



С.В. Шоком

СПРАВОЧНИК КОНСТРУКТОРА

с примерами и разъяснениями

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ НЕСУЩИХ СИСТЕМ

ЖИЛЫЕ И АДМИНИСТРАТИВНЫЕ ЗДАНИЯ

в сейсмических районах

и районах без вечномерзлых грунтов

ЧАСТЬ 7.1.

ДЕТАЛЬНЫЙ РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ

ПЛИТ.

НОРМАЛЬНАЯ ЭКСПЛУАТАЦИЯ

Версия 1.0. Апрель 2025.

Москва

2025

УДК 624.943:51-74

ББК 38.2.

ISBN 978-5-9303-937-9

Справочник содержит подробную информацию о проектировании железобетонных несущих систем и используется как стандарт организации АО «КТБ Железобетон»

Цель настоящего справочника: расписать ответы на наиболее частые вопросы, свести все требования норм в одно место и постараться дать шаблоны для формирования расчетно-конструктивного раздела в максимально простой форме.

Всего разрабатывается 22 части. Каждая часть пишется около двух месяцев. На апрель 2025 года написано 7 частей.

Запросить актуальные части можно у автора напрямую, написав письмо или сообщение. Все предоставляется бесплатно. Также можно скачать на сайте:

<https://дом-ждк.рф/>

Контакты автора: 12345slava54321@mail.ru, +79057868019

Шокот С.В. Справочник конструктора. Расчет и проектирование железобетонных несущих систем. Жилые и административные здания. Электронное издание – Москва, 2025.

© Шокот С.В., 2025



Содержание

	Стр.
Термины и определения	4
1. Расчетные подходы	5
2.1. Конструктивные требования к армированию и защитным слоям	7
2.2. Конструктивные требования к бетону	15
3. Продольное армирование плиты перекрытия/покрытия.	16
4. Поперечное армирование плиты перекрытия/покрытия	21
5. Продольное армирование балок	35
6. Поперечное армирование балок	38
7. Конструктивное армирование балок	43
8. Жесткие стыки монолитных конструкций	44
9. Шарнирные стыки монолитных конструкций	49
10. Обрамление и усиление отверстий	53
11. Упорный стык (лобовой упор) плит	58
12. Рабочие швы	60
13. Поддерживающие элементы в плитах	63
Приложение А. Принципы анкеровки и нахлестки	65
Приложение Б. Сварные соединения	71
Приложение В. Муфтовые соединения и изделия	77

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

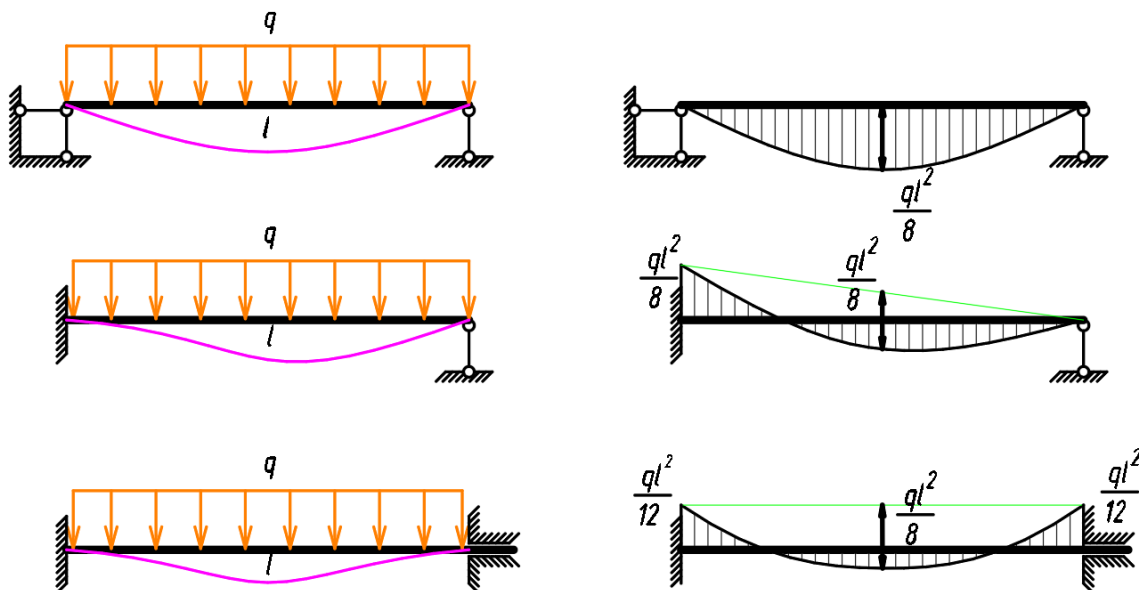
Результаты подбора армирования перекрытия зависят от:

1) нагрузки и пролета

Понятно, что момент $M = \frac{ql^2}{8}$ будет распределяться между опорой и пролетом в зависимости от степени заземления на опоре

q - нагрузка

l - пролет



2) толщины плиты, величины пролета и смещения опор.

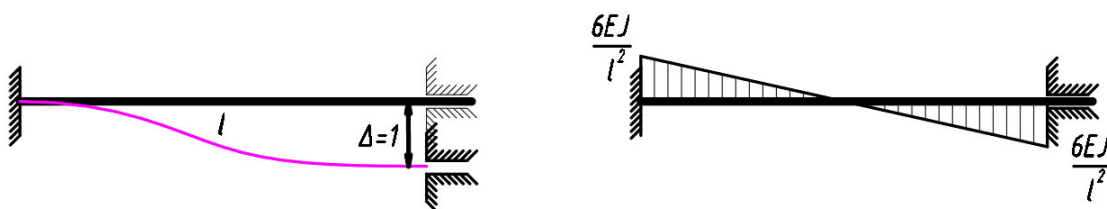
За смещение опор отвечают осадки здания и сжимаемость опор.

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. Методики расчета

№ п/п	Описание метода расчета	Рекомендации по применению
1	<p>Расчет вырезанного перекрытия. Это первичная проверка перекрытия. Позволяет оценить достаточность толщины по условиям прогибов. Сжимаемость вертикальных конструкций и относительная разность осадок не учитываются.</p>	<p>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.</p>
2	<p>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.</p>	<p>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.</p>
3	<p>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.</p>	<p>Для любых зданий.</p>

2.1 Конструктивные требования к армированию и защитным слоям

Справочная таблица 2. Минимальный процент армирования

№ п/п	Конструкция	Минимальный процент продольного армирования $\mu_{s,min}$	Максимальный процент армирования
1	Балки	0,1% (по п 10.3.6. СП 63)	<p>Не более 5% в местах без перехлеста</p> <p>На участках в местах перехлеста арматуры не более 10% (п. 5.2.9., 5.2.11 СП 430.)</p> <p>Не более 3,5% - р.з.А. (при больших значениях возникают проблемы с размещением арматуры и с соблюдением минимальных расстояний между стержнями)</p>
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, см ² на 1 пог. м ($b = 100\text{см}$) $A_s = \mu_{s,min}bh_0/100$
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 12мм (п.7.11 СП 430)	Продольная: Не менее 12мм (п.8.2.3.4 СП 267)
		Поперечная: хомуты и шпильки –не менее 0,25d продольной и не менее 6мм . (п. 10.3.12 СП63)	Поперечная: хомуты и шпильки –не менее 0,25d продольной и не менее 6мм . (п. 10.3.12 СП63)
2	Плиты	Продольная: Не менее 10мм (при меньших значениях арматура гнется при ее установке)	Продольная: Не менее 12мм (п.8.2.3.4 СП 267)
		Поперечная: не менее 6мм	Поперечная: не менее 6мм
3	Плита покрытия	Продольная: Не менее 10мм (при меньших значениях арматура гнется при ее установке)	Продольная: Не менее 12мм (п.8.2.3.4 СП 267)
		Поперечная: не менее 6мм	Поперечная: не менее 6мм
4	Плита покрытия стилобата	Продольная: 12мм (Р.з.А.)	Продольная: Не менее 12мм (п.8.2.3.4 СП 267)
		Поперечная: не менее 6мм	Поперечная: не менее 6мм

Справочная таблица 5. Шаг арматуры

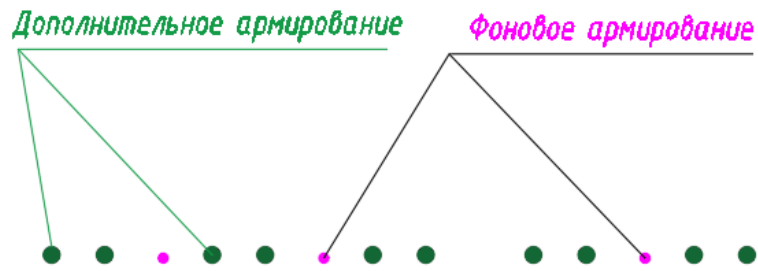
№ п/п	Конструкция	Минимальный	Максимальный	Классический шаг
1	Балки	<p>Нижняя продольная: Не менее 25 мм в свету, расположенной в один или два ряда (п. 10.3.5 СП 63) Не менее 50 мм в свету, расположенной более чем в два ряда (п. 10.3.5 СП 63)</p> <p>Верхняя продольная: Не менее 30 мм в свету (п. 10.3.5 СП 63).</p> <p>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)</p>	<p>Продольная (п. 10.3.8 СП 63): При $h \leq 150$мм Не более 200мм</p> <p>При $h > 150$мм Не более 1,5h и 400мм</p> <p>h – высота балок</p>	<p>Для диаметров продольной арматуры до 25мм: Не менее 100мм</p> <p>Для диаметров продольной арматуры до 28мм: Не менее 125мм</p> <p>Для диаметров продольной арматуры до 36мм: Не менее 150мм</p> <p>Для любых диаметров Не менее 200мм</p>
		<p>Поперечная: Не менее 50мм в свету (п. 10.3.4 СП 63)</p> <p>От автора: множество объектов спроектировано с расстоянием в свету менее 50мм, что допустимо при надлежащей укладке бетонной смеси</p>	<p>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 15d и не более 500мм. (п. 10.3.14 СП 63) –в зоне стыков на нахлестке не более 10d (п. 7.9 СП 430)</p> <p>При проценте продольного армирования у одной грани $\mu_s > 1,5\%$: –в зоне вне стыков не более 10d и не более 300мм. (п. 10.3.14 СП 63)</p>	<p>100мм 150мм 200мм 300мм</p>

ЧАСТЬ 7.1. ДЕТАЛЬНЫЙ РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛИТ.
НОРМАЛЬНАЯ ЭКСПЛУАТАЦИЯ

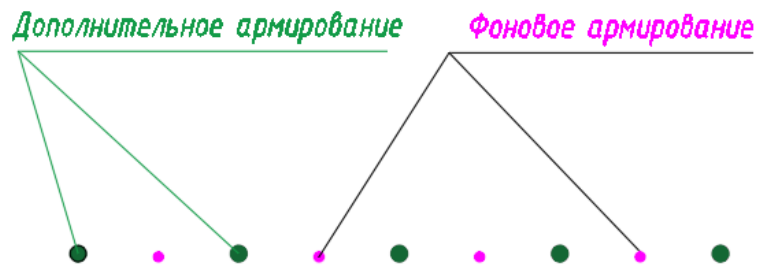
№ п/п	Конструкция	Минимальный	Максимальный	Классический шаг
			<p>-в зоне стыков на нахлестке не более 10d (п. 7.9 СП 430)</p> <p>При количестве растянутых стержней продольной арматуры более <u>5</u>: минимум 1 замкнутый хомут (п. 7.11 СП 430).</p> <p>При количестве сжатых стержней продольной арматуры более <u>3</u>: минимум 1 замкнутый хомут (п. 7.11 СП 430).</p> <p>Поперечная из условия работы на поперечную силу: Не более $h_0/2$ и не более 300мм (п. 10.3.13)</p>	
2	Плиты	<p>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)</p> <p>Верхняя продольная: Не менее 30 мм в свету (п. 10.3.5 СП 63).</p> <p>Для всей продольной: Между соседними стыками внахлестку в свету не менее 2d и не менее 30 мм (п.10.3.30 СП 63)</p>	<p>Продольная (п. 10.3.8 СП 63): При $h \leq 150$мм Не более 200мм</p> <p>При $h > 150$мм Не более 1,5h и 400мм</p> <p>h – толщина плиты</p>	<p>Фоновая арматура + дополнительная арматура</p> <p>200+200</p> <p>250+250</p> <p>250+125</p> <p>300+300</p> <p>300+150</p>
3	Плита покрытия	Между соседними стыками на муфтах в свету между муфтами не менее 2d и не менее 30 мм (п.10.3.30 СП 63)		
4	Плита покрытия стилобата	<p>Между соседними стыками на муфтах в свету между муфтами не менее 2d и не менее 30 мм (п.10.3.30 СП 63)</p> <p>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)</p> <p>Верхняя продольная: Не менее 30 мм в свету (п. 10.3.5 СП 63).</p> <p>Для всей продольной: Между соседними стыками внахлестку в свету не менее 2d и не менее 30 мм (п.10.3.30 СП 63)</p> <p>Между соседними стыками на муфтах в свету между муфтами не менее 2d и не менее 30 мм (п.10.3.30 СП 63)</p>		
		<p>Поперечная: В зоне продавливания по рисунку 8.13 СП 63. Не менее 50мм в свету (п. 10.3.4 СП 63)</p> <p>От автора: множество объектов спроектировано с расстоянием в свету менее 50мм, что допустимо при надлежащей укладке бетонной смеси</p>	<p>Поперечная: В зоне продавливания по рисунку 8.13 СП 63.</p> <p>В зоне поперечной силы (при сплошном опирании на стены): не более $h_0/2$ и не более 300мм</p>	<p>В зоне продавливания поперечная: $h_0/3$ и менее</p> <p>В зоне поперечной силы $h_0/2$, но не более 300мм.</p>

Случаи установки дополнительного армирования

Случай установки дополнительного армирования 2 дополнительных через 1 фоновый

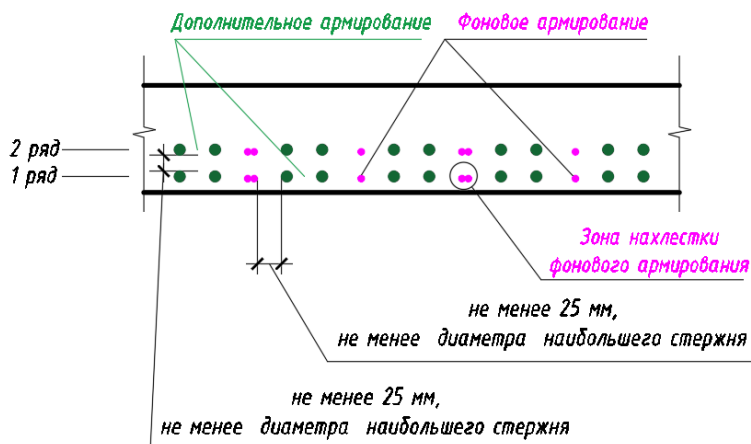


Случай установки дополнительного армирования 1 дополнительный через 1 фоновый

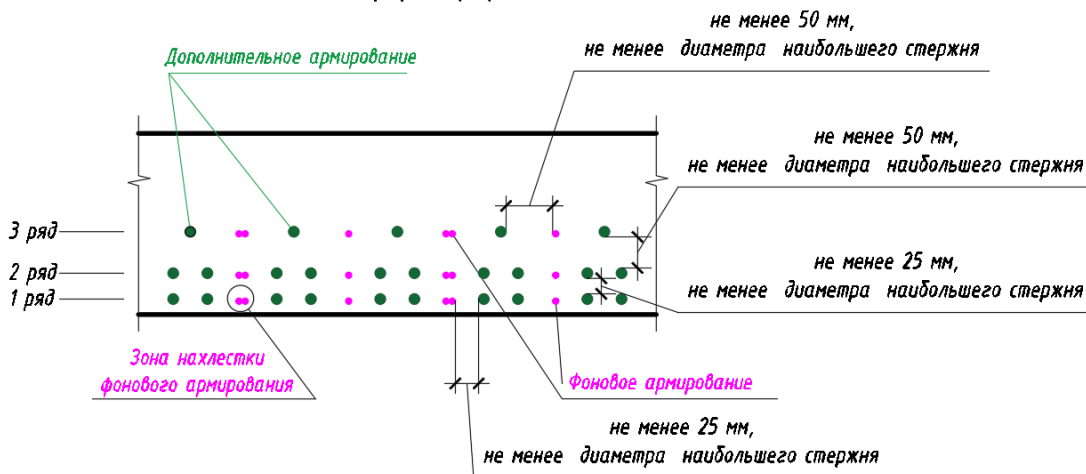


Расстояние между стержнями продольной арматуры

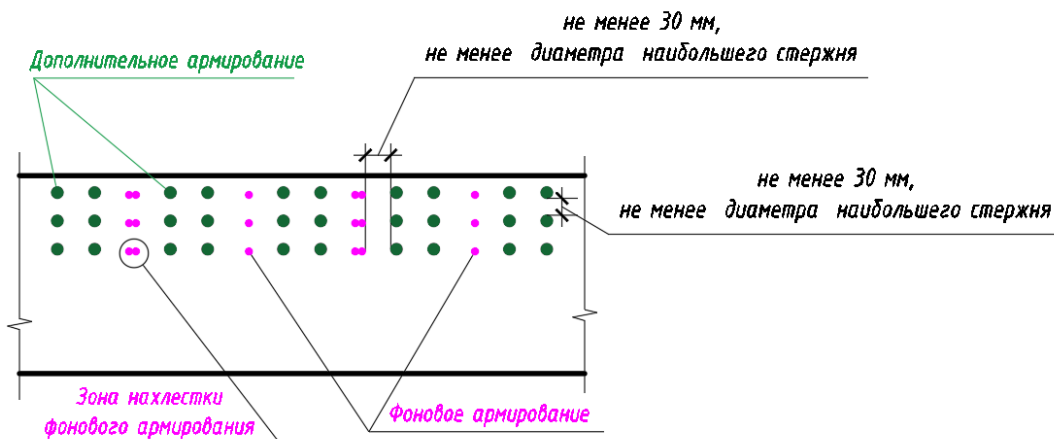
Нижняя грань.
Один или два ряда армирования



Нижняя грань.
Три ряда армирования и более

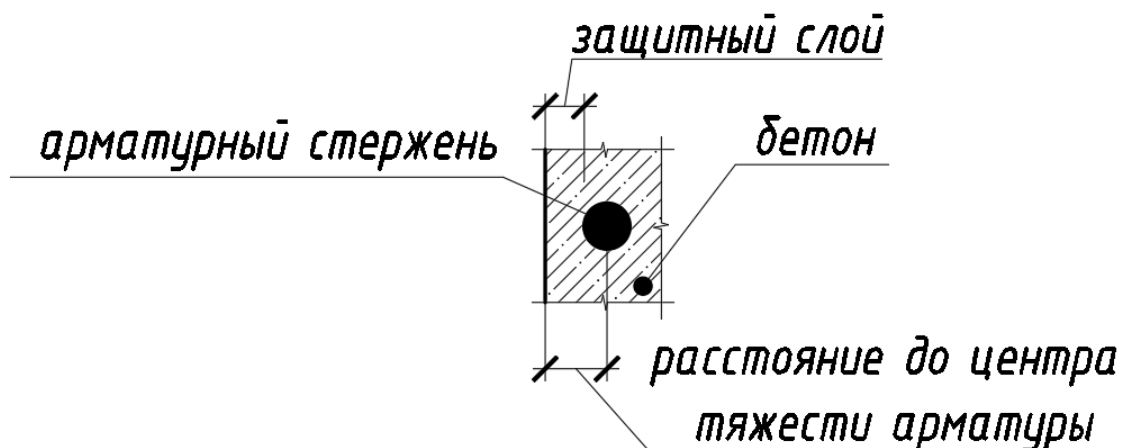


Верняя грань.
Любое количество рядов арматуры



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 <u>неагрессивных средах</u>	Толщина защитного слоя бетона для арматуры <u>установленной по расчету</u> , мм, не менее	Толщина защитного слоя бетона для арматуры <u>установленной конструктивно без расчета</u> , мм, не менее	Толщина защитного слоя бетона для всех случаев, мм, не менее
В закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности	20	20-5=15	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. Разработчики норм обещали убрать данное требование в 2025 году. В расчетных примерах справочника данное требование игнорируется.

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 арматурной 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 арматурной 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.

Предел огнестойкости, мин	Ширина балки b и расстояние a до оси арматуры	Минимальное значение параметра балки из тяжелого бетона, мм			
		b	a	b	a
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 В, F, W

№ п/п	Конструкция	Минимально возможные значения для КС-2 (нормальный уровень ответственности)			Минимально возможные значения для КС-3 (повышенный уровень ответственности)		
		В	F	W	В	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. Продольное армирование плиты перекрытия/покрытия.

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 загрузки по монтажу, которые невозможно учесть в расчете;

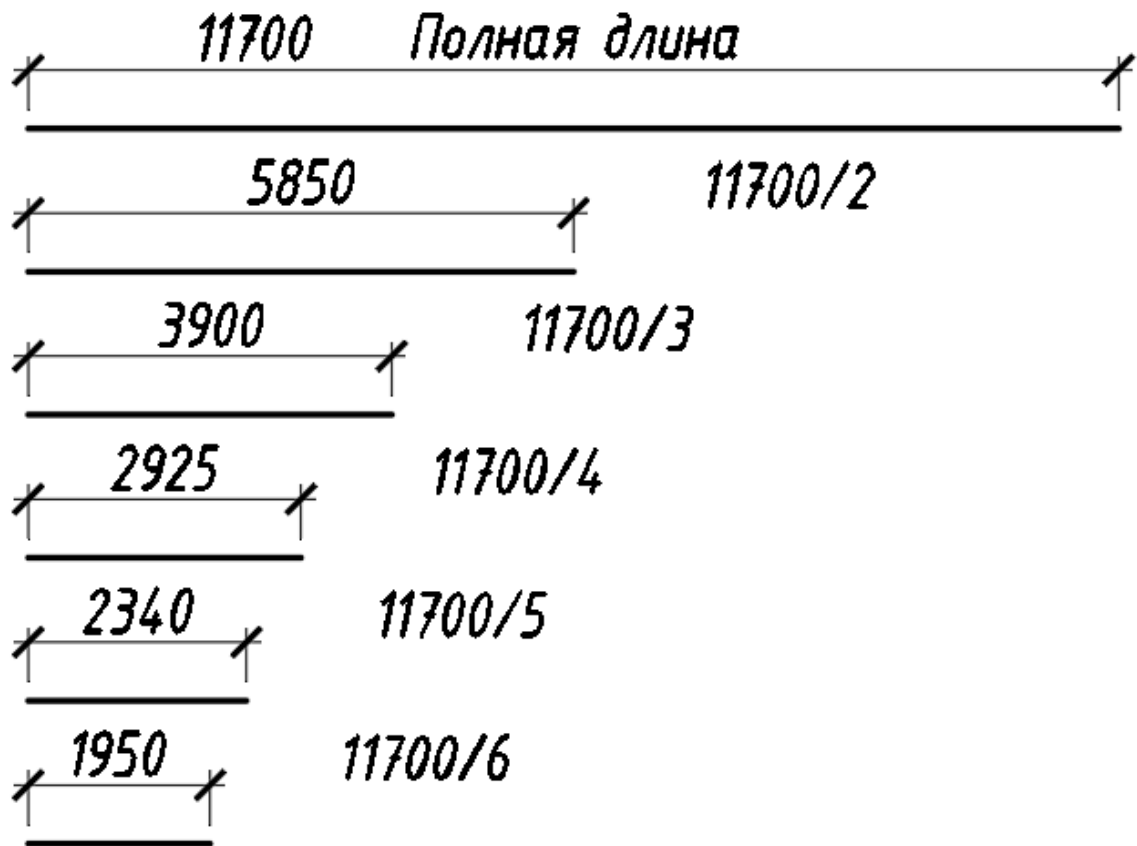
- невозможность в полной мере учесть ползучесть, усадку, температуру бетона, которые постоянно меняются во времени

- 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.

