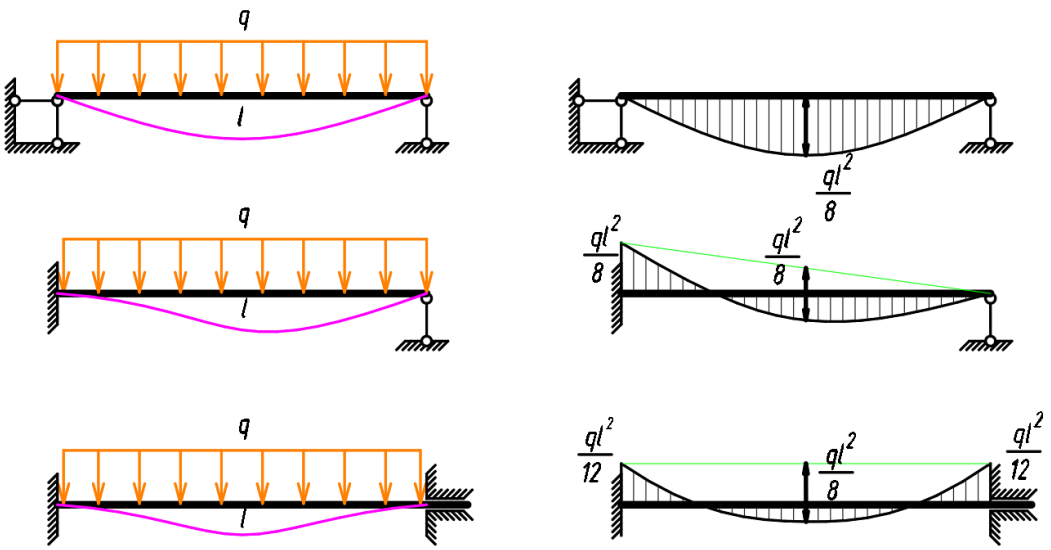
Результаты подбора армирования перекрытия зависят от:

1) нагрузки и пролета

Понятно, что момент $M = \frac{ql^2}{8}$ будет распределяться между опорой и пролетом в зависимости от степени защемления на опоре. Но в любом случае $\frac{ql^2}{8}$ останется.

q - равномерно распределенная нагрузка

l – длина пролета



2) толщины плиты, величины пролета и смещения опор.

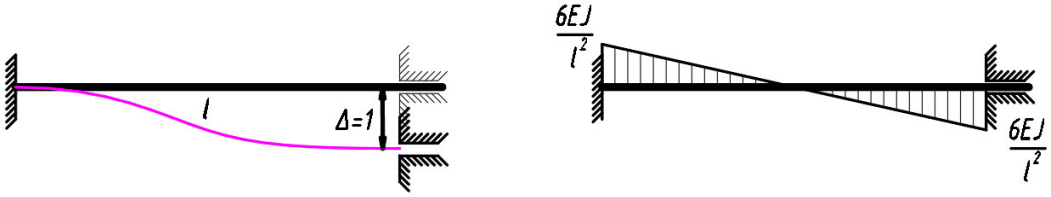
За смещение опор отвечают осадки здания и сжимаемость опор(на сколько сильно сожмутся колонны и стены).

Эффект от смещения опор в плите будет тем больше, чем больше относительная разность осадок в опорах.

Эффект от смещения опор в плите будет меньше с увеличением пролета, поскольку будет больше «свободы» деформаций.

Эффект от смещения опор в плите будет больше с увеличением толщины, поскольку будет меньше «свободы» деформаций.

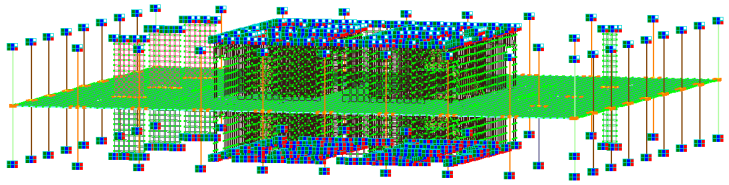
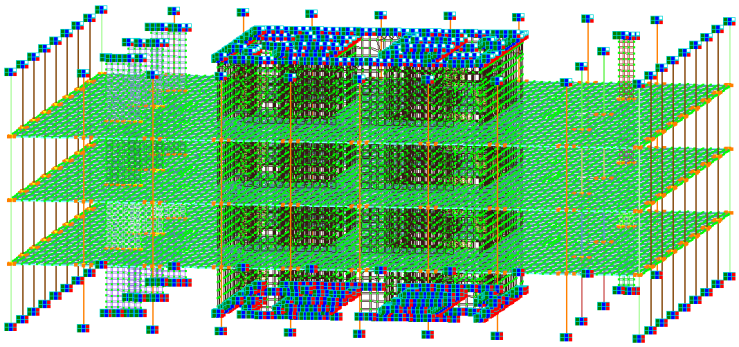
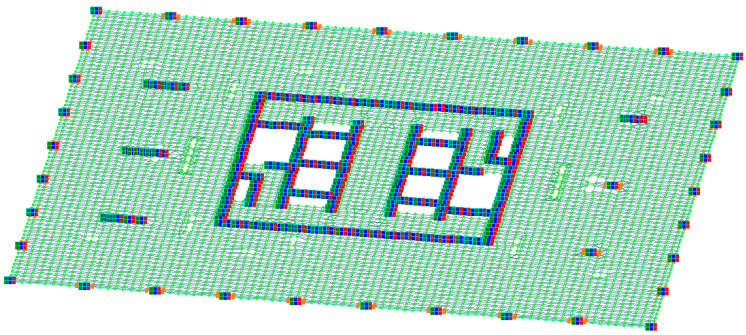
От автора: классический шаг вертикальных конструкций 6 м является оптимальным для снижения фактора смещения опор: перекрытие достаточно «свободно» деформируется.



Справочная таблица 1.1. Методики расчета

№ п/п	Описание метода расчета	Рекомендации по применению
1	Расчет **вырезанного** перекрытия. Это первичная проверка перекрытия. Позволяет оценить достаточность толщины по условиям прогибов. Сжимаемость вертикальных конструкций и относительная разность осадок не учитываются.	Первичные расчеты любых перекрытий зданий любой этажности. Для зданий высотой до 30м допустимо армировать по данной схеме. От автора: если перекрытие заармировано по данной схеме, то перекрытие будет стоять, возможно с трещинами и пластическими шарнирами от неполного учета разницы деформаций. Рекомендовано заложить запас минимум 15%.
2	Расчет перекрытия в схеме созданной **«единомоментно».** Для высотных зданий с ядром жесткости наблюдается картина: - в самом низу у фундаментной плиты осадка максимальная у ядра. Перекрытия при этом в зоне у ядра тянет вниз. На ядре момент в перекрытии падет, а на вертикальных конструкциях идущих по периметру здания растет. - при рассмотрении перекрытий выше и выше наблюдается, что влияние осадки снижается, это происходит из-за того, что вертикальные конструкции по периметру здания имеют большую сжимаемость, чем конструкции ядра. Наблюдается картина, что на ядре момент в перекрытии растет, а на вертикальных конструкциях идущих по периметру здания падает.	Для зданий с ядром жесткости высотой до 75м допустимо армировать по данной схеме. Для зданий высотой до 100м с отсутствием ярко выраженного ядра жесткости допустимо армировать по данной схеме.
3	Расчет плиты перекрытия в схеме созданной в системе **«монтаж».** Монтаж позволяет несколько снизить эффект «перетекания» момента для верхних этажей и приблизить схему к «расчету вырезанного перекрытия» (схема №1). В данном расчете снижается эффект разной сжимаемости вертикальных конструкций.	Для любых зданий.

Справочная таблица 1.2. Методика расчета вырезанного перекрытия

Методика расчета	Примечания
Перекрытие вырезается с вертикальными конструкциями над и под ним. Нижние вертикальные конструкции закрепляют жестко по всем направлениям: X,Y,Z,UX,UY,UZ. Верхние вертикальные конструкции закрепляют жестко, но без связи Z. Это делается для простоты определения усилия продавливания. 	Самая распространенная схема вырезания. Дает удовлетворительный результат.
Создается несколько типовых этажей. Нижние вертикальные конструкции закрепляют жестко по всем направлениям: X,Y,Z,UX,UY,UZ. Верхние вертикальные конструкции закрепляют жестко, но без связи Z. Это делается для простоты определения усилия продавливания. 	Немного точнее чем вырезание одиночного перекрытия.
Создается конструкция только перекрытия. В местах вертикальных конструкций на перекрытие накладываются связи по всем направлениям: X,Y,Z,UX,UY,UZ. 	Наименее точный результат. Защемление на опорах дает, как правило, заниженное армирование. Нет учета жесткости вертикальных конструкций, т.е. программа считает что все вертикальные конструкции одинаковые (бесконечно жесткие).

2.1 Конструктивные требования к армированию и защитным слоям

Процент армирования (по п.10.3.6 СП 63):

$$\mu_s = \frac{A_s}{b h_0}$$

A_s –площадь сечения продольной растянутой арматуры, а также сжатой, если она требуется по расчету,

b – ширина прямоугольного сечения или ширины ребра таврового (двутаврового) сечения

h_0 – рабочая высота сечения.

Справочная таблица 2. Минимальный процент армирования

№ п/п	Конструкция	Минимальный процент продольного армирования у растянутой грани $\mu_{s,min}$	Максимальный процент армирования
1	Балки	0,1% (по п 10.3.6. СП 63)	**Не более 5%** в местах без перехлеста На участках в местах перехлеста арматуры не более 10% (п. 5.2.9., 5.2.11 СП 430.) **Не более 3,5%** – р.з.А. (при больших значениях возникают проблемы с размещением арматуры и с соблюдением минимальных расстояний между стержнями)
2	Плиты	0,1% (по п 10.3.6. СП 63)	
3	Плита покрытия	0,1% (по п 10.3.6. СП 63)	
4	Плита покрытия стилобата	0,1% (по п 10.3.6. СП 63)	

Справочная таблица 3. Требуемое минимальное армирование плит перекрытия и покрытий

Толщина плиты перекрытия, мм	Расчетная высота h_0, см	Минимальный процент Армирования $\mu_{s,min}$	Требуемая площадь армирования у растянутой грани, см² на 1 пог. м ($b = 100$см) $A_s = \mu_{s,min} b h_0/100$
160	13	0,1	1,3
180	15	0,1	1,5
200	16	0,1	1,6
220	18	0,1	1,8
250	21	0,1	2,1
280	24	0,1	2,4
300	26	0,1	2,6
350	31	0,1	3,1
400	35	0,1	3,5
450	40	0,1	4
500	45	0,1	4,5
550	50	0,1	5
600	55	0,1	5,5
700	65	0,1	6,5
800	75	0,1	7,5
900	85	0,1	8,5
1000	95	0,1	9,5

Справочная таблица 4. Минимальные диаметры арматуры.

№ п/п	Конструкция	Минимально возможные диаметры для КС-2 (нормальный уровень ответственности)	Минимально возможные диаметры для КС-3 (повышенный уровень ответственности)
1	**Балки**	Продольная: Не менее **12**мм (п.7.11 СП 430)	Продольная: Не менее **12**мм (п.8.2.3.4 СП 267)
		Поперечная: хомуты и шпильки - не менее $\mathbf{0,25}\boldsymbol{d}$ и не менее **6**мм (п. 10.3.12 СП63) $\boldsymbol{d}$ – диаметр продольной вертикальной арматуры	Поперечная: хомуты и шпильки - не менее $\mathbf{0,25}\boldsymbol{d}$ и не менее **6**мм (п. 10.3.12 СП63) $\boldsymbol{d}$ – диаметр продольной вертикальной арматуры
2	**Плиты**	Продольная: Не менее **10**мм (при меньших значениях арматура гнется при ее установке)	Продольная: Не менее **12**мм (п.8.2.3.4 СП 267)
		Поперечная: не менее **6**мм	Поперечная: не менее **6**мм
3	**Плита покрытия**	Продольная: Не менее **10**мм (при меньших значениях арматура гнется при ее установке)	Продольная: Не менее **12**мм (п.8.2.3.4 СП 267)
		Поперечная: не менее **6**мм	Поперечная: не менее **6**мм
4	**Плита покрытия стилобата**	Продольная: **12**мм (Р.з.А.)	Продольная: Не менее **12**мм (п.8.2.3.4 СП 267)
		Поперечная: не менее **6**мм	Поперечная: не менее **6**мм

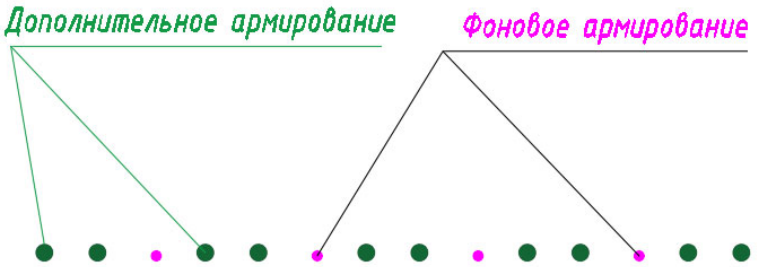
Справочная таблица 5. Шаг арматуры

№ п/п	Конструкция	Минимальный	Максимальный	Классический шаг
1	**Балки**	**Нижняя продольная:** **Не менее 25** мм в свету, расположенной в один или два ряда (п. 10.3.5 СП 63) **Не менее 50** мм в свету, расположенной более чем в два ряда (п. 10.3.5 СП 63) **Верхняя продольная:** **Не менее 30** мм в свету (п. 10.3.5 СП 63). **Для всей продольной:** Между соседними стыками внахлестку в свету не менее $2d$ и не менее 30 мм (п.10.3.30 СП 63) Между соседними стыками на муфтах в свету между муфтами не менее $2d$ и не менее 30 мм (п.10.3.30 СП 63)	**Продольная** (п. 10.3.8 СП 63): **При** $\mathbf{h} \leq \mathbf{150}$**мм** **Не более 200**мм **При** $\mathbf{h} > \mathbf{150}$**мм** **Не более** $\mathbf{1,5h}$ **и 400**мм $\mathbf{h}$ – высота балок	Для диаметров продольной арматуры до 25мм: **Не менее 100мм** Для диаметров продольной арматуры до 28мм: **Не менее 125мм** Для диаметров продольной арматуры до 36мм: **Не менее 150мм** Для любых диаметров **Не менее 200мм**
		Поперечная: **Не менее 50**мм в свету (п. 10.3.4 СП 63) От автора: множество объектов спроектировано с расстоянием в свету менее 50мм, что допустимо при надлежащей укладке бетонной смеси	**Поперечная из условия выпучивания продольной арматуры (для балок, работающих на сжатие):** При проценте продольного армирования у одной грани $\mu_s < 1,5\%$: -в зоне вне стыков не более $\mathbf{15}\boldsymbol{d}$ и не более **500мм. (п. 10.3.14 СП 63)** -в зоне стыков на нахлестке не более $\mathbf{10}\boldsymbol{d}$ (п. 7.9 СП 430) и не более 300мм (р.з.А).. При проценте продольного армирования у одной грани $\mu_s > 1,5\%$:	**100мм** **150мм** **200мм** **300мм**

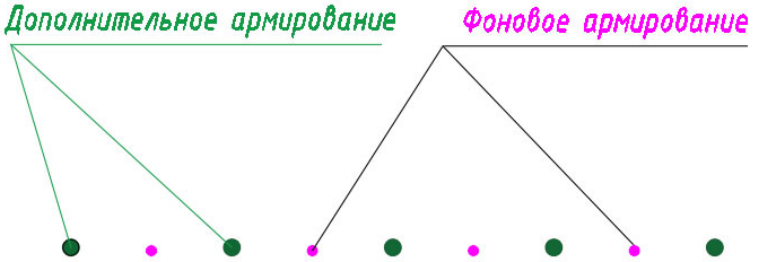
№ п/п	Конструкция	Минимальный	Максимальный	Классический шаг
			-в зоне вне стыков не более $\mathbf{10}\boldsymbol{d}$ и не более **300мм. (п. 10.3.14 СП 63)** -в зоне стыков на нахлестке не более $\mathbf{10}\boldsymbol{d}$ (п. 7.9 СП 430) и не более **300мм** (р.з.А). При количестве растянутых стержней продольной арматуры более 5: минимум 1 замкнутый хомут (п. 7.11 СП 430). При количестве сжатых стержней продольной арматуры более 3: минимум 1 замкнутый хомут (п. 7.11 СП 430). **Поперечная из условия работы на поперечную силу:** **Не более** $\mathrm{h}_0/2$ и **не более 300мм** (п. 10.3.13)	
2	**Плиты**	**Нижняя продольная:** **Не менее 25** мм в свету, расположенной в один или два ряда (п. 10.3.5 СП 63) **Не менее 50** мм в свету, расположенной более чем в два ряда (п. 10.3.5 СП 63) **Верхняя продольная:** **Не менее 30** мм в свету (п. 10.3.5 СП 63). **Для всей продольной:** Между соседними стыками внахлестку в свету не менее $2d$ и не менее 30 мм (п.10.3.30 СП 63) Между соседними стыками на муфтах в свету между муфтами не менее $2d$ и не менее 30 мм (п.10.3.30 СП 63)	**Продольная** (п. 10.3.8 СП 63): **При** $\mathbf{h} \leq \mathbf{150}$мм **Не более 200**мм **При** $\mathbf{h} > \mathbf{150}$мм **Не более** $\mathbf{1,5h}$ и **400**мм $\mathbf{h}$ – толщина плиты	Фоновая арматура + дополнительная арматура **200+200** **250+250** **250+125** **300+300** **300+150**
3	**Плита покрытия**			
4	**Плита покрытия стилобата**			
		Поперечная: В зоне продавливания по рисунку 8.13 СП 63. **Не менее 50мм в свету** (п. 10.3.4 СП 63) От автора: множество объектов спроектировано с расстоянием в свету менее 50мм, что допустимо при надлежащей укладке бетонной смеси	**Поперечная:** В зоне продавливания по рисунку 8.13 СП 63. В зоне поперечной силы (при сплошном опирании на стены: не более $\mathbf{h}_0/2$ и не более **300**мм	В зоне продавливания поперечная: $\mathbf{h}_0/3$ **и менее** В зоне поперечной силы $\mathbf{h}_0/2$, **но не более 300мм.**

Случаи установки дополнительного армирования

Случай установки дополнительного армирования 2 дополнительных через 1 фоновый

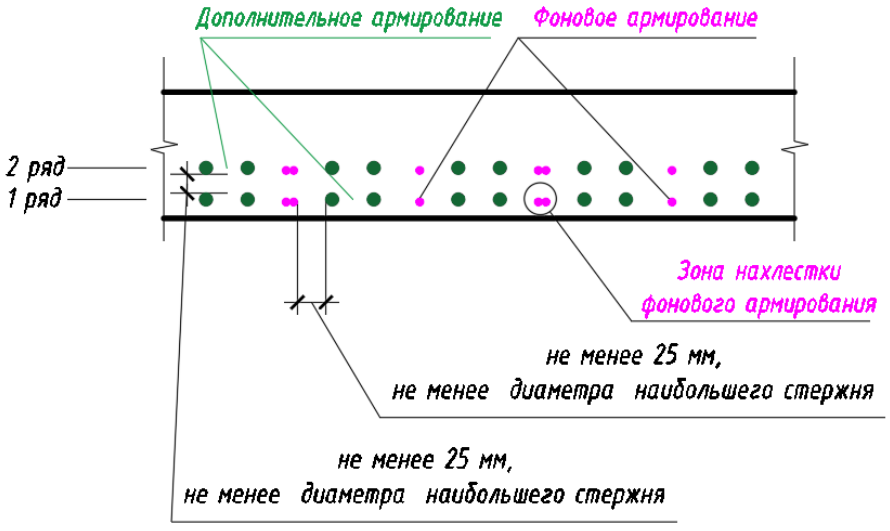


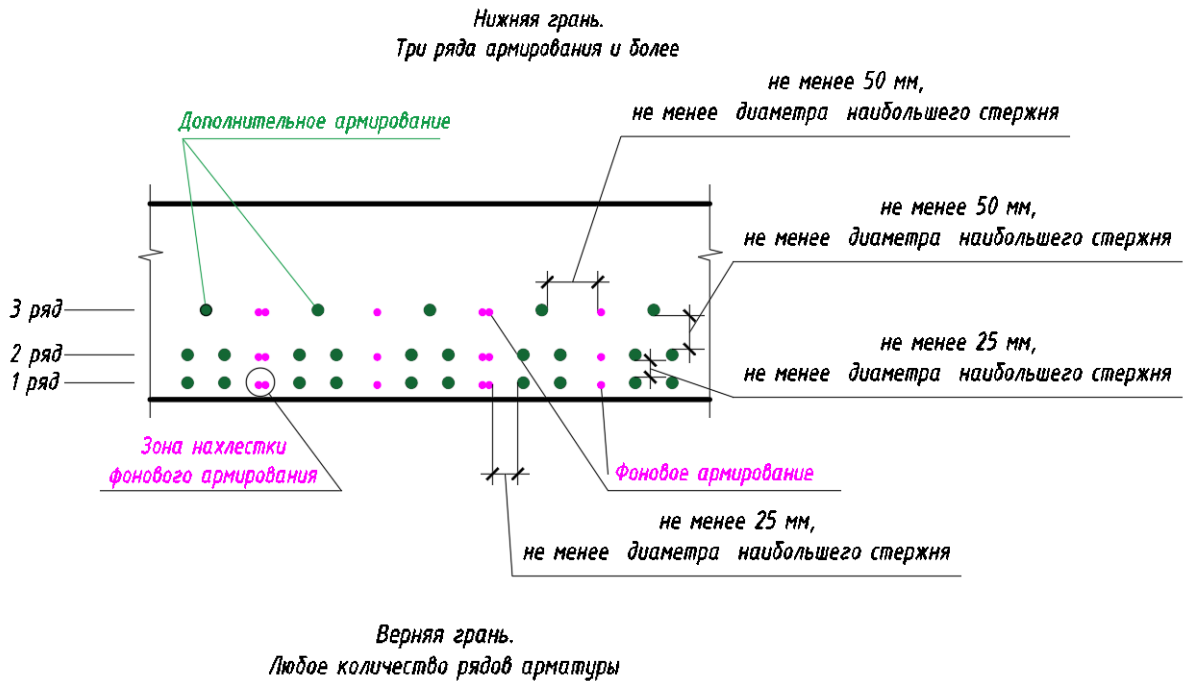
Случай установки дополнительного армирования 1 дополнительный через 1 фоновый

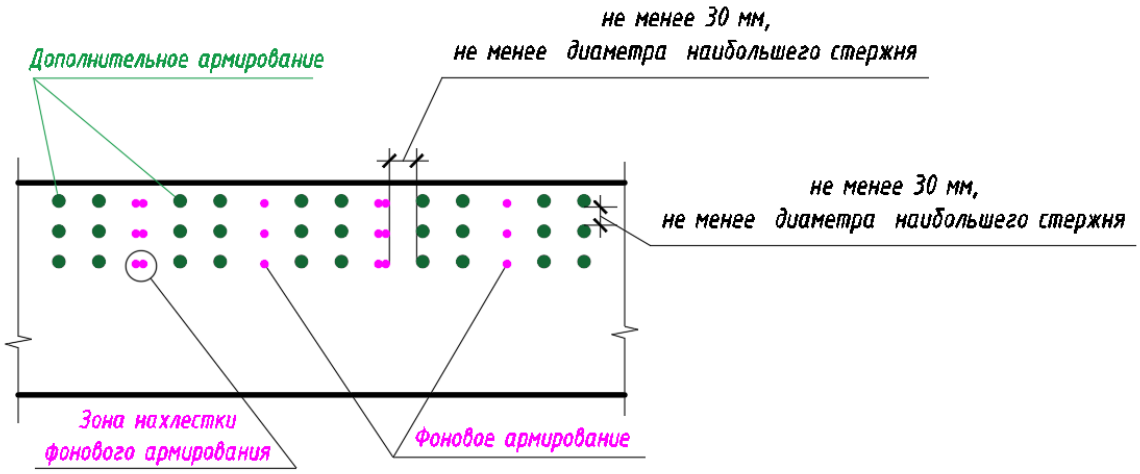


Расстояние между стержнями продольной арматуры

Нижняя грань.
Один или два ряда армирования



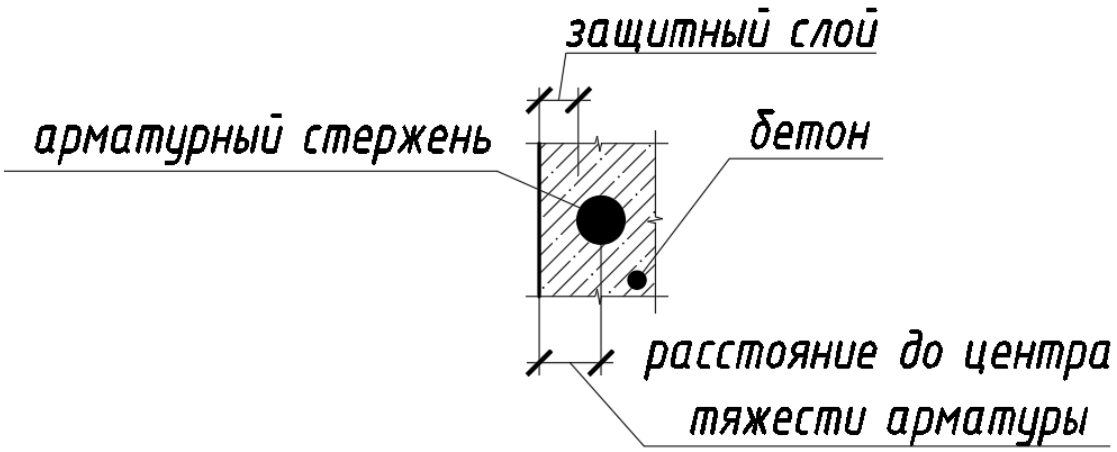




Защитные слои

Учитываются следующие факторы при назначении защитных слоев и ширины раскрытия трещин:

- расположение и назначении конструкции;
- агрессивность среды.
- требования огнестойкости (только для защитных слоев).



Справочная таблица 6. Минимальные защитные слои в неагрессивных средах (Таблица 10.1. СП 63)

Условия эксплуатации конструкций зданий в **неагрессивных средах**	Толщина защитного слоя бетона для арматуры **установленной по расчету**, мм, не менее	Толщина защитного слоя бетона для арматуры **установленной конструктивно без расчета**, мм, не менее	Толщина защитного слоя бетона для всех случаев, мм, не менее
В закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности	20 мм для КС-2 25 мм для КС-3 (п.8.2.3.4 СП 267, таблицы Ж.3, Ж.4 СП 28)	20-5=15 для КС-2 25-5=20 для КС-3	Не менее d арматуры
В закрытых помещениях при повышенной влажности (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	25	25-5=20	
На открытом воздухе (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	30	30-5=25	
В грунте (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий), в монолитных фундаментах при наличии бетонной подготовки	40	40-5=35	
В монолитных фундаментах при отсутствии бетонной подготовки (только для нижней рабочей арматуры)	70	70-5=65	

Два фактора которые часто игнорируют проектировщики (хотя в нормах это есть!):

1) П4.1 СП 28. Требования по первичной и вторичной защите строительных конструкций указаны для конструкций со сроком эксплуатации 50 лет. Для бетонных и железобетонных конструкций со сроком эксплуатации 100 лет и конструкций зданий и сооружений класса КС-3, с повышенным уровнем ответственности по ГОСТ 27751 , **оценка степени агрессивности повышается на один уровень.** Указанные требования назначаются как для вновь возводимых, так и для реконструируемых зданий и сооружений. Если оценка степени агрессивности среды не может быть увеличена (например, для сильноагрессивной среды), защита от коррозии выполняется по специальному проекту.

Иными словами: для КС-3 **неагрессивная среда становится слабоагрессивной, слабоагрессивная – среднеагрессивной и т.д.**

2) П9.2.3. СП28. Конструкции зданий и сооружений в целом, элементы и узлы соединения конструкций должны **быть доступными для осмотров и возобновления защитных покрытий.** При отсутствии возможности обеспечения этих требований конструкции должны быть защищены от коррозии на весь период эксплуатации.

При отсутствии постоянного наблюдения за состоянием конструкций в процессе эксплуатации необходимо предусматривать защиту их от коррозии покрытиями, рекомендуемыми для конструкций, эксплуатируемых в условиях с **агрессивным воздействием среды на один уровень выше.**

Иными словами: для фундаментов, внешней стороны стен подвала, верхней части покрытия **неагрессивная среда становится слабоагрессивной, слабоагрессивная – среднеагрессивной и т.д.**

Справочная таблица 7. Таблица Ж.3 СП 28. – Требования к железобетонным конструкциям при воздействии газовых и твердых агрессивных сред

Группа арма-турной стали	Класс арматуры	Минимальное значение толщины защитного слоя бетона, мм		
		слабоагрессивной	среднеагрессивной	сильноагрессивной
Конструкции без предварительного напряжения				
I	A240, A400, A500, A600, Bp500, B500	20+5=**25**	20+5=**25**	25+5=**30**
Значение толщины защитного слоя для монолитных конструкций увеличены на +**5 мм, поскольку базовые значения даны для сборных конструкций.**				

Справочная таблица 8. Таблица Ж.4 СП 28. – Требования к железобетонным конструкциям при воздействии агрессивных жидких сред.

Группа арма-турной стали	Класс арматуры	Минимальное значение толщины защитного слоя бетона, мм		
		слабоагрессивной	среднеагрессивной	сильноагрессивной
Конструкции без предварительного напряжения				
I	A240, A400, A500, A600, Bp500, B500	**20+5=25**	**20+5=25**	**25+5=30**
Значение толщины защитного слоя для монолитных конструкций увеличены на +**5 мм, поскольку базовые значения даны для сборных конструкций.** **При возможной фильтрации через трещины (ширина раскрытия трещин более 0,3(непродолжительное) и 0,2(продолжительное) жидкие среды оцениваются как средне- и сильноагрессивные по отношению к стальной арматуре.** Защита от коррозии железобетонных конструкций осуществляется исключением фильтрации совместным применением методов первичной и вторичной защиты.				

Справочная таблица 9. Требования к балкам. Фрагмент таблицы 14.3 СП 468.

Примечание: данное требование относится к статически определимым конструкциям(монолитные конструкции не являются такими), поэтому данные требования могут быть проигнорированы. В любом случае потребуется выполнить дополнительный расчет.

Предел огнестойкости, мин	Ширина балки ***b*** и расстояние ***a*** до оси арматуры	Минимальное значение параметра балки из тяжелого бетона, мм			
R30	***b***	80	120	160	200
	a	25	15	10	10
R60	***b***	120	160	200	300
	a	40	35	30	25
R90	***b***	150	200	280	400
	a	55	45	40	35
R120	***b***	200	240	300	500
	a	65	55	50	45
R150	***b***	240	300	400	600
	a	80	70	65	60
R 180	***b***	280	350	500	700
	a	90	80	75	70

Справочная таблица 10. Требования к плитам. Фрагмент таблицы 14.5 СП 468.

Вид бетона, параметры плиты и вид опирания		Толщина t плиты и расстояние a до оси арматуры	Минимальное значение параметра плиты, мм, при пределе огнестойкости, мин						
			REI 15	**REI 30**	**REI 60**	**REI 90**	**REI 120**	**REI 150**	**REI 180**
Тяжелый	Толщина плиты	t	30	50	80	100	120	140	155
	Опирание по двум сторонам или по контуру при $\frac{l_y}{l_x} \geq 1{,}5$	a	10	15	25	35	45	60	70
	Опирание по контуру $\frac{l_y}{l_x} < 1{,}5$	a	10	10	10	15	20	30	40

2.2. Конструктивные требования к бетону

98% несущих конструкций зданий проектируется из тяжелого бетона. При густом армировании применяют мелкозернистый бетон. Остальные бетоны используются крайне редко, поэтому в настоящем справочнике не рассматриваются.

Требования о необходимости применения мелкозернистого бетона должны быть прописаны в проекте.

Справочная таблица 11. Минимально возможные значения B,F,W

№ п/п	Конструкция	Минимально возможные значения для КС-2 (нормальный уровень ответственности)			Минимально возможные значения для КС-3 (повышенный уровень ответственности)		
		B	F	W	B	F	W
1	Балки	**B20** (п.5.2.14 СП 430)	р.з.А. **F150** (Табл. Ж.1. СП 28, табл. 9 СНиП 2.03.01-84)	р.з.А **W6**	**B30** (п. 8.2.2.3. СП 267)	**р.з.А. F200** (Табл. Ж.1. СП 28, табл. 9 СниП 2.03.01-84)	р.з.А **W8**
2	Плиты перекрытия	**B20** (п.5.2.14 СП 430)	р.з.А. **F150** (Табл. Ж.1. СП 28, табл. 9 СНиП 2.03.01-84)	р.з.А **W6**	**B30** (п. 8.2.2.3. СП 267)	**р.з.А. F200** (Табл. Ж.1. СП 28, табл. 9 СниП 2.03.01-84)	р.з.А **W8**
3	Плита покрытия	**B20** (п.5.2.14 СП 430)	р.з.А. **F150** (Табл. Ж.1. СП 28, табл. 9 СНиП 2.03.01-84)	р.з.А **W6**	**B30** (п. 8.2.2.3. СП 267)	**р.з.А. F200** (Табл. Ж.1. СП 28, табл. 9 СниП 2.03.01-84)	р.з.А **W8**
4	Плита покрытия стилобата	**B20** (п.5.2.14 СП 430)	р.з.А. **F150** (Табл. Ж.1. СП 28, табл. 9 СНиП 2.03.01-84)	р.з.А **W6**	**B30** (п. 8.2.2.3. СП 267)	**р.з.А. F200** (Табл. Ж.1. СП 28, табл. 9 СниП 2.03.01-84)	р.з.А **W8**

3. Общие положения и возможные ошибки при расчете

На первой итерации производится подбор арматуры в линейной постановке по изополям.

Следует понимать следующее:

1. Полученные изополя требуемого армирования не являются абсолютно точными.

Это связано с:

- различной работой КЭ различных программных комплексов при определении усилий, т.е. усилия могут иметь различия в пределах 5-20%;

- различными алгоритмами подбора армирования. Даже при одинаковых усилиях подбор арматуры будет отличаться, в особенности по условиям трещиностойкости. Абсолютно правильного подхода на данный момент нет, нормы РФ не дописаны и недоформулированы.

- различными методиками моделирования. Подходы к моделированию у различных инженеров могут отличаться, особенно касается моделирования сложных сопряжений. Разный подход рождает разное армирование.

2. Фактическая работа конструкций имеет некоторые отличия от расчета.

Это связано с:

- порядком выполнения работ и загружения по монтажу, которые невозможно учесть в расчете;

- невозможность в полной мере учесть ползучесть, усадку, температуру бетона, которые постоянно меняются во времени

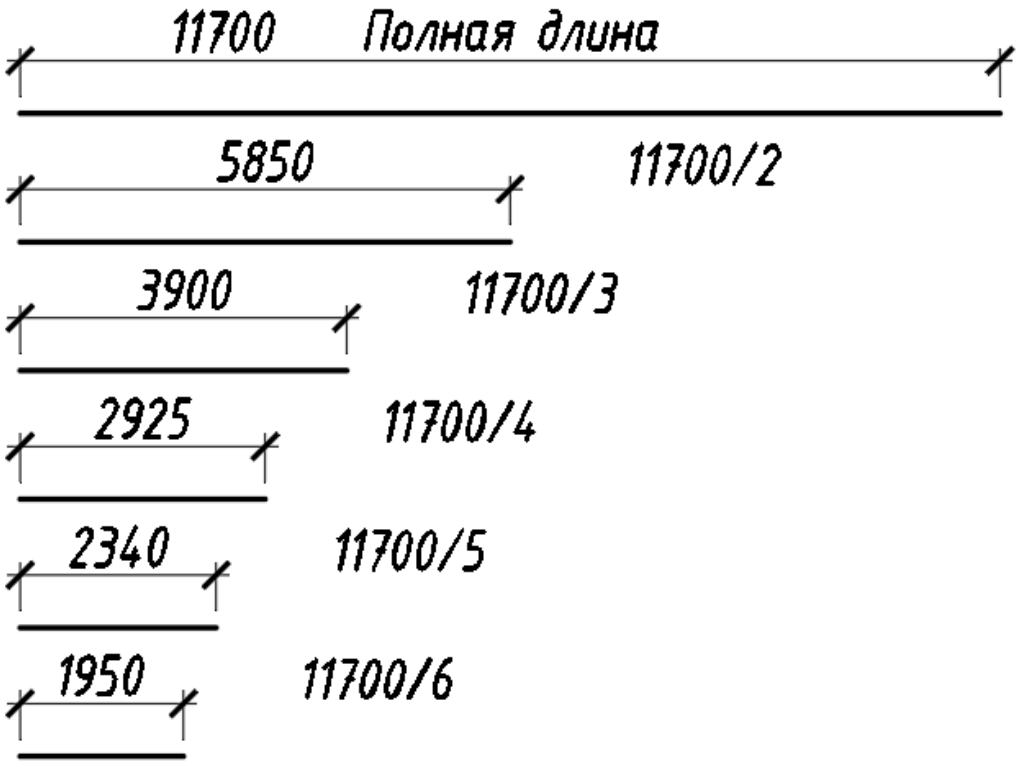
- осадки здания не являются точными, отличия расчета от факта могут иметь до 50%.

Итого: любой результат, который расчетчик-конструктор считает точным, может быть подвергнут сомнению и критике ввиду выше названных факторов. Для снижения риска необходимо иметь определенный запас в армировании, особенно это касается сложных нестандартных мест.

4. Продольное армирование плит

Раскладка арматуры по изополям

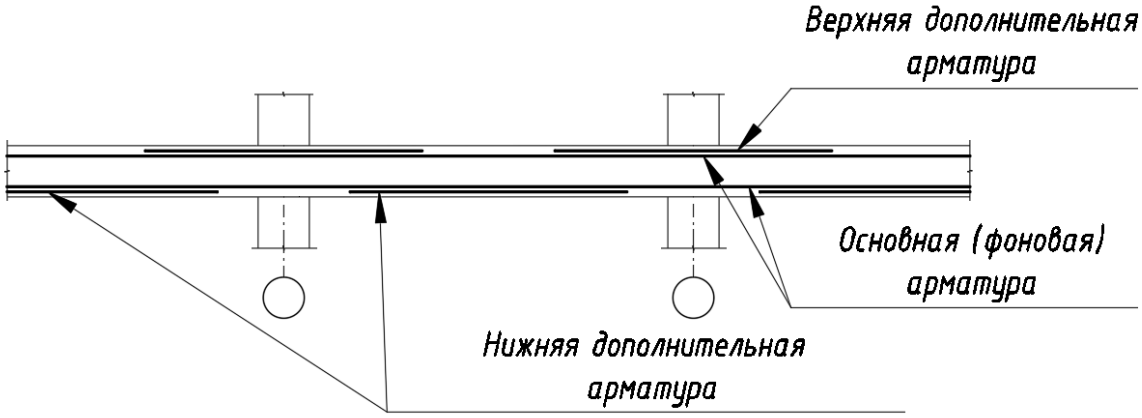
При конструировании следует учесть, что длина арматурного хлыста равна 11,7м. Соответственно, чтобы минимизировать отрезки нужно его делить на равные части.



Продольная арматура разделяется на:

- **Фоновую (основную).** Фоновое армирование раскладывается по всей площади плиты, имеет одинаковый диаметр и шаг. Всегда перекрывает минимальный требуемый процент армирования и всегда не менее 10мм.

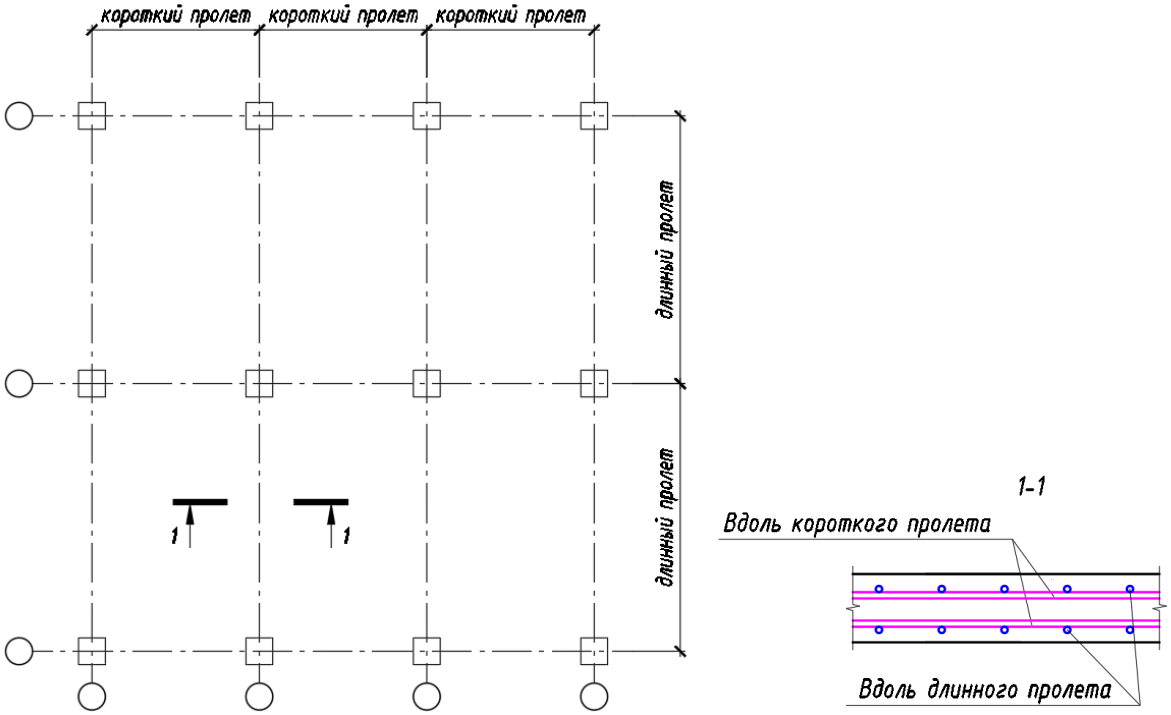
- **Дополнительную.** Раскладывается там, где фонового армирования не достаточно как дополнительное усиление. Это, как правило, зоны опор и пролета.



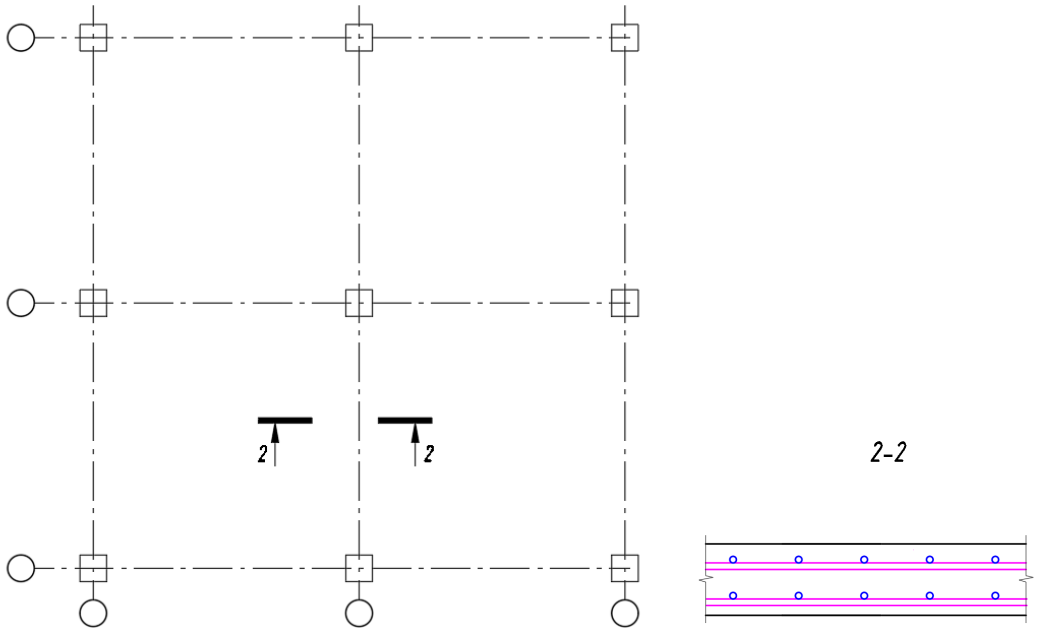
Расположение сеток

Сетки верхнего и нижнего армирования располагают таким образом, чтобы максимально эффективно работала арматура.

Случай 1. Явно выраженные короткий и длинный пролеты. Арматура вдоль длинного пролета раздвигается к верху и к низу сечения (см. сечение 1-1). Такая расстановка для того чтобы увеличить величину рабочей высоты сечения h_0 там, где наибольшая величина момента.



Случай 2. Все пролеты примерно одинаковые. В этом случае сетки располагают по сечению 2-2.



Изополя продольного армирования

После выполнения расчетов должны быть получены изополя армирования в 4 направлениях.

Обязательно необходимо разделить шкалу на фоновую и дополнительную арматуру. Подробнее см. Часть №6.

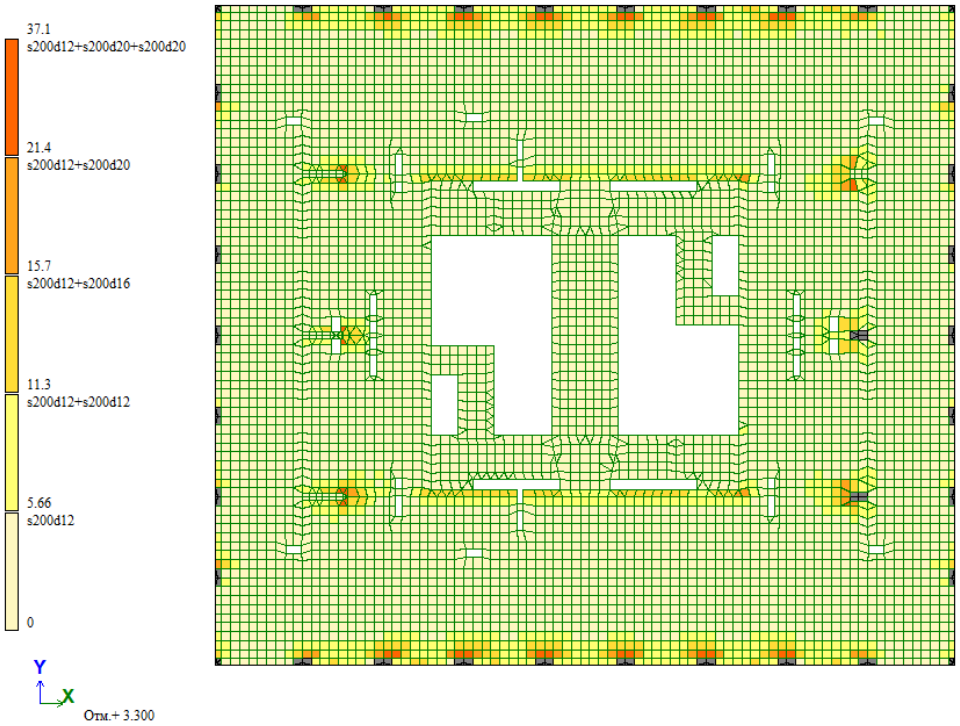


Рисунок. Требуемое верхнее армирование по Y.



Рисунок. Требуемое верхнее армирование по X.

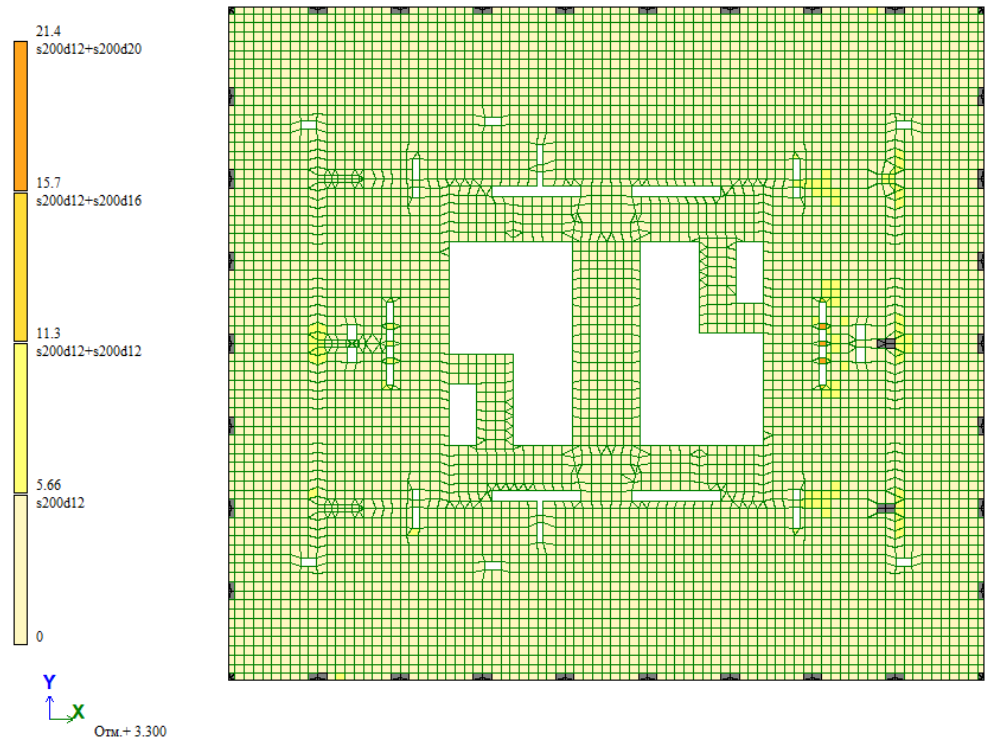


Рисунок. Требуемое нижнее армирование по X.

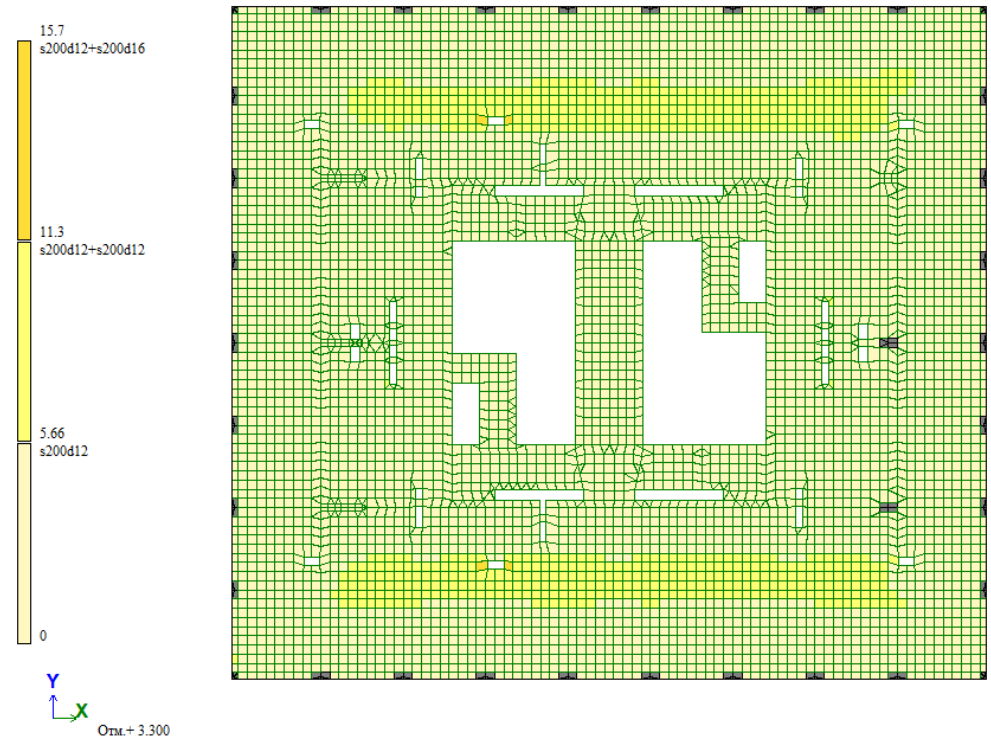
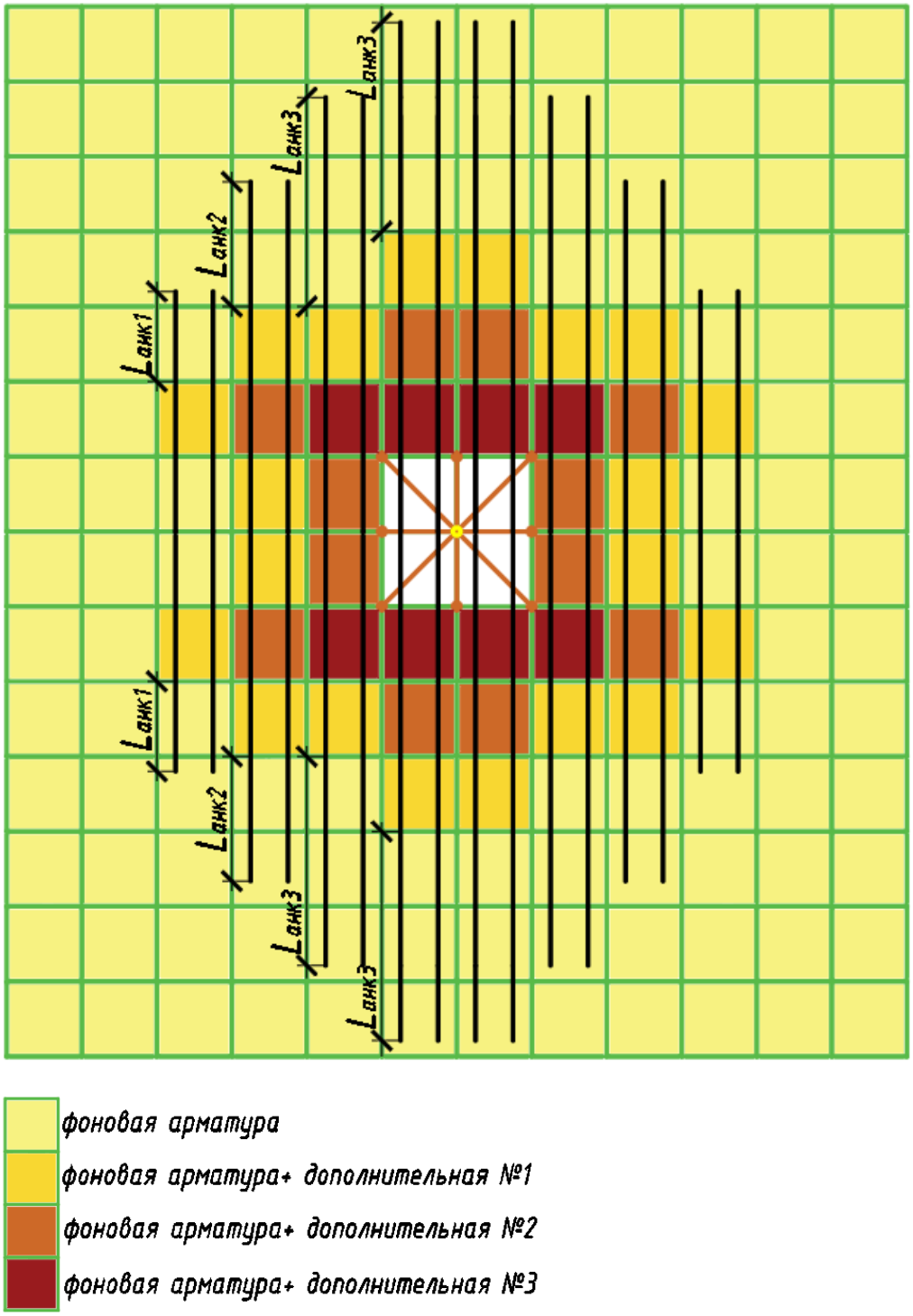


Рисунок. Требуемое нижнее армирование по Y.

