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

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

Методическое пособие

ПЛОСКИЕ БЕЗБАЛОЧНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ. ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Москва 2017 г.

gost.e-ecolog.ru

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ ... 3
1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ... 4
1.1 Область применения ... 4
1.2 Нормативные ссылки ... 5
1.3 Термины и определения ... 6
2 Основные расчетные положения ... 10
2.1 Определение внутренних усилий ... 11
2.2 Расчет прочности ... 22
2.3 Расчет по эксплуатационной пригодности ... 45
2.4 Методика оценки способности к пластическому деформированию расчетных сечений и выбор рациональных конструктивных решений безбалочных железобетонных перекрытий ... 57
3 КОНСТРУИРОВАНИЕ БЕЗБАЛОЧНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ ... 66
3.1 Армирование плит перекрытий безбалочной конструкции ... 66
ЛИТЕРАТУРА ... 89
ПРИЛОЖЕНИЕ 1. Примеры расчета ... 90
ПРИЛОЖЕНИЕ 2. Примеры практического конструирования армирования безбалочных перекрытий 138

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее Пособие разработано в развитие СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции» Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003 в части применения при проектировании плоских безбалочных железобетонных перекрытий.

В Пособии изложены материалы, касающиеся основных принципов проектирования плоских безбалочных железобетонных перекрытий из монолитного железобетона, учитывая их широкую распространенность в современном строительстве, а также недостаточность и разрозненность имеющейся информации. При составлении пособия использованы данные натурных испытаний и исследований, полученные научно-исследовательскими организациями, в том числе материалы зарубежного опыта.

При составлении Пособия учтен положительный опыт проектирования и строительства промышленных и гражданских зданий из монолитного железобетона, а также недостатки проектирования, выявленные в процессе анализа катастрофических ситуаций, случившихся с безбалочными перекрытиями зданий и произошедших за последние годы.

Пособие разработано авторским коллективом сотрудников Центра проектирования и экспертизы НИИЖБ им. А.А.Гвоздева в составе: д.т.н. И.Н. Тихонов, к.т.н. М.М. Козелков, к.т.н. В.З.Мешков, инж А.В.Луговой, инж. Болотов П.А. с использованием материалов лаборатории теории железобетона и конструктивных систем и лаборатории железобетонных конструкций и контроля качества.

1 ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1 Область применения

1.1.1 Пособие распространяется на проектирование несущих каркасов зданий с безбалочными конструкциями перекрытий в виде плоских железобетонных плит, которые жестко сопрягаются с поддерживающими их колоннами (пилонами) без местных утолщений (бескапительные перекрытия) или с наличием утолщений, имеющих различные конструктивные решения (капительные перекрытия).

1.1.2 Пособие не распространяется на конструкции зданий, возводимых на просадочных грунтах и горных выработках, в районах с сейсмичностью свыше 6 баллов и районах Крайнего Севера, а также на конструкции зданий, возводимых методом подъема этажей.

1.1.3 Предназначено для инженерно-технических работников проектных организаций, научных работников, преподавателей и студентов строительных вузов, специалистов государственных и иных органов экспертизы и согласования, надзорных служб, органов лицензирования и сертификации.

1.1.4 В настоящем Пособии рассматриваются конструкции зданий с квадратной или прямоугольной сетками колонн при отношении большего пролета к меньшему до 3/2 и отношении величин пролетов одного направления каркаса не более 4/3.

По наружному контуру безбалочные перекрытия могут:

- свободно выступать за крайний ряд колонн с образованием консолей;

- иметь сопряжение с колоннами (пилонами) крайних рядов при помощи полукапителей;

- по крайним рядам колонн (пилонов) иметь контурную балку;

- опираться на наружные стены;

Внутри внешнего контура здания безбалочные перекрытия могут частично опираться на несущие внутренние стены и отдельные балки, иметь связи с

диафрагмами жесткости разной конструкции, несущими конструктивными элементами лестниц и лифтовых шахт и другими вертикальными несущими конструкциями.

1.1.5 Плиты безбалочных перекрытий, в случае отсутствия капителей, рекомендуется проектировать единой толщины в пределах температурного блока каркаса здания.

1.1.6 Выбор конструктивного решения и толщины плитной части безбалочного перекрытия (бескапительного или с капителями колонн) зависит от размеров сетки колонн, назначаемых с учетом функциональных, архитектурных и конструктивных требований.

Функциональные и архитектурные требования зависят в первую очередь от назначения здания или отдельных его помещений и частей (производственное, гаражное, торговое, жилое и пр.).

Конструктивные требования определяются безопасностью и экономическими показателями на стадии проектирования строительства и эксплуатации.

1.1.7 Колонны, поддерживающие безбалочные перекрытия, целесообразно предусматривать сплошного сечения. Могут применяться колонны прямоугольного и круглого (кольцевого) сечения.

1.1.8 Из-за высокой жесткости конструкции, возможности восприятия больших горизонтальных и вертикальных нагрузок, а также других архитектурно-конструктивных особенностей, в последнее время находят широкое использование вертикальные несущие железобетонные элементы в виде пилонов.

1.2 Нормативные ссылки

Федеральный закон Российской Федерации от 27.12.2002 г. №184-ФЗ «О техническом регулировании» (с изменениями на текущую дату)

Федеральный закон Российской Федерации от 30 декабря 2009 г. №384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»

ГОСТ Р 22.1.12-2005 Безопасность в чрезвычайных ситуациях. Структурируемая система мониторинга и управления инженерными системами зданий и сооружений. Общие требования

ГОСТ 34.602-89 Информационная технология. Комплекс стандартов на автоматизированные системы. Техническое задание на создание автоматизированной системы

ГОСТ 27751-2014 Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения

ГОСТ Р 52544-2006 Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций. Технические условия

ГОСТ 10922-2012 Арматурные и закладные изделия сварные, соединения арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Общие технические условия

ГОСТ 14098-2014 Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры. СНиП 31-09-2006»

ГОСТ Р 21.1101-2013 «СПДС. Основные требования к проектной и рабочей документации»

СП 20.13330.2011 «СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия»

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

1.3 Термины и определения

Капитель – приопорная часть перекрытия увеличенной толщины для восприятия поперечных сил и увеличения жесткости перекрытия.

Распределительная система (распредсистема) – специальная арматурная группа в приопорной части перекрытия, основной задачей которой является восприятие поперечных сил.

Скрытые балки – часть монолитной плиты, армирование которой осуществляется по принципам конструирования армирования балок, то есть присутствуют верхние и нижние группы арматурных стержней, объединенные поперечными замкнутыми хомутами.

Жесткая арматура – арматура, жесткость которой во много раз превосходит жесткость стержневой арматуры (например, стальной уголок, швеллер, двутавр и т.п.).

Распластанная капитель – капитель с размерами в плане превышающими $(2h + b_{xy})$, где h – высота капители; b_{xy} – размер сечения колонн в осях «x» и «y».

Локальное продавливание – условный термин для обозначения воздействия продольных сил, возникающих в колонне (пилоне), на участок перекрытия, ограниченный их сечением.

Приопорная зона перекрытия – зона, в которой требуется проведение конструктивных мероприятий для ее усиления с целью восприятия поперечных сил и изгибающих моментов от внешнего силового воздействия.

Нагельный эффект – эффект, возникающий в приопорной зоне перекрытия, заключающийся в сопротивлении продольного армирования плиты на срез в условиях сжатого железобетонного сечения с трещиной.

ПВК – программно-вычислительный комплекс.

Диссипация (рассеяние) энергии – переход части энергии упорядоченных процессов (кинетической энергии движущегося тела) в энергию неупорядоченных процессов, в конечном счете – в теплоту.

Пластическое деформирование расчетных сечений железобетонных элементов – процесс, обуславливающийся деформированием арматуры и бетона в расчетном сечении без значительного увеличения в ней усилий и без разрушения сжатой зоны бетона.

Критические области в несущих железобетонных элементах – области (участки) колонн, балок плит, в которых в процессе нагружения может быть

обусловлено пластическое деформирование расчетных сечений (образование пластического шарнира).

В Пособии используются также термины и соответствующие им определения, опубликованные в сборнике «Официальные термины и определения в строительстве, архитектуре и жилищно-коммунальном хозяйстве». – М. Минрегион России, ВНИИНТПИ, 2009.

Воздействие – изменение температуры, влияние окружающей среды, действие ветра, осадка оснований, смещение опор, деградация свойств материалов, во времени и другие эффектов, вызывающие изменение напряженно-деформированного состояния строительных конструкций.

Конструктивная система – совокупность взаимосвязанных строительных конструкций и оснований.

Нагрузки внешние механические силы (вес конструкций, оборудования, людей, снегоотложения и др.), действующие на строительный объект.

Аварийные воздействия – воздействия характеризующиеся малой вероятностью возникновения, короткой по сравнению с расчетным сроком службы сооружения продолжительностью, но приводящие к разрушению частей строительных конструкций или сооружения в целом с катастрофическими последствиями.

Прогрессирующее (лавинообразное) обрушение – последовательное (цепное) разрушение несущих строительных конструкций, приводящее к обрушению всего сооружения или его частей вследствие начального локального повреждения.

«Живучесть» объекта строительства – способность сохранять силовое сопротивление в течение расчетного времени, после аварийного воздействия и частичного разрушения конструктивной системы, достаточного для использования сооружения с целью безопасной эвакуации людей, оборудования, а также выполнения ремонтных работ необходимых для его дальнейшего сохранения или эксплуатации.

Предельное состояние строительных конструкций – состояние строительных конструкций при превышении характерных, нормируемых параметров, которых эксплуатация конструкций недопустима (опасна), затруднена или нецелесообразна.

2 Основные расчетные положения

Расчет безбалочных перекрытий по прочности, раскрытию трещин и деформациям, а также их конструирование, должен производиться в соответствии с правилами строительной механики, согласно СП 63.13330.2012, другим нормам проектирования бетонных и железобетонных конструкций и дополнительным указаниям, изложенным в настоящем Пособии.

Расчетные характеристики материалов принимаются в соответствии с Нормами проектирования бетонных и железобетонных конструкций.

Безбалочные перекрытия рекомендуется применять при действии вертикальных нагрузок, равномерно распределенные по всему перекрытию, или его части.

Нагрузки, действующие на перекрытия, могут быть приближенно приведены к эквивалентным равномерно распределенным нагрузкам по изгибающим моментам, поперечным силам или деформациям в зависимости от предельных состояний, по которым производится расчет. При расчете отдельных частей конструкции (например, на продавливание и т. п.) необходимо учитывать действительный характер нагрузки.

При определении усилий, действующих на элементы перекрытия, учитываются наиболее невыгодные комбинации загружений.

В общем случае при определении усилий, действующих в конструкции, кроме вертикальных нагрузок учитываются и горизонтальные нагрузки. Горизонтальная нагрузка передается на заменяющие рамы при рамной конструктивной схеме и на вертикальные элементы жесткости (диафрагмы, ядра жесткости и т.п.) при связевой конструктивной схеме. Также необходимо учитывать нагрузки, действующие в процессе монтажа конструкций.

Прогибы перекрытий не должны превышать величин, указанных в СП 20.13330.2016. За пролет принимается расстояние между осями колонн.

Предельно допустимая ширина раскрытия трещин в железобетонных безбалочных конструкциях, эксплуатируемых в условиях неагрессивной среды, принимается по СП 63.13330.2012.

При проектировании безбалочных конструкций, предназначенных для эксплуатации в агрессивных средах, необходимо учитывать требования СП 28.13330.2017.

Расстояние между температурно-усадочными швами, измеряемое между осями колонн крайних рядов температурного блока каркаса здания, т.е. без учета выступающих консолей перекрытий, следует назначать в соответствии с требованиями действующих Норм проектирования.

Конструкции рассчитываются на прочность, деформативность и раскрытие трещин при действии статических нагрузок. Динамические расчеты и расчет на выносливость, когда они необходимы, выполняются согласно специальным указаниям.

2.1 Определение внутренних усилий

Усилия следует определять, используя расчетные схемы и предпосылки, наиболее полно отвечающие условиям действительной работы конструкции.

В зависимости от уровня и характера нагрузок и воздействий, конструктивных особенностей и других факторов расчет может выполняться с разной степенью детализации, допущений и упрощений.

Принимаемые упрощения не должны приводить к уменьшению усилий (напряжений) в конструкциях, а также завышать жесткость здания.

При выборе расчетной схемы-модели следует учитывать, что каждая из них имеет ограниченную область применения, определяемую положенными в ее основу допущениями. Чем меньше допущений, тем шире область применения модели.

В качестве методов определения внутренних усилий предлагаются метод заменяющих рам и автоматизированный метод конечных элементов.

2.1.1 Метод конечных элементов

2.1.1.1. Основным направлением в проектировании, расчете, анализе и численном исследовании конструкций различного назначения являются системы автоматизированного проектирования (САПР). Расчет пространственных конструкций, зданий и сооружений различного назначения следует выполнять методом конечных элементов (МКЭ), осуществляемый с помощью различных программных комплексов САПР.

МКЭ – численный метод решения уравнений равновесия, где исходная область определения функции разбивается на отдельные подобласти – конечные элементы, на множестве которых строится дискретная модель рассматриваемого объекта, без ограничений свойств и жесткостных характеристик материалов несущего каркаса объекта. Назначение габаритов конструкций, расчетных и нормативных сопротивлений, модулей упругости материалов конструкций и внешних нагрузок принимают согласно действующей нормативной документации в рамках поставленных задач. Нагрузки, действующие на конструкции, могут быть приведены к эквивалентным равномерно распределенным, линейным или сосредоточенным нагрузкам. Кроме общего расчета модели объекта на все возможные виды статических нагрузок, температурных, деформационных и динамических воздействий (ветер с учетом пульсации, сейсмические воздействия и т.п.) расчетные комплексы автоматизируют ряд процессов проектирования: определение расчетных сочетаний нагрузок и усилий, назначение конструктивных элементов, подбор и проверка сечений.

В соответствии с идеологией метода конечных элементов, истинная форма поля перемещений внутри элемента (за исключением элементов стержневого типа) приближенно представлена различными упрощенными зависимостями. Каждый характерный конструктивный элемент (как вид несущей конструкции объекта) пространственной модели определяется типом конечного элемента и состоит из нескольких конечных элементов (КЭ), и рассматривается как единое целое. Как правило, библиотеки конечных элементов расчетных комплексов САПР содержат

следующие типы КЭ: стержень (колона, балка), пластина (стена, балка-стенка, плита, оболочка). Пластинчатые элементы имеют унифицированную плоскостную или объемную триангуляцию – треугольные КЭ или четырехугольные КЭ. Конечный элемент характеризуется количеством узлов и степенями свободы каждого узла.

В результате расчета напряженно-деформированного состояния конструкций с помощью МКЭ получаем данные по полям перемещений и напряжений, по эпюрам усилий и прогибов, по мозаикам разрушения элементов, по главным и эквивалентным напряжениям и другим параметрам, зависящим от внешних воздействий.

Моделирование объектов может осуществляться в линейной (упругой) и нелинейной (неупругой) постановках задачи.

Модель в линейной постановке выполняется для решения задач, характеризующих работу материала несущих конструкций до достижения предела упругости (величина напряжений, при которых не возникает остаточных деформаций), а также в качестве первой стадии расчета для получения данных для дальнейшего нелинейного расчета. Учет неупругой работы (физическая нелинейность) рекомендуется здесь учитывать косвенно, с помощью пониженных значений модуля упругости материалов в соответствии с СП 52-103-2007. Модуль упругости для КЭ плит принимается пониженным с коэффициентом 0,3 (0,2), учитывающим ползучесть бетона и наличие трещин. Модуль упругости для вертикальных элементов принимается с коэффициентом 0,6, учитывающим только ползучесть бетона.

Моделирование зон опирания плиты перекрытия на колонны и стены рекомендуется выполнять с помощью так называемых «абсолютно жестких тел (АЖТ)». Такие элементы плиты в модели здания относятся к вертикальной конструкции и позволяют корректно учесть опорный конур плиты.

Моделирование физической нелинейности выполняется на основе расчетной модели, выполненной для упругой задачи.

Расчет с учетом нелинейной работы материалов необходимо производить только для расчетных моделей с известными параметрами армирования и фактическими дефектами конструкций, при их наличии.

В соответствии с классами прочности бетона и арматуры вводят данные по диаграммам деформирования материалов.

Диаграммы работы материалов задаются в соответствии с проектными классами материалов, согласно нормативным документам, а при проверке существующих конструкций задаются данные о фактической прочности материалов, подтвержденные результатами обследования конструкций прямыми и косвенными методами.

Диаграммы деформирования, вводимые в расчетный комплекс, могут быть как криволинейные, так и кусочно-линейные. При этом должны быть обозначены основные точки диаграмм – максимальные напряжения и соответствующие деформации, граничные значения. В качестве рабочих диаграмм, вводимых в расчетный комплекс, можно принимать упрощенные двухлинейные диаграммы по типу диаграмм Прандтля. При этом точку диаграммы, соответствующую максимальной деформации арматуры, следует поднять относительно точки перелома двухлинейной диаграммы на величину, образующуюся наклоном второй ветви диаграммы на угол, равный 1-му градусу. Криволинейные диаграммы деформирования более точно описывают состояние материалов и поэтому предпочтительнее.

В соответствии с информацией по армированию, полученной из расчета упругой модели, вводят данные по армированию элементов конструкций для первой итерации при проведении нелинейного расчета.

По результатам первой итерации расчета получают уточненные значения внутренних усилий, уточняется армирование и выполняется следующая итерация.

Количество итераций при решении нелинейных задач зависит от конкретного комплекса САПР.

В конечном итоге получается картина внутренних усилий и соответствующее ей армирование. Также возможно получить оценку деформативности рассматриваемой плиты перекрытия с учетом наличия трещин и прочих смоделированных дефектов.