Раскладка арматуры по изолям

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

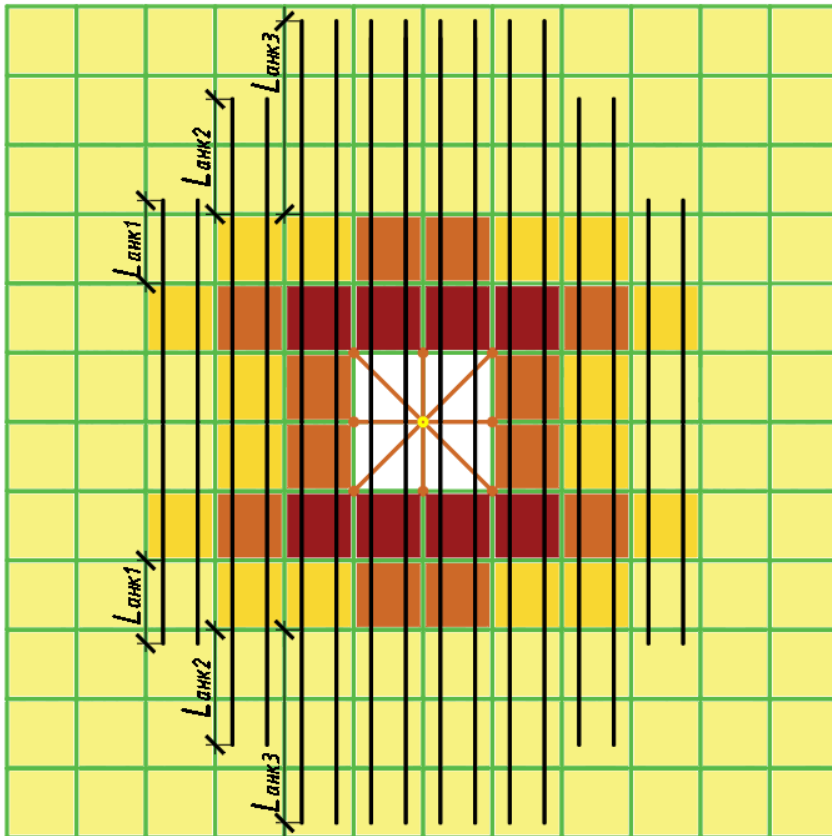


Продольная арматура разделяется на:

- **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 фоновое армирования не достаточно как дополнительное усиление. Это, как правило, зоны опор и пролета.

При этом нужно учесть, что программа подбирает армирование в конечном элементе **БЕЗ учета анкеровки арматуры.** Анкеровка арматуры обеспечивается путем продления стержня за пределы требуемой зоны армирования.



- фоновая арматура
- фоновая арматура+ дополнительная №1
- фоновая арматура+ дополнительная №2
- фоновая арматура+ дополнительная №3

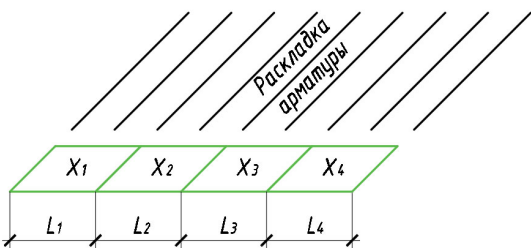
Всего выполняется 4 чертежа армирования:

- Верхнее армирование по X.
- Верхнее армирование по Y.
- Нижнее армирование по X.
- Нижнее армирование по Y.

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.).

Справочная таблица 12. Способы раскладки продольного армирования

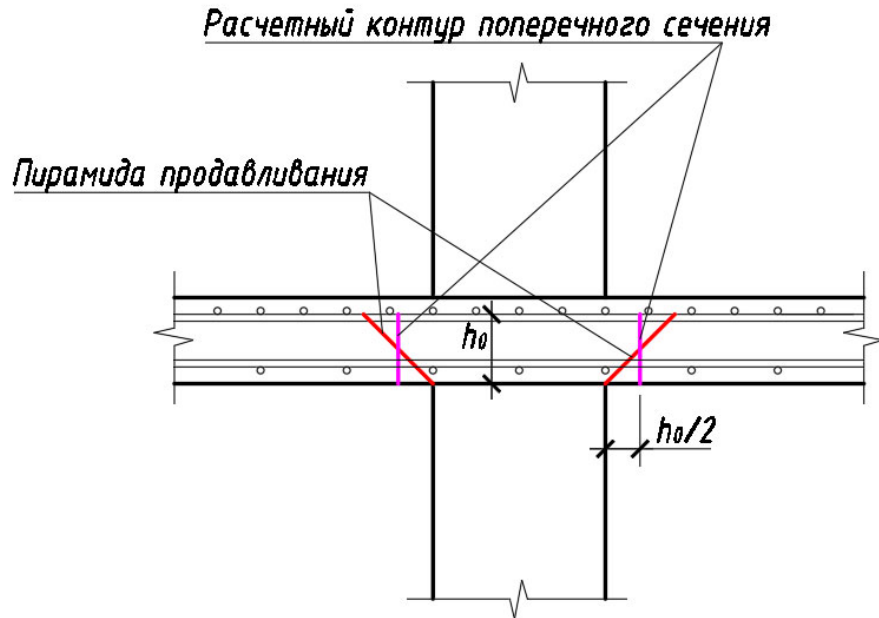
Способ расстановки армирования	Примечания
Без осреднения	
С разделением армирования на подробные зоны по каждому конечному элементу. Каждая зона армируется в точности по изополям.	Является наиболее экономичным вариантом. Обычно используется при наличии отлаженной расчетной схемы и наличии большого количества времени на проектирование. При выполнении СМР довольно сложно отслеживать все зоны.
Без деления 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.
Возможно осреднение на элементы по одному из случаев: $X_{\text{ср}} = \frac{X_1 L_1 + X_2 L_2}{L_1 + L_2}$ $X_{\text{ср}} = \frac{X_2 L_2 + X_3 L_3}{L_2 + L_3}$ $X_{\text{ср}} = \frac{X_3 L_3 + X_4 L_4}{L_3 + L_4}$	
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	
<u>Изменение сетки с треугольной на четырехугольную.</u> Треугольная сетка в большинстве случаев дает завышенное армирование, особенно в зонах концентрации усилий (на	Есть автоматическое преобразование сетки из треугольной в четырехугольную.

Способ расстановки армирования	Примечания
<p>опорах, возле проемов), поэтому в основном используют четырехугольные элементы, где это возможно.</p>	
<p><u>Исправление остроты углов КЭ.</u> Острота углов влияет на «поведение» КЭ. Чем острее углы, тем больше погрешность вычислений и тем больше армирование.</p>	<p>Довольно трудоемкий процесс, однако позволяющий спроектировать более экономично.</p>
<p><u>Укрупнение сетки КЭ.</u> 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.</p>	<p>Рекомендуется всегда использовать оптимальный шаг сетки КЭ 0.3-0,4м.</p>
<p><u>Уменьшение сетки КЭ.</u> Измельчение сетки приведет к наличию большего количества всплесков.</p>	<p>Рекомендуется всегда использовать оптимальный шаг сетки КЭ 0.3-0,4м.</p>

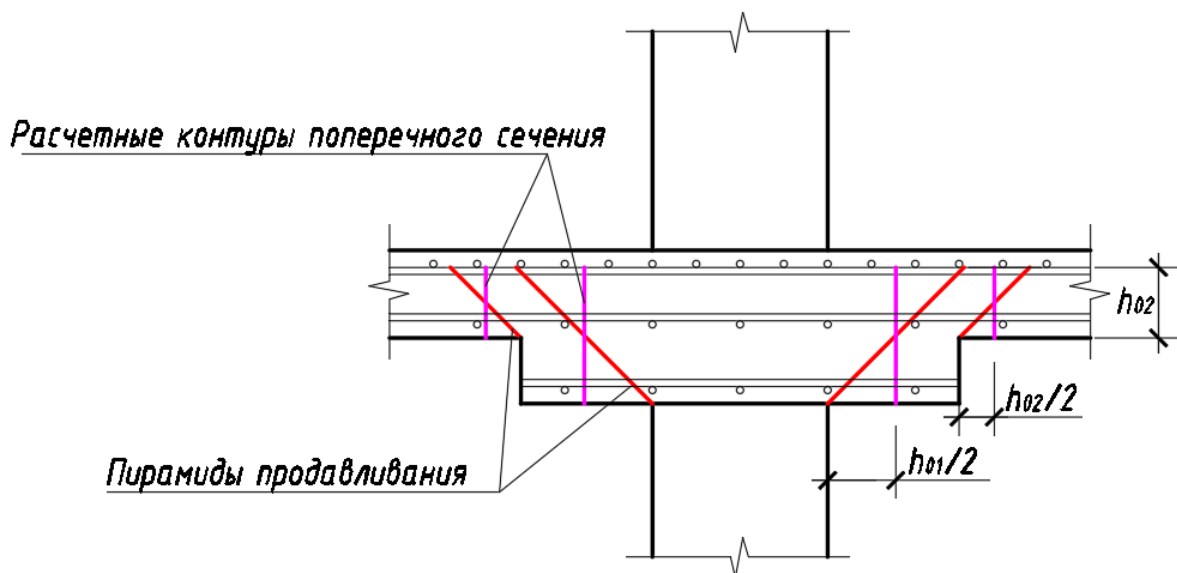
4. Поперечное армирование плиты перекрытия/покрытия

Поперечное армирование в плите устанавливается в зоне продавливания. Первично производится проверка на необходимость установки поперечного армирования по механизмам продавливания.

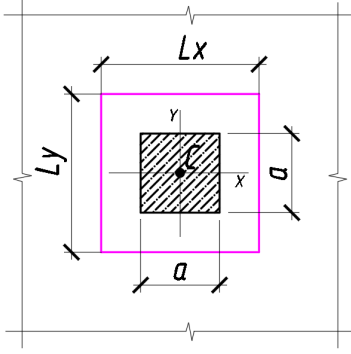
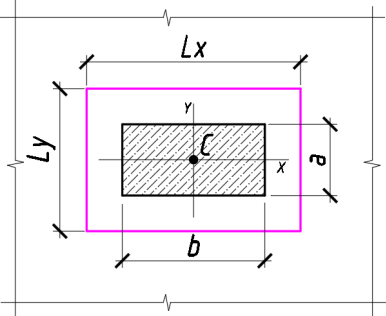
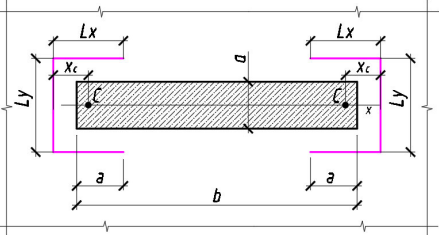
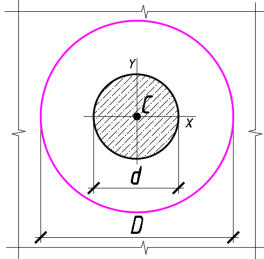
Механизм продавливания

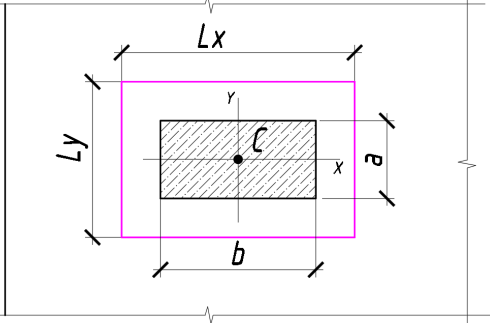
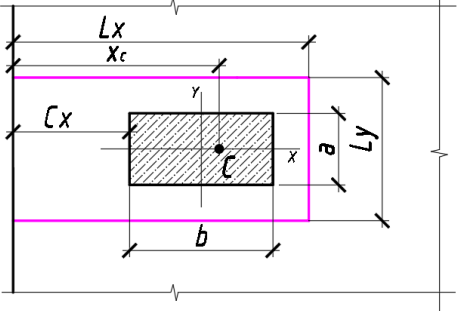
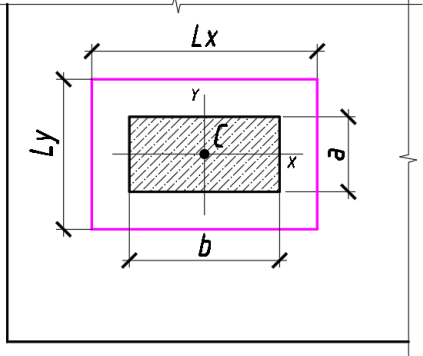


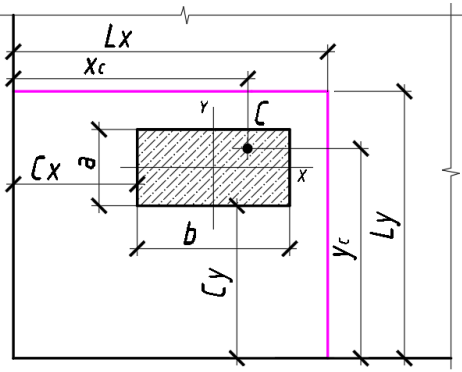
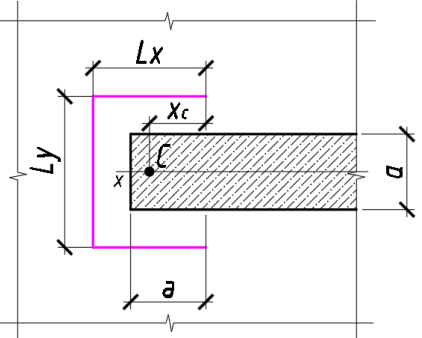
В плите с капителью проверяют 2 сечения: вблизи колонны и в месте перепада сечения.

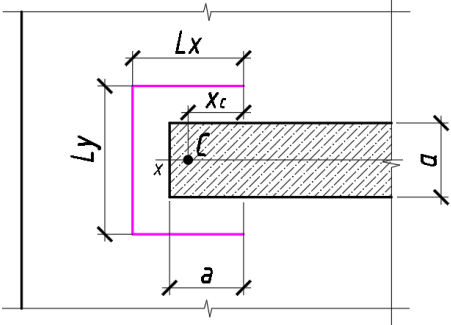
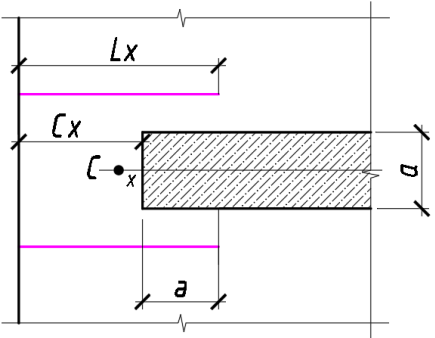


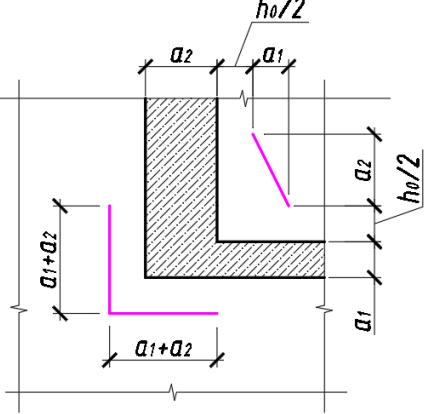
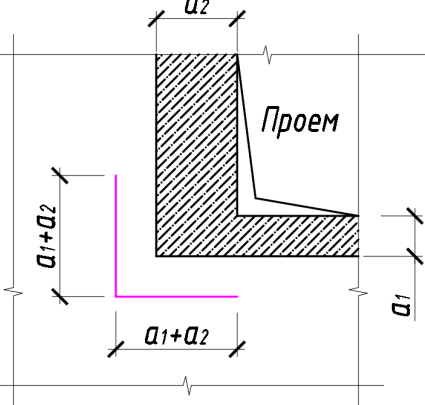
Определение расчетного контра продавливания и определение расчетного случая

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

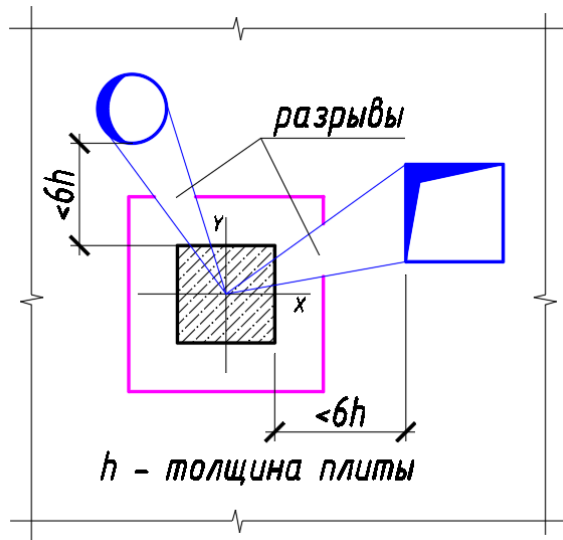
Расчетный случай	Расчетный периметр u	Момент сопротивления W_b
Прямоугольные колонны у края плиты		
<p>Расчет по сценарию №1 Случай колонны при $b < 2a$, в противном случае расчет ведется по торцу стены</p> 	$u = 2L_x + 2L_y = 2a + 2b + 4h_0$	$W_x = \frac{L_y^2}{3} + L_x L_y$ $W_y = \frac{L_x^2}{3} +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

Расчетный случай	Расчетный периметр u	Момент сопротивления W_b
<p>Расчет по сценарию №2 Случай колонны при $b < 2a$</p> 	$u = L_x + L_y + a + b + h_0 + c_x + c_y$	$L_x = b + \frac{h_0}{2} + c_x$ $L_y = a + \frac{h_0}{2} + c_y$ $x_c = \frac{(0,5L_x^2 + L_x L_y)}{(L_x + L_y)}$ $y_c = \frac{(0,5L_y^2 + L_x L_y)}{(L_x + L_y)}$ $I_{x1} = L_x (L_y - y_c)^2$ $I_{x2} = \frac{L_y^3}{12} + L_y (y_c - \frac{L_y}{2})^2$ $I_{y1} = \frac{L_x^3}{12} + L_x (x_c - \frac{L_x}{2})^2$ $I_{y2} = L_y (L_x - x_c)^2$ $I_x = I_{x1} + I_{x2}$ $I_y = I_{y1} + I_{y2}$ <p>W_x определяется по минимальному из значений:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1 значение $\frac{I_x}{y_c}$ 2 значение $\frac{I_x}{L_y - y_c}$ <p>W_y определяется по минимальному из значений:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1 значение $\frac{I_y}{x_c}$ 2 значение $\frac{I_y}{L_x - x_c}$
Торец стены в центре плиты		
	$u = 3a + 2h_0$	$L_x = a + \frac{h_0}{2}$ $L_y = a + h_0$ $I_{x1} = 0,5 L_x L_y^2$ $I_{x2} = L_y^3 / 12$ $I_x = I_{x1} + I_{x2}$ $x_c = \frac{(L_x^2 + L_x L_y)}{(2L_x + L_y)}$ $I_{y1} = \frac{L_x^3}{6} + 2L_x (x_c - \frac{L_x}{2})^2$ $I_{y2} = L_y (L_x - x_c)^2$ $I_y = I_{y1} + I_{y2}$ $W_x = 2 \left(\frac{I_x}{L_y} \right)$

Расчетный случай	Расчетный периметр u	Момент сопротивления W_b
		<p>W_y определяется по минимальному из значений:</p> <p>1 значение $\frac{I_y}{x_c}$</p> <p>2 значение $\frac{I_y}{L_x - x_c}$</p>
Торец стены у края плиты		
<p style="text-align: center;">Расчет по сценарию №1</p> 	<p style="text-align: center;">$u =$ $= 3a + 2h_0$</p>	$L_x = a + \frac{h_0}{2}$ $L_y = a + h_0$ $I_{x1} = 0,5L_x L_y^2$ $I_{x2} = L_y^3/12$ $I_x = I_{x1} + I_{x2}$ $x_c = \frac{(L_x^2 + L_x L_y)}{(2L_x + L_y)}$ $I_{y1} = \frac{L_x^3}{6} + 2L_x(x_c - \frac{L_x}{2})^2$ $I_{y2} = L_y(L_x - x_c)^2$ $I_y = I_{y1} + I_{y2}$ $W_x = 2\left(\frac{I_x}{L_y}\right)$ <p>W_y определяется по минимальному из значений:</p> <p>1 значение $\frac{I_y}{x_c}$</p> <p>2 значение $\frac{I_y}{L_x - x_c}$</p>
<p style="text-align: center;">Расчет по сценарию №2</p> 	<p style="text-align: center;">$u = 2L_x$ $= 2(c_x + a)$</p>	$L_x = a + c_x$ $I_x = 2L_x\left(\frac{a}{2} + \frac{h_0}{2}\right)^2$ $I_y = \frac{L_x^3}{6}$ $W_x = \frac{I_x}{\frac{a}{2} + \frac{h_0}{2}}$ $W_y = \frac{2I_y}{L_x}$

Расчетный случай	Расчетный периметр u	Момент сопротивления W_b
Угловые стены(случай когда плита не имеет проема)		
	$u = 2a_1 + 2a_2 + \sqrt{a_1^2 + a_2^2}$	<p>Не используется в расчете</p>
Угловые стены(случай с проемом внутри угла)		
	$u = 2a_1 + 2a_2 +$	<p>Не используется в расчете</p>

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



Частые вопросы:

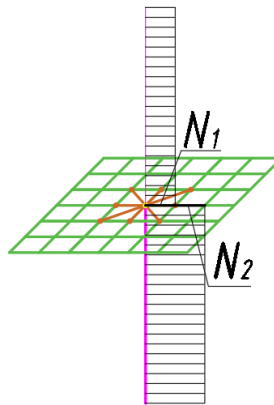
1. Как посчитать быстро и в запас при наличии проемов?

Ответ: существуют такие инженерные подходы:

- 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, «плюснуть» контур на величину разрывов.

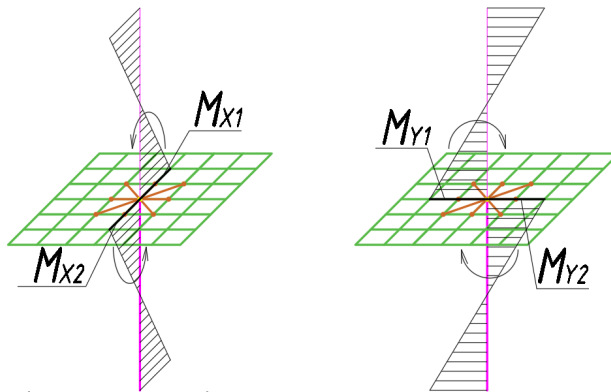
Определение продавливающих усилий.