Программа подбирает армирование в конечном элементе **БЕЗ учета анкеровки арматуры.** Анкеровка арматуры обеспечивается путем продления стержня за пределы требуемой зоны армирования.

Принципы раскладки арматуры

Обычно при моделировании в месте колонны/пилона/стены стоит **АЖТ.** АЖТ моделирует тело колонны в плите

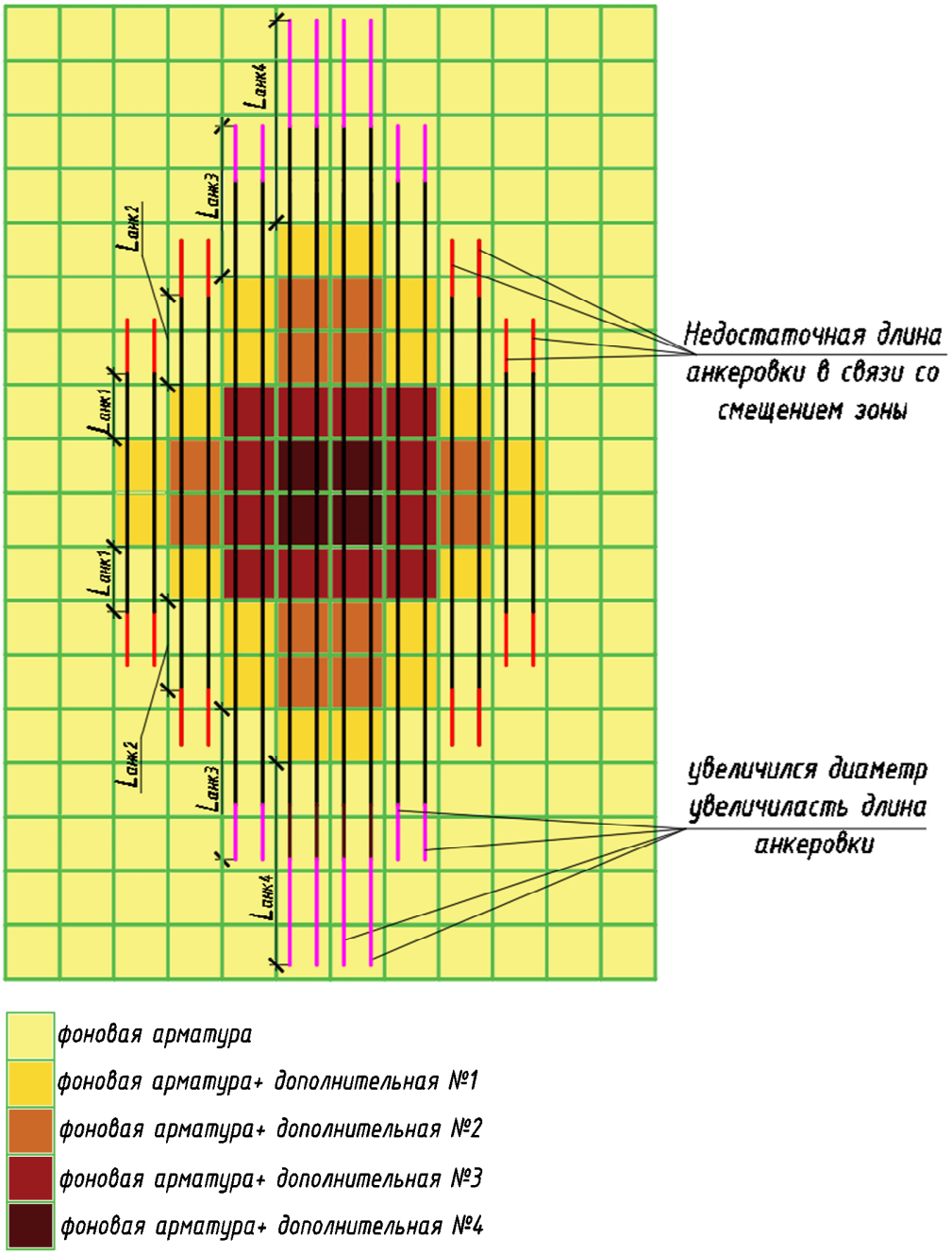


Если НЕ устанавливать АЖТ, то будет наблюдаться следующее:

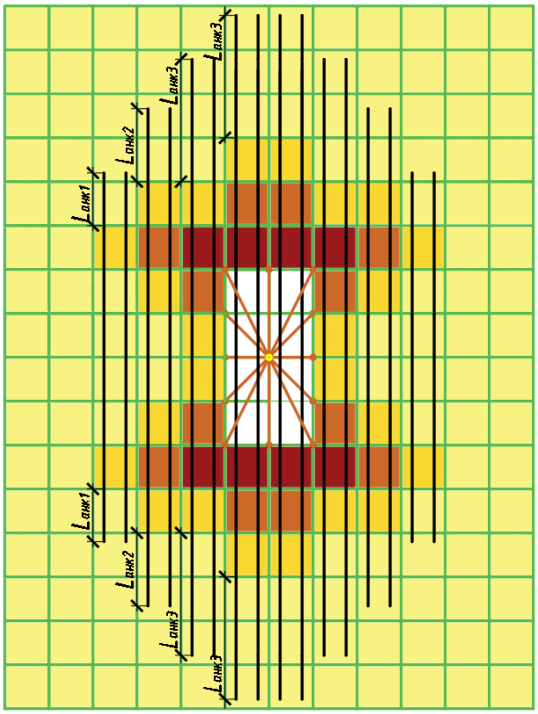
1) будет скачок-увеличение диаметров в зоне опирания на колонну.

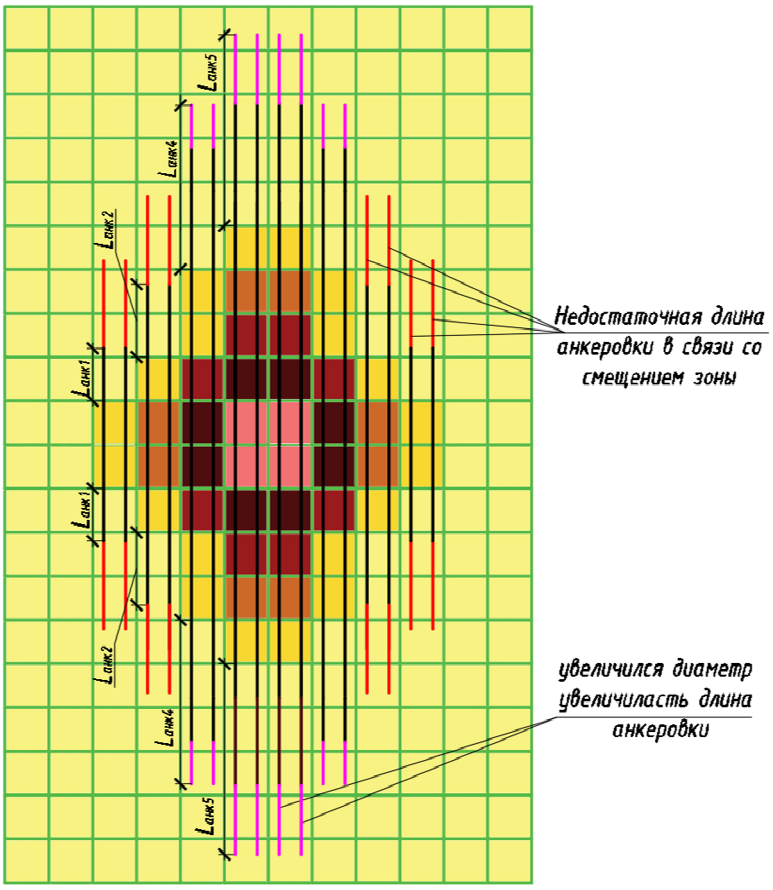
2) зоны сместятся. Зачастую смещение будет не в запас.

Так что рекомендуется при моделировании без АЖТ искусственно увеличивать зоны армирования(как минимум на габариты вертикальной конструкции во все стороны), а пиковые значения при больших диаметрах осреднять на соседние элементы (о том как осреднять написано далее).



В вытянутых сечениях при отсутствии АЖТ возникает довольно большое количество ошибок в подобранном армировании, которые показаны на рисунках ниже.





Всего выполняется 4 чертежа армирования:

-Верхнее армирование по X.

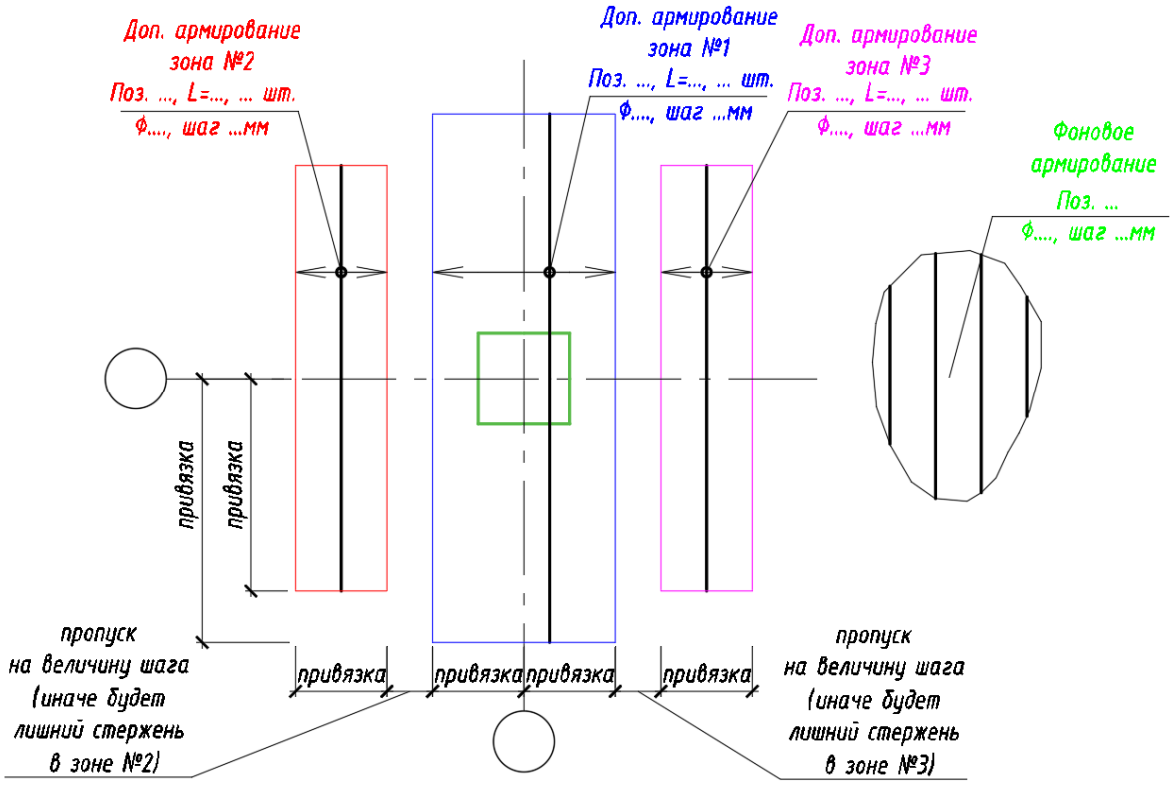
-Верхнее армирование по Y.

-Нижнее армирование по X.

-Нижнее армирование по Y.

На чертежах в большинстве случаев фоновое(основное) армирование показывается **«облачком»** и отдельно к чертежу дается схема стыковки (нахлест/сварка и величина разбежки). Подробнее о стыковке арматуры см. приложение.

Дополнительное армирование показывается как стержень определенной длины раскладываемый по зоне с привязками к осям.



Поз. – позиция и ее номер по спецификации.

L – длина стержня

Шт. – количество штук на зону

Ø – диаметр арматуры

Шаг – шаг арматуры в мм

Если дополнительных зон немного, то чертежи допустимо объединять отдельно в верхнее, отдельно нижнее.

При подборе часто возникают ситуации аномальных «всплесков» армирования, в основном на опорах, поэтому приходится прибегать к осреднению результатов. Осреднение допустимо делать только в понятных местах (без проемов, без перепадов сечений и т.п.).

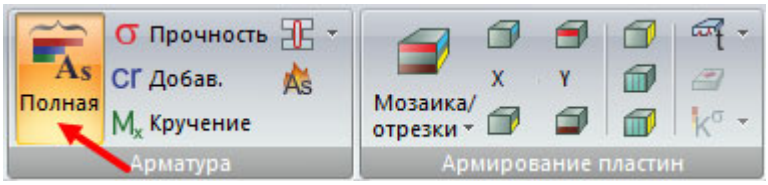
Также необходимо отметить, что арматура подбирается по двум критериям:

прочность и трещиностойкость.

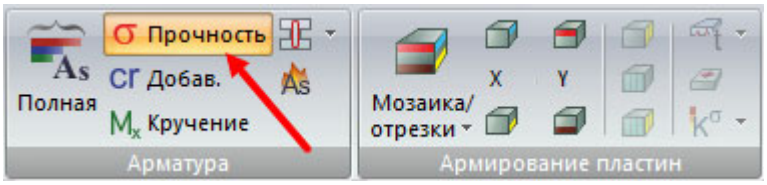
По трещиностойкости можно осреднять без ограничений.

По критерию прочности можно осреднять так, чтобы арматура «перетекала с одного элемента на другой не более 15% (р.з.а.).

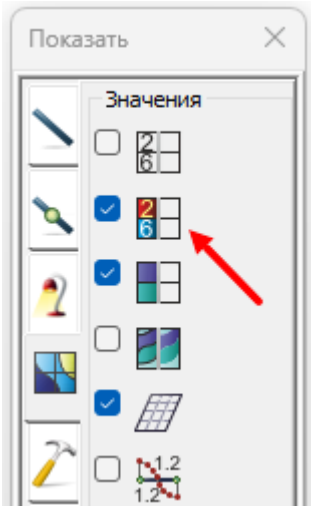
Полная арматура (с учетом трещиностойкости) обычно отображается сразу после расчета.



Переход в просмотр арматуры только по прочности:

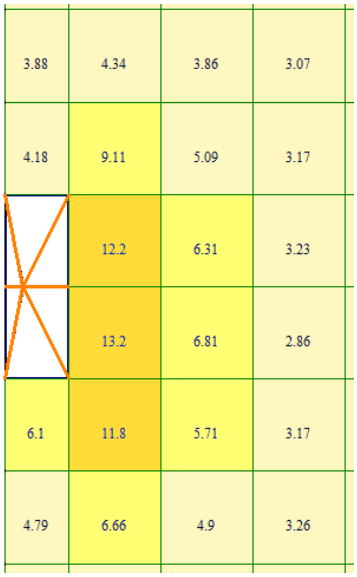


Просмотр численных значений:

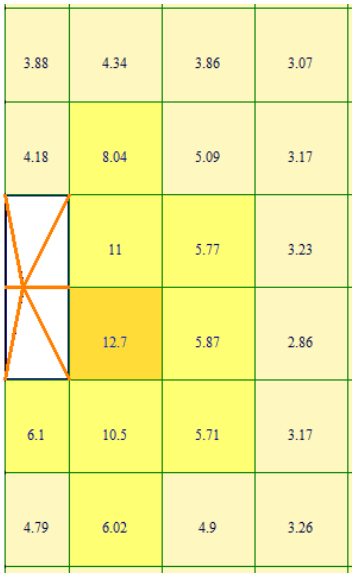


Пример:

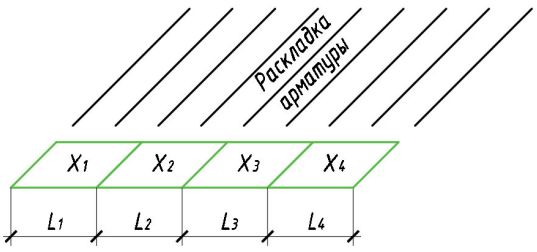
Полная арматура (прочность+ трещиностойкость)



Арматура по прочности



Справочная таблица 12. Способы раскладки продольного армирования

Способ расстановки армирования	Примечания
Без осреднения	
С разделением армирования на подробные зоны по каждому конечному элементу. Каждая зона армируется в точности по изополям.	**Является наиболее экономичным вариантом. Обычно используется при наличии отлаженной расчетной схемы и наличии большого количества времени на проектирование. При выполнении СМР довольно сложно отслеживать все зоны.**
Без разделения армирования на подробные зоны по каждому конечному элементу. Зона армируется по максимальному значению.	**Подход в запас.**
С осреднением	
С осреднением на соседние элементы по принципу **«на соседний элемент».** :  	Подход для опытных пользователей. Обычно требуется дополнительная «ручная» проверка. В 90% случаев данный подход показывает свою состоятельность.

Способ расстановки армирования	Примечания
Возможно осреднение на элементы по одному из случаев: $X_{ср} = \frac{X_1 L_1 + X_2 L_2}{L_1 + L_2}$ $X_{ср} = \frac{X_2 L_2 + X_3 L_3}{L_2 + L_3}$ $X_{ср} = \frac{X_3 L_3 + X_4 L_4}{L_3 + L_4}$	
С осреднением на соседние элементы по принципу **«на 1 пог. м». Формулы те же, но количество элементов на 1 пог.м.**	Подход для опытных пользователей. Более рискованный подход, чем с осреднением «на соседний элемент».
С изменением геометрии сетки КЭ	
Изменение сетки с треугольной на четырехугольную. Треугольная сетка в большинстве случаев дает завышенное армирование, особенно в зонах концентрации усилий (на опорах, возле проемов), поэтому в основном используют четырехугольные элементы, где это возможно.	Есть автоматическое преобразование сетки из треугольной в четырехугольную.
Исправление остроты углов КЭ. Острота углов влияет на «поведение» КЭ. Чем острее углы, тем больше погрешность вычислений и тем больше армирование.	Довольно трудоемкий процесс, однако позволяющий спроектировать более экономично.
Укрупнение сетки КЭ. Осреднение может происходить за счет использования более крупной сетки КЭ, но в этом случае нужно обратить внимание на следующее: - В зоне АЖТ и проемов будут «сгущения» сетки и большие сингулярности, так что не всегда получится желательный результат по оптимизации. - Сетку с размером КЭ более 0,5м обычно не делают.	Рекомендуется всегда использовать оптимальный шаг сетки КЭ 0.3-0,4м.
Уменьшение сетки КЭ. Измельчение сетки приведет к наличию большего количества всплесков.	Рекомендуется всегда использовать оптимальный шаг сетки КЭ 0.3-0,4м.

5. Поперечное армирование плит

Поперечное армирование в плите устанавливается в следующих зонах:

1. Зоны продавливания Зона продавливания расположена вблизи колонн/торцов и углов стен (все случаи приведены выше). Первично производится проверка на необходимость установки поперечного армирования по механизмам продавливания.

Зоны, где необходимо проверить определяются по изополям поперечного армирования. Где требуется поперечное армирование, там и производится проверка.

2. Центральные зоны опирания плит на стены/балки. Это зоны где не производятся проверки продавливания и поперечное армирование устанавливается по изополям, полученным в программе.

Программа не всегда правильно определяет конструктивные требования по допустимому шагу **не более $h_0/2$ и не более 300мм для зон кроме продавливания и $h_0/3$ для зон продавливания,** поэтому нужно проверять это и при необходимости править вручную шкалу.

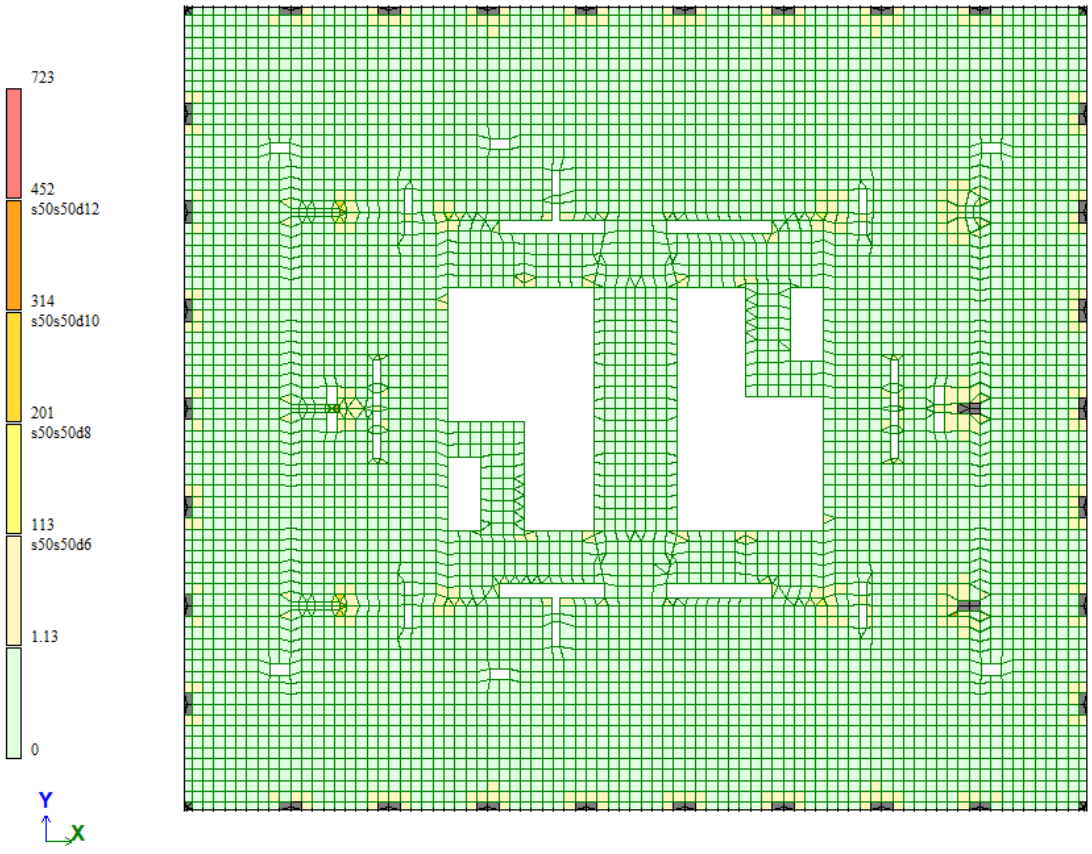
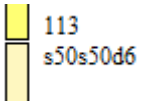


Рисунок. Требуемое поперечное армирование плит на 1м^2.



113 – площадь поперечного армирования на 1 м^2 с учетом того, что требуется поставить вертикальные(поперечное) диаметром 6мм с шагом 50мм по X и 50мм по Y.

Частые вопросы:

1. В СП 63.13330.2018 есть проверка по пункту 8.1.55 Нужно ли проверять зону продавливания по данной формуле?

$$\frac{Q_x}{Q_{x,ult}} + \frac{Q_y}{Q_{y,ult}} \leq 1$$

где Q_xи Q_y – поперечные силы, действующие по боковым сторонам плоского выделенного элемента;
$Q_{x,ult}$и $Q_{y,ult}$ – предельные поперечные силы, воспринимаемые плоским выделенным элементом.

$$Q_{ult} = Q_b + Q_{sw},$$

где Q_bи Q_{sw}– предельные поперечные силы, воспринимаемые соответственно бетоном и поперечной арматурой и определяемые по формулам
$Q_b = 0,5 R_{bt} b h_0$;

$$Q_{sw} = q_{sw} h_0,$$

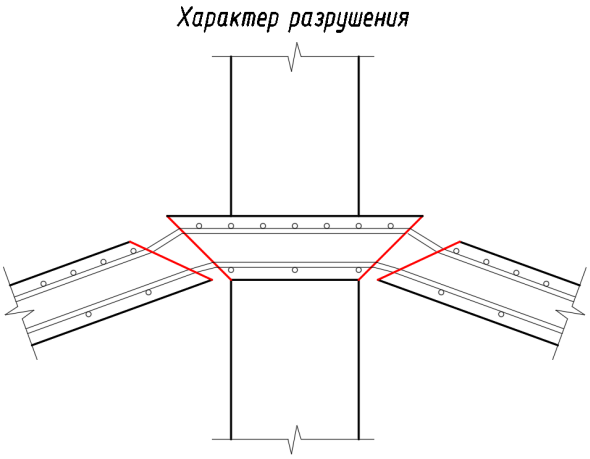
где q_{sw}– интенсивность поперечного армирования, определяемая по формуле

Ответ :
Стоит помнить, что формулы пункта 8.1.55 взяты «с потолка» и не подтверждены ни одним экспериментом.

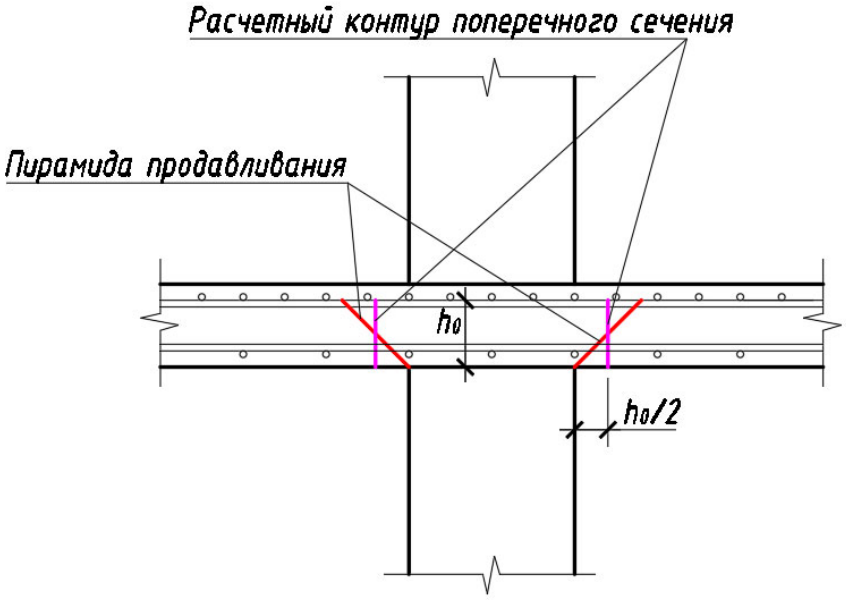
В пределах зоны продавливания (зона до $2h_0$) данная проверка не производится (автор справочника вообще игнорирует данную проверку для всех зон, поскольку это не проверка, а откровенная чушь). Хотя формально СП требует данную проверку, поскольку СП 63 написан мягко говоря не лучшими умами страны. Некоторые «причастные» к СП стараются писать замечания проектировщикам именно по этой формуле. Адекватные люди такого не делают.

2. В СП 63.13330.2018 есть проверка по пункту 8.1.55 Нужно ли проверять по данной проверке при сплошном опирании на балки/стены?

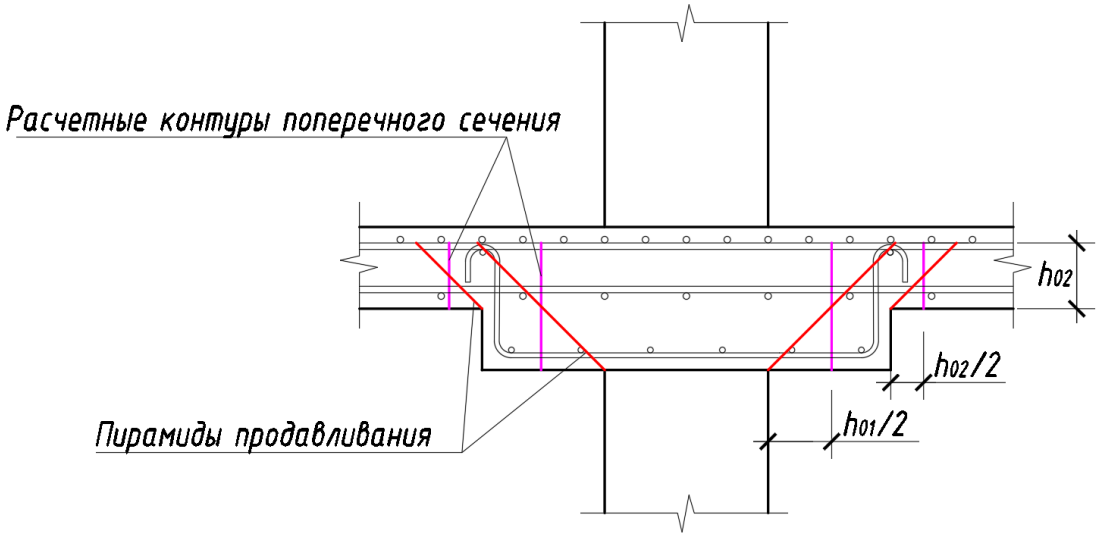
Ответ :
В монолитных зданиях в конечных элементах всегда возникают поперечные усилия в двух направлениях. Даже минимальное значение поперечной силы по второму направлению формально заставляет считать по пункту 8.1.55. При этом неадекватно снижается несущая способность. Автор справочника считает, что данную проверку вообще нужно игнорировать вблизи сплошных опор (зона до $2,5h_0$), поскольку это не проверка, а откровенная чушь. Информацию об увеличении прочности вблизи опор можно увидеть в п.8.1.33, где формулы Q_b и Q_{sw} точно такие же как в 8.1.55, но к ним вводятся еще и поправочные повышающие коэффициенты (это прям чудеса СП).



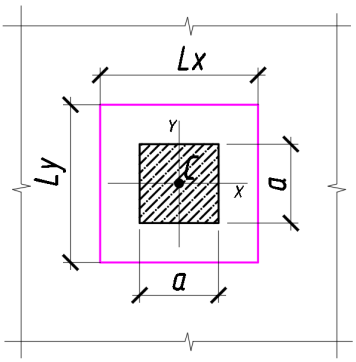
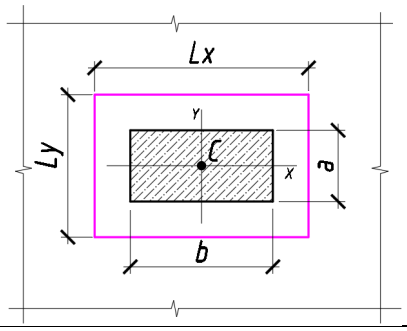
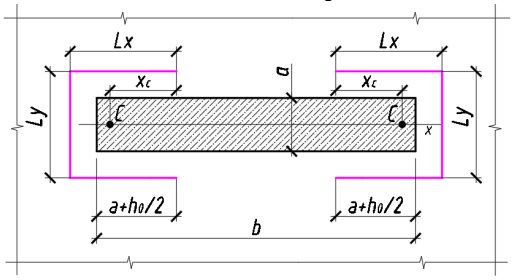
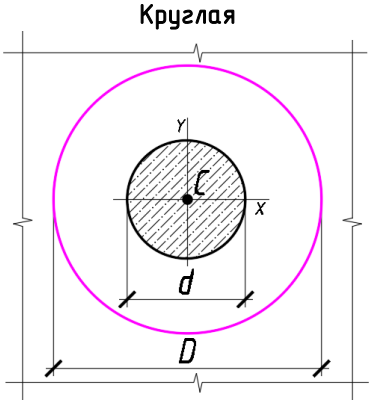
Механизм разрушения по продавливанию

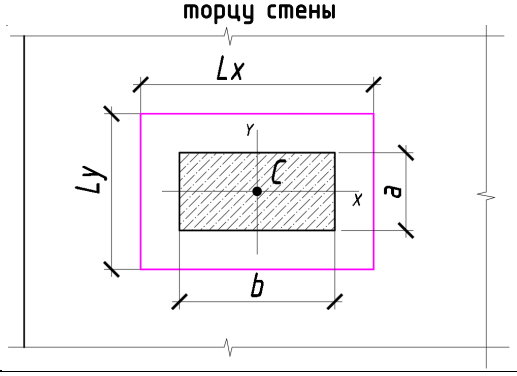
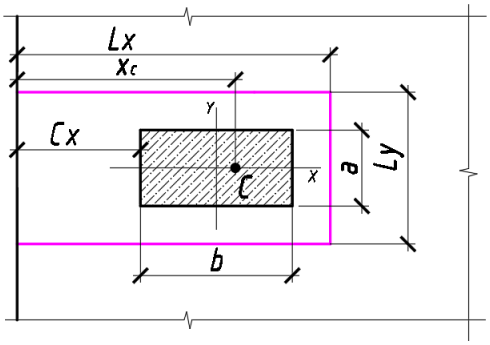
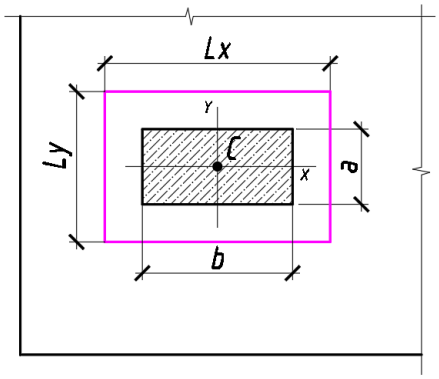


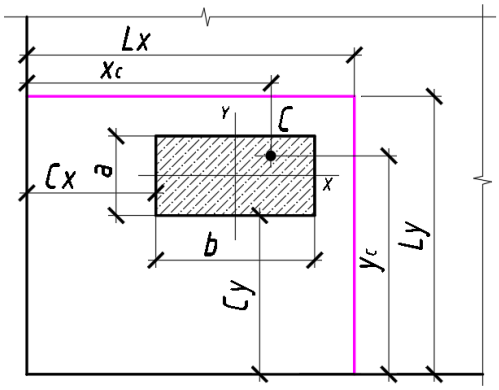
В плите с капителью проверяют 2 сечения: вблизи колонны и в месте перепада сечения.

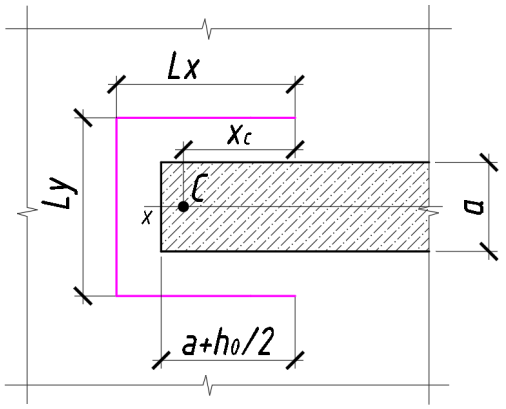
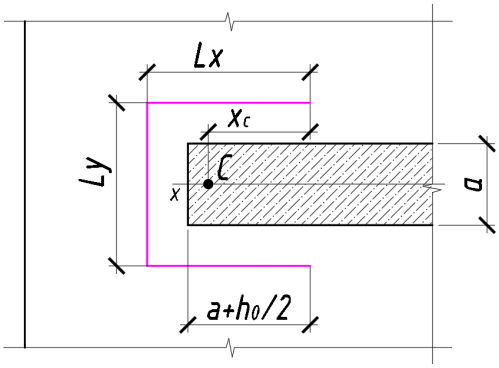


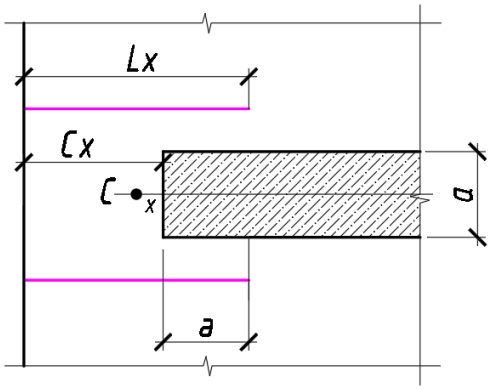
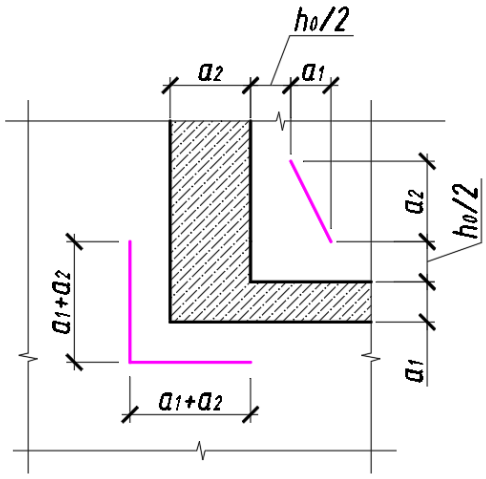
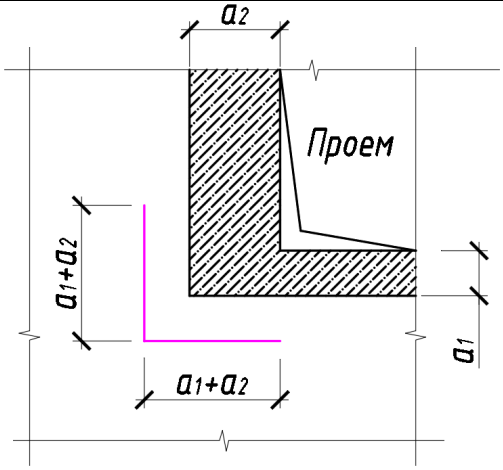
Справочная таблица 13. Определение расчетного контра продавливания и расчетного случая

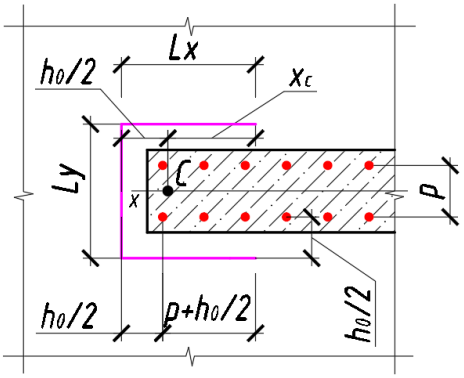
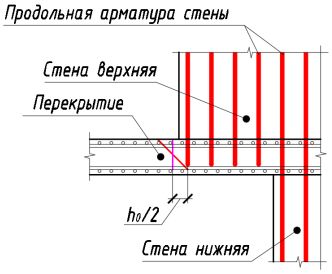
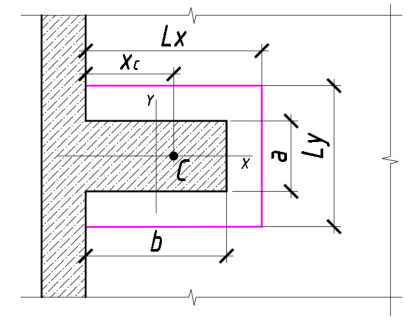
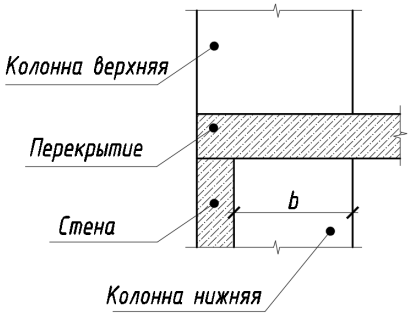
Расчетный случай	Расчетный периметр u	Момент сопротивления W_b
Колонны в центре плиты		
Квадратная 	$u = 4L_x = 4L_y = 4a + 4h_0$	$W_x = W_y = \frac{4}{3}L_x^2 = = \frac{4}{3}(a + h_0)^2$
Прямоугольная Случай 1 (случай колонны) При $b < 2a + h_0$ 	$u = 2L_x + 2L_y = 2a + 2b + 4h_0$	$W_x = \frac{L_y^2}{3} + L_x L_y$ $W_y = \frac{L_x^2}{3} + L_y L_x$ $L_x = b + h_0$ $L_y = a + h_0$
Прямоугольная Случай 2 (случай стены) $b > 2a + h_0$ 	См расчет продавливания торцом	
Круглая 	$u = \pi D = = \pi(d + h_0)$	$W_x = W_y = \frac{\pi D^2}{4} = = \frac{\pi(d + h_0)^2}{4}$

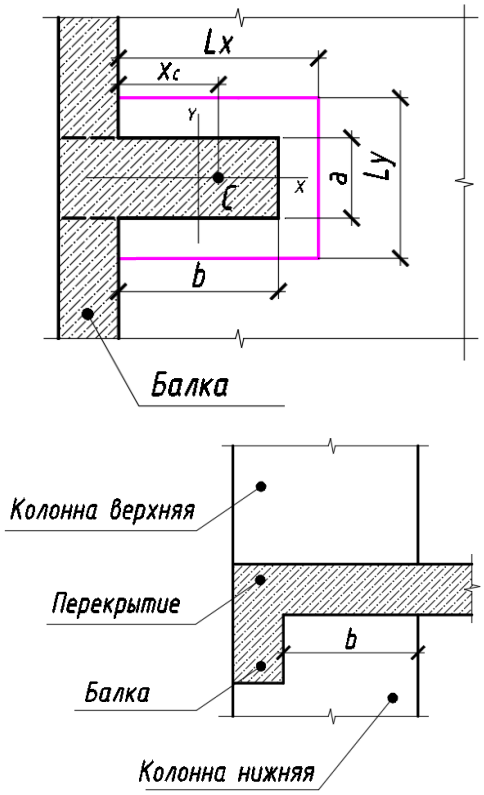
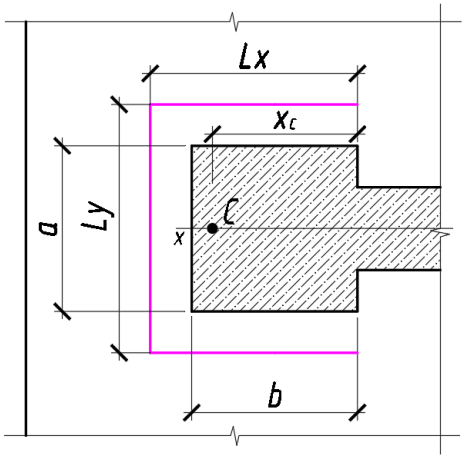
Расчетный случай	Расчетный периметр u	Момент сопротивления W_b
Прямоугольные колонны у края плиты		
Расчет по сценарию №1 Случай колонны при $b < 2a + h_0$, в противном случае расчет ведется по торцу стены 	$u = = 2L_x + 2L_y = 2a + 2b + 4h_0$	$W_x = \frac{L_y^2}{3} + L_x L_y$ $W_y = \frac{L_x^2}{3} + L_y L_x$ $L_x = b + h_0$ $L_y = a + h_0$
Расчет по сценарию №2 Случай колонны при $b < 2a + h_0$  В случае круглой колонны диаметром d допустимо приять (в запас) вместо сторон a и b: $a = b = (\frac{\pi d}{2} + d)/3$	$u = = 2L_x + L_y a + 2h_0 + 2c_x + 2b$	$L_x = b + \frac{h_0}{2} + c_x$ $L_y = a + h_0$ $I_{x1} = 0,5 L_x L_y^2$ $I_{x2} = L_y^3/12$ $I_x = I_{x1} + I_{x2}$ $x_C = \frac{(L_x^2 + L_x L_y)}{(2L_x + L_y)}$ $I_{y1} = \frac{L_x^3}{6} + 2L_x(x_C - \frac{L_x}{2})^2$ $I_{y2} = L_y(L_x - x_C)^2$ $I_y = I_{y1} + I_{y2}$ $W_x = 2(\frac{I_x}{L_y})$ W_y определяется по минимальному из значений 1 значение $\frac{I_y}{x_C}$ 2 значение $\frac{I_y}{L_x - x_C}$
Угловые колонны		
Расчет по сценарию №1 Случай колонны при $b < 2a + h_0$ 	$u = = 2L_x + 2L_y = 2a + 2b + 4h_0$	$W_x = \frac{L_y^2}{3} + L_x L_y$ $W_y = \frac{L_x^2}{3} + L_y L_x$ $L_x = b + h_0$ $L_y = a + h_0$

Расчетный случай	Расчетный периметр u	Момент сопротивления W_b
Расчет по сценарию №2 Случай колонны при $b < 2a + h_0$  В случае круглой колонны диаметром d допустимо приять (в запас) вместо сторон a и b: $a = b = (\frac{\pi d}{4} + d)/2$	$u = L_x + L_y = a + b + h_0 + c_x + c_y$	$L_x = b + \frac{h_0}{2} + c_x$ $L_y = a + \frac{h_0}{2} + c_y$ $x_C = \frac{(0{,}5L_x^2 + L_x L_y)}{(L_x + L_y)}$ $y_C = \frac{(0{,}5L_y^2 + L_x L_y)}{(L_x + L_y)}$ $I_{x1} = L_x(L_y - y_c)^2$ $I_{x2} = \frac{L_y^3}{12} + L_y(y_C - \frac{L_y}{2})^2$ $I_{y1} = \frac{L_x^3}{12} + L_x(x_c - \frac{L_x}{2})^2$ $I_{y2} = L_y(L_x - x_C)^2$ $I_x = I_{x1} + I_{x2}$ $I_y = I_{y1} + I_{y2}$ W_x определяется по минимальному из значений: 1 значение $\frac{I_x}{y_C}$ 2 значение $\frac{I_x}{L_y - y_C}$ W_y определяется по минимальному из значений: 1 значение $\frac{I_y}{x_C}$ 2 значение $\frac{I_y}{L_x - x_C}$

Расчетный случай	Расчетный периметр u	Момент сопротивления W_b
Торец стены в центре плиты		
	$u = 3a + 3h_0$	$L_x = a + h_0$ $L_y = a + h_0$ $I_{x1} = 0,5 L_x L_y^2$ $I_{x2} = L_y^3/12$ $I_x = I_{x1} + I_{x2}$ $x_C = \frac{(L_x^2 + L_x L_y)}{(2L_x + L_y)}$ $I_{y1} = \frac{L_x^3}{6} + 2L_x(x_C - \frac{L_x}{2})^2$ $I_{y2} = L_y(L_x - x_C)^2$ $I_y = I_{y1} + I_{y2}$ $W_x = 2(\frac{I_x}{L_y})$ W_y определяется по минимальному из значений: 1 значение $\frac{I_y}{x_C}$ 2 значение $\frac{I_y}{L_x - x_C}$ В расчете W_y не используется, поскольку момент не учитывается
Торец стены у края плиты		
Расчет по сценарию №1 	$u = 3a + 3h_0$	$L_x = a + h_0$ $L_y = a + h_0$ $I_{x1} = 0,5 L_x L_y^2$ $I_{x2} = L_y^3/12$ $I_x = I_{x1} + I_{x2}$ $x_C = \frac{(L_x^2 + L_x L_y)}{(2L_x + L_y)}$ $I_{y1} = \frac{L_x^3}{6} + 2L_x(x_C - \frac{L_x}{2})^2$ $I_{y2} = L_y(L_x - x_C)^2$ $I_y = I_{y1} + I_{y2}$ $W_x = 2(\frac{I_x}{L_y})$ W_y определяется по минимальному из значений: 1 значение $\frac{I_y}{x_C}$ 2 значение $\frac{I_y}{L_x - x_C}$ В расчете W_y не используется, поскольку момент не учитывается

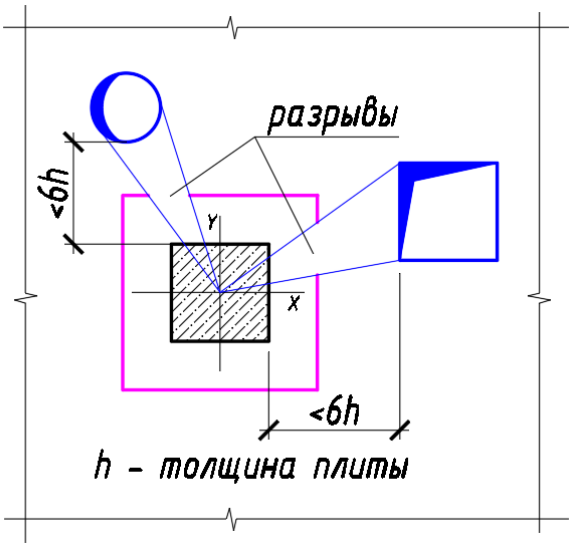
Расчетный случай	Расчетный периметр u	Момент сопротивления W_b
Расчет по сценарию №2 	$u = 2L_x$ $= 2(c_x + a)$	$L_x = a + c_x$ $I_x = 2L_x(\frac{a}{2} + \frac{h_0}{2})^2$ $I_y = \frac{L_x^3}{6}$ $W_x = \frac{I_x}{\frac{a}{2} + \frac{h_0}{2}}$ $W_y = \frac{2I_y}{L_x}$ В расчете W_y не используется, поскольку момент не учитывается
Угловые стены(случай когда плита не имеет проема)		
	$u =$ $= 2a_1 +$ $+2a_2 +$ $+\sqrt{a_1^2 + a_2^2}$	Не используется в расчете
Угловые стены(случай с проемом внутри угла)		
	$u =$ $= 2a_1 +$ $+2a_2 +$	Не используется в расчете

Расчетный случай	Расчетный периметр u	Момент сопротивления W_b
Висячая стена		
 	$u = 3p + 3h_0$	$L_x = p + h_0$ $L_y = p + h_0$ $I_{x1} = 0,5 L_x L_y^2$ $I_{x2} = L_y^3/12$ $I_x = I_{x1} + I_{x2}$ $x_C = \frac{(L_x^2 + L_x L_y)}{(2L_x + L_y)}$ $I_{y1} = \frac{L_x^3}{6} + 2L_x(x_C - \frac{L_x}{2})^2$ $I_{y2} = L_y(L_x - x_C)^2$ $I_y = I_{y1} + I_{y2}$ $W_x = 2(\frac{I_x}{L_y})$ W_y определяется по минимальному из значений: 1 значение $\frac{I_y}{x_C}$ 2 значение $\frac{I_y}{L_x - x_C}$ В расчете W_y не используется, поскольку момент не учитывается
Случай перехода из колонны в стену с колонной		
Габарит колонны при $b < 2a + h_0$, иначе следует рассматривать как продавливание торцом стены  	$u = 2L_x + L_y$ $a + 2h_0$ $+ 2b$	$L_x = b + \frac{h_0}{2}$ $L_y = a + h_0$ $I_{x1} = 0,5 L_x L_y^2$ $I_{x2} = L_y^3/12$ $I_x = I_{x1} + I_{x2}$ $x_C = \frac{(L_x^2 + L_x L_y)}{(2L_x + L_y)}$ $I_{y1} = \frac{L_x^3}{6} + 2L_x(x_C - \frac{L_x}{2})^2$ $I_{y2} = L_y(L_x - x_C)^2$ $I_y = I_{y1} + I_{y2}$ $W_x = 2(\frac{I_x}{L_y})$ W_y определяется по минимальному из значений 1 значение $\frac{I_y}{x_C}$ 2 значение $\frac{I_y}{L_x - x_C}$

<table>
<tr><th>Расчетный случай</th><th>Расчетный периметр u</th><th>Момент сопротивления W_b</th></tr>
<tr><td colspan="3">Случай продавливания при наличии контурной балки</td></tr>
<tr><td>Габарит колонны при $b < 2a + h_0$, иначе следует рассматривать как продавливание торцом стены
 
</td><td>$u = 2L_x + L_y$
$a + 2h_0$
$+ 2b$</td><td>$L_x = b + \frac{h_0}{2}$
$L_y = a + h_0$
$I_{x1} = 0,5L_xL_y^2$
$I_{x2} = L_y^3/12$
$I_x = I_{x1} + I_{x2}$
$x_C = \frac{(L_x^2 + L_xL_y)}{(2L_x + L_y)}$
$I_{y1} = \frac{L_x^3}{6} + 2L_x(x_C - \frac{L_x}{2})^2$
$I_{y2} = L_y(L_x - x_C)^2$
$I_y = I_{y1} + I_{y2}$
$W_x = 2(\frac{I_x}{L_y})$
W_y определяется по минимальному из значений
1 значение $\frac{I_y}{x_C}$
2 значение $\frac{I_y}{L_x - x_C}$</td></tr>
<tr><td colspan="3">Случай продавливания при торцевой колонне у стены</td></tr>
<tr><td>Габарит колонны при $b \le a + \frac{h_0}{2}$
 
</td><td>$u = a + 2b$</td><td>$L_x = b + h_0/2$
$L_y = a + h_0$
$I_{x1} = 0,5L_xL_y^2$
$I_{x2} = L_y^3/12$
$I_x = I_{x1} + I_{x2}$
$x_C = \frac{(L_x^2 + L_xL_y)}{(2L_x + L_y)}$
$I_{y1} = \frac{L_x^3}{6} + 2L_x(x_C - \frac{L_x}{2})^2$
$I_{y2} = L_y(L_x - x_C)^2$
$I_y = I_{y1} + I_{y2}$
$W_x = 2(\frac{I_x}{L_y})$
W_y определяется по минимальному из значений:</td></tr>
</table>

Расчетный случай	Расчетный периметр u	Момент сопротивления W_b
В случае круглой колонны диаметром d допустимо принять (в запас) вместо сторон a и b: $a = b = (\frac{\pi d}{2} + d)/3$		1 значение $\frac{I_y}{x_C}$ 2 значение $\frac{I_y}{L_x - x_C}$ В расчете W_y не используется, поскольку момент не учитывается
Габарит колонны $b > a + \frac{h_0}{2}$ См. случай продавливания торцом стены		

При наличии проемов, находящихся на расстоянии менее 6h до проема необходимо учесть разрывы в контуре.