2.1.1.2 По полученному армированию следует выполнить анализ способности расчетных сечений к пластическому деформированию и исключить опасность разрыва арматуры в соответствии с рекомендациями раздела 2.4.

2.1.1.3 В общем случае к основным особенностям при моделировании плоских плит различных зданий можно отнести: сложную конфигурацию в плане; нерегулярно расположенные опоры различного сечения – диафрагма, пилоны, крестовые, уголковые, тавровые колонны; нерегулярно расположенные отверстия; нерегулярные включения балочных ростверков; переменная толщина плиты, вызванная необходимостью усиления опорных зон плиты в районе колонн. Важным фактором являются возможные неравномерные осадки опор плиты, особенно для верхних этажей, обусловленные не столько нагрузкой собственно на плиту рассматриваемого перекрытия, сколько неравномерными укорочениями вертикальных элементов в общей схеме здания.

При моделировании следует оценивать неравномерность осадки опор модели. При этом следует учитывать, что в результате возведения здания неравномерная осадка опор по мере возведения здания происходит от собственного веса (это 50–70% всей нагрузки) и к моменту замоноличивания верхних этажей эта осадка в значительной степени уже произошла. В течение эксплуатации этот эффект может усугубиться за счет деформаций ползучести, которые в наиболее нагруженных элементах (колонны и пилоны по сравнению с диафрагмами) будут протекать более интенсивно. Таким образом, осадка опоры для перекрытия будет больше в районе колонн и пилонов, чем в районе диафрагм.

Если не удается отследить эти процессы на основе компьютерного моделирования этапа возведения здания, а затем эксплуатационных стадий, необходимо примерно оценить возможную неравномерность осадки опор в

реальном здании и на эти воздействия произвести расчет плиты перекрытия. На основе опыта можно рекомендовать такой приближенный подход: определить перемещения опор из численного расчета общей схемы здания, а затем рассчитать плиту на расчетные комбинации нагрузок с учетом осадок, составляющих 15–20% от осадки, взятой из общей пространственной схемы здания.

При моделировании следует учитывать, что многочисленные коммуникационные отверстия изменяют расчетную схему плиты. Отверстия снижают изгибную жесткость плиты перкрытия.

Наиболее напряженными местами безбалочных перекрытий являются надопорные зоны колонн и пилонов. Здесь происходит концентрация как изгибающих моментов, так и поперечных сил. Поэтому очень важно правильно оценить напряженно-деформированное состояние этой зоны с тем, чтобы, с одной стороны, обеспечить необходимую прочность, с другой стороны не допустить излишних запасов, так как неоправданное переармирование этой зоны приведет к трудностям ее бетонирования, плохим сцеплением арматуры с бетоном, а следовательно, к ослаблению этой зоны.

При построении конечно-элементной расчетной модели перекрытия размеры и конфигурацию конечных элементов следует задавать исходя из возможностей применяемых конкретных расчетных программ и принимать такими, чтобы была обеспечена необходимая точность определения усилий по площади плит с учетом общего числа конечных элементов в расчетной схеме, влияющего на продолжительность расчета.

Размеры и конфигурацию конечных элементов следует задавать так, чтобы размеры конечных элементов были соизмеримы с размерами сечения колонн. В этом случае сечения колонн можно «вписать» в конечно-элементную сетку, используя абсолютно-жесткое тело, конфигурация которого соответствует сечению колонны.

При автоматической триангуляции в опорных зонах могут образовываться так называемые вырожденные конечные элементы (треугольные и четырехугольные

элементы с большим разбросом размеров сторон). Определенные в них моменты и поперечные силы могут иметь значительные отклонения от значений в соседних конечных элементах. Значения усилий в вырожденных элементах схемы рекомендуется не учитывать для определения напряженно-деформированного состояния моделируемой конструкции. Особенно это касается поперечных, или перерезывающих, сил, точность определения которых в методе конечных элементов в перемещениях значительно ниже точности определения изгибающих моментов. Разрешающей функцией метода конечных элементов является функция перемещений. Изгибающие моменты определяются как вторые производные от перемещений, а перерезывающие силы – как третьи производные. При этом следует учитывать, что каждая последующая производная ухудшает точность определения параметра. В этом случае рекомендуется ориентироваться на изополя усилий, которые сглаживают эти отклонения. В особо ответственных случаях следует прибегнуть к приемам фрагментации и исследовать напряженно-деформированное состояние узла на основе детального создания трехмерной модели узла с контролем получаемых результатов ручными способами расчета, основываясь на правилах строительной механики.

2.1.2 Метод заменяющих рам

Данный метод расчета может быть использован при проектировании железобетонных каркасов зданий, состоящих из колонн и жестко соединенных с ними плит перекрытий, при ортогональной и регулярной сетке колонн.

Пространственная конструкция перекрытия с колоннами разделяется вертикальными плоскостями в двух взаимно перпендикулярных направлениях на условные рамы, которые включают колонны и условный ригель. Ригель заменяющей рамы, образуемый перекрытием, имеет ширину, равную расстоянию между серединами соседних пролетов (рисунок 2.1). В общем случае данный метод применяется для расчета ребристых перекрытий, включающих балки.

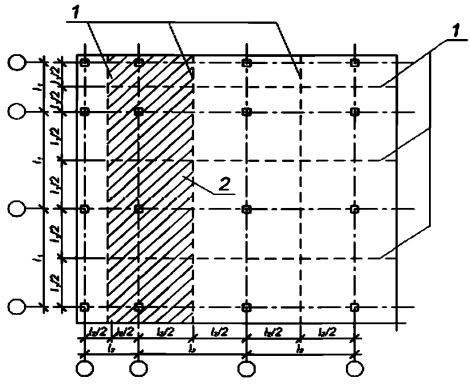


Рисунок 2.1 – Разделение каркаса на заменяющие рамы:

1 – граница условного ригеля; 2 – условный ригель

Усилия в элементах рам вычисляются по общим правилам как для упругих систем.

Условный ригель должен быть рассчитан:

- по прочности и раскрытию трещин в опорных (по грани колонны) и пролетных сечениях;

- по прочности в приопорных наклонных сечениях;

- по прочности узла сопряжения ригеля с колонной;

- по деформациям.

Расчет условного ригеля по нормальных сечениям на действие изгибающего момента выполняют по общим правилам расчета железобетонных конструкций в соответствии с СП 63.13330.2012.

При расчете условный ригель разделяют на независимые участки – надколонную и пролетную полосы (рисунок 2.2).

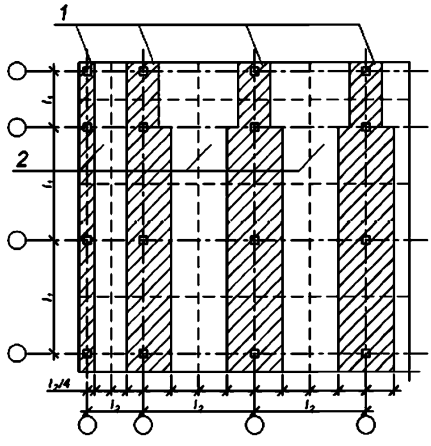


Рисунок 2.2 – Разделение условных ригелей на полосы:

1 – надколонная полоса; 2 – пролетная полоса

Надколонная полоса в свою очередь состоит из двух полуполос, ширина которых принимается равной:

- при $l_1/l_2 \geq 1 - l_2/4$ (l_1 – пролет условного ригеля вдоль заменяющей рамы;

l_2 – расстояние между осями заменяющих рам);

- при $l_1/l_2 < 1 - l_1/4$.

Ширина пролетных полос принимается равной ширине прилегающего пролета, за вычетом надколонных полос.

Изгибающие моменты в условном ригеле распределяются в надколонной и пролетной полосах в зависимости от расположения колонны рамы, а также от соотношения поперечного (l_2) и продольного (l_1) (вдоль рассматриваемого направления условного ригеля) пролетов перекрытия.

Изгибающие моменты в надколонных $M_Н$ и средних $M_с$ полуполосах вычисляют по формуле:

$$M_{н}(M_{с}) = MK_{p}\frac{l_{2,1}}{l_{2,1}+l_{2,2}}, \quad (2.1)$$

где

$l_{2,1}$, $l_{2,2}$ – расстояния между осями рассматриваемой заменяющей рамы и соседними с каждой ее стороны;

i – индекс, указывающий рассматриваемое направление полуполосы i = 1 или 2;

K_p – коэффициенты распределения изгибающих моментов в условном ригеле. Для промежуточных соотношений пролетов, значение K_p допускается определять по интерполяции (табл. 2.1).

Таблица 2.1 – Коэффициенты распределения изгибающих моментов в условном ригеле K_p

№ п/п	Расположение сечения	l_2/l_1		
		0,5	1,0	2,0
1	Внутренние опоры	0,75/0,25	0,75/0,25	0,75/0,25
2	Внешние опоры	0,9/0,10	0,75/0,25	0,45/0,55
3	Пролеты	0,60/0,40	0,60/0,40	0,60/0,40
Примечание: над чертой приведены значения коэффициентов для надколонных полос; под чертой – для пролетных				

Расчет нормальных сечений надколонной полосы производится на действие суммы изгибающих моментов, распределенных на две полуполосы.

Расчет нормального сечения средней полосы производится на действие суммы моментов, распределенных на две смежные полуполосы.

Расчет прочности по наклонным сечениям выполняется для надколонной и пролетной полос независимо по общим правилам СП 63.13330.2012. Ширина полос вычисляется в соответствии с вышеприведенными рекомендациями по аналогии с расчетом по нормальным сечениям на действие изгибающего момента.

Кроме расчета плитной части перекрытия, отдельно выполняют расчет части плиты, примыкающей к колоннам – узловое соединение.

Расчет прочности узлового соединения выполняют на действие изгибающего момента по нормальному сечению и на продавливание – по пространственному сечению.

Расчет прочности на действие изгибающего момента выполняют из условия:

$$M_f \leq M_{ult}\ , \tag{2.2}$$

где M_{ult} – предельный изгибающий момент, воспринимаемый плитой с шириной, равной эффективной ширине ригеля $b_{ef.}$

Значение изгибающего момента вычисляют по формуле:

$$M_f = \gamma_f M\ , \tag{2.3}$$

где M – изгибающий момент в узловом соединении, численно равный сумме моментов в опорных сечениях примыкающих в узле колонн.

Коэффициент γ_f, учитывающий долю момента, воспринимаемого плитой условного ригеля, вычисляется по формуле:

$$\gamma_f = \frac{1}{1 + \frac{2}{3}\sqrt{\frac{b_1}{kb_2}}} \geq 0{,}5, \tag{2.4}$$

b_1 – ширина сечения, в направлении действия изгибающего момента;

b_2 – ширина сечения, в перпендикулярном направлении;

k – коэффициент, принимаемый равным:

$k = 1{,}0$ – для средней и крайней колонны при действии момента, перпендикулярно краю плиты;

$k = 2{,}0$ – для угловой и крайней колонны при действии момента, параллельно плиты.

Эффективная ширина ригеля принимается равной:

$b_{ef} = b_1 + b_2$ – для средней и крайней колонны при действии момента, перпендикулярно краю плиты;

$b_{ef} = b_1 + 0{,}5b_2$ – для угловой и крайней колонны при действии момента, параллельно краю плиты.

Расчеты всех железобетонных конструкций следует производить в соответствии с требованиями ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения» и СП 63.13330.2012. Все конструкции должны быть рассчитаны по:

- предельным состояниям первой группы, приводящим к полной непригодности эксплуатации конструкций;

- предельным состояниям второй группы, затрудняющим нормальную эксплуатацию конструкций или уменьшающим долговечность зданий и сооружений по сравнению с предусматриваемым сроком службы.

Кроме обеспечения надежности зданий или сооружений в течение всего срока их службы, необходимо обеспечить надежность возводимых конструкций при производстве работ в соответствии с требованиями, предъявляемыми к ним.

2.2 Расчет прочности

Расчет прочности следует выполнять согласно СП 63.13330.2012.

2.2.1 Расчет нормальных сечений на действие изгибающих моментов

Расчет конструкций по прочности при действии изгибающих моментов следует производить для сечений, нормальных к их продольной оси.

Расчет по прочности нормальных сечений железобетонных элементов следует производить на основе нелинейной деформационной модели согласно п. 8.1.20 – 8.1.30 СП 63.13330.2012, а также на основе предельных усилий согласно п. 8.1.4 – 8.1.16 СП 63.13330.2012.

Для железобетонных элементов, у которых предельное усилие по прочности оказывается меньше предельного усилия по образованию трещин (п. 8.2.8 – 8.2.14 СП 63.13330.2012), площадь сечения продольной растянутой арматуры должна быть увеличена по сравнению с требуемой из расчета по прочности не менее чем на 15%, или определена из расчета по прочности на действие предельного усилия по образованию трещин.

Расчет по прочности нормальных сечений следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны

бетона $\xi = \frac{x}{h_0}$, определяемым из соответствующих условий равновесия, и значением граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R, при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s.

Значение ξ_R определяют по формуле

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}}, \quad (2.5)$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s:

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}; \quad (2.6)$$

ε_{b2} – относительная деформация сжатого бетона при напряжениях, равных R_b, принимаемая в соответствии с указаниями п. 6.1.20 СП 63.13330.2012 при непродолжительном действии нагрузки.

При этом значение граничной высоты сжатой зоны бетона безбалочных перекрытий следует также определять, исходя из рекомендаций п. 2.4 настоящего пособия.

Расчет по прочности сечений изгибаемых элементов производят из условия:

$$M \le M_{ult}, \quad (2.7)$$

где

M – изгибающий момент от внешней нагрузки:

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

Значение M_{ult} для изгибаемых элементов прямоугольного сечения при $\xi = \frac{x}{h_0} \le \xi_R$ определяют по формуле

$$M_{ult} = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'), \quad (2.8)$$

при этом относительную высоту сжатой зоны x определяют по формуле

$$\xi = \frac{RsAs - RscA_s'}{R_b bh_0} \geq \frac{2a'}{h_0}. \quad (2.9)$$

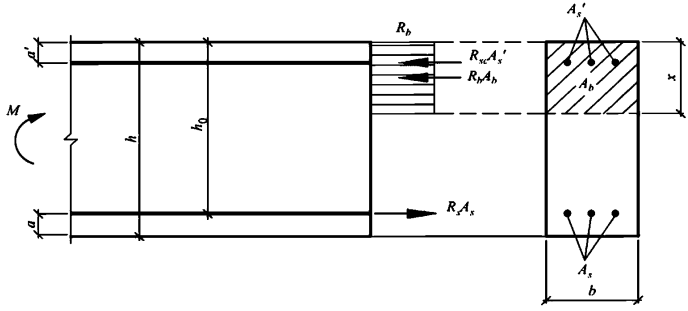


Рисунок 2.3 – Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при его расчете по прочности

При расчете по прочности изгибаемых безбалочных перекрытий рекомендуется соблюдать условие $\xi \leq 0{,}7\xi_R$ и $\xi_R \leq 0{,}35$.

При симметричном армировании, когда $R_s \cdot A_s = R_{sc} \cdot A_s'$, значение M_{ult} определяют по формуле

$$M_{ult} = R_s \cdot A_s (h_0 - a'). \quad (2.10)$$

Если вычисленная без учета сжатой арматуры высота сжатой зоны $x < 2a'$, в формулу (2.10) подставляют вместо a' значение x/2. В любом случае следует выполнять условие $\xi \geq \xi_{min}$, где ξ_{min} – см. раздел 2.4.

2.2.2 Расчет наклонных сечений на действие поперечных сил

При расчете наклонных сечений должны быть обеспечены прочность элемента по полосе между наклонными сечениями и наклонному сечению на

действие поперечных сил, а также прочность по наклонному сечению на действие момента.

Расчет по наклонному сечению на действие поперечных сил производят на основе уравнения равновесия внешних сил и внутренних усилий, действующих в наклонном сечении с длиной проекции *C* на продольную ось элемента. Внутренние, или воспринимаемые, поперечные усилия включают поперечную силу, воспринимаемую бетоном в наклонном сечении, и поперечную силу, воспринимаемую пересекающей наклонное сечение поперечной арматурой. При этом поперечные силы, воспринимаемые бетоном и поперечной арматурой, определяют по сопротивлениям бетона и поперечной арматуры растяжению с учетом длины проекции *C* наклонного сечения.

Расчет по наклонному сечению на действие момента производят на основе уравнения равновесия моментов от внешних и внутренних сил, действующих в наклонном сечении с длиной проекции *C* на продольную ось элемента.

Моменты от внутренних сил включают момент, воспринимаемый пересекающей наклонное сечение продольной растянутой арматурой, и момент, воспринимаемый пересекающей наклонное сечение поперечной арматурой. При этом моменты, воспринимаемые продольной и поперечной арматурой, определяют по сопротивлениям продольной и поперечной арматуры растяжению с учетом длины проекции *C* наклонного сечения.

Расчет железобетонных элементов по полосе между наклонными сечениями

Расчет изгибаемых железобетонных элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия:

$$Q \le \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0, \qquad (2.11)$$

где

Q – действующая поперечная сила в нормальном сечении элемента;

φ_{b1} – коэффициент, принимаемый равным 0,3.

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению производят из условия:

$$Q \le Q_b + Q_{sw}\,, \tag{2.12}$$

где

Q – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось элемента, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при этом учитывают наиболее опасное загружение в пределах наклонного сечения;

Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Поперечную силу Q_b определяют по формуле

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{C}\,, \tag{2.13}$$

но принимают не более $2,5 R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ и не менее $0,5 R_{bt} \cdot b \cdot h_0$;

φ_{b2} – коэффициент, принимаемый равным 1,5.