Колонна



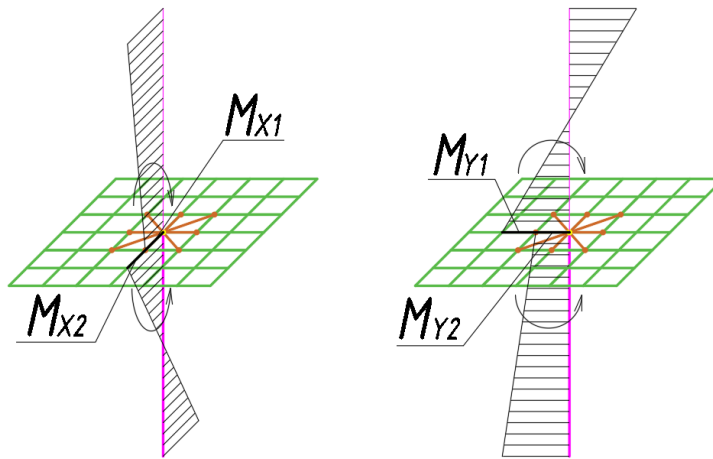
$$N = |N_2 - N_1|$$

Случай 1 (моменты с разных сторон)



$$M_x = (|M_{x2}| + |M_{x1}|) / 2 \quad M_y = (|M_{y2}| + |M_{y1}|) / 2$$

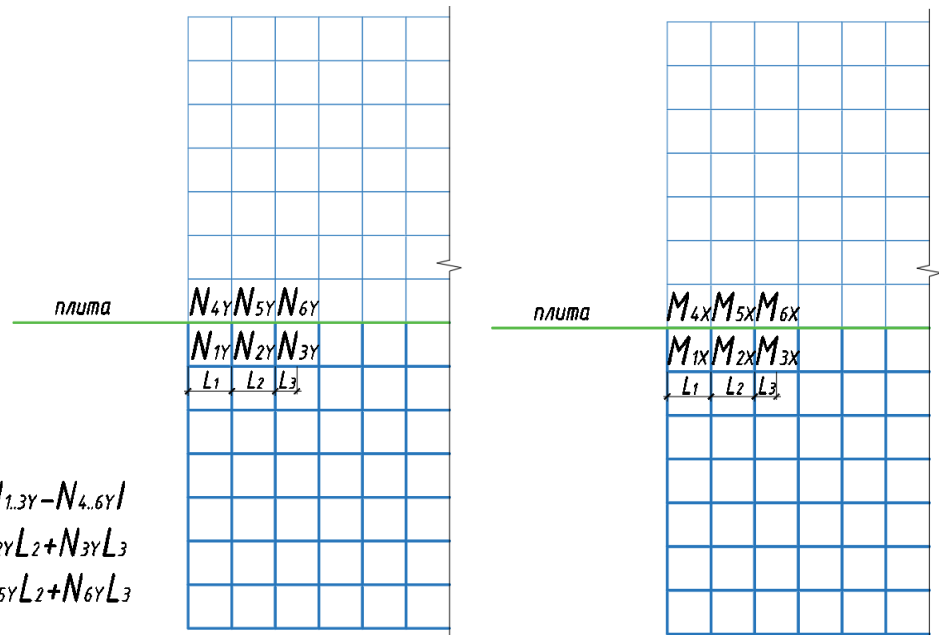
Случай 2 (моменты с одной стороны)



$$M_x = |M_{x2} - M_{x1}| / 2 \quad M_y = |M_{y2} - M_{y1}| / 2$$

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 $L_1 + L_2 + L_3$).

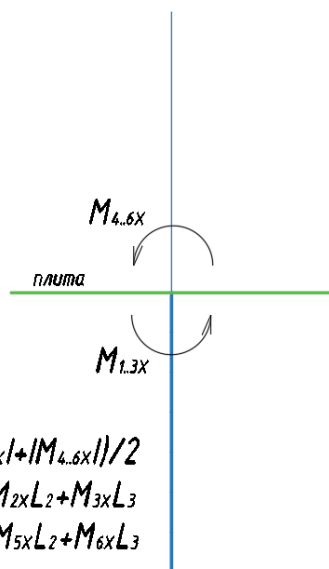


$$N = IN_{1..3Y} - N_{4..6Y} / l$$

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

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

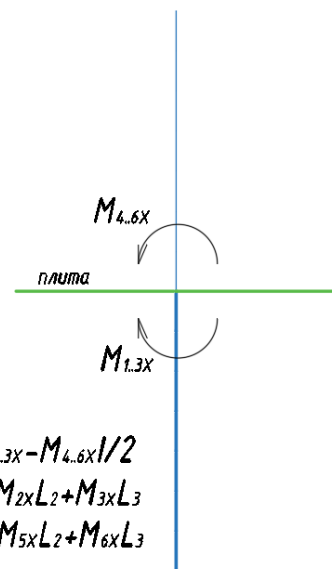
Случай 1 (моменты с разных сторон) Случай 2 (моменты с одной стороны)



$$M = (|M_{1.3X}| + |M_{4.6X}|) / 2$$

$$M_{1.3X} = M_{1X}L_1 + M_{2X}L_2 + M_{3X}L_3$$

$$M_{4.6X} = M_{4X}L_1 + M_{5X}L_2 + M_{6X}L_3$$

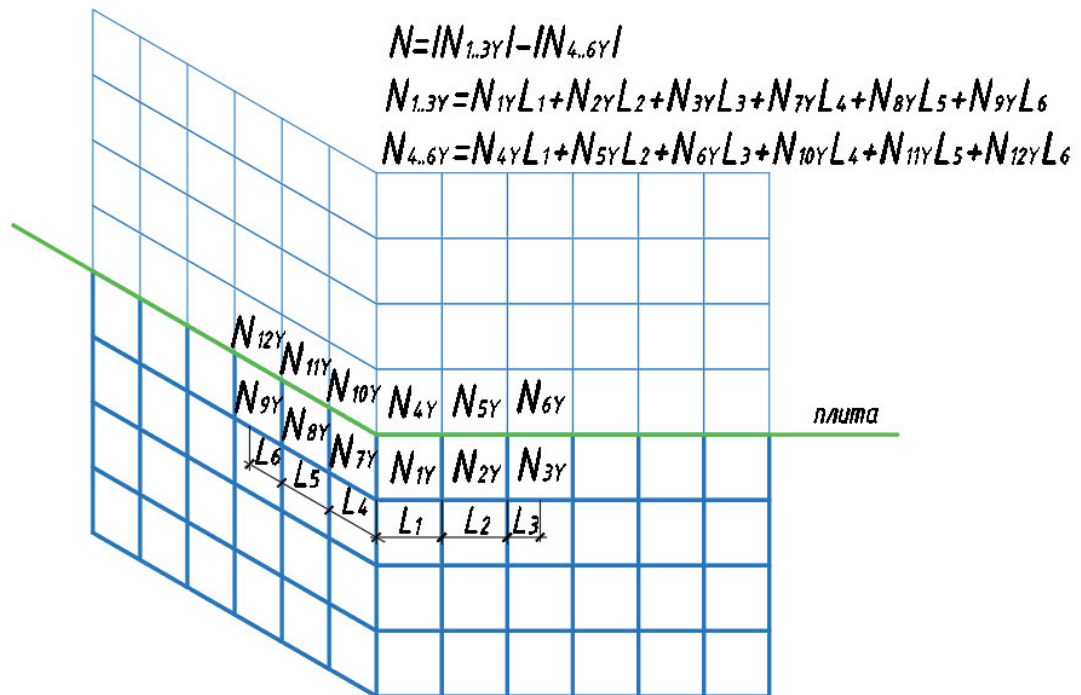


$$M = |M_{1.3X} - M_{4.6X}| / 2$$

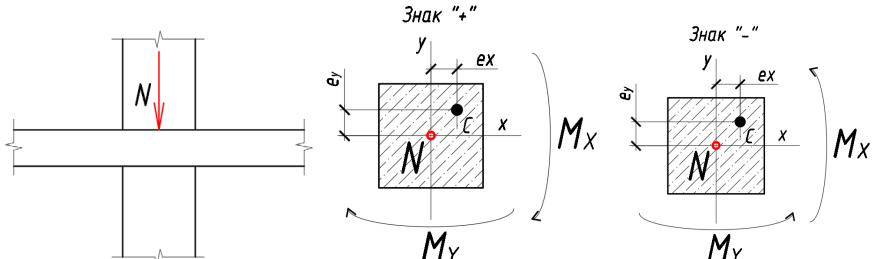
$$M_{1.3X} = M_{1X}L_1 + M_{2X}L_2 + M_{3X}L_3$$

$$M_{4.6X} = M_{4X}L_1 + M_{5X}L_2 + M_{6X}L_3$$

Угол стены



Расчет без поперечной арматуры

<p>Колонна</p>	$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_{x,sum}}{M_{bx,ult}} + \frac{M_{y,sum}}{M_{by,ult}} \leq 1$ <p>$F = N$ - продавливающее усилие, принимается со знаком «+».</p> <p>$F_{b,ult} = R_{bt}A_b = R_{bt}uh_0$ $h_0 = 0,5(h_{0x} + h_{0y})$</p> <p>$u$ - периметр контура расчетного поперечного сечения, для типовых мест определяется по таблице выше.</p> <p>$M_{x,sum} = M_x \pm Ne_y$ $M_{y,sum} = M_y \pm Ne_x$</p> <p>M_x, M_y - расчетный момент из усилий в конструкциях e_x, e_y - эксцентриситет до центра тяжести контура</p>  <p>$M_{bx,ult} = R_{bt}W_{bx}h_0$ $M_{by,ult} = R_{bt}W_{by}h_0$</p> <p>$R_{bt}$ - расчетное сопротивление бетона на растяжение W_{bx}, W_{by} - момент сопротивления расчетного поперечного сечения по бетону, для типовых мест определяется по таблице выше.</p> <p>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 $\frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} = 0,5 \frac{F}{F_{b,ult}}$</p>
<p>Торец стены</p>	$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_{x,sum}}{M_{bx,ult}} \leq 1$ <p>Для торца стены учитывается только 1 момент. Все формулы и дополнительные проверки см. колонну.</p>
<p>Угол стены</p>	$\frac{F}{F_{b,ult}} \leq 1$ <p>Для угла стены моменты не учитываются. Все формулы и дополнительные проверки см. колонну.</p>

Расчет с поперечной арматурой

Колонна	$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_{x,sum}}{M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_{y,sum}}{M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1$ <p>$F = N$ - продавливающее усилие, принимается со знаком «+».</p> <p>$F_{b,ult} = R_{bt}A_b = R_{bt}uh_0$</p> <p>$h_0 = 0,5(h_{0x} + h_{0y})$</p> <p>$u$ - периметр контура расчетного поперечного сечения, Для типовых мест определяется по таблице выше.</p> <p>$M_{x,sum} = M_x \pm Ne_y$</p> <p>$M_{y,sum} = M_y \pm Ne_x$</p> <p>M_x, M_y - расчетный момент из усилий в конструкциях</p> <p>e_x, e_y - эксцентриситет до центра тяжести контура</p> <div style="text-align: center;"> </div> <p>$F_{sw,ult} = 0,8q_{sw}u$</p> <p>$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w}$</p> <p>$A_{sw}$ - 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)</p> <p>s_w - шаг поперечной арматуры</p> <p>$M_{bx,ult} = R_{bt}W_{bx}h_0$</p> <p>$M_{by,ult} = R_{bt}W_{by}h_0$</p> <p>$W_{bx}, W_{by}$ - момент сопротивления расчетного поперечного сечения по бетону, для типовых мест определяется по таблице выше.</p> <p>$M_{sw,x,ult} = 0,8q_{sw}W_{sw,x}$</p> <p>$M_{sw,y,ult} = 0,8q_{sw}W_{sw,y}$</p> <p>$W_{sw,x} = W_{bx}$</p> <p>$W_{sw,y} = W_{by}$</p> <p>Дополнительные проверки:</p> <p>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 $\frac{M_x}{M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}} = 0,5 \frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}}$</p>
---------	--

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

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

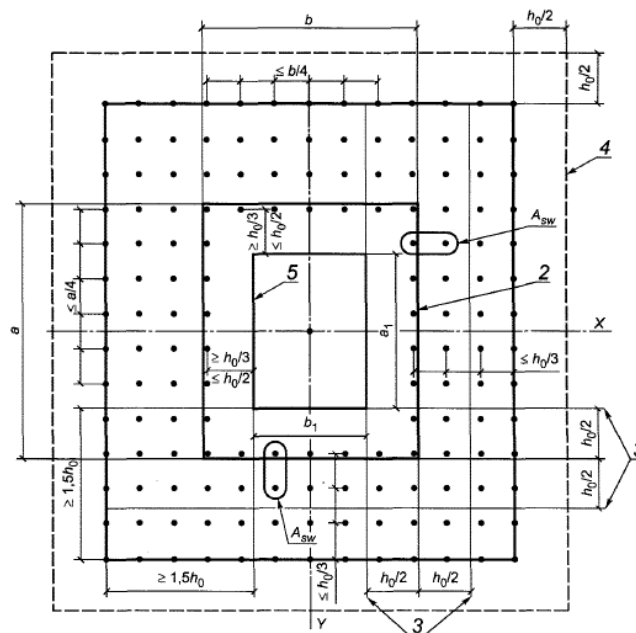
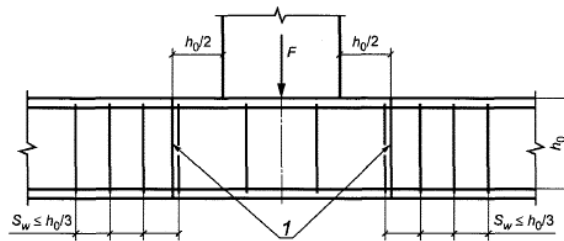
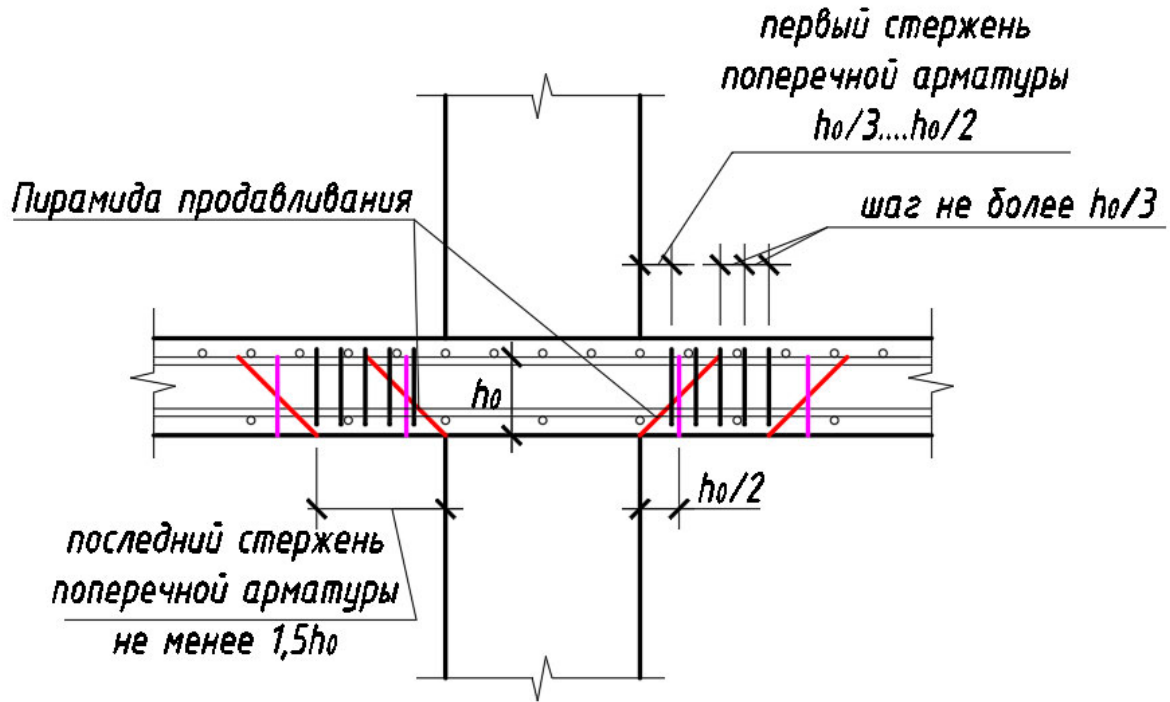


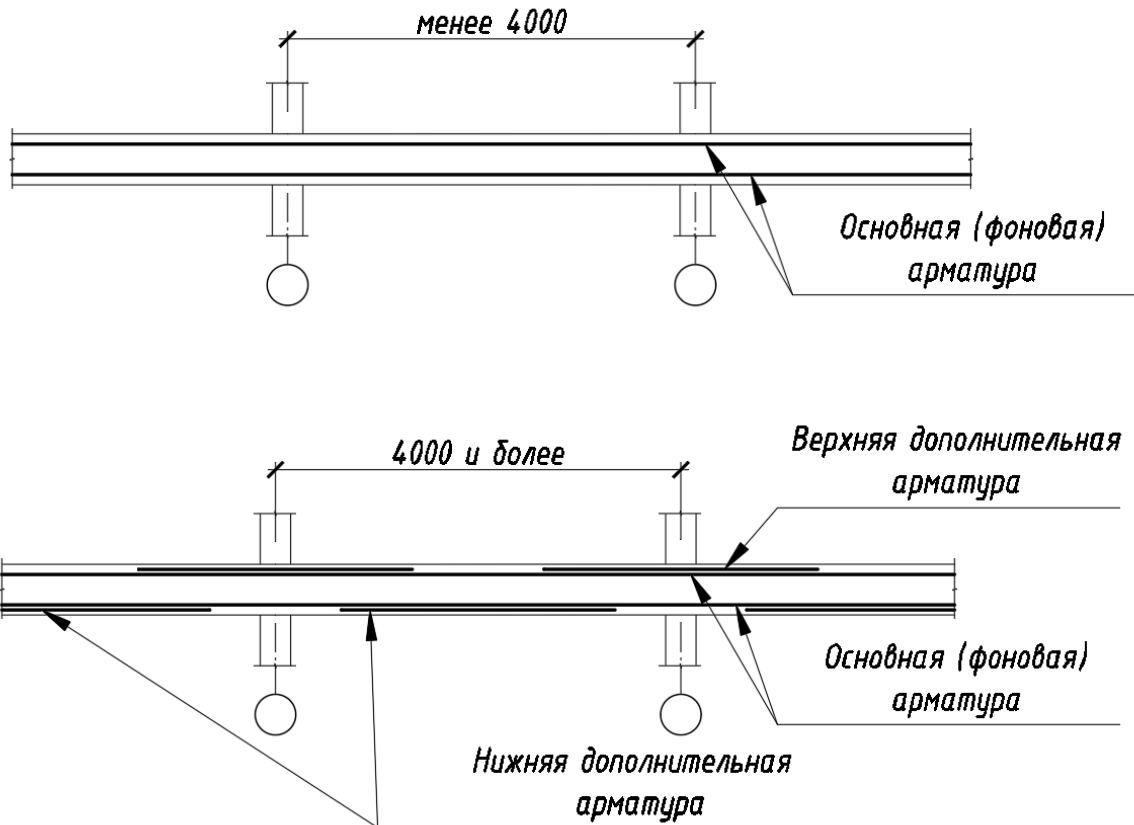
Рисунок 8.13 СП 63.13330.2018.

5. Продольное армирование балок

Участки балок можно классифицировать как:

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.

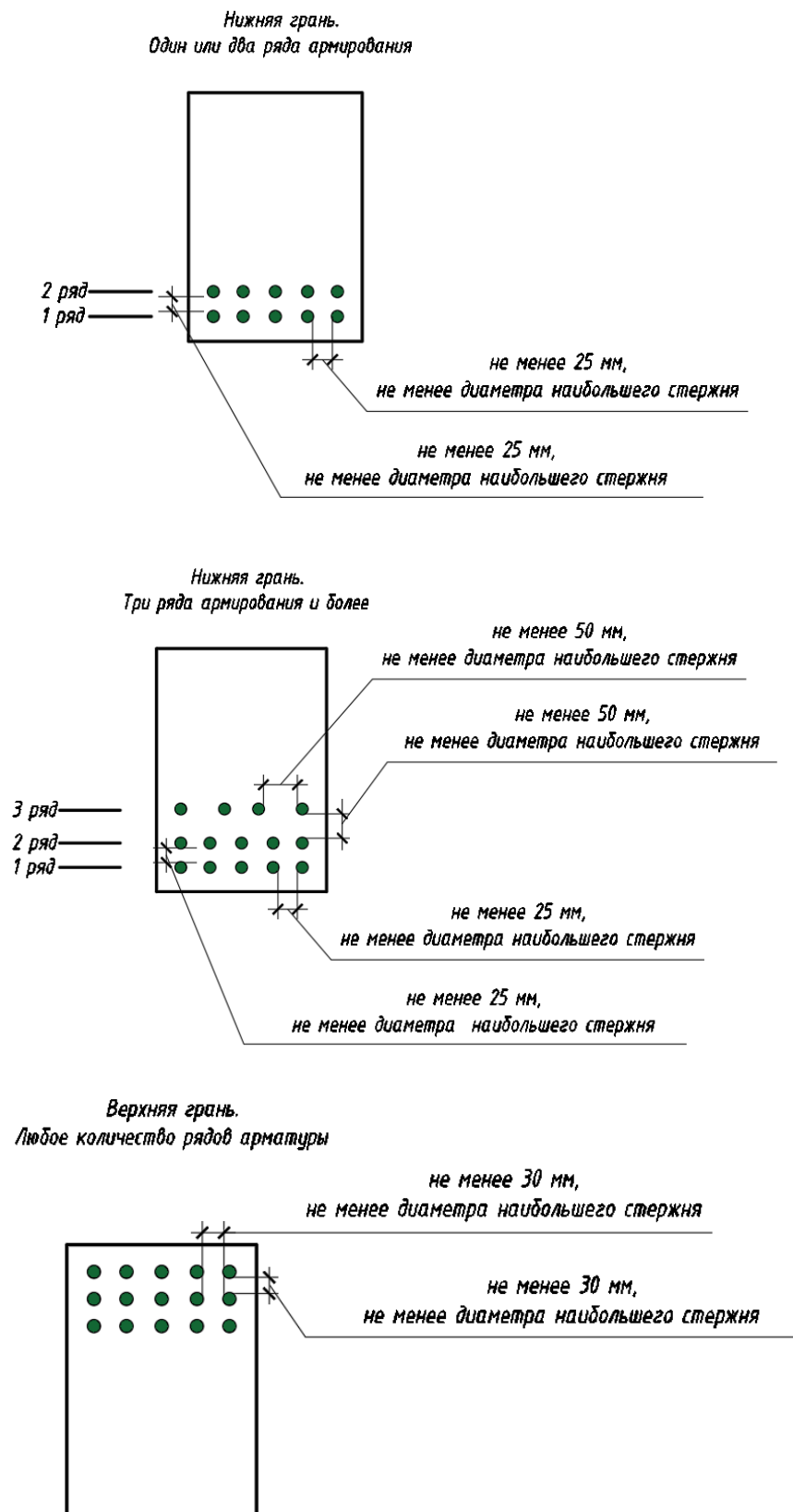


2) по стыкам арматуры

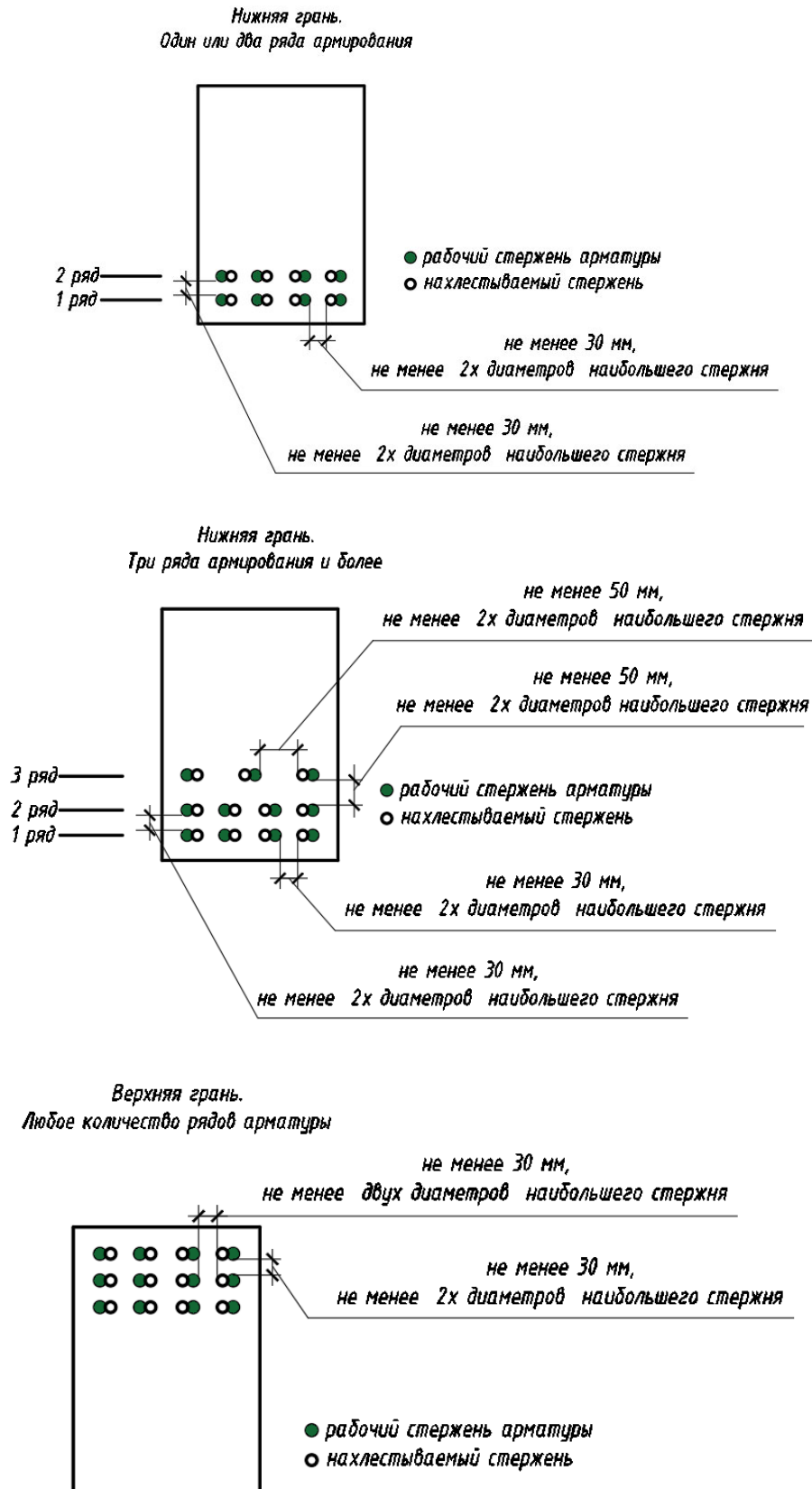
- армируемые без стыков продольной арматуры;
- армируемые со стыками продольной арматуры (как правило при длине более 11.7).