Частые вопросы:

1. Как посчитать быстро и в запас при наличии проемов?

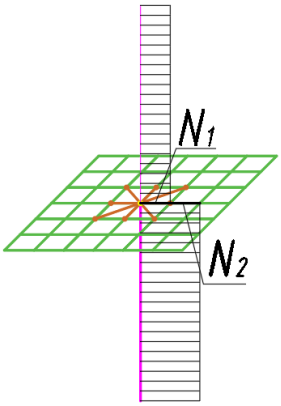
Ответ: существуют такие инженерные подходы, которые всегда будут в запас:

1) Полностью удалить части контура, где появились разрывы от проемов и рассчитать характеристики контура по известным формулам.

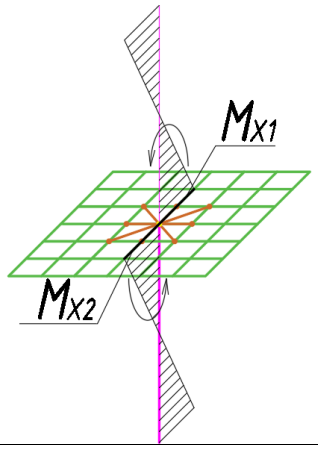
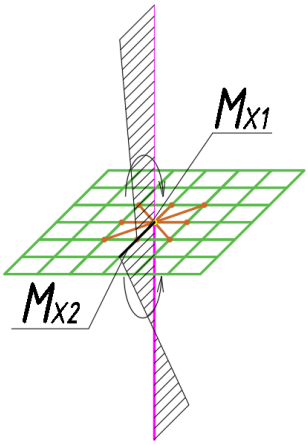
2) Сделать дополнительные симметричные «фиктивные» разрывы на другие стороны, «сплюснуть» контур на величину разрывов. При этом появится меньший контур условно для колонны/стены меньшего сечения.

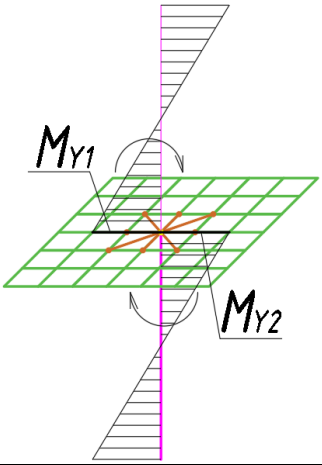
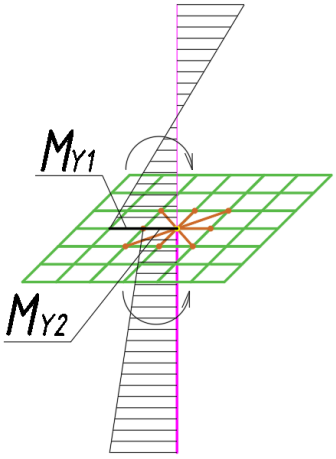
Определение продавливающих усилий.

Колонна



$$N = |N_2 - N_1|$$

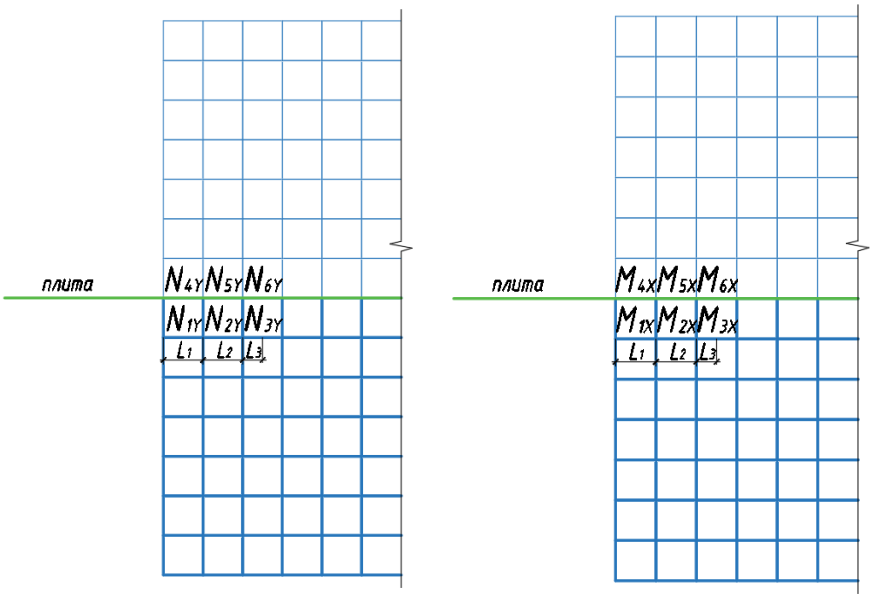
Случай 1 (моменты с разных сторон)	Случай 2 (моменты с одной стороны)
	
$M_X = \frac{\lvert M_{X2}\rvert + \lvert M_{X1}\rvert}{2}$	$M_X = \frac{\lvert M_{X2} - M_{X1}\rvert}{2}$

Случай 1 (моменты с разных сторон)	Случай 2 (моменты с одной стороны)
	
$M_Y = \frac{\lvert M_{Y2}\rvert + \lvert M_{Y1}\rvert}{2}$	$M_Y = \frac{\lvert M_{Y2} - M_{Y1}\rvert}{2}$

Определение продавливающих усилий.

Торец стены

До расчета усилий необходимо отрисовать контур продавливания и определить сколько КЭ входит в контур продавливания. На рисунках условно в контур продавливания попадает 3 КЭ (условно расстояние $L_1 + L_2 + L_3$).

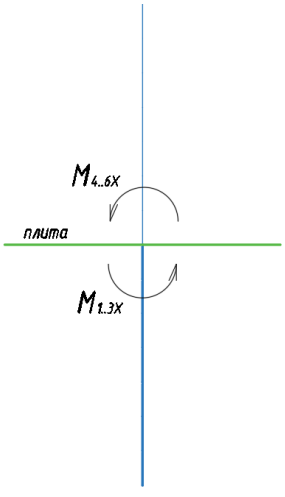
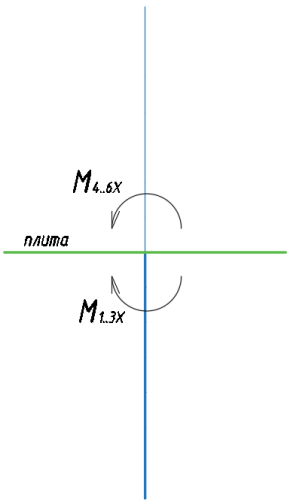


$$N = |N_{1...3Y} - N_{4...6Y}|a$$

$$N_{1...3Y} = N_{1Y}L_1 + N_{2Y}L_2 + N_{3Y}L_3$$

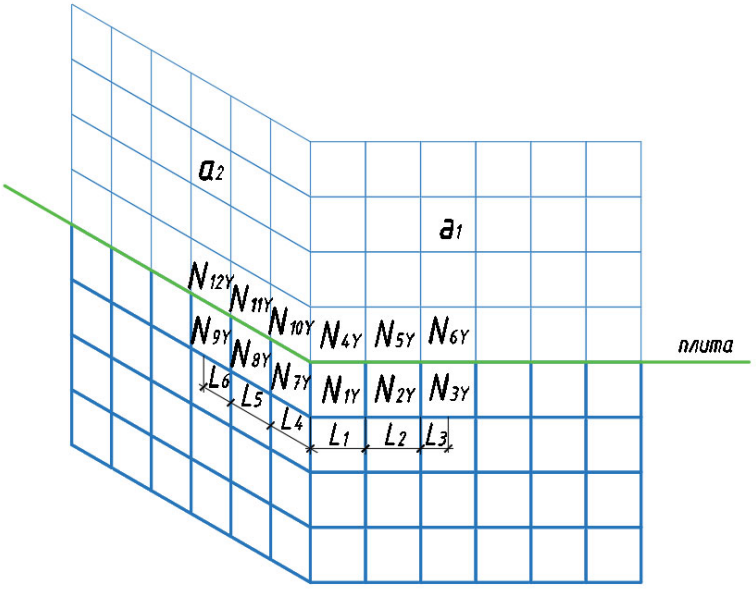
$$N_{4...6Y} = N_{4Y}L_1 + N_{5Y}L_2 + N_{5Y}L_3$$

a – толщина стены

Случай 1. Моменты с разных сторон	Случай 2. Моменты с одной стороны	Примечание: в ЛИРА-САПР момент в пластинах M_x это M_y
		
$M = \frac{\lvert M_{1...3X}\rvert + \lvert M_{4...6X}\rvert}{2}$ $M_{1...3X} = M_{1X}L_1 + M_{2X}L_2 + M_{3X}L_3$ $M_{4...6X} = M_{4X}L_4 + M_{5X}L_2 + M_{6X}L_6$	$M = \frac{\lvert M_{1...3X} - M_{4...6X}\rvert}{2}$ $M_{1...3X} = M_{1X}L_1 + M_{2X}L_2 + M_{3X}L_3$ $M_{4...6X} = M_{4X}L_4 + M_{5X}L_2 + M_{6X}L_6$	

Определение продавливающих усилий.

Угол стены



$$N = |N_2| - |N_1|$$

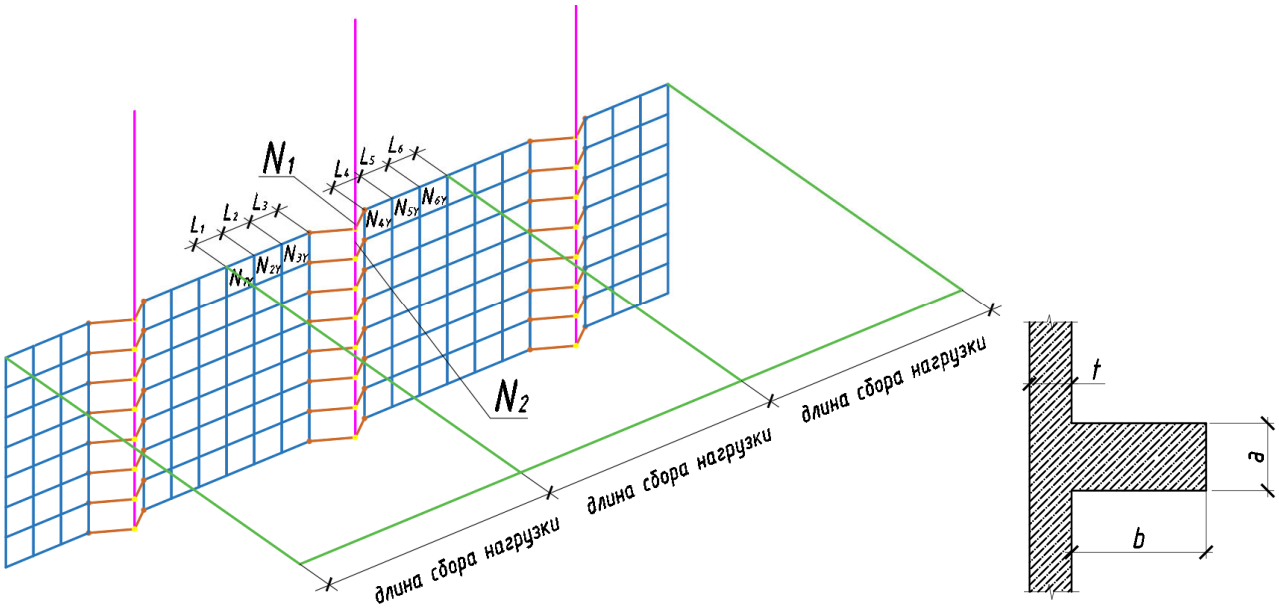
$$N_2 = (N_{1Y}L_1 + N_{2Y}L_2 + N_{3Y}L_3)a_1 + (N_{7Y}L_4 + N_{8Y}L_5 + N_{9Y}L_6)a_2$$

$$N_1 = (N_{4Y}L_1 + N_{5Y}L_2 + N_{6Y}L_3)a_1 + (N_{10Y}L_4 + N_{11Y}L_5 + N_{12Y}L_6)a_2$$

Определение продавливающих усилий.

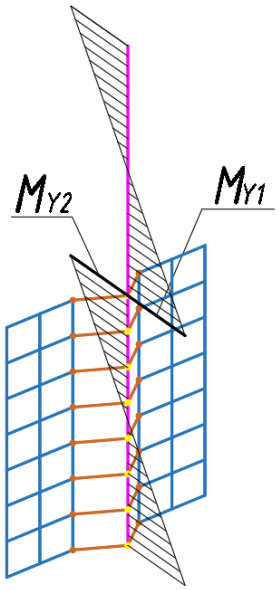
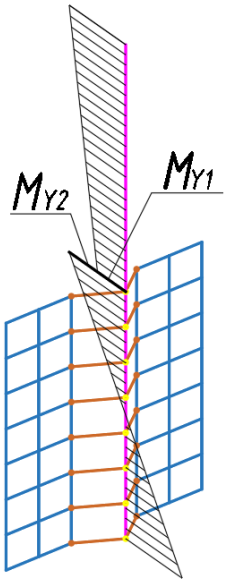
Колонна переходит в колонну со стеной.

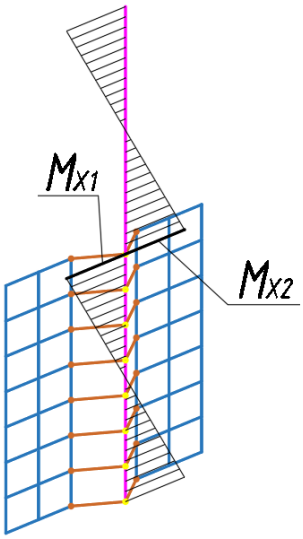
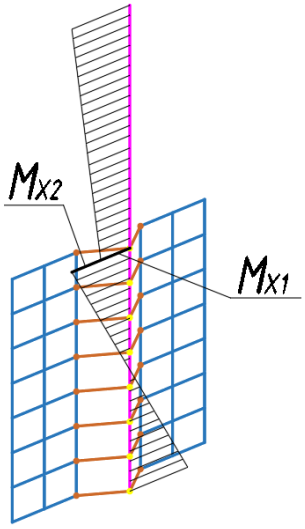
Формулы не нормированы, но подход в запас.



$$N = k \cdot (|N_2| + t \cdot |N_{1Y}L_1 + N_{2Y}L_2 + N_{3Y}L_3 + N_{4Y}L_4 + N_{5Y}L_5 + N_{6Y}L_6| - |N_1|)$$

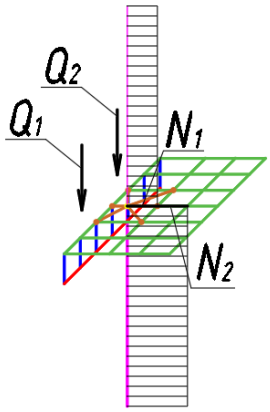
$$k = \frac{a + 2b}{L_1 + L_2 + L_3 + L_4 + L_5 + L_6}$$

Случай 1 (моменты с разных сторон)	Случай 2 (моменты с одной стороны)
	
$M_Y = \frac{\lvert M_{Y2}\rvert + \lvert M_{Y1}\rvert}{2}$	$M_Y = \frac{\lvert M_{Y2} - M_{Y1}\rvert}{2}$

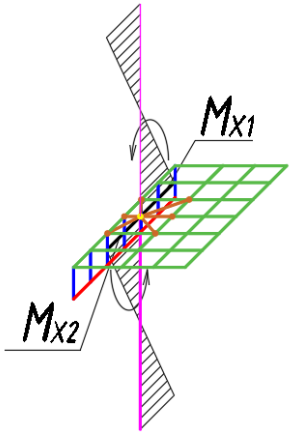
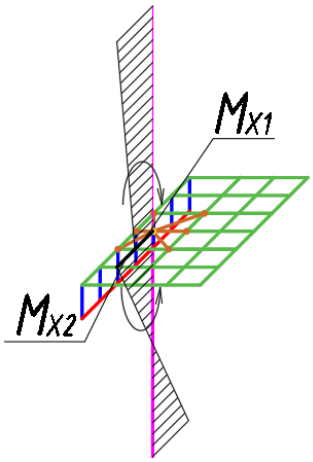
Случай 1 (моменты с разных сторон)	Случай 2 (моменты с одной стороны)
	
$M_X = \frac{\lvert M_{X2}\rvert + \lvert M_{X1}\rvert}{2}$	$M_X = \frac{\lvert M_{X2} - M_{X1}\rvert}{2}$

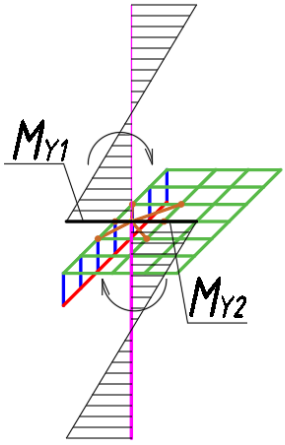
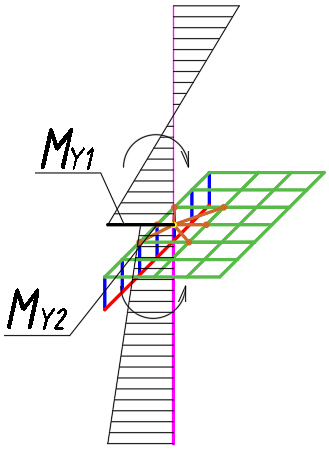
Колонна с контурной балкой.

Формулы не нормированы, но подход в запас.



$$N = |N_2 - N_1| - |Q_1| - |Q_2|$$

Случай 1 (моменты с разных сторон)	Случай 2 (моменты с одной стороны)
	
$M_X = \frac{\lvert M_{X2}\rvert + \lvert M_{X1}\rvert}{2}$	$M_X = \frac{\lvert M_{X2} - M_{X1}\rvert}{2}$

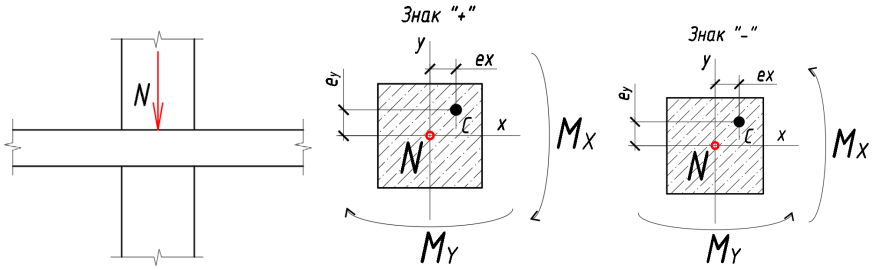
Случай 1 (моменты с разных сторон)	Случай 2 (моменты с одной стороны)
	
$M_Y = \frac{\lvert M_{Y2}\rvert + \lvert M_{Y1}\rvert}{2}$	$M_Y = \frac{\lvert M_{Y2} - M_{Y1}\rvert}{2}$

Расчет без поперечной арматуры

Изначально идет проверка, в которой устанавливают нужно ли поперечное армирование или нет. Если отношение $\frac{F}{F_{b,ult}}$ не проходит более чем в 2 раза, то установка поперечного армирования не поможет обеспечить прочность, нужно или увеличивать сечение/устраивать капитель или поднимать класс бетона.

<table>
<tr>
<td>Колонна</td>
<td>
$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_{x,sum}}{M_{bx,ult}} + \frac{M_{y,sum}}{M_{by,ult}} \le 1$$
$F = N$ – продавливающее усилие, принимается со знаком «+».
$F_{bult} = R_{bt} A_b = R_{bt} u h_0$
$h_0 = 0,5(h_{0x} + h_{0y})$
u – периметр контура расчетного поперечного сечения, для типовых мест определяется по таблице выше.

$M_{x,sum} = |M_X \pm N e_y|$
$M_{y,sum} = |M_Y \pm N e_x|$

M_X, M_Y – расчетный момент из усилий в конструкциях
e_x, e_y – эксцентриситет до центра тяжести контура


$M_{bx,ult} = R_{bt} W_{bx} h_0$
$M_{by,ult} = R_{bt} W_{by} h_0$
R_{bt} – расчетное сопротивление бетона на растяжение
W_{bx}, W_{by} – момент сопротивления расчетного поперечного сечения по бетону, для типовых мест определяется по таблице выше.

Дополнительные проверки:
Если $\frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}}$ получилось больше, чем $0,5\frac{F}{F_{b,ult}}$, то принимается $\frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} = 0,5\frac{F}{F_{b,ult}}$)
</td>
</tr>
<tr>
<td>Торец стены</td>
<td>
$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_{x,sum}}{M_{bx,ult}} \le 1$$
Для торца стены учитывается только 1 момент.
Все формулы и дополнительные проверки см. колонну.
</td>
</tr>
<tr>
<td>Угол стены</td>
<td>
$$\frac{F}{F_{b,ult}} \le 1$$
Для угла стены моменты не учитываются.
Все формулы и дополнительные проверки см. колонну.
</td>
</tr>
</table>

Расчет с поперечной арматурой

Колонна

$$\frac{F}{F_{b,ult}+F_{sw,ult}}+\frac{M_{x,sum}}{M_{bx,ult}+M_{sw,x,ult}}+\frac{M_{y,sum}}{M_{by,ult}+M_{sw,y,ult}}\le 1$$

$F=N$ – продавливающее усилие, принимается со знаком «+».

$F_{bult}=R_{bt}A_b=R_{bt}uh_0$

$h_0=0,5(h_{0x}+h_{0y})$

u – периметр контура расчетного поперечного сечения,

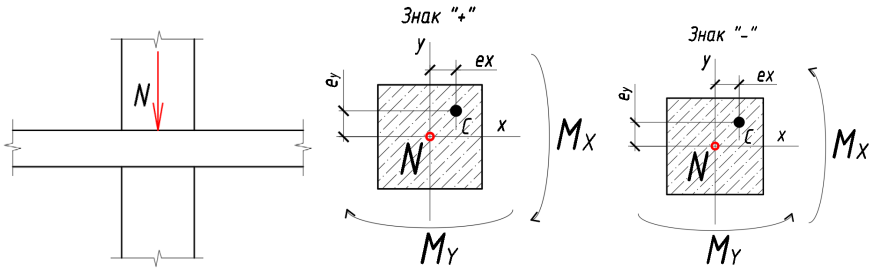
Для типовых мест определяется по таблице выше.

$M_{x,sum}=|M_X\pm Ne_y|$

$M_{y,sum}=|M_Y\pm Ne_x|$

M_X, M_Y – расчетный момент из усилий в конструкциях

e_x, e_y – эксцентриситет до центра тяжести контура



$F_{sw,ult}=0,8q_{sw}u$

$q_{sw}=\frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w}$

A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры, расположенная в пределах расстояния $0,5h_0$ по обе стороны от контура расчетного поперечного сечения по периметру контура расчетного поперечного сечения(см рисунок 8.13 из СП 63.13330.2018, приведенный ниже)

s_w – шаг поперечной арматуры

$M_{bx,ult}=R_{bt}W_{bx}h_0$

$M_{by,ult}=R_{bt}W_{by}h_0$

W_{bx}, W_{by} – момент сопротивления расчетного поперечного сечения по бетону, для типовых мест определяется по таблице выше.

$M_{sw,x,ult}=0,8q_{sw}W_{sw,x}$

$M_{sw,y,ult}=0,8q_{sw}W_{sw,y}$

$W_{sw,x}=W_{bx}$

$W_{sw,y}=W_{by}$

Дополнительные проверки:

1) Если $\frac{M_x}{M_{bx,ult}+M_{sw,x,ult}}+\frac{M_y}{M_{by,ult}+M_{sw,y,ult}}$ получилось больше, чем $0,5\frac{F}{F_{b,ult}+F_{sw,ult}}$, то принимается $\frac{M_x}{M_{bx,ult}+M_{sw,x,ult}}+\frac{M_y}{M_{by,ult}+M_{sw,y,ult}}=0,5\frac{F}{F_{b,ult}+F_{sw,ult}}$

	2) Если $F_{b,ult}+F_{sw,ult}$ получилось больше, чем $2F_{b,ult}$, то принимается $F_{b,ult}+F_{sw,ult} = 2F_{b,ult}$ 3) Если $M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}$ получилось больше, чем $2M_{bx,ult}$, то принимается $M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult} = 2M_{bx,ult}$ 4) Если $M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}$ получилось больше, чем $2M_{by,ult}$, то принимается $M_{by,ult} + M_{sw,y,ult} = 2M_{by,ult}$ 5) Если $F_{sw,ult} < 0,25F_{b,ult}$, то необходимо доставить поперечную арматуру, чтобы было выполнено условие $F_{sw,ult} > 0,25F_{b,ult}$
Торец стены	$$\frac{F}{F_{b,ult}+F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}} \le 1$$ Для торца стены учитывается только 1 момент. Все формулы и дополнительные проверки см. колонну.
Угол стены	$$\frac{F}{F_{b,ult}+F_{sw,ult}} \le 1$$ Для угла стены моменты не учитываются. Все формулы и дополнительные проверки см. колонну.

Бетон	*Значения расчетного сопротивления бетона при растяжении R_{bt}, МПа, при классе бетона по прочности сжатия*															
	B10	*B12,5*	*B15*	*B20*	*B25*	*B30*	*B35*	*B40*	*B45*	*B50*	*B55*	*B60*	*B70*	*B80*	*B90*	*B100*
Тяжелый, мелкозернистый и напрягающий	*0,56*	*0,66*	*0,75*	*0,90*	*1,05*	*1,15*	*1,30*	*1,40*	*1,50*	*1,60*	*1,70*	*1,80*	*1,90*	*2,10*	*2,15*	*2,20*

Результаты подбора поперечного армирования для различных случаев в стыке «квадратная колонна-плита» приведена в Части «Результаты расчета продавливания плит колоннами».

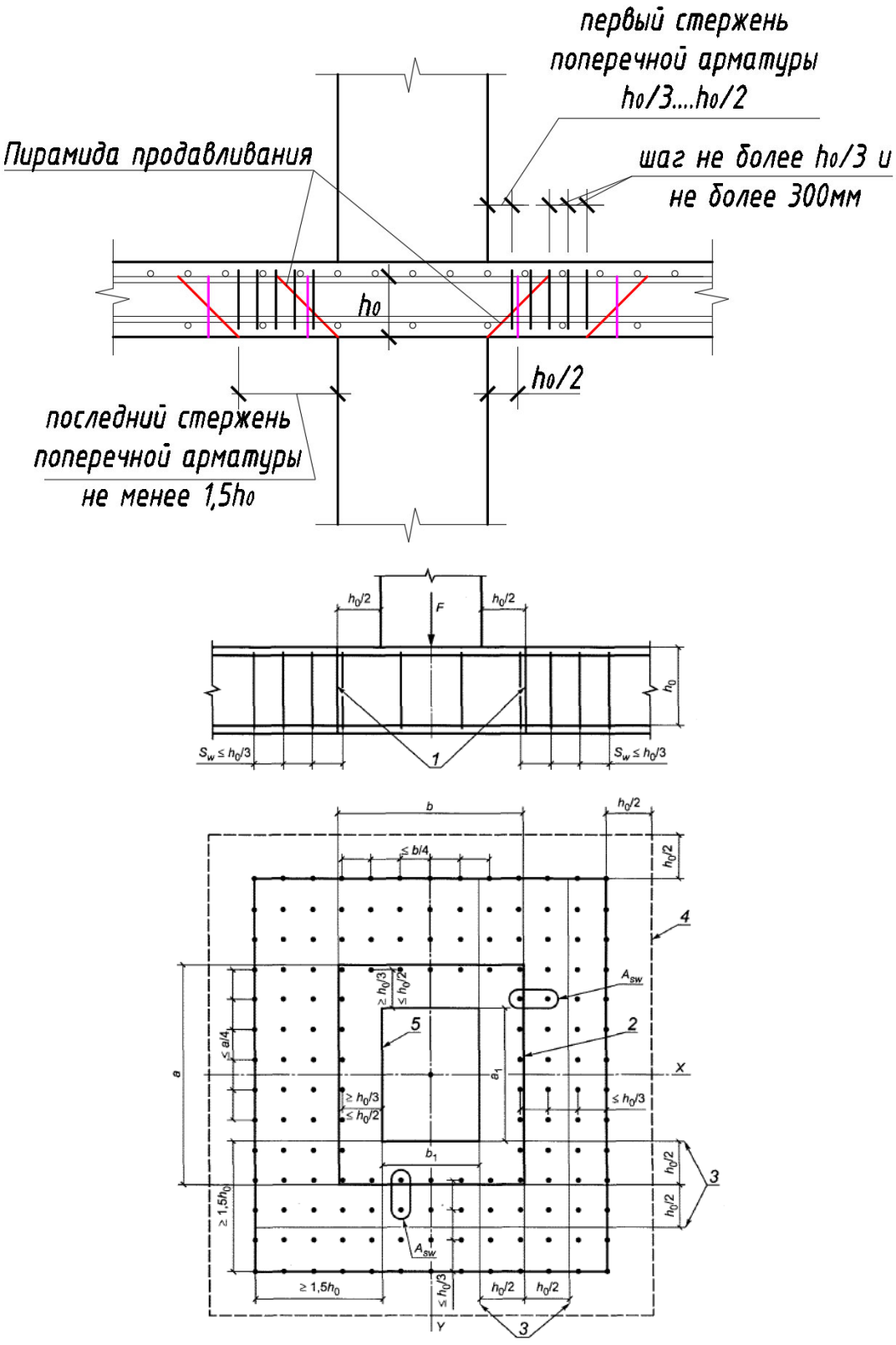
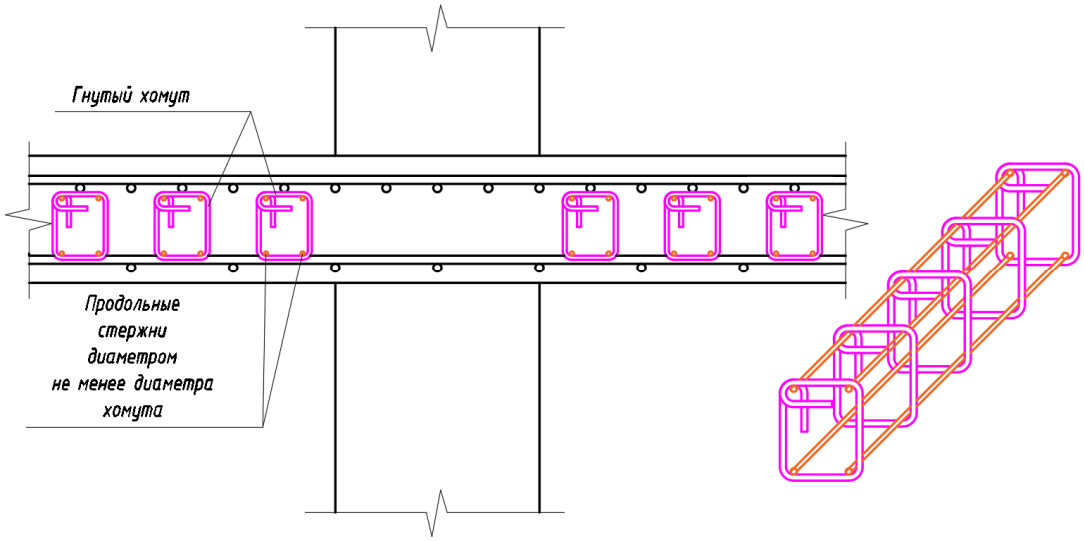


Рисунок 8.13 СП 63.13330.2018.

1 – расчетное поперечное сечение; *2* – контур расчетного поперечного сечения; *3* – границы зоны, в пределах которых в расчете учитывается поперечная арматура; *4* – контур расчетного поперечного сечения без учета в расчете поперечной арматуры; *5* – контур площадки приложения нагрузки

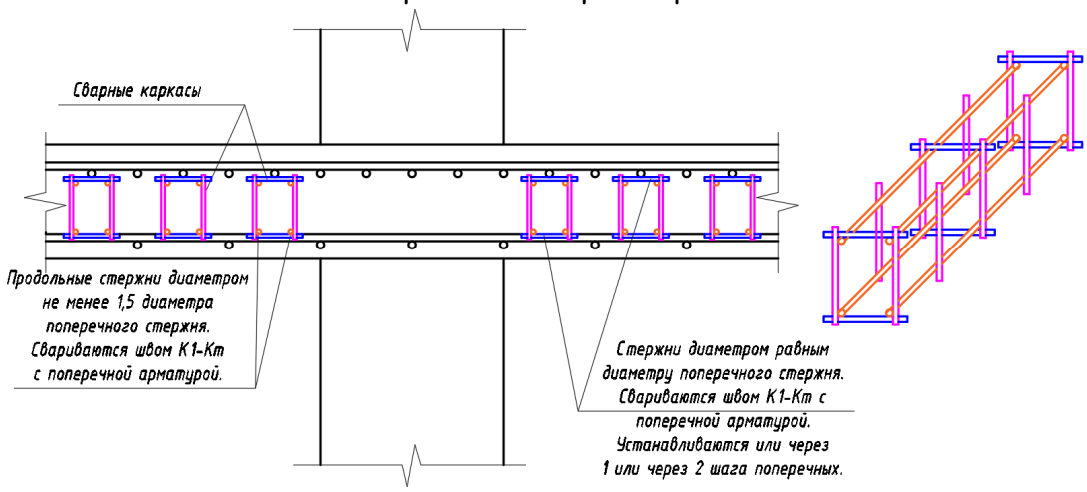
Конструктивное исполнение поперечного армирования

Вариант №1. Вязаный каркас



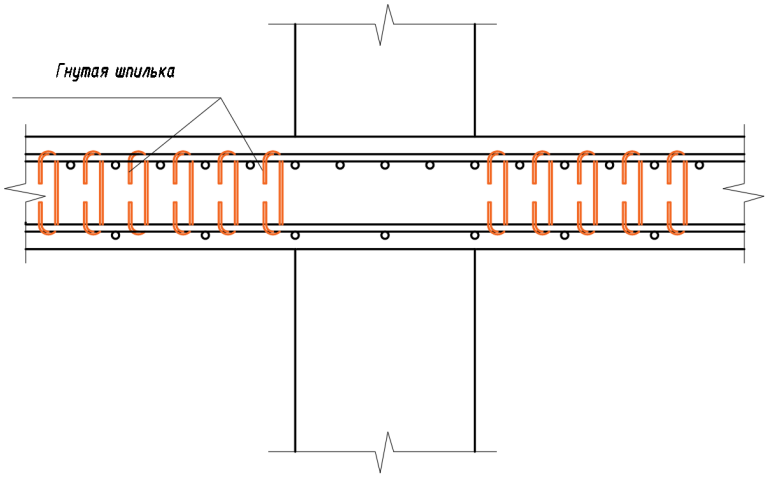
Наиболее безопасный вариант. Каркасы не нуждаются в проверке/испытаниях сварных соединений.

Вариант №2. Сварной каркас



Наиболее частый вариант. Требует контактной сварки и ее испытаний.

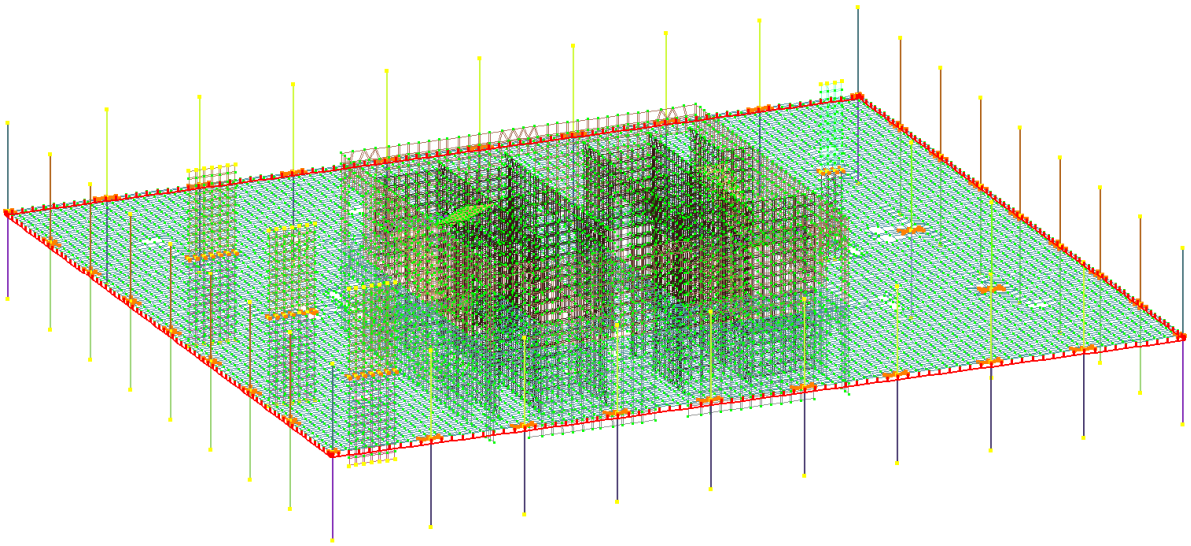
Вариант №3. Отдельные шпильки

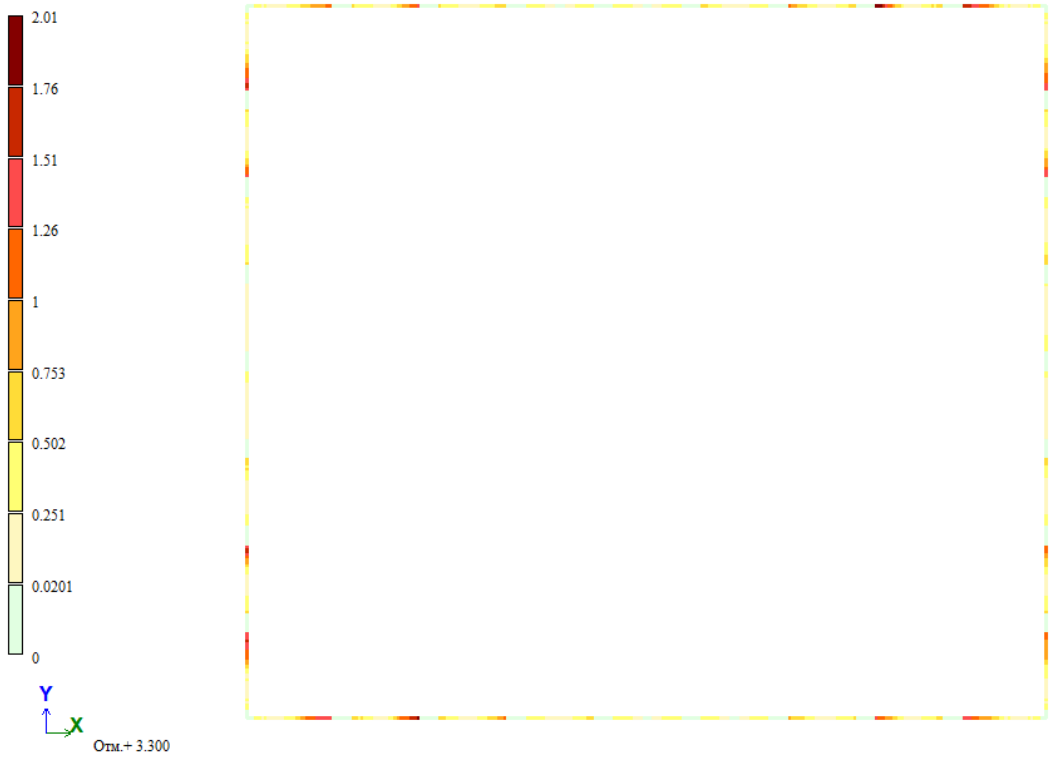


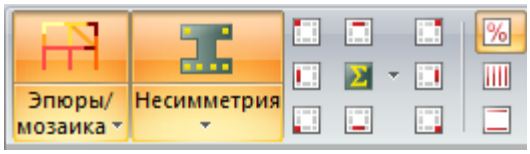
Шпильки без каркаса, огибающие продольную арматуру.

6. Продольное армирование балок

Рассмотрим продольное армирование контурной балки.



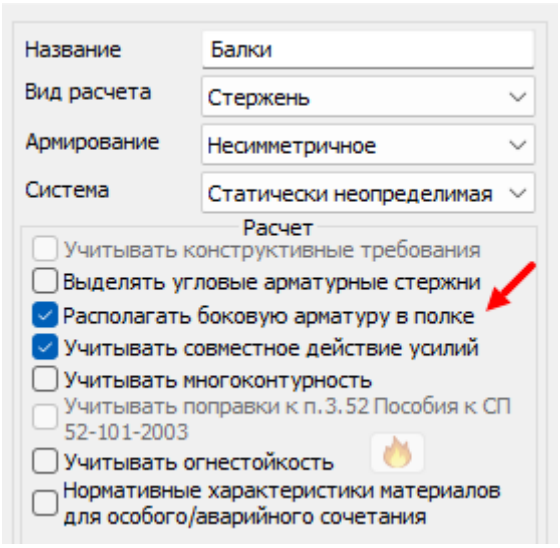




Процент продольного армирования.

Первично просматривается процент продольного армирования. Балки с процентом армирования более 3% подлежат перепроектированию(арматуру разместить невозможно). В идеальном варианте процент армирования должен быть 1-2%.

Далее просматривается верхнее и нижнее армирование балки. Если НЕ установлена галочка «Располагать боковую арматуру в полке», то еще просматривают и боковое армирование.



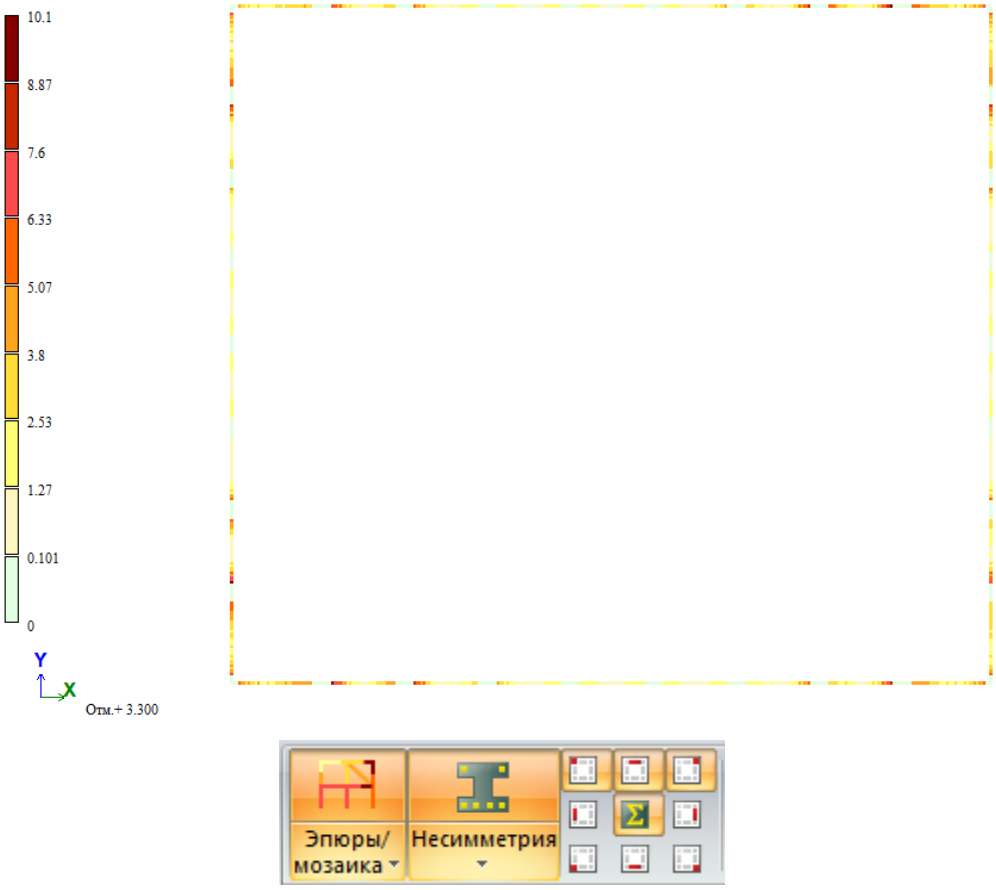


Рисунок. Требуемое верхнее продольное армирование балок.

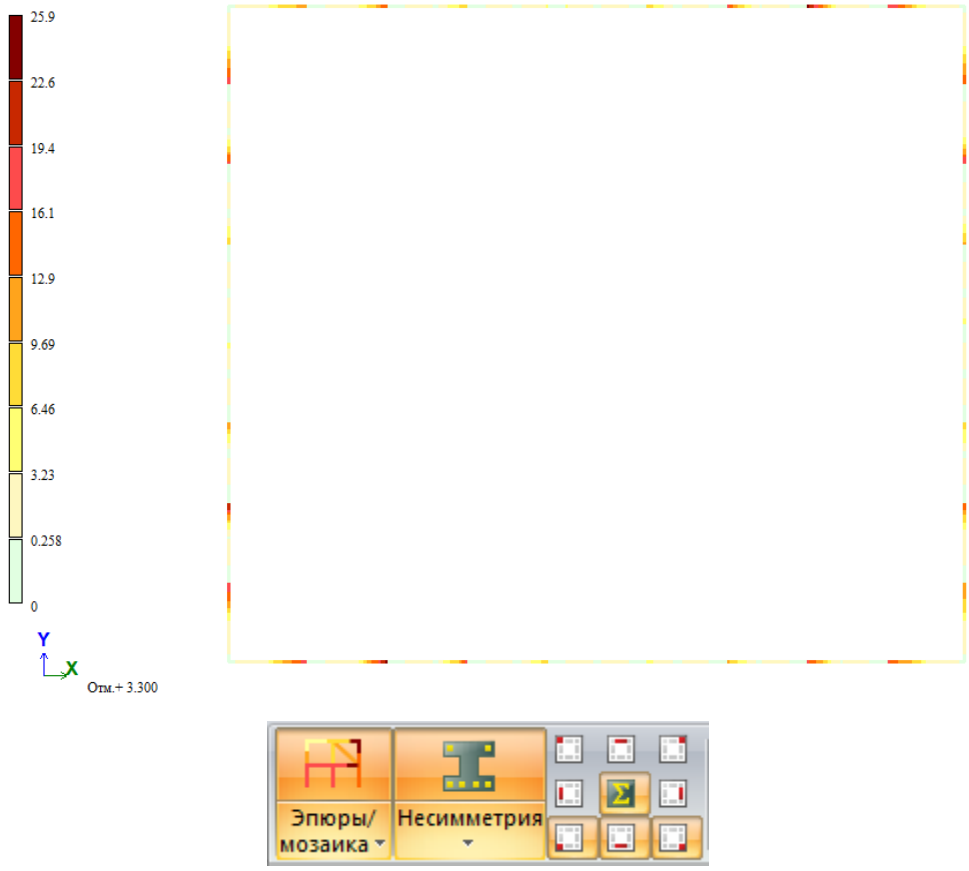


Рисунок. Требуемое нижнее продольное армирование балок.

Несмотря на то, что пролеты рассмотренной балки одинаковые из изополей требуемого армирования армирования видны «всплески». Данные всплески обусловлены неравномерным перемещением опор из-за осадок здания, что является нормальным эффектом. Если рассчитывать «вырезанное» перекрытие, то такого эффекта наблюдаться не будет.

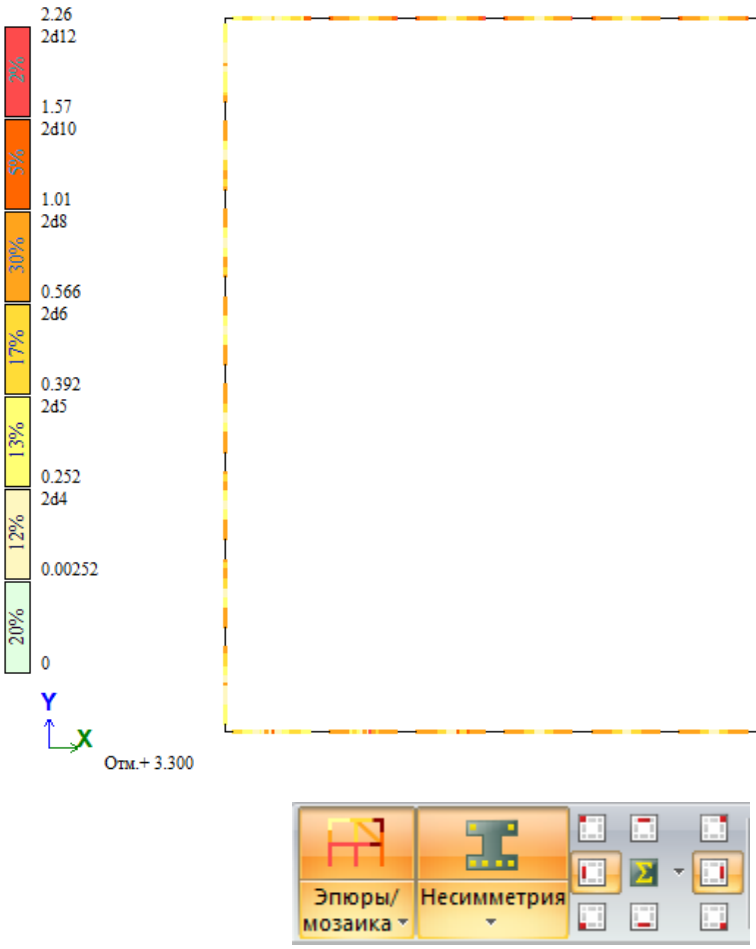


Рисунок. Требуемое боковое армирование балок.

Иногда программа устанавливает продольное боковое армирование(как показано выше) даже несмотря на галочку «устанавливать боковую арматуру в полке». Это связано с тем, что балка (в особенности контурная) изгибается всегда в двух плоскостях и рабочей арматурой может являться не только верхняя и нижняя, а еще и боковая

Где располагать боковую арматуру?

Есть два способа расположения:

1 Способ. Если расстояние между стержнями верхний и нижней грани менее 400мм и менее чем 1,5 ширины балки (требования исходя из конструктивных особенностей предельного максимального расстояния между стержнями).

Боковая арматура вручную распределяется между нижним и верхним армированием. Если действовать в запас, то к и к низу и к верху прибавляется максимальное значение требуемой боковой арматуры.