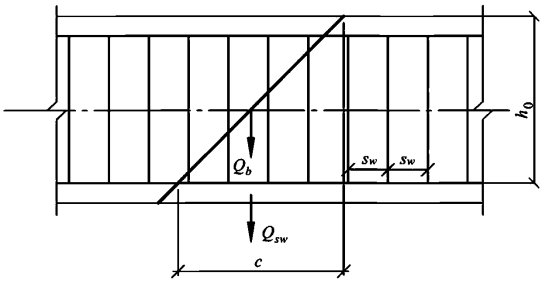


Рисунок 2.4 – Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие поперечных сил

Усилие Q_{sw} для поперечной арматуры, нормальной к продольной оси элемента, определяют по формуле:

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} \cdot q_{sw} \cdot C, \tag{2.14}$$

где

φ_{sw} – коэффициент, принимаемый равным 0,75;

q_{sw} – усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента, равное:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w}. \tag{2.15}$$

Расчет производят для ряда расположенных по длине элемента наклонных сечений при наиболее опасной длине проекции наклонного сечения C. При этом длину проекции C в формуле принимают не менее $1{,}0h_0$ и не более $2{,}0h_0$.

Допускается производить расчет наклонных сечений, не рассматривая наклонные сечения при определении поперечной силы от внешней нагрузки, из условия:

$$Q_1 \le Q_{b1} + Q_{sw,1} \tag{2.16}$$

где Q_1 – поперечная сила в нормальном сечении от внешней нагрузки;

$$Q_{b1} = 0,5 R_{bt} \cdot b \cdot h_0; \tag{2.17}$$

$$Q_{sw,1} = q_{sw} \cdot h_0. \tag{2.18}$$

При расположении нормального сечения, в котором учитывают поперечную силу Q_1, вблизи опоры на расстоянии a менее $2{,}5h_0$ расчет производят, умножая значения Q_{b1}, определяемые по формуле, на коэффициент, равный $\frac{2,5}{a/h_0}$, но принимают значение Q_{b1} не более $2{,}5R_{bt} \cdot b \cdot h_0$.

При расположении нормального сечения, в котором учитывают поперечную силу Q_1, на расстоянии a менее h_0 расчет производят, умножая значение $Q_{sw,1}$ на коэффициент, равный a/h_0.

Поперечную арматуру учитывают в расчете, если соблюдается условие:

$$q_{sw} \ge 0,25 R_{bt} \cdot b.$$

Можно учитывать поперечную арматуру и при невыполнении этого условия, если принимать:

$$Q_b = 4\varphi_{b2} \cdot h_0^2 \cdot q_{sw} / C \ . \qquad (2.19)$$

Шаг поперечной арматуры, учитываемой в расчете, $\frac{s_w}{h_0}$ должен быть не больше значения $\frac{s_{w,max}}{h_0} = \frac{R_{bt} \cdot b \cdot h_0}{Q}$.

При отсутствии поперечной арматуры или нарушении указанных выше требований расчет производят, принимая усилия Q_{sw} или $Q_{sw,1}$ равными нулю.

Влияние сжимающих и растягивающих напряжений при расчете по полосе между наклонными сечениями и по наклонным сечениям следует учитывать с помощью коэффициента φ_n.

Значения коэффициента φ_n принимаются равными:

$1 + \frac{\sigma_{cp}}{R_b}$ при $0 \le \sigma_{cp} \le 0{,}25R_b$;

1,25 при $0{,}25R_b \le \sigma_{cp} \le 0{,}75R_b$;

$5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{R_b}\right)$ при $0{,}75R_b \le \sigma_{cp} \le R_b$;

$1 - \frac{\sigma_t}{2R_{bt}}$ при $0 \le \sigma_t \le R_{bt}$,

где

σ_{cp} – среднее сжимающее напряжение в бетоне от воздействия продольных сил, принимаемое положительным. Величину σ_{cp} принимают как среднее напряжение в сечении элемента с учетом арматуры;

σ_t – среднее растягивающее напряжение в бетоне от воздействия продольных сил, принимаемое положительным.

Величины σ_{cp} и σ_t принимают как средние напряжения в сечениях элементов.

Допускается величины σ_{cp} и σ_t определять без учета арматуры при содержании продольной арматуры не более 3%, принимая их равными N/A, где A – площадь поперечного сечения элемента.

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие моментов

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие моментов производят из условия

$$M \le M_s + M_{sw}, \tag{2.20}$$

где

M – момент в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось элемента, определяемый от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно конца наклонного сечения, противоположного концу, у которого располагается проверяемая продольная арматура, испытывающая растяжение от момента в наклонном сечении; при этом учитывают наиболее опасное загружение в пределах наклонного сечения;

M_s – момент, воспринимаемый продольной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения;

M_{sw} – момент, воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения.

Момент M_s определяют по формуле:

$$M_s = N_s \cdot z_s, \tag{2.21}$$

где

N_s – усилие в продольной растянутой арматуре, принимаемое равным $R_s \cdot A_s$, а в зоне анкеровки определяемое согласно п. 10.3.21–10.3.28 СП 63.13330.2012;

z_s – плечо внутренней пары сил; допускается принимать $z_s = 0{,}9h_0$.

Момент M_{sw} для поперечной арматуры, нормальной к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$M_{sw} = 0{,}5 \cdot Q_{sw} \cdot C, \tag{2.22}$$

где Q_{sw} – усилие в поперечной арматуре, принимаемое равным $q_{sw} \cdot C$.

Расчет производят для наклонных сечений, расположенных по длине элемента на его концевых участках и в местах обрыва продольной арматуры, при наиболее опасной длине проекции наклонного сечения C, принимаемой в указанных выше пределах.

Допускается производить расчет наклонных сечений, принимая момент M в наклонном сечении при длине проекции C на продольную ось элемента, равной 2,0 h_0, а момент M_{sw} – равным $0,5 q_{sw} \cdot h_0^2$.

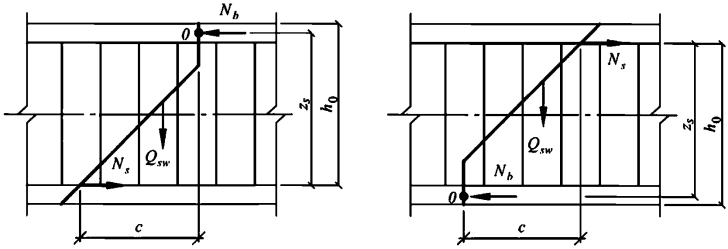


Рисунок 2.5 – Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие моментов

2.2.3 Расчет на продавливание

Расчет на продавливание производят для плоских железобетонных элементов (плит) при действии на них (нормально к плоскости элемента) местных, концентрированно приложенных усилий – сосредоточенных силы и изгибающего момента.

При расчете на продавливание рассматривают расчетное поперечное сечение, расположенное вокруг зоны передачи усилий на элемент на расстоянии $\frac{h_0}{2}$ нормально к его продольной оси, по поверхности которого действуют касательные усилия от сосредоточенных силы и изгибающего момента.

Действующие касательные усилия по площади расчетного поперечного сечения должны быть восприняты бетоном с сопротивлением бетона осевому

растяжению R_{bt} и поперечной арматурой, расположенной от грузовой площадки на расстоянии не более h_0 и не менее $\frac{h_0}{3}$, с расчетным сопротивлением растяжению R_{sw}.

При действии сосредоточенной силы касательные усилия, воспринимаемые бетоном и арматурой, принимают равномерно распределенными по всей площади расчетного поперечного сечения.

При действии изгибающего момента касательные усилия, воспринимаемые бетоном и поперечной арматурой, принимают линейно изменяющимися по длине расчетного поперечного сечения в направлении действия момента с максимальными касательными усилиями противоположного знака у краев расчетного поперечного сечения в этом направлении.

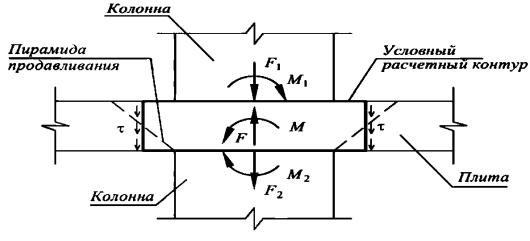


Рисунок 2.6 – Условная модель для расчета на продавливание

Расчетный контур поперечного сечения принимают: при расположении площадки передачи нагрузки внутри плоского элемента – замкнутым и расположенным вокруг площадки передачи нагрузки (рисунок 2.7, а, г), при расположении площадки передачи нагрузки у края или угла плоского элемента – в виде двух вариантов: замкнутым и расположенным вокруг площадки передачи нагрузки, и незамкнутым, следующим от краев плоского элемента (рисунок 2.7, б, в), в этом случае учитывают наименьшую несущую способность при двух вариантах расположения расчетного контура поперечного сечения.

В случае расположения отверстия в плите на расстоянии менее 6h от угла или края площадки передачи нагрузки до угла или края отверстия, часть расчетного

контура, расположенная между двумя касательными к отверстию, проведенными из центра тяжести площадки передачи нагрузки, в расчете не учитывается.

При действии момента M_{loc} в месте приложения сосредоточенной нагрузки половину этого момента учитывают при расчете на продавливание, а другую половину – при расчете по нормальным сечениям по ширине сечения, включающей ширину площадки передачи нагрузки и высоту сечения плоского элемента по обе стороны от площадки передачи нагрузки.

При действии сосредоточенных моментов и силы в условиях прочности соотношение между действующими сосредоточенными моментами M, учитываемыми при продавливании, и предельными M_{ult} принимают не более половины соотношения между действующим сосредоточенным усилием F и предельным F_{ult}.

При расположении сосредоточенной силы внецентренно относительно центра тяжести контура расчетного поперечного сечения значения изгибающих сосредоточенных моментов от внешней нагрузки определяют с учетом дополнительного момента от внецентренного приложения сосредоточенной силы относительно центра тяжести контура расчетного поперечного сечения с положительным или обратным знаком по отношению к моментам в колонне.

Расчет элементов без поперечной арматуры на продавливание при действии сосредоточенной силы производят из условия:

$$F \le F_{b,ult}, \tag{2.23}$$

где

F – сосредоточенная сила от внешней нагрузки;

$F_{b,ult}$ – предельное усилие, воспринимаемое бетоном.

Усилие $F_{b,ult}$ определяют по формуле

$$F_{b,ult} = R_{bt} \cdot A_b, \tag{2.24}$$

где A_b – площадь расчетного поперечного сечения, расположенного на расстоянии 0,5 h_0 от границы площади приложения сосредоточенной силы F с рабочей высотой сечения h_0 .

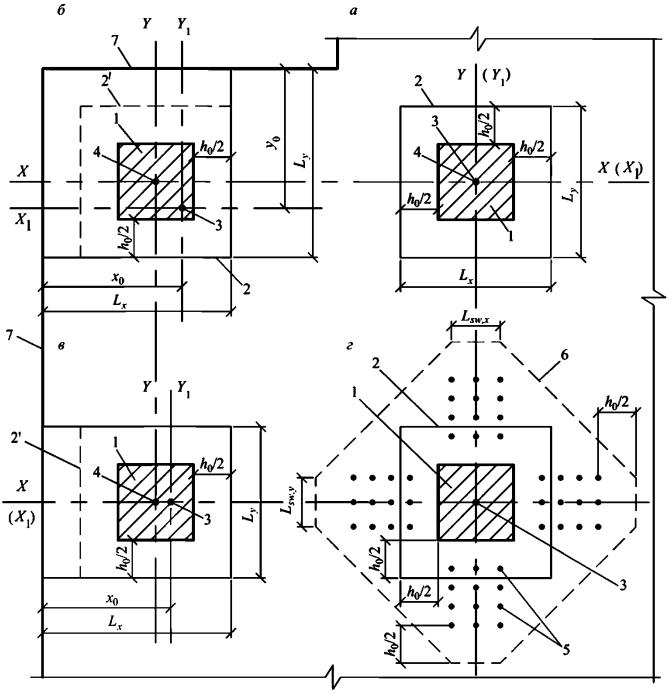


Рисунок 2.7 – Схема расчетных контуров поперечного сечения при продавливании:

а – площадка приложения нагрузки внутри плоского элемента; *б*, *в* – то же, у края плоского элемента; *г* – при крестообразном расположении поперечной арматуры; *1* – площадь приложения нагрузки; *2* – расчетный контур поперечного сечения; *2'* – второй вариант расположения расчетного контура; *3* – центр тяжести расчетного контура (место пересечения осей X_1 и Y_1); *4* – центр тяжести площадки приложения нагрузки (место пересечения осей X и Y); *5* – поперечная арматура; *6* – контур расчетного поперечного сечения без учета в расчете поперечной арматуры; *7* – граница (край) плоского элемента

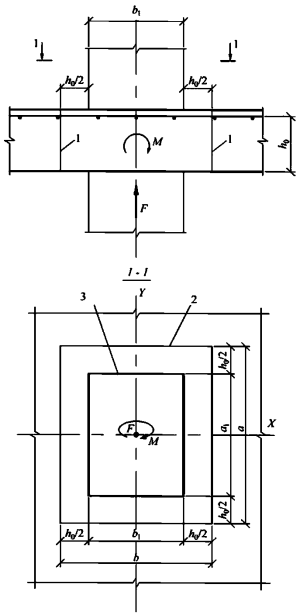


Рисунок 2.8 – Схема для расчета железобетонных элементов без поперечной арматуры на продавливание:

1 – расчетное поперечное сечение; *2* – контур расчетного поперечного сечения; *3* – контур площадки приложения нагрузки

Площадь A_b определяют по формуле

$$A_b = u \cdot h_0, \tag{2.25}$$

где

u – периметр контура расчетного поперечного сечения;

h_0 – приведенная рабочая высота сечения $h_0 = 0,5(h_{0x} + h_{0y})$,

здесь h_{0x} и h_{0y} – рабочая высота сечения для продольной арматуры, расположенной в направлении осей X и Y.

Расчет элементов с поперечной арматурой на продавливание при действии сосредоточенной силы производят из условия:

$$F \le F_{b,ult} + F_{sw,ult}, \tag{2.26}$$

где

$F_{sw,ult}$ – предельное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой при продавливании;

$F_{b,ult}$ – предельное усилие, воспринимаемое бетоном.

Усилие $F_{sw,ult}$, воспринимаемое поперечной арматурой, нормальной к продольной оси элемента и расположенной равномерно вдоль контура расчетного поперечного сечения, определяют по формуле

$$F_{sw,ult} = 0,8 q_{sw} \cdot u, \tag{2.27}$$

где

q_{sw} – усилие в поперечной арматуре на единицу длины контура расчетного поперечного сечения, расположенной в пределах расстояния $0,5h_0$ по обе стороны от контура расчетного сечения:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{s_w}; \tag{2.28}$$

A_{sw} – площадь сечения поперечной арматуры с шагом s_w, расположенная в пределах расстояния $0,5h_0$ по обе стороны от контура расчетного поперечного сечения по периметру контура расчетного поперечного сечения;

u – периметр контура расчетного поперечного сечения.

При расположении поперечной арматуры неравномерно по контуру расчетного поперечного сечения, а сосредоточенно у осей площадки передачи нагрузки (крестообразное расположение поперечной арматуры) периметр контура u для поперечной арматуры принимают по фактическим длинам участков расположения поперечной арматуры L_{swx} и L_{swy} по расчетному контуру продавливания.

Значение $F_{b,ult} + F_{sw,ult}$ принимают не более $2F_{b,ult}$. Поперечную арматуру учитывают в расчете при $F_{sw,ult}$ не менее $0,25F_{b,ult}$.

За границей расположения поперечной арматуры расчет на продавливание производят, рассматривая контур расчетного поперечного сечения на расстоянии $0,5h_0$ от границы расположения поперечной арматуры. При сосредоточенном расположении поперечной арматуры по осям площадки передачи нагрузки, кроме того, расчетный контур поперечного сечения бетона принимают по диагональным линиям, следующим от края расположения поперечной арматуры.

Поперечная арматура должна удовлетворять конструктивным требованиям, приведенным в СП 63.13330.2012. При нарушении конструктивных требований в расчете на продавливание следует учитывать только поперечную арматуру, пересекающую пирамиду продавливания, при обеспечении условий ее анкеровки.

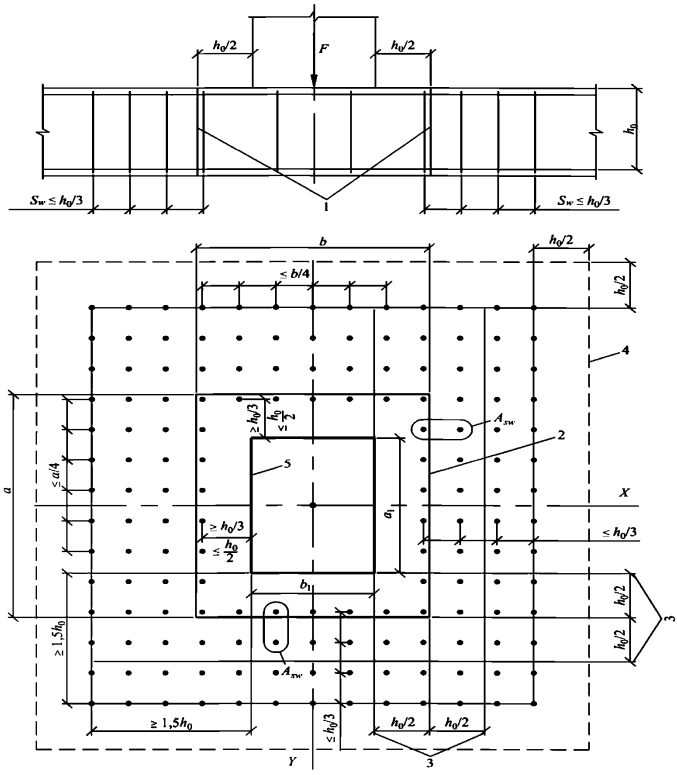


Рисунок 2.9 – Схема для расчета железобетонных плит с вертикальной равномерно распределенной поперечной арматурой на продавливание:

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

Расчет элементов на продавливание при действии сосредоточенных силы и изгибающего момента

Расчет элементов без поперечной арматуры на продавливание при совместном действии сосредоточенных силы и изгибающего момента производят из условия

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M}{M_{b,ult}} \le 1, \tag{2.29}$$

где

F – сосредоточенная сила от внешней нагрузки;

M – сосредоточенный изгибающий момент от внешней нагрузки, учитываемый при расчете на продавливание;

$F_{b,ult}$ и $M_{b,ult}$ – предельные сосредоточенные сила и изгибающий момент, которые могут быть восприняты бетоном в расчетном поперечном сечении при их раздельном действии.