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

К балкам армируемым **без стыков** 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:



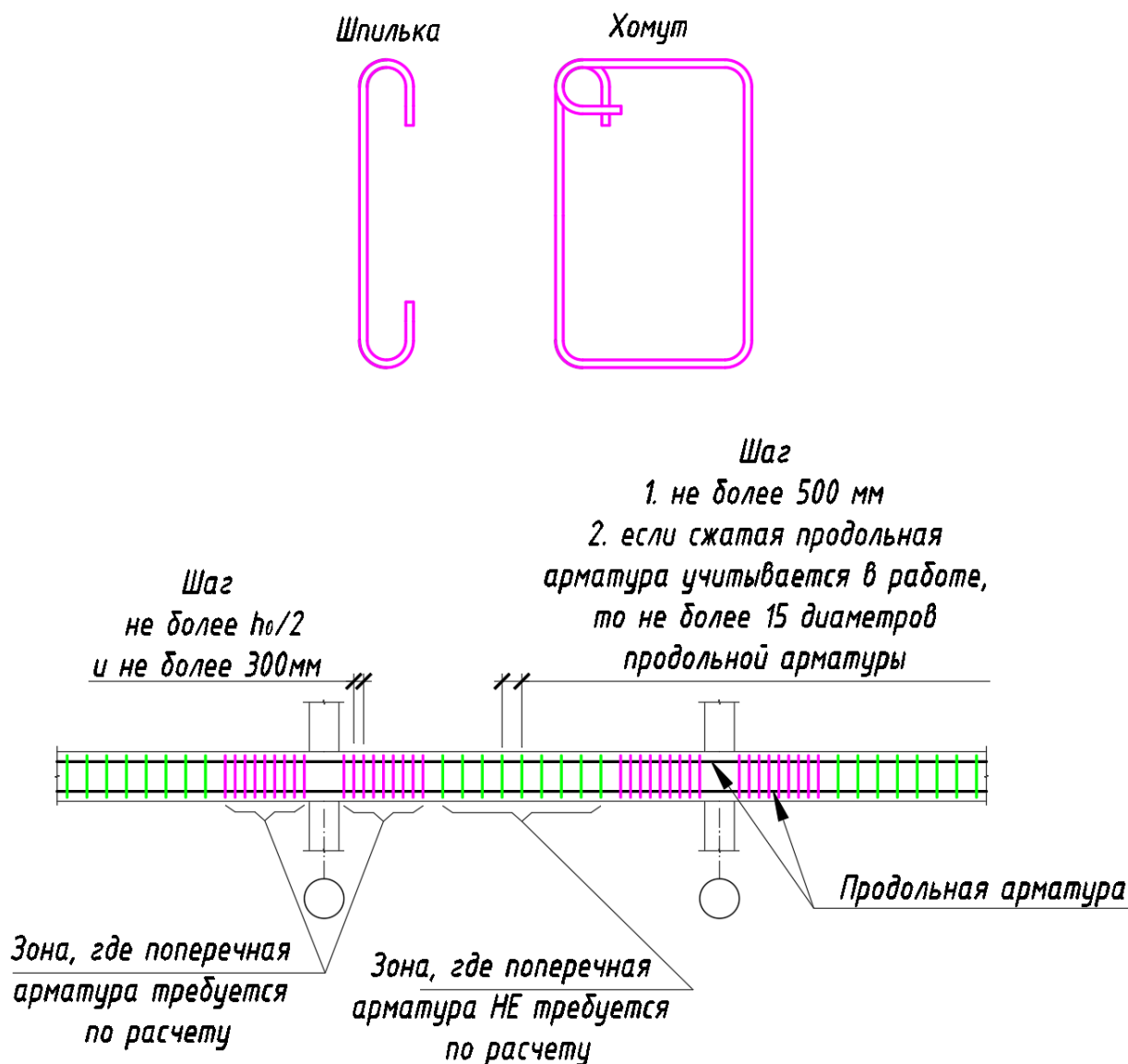
6. Поперечное армирование балок

Для центральных балок поперечная арматура устанавливается в местах наибольших поперечных сил, т.е. вблизи опор.

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

Если расчетная программа показывает необходимость установки даже небольшого значения поперечной арматуры, то к данной арматуре применяются все правила ее расстановки как для зоны, где поперечная арматура требуется по расчету.

Поперечная арматура в балках обычно изготавливается из хомутов и шпилек.

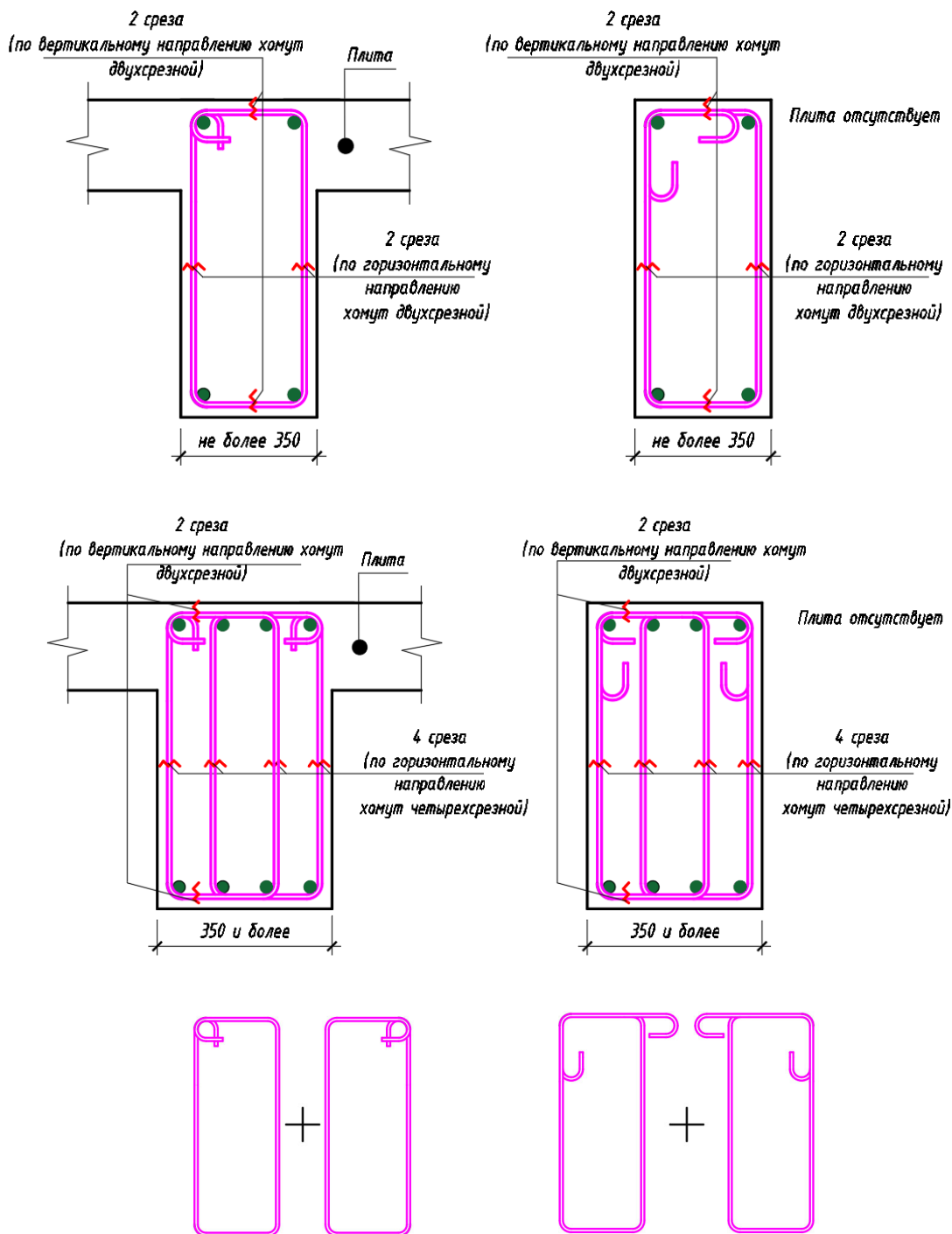


Рекомендации: хомуты делать по возможности диаметром не более 12мм и из гладкой арматуры класса А240.

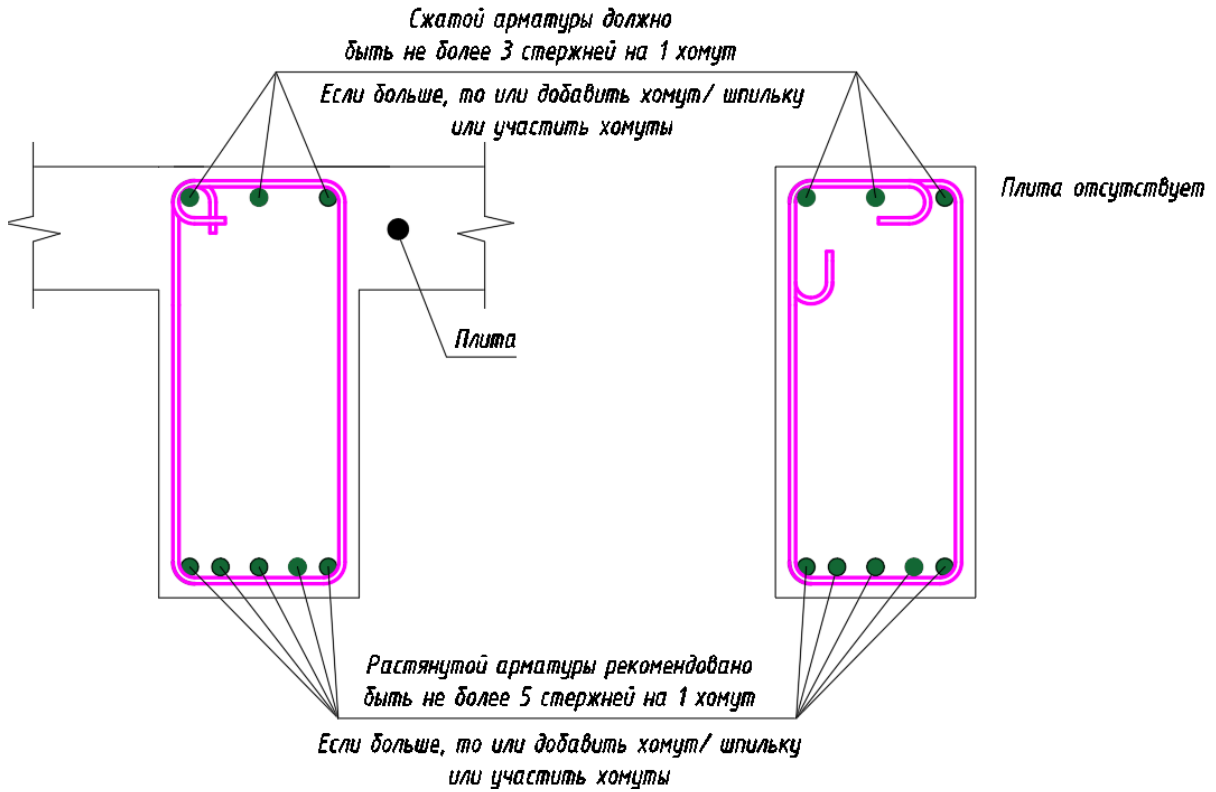
Далее приводятся рисунки из п. 7.11–7.12 СП 430.1325800.2018 переработанные в понятный вид.

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.

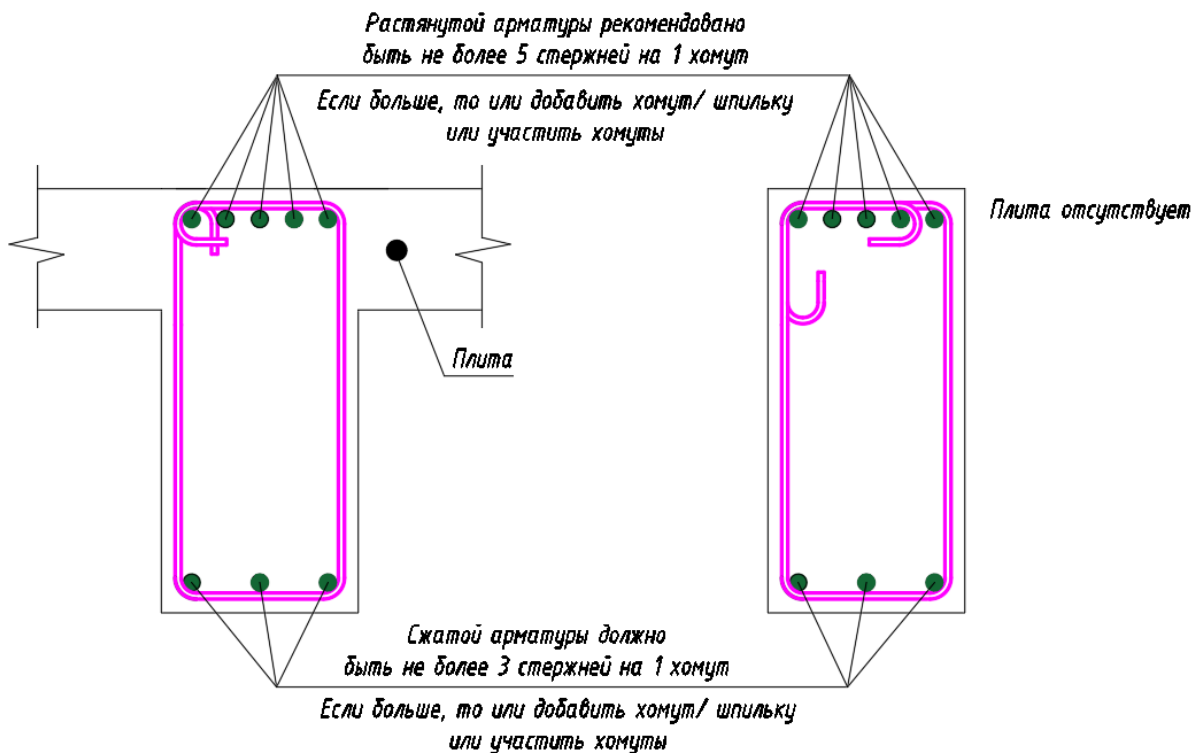
В балках шириной **более 350 мм** по п. 7.11 СП 430 рекомендуется (на необязательной основе) устанавливать четырехсрезные и многосрезные хомуты.



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;

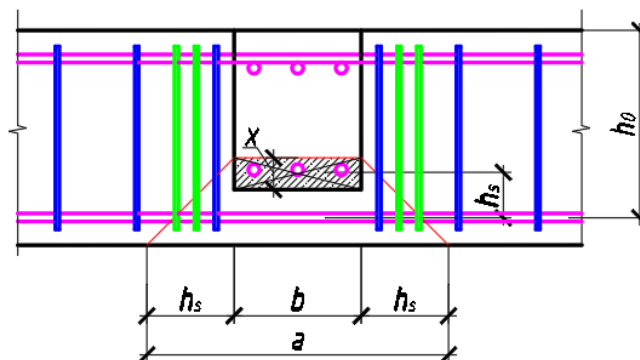
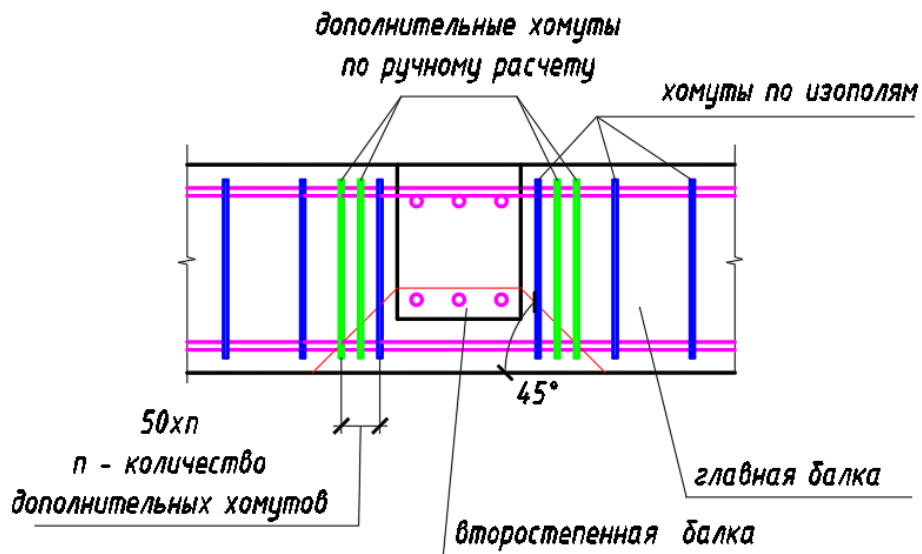
A_{sw} – площадь поперечного сечения всех дополнительных хомутов;

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?

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/м². Такая нагрузка ,как правило, является пограничной в жилых и общественных зданиях(где-то есть, где-то нет), поэтому нужно проверять каждый раз.

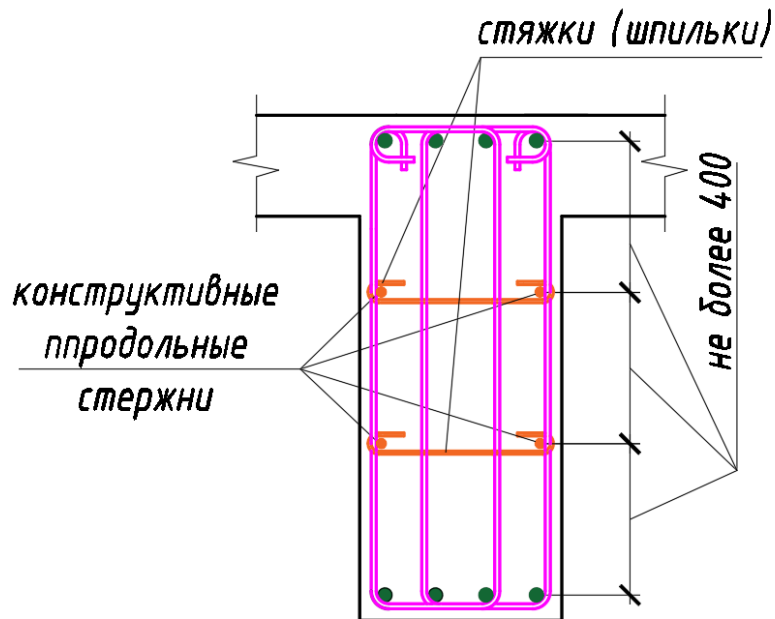
7. Конструктивное армирование балок

В соответствии с п. 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 конструктивными этими стержнями, по ширине – половине ширины элемента, но не более 200 мм.