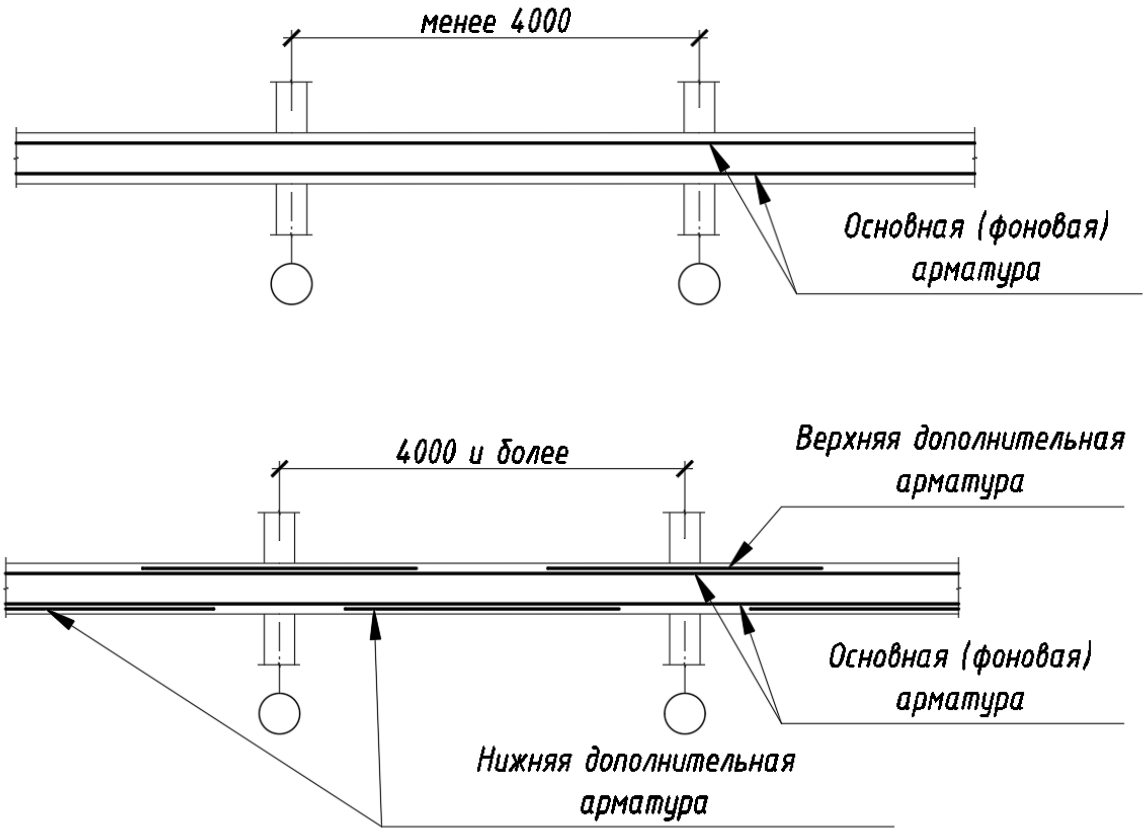
2 Способ. Располагать боковое армирование так как требует расчет. Т.е. располагать ее на боковой грани равномерно.

Участки балок можно классифицировать:

1) по наличию дополнительных зон армирования

– без дополнительного армирования. В большинстве случаев это балки пролетами до 4 м. На данной длине не целесообразно выделять дополнительные стержни, потому как их длина с учетом анкеровки будет дотягиваться до опор.

– с дополнительным армированием.



2) по стыкам арматуры

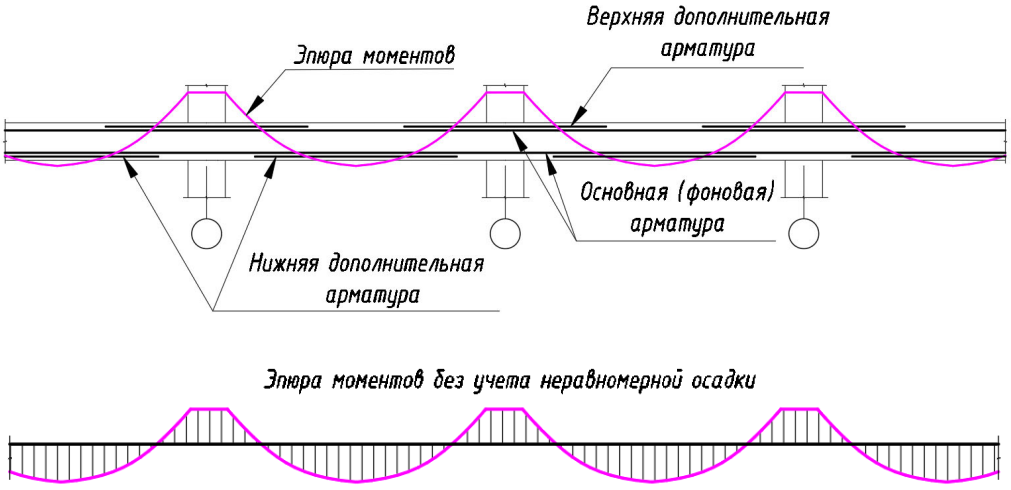
– армируемые без стыков продольной арматуры;

– армируемые со стыками продольной арматуры(как правило при длине более 11.7).

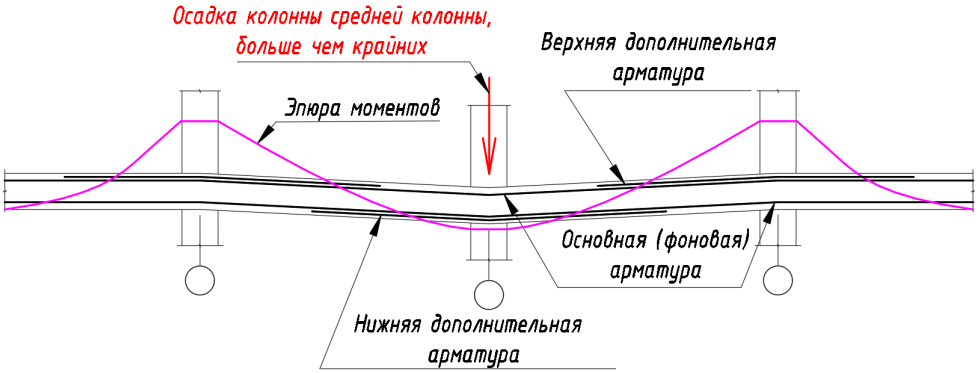
Основное в расстановке продольной арматуры в конструировании – соблюсти допустимые расстояния между продольными стержнями арматуры.

3) по степени влияния неравномерных осадок

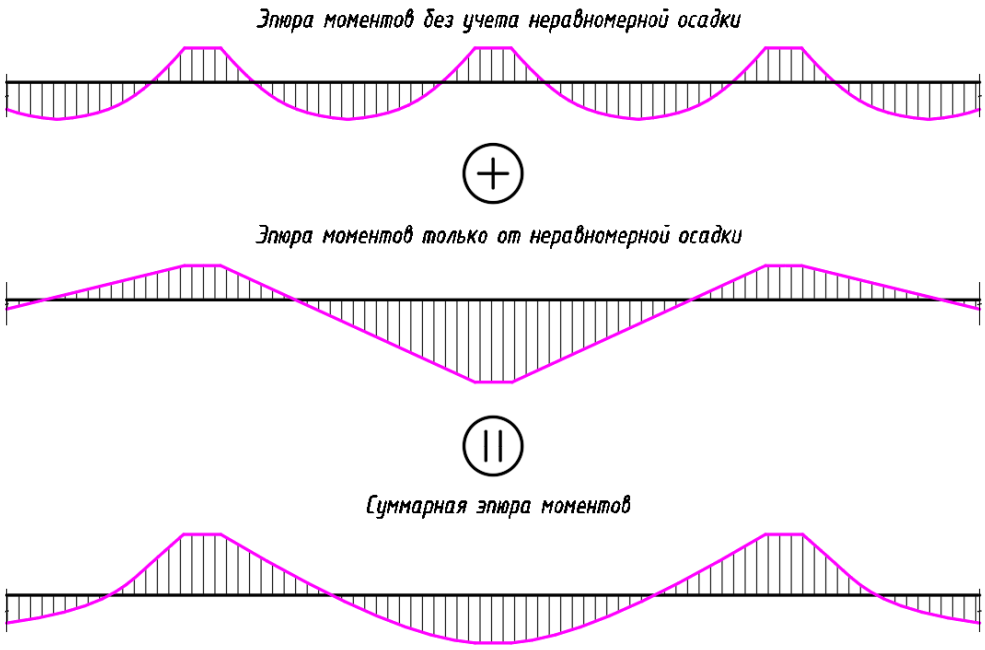
- влияние неравномерных осадок отсутствует. Эпюра моментов стандартная.



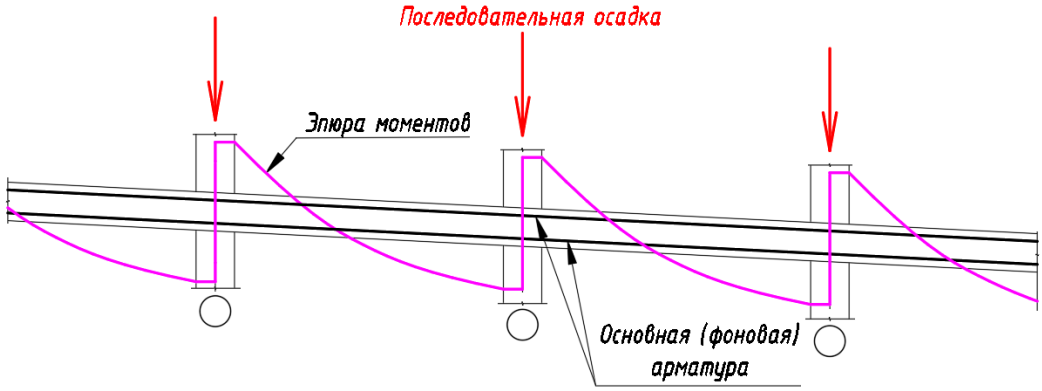
- влияние осадки средней колонны



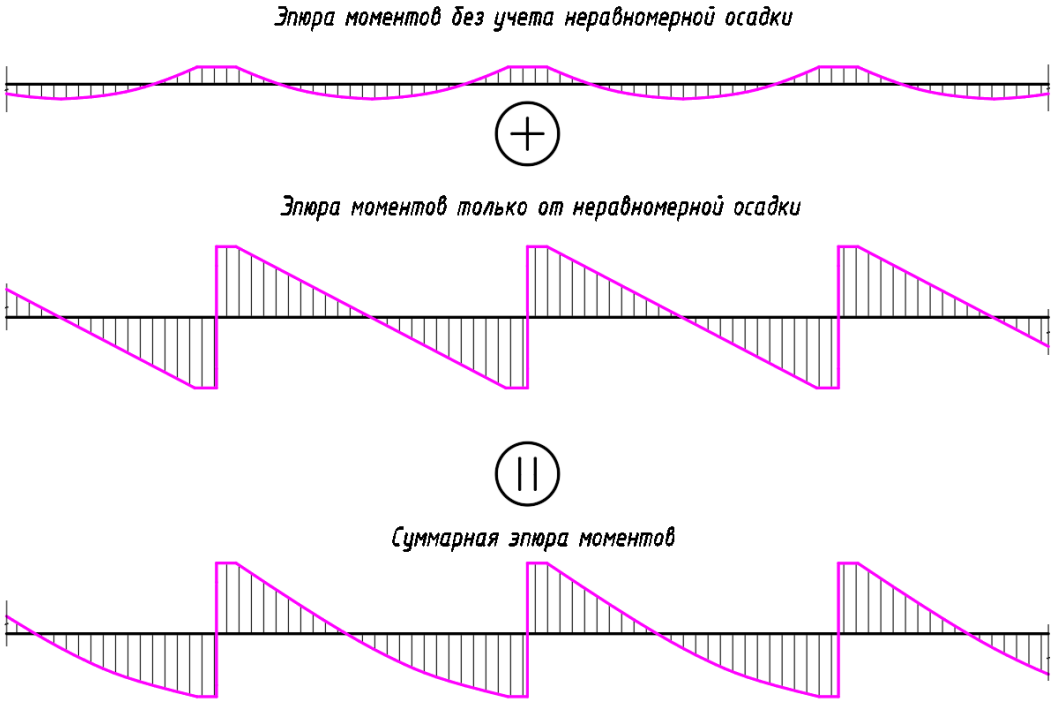
Как получается данная эпюра моментов?



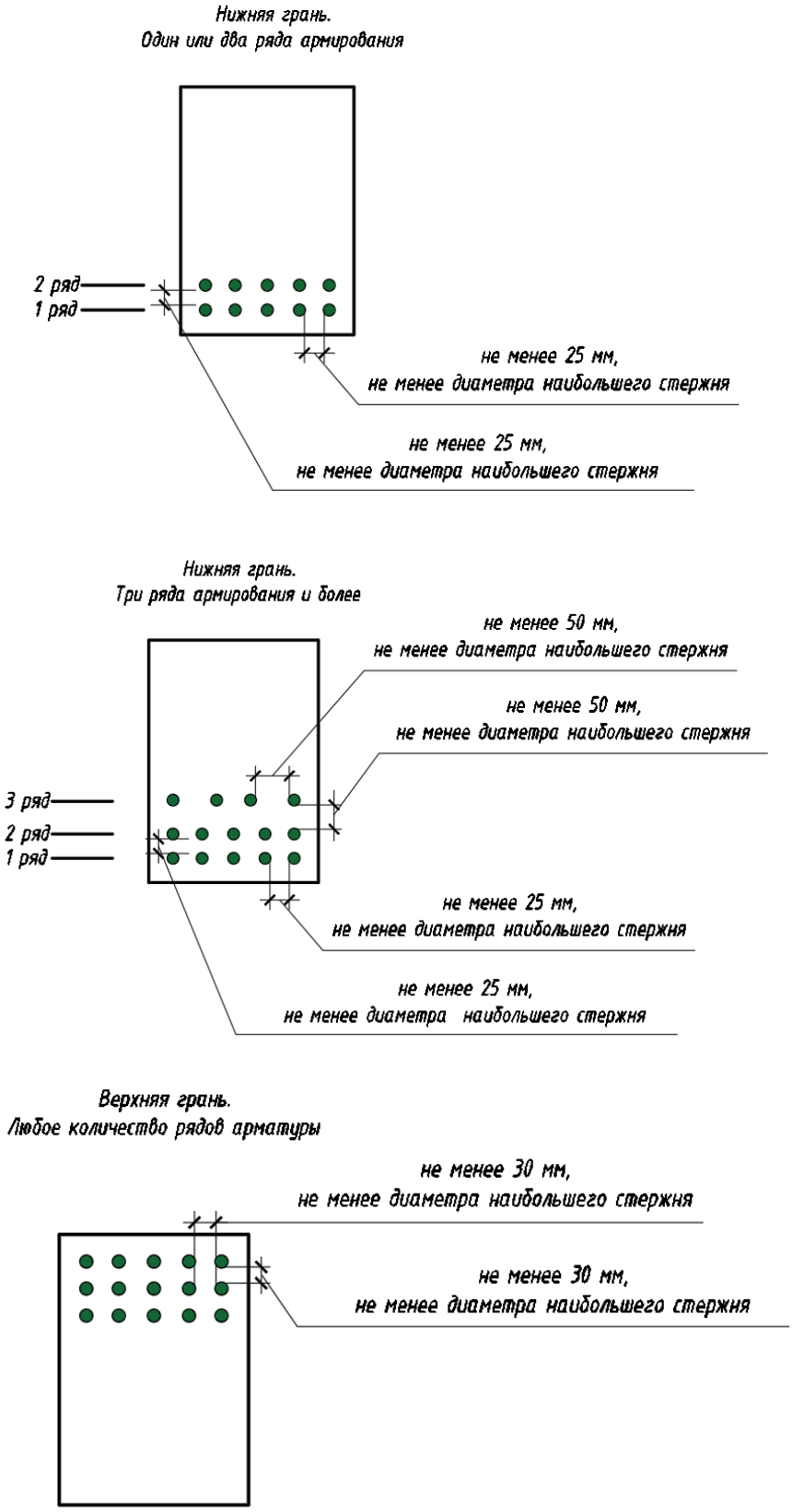
– влияние последовательной осадок колонн. Данный эффект, например, наблюдается на контурных балках здания Справочника.



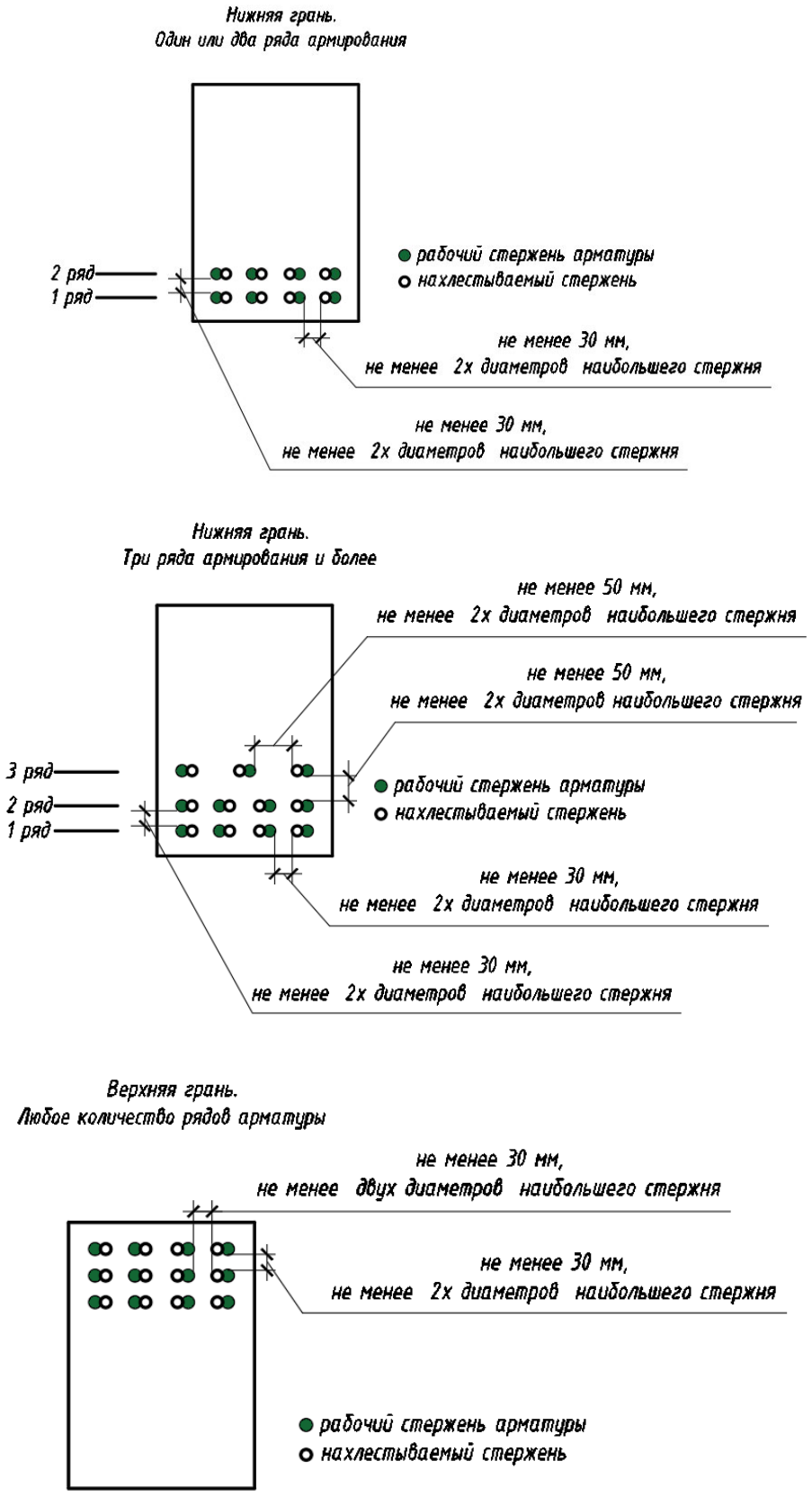
Как получается данная эпюра моментов?



К балкам армируемым **<u>без стыков</u>** продольной арматуры предъявляются требования расстояний между стержнями, указанные на рисунке:



К балкам армируемым **со стыками** продольной арматуры предъявляются требования расстояний между стержнями, указанные на рисунке:



7. Поперечное армирование балок

Поперечная расчетная арматура устанавливается в местах наибольших поперечных сил, т.е. вблизи опор.

При малых пролетах балок при наличии разности осадок между колоннами (а она есть практически всегда) возникает необходимость установки расчетного поперечного армирования в пролетной части.

Если балка является контурной(расположенной по периметру здания), то помимо поперечной силы к усилиям добавляется крутящий момент, который также воспринимается поперечной арматурой.

Поперечная арматура устанавливается по расчету в двух направлениях: горизонтально и вертикально.

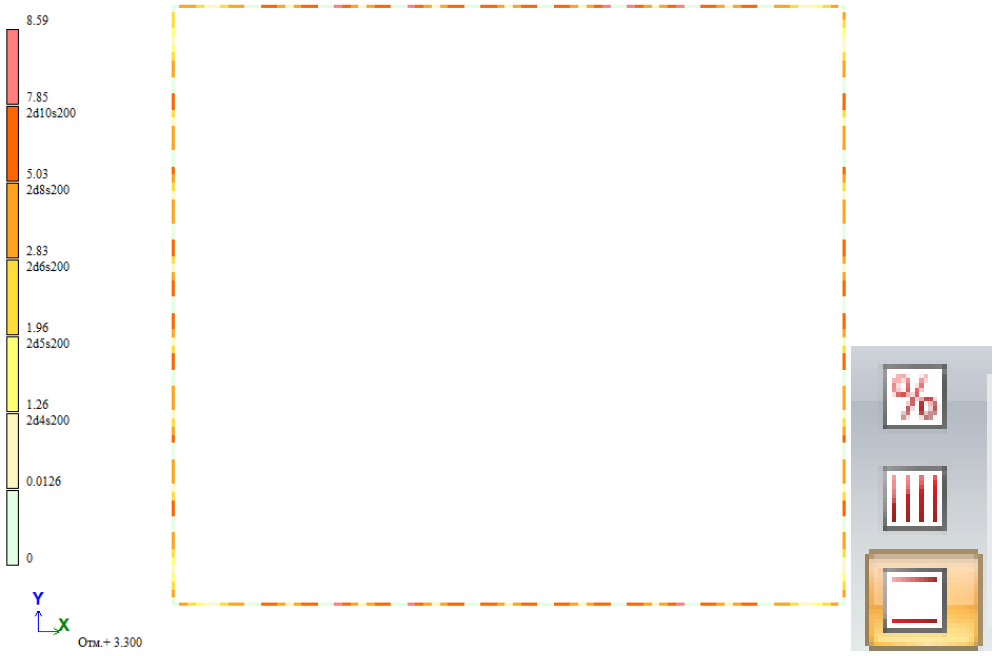
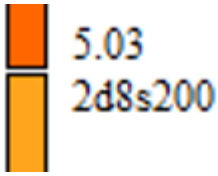


Рисунок. Требуемое поперечное армирование балок. Горизонтальное направление.



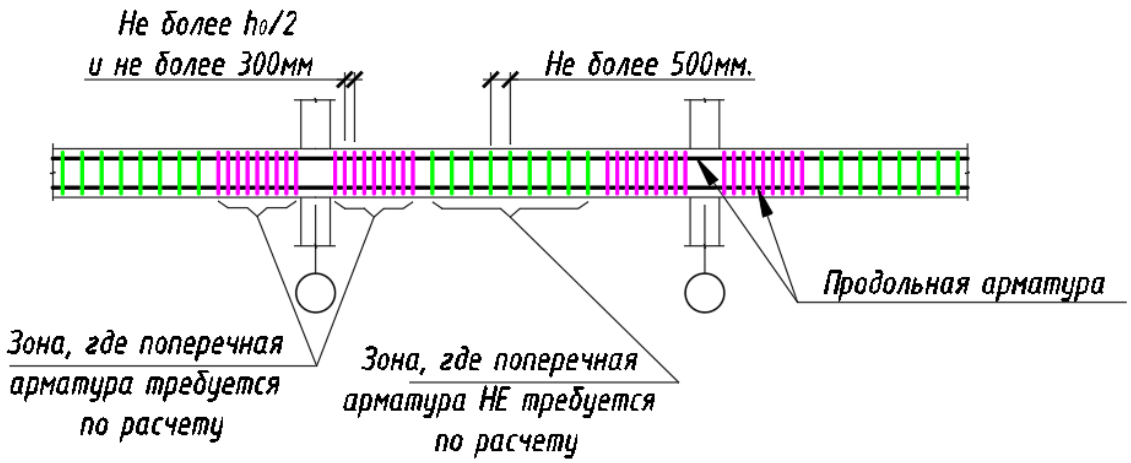
Рисунок. Требуемое поперечное армирование балок. Вертикальное направление.

Расшифровка шкалы требуемого армирования



5,03 – площадь поперечного армирования на 1 пог. м с учетом того, что требуется поставить **2х** срезной хомут диаметром 8мм с шагом 200мм.

Программа не всегда правильно определяет конструктивные требования по допустимому шагу **не более $h_0/2$ и не более 300мм,** поэтому нужно проверять это и при необходимости править вручную шкалу.



Если сжатое продольное армирование, учитывается в расчете, то проверяются еще дополнительные условия:

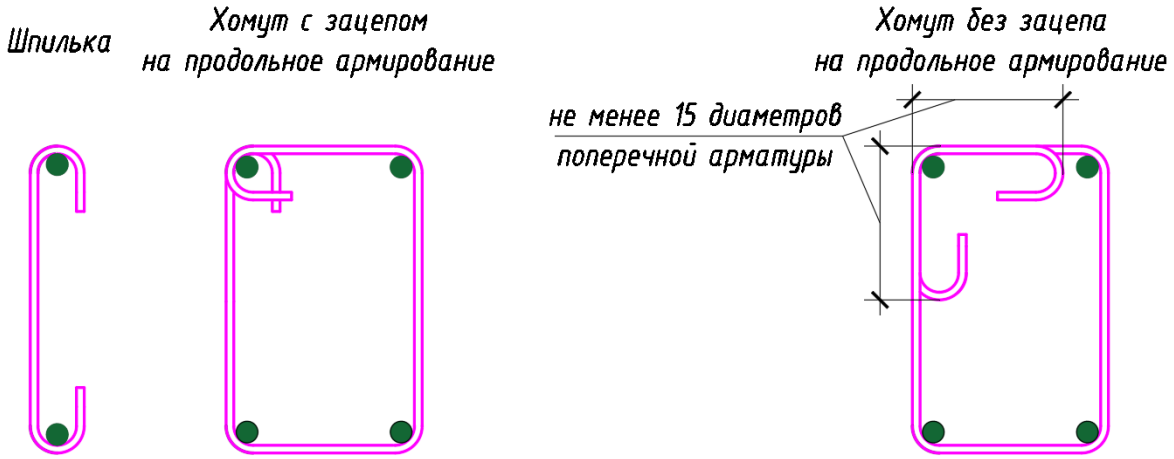
– При проценте сжатого армирования менее 1,5%:
1. Не более 500 мм;
2. Не более 15 диаметров продольной арматуры.

– При проценте сжатого армирования более 1,5%:
1. Не более 300 мм.
2. Не более 10 диаметров продольной арматуры.

В зоне стыков сжатой продольной арматуры, если она учитывается в расчете, проверяется условие:
1. Не более 300 мм.
2. Не более 10 диаметров продольной арматуры.

Рекомендации(не обязательно): хомуты делать по возможности диаметром не более 12мм и из гладкой арматуры класса А240.

Поперечная арматура в балках обычно изготавливается из хомутов и шпилек.



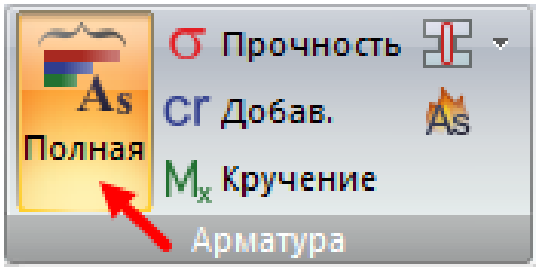
Частые вопросы:

1. Что лучше: замкнутый хомут или шпилька?

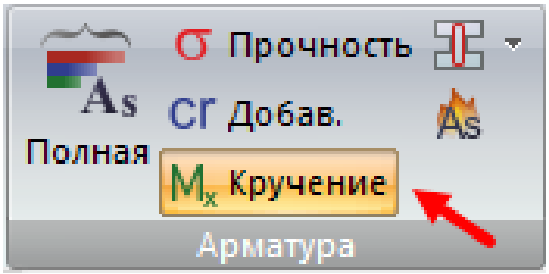
Ответ: В соответствии с п. 10.3.16 СП 63.13330.2018 «В элементах, на которые действуют крутящие моменты, поперечная арматура (хомуты) должна образовывать замкнутый контур». В монолитных конструкциях ***всегда имеется кручение****, поэтому* ***хомуты предпочтительней.*** *Однако с помощью гнутых шпилек можно также образовать замкнутый хомут.*

2. Как определить, что поперечную арматуру необходимо установить на кручение?

Ответ: «Полное армирование» показывает суммарное армирование и от поперечной силы и от кручения.



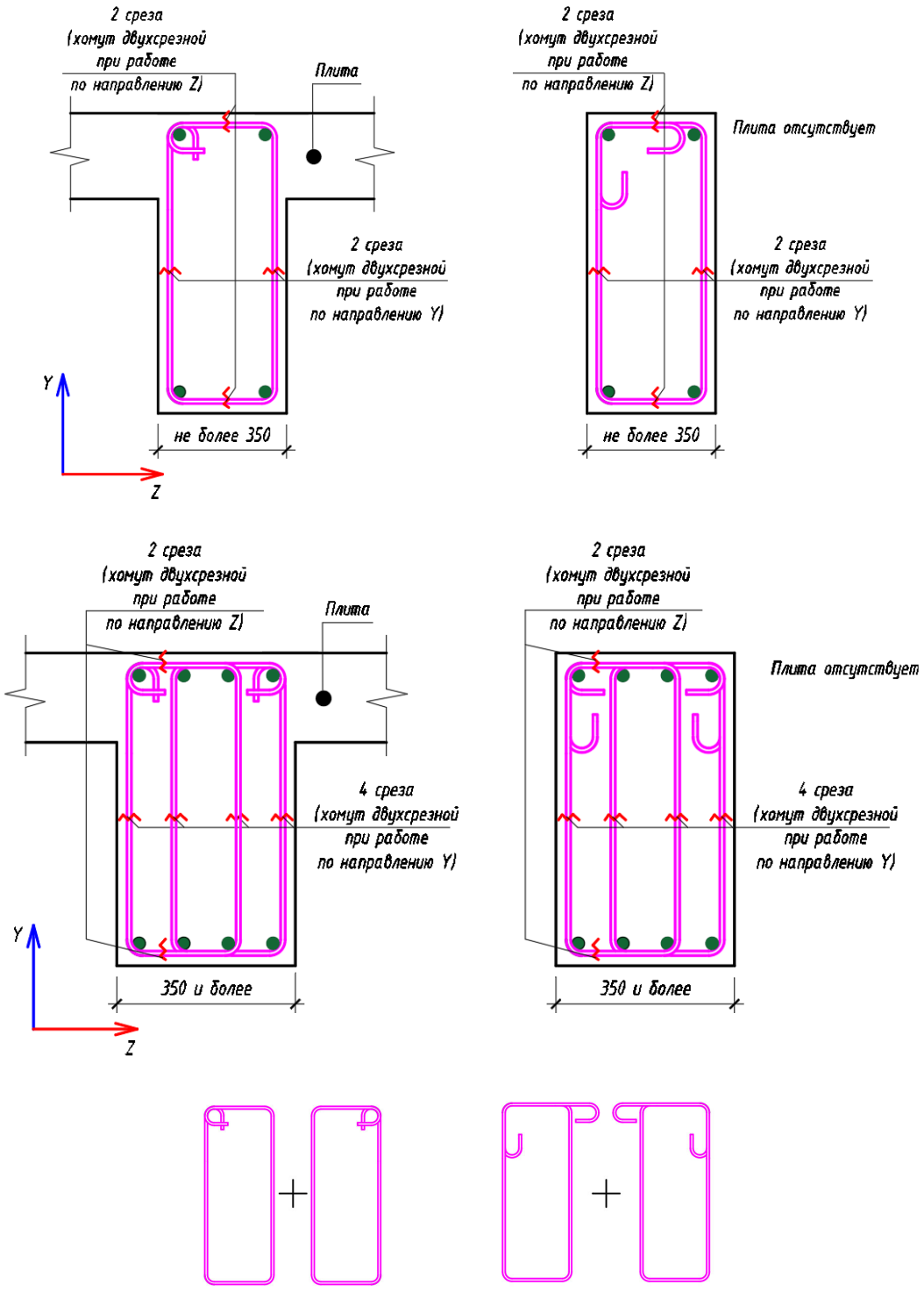
«Кручение» показывает только армирование, требуемое для восприятия кручения, т.е. то, которое необходимо выполнить хомутами.



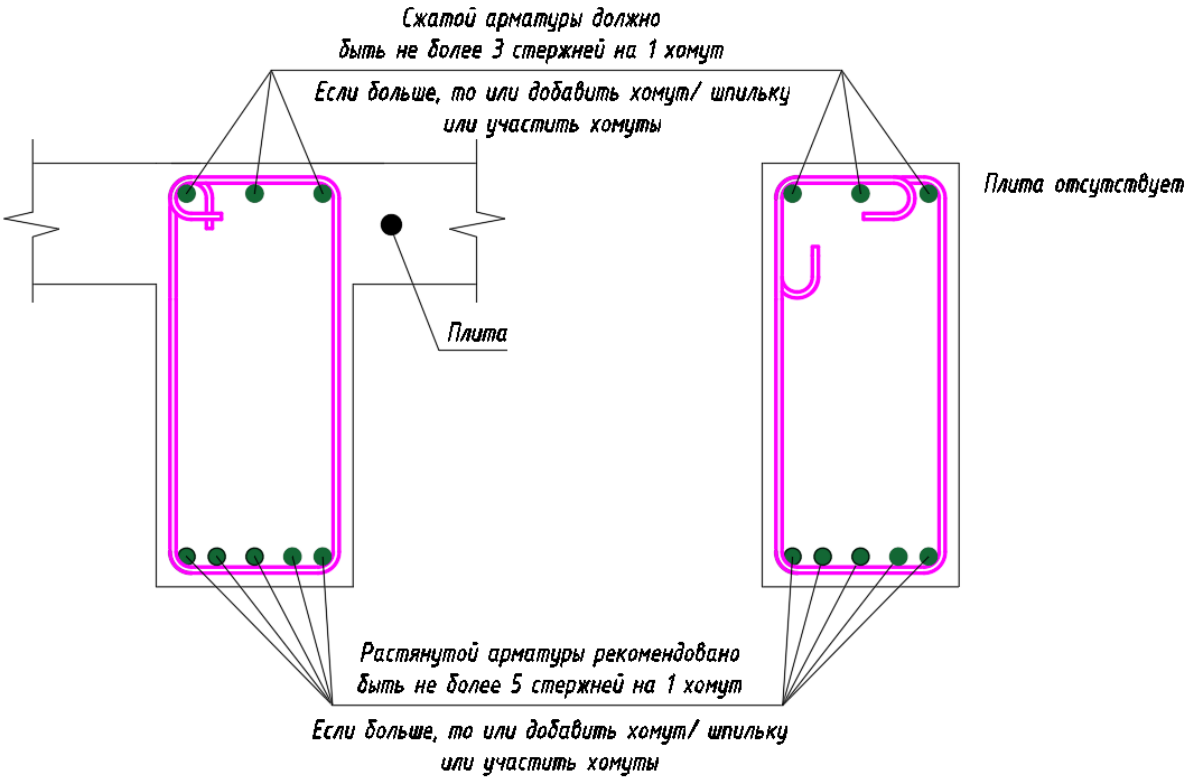
Далее приводятся рисунки из п. 7.11–7.12 СП 430.1325800.2018 переработанные в понятный вид.

В балках шириной **до 350 мм** ставят обычно один хомут и подбирают необходимый шаг установки. Если шаг получается менее 50 мм, то дополнительно можно установить или шпильку или еще один хомут.

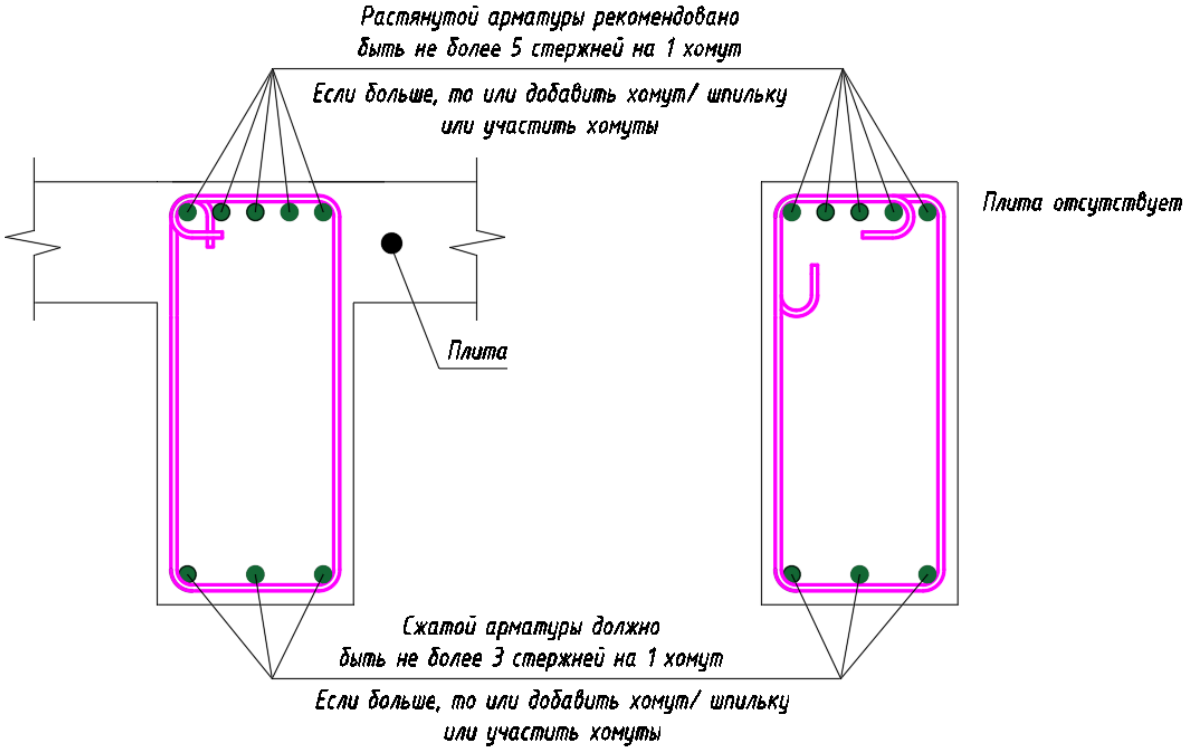
В балках шириной **более 350мм** по п. 7.11 СП 430 рекомендуется (на необязательной основе) устанавливать четырехсрезные и многосрезные хомуты.



Зона балки со сжатием сверху (пролетная зона)



Зона балки со сжатием снизу (опорная зона)



При опирании второстепенной балки на главную вне зависимости от полученных изополей требуемого поперечного армирования устанавливают дополнительные хомуты для восприятия отрыва от опорной реакции из условия (п. 6.1 СП 430):

$$F\left(1-\frac{h_s}{h_0}\right)=\sum R_{sw}A_{sw}$$

F - опорная реакция второстепенной балки (поперечная сила на опоре);

h_s - расстояние от центра тяжести сжатой зоны примыкающего элемента до центра тяжести продольной арматуры;

h_0 - рабочая высота сечения главной балки;

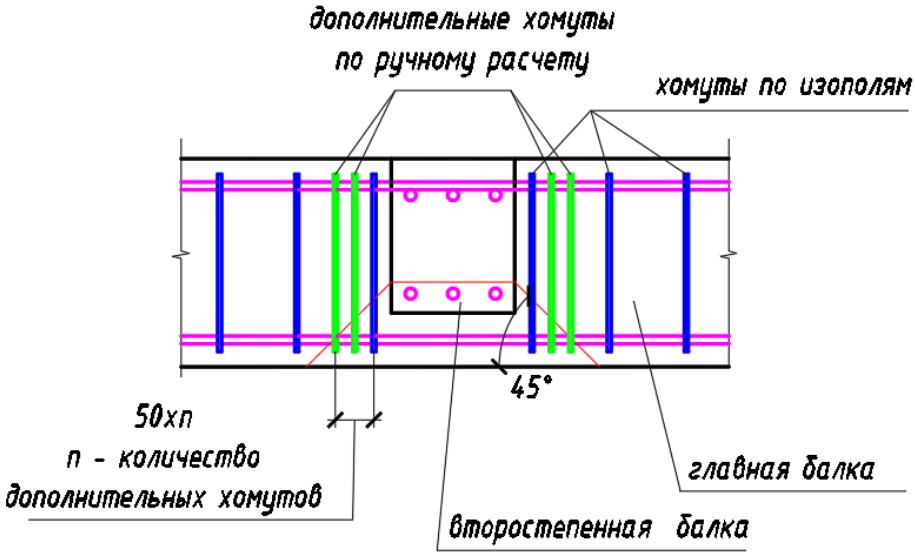
A_{sw} - площадь поперечного сечения всех дополнительных хомутов;

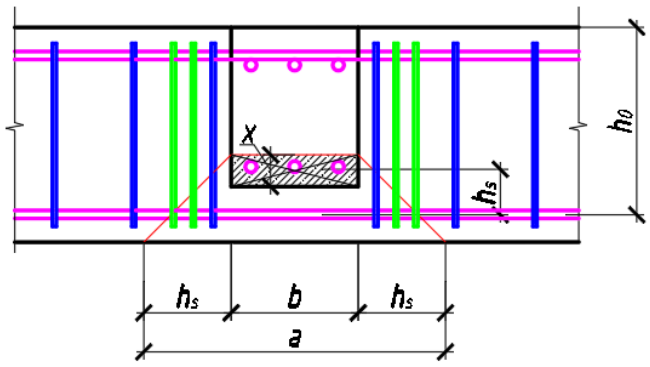
R_{sw} - расчетное сопротивление срезу арматуры.

Хомуты располагают на длине зоны отрыва, равной:

$$a = 2h_s + b.$$

Установка дополнительных хомутов в месте опирания второстепенной балки на главную балку





Частые вопросы:

Вопрос № 1. Какой диаметр поперечной арматуры максимально возможен для гнутья?

Ответ: Автор встречал согнутые по месту хомуты А500С диаметром 16мм. Данная гибка является очень трудоемкой и дорогостоящей.

Вопрос №2. Допускаются ли делать разомкнутые хомуты?

Ответ: да, допускается, согласно п. 7.11 СП 430.1325800.2018 при условии нагружения перекрытия расчетной нагрузкой с учетом собственного веса не более 15кН/м^2. Такая нагрузка ,как правило, является пограничной в жилых и общественных зданиях(где-то есть, где-то нет), поэтому нужно проверять каждый раз.

8. Конструктивное армирование балок

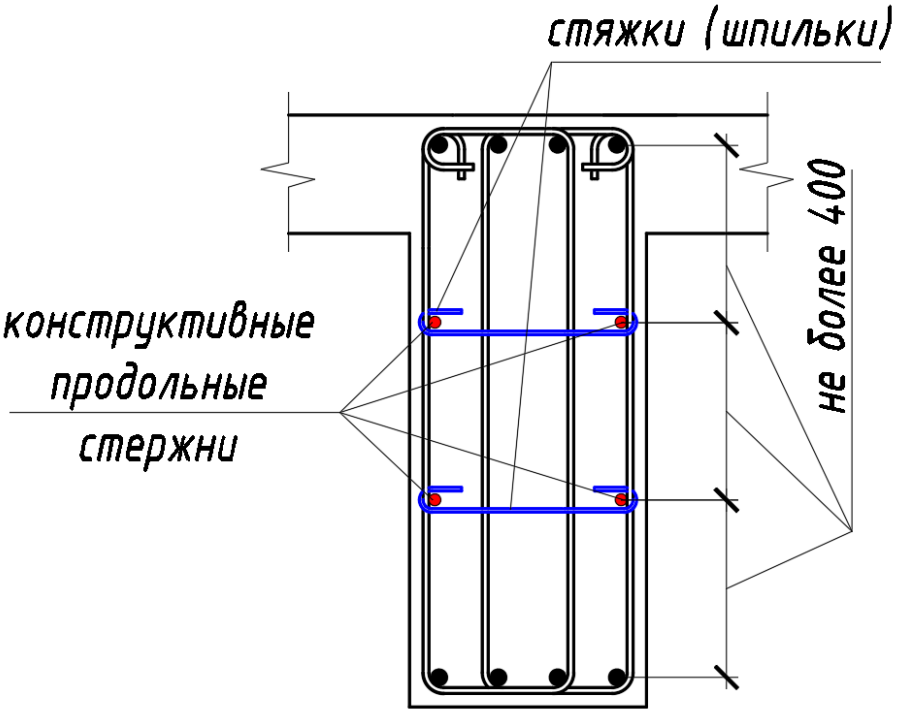
Противоусадочные стержни

В соответствии с п.10.4.13 СП 63.13330.2018 В балочных изгибаемых конструкциях при высоте их сечения **более 700** мм следует предусматривать установку **конструктивных продольных стержней** у боковых граней с расстоянием между ними по высоте не более 400 мм и площадью сечения не менее 0,1% площади сечения бетона. Площадь сечения бетона вычисляется как произведение расстояния по высоте между этими конструктивными стержнями, по ширине – по половине ширины элемента, но не более 200 мм.

Рассчитаем диаметр при самом неблагоприятном случае:

$\mathbf{20x40\frac{0,1}{100} = 0,8см^2}$**, т.е. стержень диаметром 12мм (1,13 см²)**

Данные стержни рекомендуется стягивать между собой конструктивным армированием из шпилек диаметром 6-8мм.

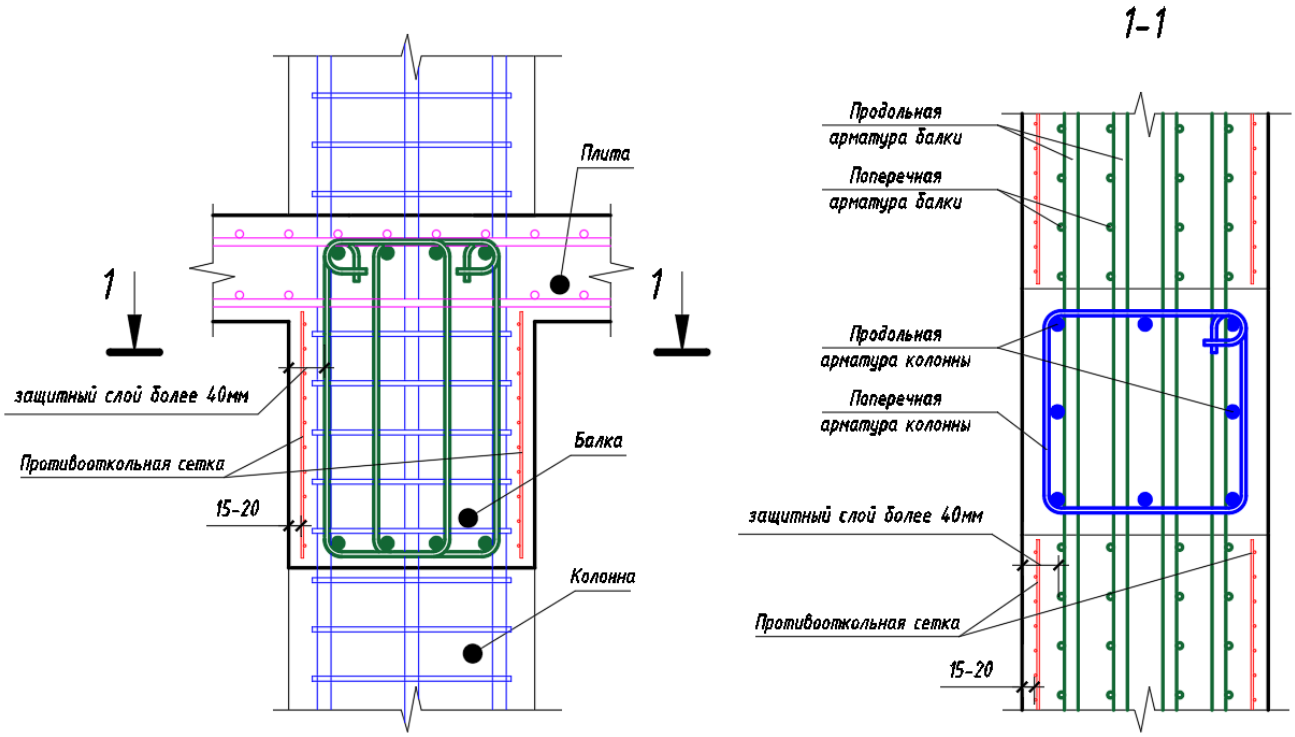


Противооткольные/противоусадочные сетки

В местах проходки балок через колонны арматуру балок смещают, чтобы не попадать в арматуру колонн. При этом в балках возникают защитные слои более 40-50мм. При таких защитных слоях устанавливают конструктивные сетки.

Справочная таблица 14. Установка конструктивных сеток армирования.

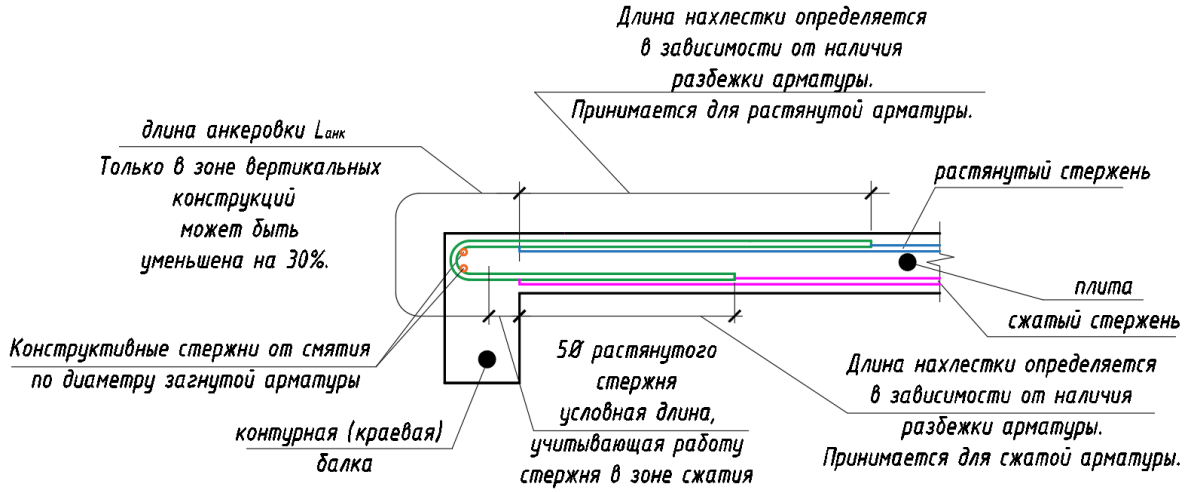
№	Показатель	Требования СП 63.13330.2018	Требования СП 468.1325800.2019	Суммарные требования
1	Защитный слой при котором требуется установка конструктивной сетки	50мм и более (п. 10.3.2 СП 63)	40мм (п.10.4. СП 468)	Более 40мм необходимо установить противооткольные сетки
2	Диаметр	Вычисляется исходя из требуемой площади армирования как $0{,}05A_s$. (п. 10.3.2 СП 63). A_s – площадь рабочей арматуры. Ограничений по диаметру нет.	2-4мм (п.10.4. СП 468) В расчете не учитывается, ставится конструктивно.	Сетки ВР-1 50х50мм…75х75мм диаметром 2-4мм. Иногда не получается обеспечить $0{,}05A_s$ и соблюдение диаметра 2-4мм. В этом случае ставится сетка большим диаметром, чем 4мм поскольку: - требования СП63.13330. выше требований СП 468.1325800. и обеспечивают базовую работу конструкций. - устанавливать несколько сеток меньшим диаметром вплотную является более худшим вариантом с точки зрения бетонирования. При расположении сеток вплотную будут образовываться пустоты и непробетонирования.
3	Шаг/ячейка	Для обеспечения сплошности бетонирования не менее чем 50х50мм. (тут требование применительно по предельно допустимому расстоянию между стержнями 50мм. (п.10.3.4. СП63.13330.2018)	Не более 75х75мм Не менее 40х40мм (п.10.4. СП 468)	
4	Защитный слой для конструктивных сеток	15мм (с учетом минимально возможных 20мм сниженных на 5мм) (п.	15-20мм (п. 10.4. СП 468)	15-20мм


1-1
Плита
1
1
защитный слой более 40мм
Противоотколькая сетка
15-20
Балка
Колонна
Продольная арматура балки
Поперечная арматура балки
Продольная арматура колонны
Поперечная арматура колонны
защитный слой более 40мм
Противоотколькая сетка
15-20

9. Жесткие стыки монолитных конструкций

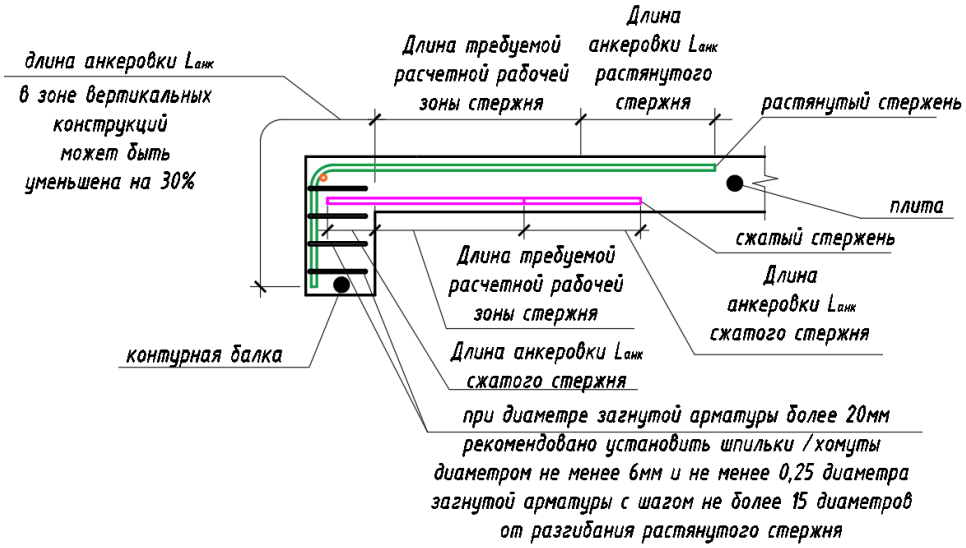
Основной вопрос, которой рассматривается далее на рисунках это то, на какую величину необходимо заанкеровать одну конструкцию в другую и состыковать(перепустить) стержни.