В железобетонном каркасе зданий с плоскими перекрытиями сосредоточенный изгибающий момент M_{loc} равен суммарному изгибающему моменту в сечениях верхней и нижней колонн, примыкающих к перекрытию в рассматриваемом узле.

Предельный изгибающий момент $M_{b,ult}$ определяют по формуле

$$M_{b,ult} = R_{bt} \cdot W_b \cdot h_0, \tag{2.30}$$

где W_b – момент сопротивления расчетного поперечного сечения.

При действии изгибающих моментов в двух взаимно перпендикулярных плоскостях расчет производят из условия

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \le 1, \tag{2.31}$$

где

F, M_x и M_y – сосредоточенные сила и изгибающие моменты в направлениях осей X и Y, учитываемые при расчете на продавливание от внешней нагрузки;

$F_{b,ult}$, $M_{bx,ult}$, $M_{by,ult}$ – предельные сосредоточенные сила и изгибающие моменты в направлениях осей X и Y, которые могут быть восприняты бетоном в расчетном поперечном сечении при их раздельном действии.

Усилия $M_{bx,ult}$ и $M_{by,ult}$ определяют согласно указаниям, приведенным выше, при действии момента в плоскости осей X и Y соответственно.

Расчет прочности элементов с поперечной арматурой на продавливание при действии сосредоточенной силы и изгибающих моментов в двух взаимно перпендикулярных плоскостях производят из условия

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}} \le 1, \tag{2.32}$$

$F_{b,ult}$, $M_{bx,ult}$ и $M_{by,ult}$ – предельные сосредоточенные сила и изгибающие моменты в направлениях осей X и Y, которые могут быть восприняты бетоном в расчетном поперечном сечении при их раздельном действии;

$F_{sw,ult}$, $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ – предельные сосредоточенные сила и изгибающие моменты в направлениях осей X и Y, которые могут быть восприняты поперечной арматурой при их раздельном действии.

Усилия $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$, воспринимаемые поперечной арматурой, нормальной к продольной оси элемента и расположенной равномерно вдоль контура расчетного сечения, определяют при действии изгибающего момента, соответственно в направлении осей X и Y по формуле

$$M_{sw,ult} = 0,8 \cdot q_{sw} \cdot W_{sw}, \tag{2.33}$$

значения $F_{b,ult} + F_{sw,ult}$, $M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}$, $M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}$ принимают не более $2F_{b,ult}$, $2M_{bx,ult}$, $2M_{by,ult}$ соответственно.

В общем случае значения момента сопротивления расчетного контура бетона при продавливании $W_{bx(y)}$ в направлениях взаимно перпендикулярных осей X и Y определяют по формуле

$$W_{bx(y)} = \frac{I_{bx(y)}}{x(y)_{max}}, \tag{2.34}$$

где

$I_{bx(y)}$ – момент инерции расчетного контура относительно осей Y_1 и X_1, проходящих через его центр тяжести;

$x(y)_{max}$ – максимальное расстояние от расчетного контура до его центра тяжести;

Значение момента инерции $I_{bx(y)}$ определяют как сумму моментов инерции $I_{bx(y)i}$ отдельных участков расчетного контура поперечного сечения относительно центральных осей, проходящих через центр тяжести расчетного контура, принимая условно ширину каждого участка равной единице.

Положение центра тяжести расчетного контура относительно выбранной оси определяют по формуле

$$x(y)_0 = \frac{\Sigma L_i \cdot x_i(y_i)_0}{\Sigma L_i}, \qquad (2.35)$$

где

L_i – длина отдельного участка расчетного контура;

$x_i(y_i)_0$ – расстояние от центров тяжести отдельных участков расчетного контура до выбранных осей.

При расчетах принимают наименьшие значения моментов сопротивления W_{bx} и W_{by}.

Момент сопротивления расчетного контура бетона для колонн круглого сечения определяют по формуле

$$W_b = \frac{\pi (D + h_0)^2}{4}, \qquad (2.36)$$

где D – диаметр колонны.

Значения моментов сопротивления поперечной арматуры при продавливании $W_{sw\_x(y)}$ в том случае, когда поперечная арматура расположена равномерно вдоль расчетного контура продавливания в пределах зоны, границы которой отстоят на расстоянии $\frac{h_0}{2}$ в каждую сторону от контура продавливания бетона, принимают равными соответствующим значениям W_{bx} и W_{by}.

При расположении поперечной арматуры в плоском элементе сосредоточенно по осям грузовой площадки, например по оси колонн (крестообразное расположение поперечной арматуры в перекрытии), моменты

сопротивления поперечной арматуры определяют по тем же правилам, что и моменты сопротивления бетона, принимая соответствующую фактическую длину ограниченного участка расположения поперечной арматуры по расчетному контуру продавливания L_{swx} и L_{swy}.

2.2.4. Общий случай расчета плоскостных элементов плит

В общем случае расчет по прочности плоских плит перекрытий следует производить как расчет плоских выделенных элементов на совместное действие изгибающих моментов в направлении взаимно перпендикулярных осей и крутящих моментов, приложенных по боковым сторонам плоского выделенного элемента, а также на действие продольных и поперечных сил, приложенных по боковым сторонам плоского элемента.

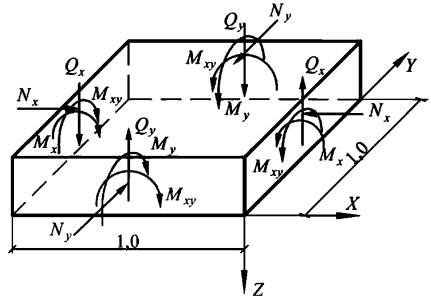


Рис. 2.10 – Схема усилий, действующих на выделенный плоский элемент единичной ширины

Расчет плоских элементов плит выполняется из условий, основанных на обобщенных уравнениях предельного равновесия:

$$(M_{x,ult} - M_x) \cdot (M_{y,ult} - M_y) - M_{xy}^2 \geq 0 ; \quad (2.37)$$

$$M_{x,ult} \geq M_x ; \quad (2.38)$$

$$M_{y,ult} \geq M_y ; \quad (2.39)$$

$$M_{xy,ult} \geq M_{xy}\ , \tag{2.40}$$

где

M_x, M_y, M_{xy} – изгибающие и крутящие моменты, действующие на выделенный плоский элемент;

$M_{x,ult}$, $M_{y,ult}$, $M_{xy,ult}$ – предельные изгибающие и крутящие моменты, воспринимаемые плоским выделенным элементом.

Значения предельных изгибающих моментов $M_{x.ult}$ и $M_{y,ult}$ следует определять из расчета нормальных сечений, перпендикулярных осям X и Y, плоского выделенного элемента с продольной арматурой, параллельной осям X и Y, согласно указаниям СП 63.13330.2012. Значения предельных крутящих моментов следует определять по бетону $M_{bxy,ult}$ и по растянутой продольной арматуре $M_{sxy,ult}$ по формулам:

$$M_{bxy,ult} = 0,1R_b b^2 h\ , \tag{2.41}$$

где b и h – меньший и больший размеры соответственно плоского выделенного элемента;

$$M_{sxy,ult} = 0,5R_s(A_{sx} + A_{sy})h_0\ , \tag{2.42}$$

где A_{sx} и A_{sy} –площади сечения продольной арматуры в направлении осей X и Y; h_0– рабочая высота поперечного сечения плиты.

При действии на выделенный плоский элемент плит также продольной силы расчет следует производить из условий, основанных на обобщенных уравнениях предельного равновесия:

$$(N_{x,ult} - N_x)(N_{y,ult} - N_y) - N_{xy}^2 \geq 0\ ; \tag{2.43}$$

$$N_{x,ult} \geq N_x\ ; \tag{2.44}$$

$$N_{y,ult} \geq N_y\ ; \tag{2.45}$$

$$N_{xy,ult} \geq N_{xy}\ ; \tag{2.46}$$

где

N_x, N_y и N_{xy} – нормальные и сдвигающие силы, действующие по боковым сторонам плоского выделенного элемента;

$N_{x,ult}$, $N_{y,ult}$ и $N_{xy,ult}$ – предельные нормальные и сдвигающие силы, воспринимаемые плоским выделенным элементом.

Значения предельных нормальных сил $N_{x,ult}$ и $N_{y,ult}$следует определять из расчета нормальных сечений, перпендикулярных осям X и Y, плоского выделенного элемента с вертикальной и горизонтальной арматурой, параллельной осям X и Y, согласно указаниям 8.1.14–8.1.19 СП 63.13300.2012.

Значения предельных сдвигающих сил следует определять по бетону $N_{bxy,ult}$ и по арматуре $N_{sxy,ult}$ по формулам:

$$N_{bxy,ult} = 0,3R_b A_b , \tag{2.47}$$

где A_b – рабочая площадь поперечного сечения бетона выделенного элемента;

$$N_{sxy,ult} = 0,5R_s(A_{sx} + A_{sy}) , \tag{2.48}$$

где A_{sx} и A_{sy}– площадь сечения арматуры в направлении осей X и Y в выделенном элементе.

Расчет плоского выделенного элемента на действие поперечных сил следует производить из условия:

$$\frac{Q_x}{Q_{x,ult}} + \frac{Q_y}{Q_{y,ult}} \le 1 , \tag{2.49}$$

где

Q_x и 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.

Значения предельных поперечных сил определяют по формуле:

$$Q_{ult} = Q_b + Q_{sw} , \tag{2.50}$$

где Q_b и Q_{sw}– предельные поперечные силы, воспринимаемые соответственно бетоном и поперечной арматурой и определяемые по формулам:

$$Q_b = 0,5 R_{bt} b h_0 ; \quad (2.51)$$

$$Q_{sw} = q_{sw} h_0 , \quad (2.52)$$

где q_{sw} – интенсивность поперечного армирования.

Допускается применять и другие методы расчета по прочности плоского выделенного элемента, полученные на основе равновесия внешних усилий, действующих по боковым сторонам выделенного элемента, и внутренних усилий в диагональном сечении выделенного элемента.

2.2.5 Расчет железобетонных элеметов на смятие и отрыв

Расчет железобетонных элементов на отрыв от действия нагрузки, приложенной к его нижней грани или в пределах высоты его сечения, должен производиться из условия:

$$F\,(1 - \frac{hs}{h0}) \le \sum RswAsw \quad , \quad (2.53)$$

где

F – отрывающая сила;

h_s – расстояние от уровня передачи отрывающей силы на элемент до центра тяжести сечения продольной арматуры;

$\sum R_{sw} A_{sw}$ – сумма поперечных усилий, воспринимаемых хомутами, устанавливаемыми дополнительно по длине зоны отрыва, равной:

$$a = 2 h_s + b , \quad (2.54)$$

здесь b – ширина площадки передачи отрывающей силы.

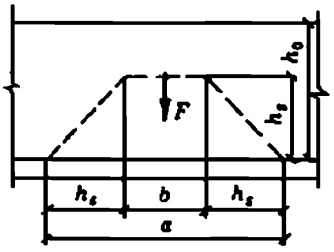


Рисунок 2.10 – Схема для расчета железобетонных элементов на отрыв

Значения h_s и b устанавливаются в зависимости от характера и условий приложения отрывающей нагрузки на элемент (через консоли, примыкающие элементы и др.).

Расчет на смятие в общем случае следует выполнять в соответствии с указаниями п.п. 8.1.43-8.1.45, СП 63.13330.2012.

2.3 Расчет по эксплуатационной пригодности

Расчет по второй группе предельных состояний следует выполнять согласно СП 63.13330.2012.

Расчеты по предельным состояниям второй группы включают:

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

Расчет по образованию трещин производят, когда необходимо обеспечить отсутствие трещин, а также как вспомогательный при расчете по раскрытию трещин и по деформациям.

При расчете по образованию трещин в целях их недопущения коэффициент надежности по нагрузке принимают $\gamma_f > 1{,}0$ (как при расчете по прочности). При расчете по раскрытию трещин и по деформациям (включая вспомогательный расчет по образованию трещин) принимают коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1{,}0$.

2.3.1 Расчет по раскрытию трещин

Расчет по образованию трещин производят из условия:

$$M > M_{crc}, \tag{2.55}$$

где

M – изгибающий момент от внешней нагрузки относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

M_{crc} – изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин.

Для центрально растянутых элементов образование трещин определяют из условия:

$$N > N_{crc},$$

где

N – продольное растягивающее усилие от внешней нагрузки;

N_{crc} – продольное растягивающее усилие, воспринимаемое элементом при образовании трещин.

Расчет железобетонных элементов производят по непродолжительному и продолжительному раскрытию трещин.

Непродолжительное раскрытие трещин определяют от совместного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок, продолжительное – только от постоянных и временных длительных нагрузок.

Расчет по раскрытию трещин производят из условия:

$$a_{crc} \le a_{crc,ult}, \tag{2.56}$$

где

a_{crc} – ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки;

$a_{crc,ult}$ – предельно допустимая ширина раскрытия трещин, определяемая по указаниям СП 63.13330.2012 и СП 28.13330.2012.

Ширину продолжительного раскрытия трещин определяют по формуле

$$a_{crc} = a_{crc1}, \quad (2.57)$$

а ширину непродолжительного раскрытия трещин – по формуле

$$a_{crc} = a_{crc1} + a_{crc2} - a_{crc3}, \quad (2.58)$$

где

a_{crc1} – ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

a_{crc2} – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок;

a_{crc3} – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Изгибающий момент M_{crc} при образовании трещин в общем случае определяется по деформационной модели.

Допускается момент образования трещин определять без учета неупругих деформаций растянутого бетона, принимая $W_{pl} = W_{red}$.

Момент образования трещин с учетом неупругих деформаций растянутого бетона определяют в соответствии со следующими положениями:

- сечения после деформирования остаются плоскими;

- эпюру напряжений в сжатой зоне бетона принимают треугольной формы, как для упругого тела;

- эпюру напряжений в растянутой зоне бетона принимают трапециевидной формы с напряжениями, не превышающими расчетных значений сопротивления бетона растяжению $R_{bt,ser}$;

- относительную деформацию крайнего растянутого волокна бетона принимают равной ее предельному значению $\varepsilon_{bt,ult}$ при кратковременном действии нагрузки; при двухзначной эпюре деформаций в сечении элемента $\varepsilon_{bt,ult} = 0,00015$;

- напряжения в арматуре принимают в зависимости от относительных деформаций как для упругого тела.

Момент образования трещин с учетом неупругих деформаций растянутого бетона определяют по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} \pm N \cdot e_x , \qquad (2.59)$$

где

W_{pl} – упругопластический момент сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна бетона;

e_x – расстояние от точки приложения продольной силы N (расположенной в центре тяжести приведенного сечения элемента) до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяется.

Знак «плюс» принимают при сжимающей продольной силе N, «минус» – при растягивающей силе.

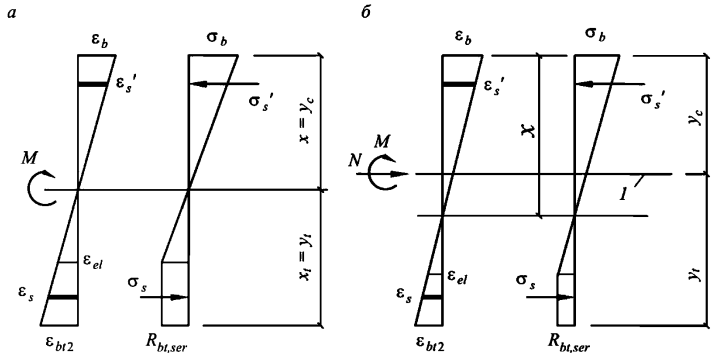


Рисунок 2.11 – Схема напряженно-деформированного состояния сечения элемента при проверке образования трещин при действии изгибающего момента (а), изгибающего момента и продольной силы (б):

1 – уровень центра тяжести приведенного поперечного сечения

Для прямоугольных сечений значение W_{pl} при действии момента в плоскости оси симметрии допускается принимать равным

$$W_{pl} = 1,3 W_{red} , \qquad (2.60)$$

где W_{red} – упругий момент сопротивления приведенного сечения по растянутой зоне сечения.

Момент сопротивления W_{red} и расстояние e_x определяют по формулам:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_t}; \qquad e_x = \frac{W_{red}}{A_{red}}, \tag{2.61}$$

где I_{red} – момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести,

$$I_{red} = I + I_s \cdot \alpha + I'_s \cdot \alpha; \tag{2.62}$$

I, I_s, I'_s – моменты инерции сечений бетона, растянутой арматуры и сжатой арматуры соответственно;

A_{red} – площадь приведенного поперечного сечения элемента, определяемая по формуле

$$A_{red} = A + A_s \cdot \alpha + A'_s \cdot \alpha; \tag{2.63}$$

α – коэффициент приведения арматуры к бетону:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}; \tag{2.64}$$

A, A_s, A'_s – площади поперечного сечения бетона, растянутой и сжатой арматуры соответственно;

y_t – расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента

$$y_t = \frac{S_{t,red}}{A_{red}}, \tag{2.65}$$

здесь $S_{t,red}$ – статический момент площади приведенного поперечного сечения элемента относительно наиболее растянутого волокна бетона.

Допускается момент сопротивления W_{red} определять без учета арматуры.