Рассчитаем диаметр при самом неблагоприятном случае:

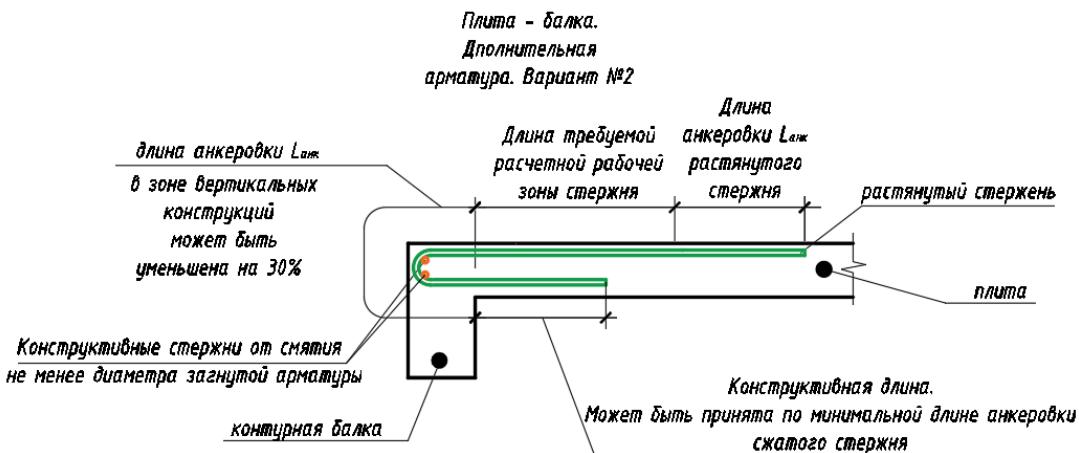
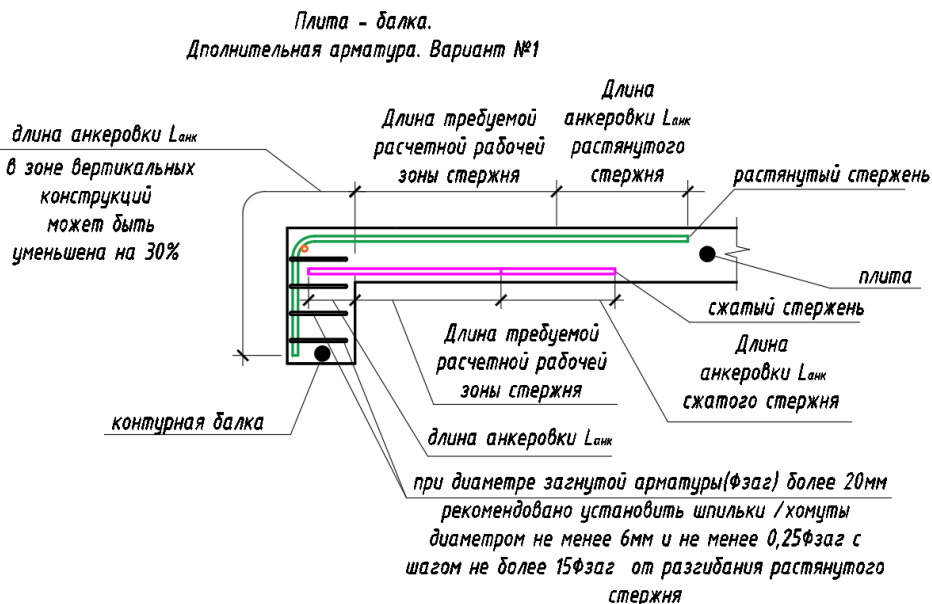
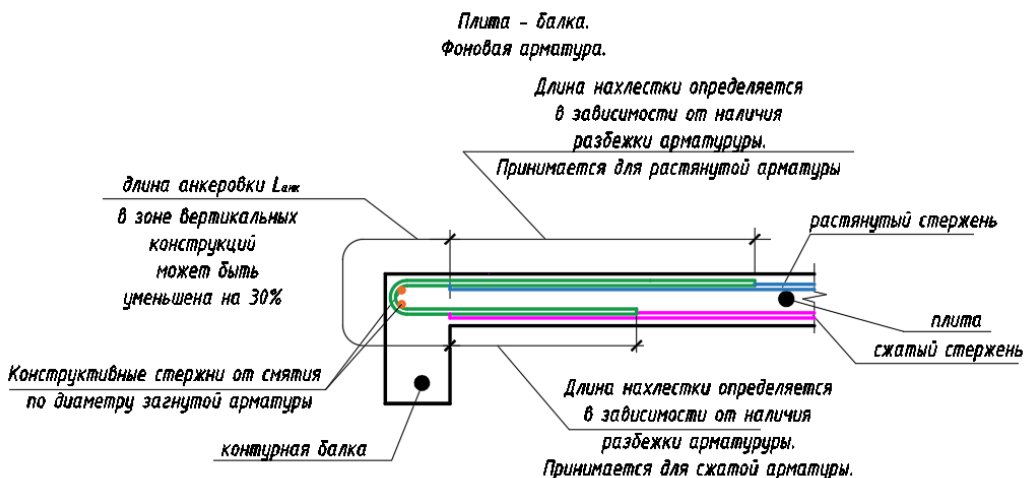
$$20 \times 40 \frac{0,1}{100} = 0,8 \text{ см}^2, \text{ т.е. стержень диаметром } 12 \text{ мм (1,13 см}^2\text{)}$$

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

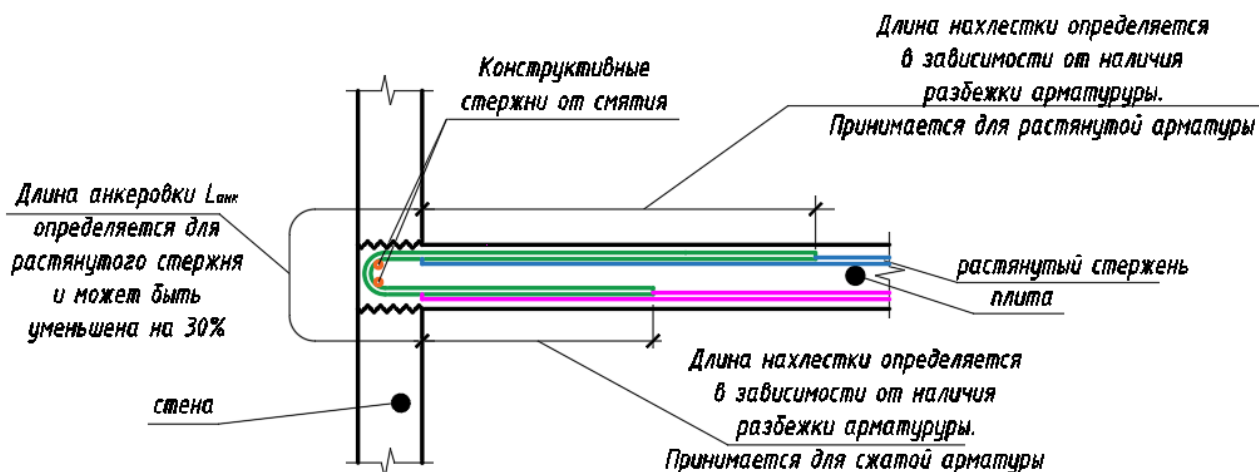


8. Жесткие стыки монолитных конструкций

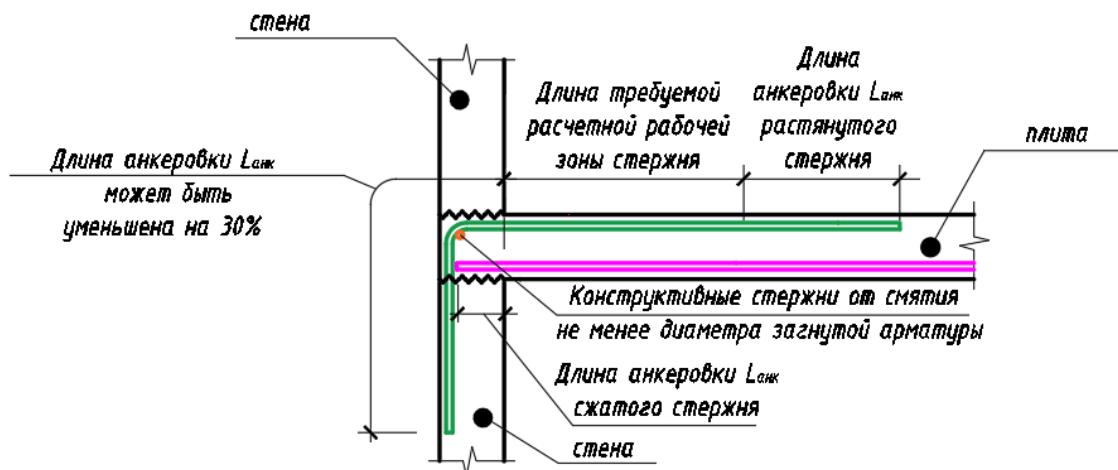
Основной вопрос, который рассматривается далее на рисунках это то, на какую величину необходимо заанкеровать одну конструкцию в другую и состыковать (перепустить) стержни.



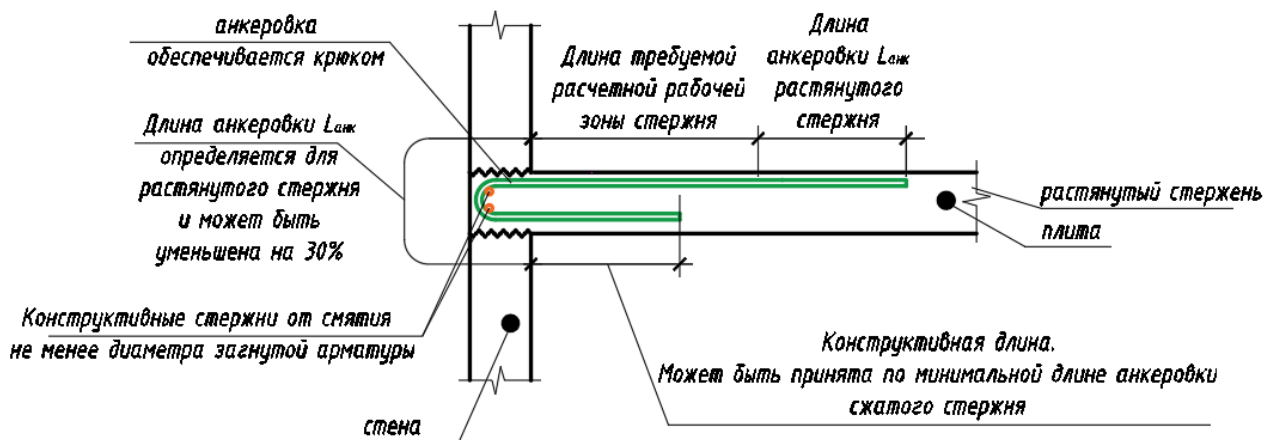
Плита - стена. Фооновая арматура.

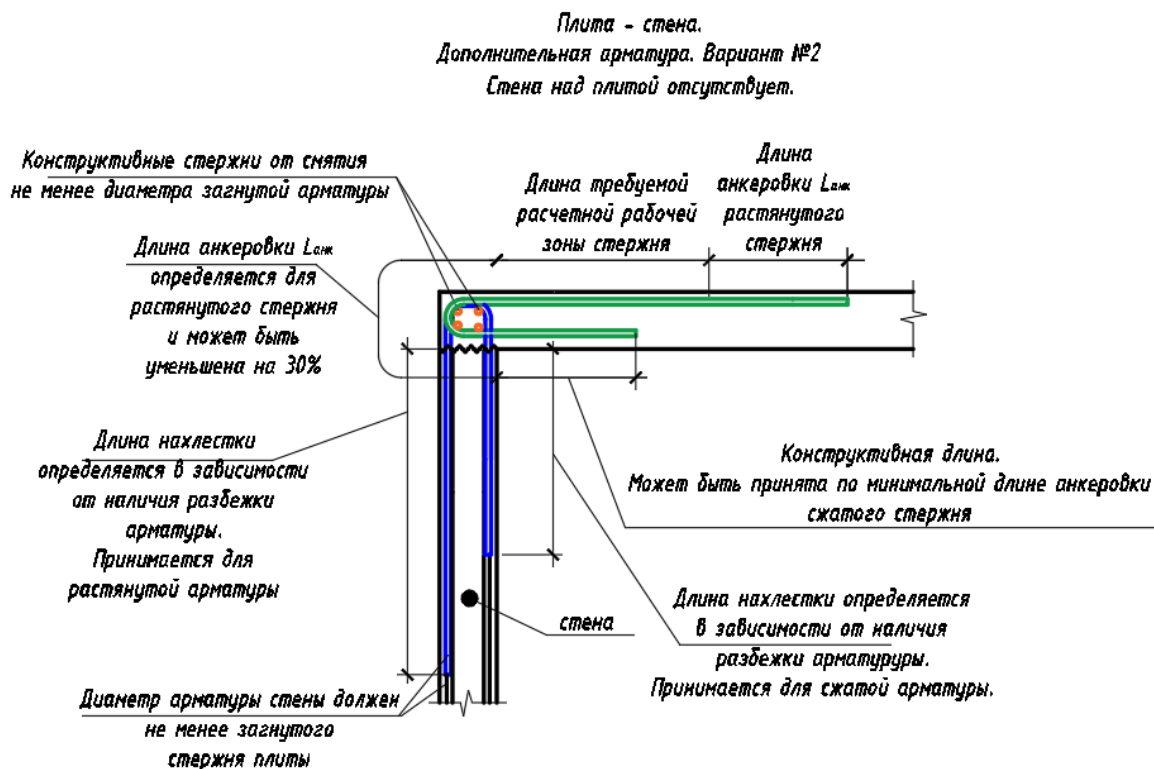
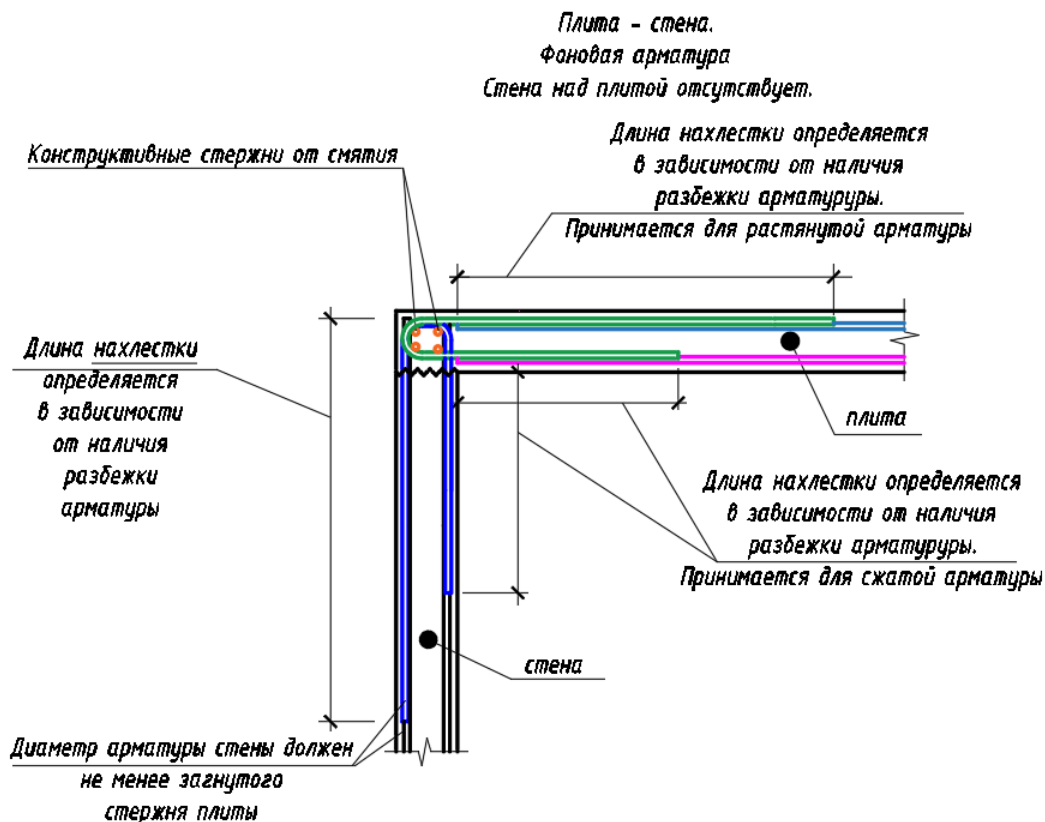


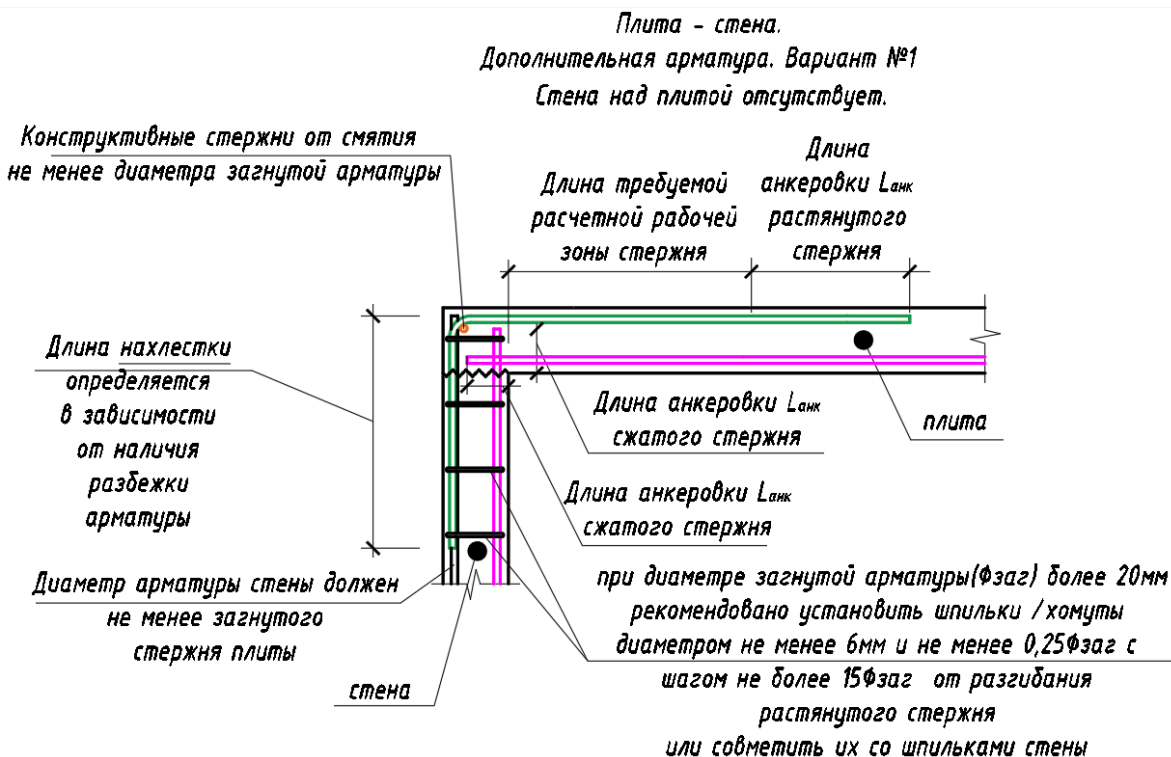
Плита - стена.
Дополнительная арматура. Вариант №1.



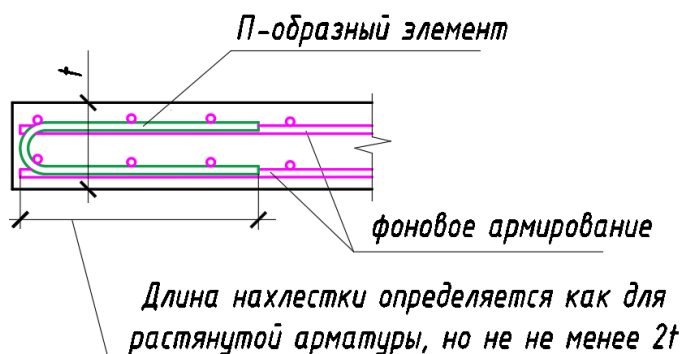
Плита - стена.
Дополнительная арматура. Вариант №2.



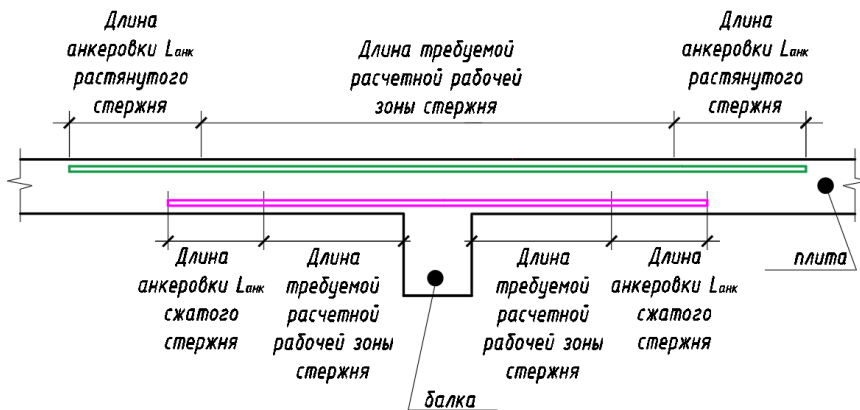




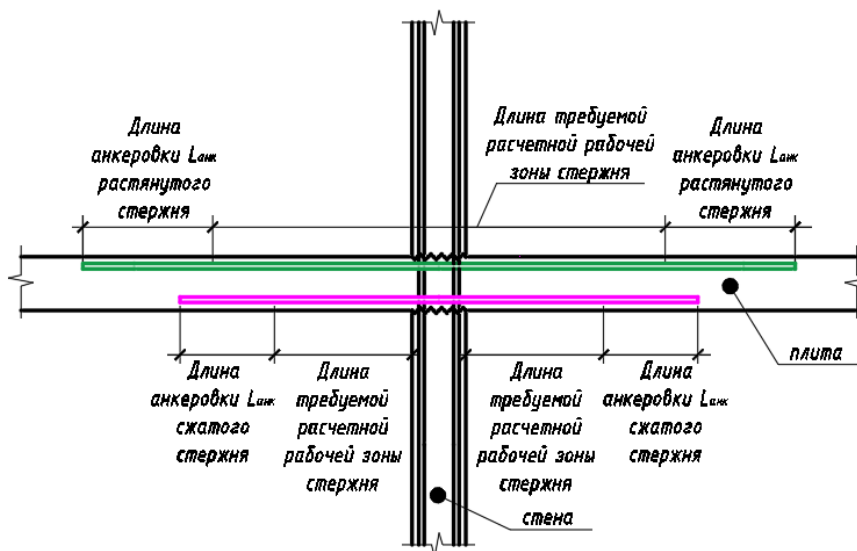
Торцевой элемент без опирания



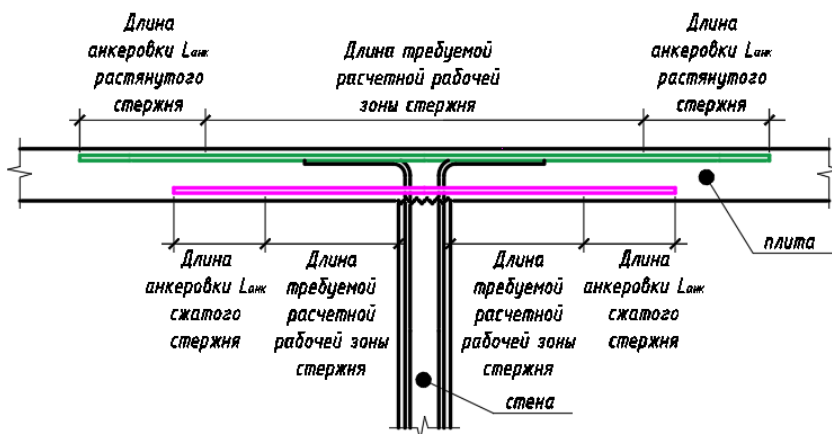
Плита - балка.
Дополнительная арматура.



Плита - стена.
Дополнительная арматура.
Стена над плитой отсутствует.



Плита - стена.
Дополнительная арматура.
Стена над плитой отсутствует.



9. 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.

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.