Плита-балка. Фоновая арматура.

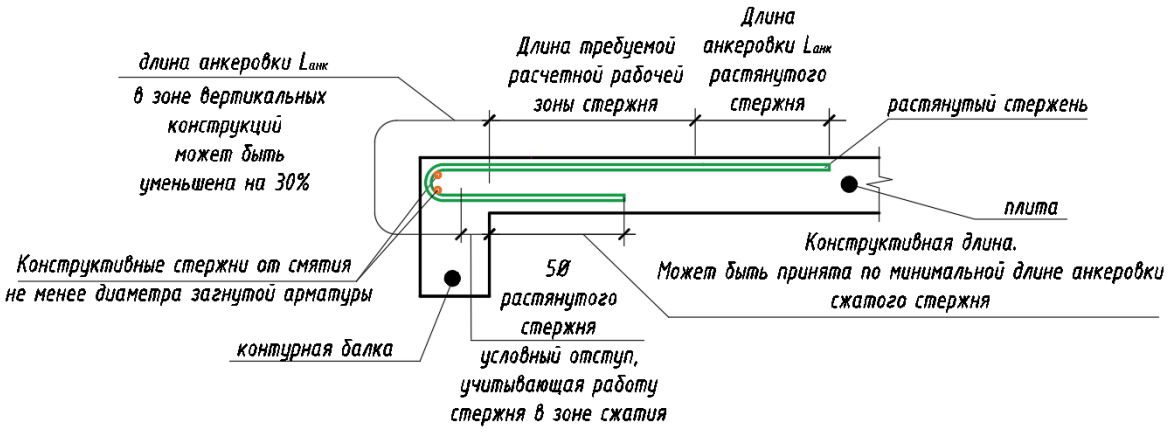


Примечание: Арматура в зоне сжатия не учитывается в расчете.

Плита-балка. Дополнительная арматура. Вариант №1.

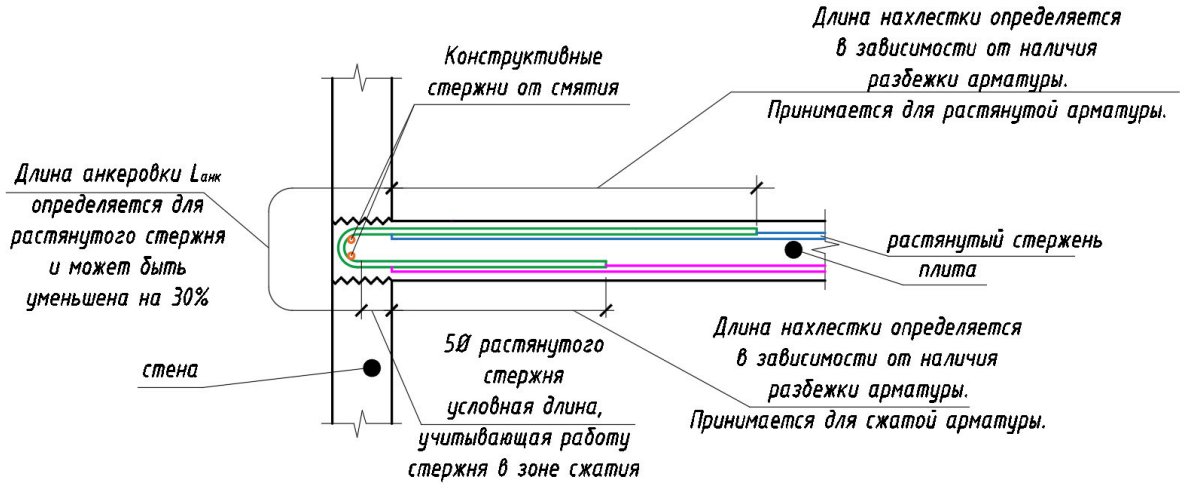


Плита-балка. Дополнительная арматура. Вариант №2.



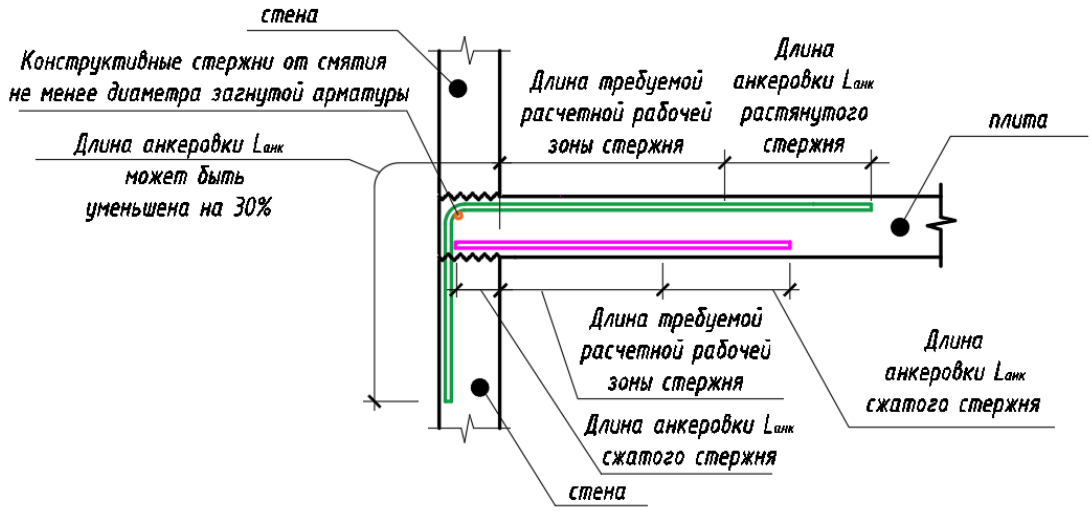
Примечание: Арматура в зоне сжатия не учитывается в расчете.

Плита-стена. Стены сверху и снизу плиты. Фоновая арматура.

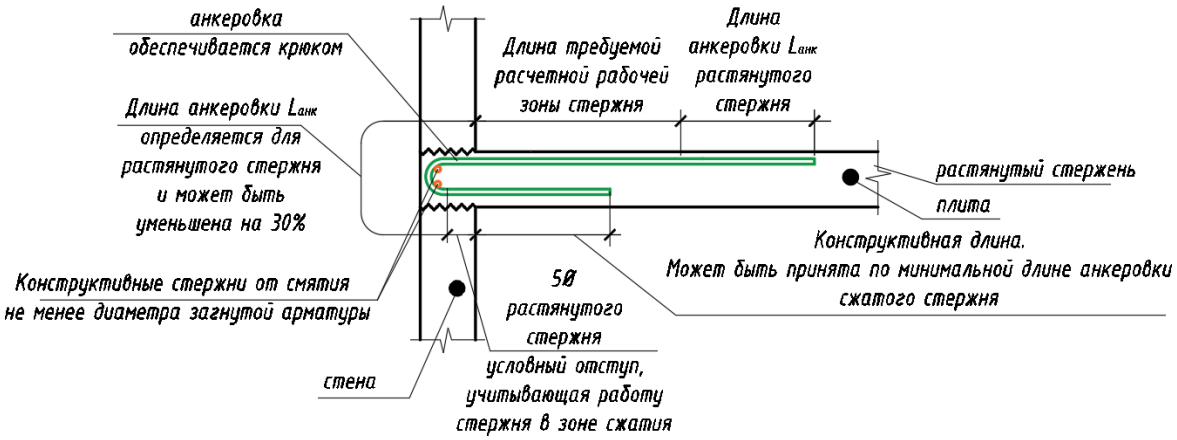


Примечание: Арматура в зоне сжатия не учитывается в расчете.

Плита-стена. Стены сверху и снизу плиты. Дополнительная арматура. Вариант №1.

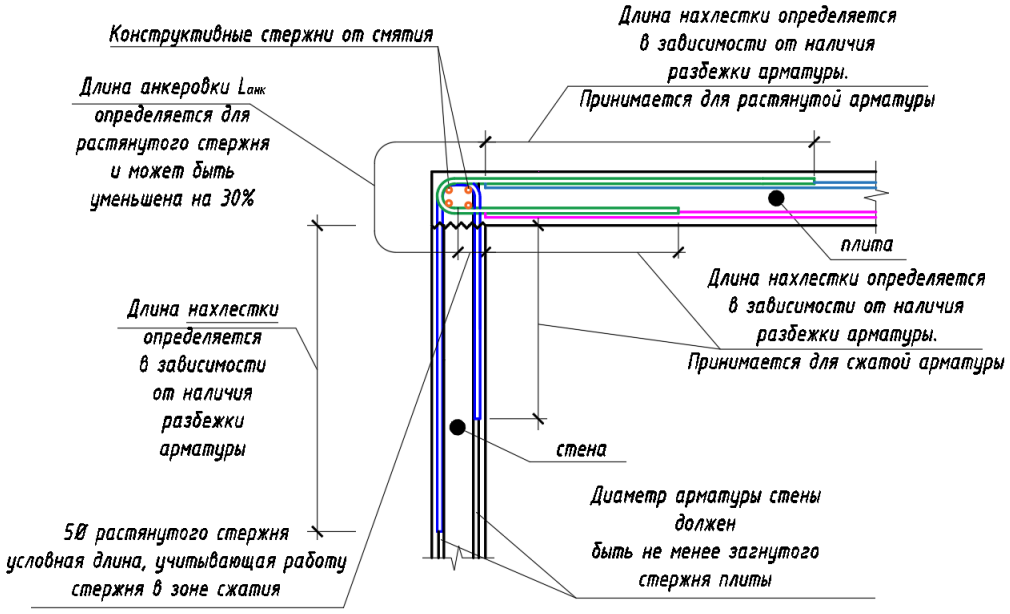


Плита-стена. Стены сверху и снизу плиты. Дополнительная арматура. Вариант №2.



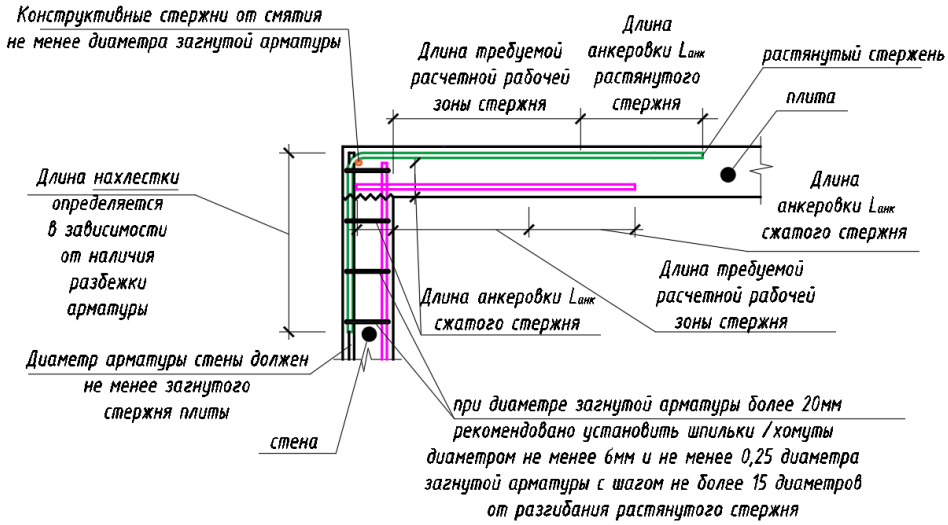
Примечание: Арматура в зоне сжатия не учитывается в расчете.

Плита-стена. Стены сверху и снизу плиты. Фоновая арматура.

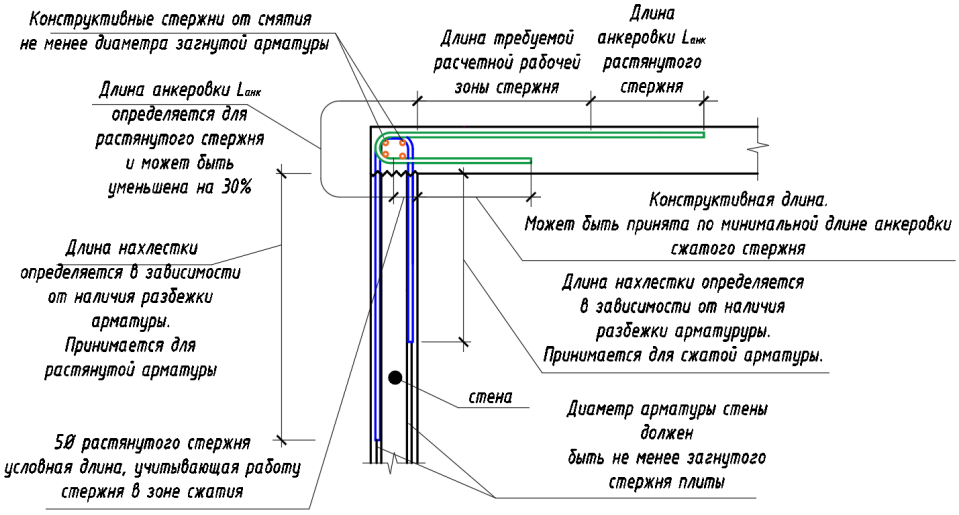


Примечание: Арматура в зоне сжатия не учитывается в расчете.

Плита-стена. Стены только снизу плиты. Дополнительная арматура. Вариант №1.

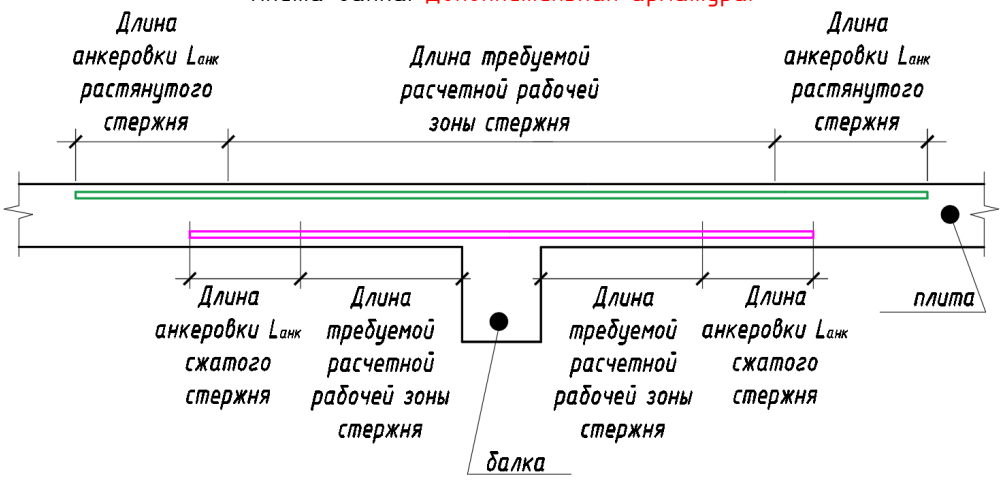


Плита-стена. Стены только снизу плиты. Дополнительная арматура. Вариант №2.

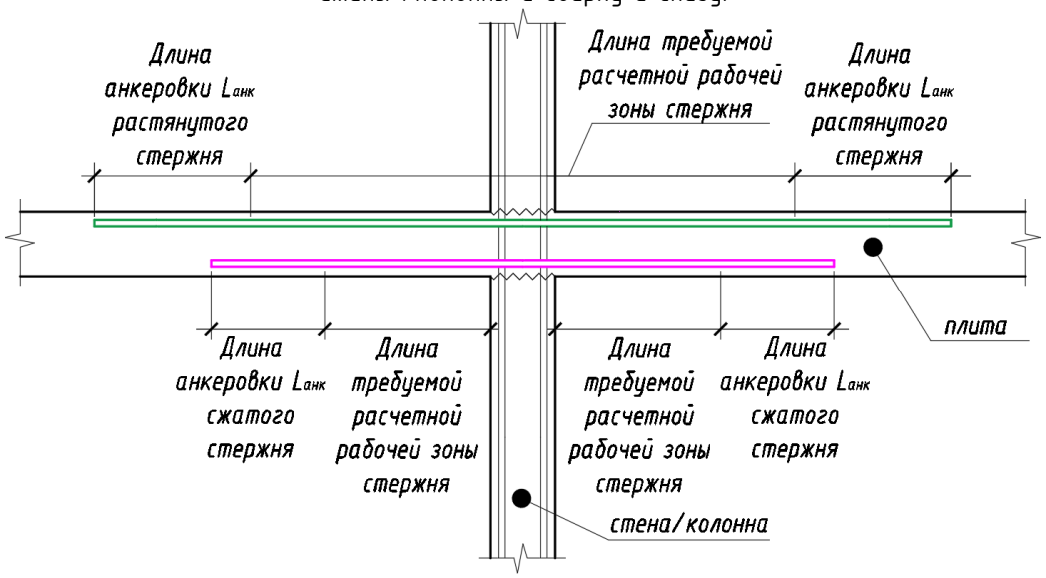


Примечание: Арматура в зоне сжатия не учитывается в расчете.

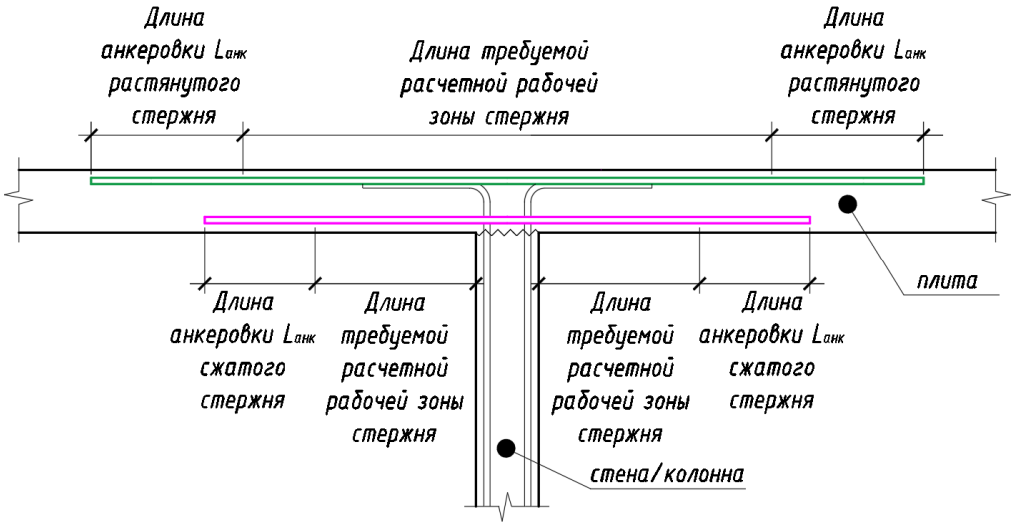
Плита-балка. Дополнительная арматура.

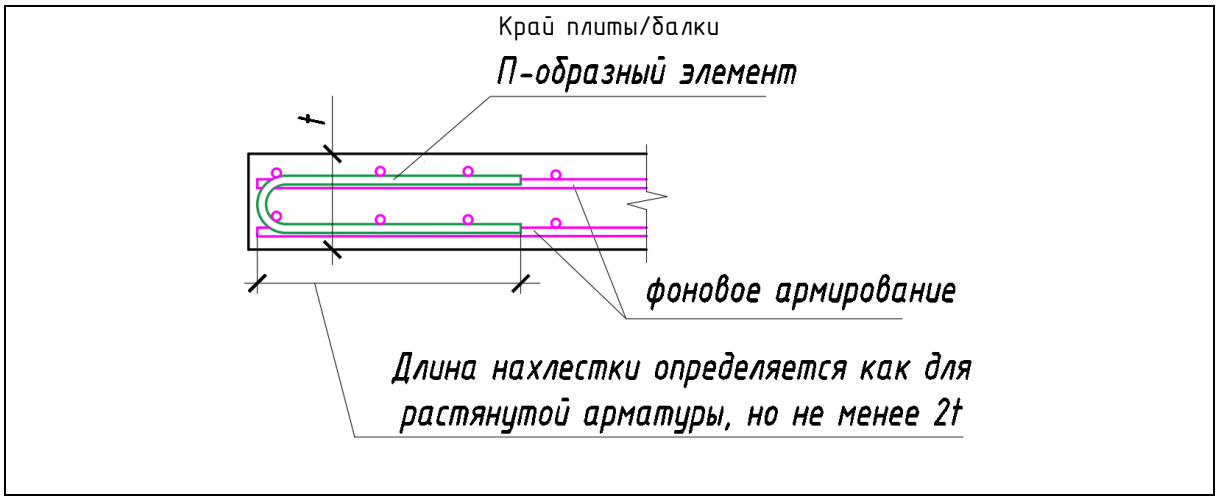


Плита – центральная стена (а также балка- центральная колонна).
Дополнительная арматура.
Стены /колонны и сверху и снизу.



Плита – центральная стена (а также балка - центральная колонна).
Дополнительная арматура. Стены /колонны только снизу.

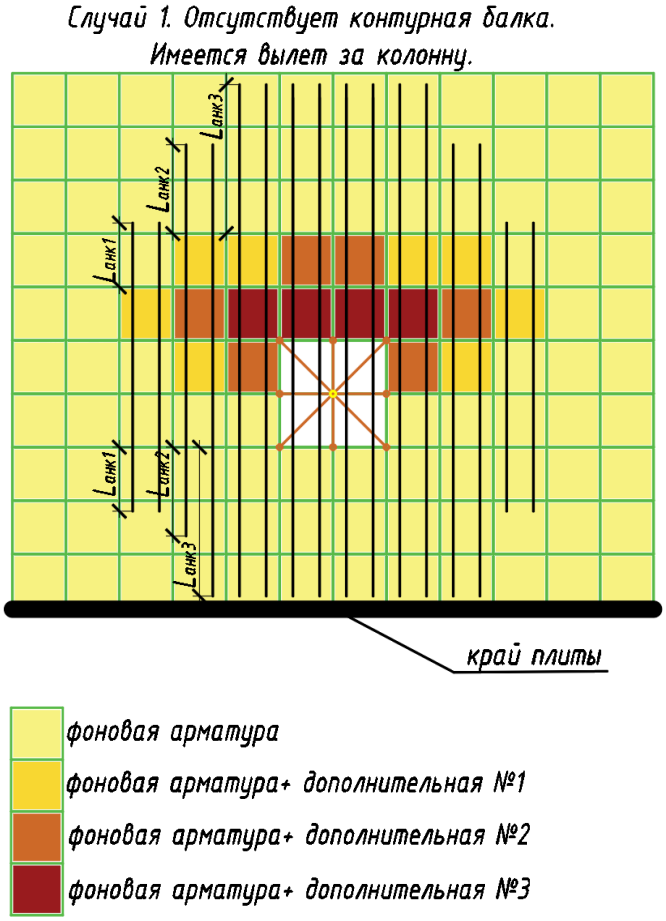




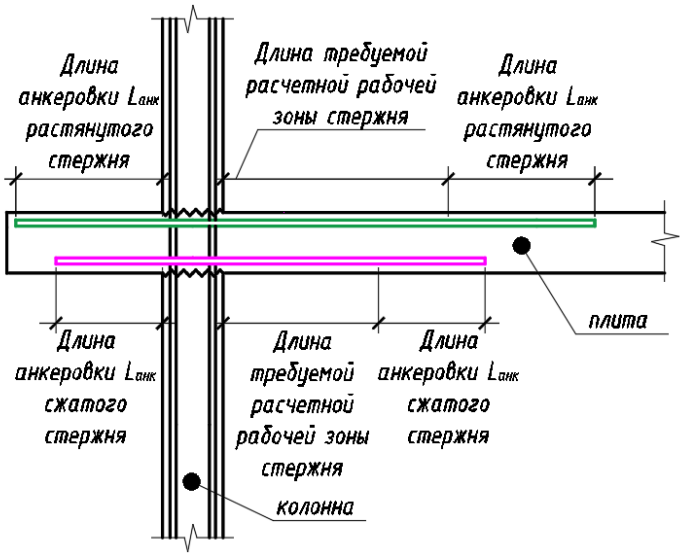
Сопряжение плиты с колонной при отсутствии контурной балки

Сопряжение плиты с колонной при отсутствии контурной балки имеет ряд трудностей с анкеровкой арматуры плиты.

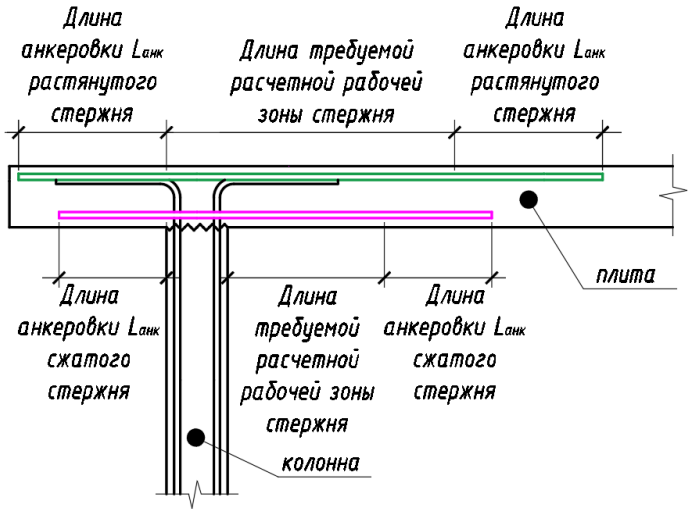
Плита-колонна. Случай 1. Плита имеет вылет за колонну. В этом случае анкеровка производится в часть с вылетом.



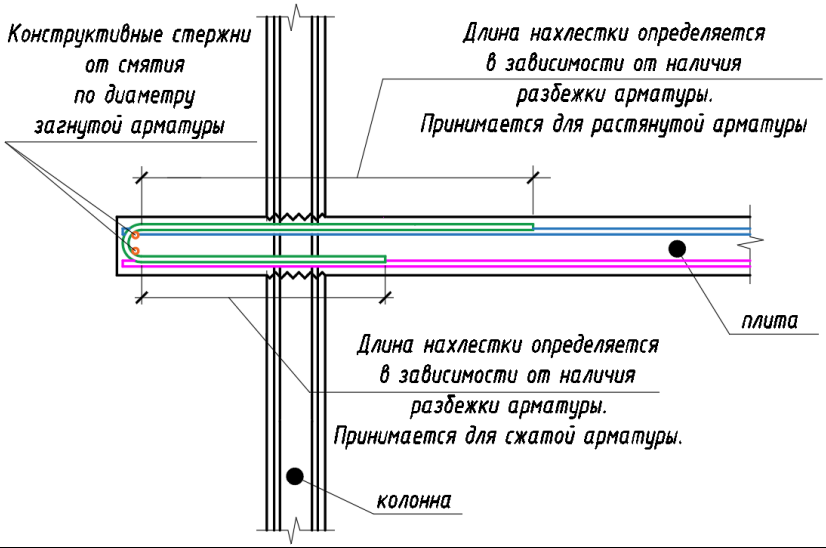
Плита-колонна. Дополнительная арматура. Колонны и сверху и снизу.

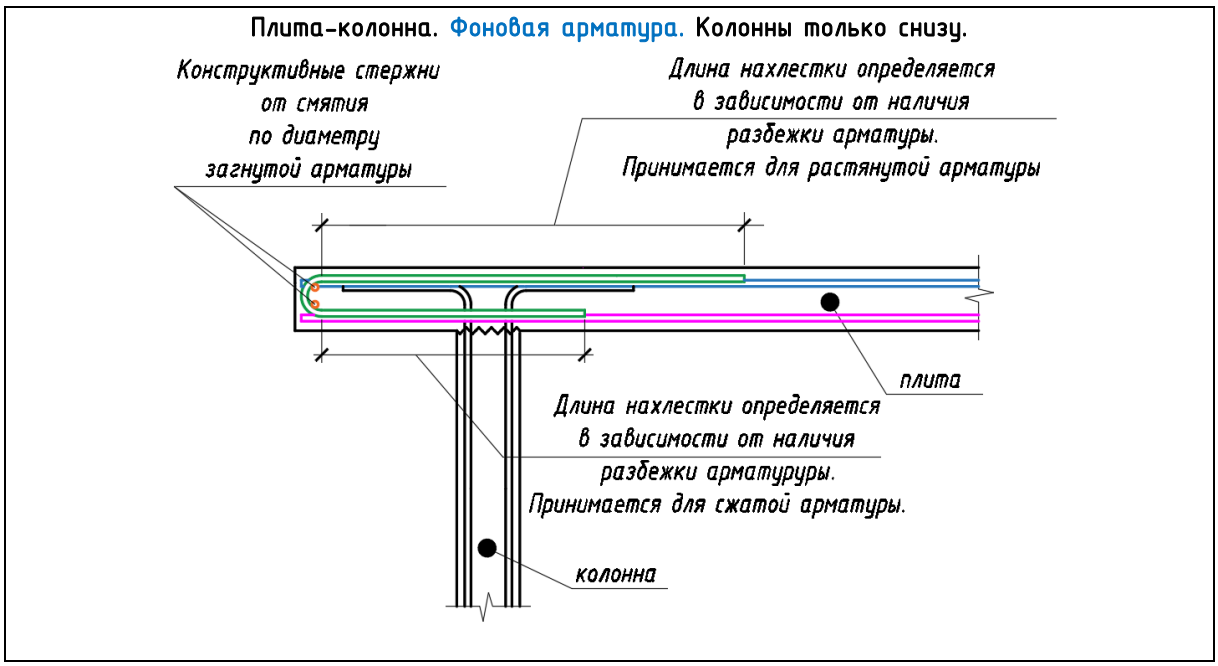


Плита-колонна. Дополнительная арматура. Колонны только снизу.



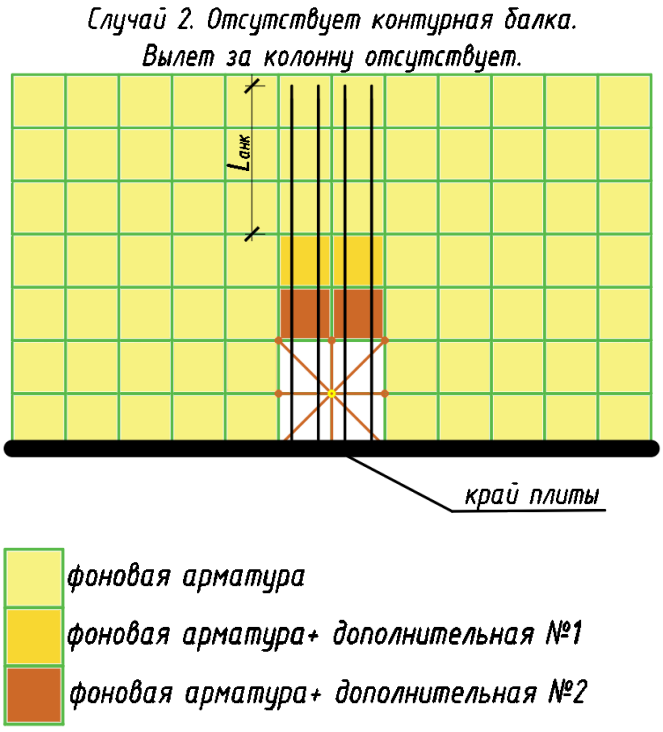
Плита-колонна. Фоновая арматура. Колонны и сверху и снизу.





Плита-колонна. Случай 2. Плита не имеет вылета за колонну. В этом случае требуемое дополнительное армирование должно идти четко в габарите колонны. Все узлы в данном случае полностью аналогичны опиранию плиты на стену.

Если дополнительное армирование выходит за габарит, то нужна балка.

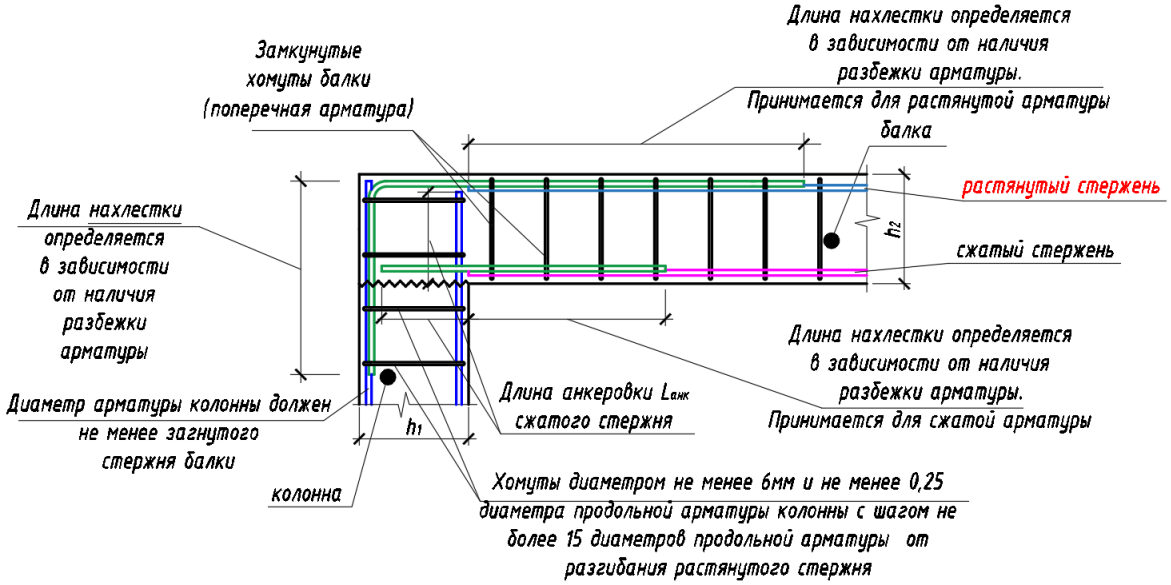


Балка- крайняя колонна

Высота балки (h_1) не более 1,5 высоты колонны (h_2)

Фоновая арматура балки.

Колонна только снизу.

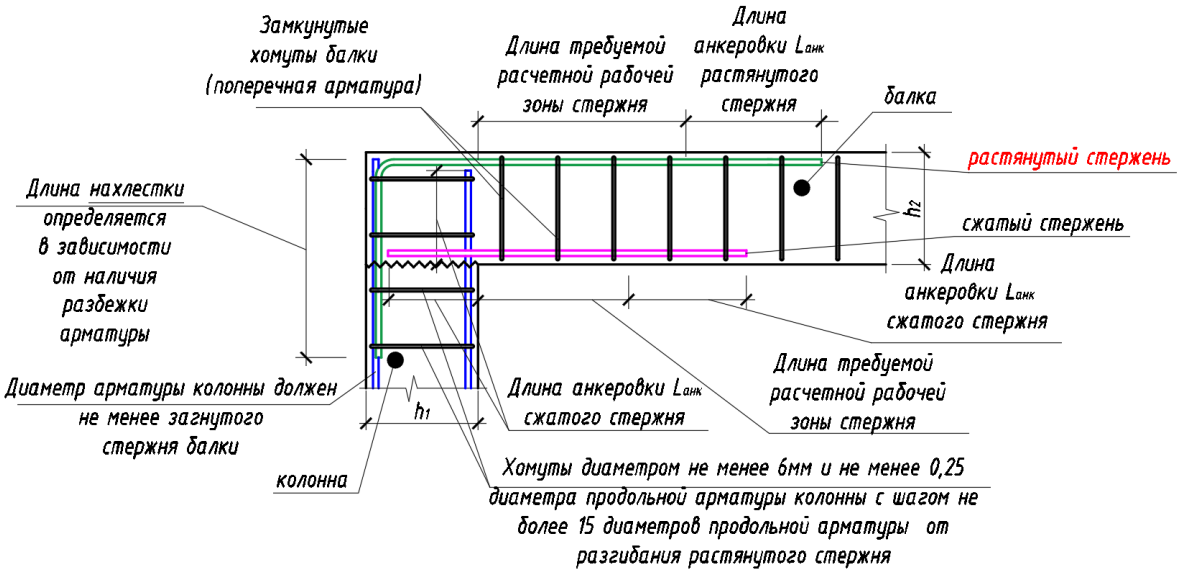


Балка- крайняя колонна

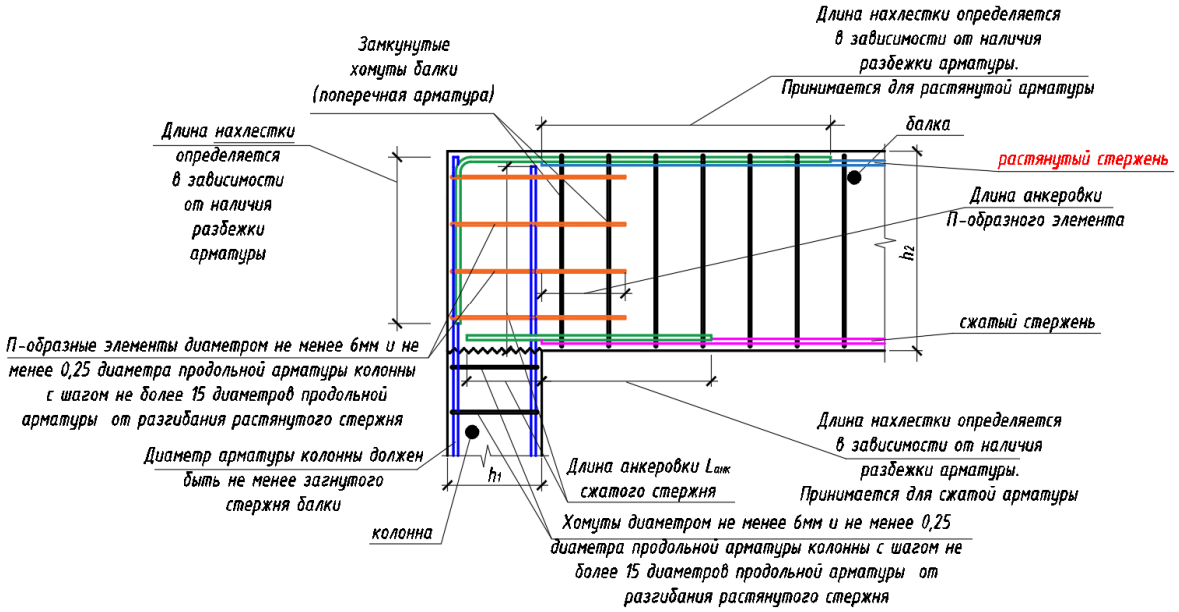
Высота балки (h_1) не более 1,5 высоты колонны (h_2)

Дополнительная арматура балки.

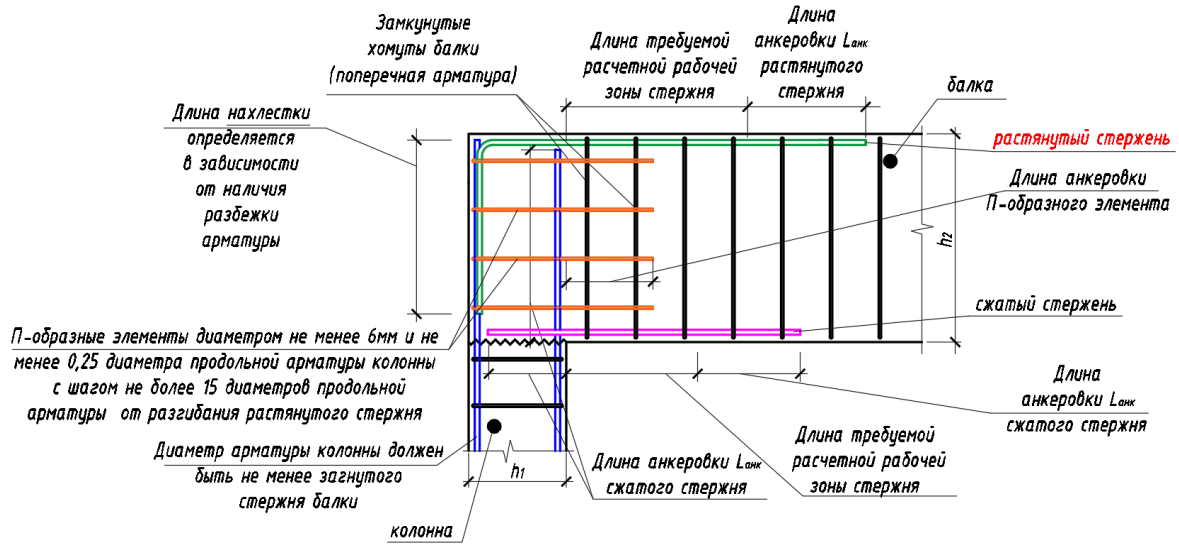
Колонна только снизу.



Балка- крайняя колонна
Высота балки (h_1) более 1,5 высоты колонны (h_2)
Фоновая арматура балки.
Колонна только снизу.



Балка- крайняя колонна
Высота балки (h_1) более 1,5 высоты колонны (h_2)
Дополнительная арматура балки.
Колонна только снизу.

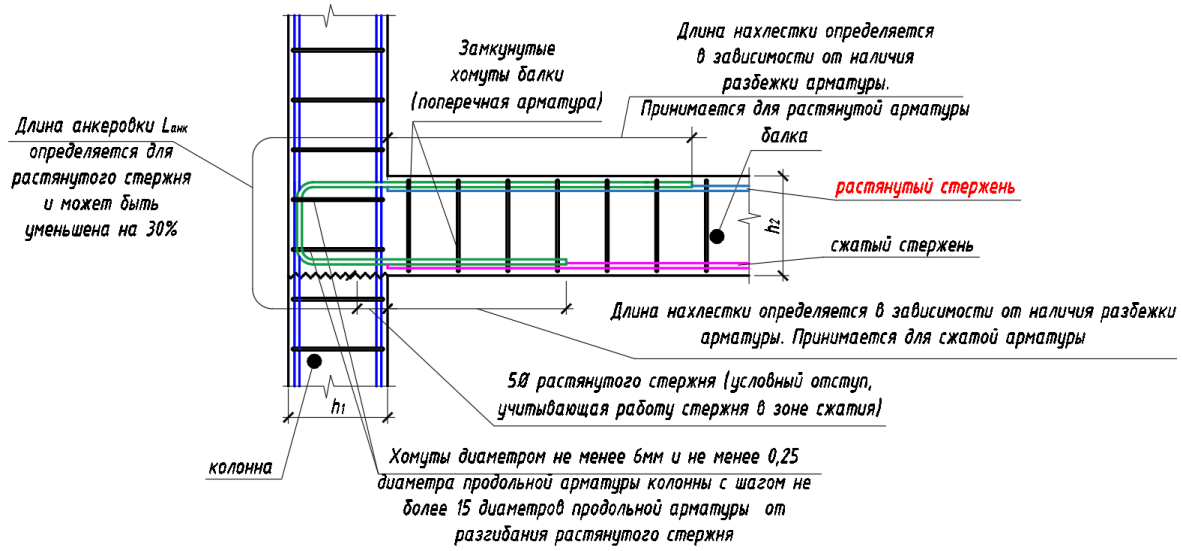


Балка- крайняя колонна

Высота балки (h_1) не более 1,5 высоты колонны (h_2)

Фоновая арматура балки.

Колонны и сверху и снизу.



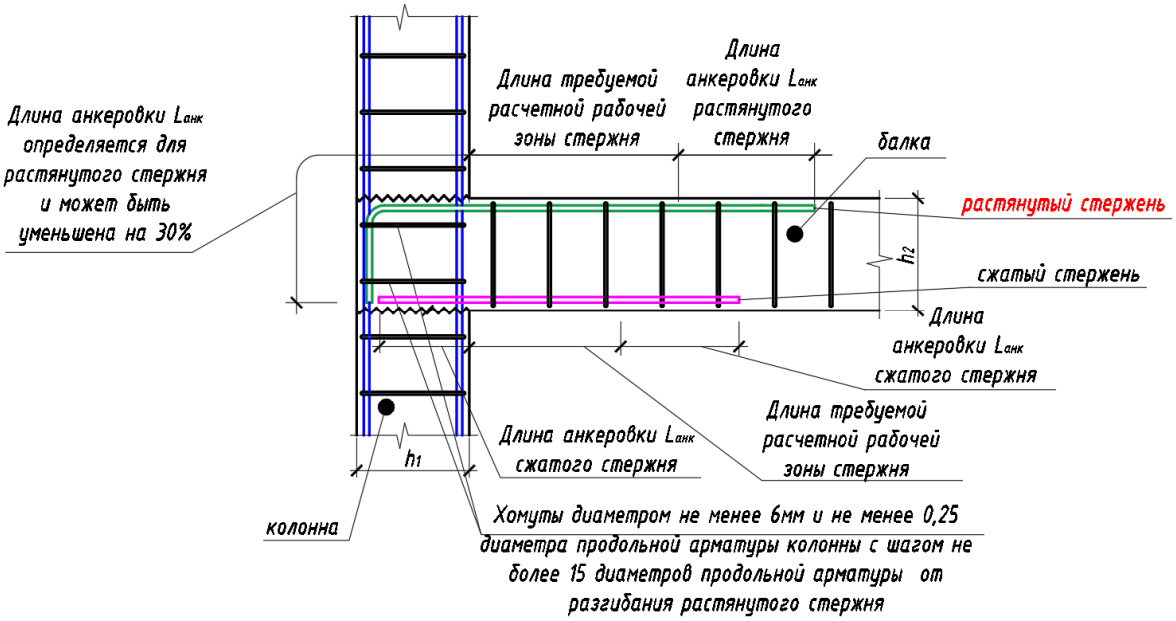
Примечание: Арматура в зоне сжатия не учитывается в расчете.

Балка- крайняя колонна

Высота балки (h_1) не более 1,5 высоты колонны (h_2)

Дополнительная арматура балки.

Колонны и сверху и снизу.

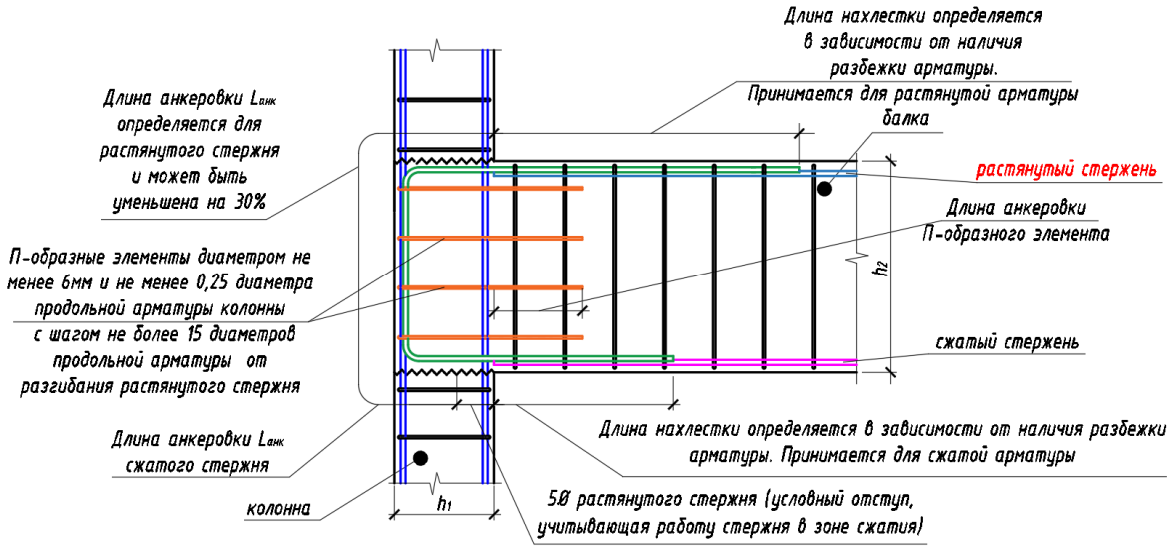


Балка- крайняя колонна

Высота балки (h_1) более 1,5 высоты колонны (h_2)

Фоновая арматура балки.

Колонны и сверху и снизу.



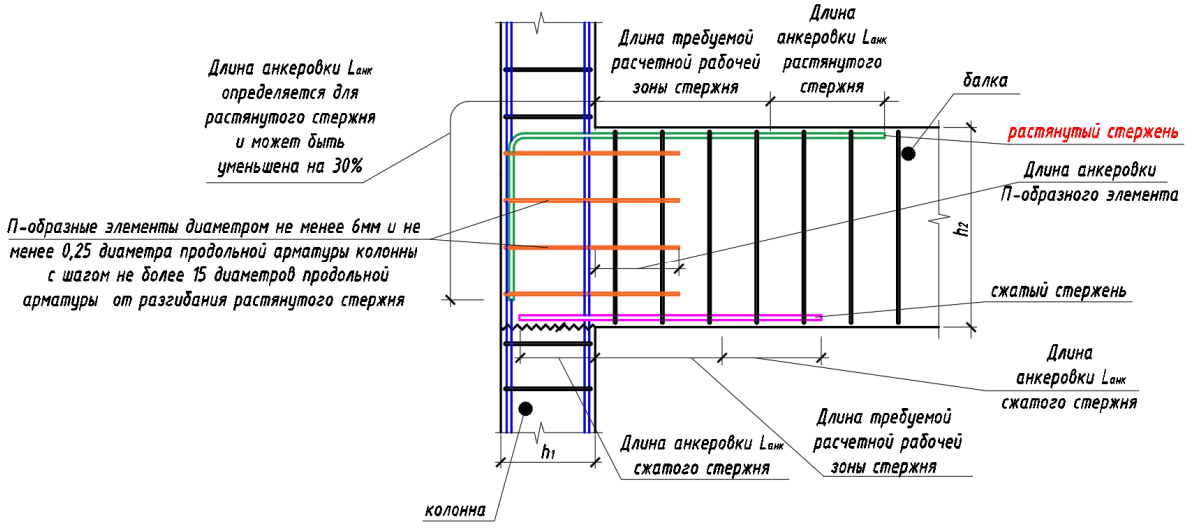
Примечание: Арматура в зоне сжатия не учитывается в расчете.

Балка- крайняя колонна

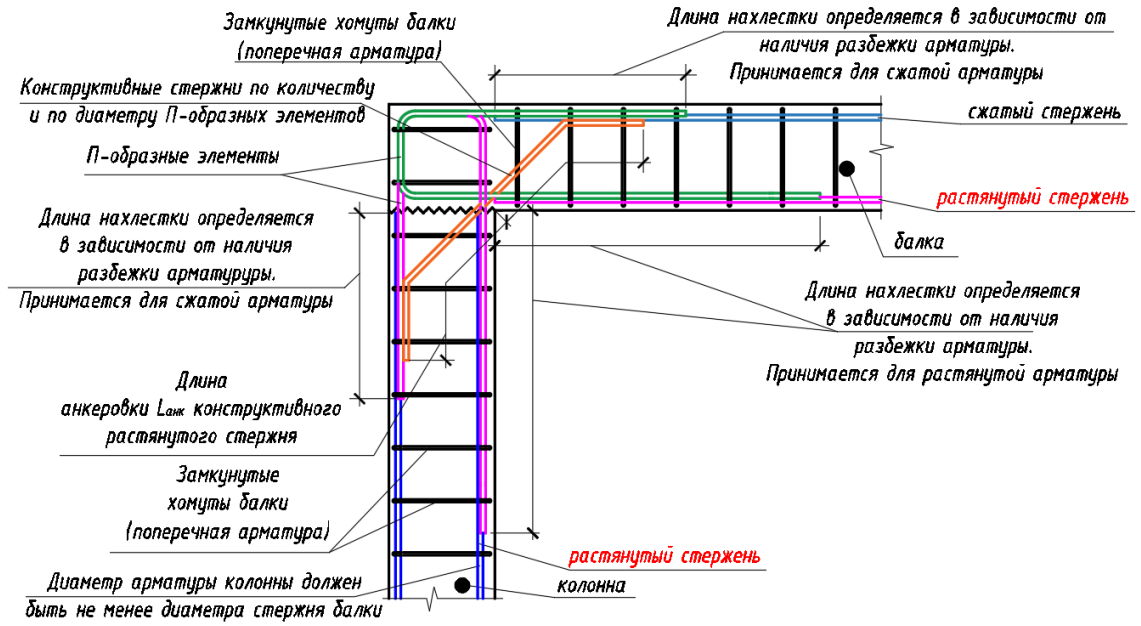
Высота балки (h_1) более 1,5 высоты колонны (h_2)

Дополнительная арматура балки.