Усилие N_{crc} при образовании трещин в центрально растянутых элементах определяют по формуле

$$N_{crc} = A_{red} \cdot R_{bt,ser}. \tag{2.66}$$

Расчет ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента

Ширину раскрытия нормальных трещин $a_{crc,i}$ (i=1, 2, 3 – см. 8.2.7) определяют по формуле

$$a_{crc,i} = \varphi_1 \cdot \varphi_2 \cdot \varphi_3 \cdot \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot l_s , \qquad (2.67)$$

где

σ_s – напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки;

l_s – базовое (без учета влияния вида поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами;

ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами; допускается принимать коэффициент $\psi_s = 1$;

φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

1,0 – при непродолжительном действии нагрузки;

1,4 – при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

0,5 – для арматуры периодического профиля с $0{,}35 \le f_R^* < 0{,}75$;

0,8 – для гладкой арматуры;

0,35 – для арматуры периодического профиля с $f_R > 0{,}75$;

φ_3 – коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным:

1,0 – для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых;

1,2 – для растянутых элементов.

---

* f_R – см. раздел 3.

Значения напряжения σ_s в растянутой арматуре изгибаемых элементов определяют по формуле

$$\sigma_s = \frac{M\,(h_0 - y_c)}{I_{red}} \cdot \alpha_{s1}, \qquad (2.68)$$

где I_{red}, y_c – момент инерции и высота сжатой зоны приведенного поперечного сечения элемента, определяемые с учетом площади сечения только сжатой зоны бетона, площадей сечения растянутой и сжатой арматуры согласно, принимая в соответствующих формулах значения коэффициента приведения арматуры к бетону $\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$.

Для изгибаемых элементов $y_c = x$, где x – высота сжатой зоны бетона при $\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$.

Значение коэффициента приведения арматуры к бетону α_{s1} определяют по формуле

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}}, \qquad (2.69)$$

где $E_{b,red}$ – приведенный модуль деформации сжатого бетона, учитывающий неупругие деформации сжатого бетона и определяемый по формуле

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,n}}{\varepsilon_{b1,red}}. \qquad (2.70)$$

Относительную деформацию бетона $\varepsilon_{b1,red}$ принимают равной 0,0015.

Допускается напряжение σ_s определять по формуле:

$$\sigma_s = \frac{M}{z_s \cdot A_s}, \qquad (2.71)$$

где z_s – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне элемента.

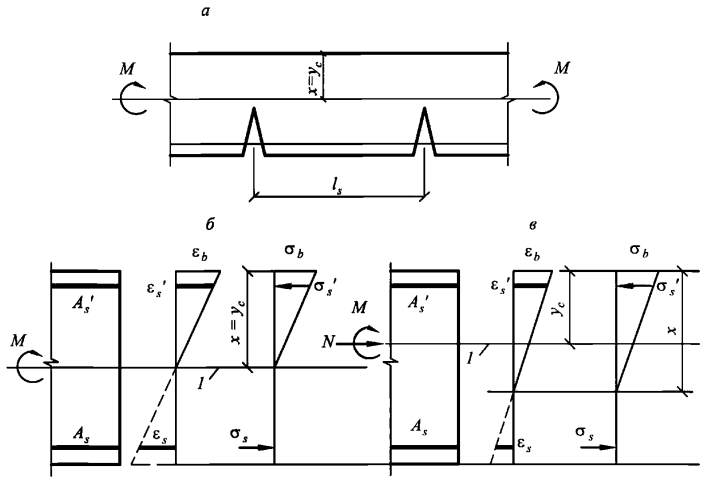


Рисунок 2.12 – Схема напряженно-деформированного состояния элемента с трещинами при действии изгибающего момента (а, б); изгибающего момента и продольной силы (в):
1 – уровень центра тяжести приведенного поперечного сечения

Для элементов прямоугольного поперечного сечения при отсутствии (или без учета) сжатой арматуры значение z_s определяют по формуле

$$z_s = h_0 - \frac{x}{3}. \qquad (2.72)$$

Для элементов прямоугольного, таврового (с полкой в сжатой зоне) и двутаврового поперечного сечения допускается значение z_s принимать равным $0,8h_0$.

При действии изгибающего момента M и продольной силы N напряжение σ_s в растянутой арматуре определяют по формуле

$$\sigma_s = \left[\frac{M\,(h_0 - y_c)}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}}\right] \cdot \alpha_{s1}\,, \qquad (2.73)$$

где A_{red}, y_c – площадь приведенного поперечного сечения элемента и расстояние от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного сечения, определяемые по общим правилам расчета геометрических характеристик сечений упругих элементов с учетом площади сечения только сжатой зоны бетона, площадей сечения растянутой и сжатой арматуры, принимая коэффициент приведения арматуры к бетону α_{s1}.

Допускается напряжение σ_s определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{N(e_s \pm z_s)}{A_s \cdot z_s}, \tag{2.74}$$

где e_s – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения продольной силы N с учетом эксцентриситета, равного $\frac{M}{N}$.

Для элементов прямоугольного сечения допускается значение z_s принимать равным $0,7h_0$.

Знак «плюс» при определении σ_s принимают при растягивающей, а знак «минус» при сжимающей продольной силе.

Напряжения σ_s не должны превышать $R_{s,ser}$.

Значения базового расстояния между трещинами l_s определяют по формуле

$$l_s = 0,5 \cdot \frac{A_{bt}}{A_s} \cdot d_s \tag{2.75}$$

и принимают не менее $10d_s$ и 10 см и не более $40d_s$ и 40 см.

Здесь

A_{bt} – площадь сечения растянутого бетона;

A_s – площадь сечения растянутой арматуры;

d_s – номинальный диаметр арматуры.

Значения A_{bt} определяют по высоте растянутой зоны бетона x_t, используя правила расчета момента образования трещин согласно указаниям выше.

В любом случае значение A_{bt} принимают равным площади сечения при ее высоте в пределах не менее $2a$ и не более $0{,}5h$.

Значения коэффициента ψ_sопределяют по формуле

$$\psi_s = 1 - 0{,}8 \cdot \frac{\sigma_{s,crc}}{\sigma_s} , \qquad (2.76)$$

где

$\sigma_{s,crc}$ – напряжение в продольной растянутой арматуре в сечении с трещиной сразу после образования нормальных трещин, принимая в соответствующих формулах значения $M = M_{crc}$;

σ_s – то же, при действии рассматриваемой нагрузки.

Для изгибаемых элементов значение коэффициента ψ_s допускается определять по формуле

$$\psi_s = 1 - 0{,}8 \cdot \frac{M_{crc}}{M} . \qquad (2.77)$$

2.3.2 Расчет по деформациям

Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям производят с учетом эксплуатационных требований, предъявляемых к конструкциям.

Расчет по деформациям следует производить на действие:

- постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок при ограничении деформаций технологическими или конструктивными требованиями;

- постоянных и временных длительных нагрузок при ограничении деформаций эстетическими требованиями.

Значения предельно допустимых деформаций элементов принимают согласно СП 20.13330.2016 и нормативным документам на отдельные виды конструкций.

Расчет железобетонных элементов по прогибам производят из условия:

$$f \le f_{ult} , \qquad (2.78)$$

где

f – прогиб железобетонного элемента от действия внешней нагрузки;

f_{ult} – значение предельно допустимого прогиба железобетонного элемента.

Прогибы железобетонных конструкций определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных, сдвиговых и осевых деформационных характеристик железобетонного элемента в сечениях по его длине (кривизн, углов сдвига и т.д.).

Для изгибаемых элементов постоянного по длине элемента сечения, не имеющих трещин, прогибы определяют по общим правилам строительной механики с использованием жесткости поперечных сечений – D.

Полную кривизну изгибаемых элементов определяют по формулам:

- для участков без трещин в растянутой зоне

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2, \tag{2.79}$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1, \left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизны соответственно от непродолжительного действия кратковременных нагрузок и от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

- для участков с трещинами в растянутой зоне:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3, \tag{2.80}$$

где

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$ – кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки, на которую производят расчет по деформациям;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Кривизну железобетонных элементов $\frac{1}{r}$ определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{D}\ , \qquad (2.81)$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки (с учетом момента от продольной силы N) относительно оси, нормальной плоскости действия изгибающего момента и проходящей через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

D – изгибная жесткость приведенного поперечного сечения элемента:

$$D = E_{b1} \cdot I_{red}\ , \qquad (2.82)$$

где

E_{b1} – модуль деформации сжатого бетона, определяемый в зависимости от продолжительности действия нагрузки и с учетом наличия или отсутствия трещин;

I_{red} – момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести, определяемый с учетом наличия или отсутствия трещин.

Момент инерции I_{red} приведенного поперечного сечения элемента относительно его центра тяжести определяют как для сплошного тела по общим правилам сопротивления упругих элементов с учетом всей площади сечения бетона и площадей сечения арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону α:

$$I_{red} = I + I_s \cdot \alpha + I'_s \cdot \alpha\ , \qquad (2.83)$$

где

I – момент инерции бетонного сечения относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

I_s, I'_s – моменты инерции площадей сечения соответственно растянутой и сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента;

α – коэффициент приведения арматуры к бетону,

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{b1}}. \qquad (2.84)$$

Значение I определяют по общим правилам расчета геометрических характеристик сечений упругих элементов.

Допускается определять момент инерции I_{red} без учета арматуры.

Значения модуля деформации бетона принимают равными:

при непродолжительном действии нагрузки $E_{b1} = 0,85 \cdot E_b$,

при продолжительном действии нагрузки $E_{b1} = E_{b\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}$,

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона.

Ввиду трудоемкости расчета деформаций конструкций, где в растянутой зоне имеются трещины, рекомендуется применять для расчета программные расчетные комплексы, позволяющие методом конечных элементов выполнить нелинейный расчет.

2.4 Методика оценки способности к пластическому деформированию расчетных сечений и выбор рациональных конструктивных решений безбалочных железобетонных перекрытий.

Разрушение монолитных железобетонных перекрытий зданий и сооружений происходит, в основном, при действии аварийных воздействий на стадии возведения конструкций или их эксплуатации.

К аварийным воздействиям относятся не предусмотренные проектом кратковременные воздействия технологического характера, нагрузки обусловленные несанкционированной реконструкцией помещений и здания в целом, природные стихийные ударные силовые воздействия от ветра, волн цунами, расчетные ситуации вызванные сейсмическими колебаниями грунта, взрывами бытового газа и т.п.

Наибольшую опасность представляют аварийные воздействия, вызывающие усилия в расчетные сечениях превышающие предусмотренные расчетом. В этом

случае несущая способность сечений обеспечивается резервами по прочности, назначаемыми при проектировании, а также определяется их способностью к пластическому деформированию.

В статически определимых конструктивных элементах перекрытий способность расчетных сечений к пластическому деформированию может обеспечить безопасность конструкций только в случае кратковременного динамического аварийного воздействия за счет диссипации (рассеяния) энергии, в статически неопределимых системах при статическом нагружении за счет перераспределения усилий, а также диссипации энергии при внешнем аварийном динамическом воздействии.

В соответствии с требованиями ГОСТ 27751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения» и основных нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций для повышения их безопасности при различных видах внешних воздействий необходимо обеспечить возможность пластического деформирования расчетных сечений основных несущих частей здания и в первую очередь горизонтально расположенных конструктивных элементов (балок, плит).

Пластическое деформирование расчетных сечений железобетонных элементов после достижения в растянутой арматуре деформаций, соответствующих пределу текучести, обеспечивается, в основном, их геометрическими характеристиками, а также пластическим деформированием растянутой арматуры. Величины пластических деформаций арматуры в этом случае должны быть ограничены с одной стороны предельными деформациями, исключающими ее разрыв и, с другой, деформациями растяжения арматуры в расчетном сечении, предотвращающими преждевременное разрушение бетона сжатой зоны и назначаемыми в соответствии с требованиями по обеспечению возможности перераспределения усилий в статически неопределимых системах, или же диссипации энергии внешнего динамического воздействия при аварийном нагружении.

Таким образом, при проектировании железобетонных конструкций безбалочных перекрытий следует выполнять условие:

$$\xi_{min} \leq \xi \leq \xi_{max}, \tag{2.85}$$

где

$\xi = \frac{x}{h_0}$ – относительная высота сжатой зоны бетона расчетных сечений, определяемая по СП 63.13330.2012;

ξ_{min} – минимальная допустимая высота сжатой зоны бетона, предотвращающая разрыв арматуры:

$$\xi_{min} = \frac{0,78\,\varepsilon bm\,\omega Es}{KplRs + Es\,(0,002\,Kpl + \varepsilon bm\,\omega)}; \tag{2.86}$$

$$\varepsilon_{bmd} = \frac{0,02}{1 - \frac{\omega d}{1,1}}; \tag{2.87}$$

$$\omega = 0,85\text{-}0,006R_b; \tag{2.88}$$

$$\overline{K}_{pl} = \frac{\varepsilon_{s2}E_s}{R_s + 0,002E_s}; \tag{2.89}$$

$$\varepsilon_{s2} >= 0,025. \tag{2.90}$$

ξ_{max} – максимально допустимая высота сжатой зоны бетона, обеспечивающая достаточное для перераспределения усилий пластическое деформирование арматуры без разрушения сжатого бетона для выполнения требований I и II групп предельных состояний СП 63.13330.2012 и предотвращения прогрессирующего обрушения конструкций от аварийных нагрузок.

В таблице 2.2 приведены результаты двух вариантов выполненного в нелинейной постановке компьютерного статического расчета каркасных двухпролетных зданий различной этажности с регулярной структурой сетки колонн и плоскими (безригельными, бескапительными) многопролетными перекрытиями:

- с выполнением требований СП 63.13330.2012;

- с соблюдением условий предотвращения прогрессирующего обрушения при возможном разрушении средней колонны первого этажа.

Таблица 2.2

$\xi = x/h_0$	Расчет по I и II группам предельных состояний по СП 63.13330.2012	Расчет с учетом защиты от прогрессирующего обрушения (статика)		
		Критические размеры сетки колонн (в метрах) при этажности здания		
	Критические размеры сетки колонн, м	3	10	17
0,49	7,5×7,5	7,2×7,2	6,2×6,2	5,0×5,0
0,35	6,8×6,8	6,8×6,8	6,0×6,0	4,8×4,8
0,15	5,8×5,8	6,2×6,2	5,8×5,8	4,5×4,5

Расчетом определены критические размеры сетки колонн здания в зависимости от этажности и принятого армирования перекрытия в опорных узлах при постоянстве геометрических характеристик несущих элементов, прочности бетона (В25), арматуры (А500), равномерной нагрузки (11 кН/м^2) и пролетного армирования (=0,126).

Приведенный пример дает представление о влиянии конструктивных и объемно-планировочных решений на технико-экономические показатели проектов монолитных многоэтажных каркасных зданий, выполняемых с учетом предотвращения прогрессирующего обрушения и оцениваемых требуемым армированием расчетных сечений перекрытий в зависимости от ξ.

Из таблицы видно, что максимальные размеры сетки колонн каркасного многоэтажного здания с безригельными перекрытиями по результатам обоих расчетов возможны в случае проектирования с $\xi = 0{,}49 \approx \xi_R$.

Очевидно, что при значениях $\xi \approx \xi_R$, то есть при наиболее высоких жесткостях (EI) расчетных сечений в предельной стадии их сопротивления внешней нагрузке, а, следовательно, при минимальном раскрытии шарниров пластичности, практически отсутствуют предпосылки для перераспределения усилий в статически неопределимой конструктивной системе безбалочных перекрытий, что снижает их безопасность при аварийном нагружении.

Таким образом, из требований, определяемых СП 63.13330.2012 по I и II группам предельных состояний, ограничивающих критические размеры сетки колонн в оптимальных для архитектурно-планировочных решений размерах 7×7 м, а

также для выполнения условий по обеспечению способности пластического деформирования расчетных сечений безбалочных бескапительных плитных перекрытий, при их проектировании, следует выполнять условие

$$\xi_{max} \leq 0{,}7\xi_R, \tag{2.91}$$

$$\xi_{max} \leq 0{,}35. \tag{2.92}$$

Наиболее рациональным путем снижения ξ, а следовательно, K_{pl} безригельного перекрытия, является увеличение плеча внутренней пары сил расчетных сечений в приопорных зонах (расстояние между центрами тяжести растянутой арматуры и сжатого бетона) путем использования капителей колонн.

В таблице 2.3 приведены результаты нелинейного статического расчета монолитного железобетонного безбалочного перекрытия 5-этажного гаража размером в плане 37,5×37,5 м с регулярной сеткой колонн 7,5×7,5 м.

Таблица 2.3

Высота сечений перекрытий с сеткой колонн 7,5×7,5 м и размером капители 1,5×1,5 м	Армирование (по расчету), см^2				h_o, см		Расчетные характеристики сечений			Расход материалов на 1 м^2	
	на опоре		в пролете								
	A_s	A_{sc}	A_s	A_{sc}	на опоре	в пролете	X, см	$\xi_n = x/h_o$	$\mu = 100\,A_s/bh_o$, %	бетон	арма-тура
Пролет 200 мм	-	-	13,92	3,77	-	16,8	3,07	0,183	0,83	0,206	32,68
Опора 200мм+100мм (капитель)	41,03	3,77	-	-	25,5	-	11,18	0,438	1,61		
Пролет 200 мм	-	-	11,46	3,77	-	16,8	2,3	0,137	0,68	0,214	26,05
Опора 200мм+200мм (капитель)	28,31	3,77	-	-	35,5	-	7,36	0,207	0,80		
Пролет 200 мм	-	-	11,29	3,77	-	16,8	2,25	0,134	0,67	0,219	24,2
Опора 200мм+300мм (капитель)	22,77	3,77	-	-	45,5	-	5,7	0,127	0,5	0,219	24,2

Расчет выполнялся с использованием программного комплекса «Лира» в пространственной постановке, с учетом геометрической и физической нелинейности конструкций.

В данном случае оценивалось влияние на результаты расчета различных вариантов капительного исполнения надколонной части перекрытия по высоте при сохранении одинаковых ее размеров в плане. После выполнения статического расчета проверялась устойчивость против прогрессирующего обрушения.