При короткой консоли дополнительное продольное армирование для закладной может быть рассчитано по формуле(в запас, но данный подход не нормирован):

$$A_s = \frac{H}{R_s}$$

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

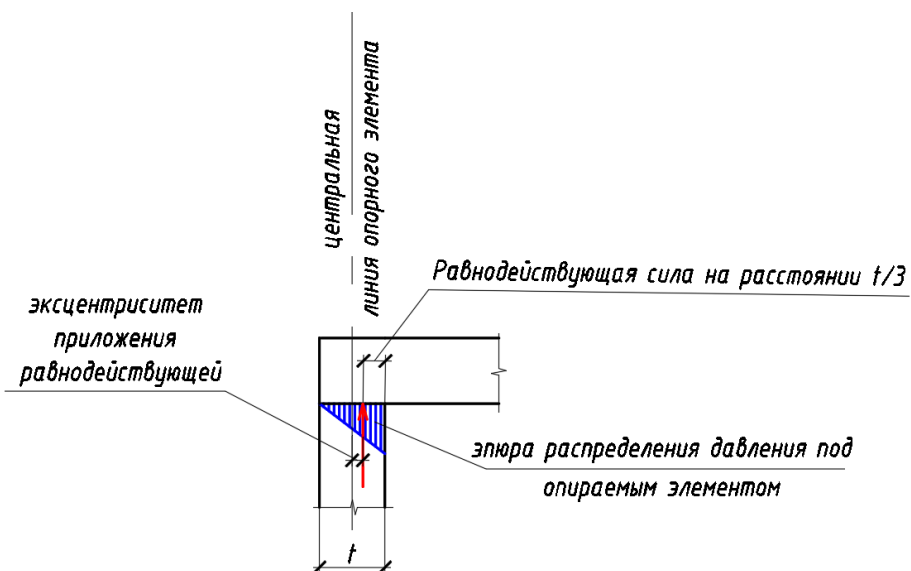


Схема передачи вертикального усилия на опорный элемент

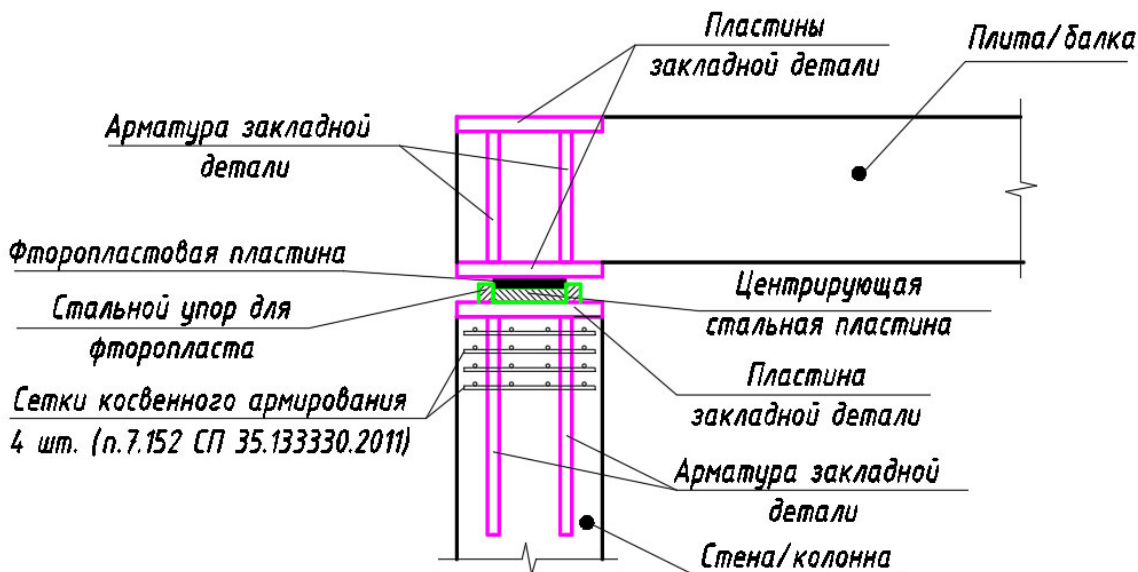
Обычно в качестве подложки в шарнирно-подвижных стыках используется фторопласт или оцинкованные пластины с графитовой смазкой.

Справочная таблица. 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. Свойства фторопласта Ф-4 пластины

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 °С



Арматура закладной детали стыкуется с пластиной закладной детали на сварке швом Т12-Рз/Т11-МЗ по ГОСТ 14098-2014

Рисунок. Шарнирно-подвижный стык. Опирание сверху стены.

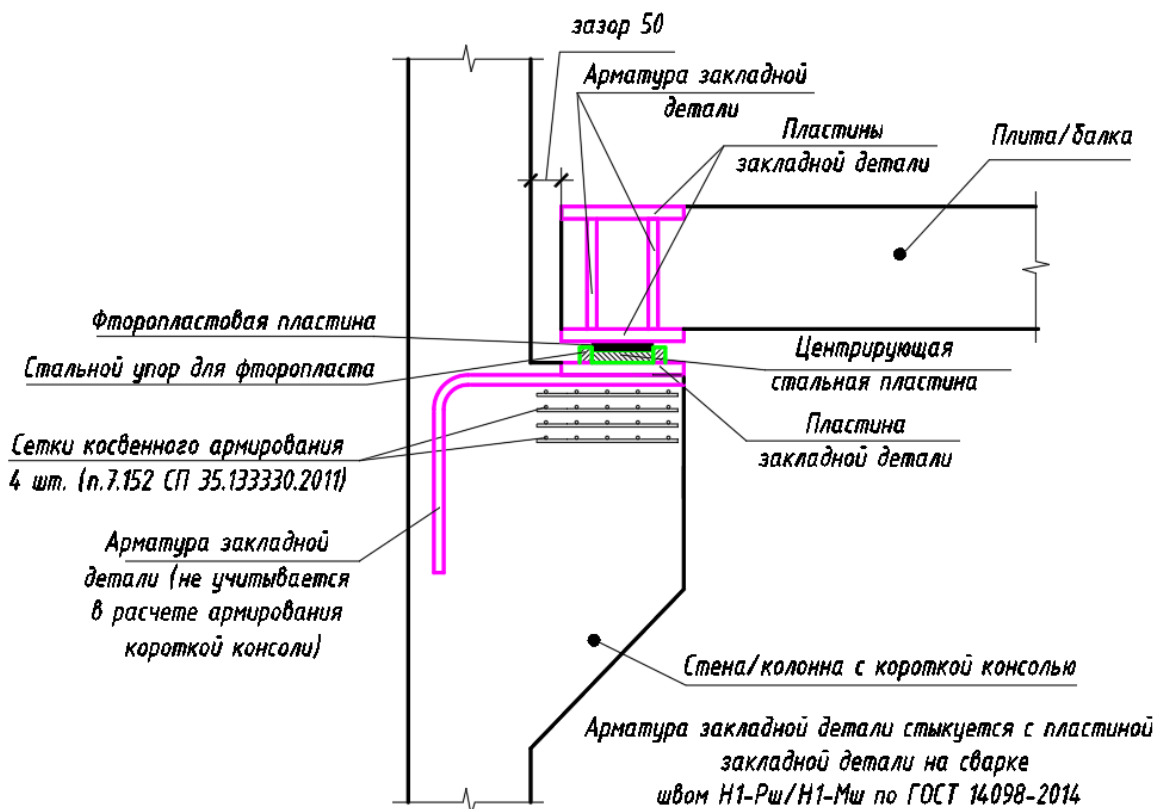


Рисунок. Шарнирно-подвижный стык. Опирание на короткую консоль.

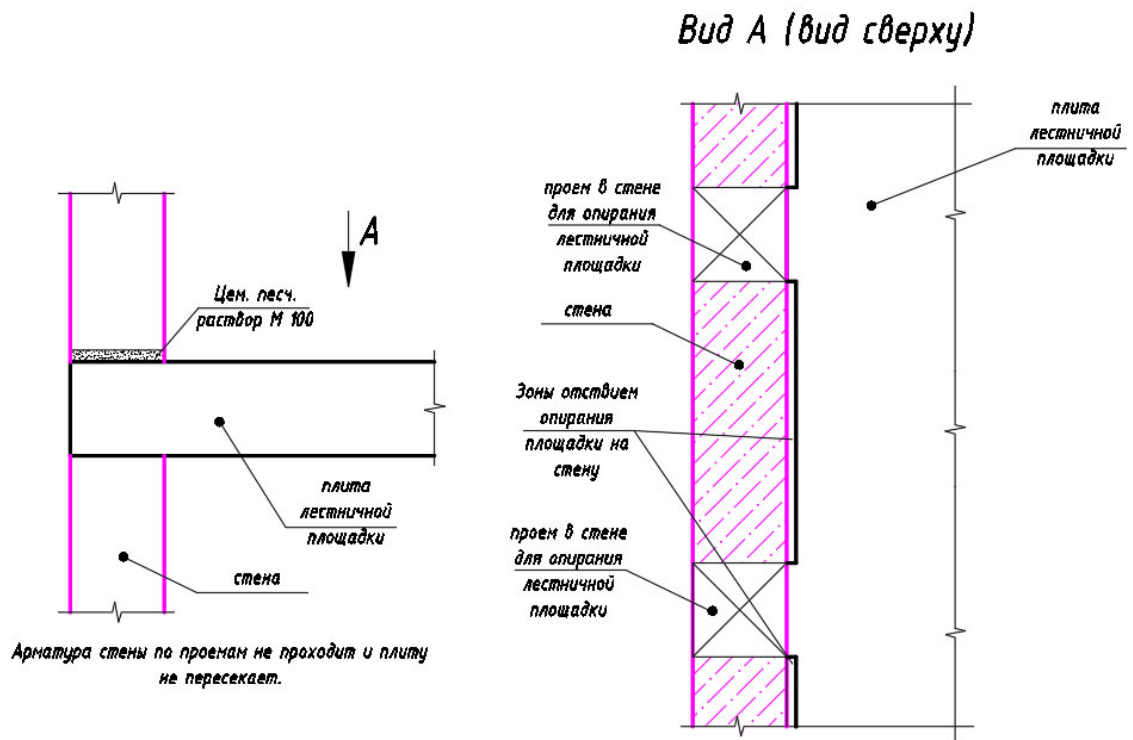


Рисунок. Стык с ограниченной подвижностью. Опирание лестничной площадки на стену.

10. Обрамление и усиление отверстий

Есть два понятия в армировании отверстий: обрамление и усиление.

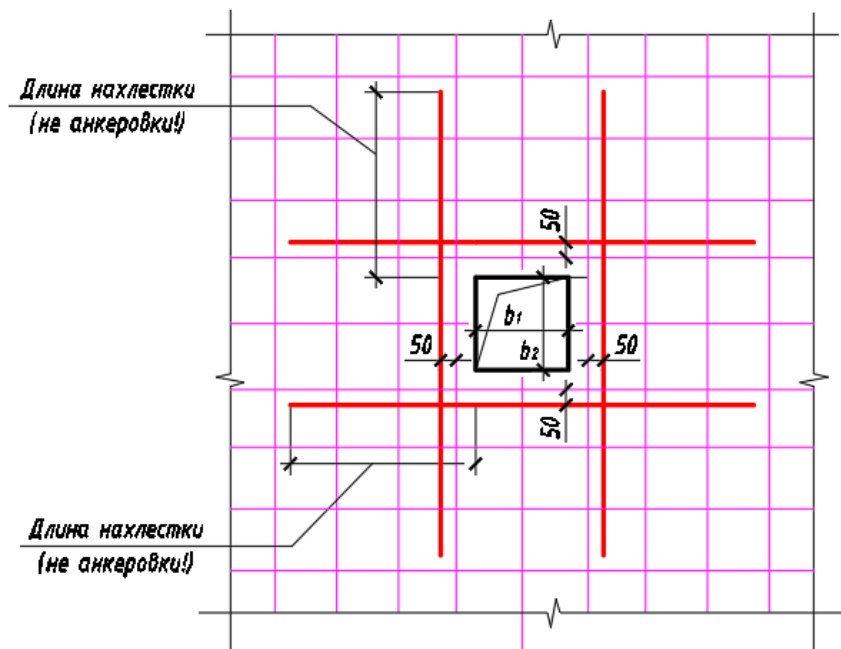
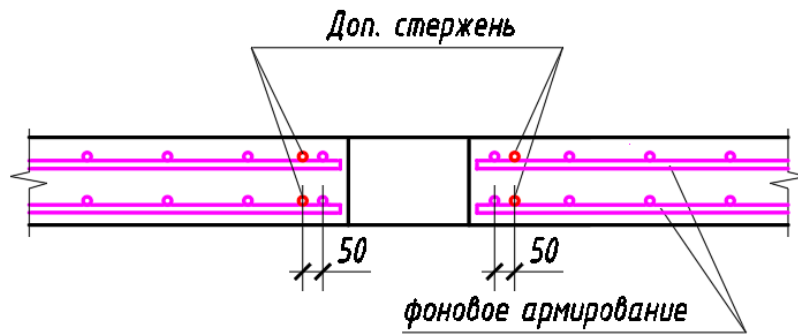
Усиление – это армирование, которое необходимо поставить по расчету (по изополю программы).

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

Справочная таблица 13. Необходимость усиления и обрамления.

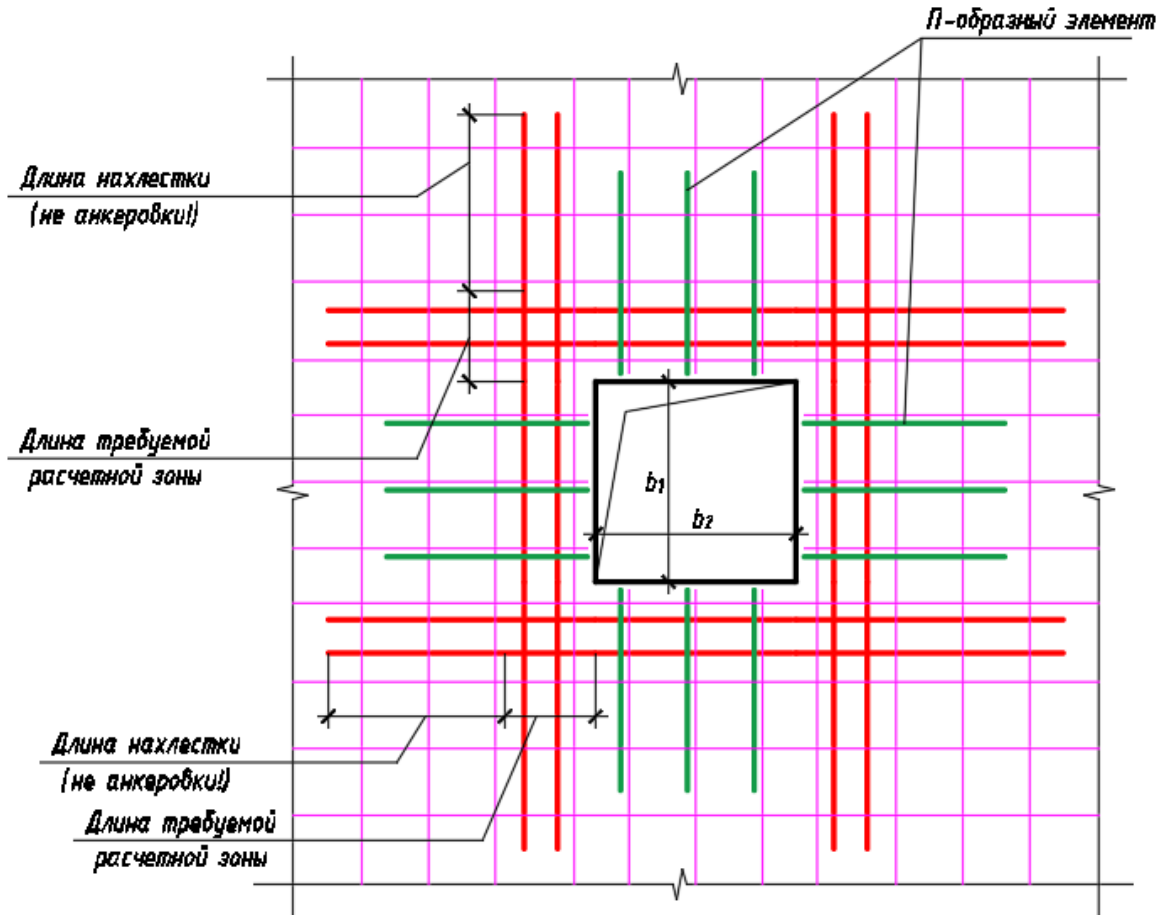
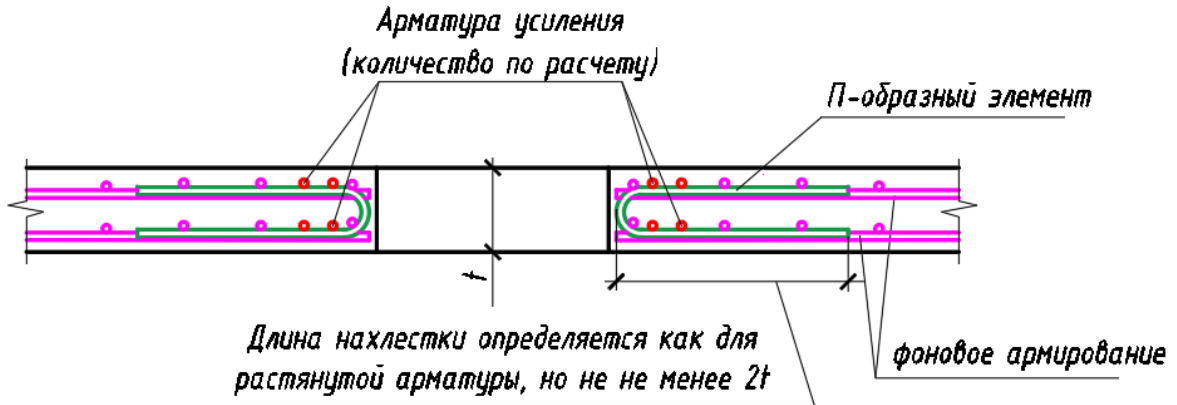
Размер отверстия	Количество отверстий и удаление одного от другого	Порядок внесения в расчетную схему	Обрамление	Усиление
До 300мм	1-2	В расчетную схему можно не вносить, учесть только при расчете продавливания.	Добавить по 1 стержню слева и справа, чтобы получилось расстояние между стержнями вблизи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

*Обрамление отверстий
(отверстия до 300мм)*

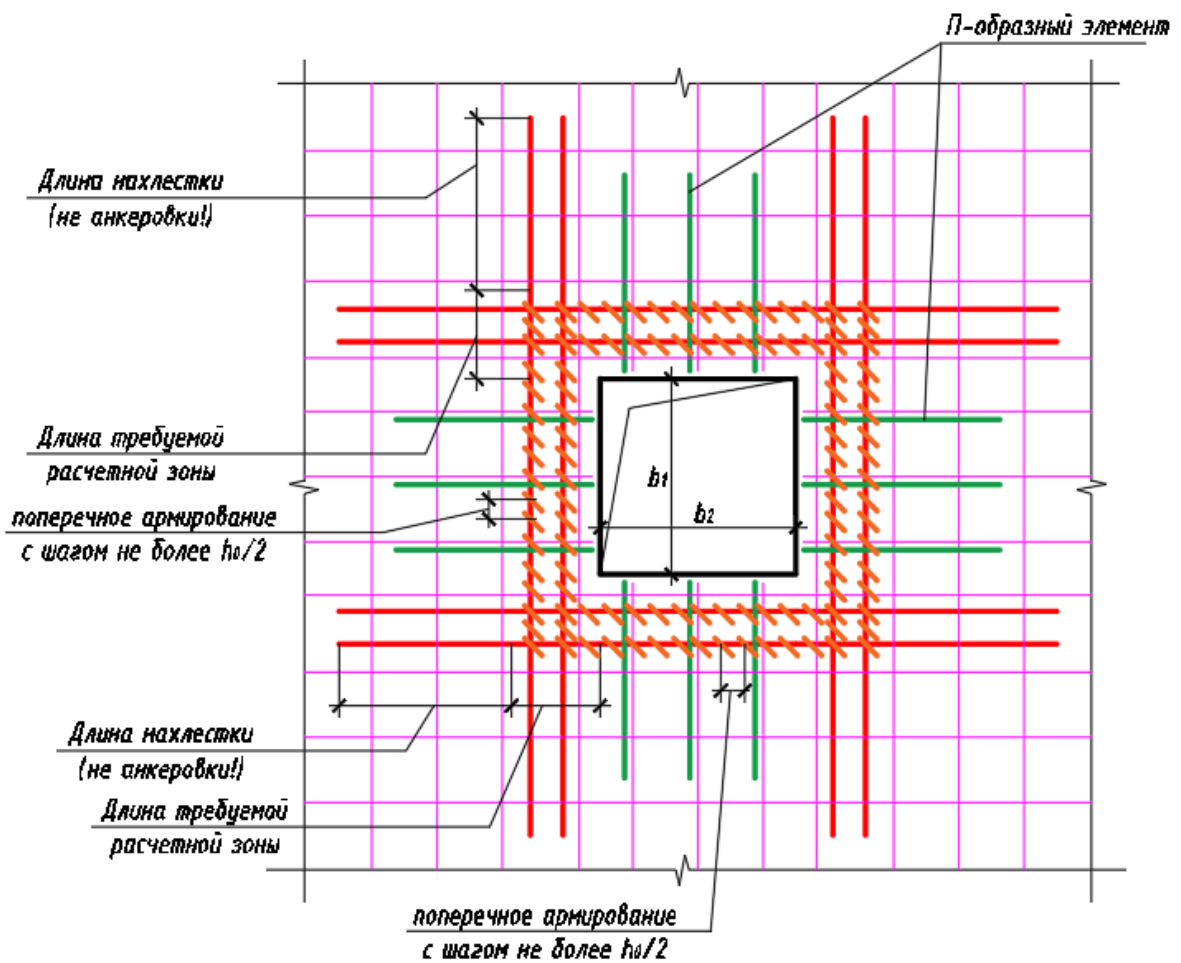
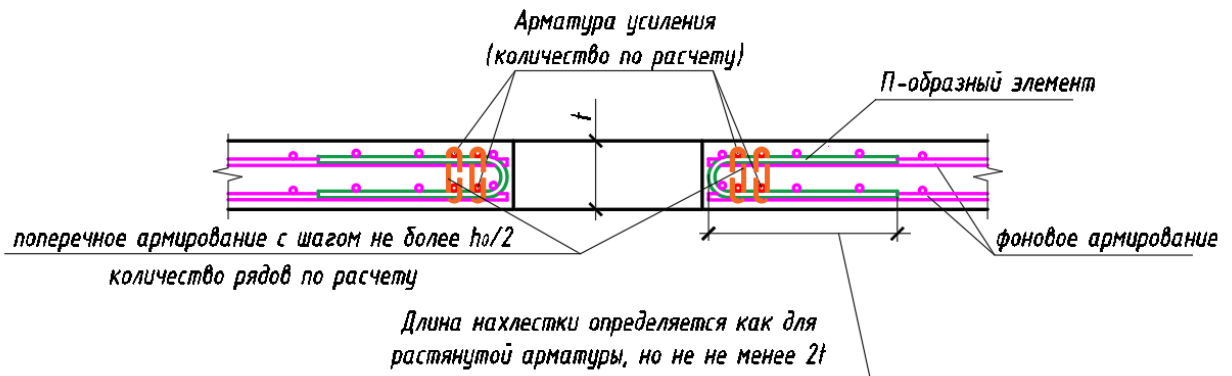