Колонны и сверху и снизу.

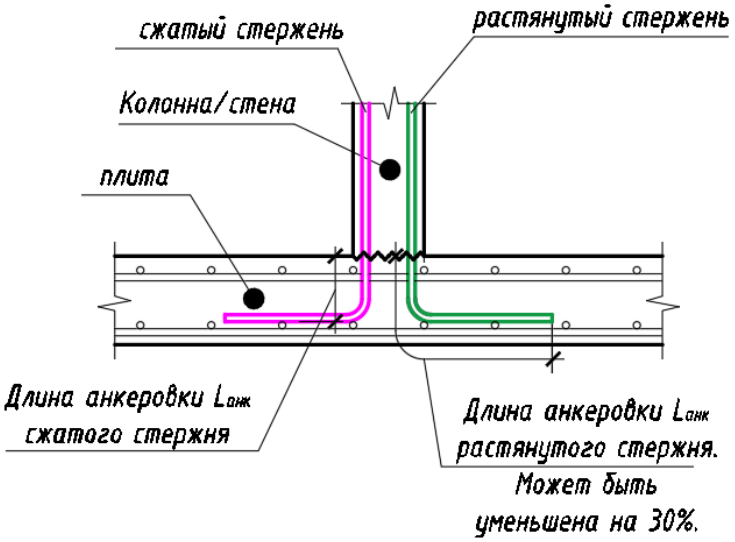


Балка- крайняя колонна.
Колонна только снизу.
Растянутый стержень расположен снизу балки.

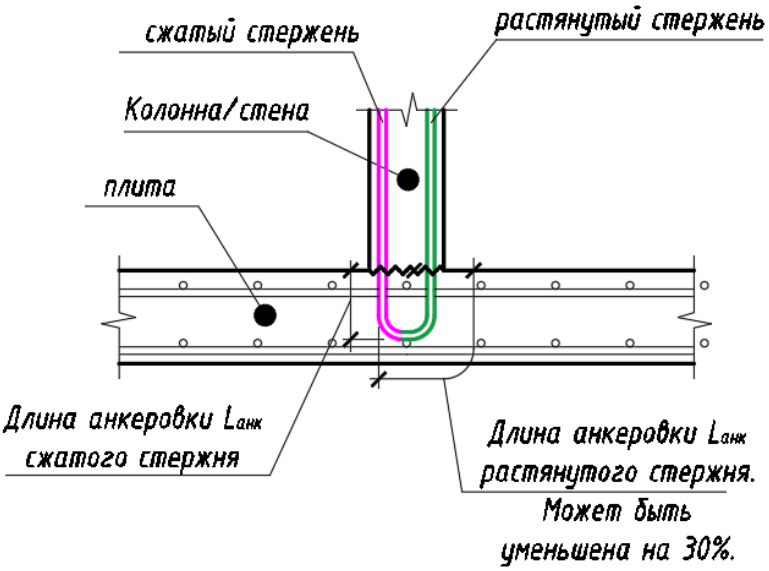


Выпуски из плиты

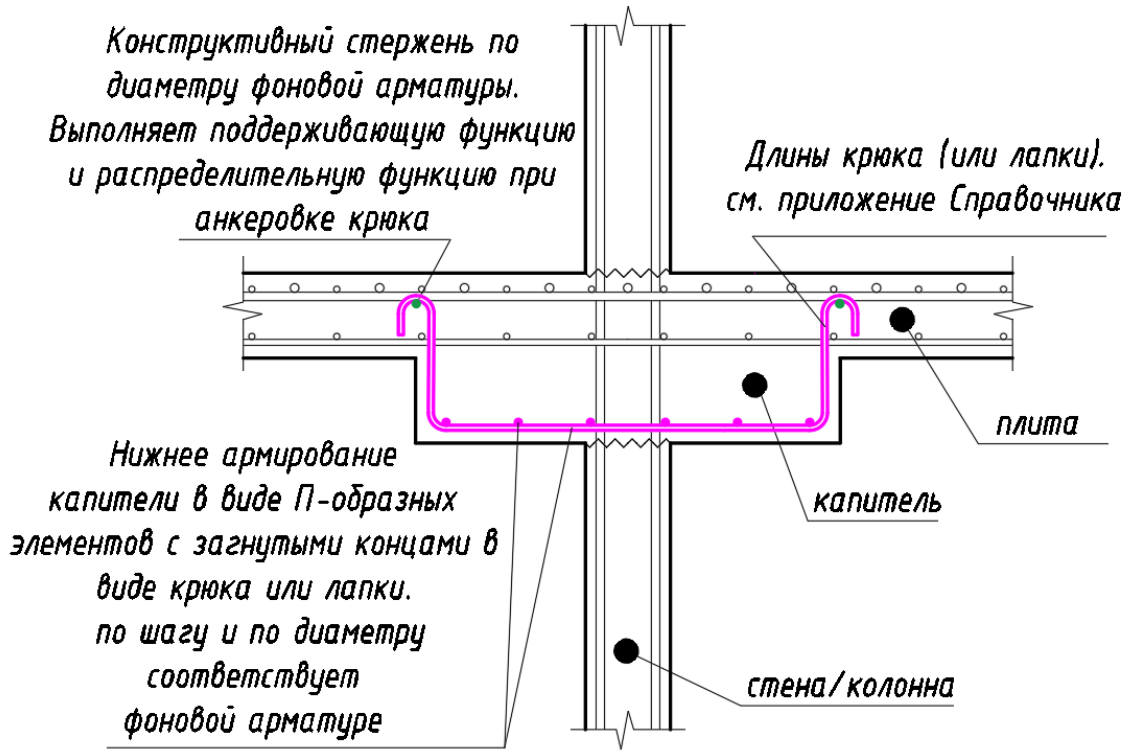
Вариант №1. Г-шки.



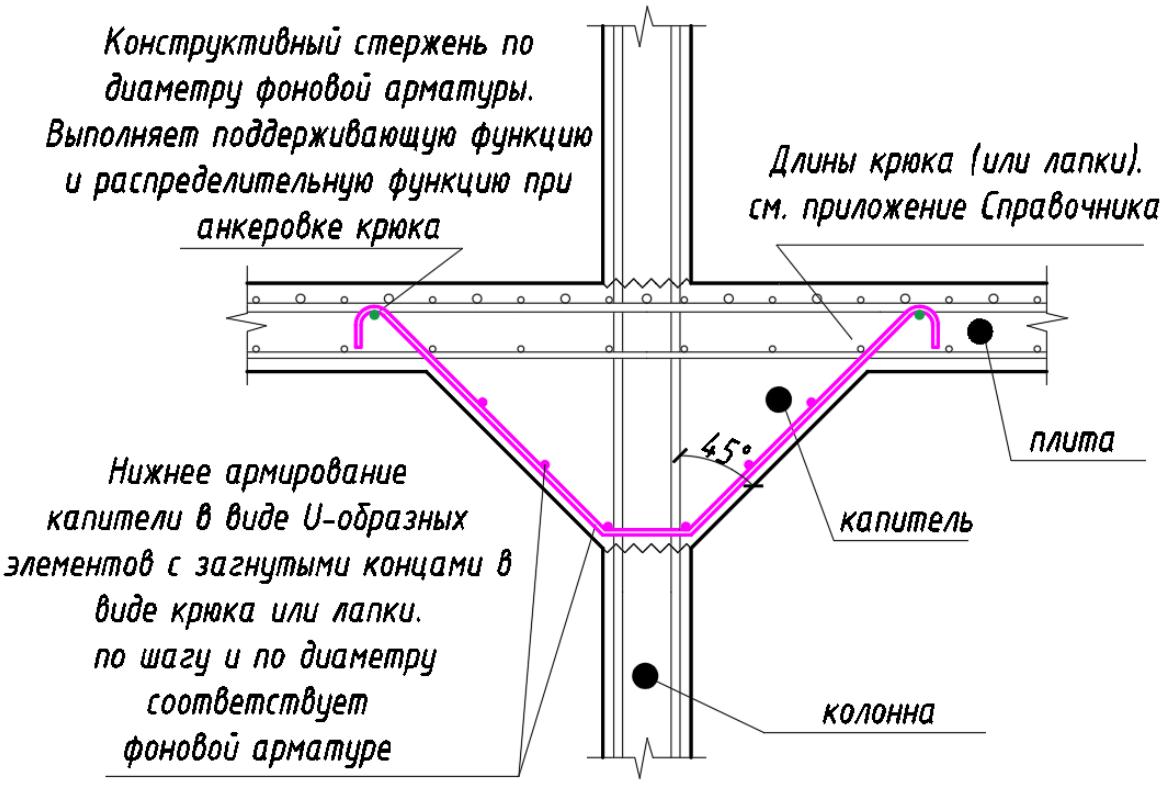
Вариант №2. П-шки.



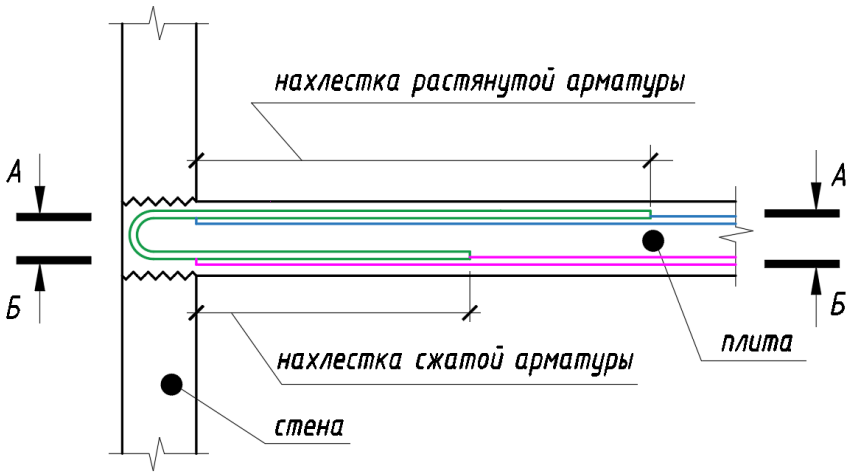
Армирование прямоугольный капители



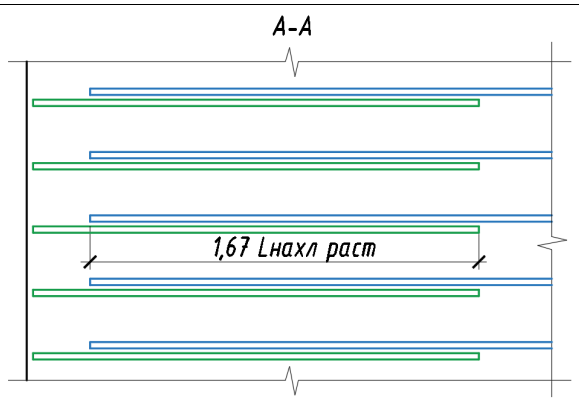
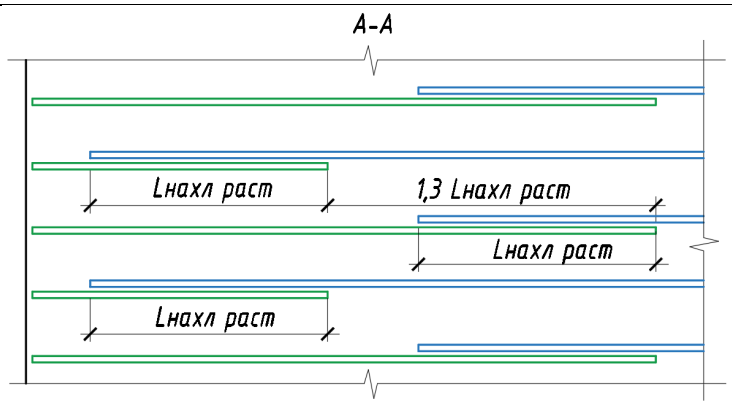
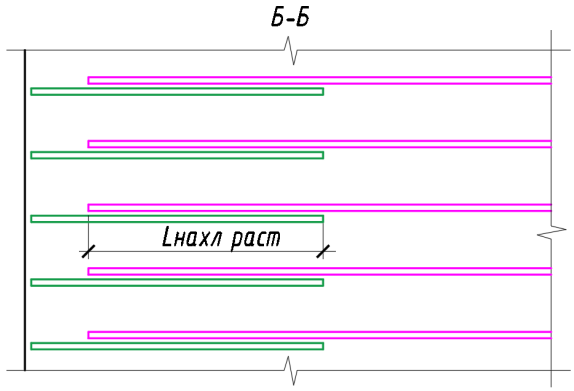
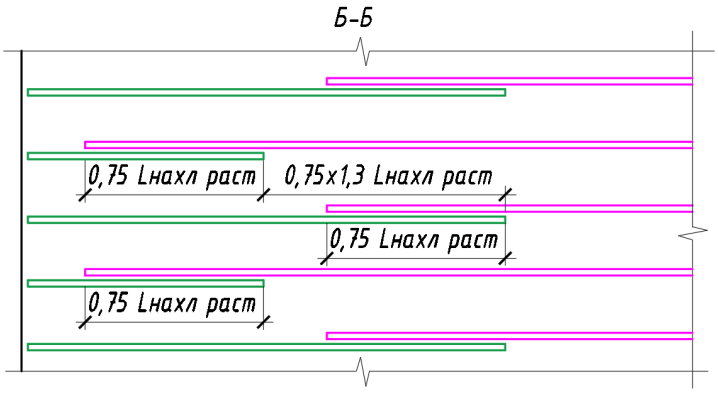
Армирование классической наклонной капители



Варианты нахлестки арматуры



Все значения нахлестки **для растянутой** $L_{\text{нахл раст}}$ арматуры уже посчитаны и находятся в приложении Справочника.

Нахлестка растянутой арматуры. Случай 1. Без разбежки.	Нахлестка растянутой арматуры. Случай 2. Разбежка.
	
Нахлестка сжатой арматуры. Случай 1. Без разбежки.	**Нахлестка сжатой арматуры. Случай 2. Разбежка.**
	

10. Шарнирные стыки монолитных конструкций

Шарнирные стыки с ограниченной подвижностью используются в основном для упрощения конструирования отдельных узлов опирания и снижения моментов в соединениях. В основном это опирание лестничных площадок на стены. В данных стыках, как правило, нет специальных закладных деталей снижающих трение.

Шарнирно подвижные стыки используются в деформационных/температурных швах для снижения передаваемых усилий с одной части здания на другую.

Шарнирно подвижные стыки несмотря на понятный внешний вид являются довольно сложными узлами, в которых встречаются дефекты в 50 % случаев, это связано с неточностями расчета и отклонениями при строительстве. Как правило, наибольшие усилия испытывает элемент, на который происходит опирание. Как правило, делают специальные подложки снижающее трение и увеличивающие возможность взаимного смещения без нарастания усилий.

Самое важное, что нужно учесть в конструировании:

1) рассчитать и при необходимости заложить дополнительное армирование/закладные детали на восприятие горизонтальных усилий.

Горизонтальное усилие может быть рассчитано по формуле (формула из физики):

$$H = k\mu Q$$

Q – опорная реакция(поперечное усилие на опоре плиты)

μ – коэффициент трения соприкасающихся поверхностей(рекомендуется брать наибольшее значение)

k – коэффициент надежности, принимаемый равным 1,2.

Примечание: Горизонтальные усилие возникает от температурных деформаций и разности деформаций отдельных блоков.

Расчет короткой консоли колонны/пилона/стены см. части по вертикальным конструкциям.

2) в связи с перекосами подложки и закладкой пластины возможно увеличение сил трения. Можно учесть повышенным коэффициентом надежности

3) местное смятие, возникающее от неравномерного распределения усилий. Максимальное напряжение, возникающее в опорном элементе, не должно превышать расчетного сопротивления бетона или элементов подложки:

$$G = \frac{2Q}{A_b} = \frac{2Q}{t \cdot b} \leq R$$

t – ширина опорной части;

b – длина опорной части;

R – расчетное сопротивление бетона или подложки

Обычно в качестве подложки в шарнирно-подвижных стыках используется фторопласт или оцинкованные пластины с графитовой смазкой.

Справочная таблица 15. Коэффициенты трения

Материалы	Коэффициент трения μ
Бетон-бетон	0,5 – для гладких поверхностей 0,7 – для шероховатых поверхностей
Сталь-бетон	(таблица 6.19 СП 15.13330.2020) 0,45/0,35(в сухом/влажном состоянии)
Сталь-сталь	0,15-0,2
Сталь-сталь при наличии смазки	0,1-0,12
Сталь-фторопласт Ф4	0,04

Справочная таблица 16. Свойства фторопласта Ф-4

Параметр	Свойства
Плотность, кг/м^3	2120 - 2200
Модуль упругости при сжатии, МПа	686,5
Рекомендуемое предельное напряжение(до предела текучести фторопласта)	8 МПа (8000кПа)
Максимально возможные напряжения при 10% деформации	18,5 МПа
Предельная температура для расчета огнестойкости	260 ^{0}C

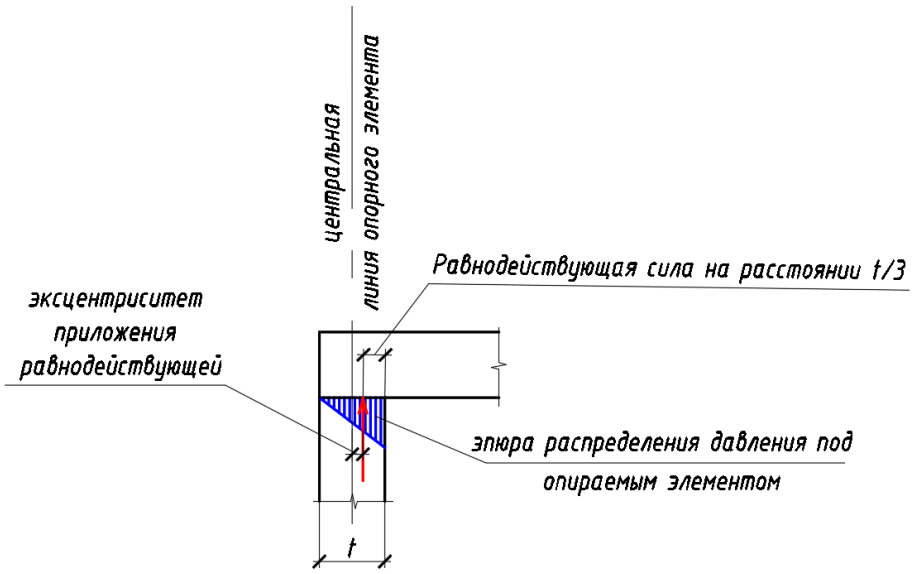


Схема передачи вертикального усилия на опорный элемент при прямом опирании без закладных деталей

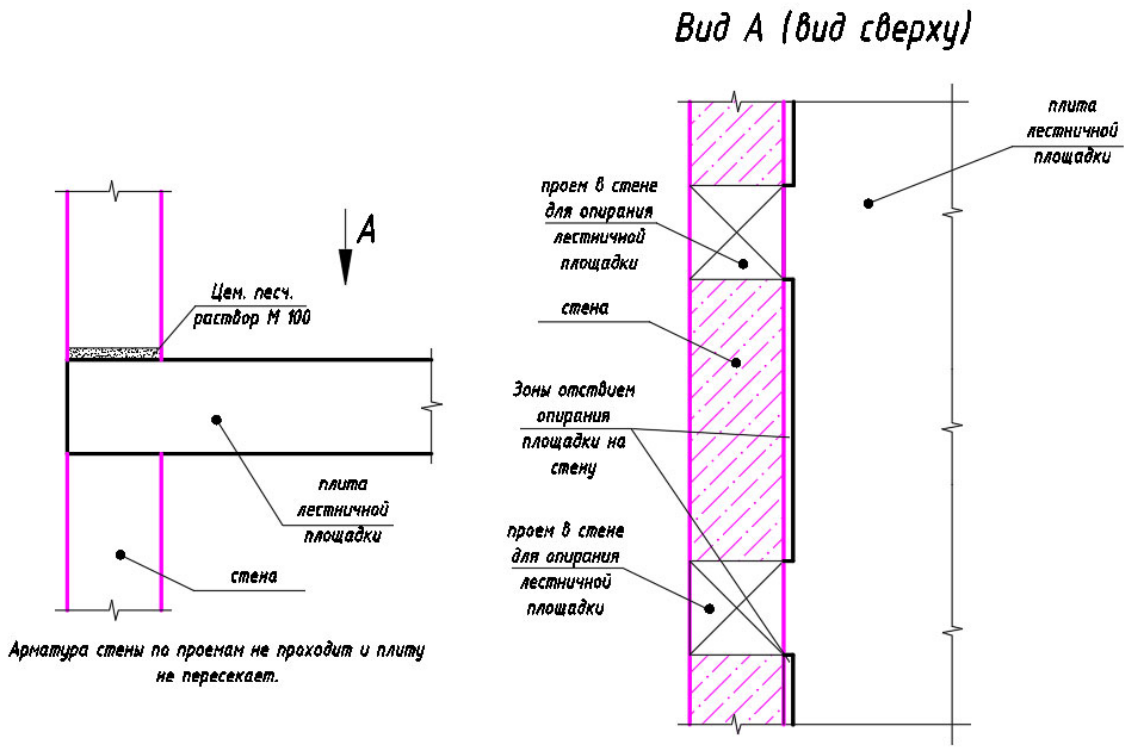


Рисунок. Стык с ограниченной подвижностью. Опирание лестничной площадки на стену.

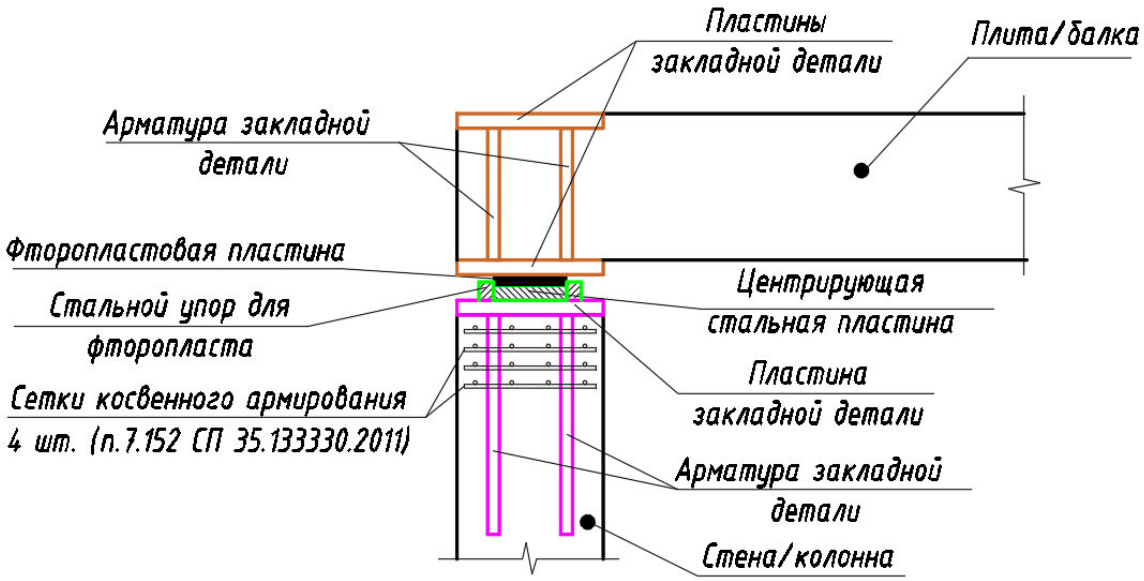


Рисунок. Шарнирно-подвижный стык. Опирание сверху стены.

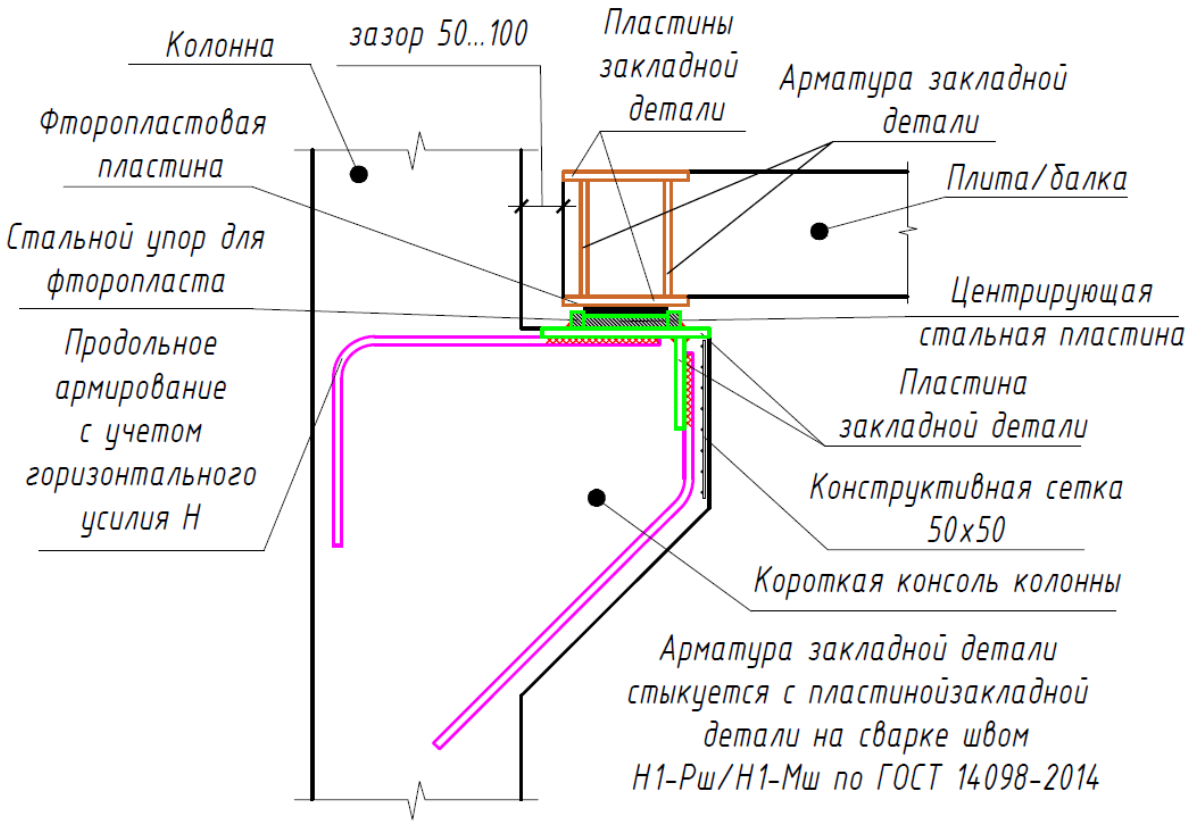


Рисунок. Шарнирно-подвижный стык. Опирание на короткую консоль (в температурном шве).

11. Обрамление и усиление отверстий

Есть два понятия в армировании отверстий: обрамление и усиление.

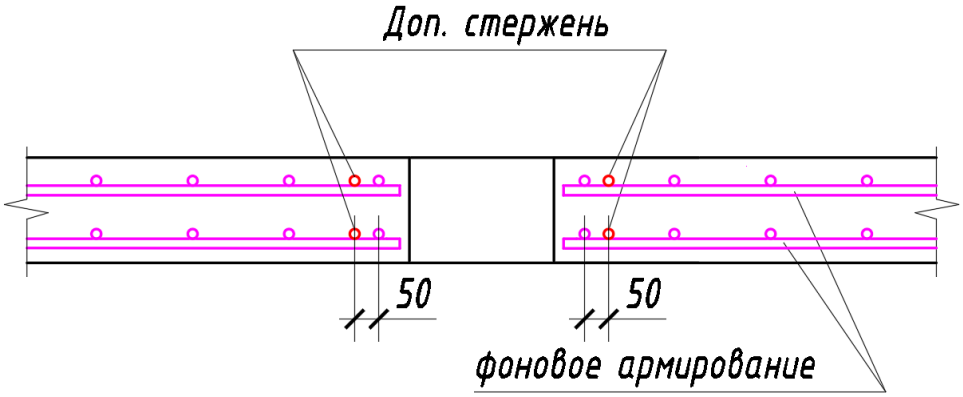
Усиление – это армирование, которое необходимо поставить по расчету (по изополю программы).

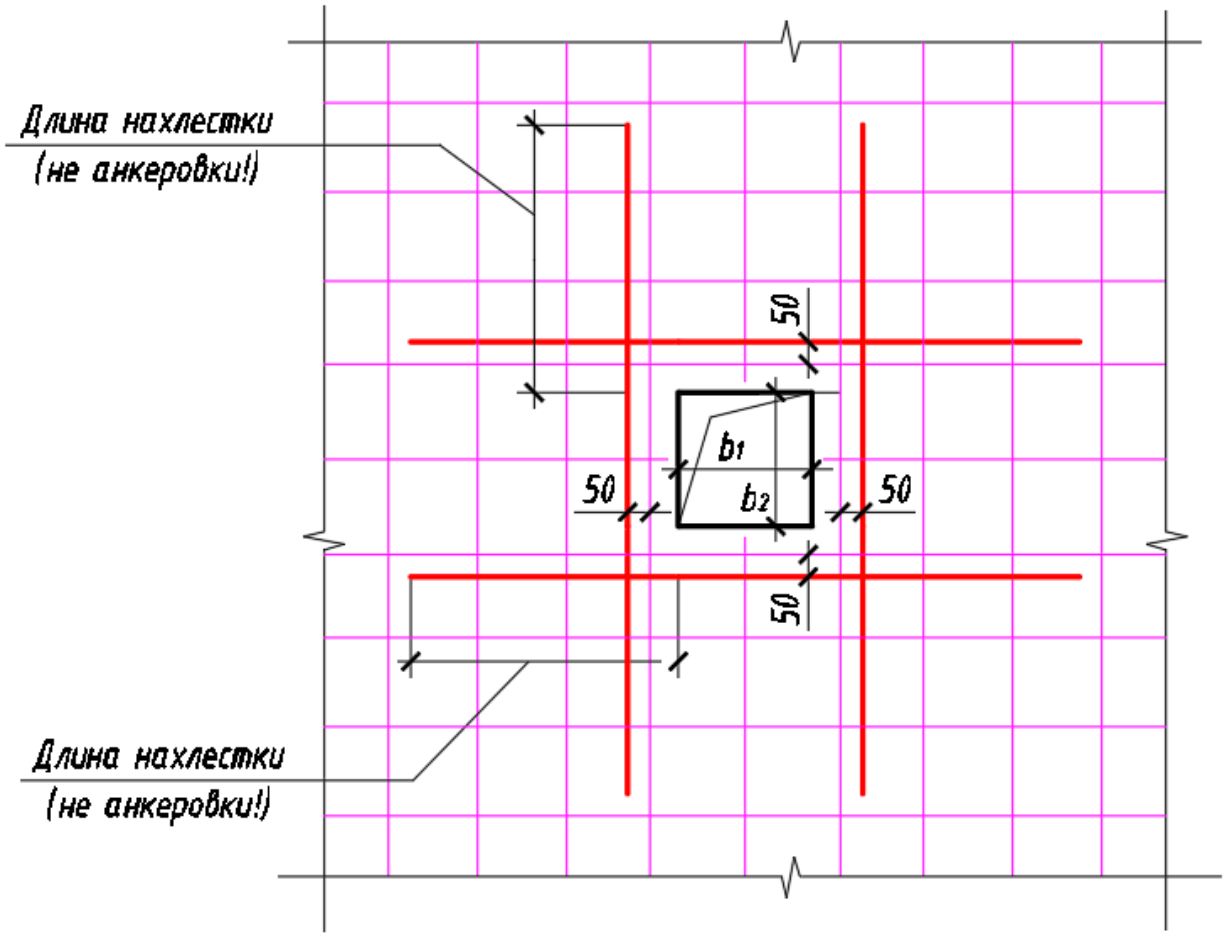
Обрамление – это армирование, которое минимально необходимо установить, даже если по расчету но не требуется.

Справочная таблица 17. Необходимость усиления и обрамления.

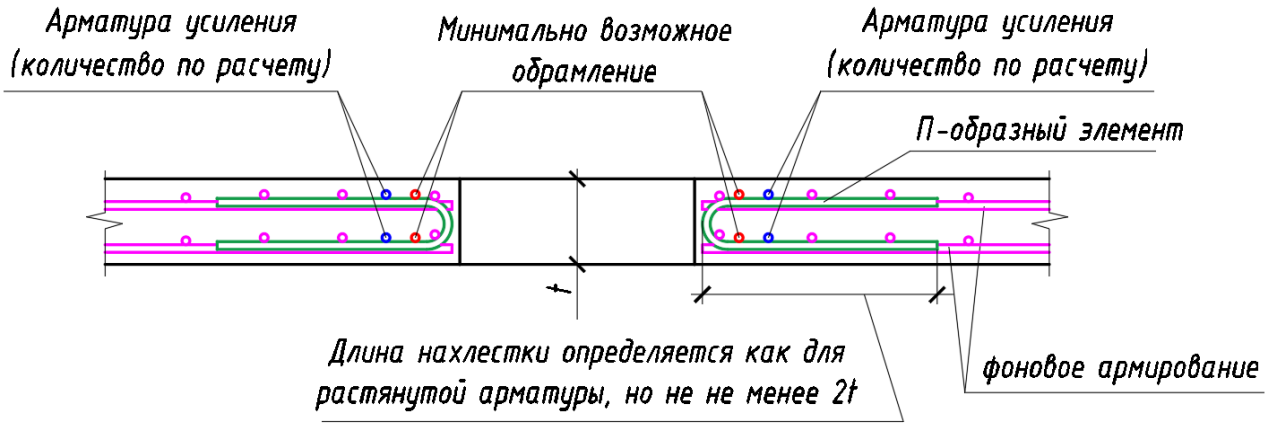
Размер отверстия	Количество отверстий и удаление одного от другого	Порядок внесения в расчетную схему	Обрамление	Усиление
До 300мм	1-2	В расчетную схему можно не вносить, учесть только при расчете продавливания.	Добавить по 1 стержню слева и справа, чтобы получилось расстояние между стержнями вблизи отверстия 50 мм.	Не требуется
До 300мм	3 и более на расстоянии не более 300мм	В расчетную схему необходимо вносить. Допустимо объединять отверстия меду собой.	Добавить по 1 стержню слева и справа, чтобы получилось расстояние между стержнями вблизи отверстия 50 мм.	Установить, если требуется по расчету
Более 300мм	Любое	В расчетную схему необходимо вносить. Допустимо объединять отверстия меду собой.	Все устанавливается в усиление	*Случай 1.* Расчетное изополе показало необходимость установки дополнительного армирования возле отверстия. Устанавливаем арматуру по расчету. Армирование должно быть не менее Случая 2. *Случай 2.* Расчетное изополе НЕ показало необходимость установки дополнительного армирования возле отверстия. Считаем необходимое усиление по формуле (на две стороны отверстия): $A_s = \mu_{s,min} b h_0 = 0,001 b h_0$ b – размер отверстия, перпендикулярно которому укладывается арматура h_0 – рабочая высота сечения.

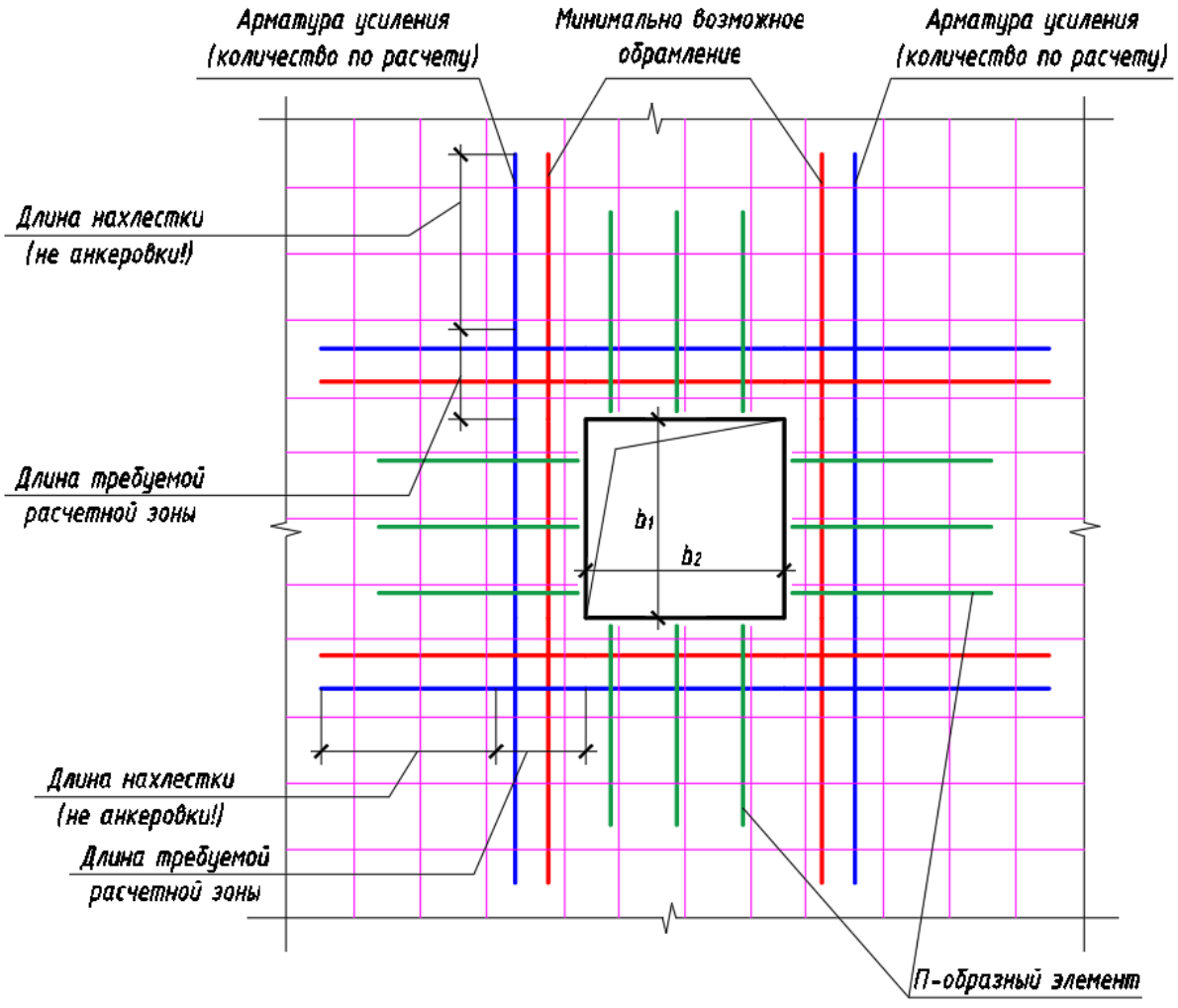
Отверстия 300мм и более



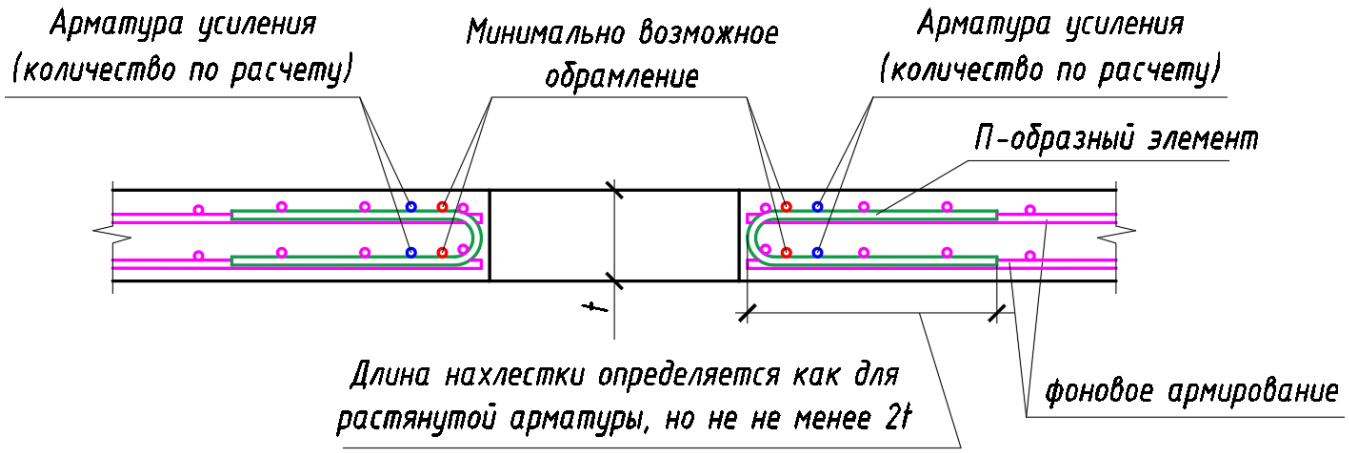


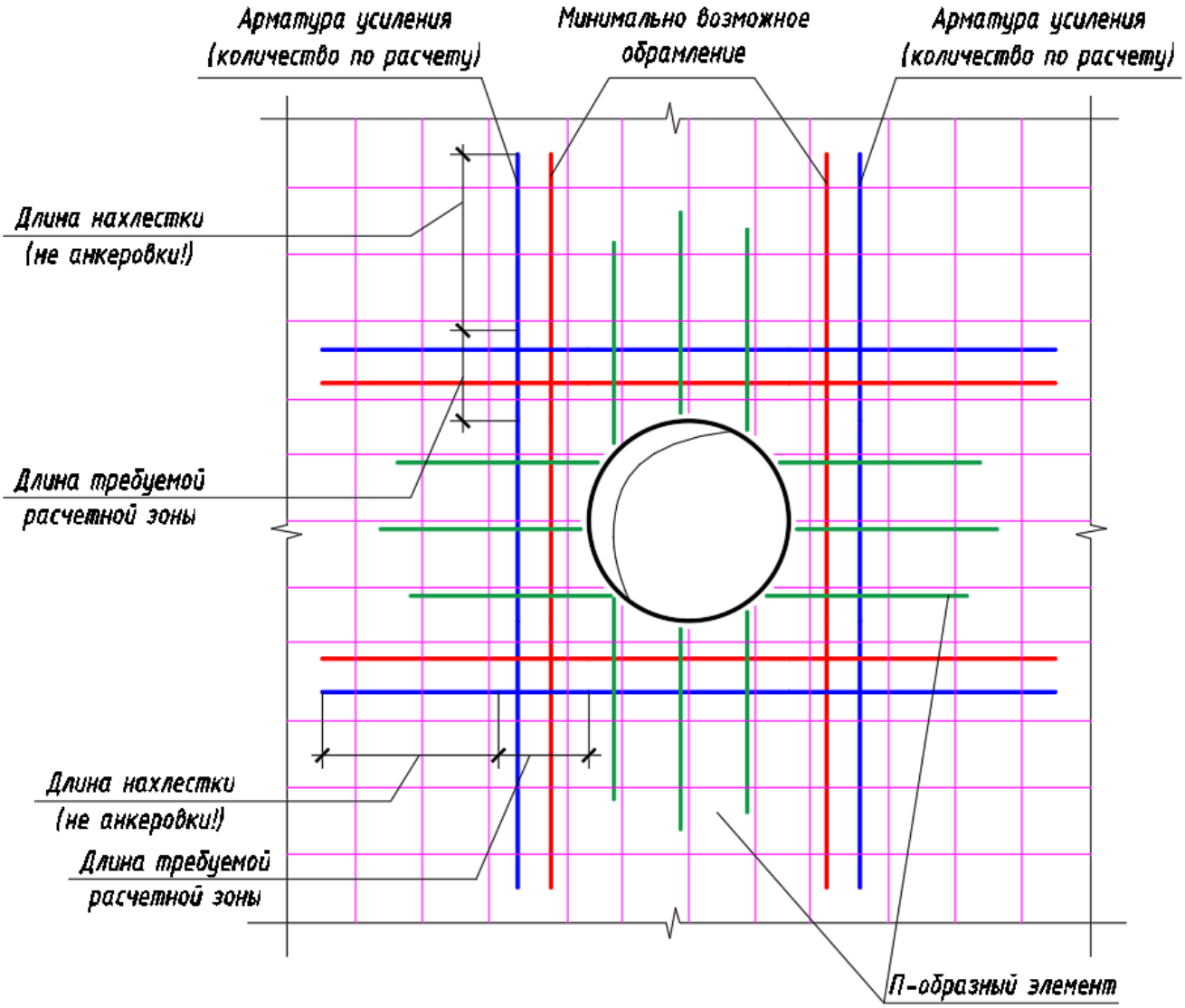
Квадратные отверстия 300мм и более





Круглые отверстия 300мм и более

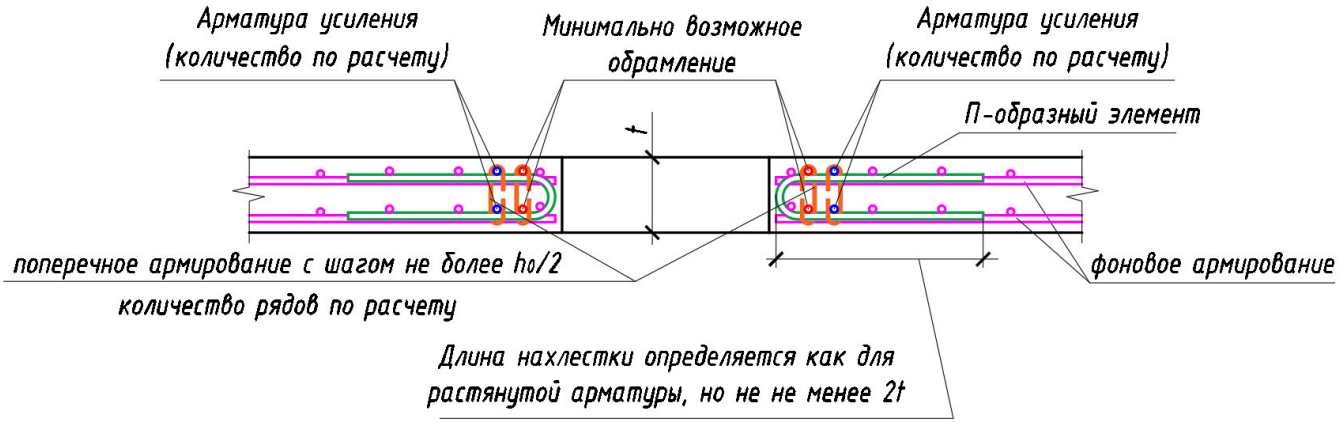


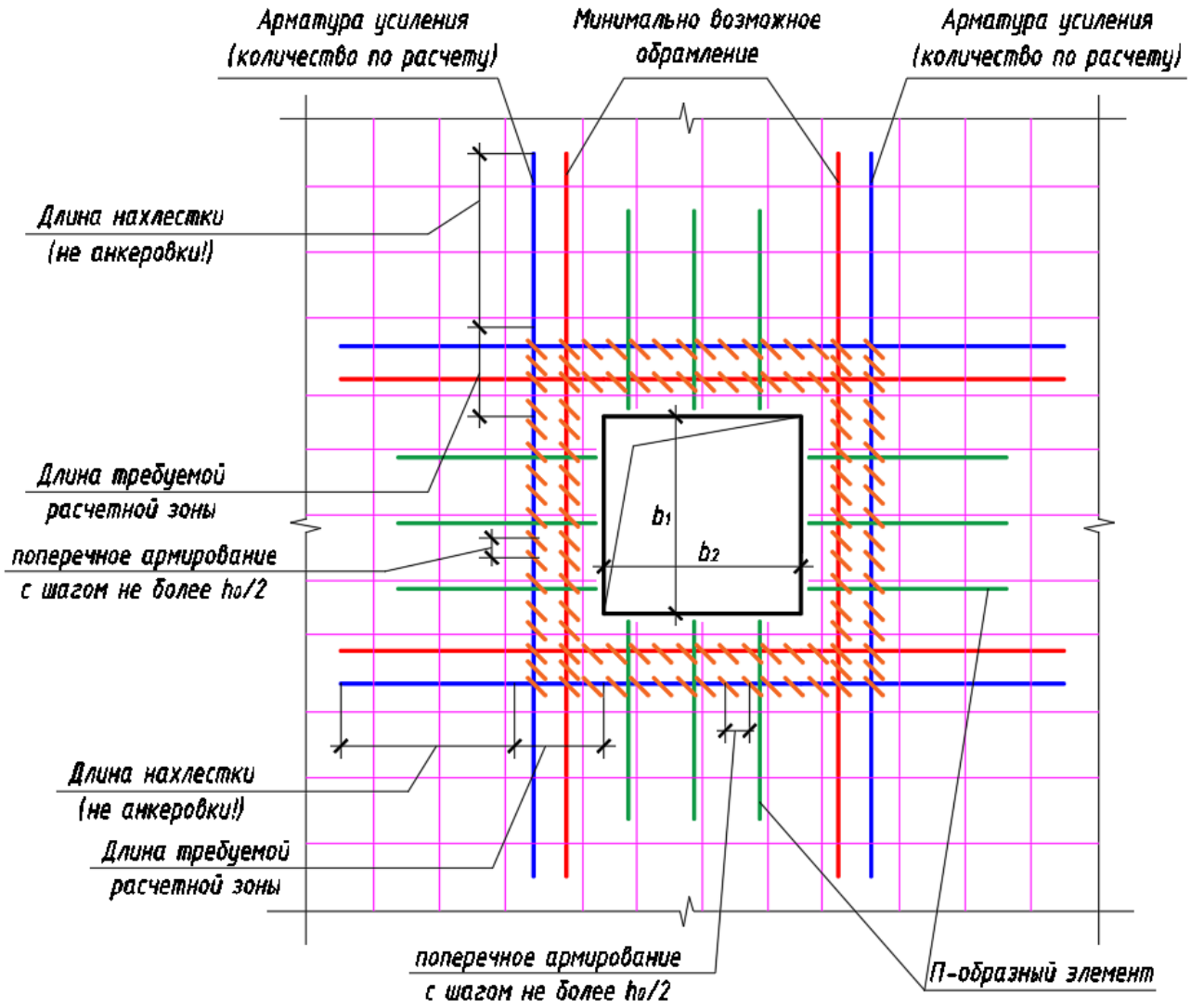


Усиление отверстий 300мм и более в случае, если требуется поперечное армировании

Примечание: шпильки можно заменить хомутами.