По результатам расчета можно видеть, что увеличение высоты надколонной части перекрытия за счет увеличения высоты капители со 100 до 300 мм привело к увеличению расхода бетона при размерах капители 1,5×1,5 м по всему перекрытию на 6,6% при снижении расхода арматуры на 26%. Так как ξ на опоре и в пролете в последнем варианте конструирования не превышает 0,15, коэффициент динамичности близок к единице, и в расчетах на прогрессирующее разрушение при динамическом характере аварийных нагрузок его учет не приведет к значительному увеличению армирования.

Из результатов расчетов можно заключить, что изменением конструктивной схемы каркасного здания и его безбалочного перекрытия может быть достигнуто значительное снижение расхода арматуры и стоимости, то есть цель оптимального проектирования выполняемого, в том числе с учетом предотвращения прогрессирующего обрушения.

Каркасные здания с безбалочными, бескапительными перекрытиями с нормальным уровнем ответственности, при выполнении рекомендаций табл.2.4 и раздела 3 Пособия возможно проектировать с сеткой колонн до 6,0×6,0 м и высотой до 10 этажей без расчетной проверки на прогрессирующее обрушение [1].

При больших величинах сетки колонн и этажности здания следует проектировать безбалочные перекрытия всех каркасных зданий с проверкой расчетом на прогрессирующее обрушение и конструированием приопорных зон в соответствии с рекомендациями п. 2.4 и раздела 3 с предпочтительным использованием капителей колонн (пилонов).

Для обеспечения безопасности многоэтажных каркасных зданий повышенного уровня ответственности следует преимущественно использовать балочные системы перекрытий, в том числе с применением балок-стенок.

Возможны смешанные конструктивные решения несущего остова зданий повышенной этажности, например, в пределах трех нижних этажей (включая подземные) применить каркасную схему, и стеновую схему в вышележащей части.

В этом случае в нижней части для удобства размещения гаражей-стоянок, торговых и офисных помещений целесообразно и допустимо принятие сетки колонн без капителей до 6,2×6,2 м, с капителями до 7,5×7,5 м. В верхней жилой части здания основные несущие стены следует преимущественно располагать по осям сетки колонн нижних этажей.

При соответствующем обосновании возможно иное расположение несущих стен верхних этажей при конструктивных решениях, обеспечивающих передачу нагрузки на стены и колонны нижних этажей здания посредством междуэтажных плитных конструкций, балок или балок-стенок (кроме зданий, проектируемых на сейсмические воздействия).

Дополнительную жесткость в этих конструктивных решениях создают ядра жесткости из монолитных несущих стен, ограничивающих лифтовые и лестничные коммуникационные узлы здания.

Использование в качестве рабочей арматуры для армирования безбалочных перекрытий арматурной проволоки класса Вр500, а также любого другого вида арматурного проката, имеющего относительное удлинение при максимальном напряжении δ_{max} менее 2,5%, не допускается ввиду нормирования в СП 63.13330.2012 величины $\varepsilon_{s2} \geq 0{,}025$.

Для армирования растянутой и сжатой зоны расчетных сечений безбалочных перекрытий рекомендуется применять арматуру класса А500 с четырехсторонним серповидным профилем (А500СП с $f_R \geq 0{,}075$), имеющим высокие показатели совместной работы с бетоном в запредельной стадии нагружения (продольная устойчивость при сжатии, высокая прочность сцепления при растяжении за счет низкой распорности).

Очередность выполнения оценочного анализа способности к пластическому деформированию расчетных сечений безбалочных перекрытий каркасных зданий

По требованиям безопасности и экономическим соображениям, проектирование безбалочных перекрытий с учетом выполнения рекомендаций данного анализа целесообразно выполнять для зданий с размерами сетки колонн (пилонов) в обоих направлениях как менее, так и более 6 м. При сетке равных и меньших 6 м размеров проектирование безбалочных перекрытий выполняется по общим положениям СП 63.13330.2012 ($xmin \geq 0{,}1\%$) только с выполнением расчета на прогрессирующее обрушение [1].

1. По результатам статического расчета выбираются сечения безбалочного перекрытия с полученными из расчета максимальными изгибающими моментами.

2. Для выделенных сечений по заданным механическим характеристикам бетона и арматуры, а также геометрическим характеристикам, определяется армирование и вычисляется относительная высота сжатой зоны бетона ξ.

3. Проверяется выполнение условия (2.85).

При $\xi \leq \xi_{min}$ увеличивается количество растянутой арматуры до выполнения условия $\xi > \xi_{min}$ (таблица 2.4).

При $\xi > \xi_{max}$ добавляется арматура в сжатую зону элемента, изменяются геометрические характеристики расчетного сечения путем увеличения его высоты до выполнения условий $\xi \leq \xi_{max}$ (таблица 2.4) и $\xi \geq 2a'$. При $\xi < 2a'$ расчет выполняется по методике п. 2.2.1.

4. Последующее конструирование армирования безбалочных перекрытий выполняется в соответствии с рекомендациями раздела 3.

Таблица 2.4

Расчетные характеристики		Классы арматуры		
		A400	A500/B500	A600
R_{sn}, МПа		400	500	600
ε_{s2}		0,025	0,025	0,025
ξ_{min}/μ_{min}, %	B20	0,128/0,48	0,128/0,38	0,128/0,32
	B30	0,11/0,61	0,11/0,48	0,11/0,4
	B40	0,095/0,69	0,095/0,56	0,095/0,46
	B50	0,084/0,76	0,084/0,6	0,084/0,5
$\xi_{max}= 0,7\xi_R \leq 0,35$		0,35	0,34	0,32

3 Конструирование безбалочных перекрытий

В безбалочных перекрытиях монолитных зданий плита может опираться как непосредственно на колонны (пилоны) без капителей, так и с включением капительных надколонных элементов. При наличии несущих стен и отдельных балок внутри и по контуру здания они также могут быть использованы для опирания безбалочных перекрытий.

При пролетах длиной до 6 м монолитные перекрытия без предварительного напряжения арматуры возможно проектировать плоскими бескапительными; при больших длинах пролетов – плоскими с капительными утолщениями в верхней части колонн.

Рекомендуемые минимальные значения толщины плит безбалочных перекрытий при опирании на колонны, расположенные в плане с шагом l вдоль продольной и поперечной осей:

- с дополнительным к армированию усилением опорных зон капителями металлическими воротниками (оголовками) и т.п.:

для конструкций из тяжелого бетона – $(1/35)l$;

- без дополнительного усиления:

для конструкций из тяжелого бетона – $(1/30)l$;

для конструкций из легкого бетона – $(1/27)l$.

3.1 Армирование плит перекрытий безбалочной конструкции

3.1.1 Общие положения

Армирование плоских плит следует осуществлять продольной арматурой в двух направлениях, располагаемой у нижней и верхней граней плиты, а в необходимых случаях (согласно расчету) и поперечной арматурой, располагаемой у колонн, стен и по площади плиты.

На концевых участках плоских плит следует устанавливать поперечную арматуру в виде П-образных хомутов, скрытых балок, или же предусматривать

утолщения по краю плиты, обеспечивающие восприятие крутящих моментов в этом месте и необходимую анкеровку концевых участков продольной арматуры.

Количество верхней и нижней продольной арматуры в плите перекрытий (покрытия) следует устанавливать в соответствии с действующими усилиями и согласно СП 63.13330.2012.

Для сокращения расхода арматуры можно рекомендовать установку по всей площади плиты нижней и верхней арматуры, отвечающей минимальному проценту армирования, а на участках, где действующие усилия превышают усилия, воспринимаемые этой арматурой, установку дополнительной арматуры, в сумме с вышеуказанной арматурой, воспринимающей действующие на этих участках усилия. Такой подход приводит к достаточно сложному армированию перекрытий, требующему более тщательного контроля арматурных работ.

Защитный слой бетона

Защитный слой бетона должен обеспечивать:

- совместную работу арматуры с бетоном;

- анкеровку арматуры в бетоне и возможность устройства стыков арматурных элементов;

- сохранность арматуры от воздействий окружающей среды (в том числе при наличии агрессивных воздействий);

- огнестойкость конструкций.

Минимальные значения толщины защитного слоя бетона рабочей арматуры следует принимать: в соответствии с таблицей 3.1.

Таблица 3.1

№ п.п.	Условия эксплуатации конструкций зданий	Толщина защитного слоя бетона, мм, не менее
1	В закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности	20
2	В закрытых помещениях при повышенной влажности (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	25
3	На открытом воздухе (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	30
4	В грунте (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	40

Для конструктивной арматуры минимальные значения толщины защитного слоя бетона принимают на 5 мм меньше по сравнению с требуемыми для рабочей арматуры.

Во всех случаях толщину защитного слоя бетона следует также принимать не менее диаметра стержня арматуры и не менее 10 мм.

В защитном слое бетона толщиной более 50 мм следует устанавливать конструктивную арматуру в виде сеток с площадью сечения продольной арматуры не менее $0{,}05A_s$ и шагом, не превышающим наименьший размер поперечного сечения элемента.

Минимальные расстояния между стержнями арматуры

Минимальные расстояния в свету между стержнями арматуры следует принимать такими, чтобы обеспечить совместную работу арматуры с бетоном и качественное изготовление конструкций, связанное с укладкой и уплотнением бетонной смеси, но не менее наибольшего диаметра стержня, а также не менее:

25 мм – для нижней арматуры, расположенной в один или два ряда;

30 мм – то же, для верхней арматуры;

50 мм – то же, при расположении нижней арматуры более чем в два ряда (кроме стержней двух нижних рядов).

При стесненных условиях допускается располагать стержни группами – пучками (без зазора между ними). При этом расстояния в свету между пучками должны быть также не менее приведенного диаметра стержня, эквивалентного по площади сечения пучка арматуры, принимаемого равным $d_{s,red} = \sqrt{\sum_i^n d_{si}^2}$, где d_{si}– диаметр одного стержня в пучке, n – число стержней в пучке.

Продольное армирование

В изгибаемых безбалочных перекрытиях площадь сечения продольной растянутой арматуры, а также сжатой, если она требуется по расчету, в процентах от площади сечения бетона, равной произведению ширины прямоугольного сечения на

рабочую высоту сечения, $\mu_s = \frac{A_s}{b \cdot h_0} \cdot 100\,\%$ следует принимать для всех сечений не менее 0,1%, а для пролетных и опорных сечений с максимальными изгибающими моментами конструкций – в соответствии с рекомендациями п. 2.4.

В железобетонных плитах наибольшие расстояния между осями стержней продольной арматуры, обеспечивающие эффективное вовлечение в работу бетона, равномерное распределение напряжений и деформаций, а также ограничение ширины раскрытия трещин между стержнями арматуры, должны быть не более:

200 мм – при высоте поперечного сечения $h \le 150$ мм;

1,5h и 400 мм – при высоте поперечного сечения $h > 150$ мм;

В плитах до опоры следует доводить стержни продольной рабочей арматуры на 1 м ширины плиты с площадью сечения не менее 1/3 площади сечения стержней на 1 м ширины плиты в пролете, определенной расчетом по наибольшему изгибающему моменту. Расстояния между рабочими стержнями, доводимыми до опоры плиты, не должны превышать 400 мм.

Монолитные железобетонные плиты армируют вязаной арматурой, или стандартными сварными сетками заводского изготовления.

Диаметр рабочих стержней сварной арматуры рекомендуется принимать не менее 3, а вязаной – не менее 6 (5,5) мм.

При армировании плит, работающих в двух направлениях, отношение $\Delta A_{s2}/\Delta A_{s1}$ между площадями сечения нижних арматур, укладываемых на 1 м ширины плиты (ΔA_{s1} – площадь стержней, располагаемых параллельных короткой стороне), рекомендуется принимать по таблице 3.2 в зависимости от отношений пролетов плиты l_2/l_1.

Площадь сечения распределительной арматуры в плитах должна составить не менее 10% площади сечения рабочей арматуры в месте наибольшего изгибающего момента. Диаметр и шаг стержней этой арматуры в зависимости от диаметра и шага стержней рабочей арматуры можно применять по таблице 3.3.

Таблица 3.2 – Отношение площадей сечений нижней арматуры для плиты, работающей в двух направлениях

l_2/l_1	$\Delta A_{s2}/\Delta A_{s1}$	l_2/l_1	$\Delta A_{s2}/\Delta A_{s1}$
1,0	1…0,8	1,6	0,5…0,3
1,1	0,9…0,7	1,7	0,45…0,25
1,2	0,8…0,6	1,8	0,4…0,2
1,3	0,7…0,5	1,9	0,35…0,2
1,4	0,6…0,4	2,0	0,2…0,15
1,5	0,65…0,35		

Таблица 3.3 – Диаметр и шаг стержней распределительной арматуры плит

Диаметр стержней рабочей арматуры, мм	Шаг стержней рабочей арматуры, мм					
	100	125	150	200	250	300
3…4	3/400	3/400	3/400	3/400	3/400	3/400
5	3/500	3/500	3/500	3/500	3/400	3/400
6 (5,5)	4/500	4/500	3/500	3/500	3/400	3/400
8 (7; 7.5)	5/500	5/500	4/500	4/500	3/500	3/400
10 (9)	6(5,5)/350	6(5,5)/350	5/350	5/350	5/350	5/350
12 (11)	6(5,5)/250	6(5,5)/300	6(5,5)/350	6(5,5)/350	6(5,5)/350	6(5,5)/350
14	8(7,5)/300	8(7,5)/350	8(7,5)/350	6(5,5)/300	6(5,5)/350	6(5,5)
16	8(7,5)/250	8(7,5)/300	8(7,5)/350	8(7,5)/350	8(7,5)/350	8(7,5)/350
18	10/300	10/350	10/350	8(7,5)/350	8(7,5)/350	8(7,5)/350
20	10(9)/200	10(9)/250	10(9)/300	10(9)/350	10(9)/350	10(9)/350
22	12(11)/250	12(11)/300	10(9)/300	10(9)/350	10(9)/350	10(9)/350
25	14/300	10(9)/200	8(7,5)/150	8(7,5)/200	8(7,5)/250	8(7,5)/300

Примечание: Над чертой указан диаметр стержней распределительной арматуры, под чертой – их шаг.

Поперечное армирование.

Поперечную арматуру следует устанавливать, исходя из расчета на восприятие действующих сил, а также в целях ограничения развития трещин,

удержания продольных стержней в проектном положении и закрепления их от бокового выпучивания в любом направлении.

Диаметр поперечной арматуры в вязаных каркасах изгибаемых элементов принимают не менее 6 мм.

В сварных каркасах диаметр поперечной арматуры принимают не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим диаметром продольной арматуры.

В железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0{,}5h_0$ и не более 300 мм.

В сплошных плитах высотой менее 300 мм на участках, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать.

Поперечную арматуру в плитах в зоне продавливания в направлении, перпендикулярном сторонам расчетного контура, устанавливают с шагом не более $1/3h_0$ и не более 300 мм. Стержни, ближайшие к контуру грузовой площади, располагают не ближе $\frac{h_0}{3}$ и не далее $\frac{h_0}{2}$ от этого контура. При этом ширина зоны постановки поперечной арматуры (от контура грузовой площади) должна быть не менее $1{,}5h_0$. Допускается увеличение шага поперечной арматуры до $1/2h_0$. При этом следует рассматривать наиболее невыгодное расположение пирамиды продавливания и в расчете учитывать только арматурные стержни, пересекающие пирамиду продавливания.

Расстояния между стержнями поперечной арматуры в направлении, параллельном сторонам расчетного контура, принимают не более 1/4 длины соответствующей стороны расчетного контура.

Поперечная арматура, предусмотренная для восприятия поперечных сил, должна иметь надежную анкеровку по концам путем приварки или охвата продольной арматуры, обеспечивающую равнопрочность соединений и поперечной арматуры*.

Анкеровка арматуры

Анкеровку арматуры осуществляют одним из следующих способов или их сочетанием:

- в виде прямого окончания стержня (прямая анкеровка);

- с загибом на конце в виде крюка, отгиба (лапки) или петли (только для ненапрягаемой арматуры);

- с приваркой дополнительных поперечных стержней, расположенных поперек оси анкеруемого арматурного стержня (только для ненапрягаемой арматуры);

- с установкой дополнительных арматурных изделий в виде П-образных стержней с заведением концов в сжатую зону бетона на длину анкеровки, сварных сеток в направлении анкеруемого арматурного стержня (только для ненапрягаемой арматуры);

- с применением специальных анкерных устройств на конце стержня (пластин, шайб, гаек, высаженных головок и т.п.).

Размеры анкерных устройств и дополнительные поперечные стержни определяются с учетом прочности бетона на смятие под ними.

При расчете длины анкеровки арматуры следует учитывать способ анкеровки, класс арматуры и ее профиль*, диаметр арматуры, прочность бетона и его напряженное состояние в зоне анкеровки, конструктивное решение элемента в зоне анкеровки (наличие поперечной арматуры, положение стержней в сечении элемента и др.).

---

* Возможны другие способы анкеровки, согласованные с НИИЖБ им. А.А. Гвоздева.

Лапки, крюки и петли не рекомендуется применять для анкеровки сжатой арматуры.