Усиление отверстий

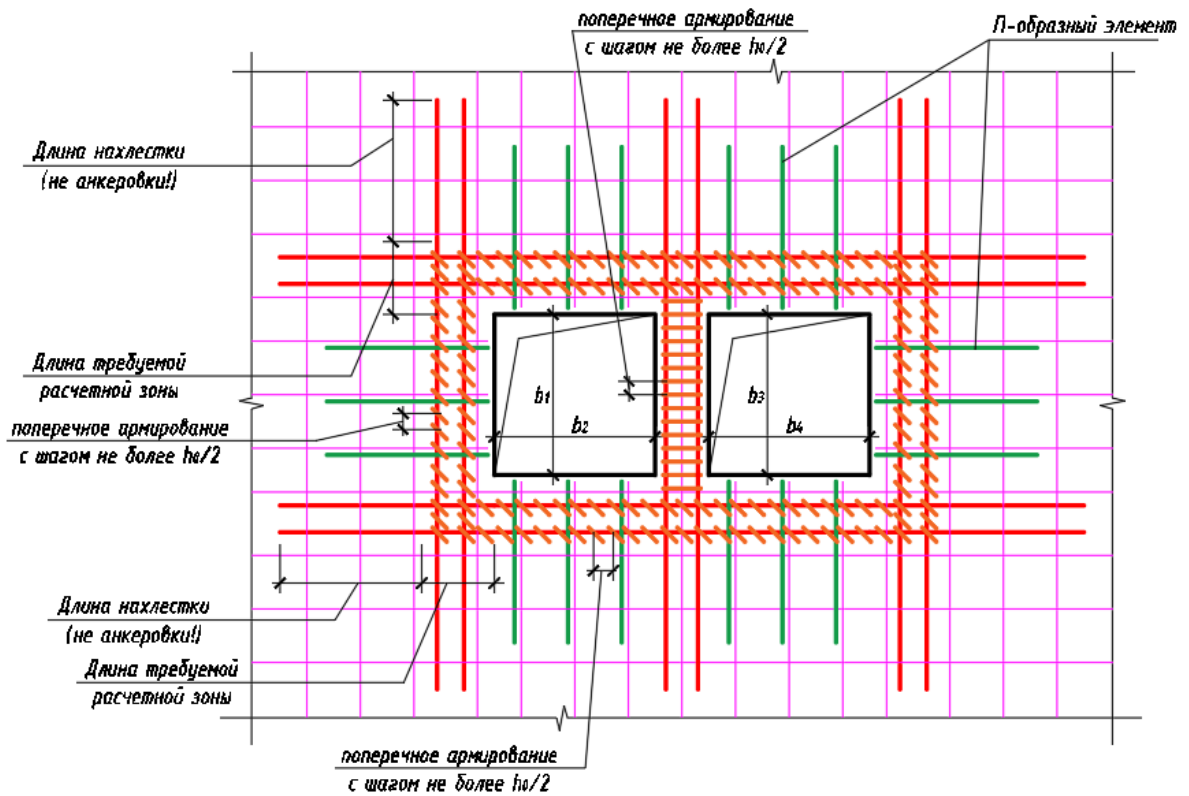
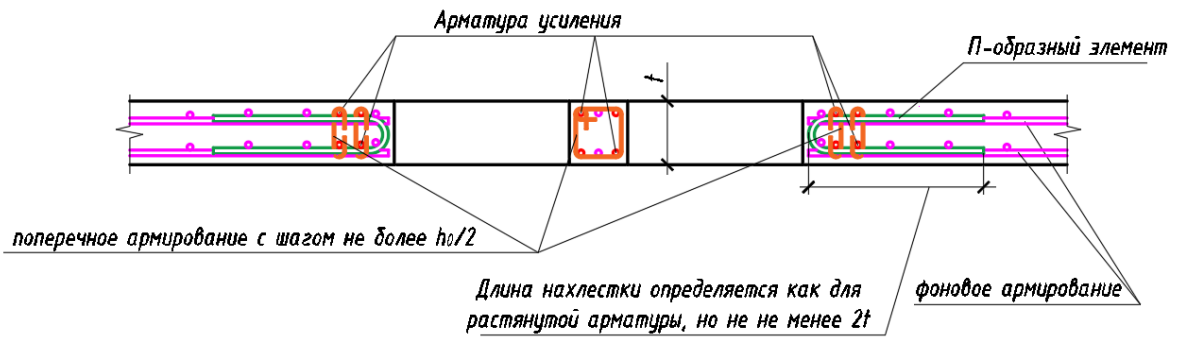
*Случай, если не требуется поперечное армирование в усилении
(обычно одиночные отверстия в пролете размером до 600мм)*



Усиление отверстий
Случай, если требуется поперечное армирование в усилении
(обычно одиночные отверстия на опорах и/или размером более 600мм)

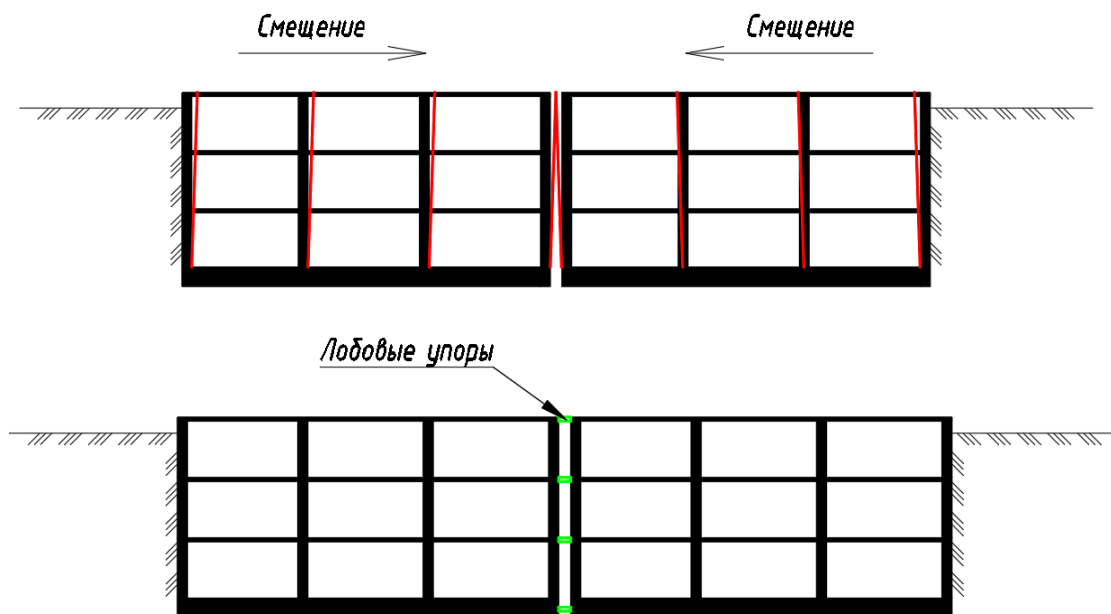


Усиление отверстий.
Случай, нескольких сближенных проемов с перемычками



11. 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:

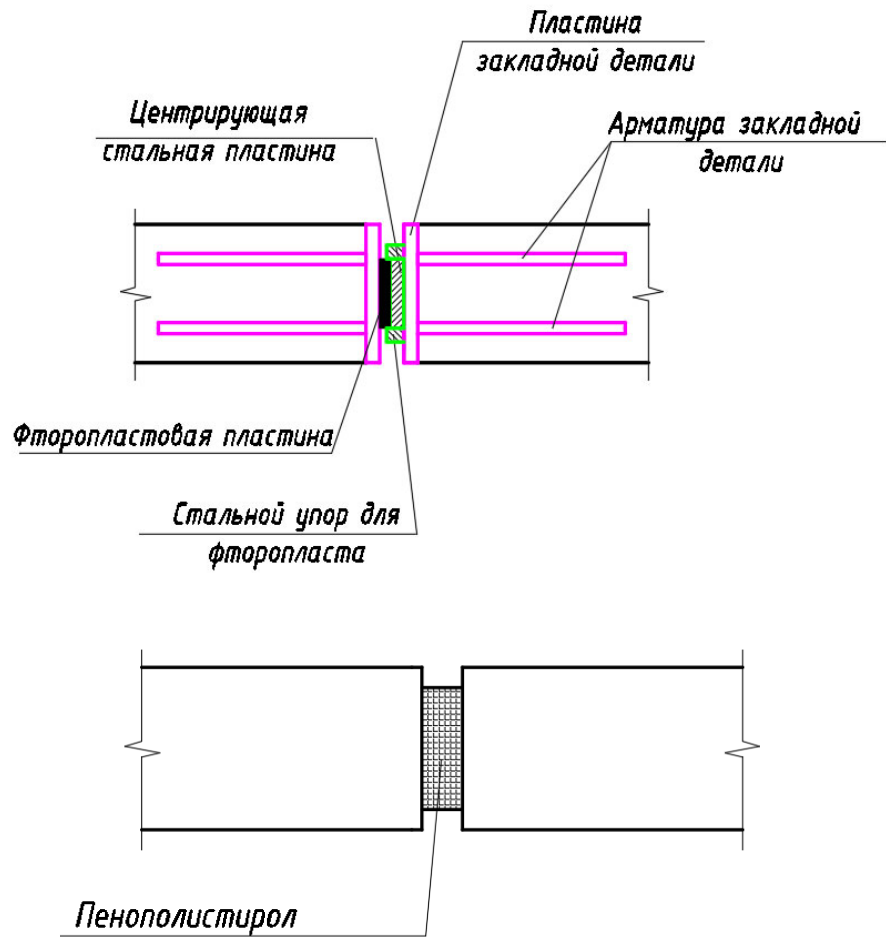
$$G = \frac{S}{A_b} = \frac{S}{t \cdot b} \leq R$$

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.



12. 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** бетонруемых 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;

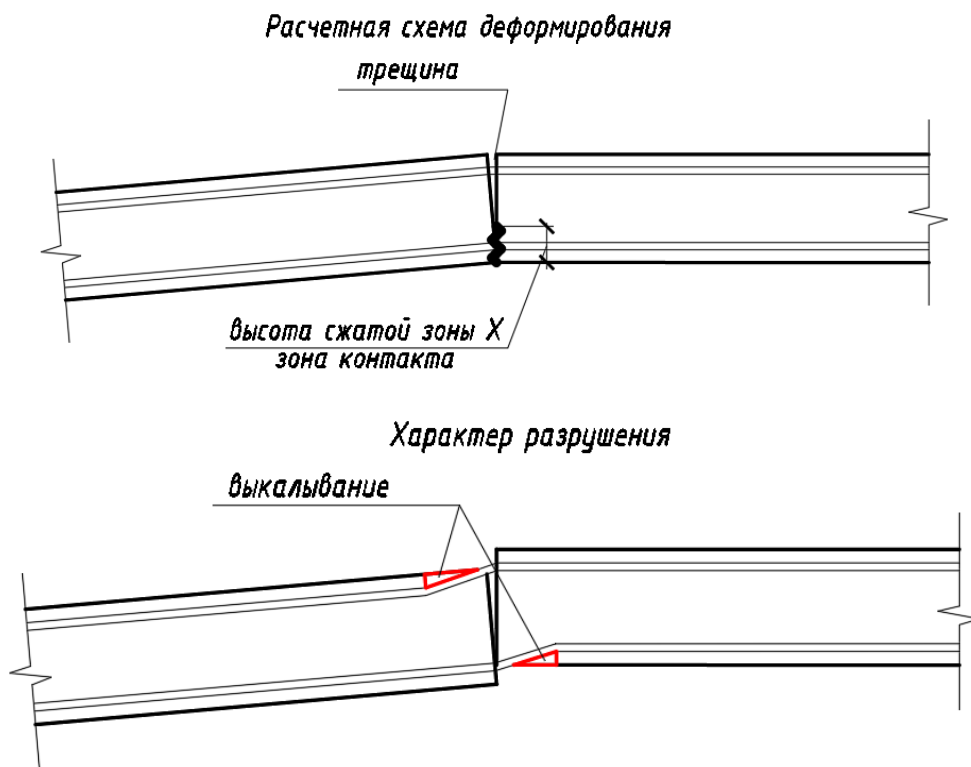
– ребристых покрытий – в направлении, параллельном второстепенным балкам;

– 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.

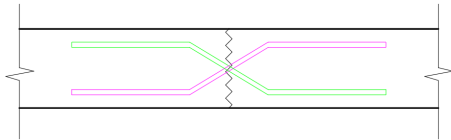
Механика разрушения и схема деформирования. Разрушение происходит от поперечной силы, которая стремится сдвинуть части конструкции друг относительно друга. При этом обычный рабочий шов работает не на полную высоту, а только в той части где имеется сжатая зона (высота x). Сжатая зона определяется путем 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.



Справочная таблица 14. Рабочие швы и методика расчета

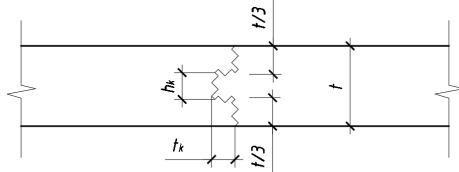
<i>Рабочий шов</i>	<i>Методика расчета.</i>
<i>Обычные рабочие швы перпендикулярные оси балки</i>	
	<p>Расчет ведется по формуле 5.1.28 СП 337.1325800.2017 (применительно).</p> <p>Несущая способность определяется по формуле</p> $Q_{РШВ} = \gamma_{b,sh,j} R_{bt} A_{b,j} = \gamma_{b,sh,j} R_{bt} b x$ <p>$\gamma_{b,sh,j}$ – коэффициент принимаемый равным 0,5(как для необработанных швов);</p> <p>R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению, МПа;</p> <p>$A_{b,j} = b x$ – площадь контакта, м²</p> <p>b – ширина контакта, м</p> <p>x – высота сжатой зоны, м</p>
<i>Рабочие швы с зубом</i>	
<p style="text-align: center;">Часть более близкая к опоре 50..100</p>	<p>Формулы те же, что и в первом случае, только</p> <p>$\gamma_{b,sh,j}$ – коэффициент принимаемый равным 1(поскольку зацепление гораздо лучше).</p>

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, м²
 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, м²
 R_{sj} – расчетное сопротивление арматуры растяжению, МПа
 $Q_{\text{РШБ.АРМ}}$ принимают не более величины $2R_{bt}A_{b,j}$

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:

$$Q_{\text{РШБ}} = 2l_k h_k R_{bt}$$

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению, МПа;

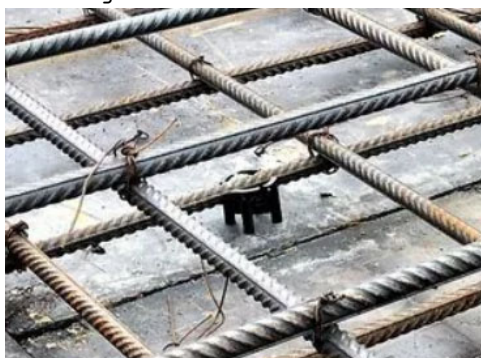
R_b – расчетное сопротивление бетона сжатию, МПа;

l_k – длина рабочего шва, м

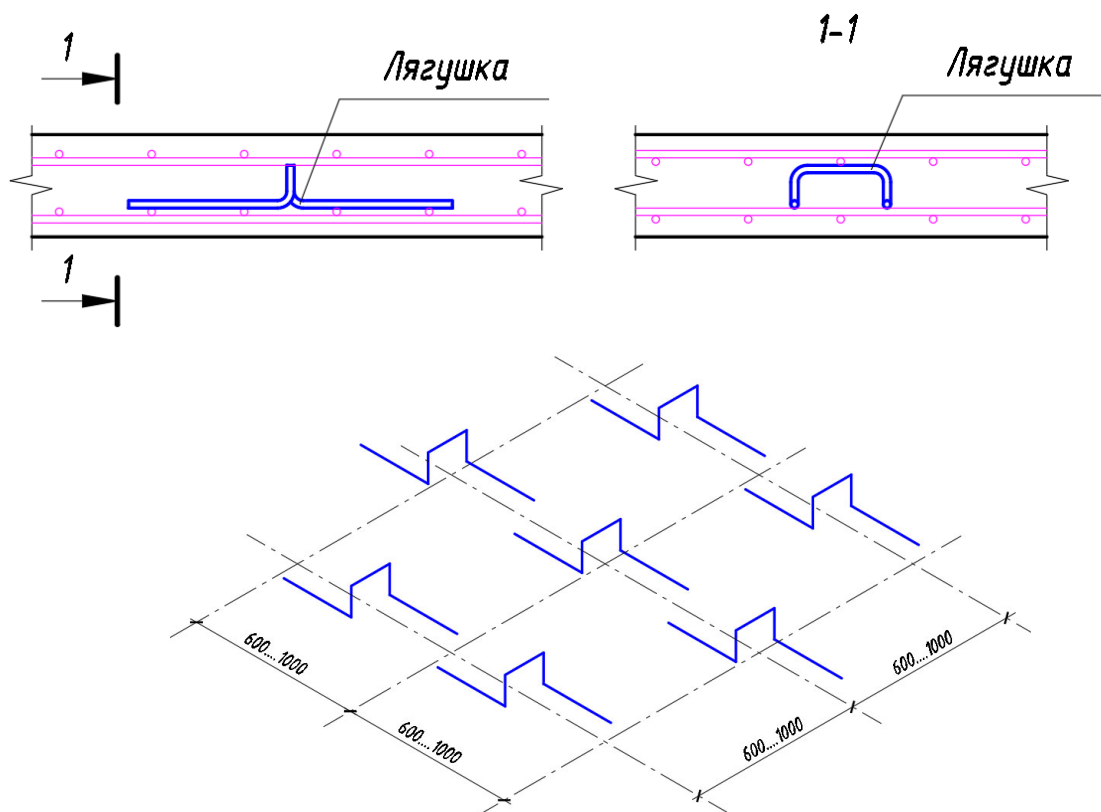
13. Поддерживающие элементы в плитах

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 хождении строителей по ней. В спецификацию «лягушки» включают.



Справочная таблица 14. 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»

Приложение А. Принципы анкеровки и нахлестки

Все значения анкеровки и нахлестки для растянутой арматуры уже посчитаны и находятся по ссылке: <https://дом-жбк.рф/Части-справочника/>

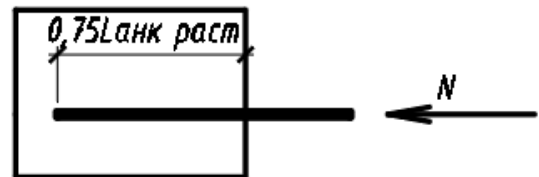
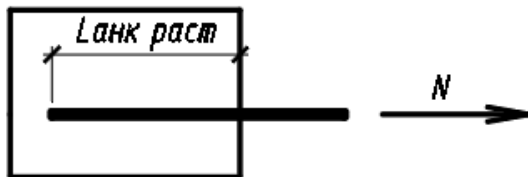
Принципы анкеровки продольной арматуры

Случай для *растянутых* стержней

Случай для *сжатых* стержней

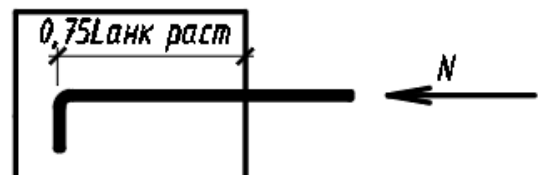
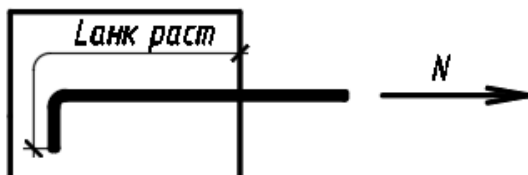
Прямая анкеровка

Прямая анкеровка



Анкеровка с лапкой

Анкеровка с лапкой

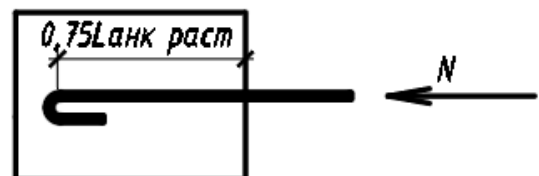
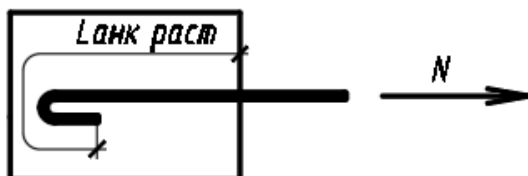


Lанк можно уменьшить на 30%

Длина лапки в Lанк не учитывается

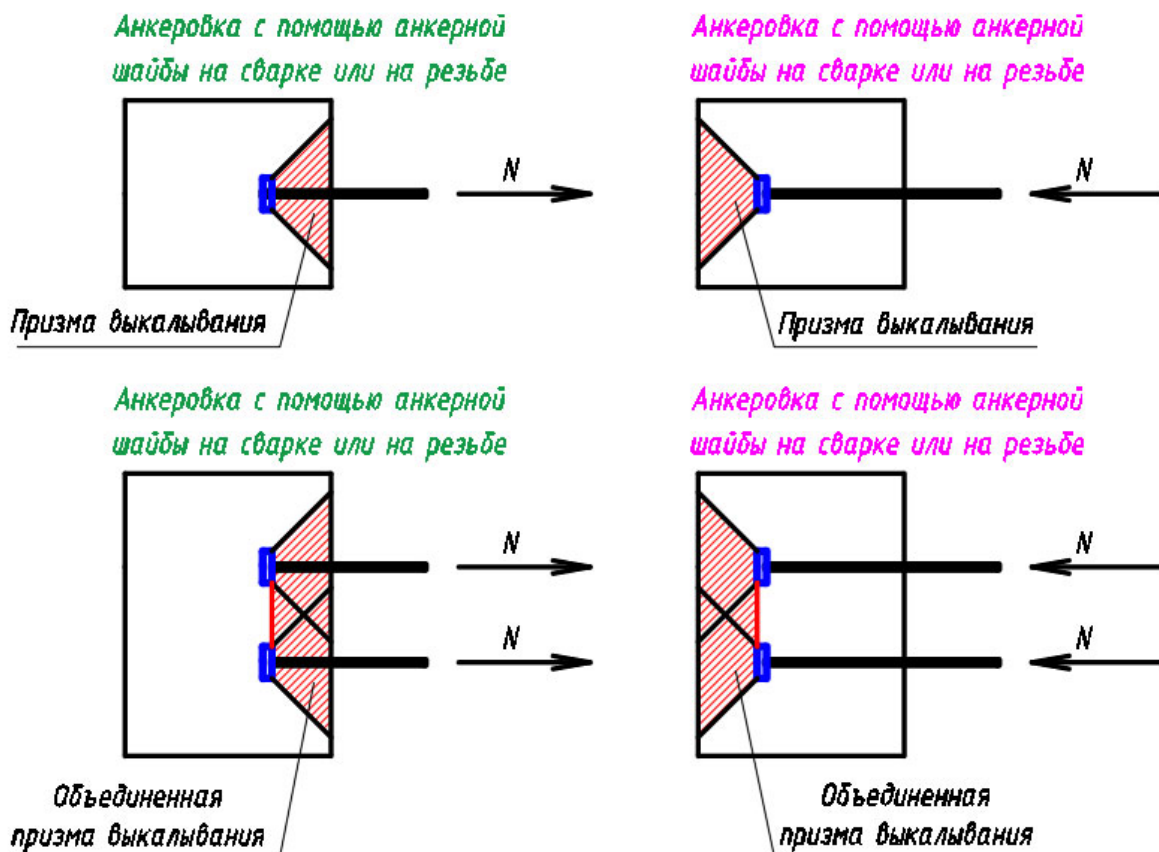
Анкеровка с крюком

Анкеровка с крюком



Lанк можно уменьшить на 30%

Длина крюка в Lанк не учитывается



Ланк раст вычисляется для *растянутой* арматуры.
В *положении* 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):

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

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:

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

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 крючками 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: **$15d_s, 200\text{мм}, 0,3l_{0,an}$** (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 **для группы** стержней исходя из условий:

В случае растяжения:

$$N_1 = (1 \times R_s A_s \frac{l_s}{l_{an}} + R_b A_b) n$$

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:

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

A_b – площадь смятия под анкером;

n – количество стержней в группе.