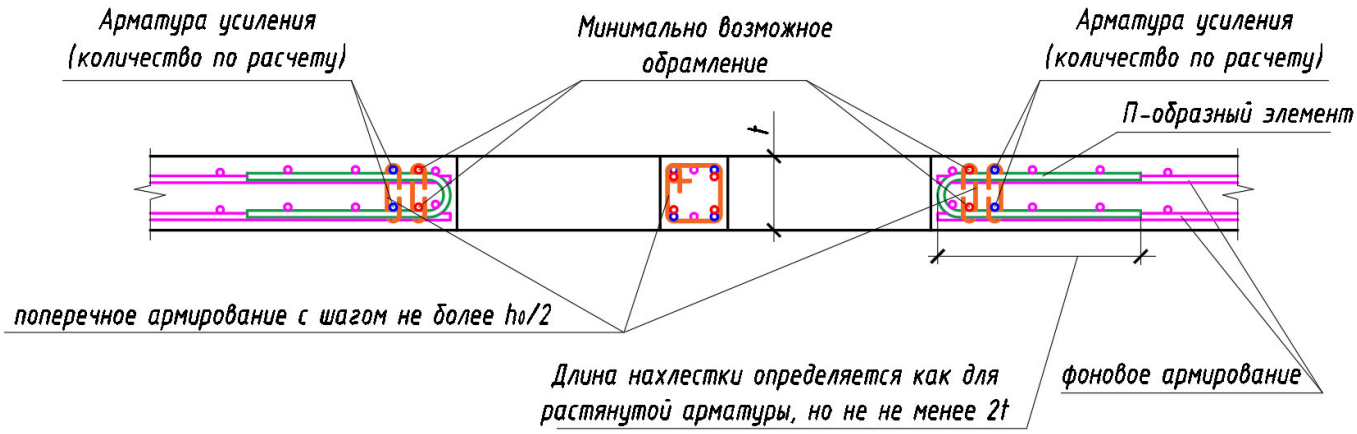
От автора: обычно поперечное армирование требуется при отверстиях на опорах и/или размером более 600мм

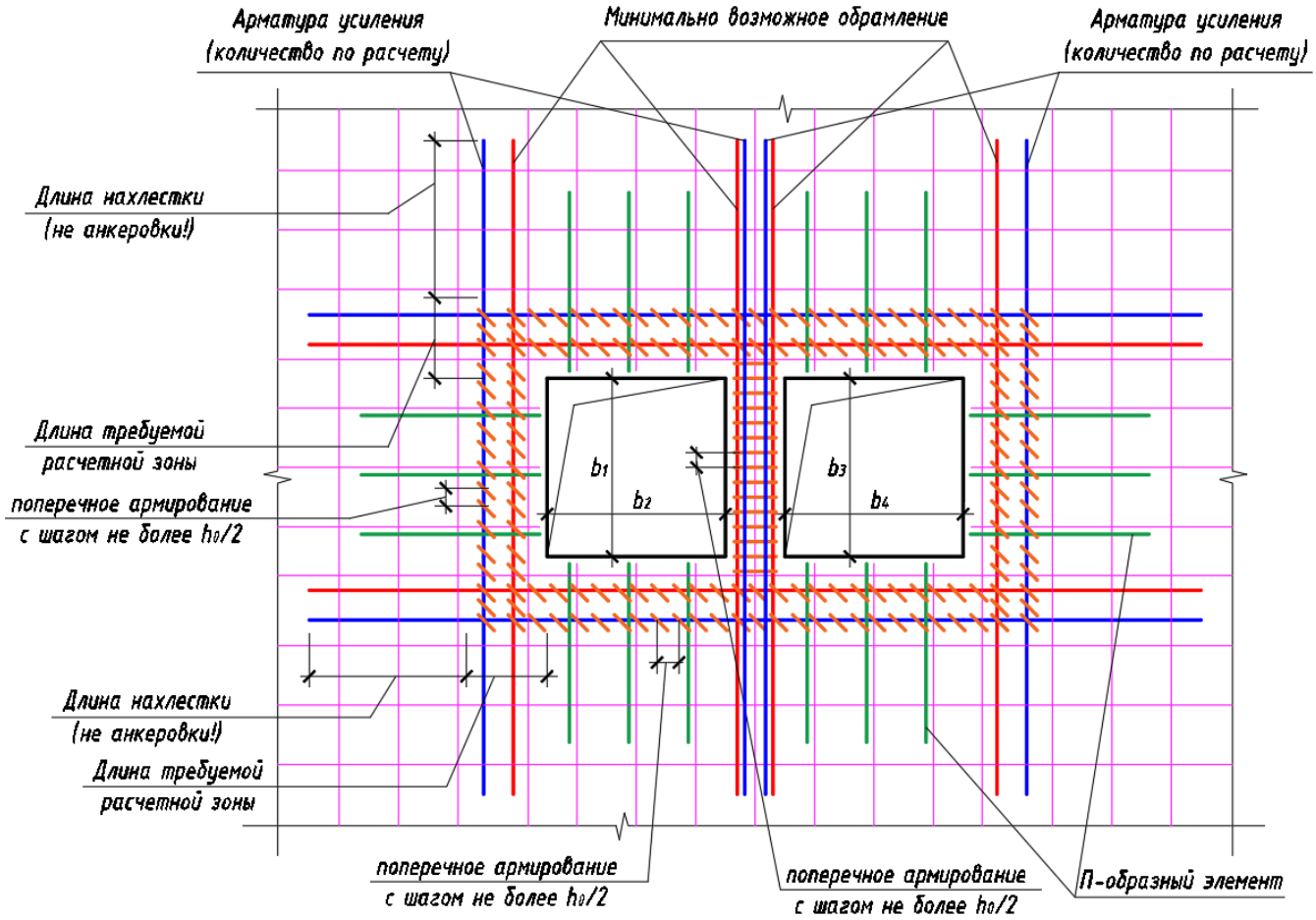




Усиление отверстий.

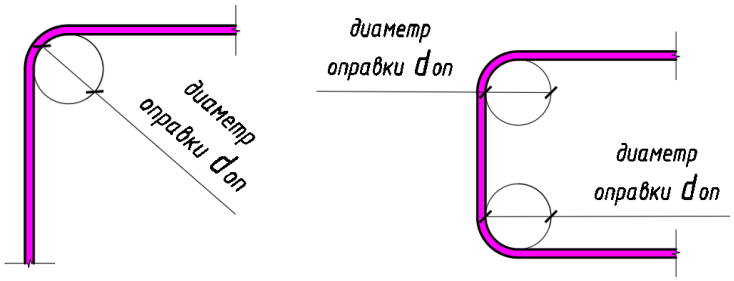
Случай нескольких проемов.

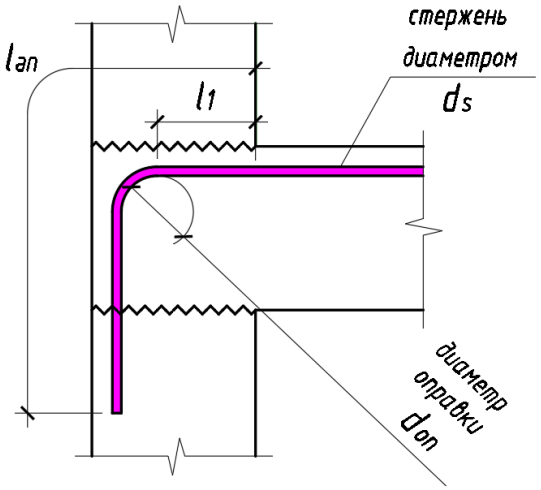


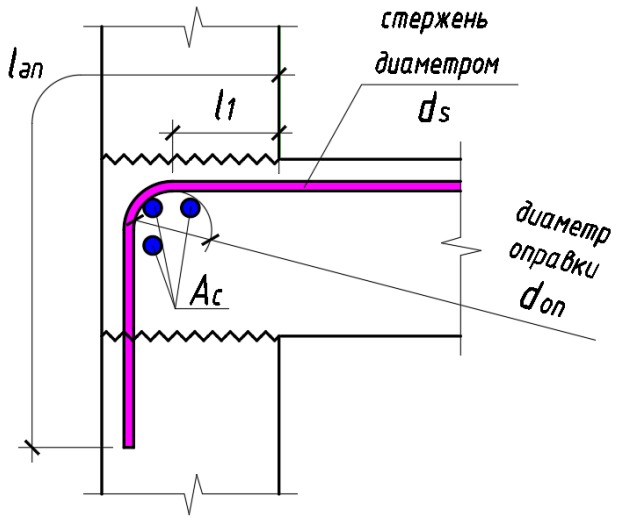


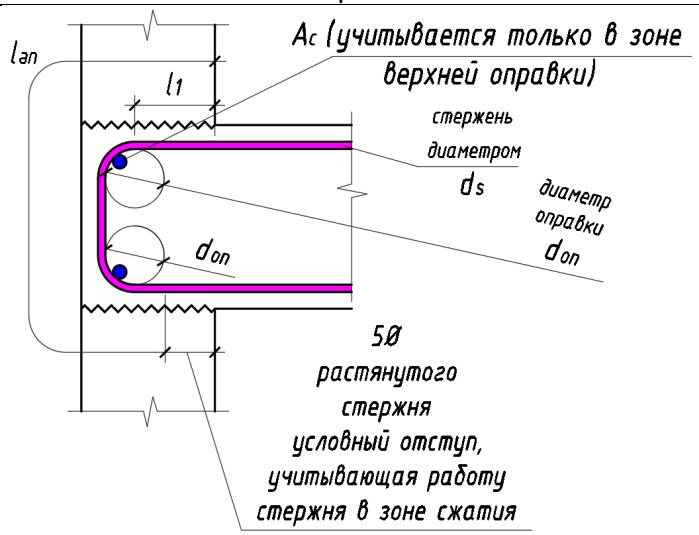
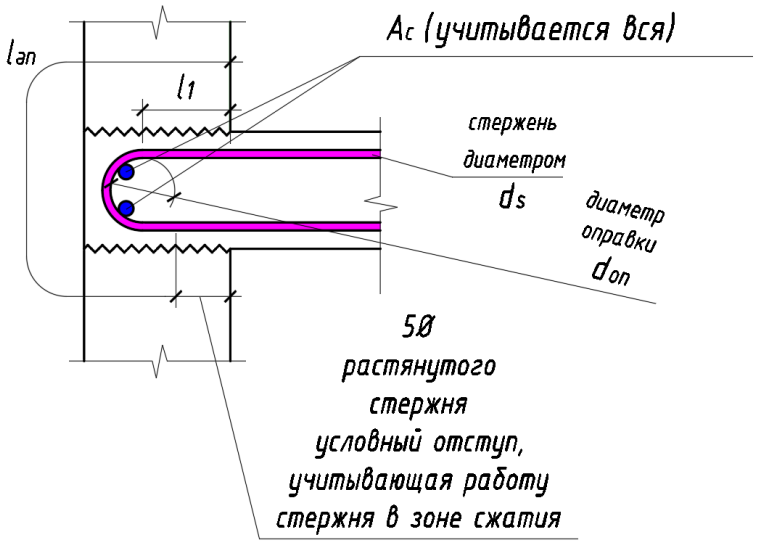
12. Радиусы и диаметры оправки (загиба)

Справочная таблица 18. Нормативные и рекомендованные радиусы и диаметры оправки (загиба)

№	Документ	Содержание
1	**Требования СП 63** **(обязательные)**	Минимально возможные требования по для предотвращения разрушения или раскалывания бетона внутри загиба арматурного стержня и его разрушения в месте загиба. П. 10.3.33 СП 63.13330.2018 d_s – диаметр стержня **Для гладких стержней (А240):** $d_{оп} = 2,5d_s$ при $d_s < 20$мм $d_{оп} = 4d_s$ при $d_s \geq 20$мм **Для стержней периодического профиля (А300, А400, А500, А600, А800, А1000):** $d_{оп} = 5d_s$ при $d_s < 20$мм $d_{оп} = 8d_s$ при $d_s \geq 20$мм
		

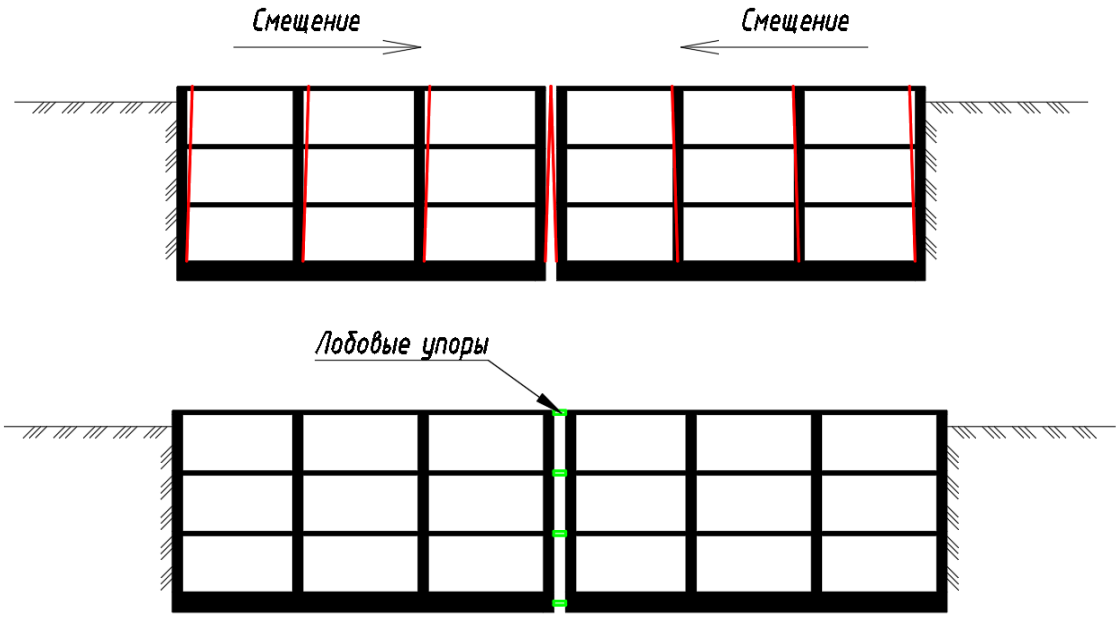
№	Документ	Содержание
2	**Требования Пособия к СП 63** (не обязательные требования)	Выполнение требований СП 63 обязательно. Данные требования помогают предотвратить непредвиденные эффекты разрушения или раскалывания бетона внутри загиба арматурного стержня и его разрушения в месте загиба. Диаметр оправки: $d_{оп} = 20d_s\left(1 - \frac{l_1}{l_{an}}\right)$ l_1 – длина прямого участка в начале анкеровки; l_{an} – длина анкеровки. Конкретно к П-шке нет, но предполагается, что требования такие же как Г-шке.  От автора: попробовав сконструировать узел сопряжения с учетом указанной формулы можно понять, что сечение вертикальной конструкции требуется очень большим, чтобы загнуть по указанному диаметру оправки.
3	**Опыт проектирования из реальных проектов** (не обязательные требования, взятые исходя из общего представления из о работе конструкции и перерасчета обратным ходом, исходя из фактически реализованных решений. Нигде в нормах и пособиях в прямую не записаны, поэтому могут быть уточнены).	Выполнение требований СП 63 обязательно. Конструкции с отсутствием выполнения требований Пособия к СП 63 встречаются практически в каждом проекте. При этом случаев обрушения, раскалывания бетона, продергивания не известно, однако для минимизации риска рекомендовано устанавливать распределительные стержни перпендикулярно Г-шке и П-шке. Г-шку и П-шку в любом случае смещать к противоположной грани сечения. К диаметру оправки, определенному по Пособию, можно ввести понижающие коэффициенты исходя из следующих соображений: 1. Формулы Пособия к СП63 по определению диаметра оправки никак не учитывают класс бетона. В предположении того, что формула написана для В15, как самого низкого класса бетона для жбк, необходимо ввести коэффициент в зависимости от класса бетона K_b.

№	Документ	Содержание
		2. Формулы Пособия к СП63 по определению загиба никак не учитывают арматуру в зоне под загнутым стержнем, которая распределяет давление под ним более равномерно. Исследования в этой области косвенно имеются в ГОСТ Р 70447-2022, оттуда позаимствован K_c. **В случае отсутствия поперечных стержней в зоне смятия:** $$d_{оп} = 20d_s\left(1 - \frac{l_1}{l_{an}}\right)K_b$$ $$K_b = \left(\frac{R_{b(B15)}}{R_{b(факт)}}\right)$$ $R_{b(B15)}$ – расчетное сопротивление бетона на сжатие при В15. $R_{b(факт)}$ – расчетное сопротивление бетона на сжатие при фактическом классе, куда производится анкеровка. **В случае отсутствия поперечных стержней в зоне смятия:** $$d_{оп} = 20d_s\left(1 - \frac{l_1}{l_{an}}\right)K_b\frac{1}{K_c}$$ $$K_c = 1 + \frac{4A_C}{\pi(8d_s)^2}\frac{E_s}{E_b} < 1,5$$ (формула 9.5. ГОСТ Р 70447-2022 использована применительно) A_C – площадь сечения перпендикулярно направленных стержней, расположенных под анкеруемым стержнем; E_s – модуль упругости бетона; E_b – начальный модуль упругости бетона.
		 Случай 1. Диаметры оправки П-шки не накладываются друг на друга

№	Документ	Содержание
		 Случай 2. Диаметры оправки П-шки или пересекаются или объединяются в один большой 

13. Упорный стык (лобовой упор) плит

В протяженных стилобатных частях имеются деформационные швы. Зачастую грунтовое давление действует только на стены только с одной стороны отдельной части стилобата и вызывает большие перемещения и усилия в вертикальных конструкциях. Для того, чтобы уравновесить давление используются лобовые упоры в уровнях плит перекрытий. Плиты перекрытия работают в данном случае как распорки в ограждении котлована.



Лобовые упоры при малых усилиях, при малой разности в деформациях для смежных частей конструкций устраивают из пенополистирола. При этом используется специальный пенополистирол с расчетным сопротивлением не менее 250кПа (марка обязательно отражается в проекте). Также лобовые упоры используются в уровне фундамента.

Лобовые упоры при больших усилиях и деформационных швах, которые устроены для отсутствия передачи вертикальных усилий с одной части на другую (высотная и стилобатная), используют специальную конструкцию с центрированием усилия и снижением вертикального трения(с пластинами из фторопласта).

Горизонтальные усилия S в лобовом упоре определяются из расчетной модели.

Максимальное напряжение, возникающее в опорном элементе, не должно превышать расчетного сопротивления бетона или элементов подложки:

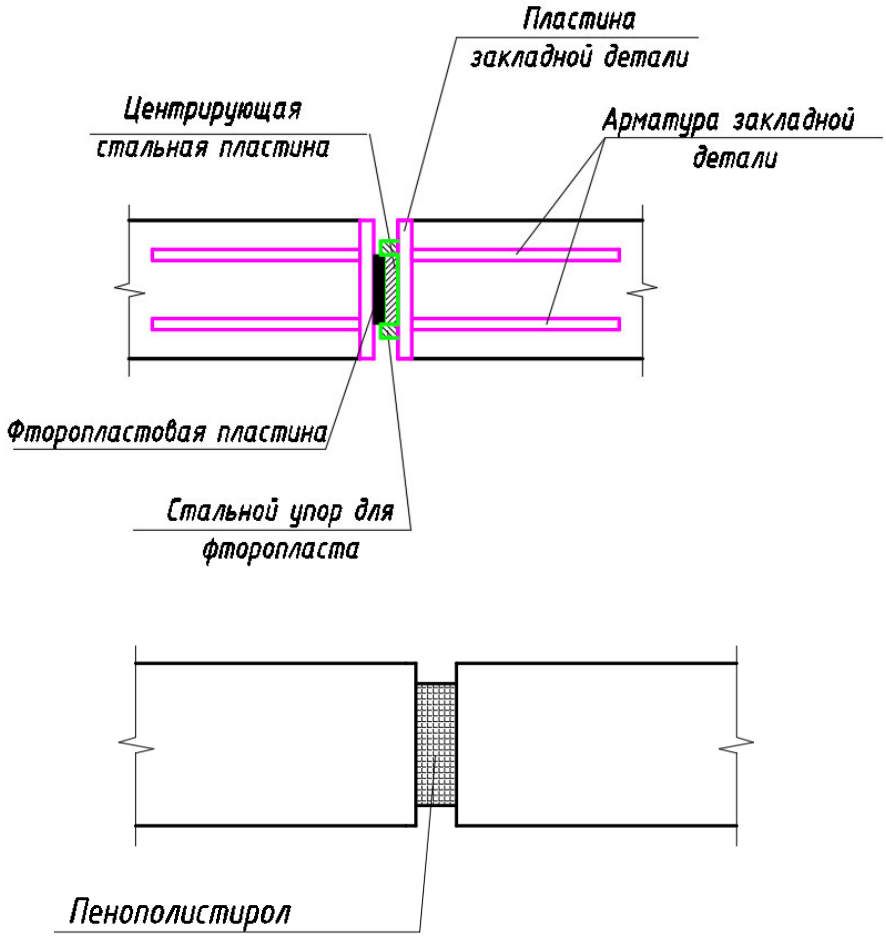
$$G = \frac{S}{A_b} = \frac{S}{t \cdot b} \leq R$$

t – ширина опорной части;

b – длина опорной части;

R – расчетное сопротивление бетона или подложки.

Также следует отметить, что требуется устройство огнезащиты лобовых упоров. Обычно в качестве огнезащиты используется минеральная вата.


Пластина закладной детали
Центрирующая стальная пластина
Арматура закладной детали
Фторопластовая пластина
Стальной упор для фторопласта

Пенополистирол

14. Рабочие швы

Требования п.5.3.12 СП 70.13330.2012:

Поверхность рабочих швов, устраиваемых при укладке бетонной смеси с перерывами, **должна быть перпендикулярна оси** бетонируемых колонн и балок, поверхности плит и стен. Возобновление бетонирования допускается производить по достижении бетоном прочности не менее 1,5 МПа. Рабочие швы по согласованию с проектной организацией допускается устраивать при бетонировании:

-колонн и пилонов – на отметке верха фундамента, низа порогов, балок и подкрановых консолей, верха подкрановых балок, низа капителей колонн;

-балок больших размеров, монолитно соединенных с плитами – на 20-30 мм ниже отметки нижней поверхности плиты, а при наличии в плите капителей – на отметке низа капителей плиты;

-плоских плит – в любом месте параллельно меньшей стороне плиты;

-ребристых покрытий – в направлении, параллельном второстепенным балкам;

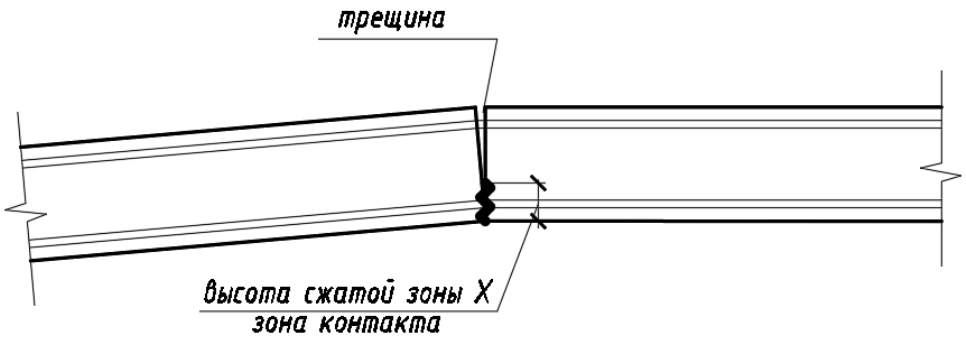
-отдельных балок – в пределах средней трети пролета балок, в направлении, параллельном главным балкам (прогонам) в пределах двух средних четвертей пролета прогонов и плит;

-массивов, арок, сводов, резервуаров, бункеров, гидротехнических сооружений, мостов и других сложных инженерных сооружений и конструкций – в местах, указанных в проекте.

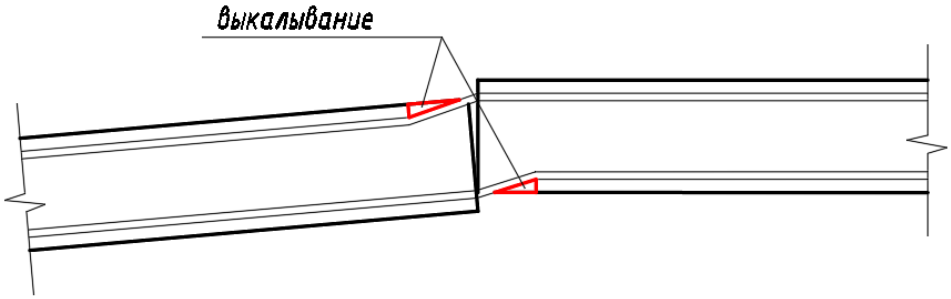
От автора: О монолитных перекрытиях нормы в прямую не говорят. Обычно рабочие швы в монолитных плитах устраиваются в 1/3-1/4 пролета.

Механика разрушения и схема деформирования. Разрушение происходит от поперечной силы, которая стремится сместить части конструкций друг относительно друга. При этом обычный рабочий шов работает не на полную высоту, а только в той части где имеется сжатая зона (высота **x**). Сжатая зона определяется путем расчета сечения изгибаемого элемента с нахождением высоты сжатой зоны(это можно сделать, например, в программе Статика ТехСофт). Если трещина не раскрывается, то высота **x** принимается по полной высоте плиты.

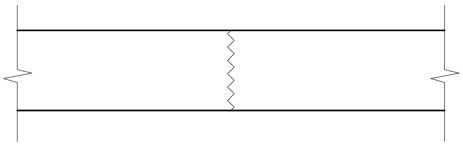
Расчетная схема деформирования

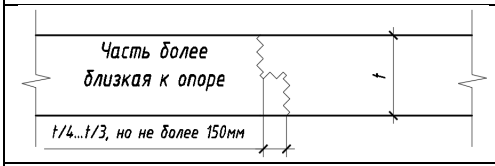
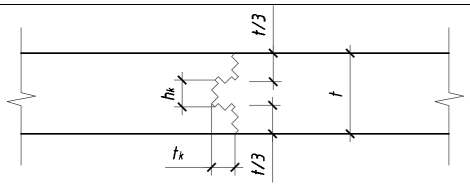
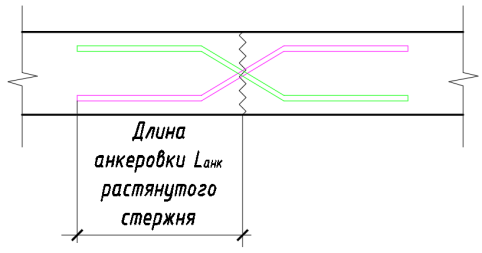


Характер разрушения



Справочная таблица 19. Рабочие швы и методика расчета

Рабочий шов	*Методика расчета.* **Расчет рабочих швов в нормах не приводится. Далее приведен инженерный подход.**
Обычные рабочие швы перпендикулярные оси балки	
	Расчет ведется по формуле 5.1.28 СП 337.1325800.2017 (применительно). Несущая способность определяется по формуле $$Q_{\text{РШБ}} = \gamma_{b,sh,j} R_{bt} A_{b,j} = \gamma_{b,sh,j} R_{bt} b\, x$$ $\gamma_{b,sh,j}$ – коэффициент принимаемый равным 0,5(как для необработанных швов); R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению, МПа; $A_{b,j} = b\, x$ – площадь контакта, м^2 b – ширина контакта, м x – высота сжатой зоны, м *От автора: из норм в запас исключили величину обжатия в шве, поэтому несущая способность получается заниженной.*

Рабочие швы с зубом	
	Формулы те же, что и в первом случае, только $\gamma_{b,sh,j}$ – коэффициент принимаемый равным 1(поскольку зацепление гораздо лучше).
Рабочие швы со шпонками	
	**Расчет ведется по формулам приложения Е СП 63.13330.2018.** **Выбирается минимальная несущая способность из двух значений:** **1 значение:** $Q_{\text{РШБ}} = t_k l_k R_b$ **2 значение:** $Q_{\text{РШБ}} = 2 l_k h_k R_{bt}$ R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению, МПа; R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию, МПа; l_k – длина рабочего шва, м
Рабочие швы с дополнительным армированием от сдвига	
	$Q_{\text{РШБ.АРМ}} = \gamma_{b,sh,j} R_{bt} A_{b,j} + \gamma_{sb,sh,j} R_{bt} R_{sj} A_{sj}$ $\gamma_{b,sh,j}$ – коэффициент принимаемый равным 0,5(как для необработанных швов); R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению, МПа; $A_{b,j} = b\,x$ – площадь контакта, м^2 b – ширина контакта, м x – высота сжатой зоны, м $\gamma_{sb,sh,j}$ – коэффициент, принимаемый равным 1,0 (МПа)$^{-1}$ A_{sj} – площадь армирования усиления рабочего шва, м^2 R_{sj} – расчетное сопротивление арматуры растяжению, МПа $Q_{\text{РШБ.АРМ}}$ **принимают не более величины** $2R_{bt}A_{b,j}$ **и не более чем величина несущей способности шва по случаю шпонки.**

15. Поддерживающие элементы в плитах

Поддерживающие элементы для плит – это «стульчики» и «лягушки».

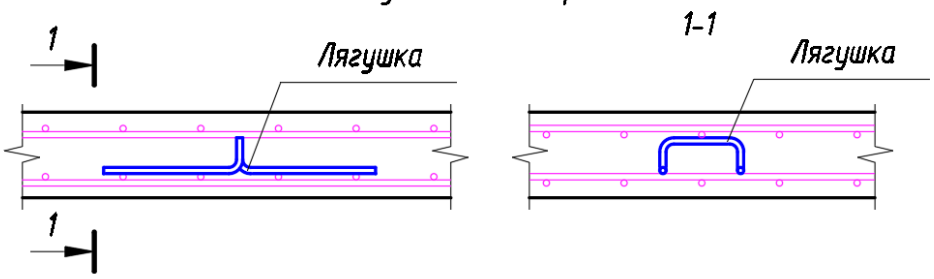
«Стульчик» – это пластиковый фиксатор защитного слоя, устанавливаемый на опалубку и обеспечивающий защитный слой. Шаг установки «стульчиков» по длине арматуры принимают обычно 500мм. На чертежах и в спецификациях стульчики обычно не отображают. Важно отметить, что пластиковые стульчики, как правило, обеспечивают защитный слой кратный 5мм: 15,20,25,30,35,40,45,50. При нестандартных защитных слоях ножки стульчиков приходится спиливать по месту.

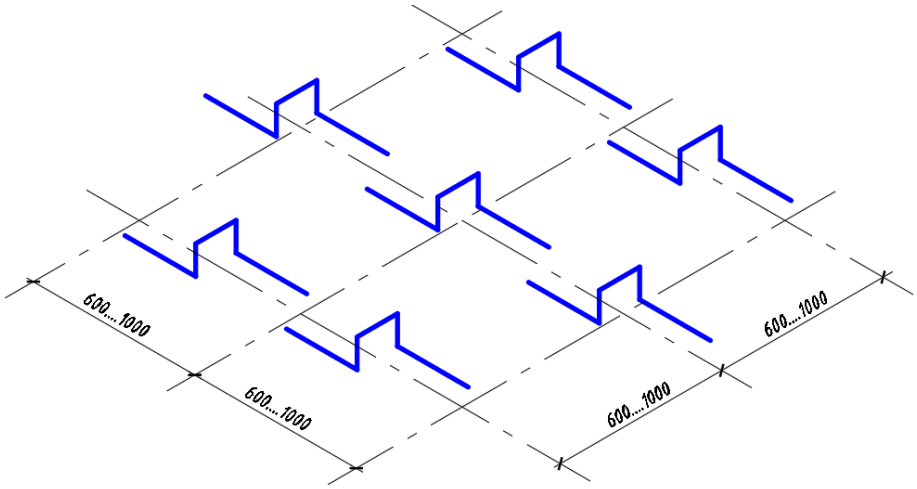




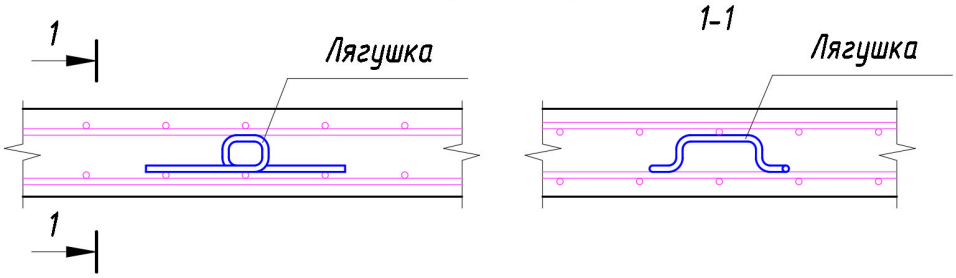
«Лягушка» – это элемент согнутый из арматуры, опираемый на нижнюю сетку армирования и поддерживающий верхнюю сетку. Обычно изготавливаются из арматуры А240 диаметром 10мм. Также может изготавливаться из обрезков фоновой арматуры. Шаг установки «лягушек» зависит от того, на сколько будет гнуться фоновая арматура при хотьбе строителей по ней.
В спецификацию «лягушки» включают.
Лягушки бывают в двух вариантах. Обычно используются по варианту №2(повернутые), поскольку они требует меньший расход арматуры.

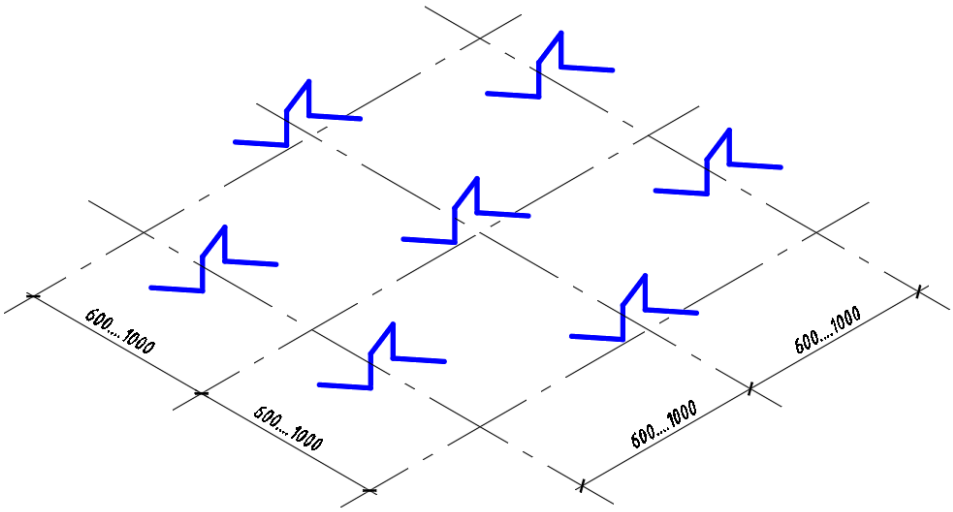
Вариант №1
Лягушка без поворота





Вариант №2
Повернутая лягушка





Справочная таблица 20. Примерные шаги установке лягушек.

Шаг фоновой арматуры	Диаметр фоновой арматуры	Примерный шаг установки «лягушек»
200x200	12	1000x1000
250x250	12	1000x1000/750x750
300x300 и более	12	600x600
200x200	10	1000x100/800x800
250x250	10	750x750
300x300 и более	10	600x600



Рисунок. «Лягушки» и «Стульчики»

Библиография

1. Федеральный закон N384-ФЗ Технический регламент о безопасности зданий и сооружений (с изм. на 25.12.2023) : федеральный закон : дата введения 2010-07-01 / Государственная Дума - Изд. официальное. - Собрание законодательства РФ, N1, ст.5, 2010;

2. Федеральный закон N190-ФЗ Градостроительный кодекс Российской Федерации (с изм. на 26.12.2024) : кодекс РФ : дата введения 2004-12-30 / Государственная Дума - Изд. официальное. - Собрание законодательства РФ N1 (ч.I), ст.16, 2005;

3. Федеральный закон N123-ФЗ Технический регламент о требованиях пожарной безопасности (с изм. на 25.12.2023) : федеральный закон : дата введения 2009-05-01 / Государственная Дума - Изд. официальное. - Собрание законодательства РФ, N30, (ч.I), ст.3579, 2008;

4. ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения (Переиздание, с Изменением N 1) : межгосударственный стандарт : дата введения 2015-07-01 / Росстандарт - Изд. официальное. - Москва: Стандартинформ, 2019;

5. ГОСТ 5264-80 Ручная дуговая сварка. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры (с Изменением N 1, Поправкой) : межгосударственный стандарт : дата введения 1981-07-01 / Госстандарт СССР - Изд. официальное. - Москва: Стандартинформ, 2010;

6. ГОСТ 14098-2014 Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры (с Изменением N 1, с Поправками) : межгосударственный стандарт : дата введения 2015-07-01 / Росстандарт - Изд. официальное. - Москва: Стандартинформ, 2015;

7. ГОСТ 34028-2016 Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Технические условия (с Поправкой) : межгосударственный стандарт : дата введения 2018-01-01 / Росстандарт - Изд. официальное. - Москва: Стандартинформ, 2019;

8. ГОСТ 26633-2015 Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия (с Поправкой, с Изменением N 1) : межгосударственный стандарт : дата введения 2016-09-01 / Росстандарт - Изд. официальное. - Москва: Стандартинформ, 2019;

9. СП 2.13130.2020 Системы противопожарной защиты. Обеспечение огнестойкости объектов защиты (с Изменением N 1) : свод правил : дата введения 2020-09-12 / МЧС России - Изд. официальное. - Москва: Стандартинформ, 2020;

10. СП 14.13330.2018 Строительство в сейсмических районах. Актуализированная редакция СНиП II-7-81* (с Изменениями № 2-4) : свод правил : дата введения 2018-11-25 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ - Изд. официальное. - Москва: Стандартинформ, 2018;

11. СП 15.13330.2020 Каменные и армокаменные конструкции СНиП II-2281* (с Изменением N 1) : свод правил : дата введения 2021-07-01 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ - Изд. официальное. - Москва: Стандартинформ, 2021;

12. СП 16.13330.2017 "Стальные конструкции. Актуализированная редакция СНиП II-23-81*" (с Поправками, с Изменениями № 1-6) : свод правил : дата введения 2017-08-28 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ - Изд. официальное. - Москва: Стандартинформ, 2017;

13. СП 20.13330.2016 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* (с Изменениями № 1-6) : свод правил : дата введения 2017-06-04 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ - Изд. официальное. - Москва: Стандартинформ, 2018;

14. СП 22.13330.2016 Основания зданий и сооружений. Актуализированная редакция СНиП 2.02.01-83* (с Изменениями N 1, 2, 3, 4, 5) : свод правил : дата введения 2017-07-01 / Министерство

строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ – Изд. официальное. – Москва: Стандартинформ, 2017;

15. СП 24.13330.2021 Свайные фундаменты. Актуализированная редакция СНиП 2.02.03-85 (с Изменениями N 1) : свод правил : дата введения 2022-01-15 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ – Изд. официальное. – Москва: Стандартинформ, 2022;

16. СП 26.13330.2012 Фундаменты машин с динамическими нагрузками. Актуализированная редакция СНиП 2.02.05-87 (с Изменением N 1) : свод правил : дата введения 2013-01-01 / Минрегион России – Изд. официальное. – Москва: Минрегион России, 2012;

17. СП 28.13330.2017 "Защита строительных конструкций от коррозии. Актуализированная редакция СНиП 2.03.11-85" (с Изменениями N 1-4) : свод правил : дата введения 2017-08-28 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ – Изд. официальное. – Москва: Стандартинформ, 2017;

18. СП 35.13330.2011 Мосты и трубы. Актуализированная редакция СНиП 2.05.03-84* (с Изменениями № 1-5 : свод правил : дата введения 2011-05-20 / Минрегион России – Изд. официальное. – Москва: ОАО "ЦПП", 2011;

19. СП 50.13330.2012 Тепловая защита зданий. Актуализированная редакция СНиП 23-02-2003 (с Изменениями N 1, 2) : свод правил : дата введения 2013-07-01 / Минрегион России – Изд. официальное. – Москва: Минрегион России, 2012;

20. СП 63.13330.2018 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. СНиП 52-01-2003 (с Изменениями N 1, 2) : свод правил : дата введения 2019-06-20 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ – Изд. официальное. – Москва: Стандартинформ, 2019;

21. СП 70.13330.2012 Несущие и ограждающие конструкции. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87 (с Изменениями № 1, 3-7) : свод правил : дата введения 2013-07-01 / Минрегион России – Изд. официальное. – Москва: Госстрой, ФАУ "ФЦС", 2013;

22. СП 72.13330.2016 Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии. СНиП 3.04.03-85 (с Изменением N 1) : свод правил : дата введения 2017-06-17 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ – Изд. официальное. – Москва: Стандартинформ, 2017;

23. СП 88.13330.2014 Защитные сооружения гражданской обороны. Актуализированная редакция СНиП II-11-77* (с Изменениями N 1, 2, 3) : свод правил : дата введения 2014-06-01 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ – Изд. официальное. – Москва: Минстрой России, 2014;

24. СП 116.13330.2012 Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от опасных геологических процессов. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 22-02-2003 (с Изменениями N 1, 2) : свод правил : дата введения 2013-01-01 / Минрегион России – Изд. официальное. – Минрегион России, 2012;

25. СП 131.13330.2020 Строительная климатология СНиП 23-01-99* (с Изменениями N 1, 2) : свод правил : дата введения 2021-06-25 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ – Изд. официальное. – Москва: Стандартинформ, 2021;

26. СП 250.1325800.2016 Здания и сооружения. Защита от подземных вод (с Изменением N 1) : свод правил : дата введения 2016-09-01 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ – Изд. официальное. – Москва: Минстрой России, 2016;

27. СП 266.1325800.2016 Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования (с Изменениями N1, 2, 3, 4, с Поправками) : свод правил : дата введения 2017-07-01 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ – Изд. официальное. – Москва: Стандартинформ, 2017;

28. СП 267.1325800.2016 Здания и комплексы высотные. Правила проектирования (с Изменениями № 1, 2) : свод правил : дата введения 2017-07-01 / Минстрой России – Изд. официальное. – Москва: Стандартинформ, 2017;

29. СП 296.1325800.2017 Здания и сооружения. Особые воздействия (с Изменениями N 1, 2) : свод правил : дата введения 2018-02-04 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ – Изд. официальное. – Москва: Стандартинформ, 2017;

30. СП 337.1325800.2017 Конструкции железобетонные сборно-монолитные. Правила проектирования : свод правил : дата введения 2018-06-14 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ – Изд. официальное. – Москва: Стандартинформ, 2018;

31. СП 381.1325800.2018 Сооружения подпорные. Правила проектирования (с Изменением № 1) : свод правил : дата введения 2019-01-24 / Минстрой России – Изд. официальное. – Москва: Стандартинформ, 2018;

32. СП 385.1325800.2018 Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения (с Изменениями N 1-4) : свод правил : дата введения 2019-01-06 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ – Изд. официальное. – Москва: Стандартинформ, 2018;

33. СП 430.1325800.2018 Монолитные конструктивные системы. Правила проектирования (с Изменением N1) : свод правил : дата введения 2019-06-26 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ – Изд. официальное. – Москва: Стандартинформ, 2019;

34. СП 435.1325800.2018 Конструкции бетонные и железобетонные монолитные. Правила производства и приемки работ : свод правил : дата введения 2019-05-27 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ – Изд. официальное. – Москва: Стандартинформ, 2019;

35. СП 468.1325800.2019 Бетонные и железобетонные конструкции. Правила обеспечения огнестойкости и огнесохранности (с Изменением N 1) : свод правил : дата введения 2020-06-11 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ – Изд. официальное. – Москва: Стандартинформ, 2020;

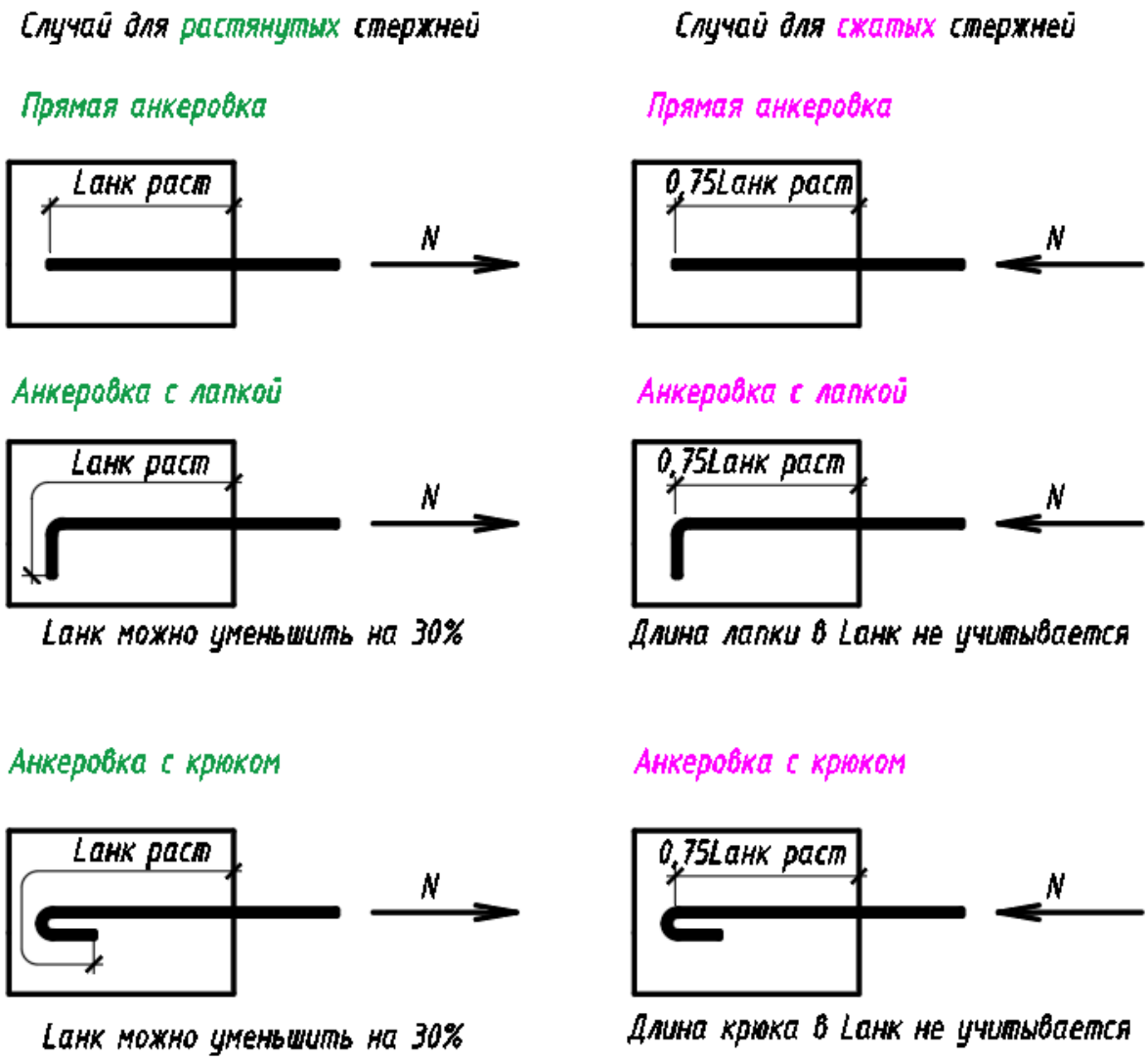
36. СП 499.1325800.2021 Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от карстово-суффозионных процессов. Правила проектирования : свод правил : дата введения 2021-09-03 / Министерство строительства и жилищно-коммунального хозяйства РФ – Изд. официальное. – Москва: Стандартинформ, 2021.

Приложение А. Принципы анкеровки и нахлестки

Все значения анкеровки и нахлестки **для растянутой** арматуры уже посчитаны и находятся ниже по тексту.

На рисунках ниже приведены растянутые и сжатые стержни. Идея в том, что вся длина анкеровки/нахлестки рассчитывается (ссылка выше) для растянутой арматуры, а потом с помощью коэффициентов применяется к сжатой.

Принципы анкеровки продольной арматуры



Анкеровка и нахлестка для арматуры класса A500 в случае растяжения

по СП 63.13330.2018.

а – анкеровка

н – нахлестка

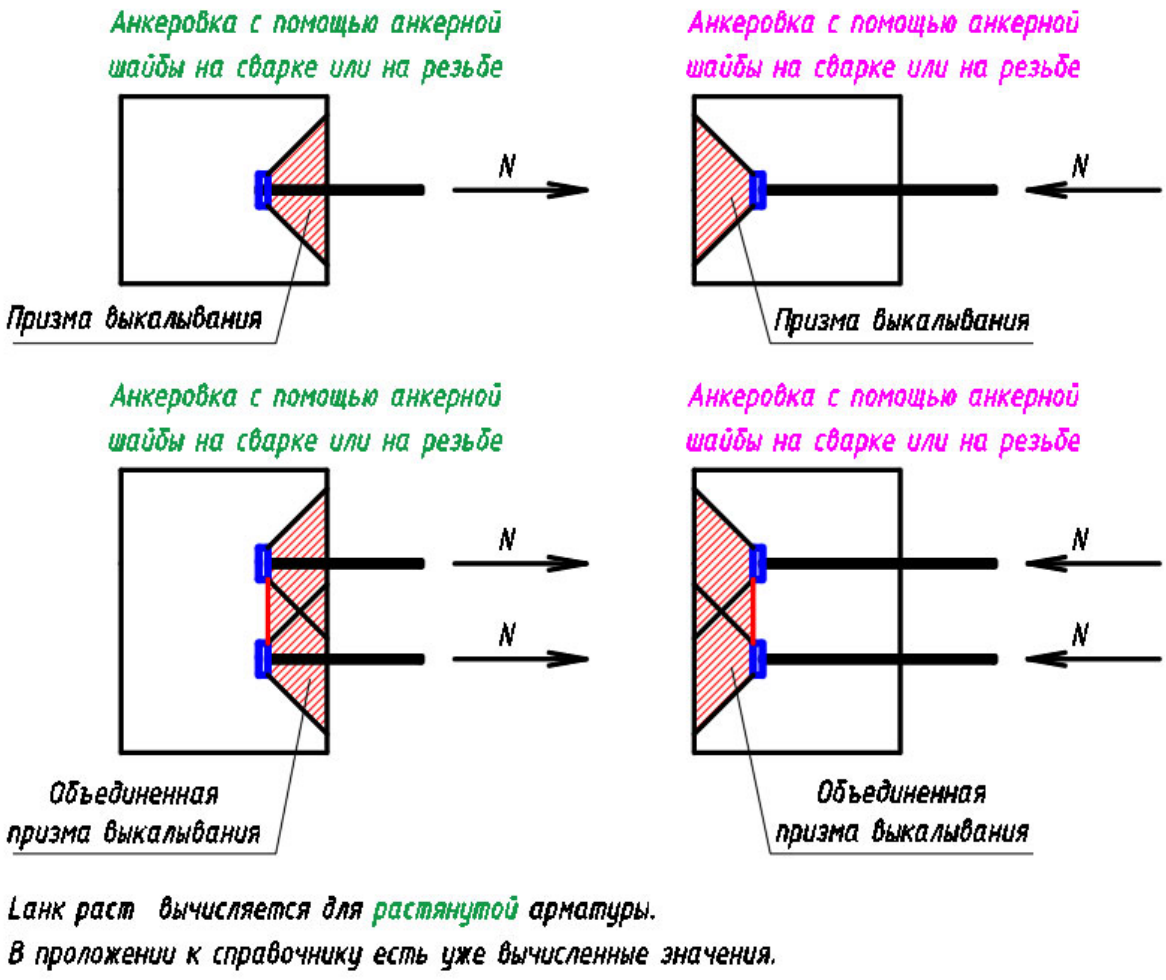
значение вне скобок – значение при работе арматуры на полное расчетное сопротивление R_s

значение в скобках () – минимально возможная длина анкеровки/нахлестки исходя из следующих требований

Минимальная анкеровка, исходя из условий (максимальное значение): 15Ø, $0,3l_{0,an}$, 200мм (п. 10.3.25 СП 63)

Минимальная нахлестка, исходя из условий (максимальное значение): 20Ø, $0,4x1,2l_{0,an}$, 250мм (п. 10.3.30 СП 63)

Диаметры арматуры периодического профиля													
6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Бетон класса B10													
а-466(200) н-559(250)	а-621(200) н-745(298)	а-776(233) н-932(372)	а-932(279) н-1118(447)	а-1087(326) н-1305(522)	а-1242(372) н-1491(596)	а-1398(419) н-1677(671)	а-1553(466) н-1864(745)	а-1708(512) н-2050(820)	а-1941(582) н-2330(932)	а-2175(652) н-2610(1044)	а-2485(745) н-2982(1193)	а-3107(932) н-3728(1491)	а-3452(1035) н-4142(1657)
Бетон класса B15													
а-348(200) н-417(250)	а-464(200) н-556(250)	а-580(200) н-696(278)	а-696(208) н-835(334)	а-812(243) н-974(389)	а-928(278) н-1113(445)	а-1044(313) н-1252(501)	а-1160(348) н-1392(556)	а-1276(382) н-1531(612)	а-1450(435) н-1740(696)	а-1624(487) н-1948(779)	а-1856(556) н-2227(890)	а-2320(696) н-2784(1113)	а-2577(773) н-3093(1237)
Бетон класса B20													
а-290(200) н-348(250)	а-386(200) н-464(250)	а-483(200) н-580(250)	а-580(200) н-696(278)	а-676(210) н-811(324)	а-773(240) н-928(371)	а-870(270) н-1044(417)	а-966(300) н-1160(463)	а-1063(330) н-1275(510)	а-1208(375) н-1449(579)	а-1353(420) н-1623(649)	а-1546(480) н-1856(742)	а-1933(580) н-2320(928)	а-2148(644) н-2577(1031)
Бетон класса B25													
а-248(200) н-298(250)	а-331(200) н-397(250)	а-414(200) н-497(250)	а-497(200) н-596(250)	а-580(210) н-696(280)	а-662(240) н-795(320)	а-745(270) н-894(360)	а-828(300) н-994(400)	а-911(330) н-1093(440)	а-1035(375) н-1242(500)	а-1160(420) н-1392(560)	а-1325(480) н-1590(640)	а-1657(540) н-1988(795)	а-1841(600) н-2209(883)
Бетон класса B30													
а-226(200) н-272(250)	а-302(200) н-363(250)	а-378(200) н-453(250)	а-453(200) н-544(250)	а-529(210) н-635(280)	а-605(240) н-726(320)	а-680(270) н-817(360)	а-756(300) н-907(400)	а-832(330) н-998(440)	а-945(375) н-1134(500)	а-1059(420) н-1270(560)	а-1210(480) н-1452(640)	а-1513(540) н-1815(726)	а-1681(600) н-2017(806)
Бетон класса B35													
а-200(200) н-240(250)	а-267(200) н-321(250)	а-334(200) н-401(250)	а-401(200) н-481(250)	а-468(210) н-562(280)	а-535(240) н-642(320)	а-602(270) н-722(360)	а-669(300) н-803(400)	а-736(330) н-883(440)	а-836(375) н-1003(500)	а-936(420) н-1124(560)	а-1070(480) н-1284(640)	а-1338(540) н-1606(720)	а-1487(600) н-1784(800)
Бетон класса B40													
а-186(200) н-223(250)	а-248(200) н-298(250)	а-310(200) н-372(250)	а-372(200) н-447(250)	а-435(210) н-522(280)	а-497(240) н-596(320)	а-559(270) н-671(360)	а-621(300) н-745(400)	а-683(330) н-820(440)	а-776(375) н-932(500)	а-870(420) н-1044(560)	а-994(480) н-1193(640)	а-1242(540) н-1491(720)	а-1380(600) н-1657(800)
Бетон класса B45													
а-174(200) н-208(250)	а-232(200) н-278(250)	а-290(200) н-348(250)	а-348(200) н-417(250)	а-406(210) н-487(280)	а-464(240) н-556(320)	а-522(270) н-626(360)	а-580(300) н-696(400)	а-638(330) н-765(440)	а-725(375) н-870(500)	а-812(420) н-974(560)	а-928(480) н-1113(640)	а-1160(540) н-1392(720)	а-1288(600) н-1546(800)
Бетон класса B50													
а-163(200) н-195(250)	а-217(200) н-261(250)	а-271(200) н-326(250)	а-326(200) н-391(250)	а-380(210) н-456(280)	а-435(240) н-522(320)	а-489(270) н-587(360)	а-543(300) н-652(400)	а-598(330) н-717(440)	а-679(375) н-815(500)	а-761(420) н-913(560)	а-870(480) н-1044(640)	а-1087(540) н-1305(720)	а-1208(600) н-1449(800)
Бетон класса B55													
а-153(200) н-184(250)	а-204(200) н-245(250)	а-255(200) н-307(250)	а-307(200) н-368(250)	а-358(210) н-429(280)	а-409(240) н-491(320)	а-460(270) н-552(360)	а-511(300) н-614(400)	а-562(330) н-675(440)	а-639(375) н-767(500)	а-716(420) н-859(560)	а-818(480) н-982(640)	а-1023(540) н-1228(720)	а-1137(600) н-1364(800)
Бетон класса B60													
а-145(200) н-174(250)	а-193(200) н-232(250)	а-241(200) н-290(250)	а-290(200) н-348(250)	а-338(210) н-405(280)	а-386(240) н-464(320)	а-435(270) н-522(360)	а-483(300) н-580(400)	а-531(330) н-637(440)	а-604(375) н-724(500)	а-676(420) н-811(560)	а-773(480) н-928(640)	а-966(540) н-1160(720)	а-1074(600) н-1288(800)
6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40



Lанк раст вычисляется для растянутой арматуры.
В проложении к справочнику есть уже вычисленные значения.