Базовую (основную) длину анкеровки, необходимую для передачи усилия в арматуре с полным расчетным значением сопротивления R_s на бетон, определяют по формуле

$$l_{0,an} = \frac{R_s \cdot A_s}{R_{bond} \cdot u_s}, \quad (3.1)$$

где

A_s и u_s – соответственно площадь поперечного сечения анкеруемого стержня арматуры и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня;

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

$$R_{bond} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt}, \quad (3.2)$$

здесь

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;

η_1 – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным:

1,5 – для гладкой арматуры;

2,0 – для холоднодеформируемой арматуры периодического профиля;

2,5 – для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры с двухсторонним серповидным периодическим профилем с $f_R < 0{,}075$ и арматуры с кольцевым профилем;

2,8 – для арматуры с четырехсторонним серповидным периодическим профилем с $f_R \geq 0{,}075$ (например класса А500СП [2]);

η_2 – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным:

$\eta_2 = 1{,}0$ – при диаметре арматуры $d_s \leq 32$ мм;

$\eta_2 = 0{,}9$ – при диаметре арматуры 36 и 40 мм;

Требуемую расчетную длину анкеровки арматуры с учетом конструктивного решения элемента в зоне анкеровки определяют по формуле

$$l_{an} = \alpha \cdot l_{0,an} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}, \qquad (3.3)$$

где

$l_{0,an}$ – базовая длина анкеровки;

$A_{s,cal}$, $A_{s,ef}$ – площади поперечного сечения арматуры, требуемая по расчету и фактически установленная соответственно;

α – 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 $\alpha = 1,0$, а для сжатых – $\alpha = 0,75$.

Допускается уменьшать длину анкеровки стержней ненапрягаемой арматуры в зависимости от количества и диаметра поперечной арматуры, вида анкерующих устройств (приварка дополнительных поперечных стержней, загиб концов стержней периодического профиля) и величины поперечного обжатия бетона в зоне анкеровки (например, от опорной реакции), но не более чем на 30%.

Комплексной, как правило, нормируемой в настоящее время характеристикой анкерующей способности периодического профиля арматуры является значение относительной площади смятия поперечных ребер профиля f_R (критерий Рема)

$$f_R = \frac{Ac\,м}{\pi d_s t},$$

где

d_s – номинальный диаметр арматуры;

t – шаг поперечных выступов;

$A_{см}$ – площадь смятия, определяемая как проекция поперечных выступов профиля на плоскость, перпендикулярную оси арматурного стержня.

В любом случае фактическую длину анкеровки принимают не менее $15d_s$ и 200 мм, а для ненапрягаемых стержней также не менее $0{,}3 \cdot l_{0,an}$.

Усилие, воспринимаемое анкеруемым стержнем арматуры N_s, определяют по формуле

$$N_s = R_s \cdot A_s \frac{l_s}{l_{an}} \le R_s \cdot A_s , \qquad (3.4)$$

где

l_{an} – длина анкеровки, принимая соотношение $\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1$;

l_s – расстояние от конца анкеруемого стержня до рассматриваемого поперечного сечения элемента.

При устройстве на концах стержней специальных анкеров в виде пластин, шайб, гаек, уголков, высаженных головок и т.п. площадь контакта анкера с бетоном должна удовлетворять условию прочности бетона на смятие. Кроме того, при проектировании привариваемых анкерных деталей следует учитывать характеристики металла по свариваемости, а также способы и условия сварки.

Соединения ненапрягаемой арматуры.

Для соединения ненапрягаемой арматуры принимают один из следующих типов стыков:

а) стыки внахлестку без сварки:

- с прямыми концами стержней периодического профиля;

- с прямыми концами стержней с приваркой или установкой на длине нахлестки поперечных стержней;

- с загибами на концах (крюки, лапки, петли); при этом для гладких стержней применяют только крюки и петли.

б) сварные и механические стыковые соединения:

- со сваркой арматуры;

- с применением специальных механических устройств (стыки с опрессованными муфтами, резьбовыми муфтами и др.).

Стыки арматуры внахлестку (без сварки) применяют при стыковании стержней с диаметром рабочей арматуры не более 40 мм.

Стыки растянутой или сжатой арматуры должны иметь длину перепуска (нахлестки) не менее значения длины l_l, определяемого по формуле

$$l_l = \alpha \cdot l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}. \qquad (3.5)$$

При соединении арматуры периодического профиля с прямыми концами, а также гладких стержней с крюками или петлями без дополнительных анкерующих устройств коэффициент α для растянутой арматуры принимают равным 1,2, а для сжатой арматуры – 0,9. При этом должны быть соблюдены следующие условия:

- относительное количество стыкуемой в одном расчетном сечении элемента рабочей растянутой арматуры периодического профиля должно быть не более 50%, гладкой арматуры (с крюками или петлями) – не более 25%;

- усилие, воспринимаемое всей поперечной арматурой, поставленной в пределах стыка, должно быть не менее половины усилия, воспринимаемого стыкуемой в одном расчетном сечении элемента растянутой рабочей арматурой;

- расстояние между стыкуемыми рабочими стержнями арматуры не должно превышать $4d_s$;

- расстояние между соседними стыками внахлестку (по ширине железобетонного элемента) должно быть не менее $2d_s$ и не менее 30 мм.

В качестве одного расчетного сечения элемента, рассматриваемого для определения относительного количества стыкуемой арматуры в одном сечении, принимают участок элемента вдоль стыкуемой арматуры длиной 1,3 l_l . Считается, что стыки арматуры расположены в одном расчетном сечении, если центры этих стыков находятся в пределах длины этого участка.

Допускается увеличивать относительное количество стыкуемой в одном расчетном сечении элемента рабочей растянутой арматуры до 100%, принимая

значение коэффициента α равным 2,0. При относительном количестве стыкуемой в одном расчетном сечении арматуры периодического профиля более 50% значения коэффициента α определяют по линейной интерполяции.

При наличии дополнительных анкерующих устройств на концах стыкуемых стержней (приварка поперечной арматуры, загиба концов стыкуемых стержней периодического профиля и др.) длина перепуска стыкуемых стержней может быть уменьшена, но не более чем на 30%.

В любом случае фактическая длина перепуска должна быть не менее $0,4\alpha \cdot l_{0,an}$, не менее $20d_s$ и не менее 250 мм.

При соединении арматуры с использованием сварки выбор типов сварного соединения и способов сварки производят с учетом условий эксплуатации конструкции, свариваемости стали и требований по технологии изготовления в соответствии с ГОСТ 14098-2014.

При использовании для стыков арматуры механических устройств в виде муфт (муфты на резьбе, опрессованные муфты и т.д.) несущая способность муфтового соединения должна быть такой же, что и стыкуемых стержней (соответственно при растяжении или сжатии). Концы стыкуемых стержней следует заводить на требуемую длину в муфту, определяемую расчетом или опытным путем.

При использовании муфт на резьбе должна быть обеспечена требуемая затяжка муфт для ликвидации люфта в резьбе.

Гнутые стержни

При применении гнутой арматуры (отгибы, загибы концов стержней) минимальный диаметр загиба отдельного стержня должен быть таким, чтобы избежать разрушения или раскалывания бетона внутри загиба арматурного стержня и его разрушения в месте загиба.

Минимальный диаметр оправки $d_{оп}$ для арматуры принимают в зависимости от диаметра стержня d_s не менее:

- для гладких стержней

$d_{оп} = 2,5d_s$ при $d_s < 20$ мм;

$d_{оп} = 4d_s$ при $d_s \geq 20$ мм;

- для стержней периодического профиля

$d_{оп} = 5d_s$ при $d_s < 20$ мм;

$d_{оп} = 8d_s$ при $d_s \geq 20$ мм.

Диаметр оправки может быть также установлен в соответствии с техническими условиями на конкретный вид арматуры.

3.1.2 Плоские (бескапительные) плиты перекрытий.

При выборе конструктивного решения опирания плиты на колонны без капителей необходимо предусмотреть усиление дополнительным армированием опорных участков плиты с целью повышения ее сопротивления продавливанию при эксплуатационных нагрузках. Плитные системы этого типа подразделяют на регулярные и нерегулярные в плане.

К *регулярным в плане* относят системы, в которых оси несущих стен и центры колонн совпадают соответственно с ортогональными осями и точками их пересечения в ортогональной прямоугольной сетке плана этажей. Для таких перекрытий одна треть нижних пролетных и надопорных полос армирования должна продолжаться по низу непрерывно.

Для *нерегулярных в плане*, т.е. не относящихся к регулярным, конструктивных систем рекомендуется с целью унификации армирования устанавливать нижнюю арматуру одинаковой по всей площади рассматриваемой конструкции в соответствии с максимальными значениями усилий в пролете плиты.

При этом основную верхнюю арматуру целесообразно принимать такой же, как и нижняя, а у колонн и стен устанавливать дополнительную верхнюю арматуру, которая в сумме с основной должна воспринимать усилия, развивающиеся в опорных зонах плиты.

При пролетах более 6 м рекомендуется устанавливать часть рабочей арматуры плоских бескапительных плит в виде сварных пролетных и надопорных

непрерывных (до 30%) и коротких каркасов в надколонных и пролетных полосах в двух направлениях (скрытые балки) (рисунок 3.1).

При этом несколько каркасов, непрерывных или коротких (не менее двух), должны быть пропущены сквозь тело колонны.

Для сокращения расхода арматуры можно также рекомендовать установку по всей площади плиты нижней и верхней арматуры, отвечающей минимальному проценту армирования, а на участках, где действующие усилия превышают, воспринимаемые этой арматурой, устанавливать дополнительную арматуру.

Верхняя арматура в зоне опоры на ширине, равной $b = h_c + 4h$, должна быть распределена с более частым шагом продольных и поперечных стержней $a \leq h_n/2$ (рисунок 3.8, в).

Плиты безбалочных бескапительных перекрытий в приопорных зонах могут армироваться специальными унифицированными изделиями заводского изготовления. Они предохраняют перекрытия от продавливания в зоне опирания на колонну и сочетают в себе высокую надежность с простотой применения.

В частности, для этого используют V-образные арматурные каркасы-лесенки, которые производятся промышленным способом в ассортименте с различной высотой и длиной боковин (рисунок 3.2). Такие каркасы устанавливают в плитах по периметру зон опирания на колонны с зацеплением за продольную арматуру колонн и образованием звездообразной в плане конфигурации поперечного армирования, как показано на рисунке 3.3.

Увеличение сечения поперечной арматуры может быть достигнуто групповым расположением таких элементов в виде «елочек». Геометрические параметры каждого отдельного элемента зависят от толщины плиты и интенсивности проектной нагрузки.

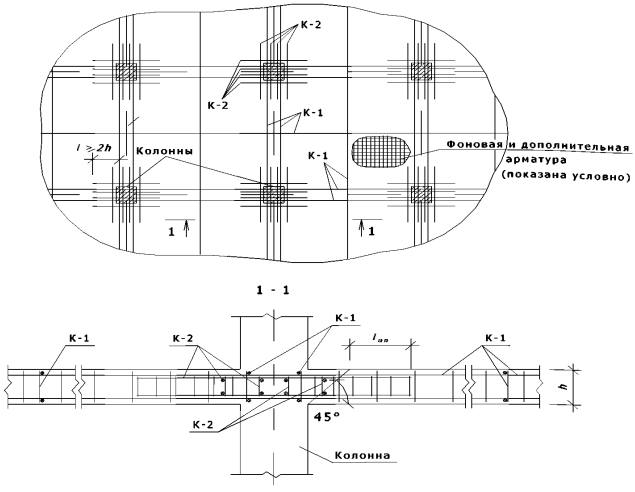


Рисунок 3.1 – Принципиальная схема расположения арматуры плиты перекрытия

Места сгиба таких арматурных элементов должны охватывать стержни продольной арматуры колонн или заглубляться внутрь сечения колонн как минимум на 50 мм. Эти арматурные элементы размещают между верхним и нижним слоями арматуры приопорной зоны плиты перекрытия. Одновременно они служат фиксаторами при раскладке арматурных сеток и дополнительных стержней армирования плиты.

На рисунке 3.4 приведен другой пример армирования плит бескапительных перекрытий в зонах опирания на колонны, где используются унифицированные сварные элементы индустриального изготовления, позволяющие избежать продавливания плиты перекрытия.



Рисунок 3.2 – Изогнутый каркас для предотвращения продавливания плит

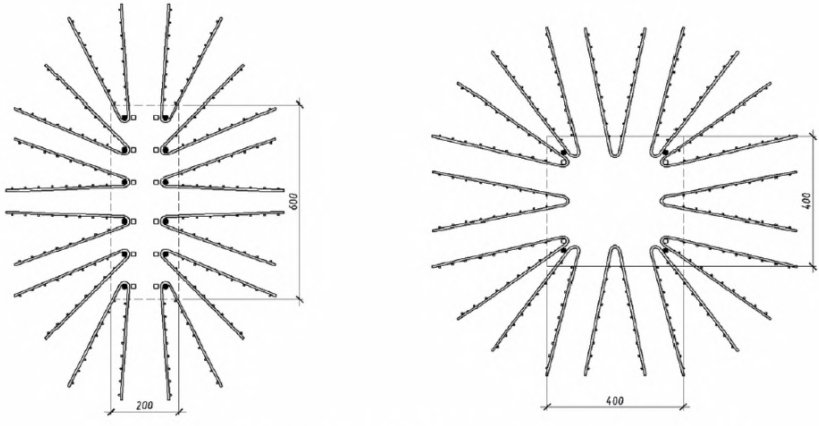


Рисунок 3.3 – Схемы расстановки изогнутых каркасов



Рисунок 3.4 – Арматурный элемент против продавливания для приопорных зон плоских безбалочных перекрытий

Надежная анкеровка поперечной арматуры в виде вертикальных арматурных стержней обеспечивается высаженными на их концах плоскими головками, а толщина защитного слоя бетона плиты – монтажными П-образными скобами-стойками с подвижными пластмассовыми наконечниками, позволяющими точно регулировать этот размер. Скобы-стойки также можно смещать и поворачивать в горизонтальной плоскости, обеспечивая оптимальное расположение арматурных элементов.

Такие арматурные элементы изготовляют в ассортименте габаритных размеров для разных толщин плит. При монтаже их устанавливают после раскладки нижней арматуры, как показано на рисунке 3.5.



Рисунок 3.5 – Пример расстановки унифицированных сварных элементов, позволяющие избежать продавливания перекрытий в приопорной зоне

3.1.3 Плиты с капителями

Капители (или капители с надкапительными плитами) повышают сопротивление приопорных сечений плиты изгибающим моментам и поперечным силам, а также обеспечивают возможность перераспределения усилий от опор в пролет за счет пластического деформирования сечений в предельной стадии.

Кроме этого, капители позволяют повысить жесткость перекрытий при эксплуатационных нагрузках, обеспечивая выполнение требований по трещиностойкости и ограничению прогибов.

Наличие капителей в безбалочных перекрытиях позволяет располагать вблизи колонн отверстия для пропуска вертикальных инженерных коммуникаций гораздо более безопасно, чем в перекрытиях в виде плоских плит с непосредственным опиранием на колонны. Конструктивная схема несущего остова здания с включением капителей более эффективна в части сопротивления развитию прогрессирующего обрушения конструкций здания при силовых воздействиях аварийного характера.

Наиболее распростаненными формами капителей железобетонных колонн в гражданских и промышленных зданиях являются пирамидальная и плитная формы. Варианты схем армирования пирамидальных капителей показаны на рисунке 3.6.

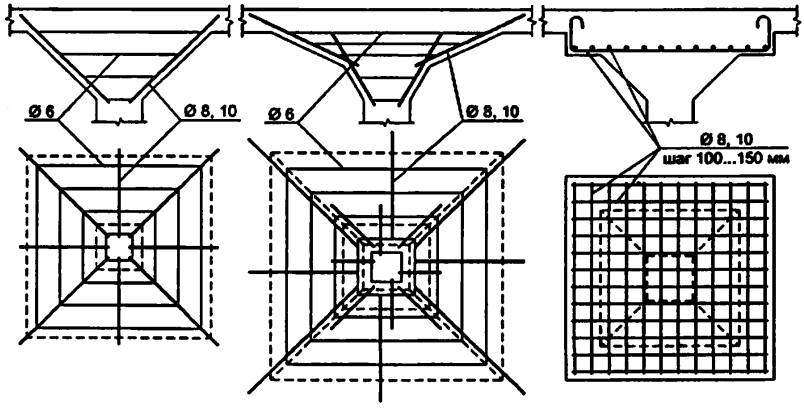


Рисунок 3.6 – Варианты схем армирования пирамидальных капителей

Варианты армирования перекрытия с пирамидальными капителями проиллюстрированы на рисунках 3.6 и 3.7, а–г, а с плитными капителями – на рисунке 3.8, а, б.

При большом числе одинаковых участков плиты перекрытия (регулярная в плане конструктивная система) в целях экономии арматуры перекрытие подразделяют на пролетные и надопорные полосы (рисунок 3.7, в, г).

В сварных сетках в качестве рабочих стержней диаметром 5 мм и менее следует применять арматуру класса В500.

В обеих полосах нижние стержни должны быть продлены от оси пролета в каждую сторону не менее чем на $0{,}35l$. При этом в надопорной полосе стержни должны быть заведены за грань капителей на длину не менее чем на 10 диаметров этих стержней. Стержни верхней арматуры надопорной полосы должны быть заведены за ось ряда колонн в каждую сторону также не менее чем на $0{,}35l$.