В случае **сжатия** стержня

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

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона на растяжение;

$u_{\text{вык}}$ – периметр контура выкалывания (подробнее см. расчеты на продавливание);

h – высота призмы выкалывания.

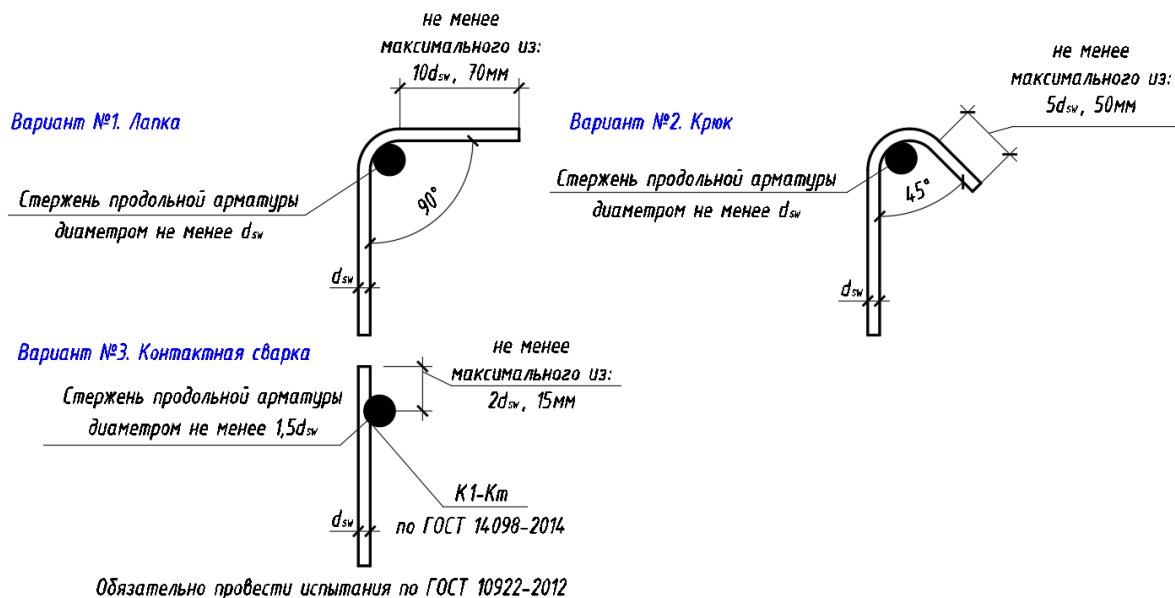


Принципы анкеровки поперечной арматуры

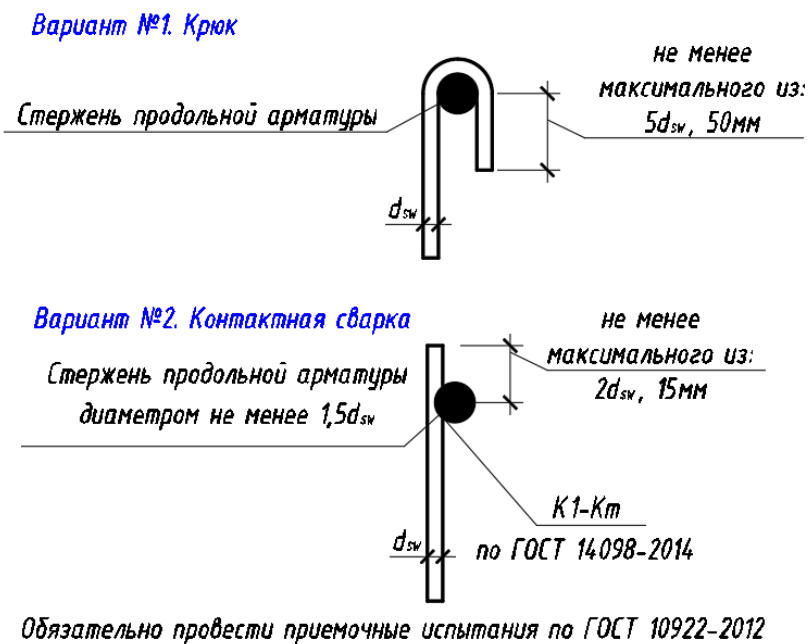
В анкеровке поперечной арматуры используются подходы, основанные на загибах стержней вокруг продольной арматуры. Также широко используется контактная сварка к перпендикулярно идущим стержням.

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

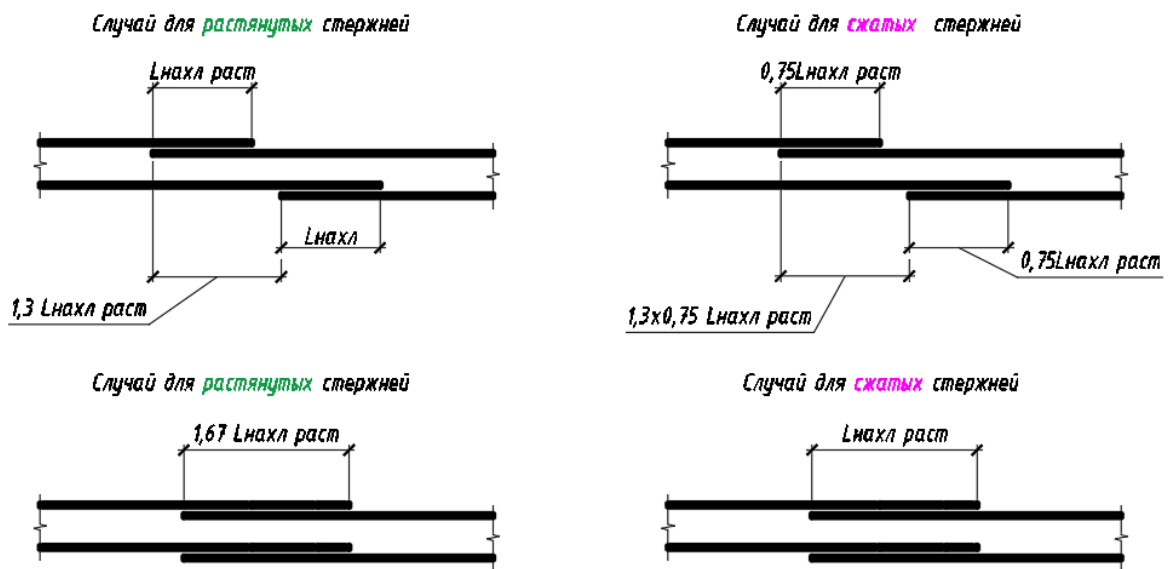
A500, A400



A240



Принципы нахлестки



Расчет нахлестки (п.10.3.24 СП 62.13330.2018)

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

$$l_{\text{нахл}} = l_l = \alpha_2 l_{0,an}$$

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 $1,3l_{\text{нахл}}$:

- для **растянутой** арматуры $\alpha_2 = 1,2$ а для **сжатой** арматуры - $\alpha_2 = 0,9$.

При стыковке арматуры без разбежки:

- для **растянутой** арматуры $\alpha_2 = 2,0$ а для **сжатой** арматуры - $\alpha_2 = 1,2$.

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

Справочная таблица. Определение сжатых и растянутых арматурных стержней

Конструкции	Растянутые и сжатые зоны
Плиты перекрытия/ покрытия и балки	Обычно растянутые стержни идут <u>в верхней зоне на опорной части</u> и в нижней в пролетной части .
Фундаментные плиты	Обычно растянутые стержни идут <u>в нижней зоне под опорами</u> и <u>в верхней в пролетной части</u> . В здании с ядром жесткости основная концентрация нижней растянутой арматуры <u>будет под ядром</u> .
Вертикальные элементы Колонны/ пилоны/ стены	<p>Сжатие с большим эксцентриситетом Есть как растянутая, так и сжатая арматура.</p> <p>Таковыми вертикальными элементами обычно являются: крайние колонны/пилоны, вертикальные конструкции примыкающие к фундаментной плите.</p> <p>Из курса сопротивления материалов известно понятие ядра сечения. Ядро сечения – это место в сечении, находясь в котором продольная сила не вызовет растяжение.</p> <p>Для прямоугольного сечения это расстояние s от центра тяжести равно: $s = \frac{b}{6}$ или $s = \frac{a}{6}$ в зависимости a, b – сторона сечения</p> <p>Для круглого сечения это расстояние s от центра тяжести равно: $s = \frac{d}{8}$ b – сторона прямоугольного сечения</p> $e = \frac{M}{N}$ <p>M – момент в сечении; N – продольное усилие в сечении. При $e > s$ будет происходить растяжение арматуры.</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="text-align: center;"> <p>Ядро сечения</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>Ядро сечения</p> </div> </div> <p>Сжатие с малым эксцентриситетом.</p> <p>Таковыми вертикальными элементами обычно являются: центральные колонны. При $e < s$ будет только сжатая арматура</p> <p>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).</p>

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											
		A240	A400С			Ап600С, А800С	A1000С	A500С			A600С		
		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-Км	Выше 0	5	5	5	4	НД	НД	5			5		
	До минус 30			4									
	До минус 40		4		3			4			4		
	До минус 55		3										
С14-Мп, С15-Рс, С17-Мп, С19-Рм	Выше 0	5	ТН	5	4	НД	НД	ТН	5		ТН	5	
До минус 30	4			3					4			4	
До минус 40	3				3				3				
До минус 55				3					3				
С21-Рн, С21-Мн	Выше 0	5	5		4	4	4	5			5		
До минус 30	4		3	3									3
До минус 40					4		4						
До минус 55	3		НД		НД								
С23-Рэ, С23-Мэ	Выше 0	5 ²⁾	5 ²⁾	НД		4 ²⁾	4	5 ²⁾	НД		5 ²⁾	НД	
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-Мэ и Т12-Рэ 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

K1-Km

Соединение арматуры		Класс арматуры	d_H , мм	Величина h/d'_H , обеспечивающая прочность не менее требуемой ГОСТ 10922 для соединений с отношением диаметров d'_H/d_H				Минимальная величина h/d'_H , обеспечивающая ненормируемую прочность	α
до сварки	после сварки			1,00	0,50	0,33	0,25		
		Вр-1 (B500)	3-12	0,35-0,50	0,28-0,45	0,24-0,40	0,22-0,35	0,17	30°-90°
		B500C	4-12						
		A240	5,5-40	0,25-0,50	0,21-0,45	0,18-0,40	0,16-0,35	0,20	
		A400C	6-40	0,40-0,80	0,35-0,70	0,30-0,62	0,28-0,55		
		A500C	6-40	0,40-0,60	0,35-0,50	0,30-0,46	0,28-0,42		
		A600C	10-40						

Примечание - Значения d'_H/d_H , не совпадающие с приведенными, следует округлять до ближайшего значения, указанного в настоящей таблице.

C14-Mn, C15-Pc (в основном в сейсмических районах по п.6.8.5.СП 14.133330.2018)

Соединение арматуры		Класс арматуры	d_H , мм	d'_H/d_H	l_1 , мм	β	$l_H = l$, мм	b , мм	H , мм	h_1 , мм
до сварки	после сварки									
		A240	20-40	0,5-1,0	10-20	8°-10°	$\geq 3d_H + l_1$	$(0,35 \dots 0,40) d_H$	$\leq 1,2d_H + s$	$\leq 0,05d_H$
		A400								
		Am500	20-32					$\geq 4d_H + l_1$		
		A500C	20-40							
		A600C								

Примечание - Для $d_H = 20 - 25$ мм $s = 6$ мм, для $d_H = 28 - 40$ 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_H , мм	d'_H/d_H	l_1 , мм	$\alpha \pm 10$	β	z , мм	$l_H = l$, мм	b , мм	H , мм	h_1 , мм	
до сварки	после сварки												
		A240	20-40	0,5-1,0	6-8	90°	30°-40°	$\leq 0,15d_H$	$\geq 3d_H + l_1$	$(0,35 \dots 0,40) d_H$	$\leq 1,2d_H + s$	$\leq 0,05d_H$	
		A400С							$\geq 4d_H + l_1$				
		A500С											
		A600С											

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

С23-Рэ, С23-Мэ


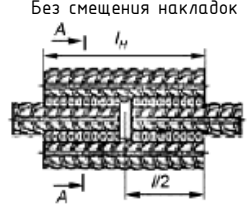
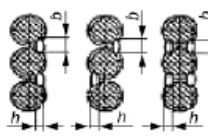
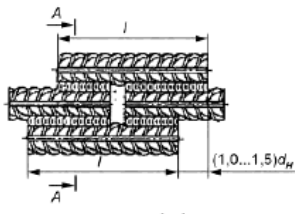
Соединение арматуры		Класс арматуры	d_H , мм	$l_H = l$, мм	b , мм	h , мм
до сварки	после сварки					
		A240	10-25	$\geq 6d_H$	$\geq 0,5d_H$, но > 8	$\geq 0,25d_H$, но ≥ 4
		A400		$\geq 8d_H$		
		A500С	10-25	$\geq 8d_H$		
		A600С		$\geq 10d_H$		
		B500С	10-12	$\geq 8d_H$		

Примечания

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

2 Допускаются двусторонние швы длиной $4d_H$ для соединений арматуры класса А240.

C21-PH, C21-MH

Соединение арматуры		Класс арматуры	d_H , мм	$l_H = l$, мм	$l_{1..}$, мм	b , мм	h , мм
до сварки	после сварки						
 <p>То же, но накладки смещены</p>	<p>Без смещения накладок</p>  <p>А-А</p>  <p>А-А</p>  <p>А-А</p>	A240	10-40	$\geq 6d_H$	$\geq 0,5d_H$, но > 10	$\geq 0,5d_H$, но > 8	$\geq 0,25d_H$, но > 4
	A400		$\geq 8d_H$				
	A600		10-32	$\geq 10d_H$			
	A800						
	A1000		10-22				
	A500C		10-40	$\geq 8d_H$			
	A600C			$\geq 10d_H$			
	B500C		10-12	$\geq 8d_H$			

Примечания
 1 Соединения арматуры классов **Aп600С, А800С, А1000С** следуют выполнять со смещенными накладками, накладывая швы в шахматном порядке.
 2 Допускаются двусторонние швы длиной **4 d_H** для соединений арматуры классов A240, A400C.

Соединения с металлом

Н1-Рш, Н1-Мш

Соединение арматуры с пластиной		Класс арматуры	d_H , мм	s , мм	$l_H = l$, мм	b , мм	h , мм
до сварки	после сварки						
		A240	10-32	$\geq 0,3d_H$, но ≥ 4	$\geq 3d_H$	$\geq 0,5d_H$, но ≥ 8	$\geq 0,25d_H$, но ≥ 4
		A400C		$\geq 5d_H$			
		An600C	10-32	$\geq 0,4d_H$, но ≥ 5			
		A800C					
		A1000C	10-22				
		A500C	10-32	$\geq 4d_H$			
		A600C		$\geq 5d_H$			
		B500C	10-12	$\geq 4d_H$			

T12-Рз

Соединение арматуры с пластиной		Класс арматуры	d_H , мм	s , мм	$d_0 \pm 2$, мм	z , мм, при		$\alpha \pm 5$	s/d_H	h_1 , мм	h_2 при $d_H \geq 12 \pm 1$, мм
до сварки	после сварки					$s = 6 \dots 7$ мм	$s = 8 \dots 26$ мм				
		A240	8-40	≥ 6	$d_1 + 2$	1-2	2-3	50°	$\geq 0,50$	≥ 2	4
		A400C				$\geq 0,75$					
		A500C	10-40	≥ 8							
		A600C									
		B500C	8-12	≥ 6							

Примечания

1 При $d_H \leq 12$ 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:

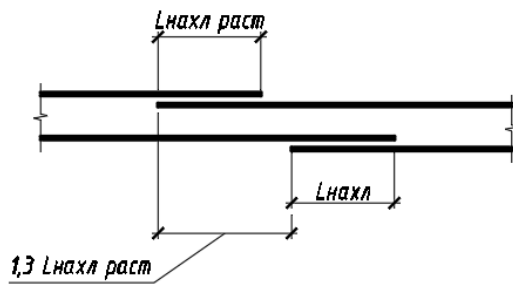
1. Нужна ли разбежка в муфтовых соединениях?

В соответствии с приложением К СП 63.13330.2018:

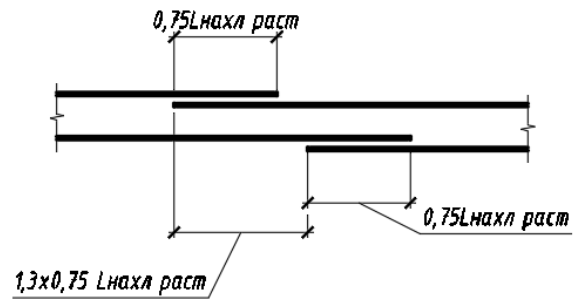
Разбежка по муфтам требуется, если процент продольного армирования μ_s больше 3.

Стыки нахлесткой

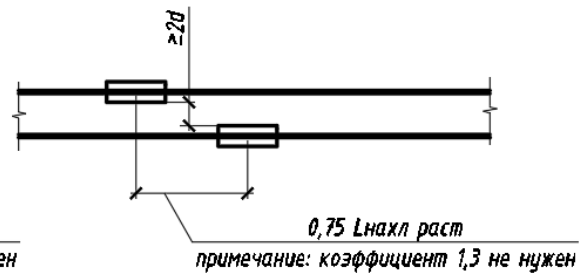
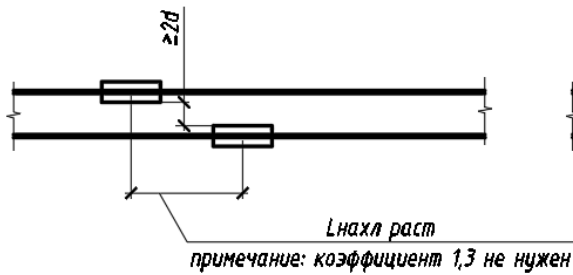
Случай для **растянутых** стержней



Случай для **сжатых** стержней



Стыки муфт



Муфтовые соединения подразделяются на:

- резьбовые и обжимные.

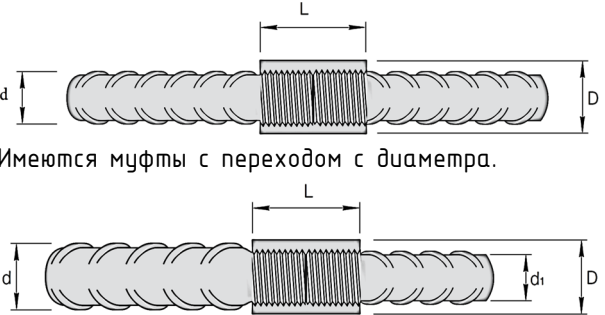
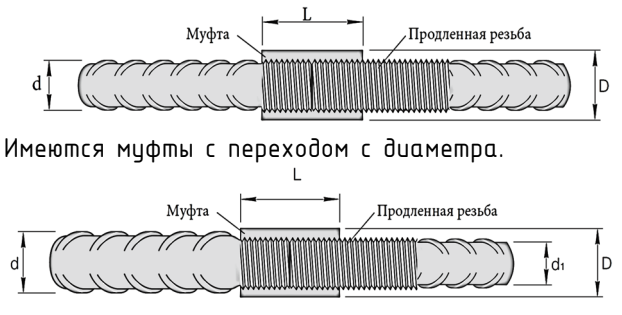
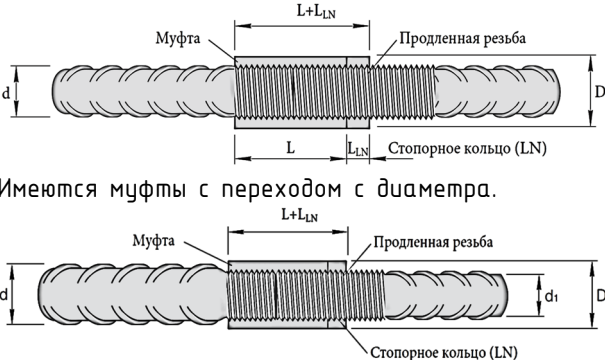
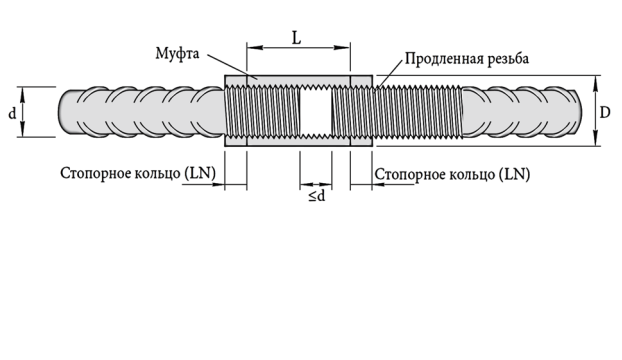
Резьбовые муфты

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

<p style="text-align: center;">Тип А</p> <p>При возможности вращения одного из стержней. Стержни можно свободно перемещать вверх/вниз/вправо/влево).</p>  <p>Имеются муфты с переходом с диаметра.</p>	<p style="text-align: center;">Тип Б</p> <p>При возможности вращения минимум одного стержня. Стержни нельзя свободно перемещать вверх/вниз/вправо/влево).</p>  <p>Имеются муфты с переходом с диаметра.</p>
<p style="text-align: center;">Тип В</p> <p>При отсутствии возможности вращения обеих стержней.</p>  <p>Имеются муфты с переходом с диаметра.</p>	<p style="text-align: center;">Тип Г</p> <p>При отсутствии возможности вращения обеих стержней с зазором для регулирования с удлиненной муфтой.</p> 

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 Б. 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 L _{LN} (мм)	12	12	13	15	16	17	20	22	24	28	30

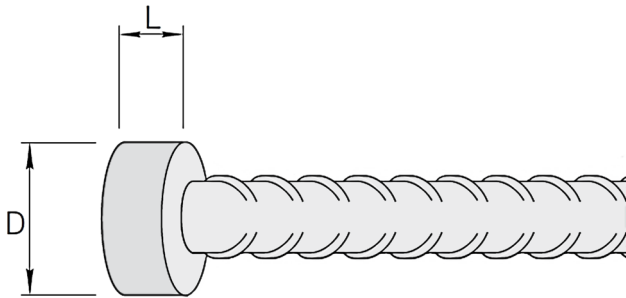
Справочная таблица. Размеры цилиндрических муфт. Тип Б. Накатанная резьба.

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 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 контрмуфты 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

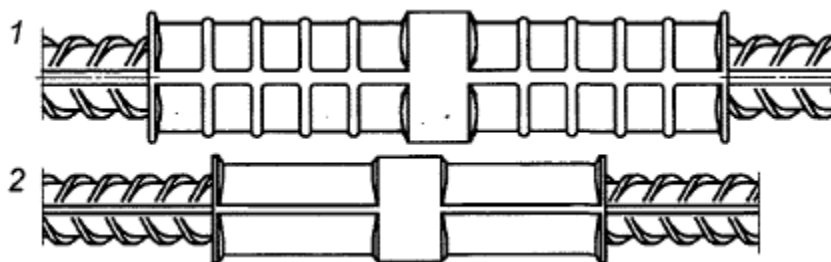


Рисунок. 1 - с промежутками; 2 - без промежутков (рисунок из приложения СП 63.13330.2018).

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 опрессовки 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 опрессовки 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