Расчет анкеровки (п.10.3.24 СП 62.13330.2018)

Базовая длина анкеровки (длина, которая обеспечивает полную работу стержня на расчетное сопротивление при его растяжении):

$$l_{анк} = l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s}$$

R_s – расчетное сопротивление арматуры;

A_s – площадь поперечного сечения;

u_s – периметр поперечного сечения.

R_{bond} – расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки и определяемое по формуле:

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}$$

η_1 – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным:
для ненапрягаемой арматуры:
1,5 – для гладкой арматуры;
2,0 – для холоднодеформированной арматуры периодического профиля;
2,5 – для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры периодического профиля;

для напрягаемой арматуры:
η_2- коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным для ненапрягаемой арматуры:
1,0 - при диаметре арматуры до 32 мм включительно;
0,9 - при диаметре арматуры 36 и 40 мм.

Максимальное усилие, воспринимаемое анкеруемым стержнем арматуры N_s, определяют по формуле:

$$N_s = \alpha_1 R_s A_s \frac{l_s}{l_{0,an}}$$

l_s - фактическая длина анкеровки
α_1 **- коэффициент,** учитывающий влияние на длину анкеровки напряженного состояния бетона и арматуры и конструктивного решения элемента в зоне анкеровки;
Для ненапрягаемой арматуры при анкеровке стержней периодического профиля с прямыми концами (прямая анкеровка) или гладкой арматуры с крюками или петлями без дополнительных анкерующих устройств для растянутых стержней принимают $\alpha_1 = 1,0$, а для сжатых - $\alpha_1 = 0,75$.

В любом случае длина анкеровки, должна быть не менее максимального из значений: $15d_s$, 200мм, $0,3l_{0,an}$ (конструктивное требование).

Расчет случая с выкалыванием (концевым анкером). Методики нет в нормах, поэтому приведена методика, которую использует автор.

Рассчитывается группа стержней. Количество стержней n в группе принимается по объединенной призме выкалывания.

Принимается минимальная несущая способность (выбирается из N_1 и N_2) **для группы** стержней исходя из условий:

В случае растяжения:

$$N_1 = (1 \text{x} R_s A_s \frac{l_s}{l_{0,an}} + R_b A_b) n$$

A_b - площадь смятия под анкером;
n - количество стержней в группе.

$$N_2 = R_{bt} u_{\text{вык}} h$$

R_{bt} - расчетное сопротивление бетона на растяжение;
$u_{\text{вык}}$ - периметр контура выкалывания (подробнее см. расчеты на продавливание);
h - высота призмы выкалывания.

В случае сжатия:

$$N_1 = (0,75 \text{x} R_s A_s \frac{l_s}{l_{0,an}} + R_b A_b) n$$

A_b - площадь смятия под анкером;
n - количество стержней в группе.

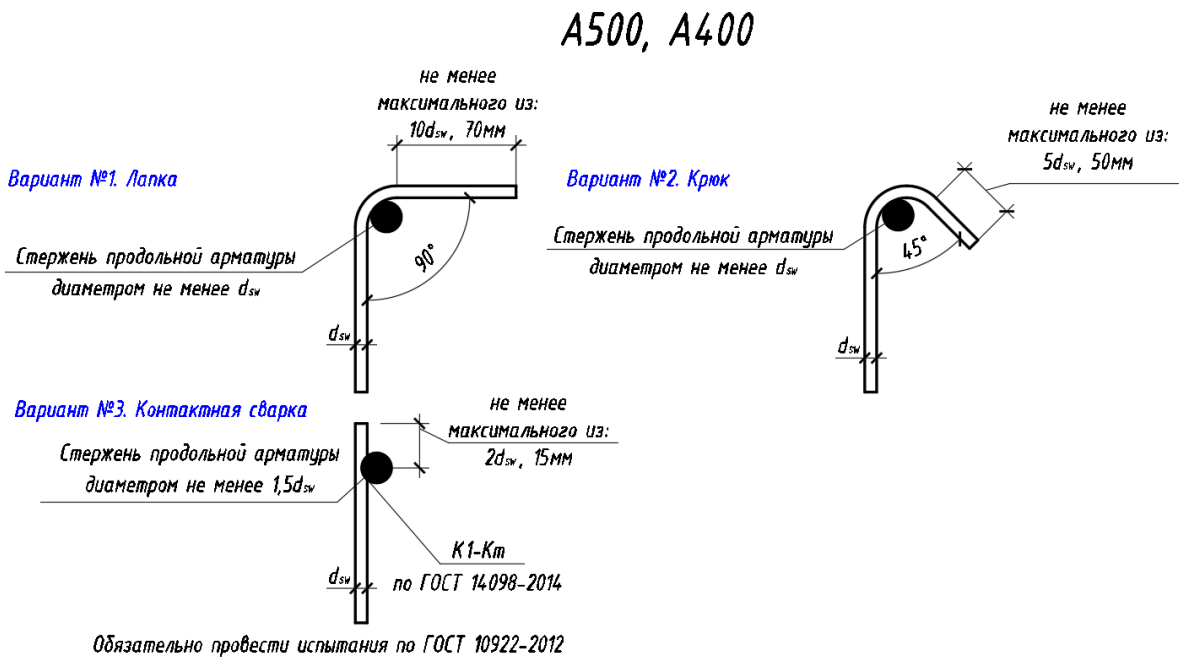
$$N_2 = 0,75 \text{x} R_s A_s \frac{l_s}{l_{0,an}} n + R_{bt} u_{\text{вык}} h$$

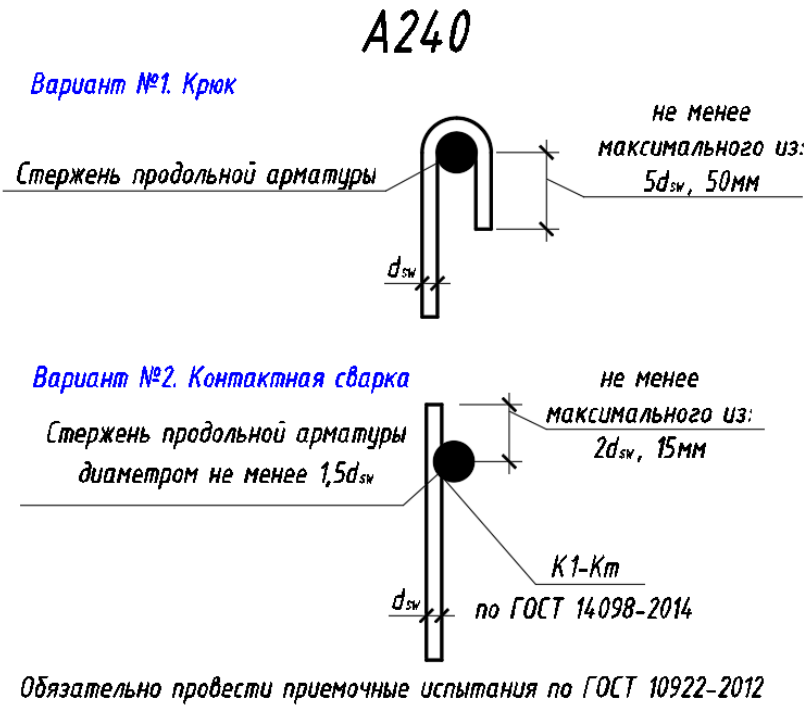
R_{bt} - расчетное сопротивление бетона на растяжение;
$u_{\text{вык}}$ - периметр контура выкалывания (подробнее см. расчеты на продавливание);
h - высота призмы выкалывания.

Принципы анкеровки поперечной арматуры

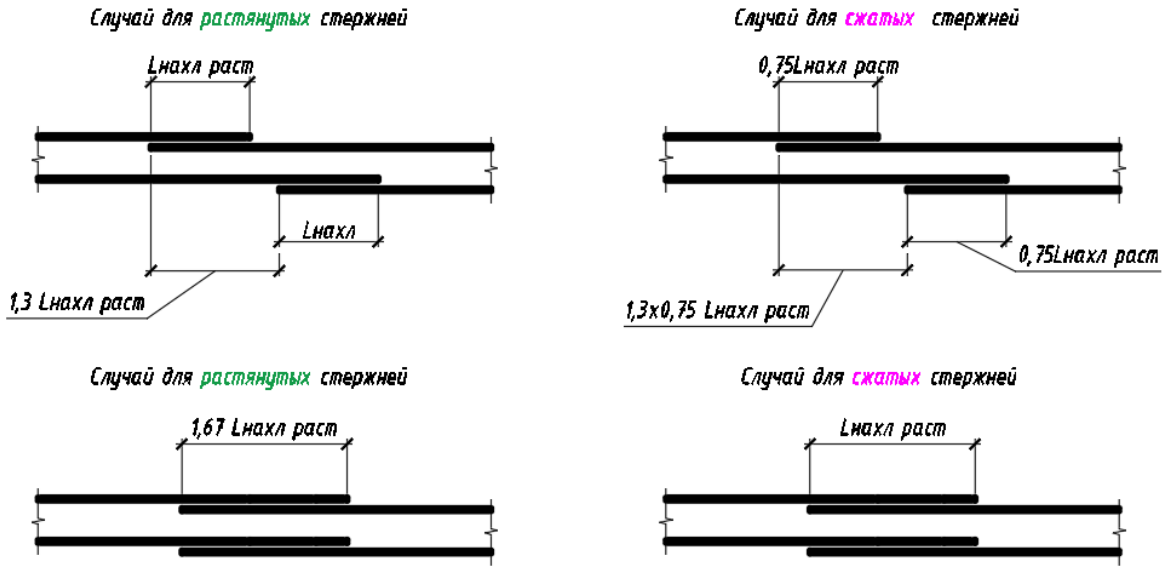
В анкеровке поперечной арматуры используются подходы, основанные на загибах стержней вокруг продольной арматуры. Также широко используется контактная сварка к перпендикулярно идущим стержням.

Контактная сварка является опасным соединением, поскольку проверку качества не всегда проводят, а протоколы испытаний попросту подделывают.





Принципы нахлестки



Расчет нахлестки (п.10.3.24 СП 62.13330.2018)

Базовая длина нахлестки (длина, которая обеспечивает полную работу стержня на расчетное сопротивление при его растяжении):

$$\boldsymbol{l}_{\text{нахл}} = \boldsymbol{l}_{\boldsymbol{l}} = \boldsymbol{\alpha}_{\boldsymbol{2}}\boldsymbol{l}_{\boldsymbol{0,an}}$$

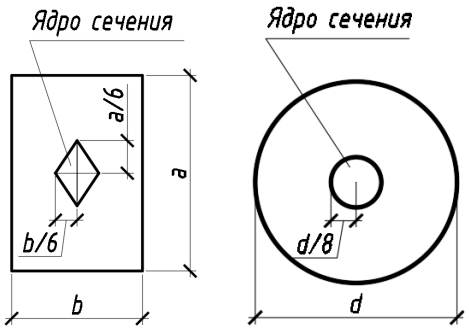
При соединении арматуры периодического профиля с прямыми концами, а также гладких стержней с крюками или петлями без дополнительных анкерующих устройств

При стыковке арматуры с разбежкой в $\boldsymbol{1,3l}_{\text{нахл}}$:
- для растянутой арматуры $\boldsymbol{\alpha_2 = 1,2}$ а для сжатой арматуры - $\boldsymbol{\alpha_2 = 0,9}$.

При стыковке арматуры без разбежки:
- для растянутой арматуры $\boldsymbol{\alpha_2 = 2,0}$ а для сжатой арматуры - $\boldsymbol{\alpha_2 = 1,2}$.

В любом случае длина нахлестки, должна быть не менее максимального из значений: $\boldsymbol{20d_s, 250}$мм, $\boldsymbol{0,4l_l}$ (конструктивное требование).

Справочная таблица. Определение сжатых и растянутых арматурных стержней

Конструкции	Растянутые и сжатые зоны
Плиты перекрытия/ покрытия и балки	Обычно растянутые стержни идут в верхней зоне на опорной части и в нижней в пролетной части.
Фундаментные плиты	Обычно растянутые стержни идут в нижней зоне под опорами и в верхней в пролетной части . В здании с ядром жесткости основная концентрация нижней растянутой арматуры будет под ядром.
Вертикальные элементы Колонны/ пилоны/ стены	**Сжатие с большим эксцентриситетом** **Есть как растянутая, так и сжатая арматура.** Такими вертикальными элементами обычно являются: крайние колонны/пилоны, вертикальные конструкции примыкающие к фундаментной плите. Из курса сопротивления материалов известно понятие ядра сечения. Ядро сечения – это место в сечении, находясь в котором продольная сила не вызовет растяжение. **Для прямоугольного** сечения это расстояние s от центра тяжести равное: $s = \frac{b}{6}$ **или** $s = \frac{a}{6}$ **в зависимости** a, b **– сторона сечения** **Для круглого** сечения это расстояние s от центра тяжести равное: $s = \frac{d}{8}$. b **– сторона прямоугольного сечения** $e = \frac{M}{N}$ **M – момент в сечении;** **N – продольное усилие в сечении.** **При** $e > s$ **будет происходить растяжение арматуры.**  **Сжатие с малым эксцентриситетом.** Такими вертикальными элементами обычно являются: центральные колонны. **При** $e < s$ **будет только сжатая арматура** Примечание от автора: указанная методика с ядром сечения является примерной. Для точной оценки необходимо делать расчет с учетом фактического армирования в НДМ (нелинейной деформационной модели).

Приложение Б. Сварные соединения

Самое важное в сварном соединении это его равнопрочность, т.е. прочность соединения должна быть не меньше прочности самой арматуры. Оценка равнопрочности идет по приложению ***А ГОСТ 14098-2014.*** *Основное что нужно смотреть в таблице:*

- ***балл «5»****, показывающий, что* ***соединение равнопрочно.***

- диаметры для которых соединение применимо.

Далее приведены только соединения из ***ГОСТ 14098-2014*** *наиболее часто использующиеся на практике. Для А500С и А240 приведенные соединения являются равнопрочными при эксплуатации до -30 градусов.*

Частые вопросы:

1. Нужна ли разбежка в сварных соединениях?

В соответствии с п. 7.159 СП 35.13330.2011 «Мосты и трубы»:
Число стыков в одном расчетном сечении элемента (в пределах участка длиной, равной ***15 диаметрам стыкуемых стержней****) не должно превышать в элементах, арматура которых рассчитывается на выносливость, 25%, в элементах, арматура которых не рассчитывается на выносливость, - 40% общего количества рабочей арматуры в растянутой зоне сечения.*
Однако данное требование относится к мостам и трубам. В других СП требований нет.

Автор рекомендует все же делать разбежку по сварным соединениям. В густоармированных конструкциях.

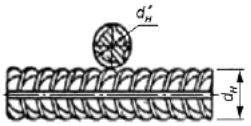
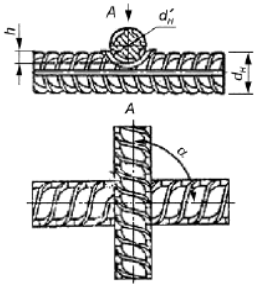
Таблица Б.1 – Оценка эксплуатационных качеств сварных соединений при статической нагрузке (Таблица А.1 ГОСТ 14098-2014).

Обозначение соединения	Температура эксплуатации (изготовления), °С	Арматурная сталь, класс, диаметр, мм											
		А240	А400С			Ап600С, А800С	А1000С	А500С			А600С		
		До 32	До 18	До 28	До 40	До 32	До 22	До 20	До 32	До 40	До 20	До 32	До 40
К1-Кт	Выше 0	5	5	5	4	НД	НД	5			5		
	До минус 30			4									
	До минус 40		4		3						4		
	До минус 55		3					4					
С14-Мп,	Выше 0	5	ТН	5	4	НД	НД	ТН	5		ТН	5	
С15-Рс,	До минус 30			4	3								
С17-Мп,	До минус 40								4			4	
С19-Рм	До минус 55			3					3			3	
С21-Рн,	Выше 0	5	5		4	4	4	5			5		
С21-Мн	До минус 30						3						
	До минус 40		4		3	3		4			4		
	До минус 55		3			НД	НД						
С23-Рэ,	Выше 0	5[2]	5[2]	НД		4[2]	4	5[2]		НД	5[2]		НД
С23-Мэ	До минус 30												
	До минус 40	4[2]	4[2]			3[2]	3	4[2]			4[2]		
	До минус 55		3[2]			НД	НД	3[2]			3[2]		
Т12-Рэ	Выше 0	5	5			НД	НД	5			–[5]		
	До минус 30		4										
	До минус 40	4	3					4		4			
	До минус 55									НД			

1) Для соединений с нормированной прочностью.
2) Диаметром до 25 мм включительно.
3) Диаметром до 32 мм включительно.
4) Диаметром до 16 мм включительно.
5) Соединения Т11-Мз и Т12-Рз арматуры класса А600С допускается применять как арматуры класса А500С в соответствии с 5.6.
6) Эксплуатационные качества крестообразных соединений проволочной арматуры класса Вр500 (Вр-1) приложением А не регламентируются в связи с отсутствием требований к химическому составу стали. Требования к качеству таких соединений приведены в ГОСТ 10922.
7) Арматуру класса Ас500С по техническим условиям допускается применять до температуры минус 70°С включительно.
8) Буквы НД и ТН обозначают, что соединения к применению не допускаются или соединения технологически невыполнимы соответственно.

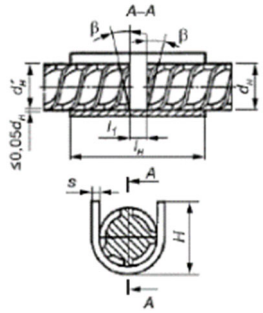
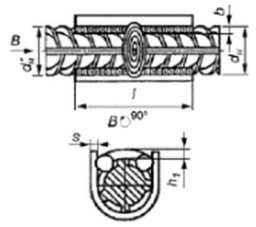
Сварные соединения арматуры между собой

К1–Кт

Соединение арматуры		Класс арматуры	$d_н$, мм	Величина $h/d'_н$, обеспечивающая прочность не менее требуемой ГОСТ 10922 для соединений с отношением диаметров $d'_н/d_н$				Минимальная величина $h/d'_н$, обеспечивающая ненормируемую прочность	α
до сварки	после сварки			1,00	0,50	0,33	0,25		
		Вр-1 (В500)	3–12	0,35–0,50	0,28–0,45	0,24–0,40	0,22–0,35	0,17	30°–90°
		В500С	4–12						
		А240	5,5–40	0,25–0,50	0,21–0,45	0,18–0,40	0,16–0,35	0,12	
		А400С	6–40	0,40–0,80	0,35–0,70	0,30–0,62	0,28–0,55	0,20	
		А500С	6–40	0,40–0,60	0,35–0,50	0,30–0,46	0,28–0,42		
		А600С	10–40						

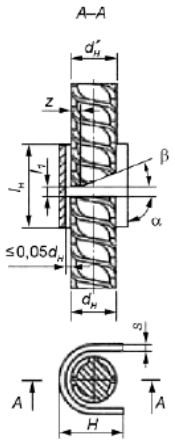
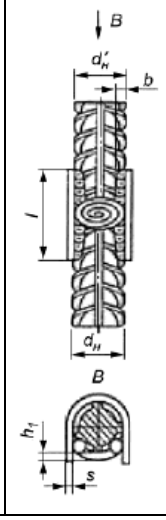
Примечание – Значения $d'_н/d_н$, не совпадающие с приведенными, следует округлять до ближайшего значения, указанного в настоящей таблице.

С14–Мп, С15–Рс (в основном в сейсмических районах по п.6.8.5.СП 14.133330.2018)

Соединение арматуры		Класс арматуры	$d_н$, мм	$d'_н/d_н$	l_1, мм	β	$l_н = l$, мм	b, мм	H, мм	h_1, мм
до сварки	после сварки									
		А240	20–40	0,5–1,0	10–20	8°–10°	$\geq 3d_н + l_1$	$\binom{0,35\ldots}{0,40} d_н$	$\leq 1,2d_н + s$	$\leq 0,05d_н$
		А400								
		Ат500	20–32				$\geq 4d_н + l_1$			
		А500С	20–40							
		А600С								

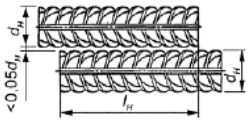
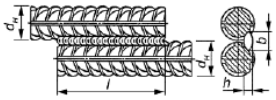
Примечание – Для $d_н = 20 - 25$мм $s = 6$мм, для $d_н = 28 - 40$мм $s = 8$мм.

С17-Мп и С19-Рм (в основном в сейсмических районах по п.6.8.5.СП 14.133330.2018)

Соединение арматуры		Класс арматуры	$d_н$, мм	$d'_н/d_н$	l_1, мм	$\alpha \pm 10$	β	z, мм	$l_н = l$, мм	b, мм	H, мм	h_1, мм
до сварки	после сварки											
		А240	20–40	0,5–1,0	6–8	90°	30°–40°	$\leq 0,15d_н$	$\geq 3d_н + l_1$	$\begin{pmatrix}0,35 \dots \\ 0,40\end{pmatrix} d_н$	$\leq 1,2d_н + s$	$\leq 0,05d_н$
		А400С							$\geq 4d_н + l_1$			
		А500С										
		А600С										

Примечание – Для $d_н = 20 - 25$мм $s = 6$мм, для $d_н = 28 - 40$мм $s = 8$мм.

С23-Рэ, С23-Мэ

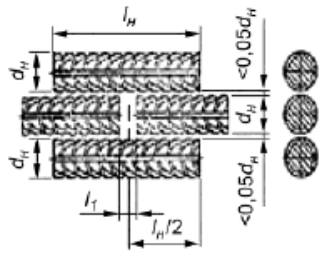
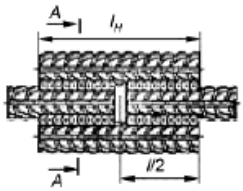
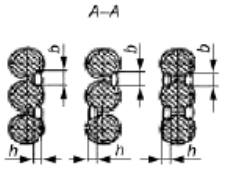
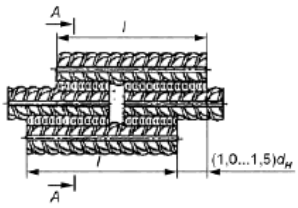
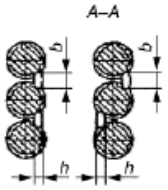
Соединение арматуры		Класс арматуры	$d_н$, мм	$l_н = l$, мм	b, мм	h, мм
до сварки	после сварки					
		А240	10–25	$\geq 6d_н$	$\geq 0,5d_н$, но > 8	$\geq 0,25d_н$, но ≥ 4
		А400		$\geq 8d_н$		
		А500С	10–25	$\geq 8d_н$		
		А600С		$\geq 10d_н$		
		В500С	10–12	$\geq 8d_н$		

Примечания

1 Допускается применение соединений стержней при любом сочетании их диаметров в пределах, указанных в настоящей таблице, при этом размеры l, b, h [illegible], в соединении стержней принимают по меньшему диаметру.

2 Допускаются двусторонние швы длиной $4\,d_н$ для соединений арматуры класса А240.

С21-Рн, С21-Мн

Соединение арматуры		Класс арматуры	$d_н$, мм	$l_н = l$, мм	l_1,, мм	b, мм	h, мм
до сварки	после сварки						
 То же, но накладки смещены	Без смещения накладок    	A240	10–40	$\geq 6d_н$	$\geq 0,5d_н$, но > 10	$\geq 0,5d_н$, но > 8	$\geq 0,25d_н$, но > 4
		A400		$\geq 8d_н$			
		A600	10–32	$\geq 10d_н$			
		A800					
		A1000	10–22				
		A500C	10–40	$\geq 8d_н$			
		A600C		$\geq 10d_н$			
		B500C	10–12	$\geq 8d_н$			

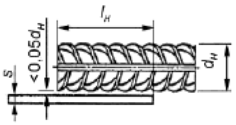
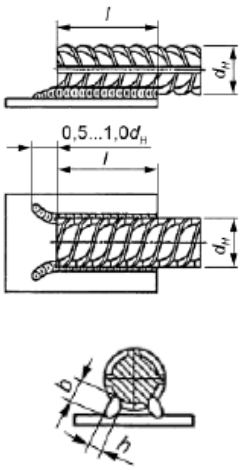
Примечания

1 Соединения арматуры классов Ап600С, А800С, А1000С следует выполнять со смещенными накладками, накладывая швы в шахматном порядке.

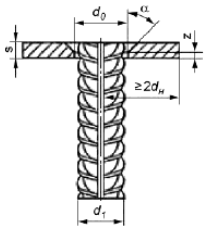
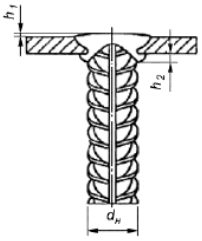
2 Допускаются двусторонние швы длиной $4\,d_н$ для соединений арматуры классов А240, А400С.

Соединения с металлом

Н1-Рш, Н1-Мш

Соединение арматуры с пластиной		Класс арматуры	$d_н$, мм	s, мм	$l_н = l$, мм	b, мм	h, мм
до сварки	после сварки						
		А240	10–32	$\geq 0,3d_н$, но ≥ 4	$\geq 3d_н$	$\geq 0,5d_н$, но ≥ 8	$\geq 0,25d_н$, но ≥ 4
		А400С			$\geq 5d_н$		
		Ап600С	10–32	$\geq 0,4d_н$, но ≥ 5			
		А800С					
		А1000С	10–22				
		А500С	10–32		$\geq 4d_н$		
		А600С			$\geq 5d_н$		
		В500С	10–12		$\geq 4d_н$		

Т12-Рз

Соединение арматуры с пластиной		Класс арматуры	$d_н$, мм	s, мм	$d_0 \pm 2$, мм	z, мм, при		$\alpha \pm 5$	$s/d_н$	h_1, мм	h_2 при $d_н \geq 12 \pm 1$, мм
до сварки	после сварки					$s = 6 \ldots 7$ мм	$s = 8 \ldots 26$ мм				
		А240	8–40	≥6	$d_1 + 2$	1–2	2–3	50°	≥0,50	≥2	4
		А400С							≥0,75		
		А500С	10–40	≥8							
		А600С									
		В500С	8–12	≥6							

Примечания

1 При $d_н \leq 12$ мм допускается выполнять соединения без подварочного шва.

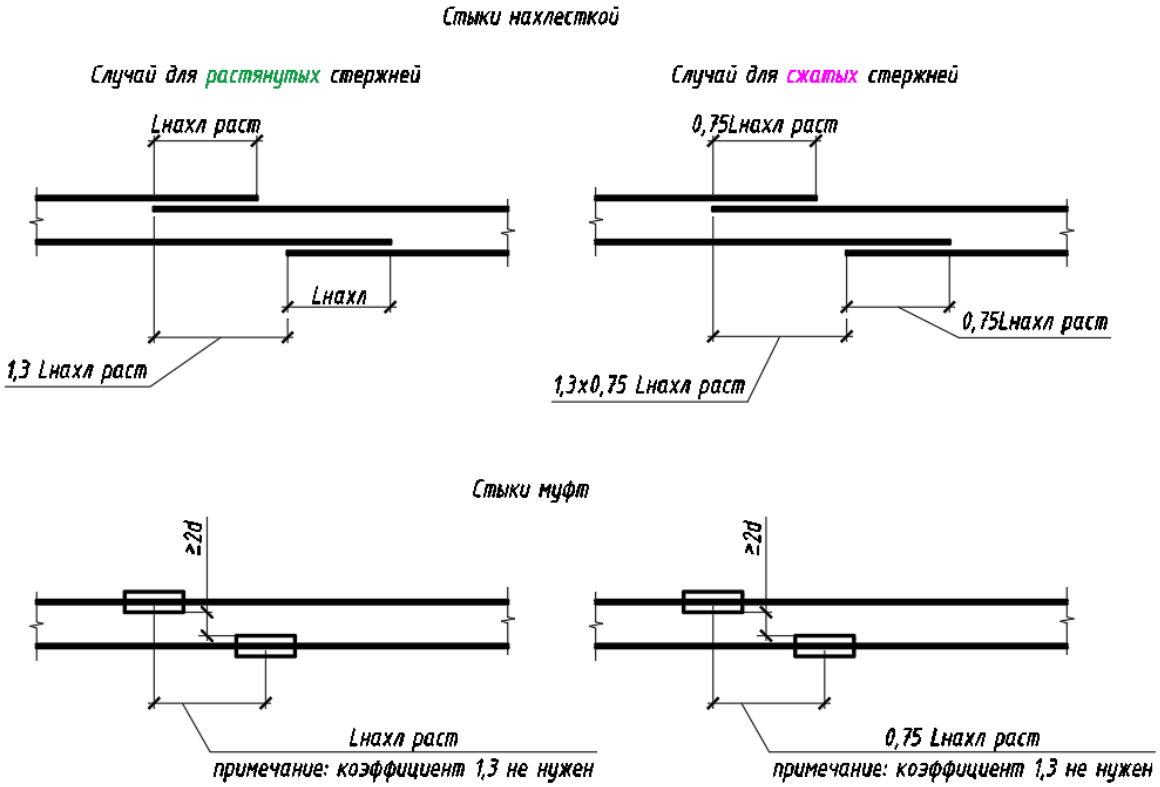
2 При использовании закладных деталей с анкерами из стали класса А600С следует руководствоваться указаниями 5.6.

Приложение В. Муфтовые соединения и изделия

Частые вопросы:

1. Нужна ли разбежка в муфтовых соединениях?

В соответствии с приложением К СП 63.13330.2018:
Разбежка по муфтам требуется, если процент продольного армирования μ_s *больше 3.*



Муфтовые соединения подразделятся на:

- резьбовые и обжимные.

Резьбовые муфты

Резьбовые с цилиндрической и конической резьбой. При проведении заводских испытаний муфты имеют схожие показатели прочности.

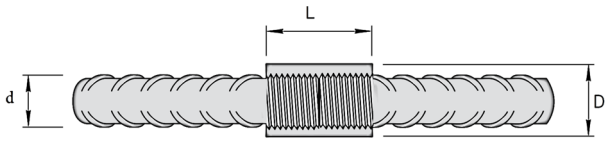
Наиболее часто используют с цилиндрической резьбой, поскольку они прощают некоторые ошибки при производстве работ.

Соединения с цилиндрической резьбой подразделяются на типы А,Б,В,Г

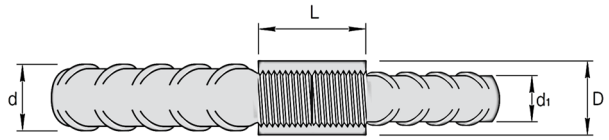
Справочная таблица. Типы резьбовых цилиндрических муфт

Тип А

При возможности вращения одного из стержней. Стержни можно свободно перемещать вверх/вниз/вправо/влево).

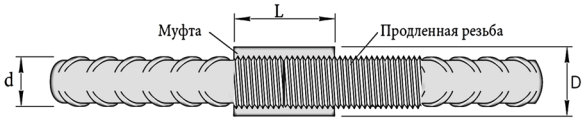


Имеются муфты с переходом с диаметра.

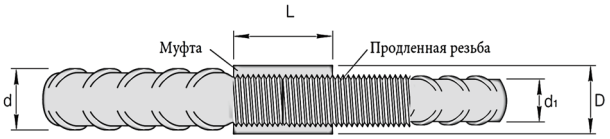


Тип Б

При возможности вращения минимум одного стержня. Стержни нельзя свободно перемещать вверх/вниз/вправо/влево).

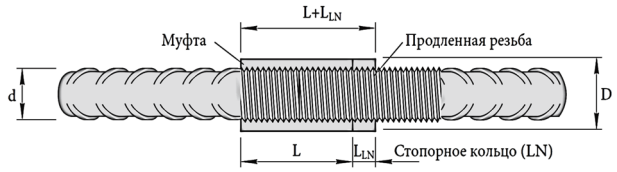


Имеются муфты с переходом с диаметра.

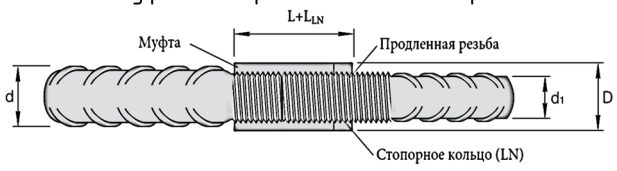


Тип В

При отсутствии возможности вращения обоих стержней.

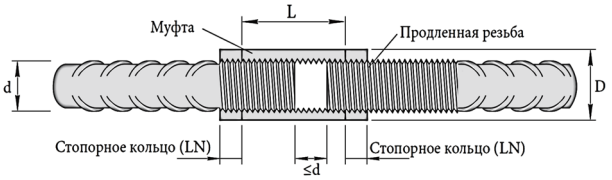


Имеются муфты с переходом с диаметра.



Тип Г

При отсутствии возможности вращения обоих стержней с зазором для регулирования с удлиненной муфтой.



Справочная таблица. Размеры цилиндрических муфт. Тип А. Накатанная резьба.

Диаметр арматуры (мм)	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Внешний диаметр муфты D (мм)	25	30	30	35	40	45	50	55	60
Длина муфты L(мм)	40	45	50	52	54	65	75	85	90

Справочная таблица. Размеры цилиндрических муфт. Тип А. Нарезанная резьба.

Диаметр арматуры (мм)	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Внешний диаметр муфты D (мм)	22	25	30	33	35	36	42	48	55	60	65
Длина муфты L(мм)	28	32	40	44	48	52	60	66	72	84	90

Справочная таблица. Размеры переходных муфт. Тип А. Нарезанная резьба.

Диаметр арматуры (мм)	16-12	20-16	25-16	25-20	28-20	25-22	28-22	28-25
Внешний диаметр муфты D (мм)	22	30	30	35	35	36	36	42
Длина муфты L(мм)	28	40	40	48	48	52	52	60

Диаметр арматуры (мм)	32-25	32-28	36-25	36-28	36-32	40-32	40-36
Внешний диаметр муфты D (мм)	42	48	42	48	55	55	60
Длина муфты L(мм)	60	66	60	66	72	72	84

Справочная таблица. Размеры переходных муфт. Тип А. Накатанная резьба.

Диаметр арматуры (мм)	16-18	18-20	20-22	22-25	25-28	28-32	32-36	36-40
Внешний диаметр муфты D (мм)	30	30	35	38	40	45	50	60
Длина муфты L(мм)	43	47	51	53	59	69	79	87

Справочная таблица. Размеры цилиндрических муфт. Тип В. Нарезанная резьба.

Диаметр арматуры (мм)	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Внешний диаметр муфты D (мм)	22	25	30	33	35	36	42	48	55	60	65
Длина муфты L(мм)	28	32	40	44	48	52	60	66	72	84	90
Длина стопорной муфты L_{LN}(мм)	12	12	13	15	16	17	20	22	24	28	30

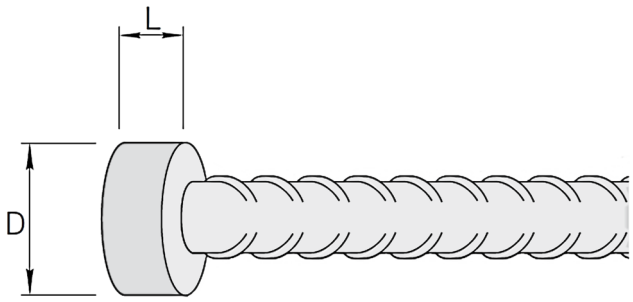
Справочная таблица. Размеры цилиндрических муфт. Тип В. Накатанная резьба.

Диаметр арматуры (мм)	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Внешний диаметр муфты D (мм)	25	30	30	35	40	45	50	55	60
Длина муфты L(мм)	40	45	50	52	54	65	75	85	90
Длина стопорной муфты L_{LN}(мм)	11	12	14	15	17	19	22	25	27

Справочная таблица. Размеры цилиндрических муфт. Тип Г. Нарезанная резьба.

Диаметр арматуры (мм)	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Внешний диаметр муфты D (мм)	22	25	30	33	35	36	42	48	55	60	65
Длина муфты L(мм)	42	48	60	66	72	78	90	99	106	126	135
Длина стопорной муфты L_{LN}(мм)	12	12	13	15	16	17	20	22	24	28	30

Анкерные муфты применяют обычно в случаях, когда не возможно загнуть и заанкерить арматуру.



Справочная таблица. Анкерные муфты. Нарезанная резьба.

Диаметр арматуры (мм)	12	14	16	20	22	25	28	32	36	40
Внешний диаметр муфты D (мм)	40	48	52	65	80	80	90	110	120	135
Длина муфты L(мм)	16	16	20	24	27	30	33	36	42	45

Справочная таблица. Анкерные муфты. Накатанная резьба.

Диаметр арматуры (мм)	16	20	25	28	32	36	40
Внешний диаметр муфты D (мм)	40	45	60	65	75	85	90
Длина муфты L(мм)	20	25	27	33	37	42	45

Затяжка производится с помощью ключа





Диаметр арматуры	Момент затяжки
16	125
20	165
22	200
25	265
28	310
32	350
36	370
40	390

Обжимные муфты

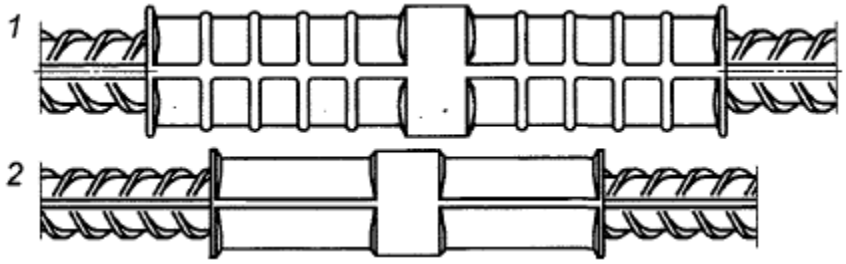


Рисунок. *1* - с промежутками; *2* - без промежутков (рисунок из приложения СП 63.13330.2018).

Большинство муфт прессуются с промежутками на мобильном оборудовании.

Справочная таблица. Размеры муфт из Ст20

Диаметр арматуры (мм)	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Внешний диаметр муфты D (мм)	30	34	36	40	45	50	57	63	70
Длина муфты L(мм)	100±1	108±1	120±1,5	132±1,5	150±1,5	178±1,5	192±2,0	226±2,0	240±2,0
Количество обжатий	6	6	6	6	8	8	10	10	12
Удлинение после опресовки не менее, мм (принимается не менее 8%)	8,0	8,6	9,6	10,6	12,0	14,2	15,4	18,1	19,2

Справочная таблица. Размеры переходных муфт из Ст20

Диаметр арматуры (мм)	18-16	20-18	22-20	25-22	28-25	32-28	36-32	40-36
Внешний диаметр муфты D (мм)	32	36	38	45	48	56	60	70
Длина муфты L(мм)	110±1	120±1,5	125±1,5	140±1,5	160±1,5	180±2,0	205±2,0	240±2,0
Количество обжатий	6	6	7	8	8	9	10	11
Удлинение после опресовки не менее, мм (принимается не менее 8%)	8,8	9,6	10	11,2	12,8	14,4	16,4	19,2

Справочная таблица. Размеры муфт из Ст10 (размеры из СП63.13330.2018)

Диаметр арматуры (мм)	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Внешний диаметр муфты D (мм) ±2мм	28,5	32	35	39	43,5	49	55,5	62	69,5
Длина муфты L(мм)	128	144	160	176	200	224	256	288	320





Рисунок. Оборудование для опрессовки

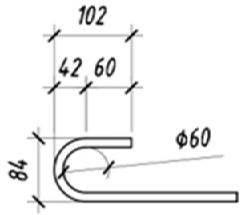
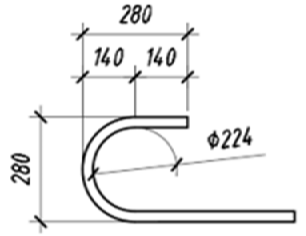
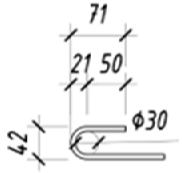
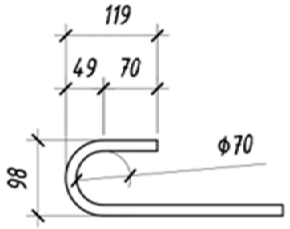
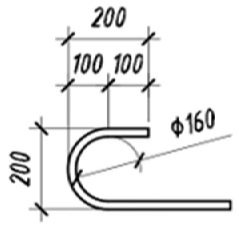
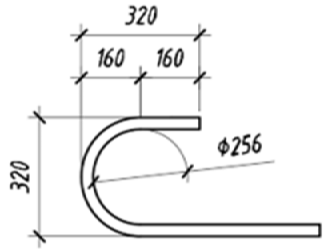
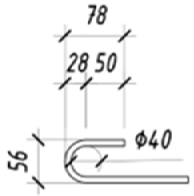
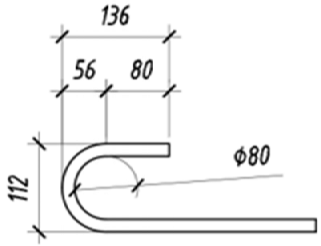
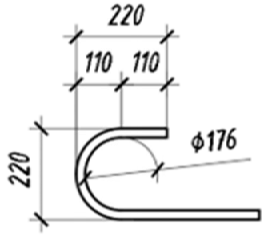
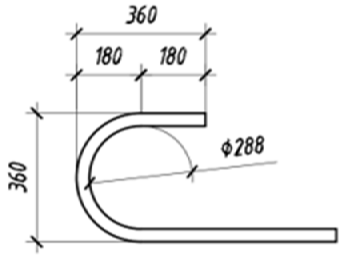
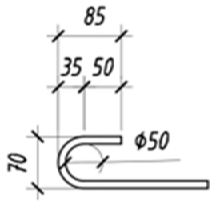
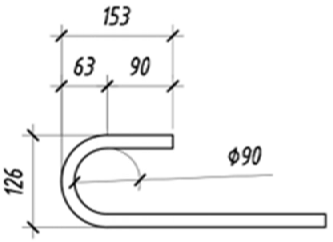
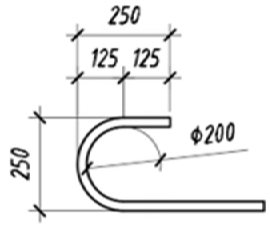
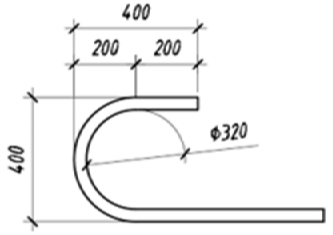
Приложение Г. Площадь арматуры

Диаметр, мм	Площадь поперечного сечения, см² в зависимости от количества стержней арматуры										Масса 1 пог.м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	0,07	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055
4	0,13	0,25	0,38	0,50	0,63	0,75	0,88	1,00	1,13	1,26	0,099
5	0,20	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154
6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83	0,222
8	0,50	1,00	1,51	2,01	2,51	3,01	3,52	4,02	4,52	5,02	0,395
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	11,30	0,888
14	1,54	3,08	4,62	6,15	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,10	1,578
18	2,54	5,09	7,63	10,17	12,72	15,26	17,80	20,35	22,89	25,43	1,998
20	3,14	6,28	9,42	12,56	15,70	18,84	21,98	25,12	28,26	31,40	2,466
22	3,80	7,60	11,40	15,20	19,00	22,80	26,60	30,40	34,19	37,99	2,984
25	4,91	9,81	14,72	19,63	24,53	29,44	34,34	39,25	44,16	49,06	3,853
28	6,15	12,31	18,46	24,62	30,77	36,93	43,08	49,24	55,39	61,54	4,834
32	8,04	16,08	24,12	32,15	40,19	48,23	56,27	64,31	72,35	80,38	6,313
36	10,17	20,35	30,52	40,69	50,87	61,04	71,22	81,39	91,56	101,74	7,990
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,865

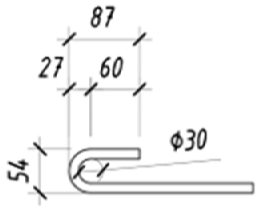
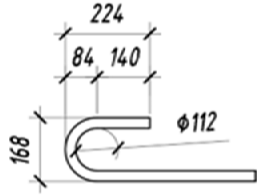
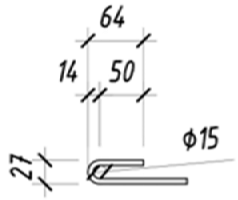
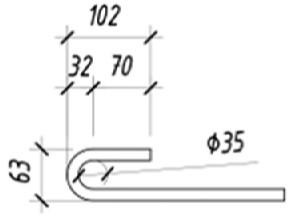
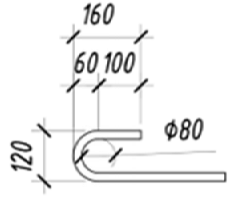
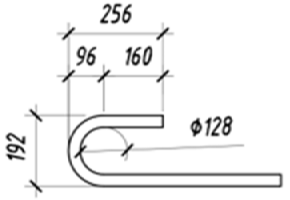
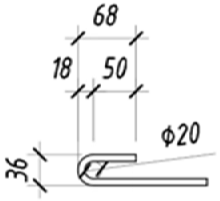
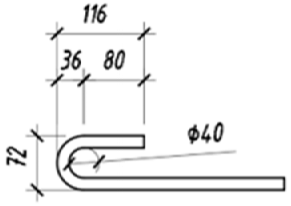
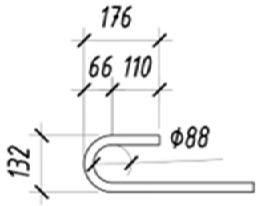
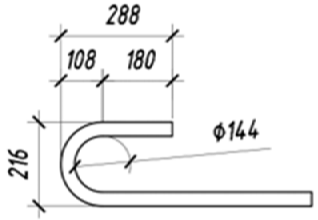
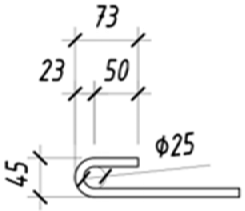
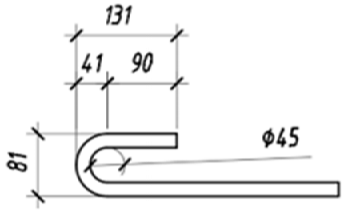
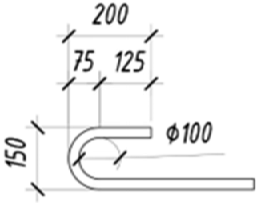
Диаметр, мм	Площадь поперечного сечения, см² в зависимости от шага стержней арматуры, мм													
	50	75	83	100	125	150	175	200	250	300	350	400	450	500
3	1,41	0,94	0,85	0,71	0,57	0,47	0,40	0,35	0,28	0,24	0,20	0,18	0,16	0,14
4	2,51	1,67	1,51	1,26	1,00	0,84	0,72	0,63	0,50	0,42	0,36	0,31	0,28	0,25
5	3,93	2,62	2,36	1,96	1,57	1,31	1,12	0,98	0,79	0,65	0,56	0,49	0,44	0,39
6	5,65	3,77	3,40	2,83	2,26	1,88	1,61	1,41	1,13	0,94	0,81	0,71	0,63	0,57
8	10,05	6,70	6,05	5,02	4,02	3,35	2,87	2,51	2,01	1,67	1,44	1,26	1,12	1,00
10	15,70	10,47	9,46	7,85	6,28	5,23	4,49	3,93	3,14	2,62	2,24	1,96	1,74	1,57
12	22,61	15,07	13,62	11,30	9,04	7,54	6,46	5,65	4,52	3,77	3,23	2,83	2,51	2,26
14	30,77	20,51	18,54	15,39	12,31	10,26	8,79	7,69	6,15	5,13	4,40	3,85	3,42	3,08
16	40,19	26,79	24,21	20,10	16,08	13,40	11,48	10,05	8,04	6,70	5,74	5,02	4,47	4,02
18	50,87	33,91	30,64	25,43	20,35	16,96	14,53	12,72	10,17	8,48	7,27	6,36	5,65	5,09
20	62,80	41,87	37,83	31,40	25,12	20,93	17,94	15,70	12,56	10,47	8,97	7,85	6,98	6,28
22	75,99	50,66	45,78	37,99	30,40	25,33	21,71	19,00	15,20	12,66	10,86	9,50	8,44	7,60
25	98,13	65,42	59,11	49,06	39,25	32,71	28,04	24,53	19,63	16,35	14,02	12,27	10,90	9,81
28	123,09	82,06	74,15	61,54	49,24	41,03	35,17	30,77	24,62	20,51	17,58	15,39	13,68	12,31
32	160,77	107,18	96,85	80,38	64,31	53,59	45,93	40,19	32,15	26,79	22,97	20,10	17,86	16,08
36	203,47	135,65	122,57	101,74	81,39	67,82	58,13	50,87	40,69	33,91	29,07	25,43	22,61	20,35
40	251,20	167,47	151,33	125,60	100,48	83,73	71,77	62,80	50,24	41,87	35,89	31,40	27,91	25,12
	20	13,33	12,05	10	8	6,67	5,71	5	4	3,33	2,86	2,5	2,22	2
	Количество стержней арматуры на 1 пог.м.													

Приложение Д. Минимальная оправка(загиб) арматуры

Арматура периодического профиля (А300, А400, А500, А550, А600, А800, А1000)

$d_{on}=5d_s$ Ø 6 ... Ø 18		Ø 12		$d_{on}=8d_s$ Ø 20 ... Ø 40		Ø 28	
Ø 6		Ø 14		Ø 20		Ø 32	
Ø 8		Ø 16		Ø 22		Ø 36	
Ø 10		Ø 18		Ø 25		Ø 40	

Арматура с гладким профилем (A240)

$d_{on}=2,5d_s$ Ø 6 ... Ø 18		Ø 12		$d_{on}=4d_s$ Ø 20 ... Ø 40		Ø 28	
Ø 6		Ø 14		Ø 20		Ø 32	
Ø 8		Ø 16		Ø 22		Ø 36	
Ø 10		Ø 18		Ø 25		Ø 40	