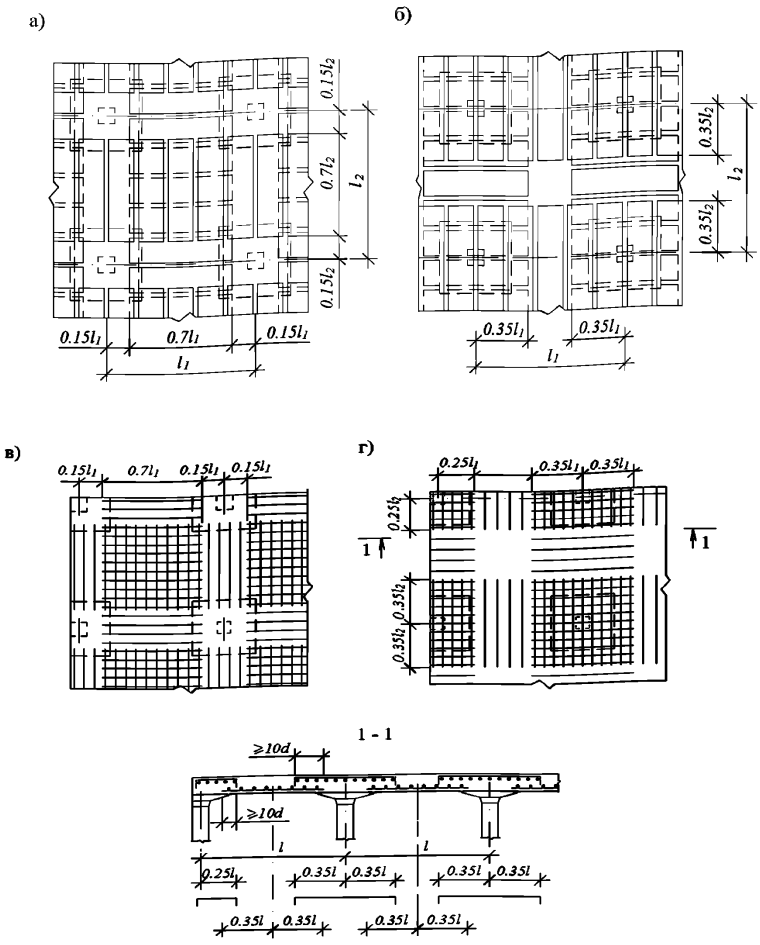


Рисунок 3.7 – Схемы армирования безбалочных перекрытий с пирамидальными надколонными капителями:

а – пролетная арматура, состоящая из узких сварных сеток; *б* – то же, надопорная арматура; в – пролетная арматура, состоящая из вязаных сеток и отдельных стержней; *г* – то же, надопорная арматура

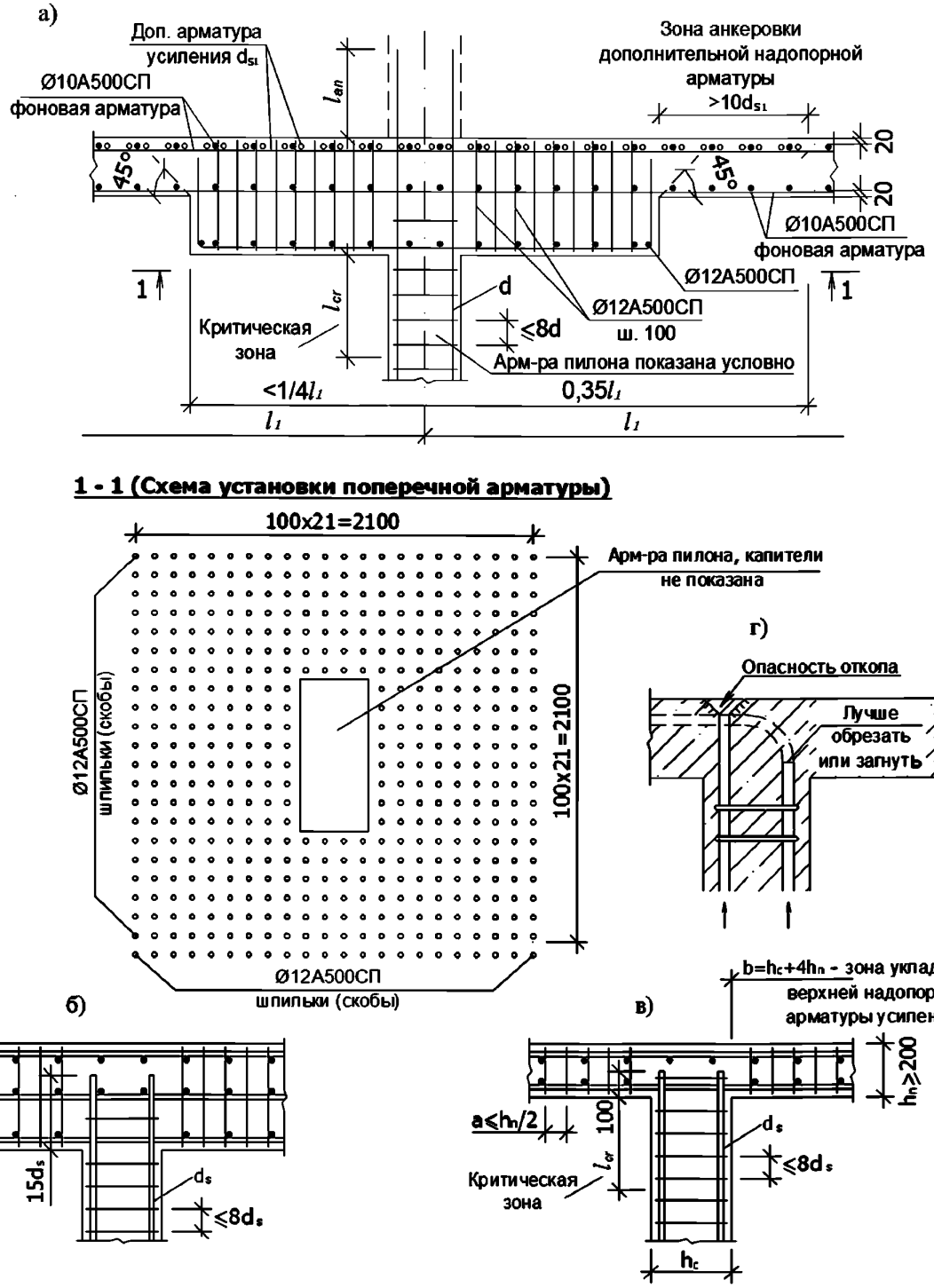


Рисунок 3.8 – Схемы армирования участков опирания плит перекрытий (покрытий) на колонны (пилоны): *а*, *б* – с капителями; *в* – без капителей; *г* – окончание сжатых стержней близ свободной поверхности бетона

3.1.4 Армирование плит перекрытий в местах отверстий

Отверстия значительных размеров (300 мм и более) в монолитных железобетонных плитах должны окаймляться дополнительной арматурой с суммарным сечением не менее сечения рабочей арматуры (того же направления), которая требуется по расчету плиты как сплошной (рис. 3.9, а).

Отверстия до 300 мм при армировании сварными сетками и каркасами специальными стержнями не окаймляют.

При армировании перекрытия вязаными каркасами вокруг таких отверстий устанавливают по два дополнительных стержня с промежутком 50 мм (рис. 3.9, б).

При армировании плит перекрытий сварными сетками отверстия размером в поперечнике менее 300 мм в арматуре рекомендуется вырезать по месту.

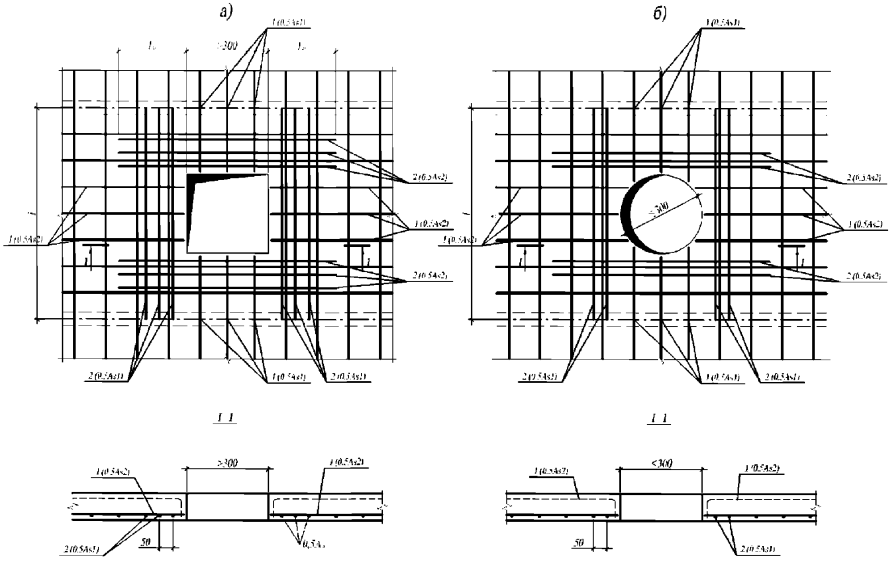


Рисунок 3.9 – Армирование плит в местах отверстий:

а, б – отверстия шириной соответственно более 300 и до 300 мм;

1 – стержни арматуры плиты; 2 – специальные стержни арматуры, окаймляющие отверстие

3.1.5 Армирование по свободным краям плит перекрытий.

Дополнительная окаймляющая арматура служит для восприятия возможных краевых нагрузок, а также усилий от температурных и усадочных деформаций.

Так как на свободных краях плит развиваются изгибающие усилия и прогибы от равномерно распределенной нагрузки, часто более значительные по сравнению с прогибами в остальных зонах, целесообразно предусматривать усиленное армирование краевых зон плиты, как показано на рис. 3.10 или же наличие краевых утолщений (балок).

При армировании сварными сетками необходима установка на краевых участках плоских плит поперечной арматуры в виде П-образных элементов (полухомутов), обеспечивающих восприятие крутящих моментов и надежную анкеровку концевых участков основной продольной арматуры.

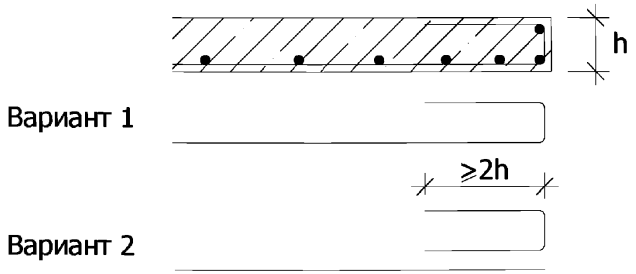


Рисунок 3.10 – Дополнительная краевая арматура плит

ЛИТЕРАТУРА

1. Рекомендации по защите монолитных жилых зданий от прогрессирующего обрушения. – М.: Правительство Москвы, 2005.

2. СТО 36554501-005-2006**. Примечание арматуры класса А500СП в железобетонных конструкциях. ОАО «НИЦ «Строительство». – М. 2013. – 9 с.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1. Примеры расчета

В приложении представлены примеры расчетов безбалочных плит перекрытия по первой и второй группам предельных состояний, а также методы определения внутренних усилий для дальнейших расчетов методом предельного равновесия.

В качестве примера разработана пространственная каркасная конструкция безбалочного каркаса, с размерами пролетной ячейки 7,2×6 м. Каркас представляет собой 2-этажное 5-пролетное во взаимно-перпендикулярных направлениях сооружение с общим габаритом в плане 36×30 м (L×B). Высота этажа 3 м. Плита принята толщиной 200 мм, колонны 400×400 мм.

Для определения внутренних усилий рассчитаем принятый каркас методом конечных элементов (МКЭ) и методом заменяющих рам.

Расчет методом заменяющих рам представлен на стр. 121.

Моделирование расчетной схемы несущего каркаса на основе конечных элементов и расчет выполнен с использованием программного комплекса Лира-САПР 2013 (ID 786986605), сертифицированного на территории Российской Федерации (сертификат соответствия № 0896386).

Моделирование выполним в линейной (упругой) и нелинейной (неупругой) постановках задачи.

В качестве расчетной модели использована пространственная стержневая модель, в которой колонны заданы универсальными пространственными стержневыми элементами (КЭ тип 10), а железобетонные плиты перекрытий заданы универсальными четырехугольными элементами оболочки (КЭ тип 44) с шагом триангуляционной сетки 0,2 м. Кроме того, моделирование зон опирания плиты перекрытия на колонны выполнено с помощью так называемых «Абсолютно жестких тел (АЖТ)». Учет неупругой работы (физическая нелинейность) учтен косвенно, с помощью пониженных значений модуля упругости материалов в соответствии с СП 52-103-2007. Модуль упругости для КЭ плит принимается пониженным с коэффициентом 0,3 (при вычислении усилий) и 0,2 (при вычислении перемещений), учитывающим ползучесть бетона и наличие трещин. Модуль

упругости для вертикальных элементов принимается с коэффициентом 0,6, учитывающим только ползучесть бетона.

При моделировании нелинейной модели в качестве рабочих диаграмм приняты упрощенные двухлинейные диаграммы по типу диаграмм Прандтля. При этом точка диаграммы, соответствующая максимальной деформации арматуры поднята относительно точки перелома двухлинейной диаграммы на величину, образующуюся наклоном второй ветви диаграммы на угол, равный 1°. Моделование зон опирания плиты перекрытия на колонны выполнено без создания проекции тела колонны в сетке конечных элементов плиты (создание «абсолютно жестких тел (АЖТ)» не предусмотрено самим расчетным комплексом «Лира» в рамках нелинейной задачи).

Узлы основания колонн первого этажа закреплены жестко по всем 6-ти степеням свободы.

В результате выполнения комплекса расчетов получены усилия и перемещения во всех конструктивных элементах расчетной схемы.

Далее был выполнен комплекс статических расчетов по первой и второй группам предельных состояний, и проведен анализ напряженно-деформированного состояния элементов плиты с точки зрения выполнения действующих норм и требований.

Для расчета модели сооружения приняты следующие нагрузки:

	Состав	Толщина, м	Плотность материала ($кг/м^3$)	Нормат. значение нагрузки ($кг/м^2$)	γc	Расчетное значение нагрузки, ($кг/м^2$)
1	Монолитная ЖБ плита	0,20	2500,00	500,00	1,10	550.00
2	Полы	0,10	2000,00	200,00	1,30	260.00
3	Перегородки	-	-	65,00	1,30	84.50
Суммарная постоянная				765,00		894,50
Временная	СП 20,13330,2011			200,00	1,20	240,00

Итого	965,00		1134,50

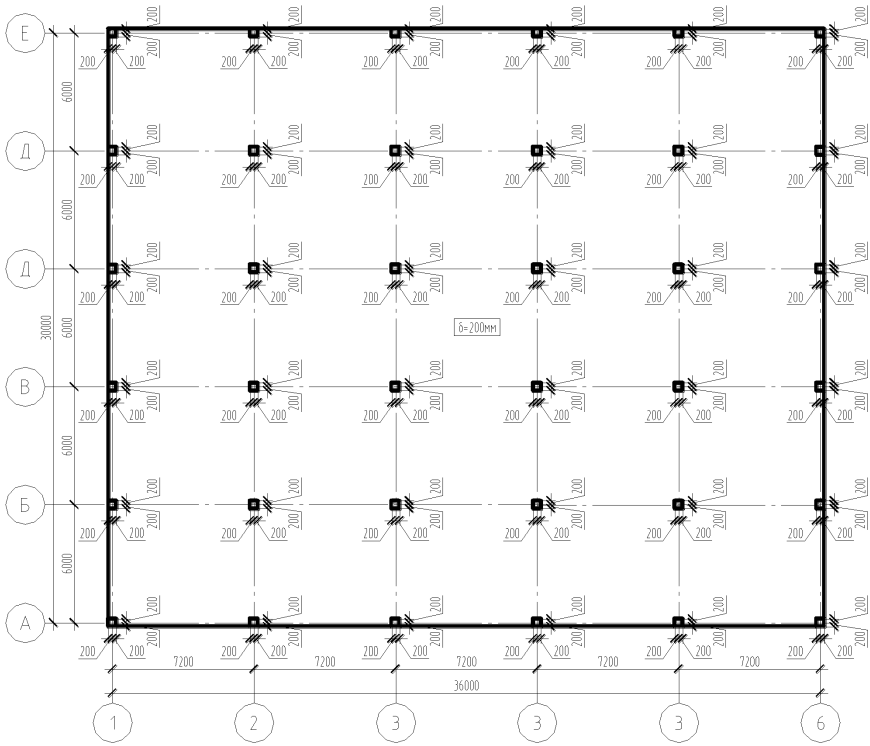


Рисунок П1 – Схема расположения вертикальных и горизонтальных несущих элементов каркаса

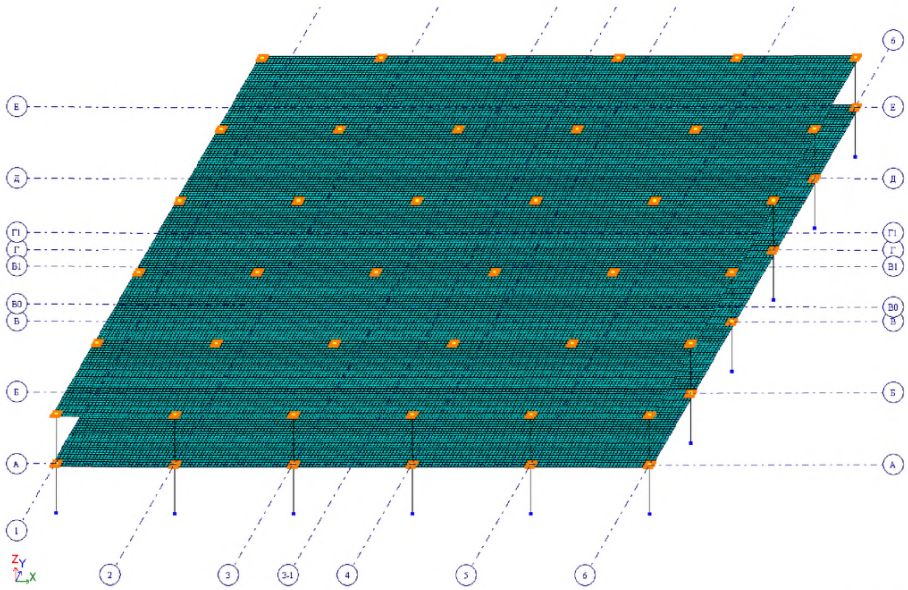


Рисунок П2 – Конечно-элементная модель каркаса (МКЭ). Общий вид

Для оценки прочности, трещиностойкости и деформативности конструкций каркаса сооружения рассмотрены нормативные и расчетные сочетания нагрузок. Причем рассмотрены по отдельности нормативные кратковременные и нормативные длительные сочетания нагрузок.

В результате расчета конечно-элементной модели получим следующие изополя изгибающих моментов (фрагмент):

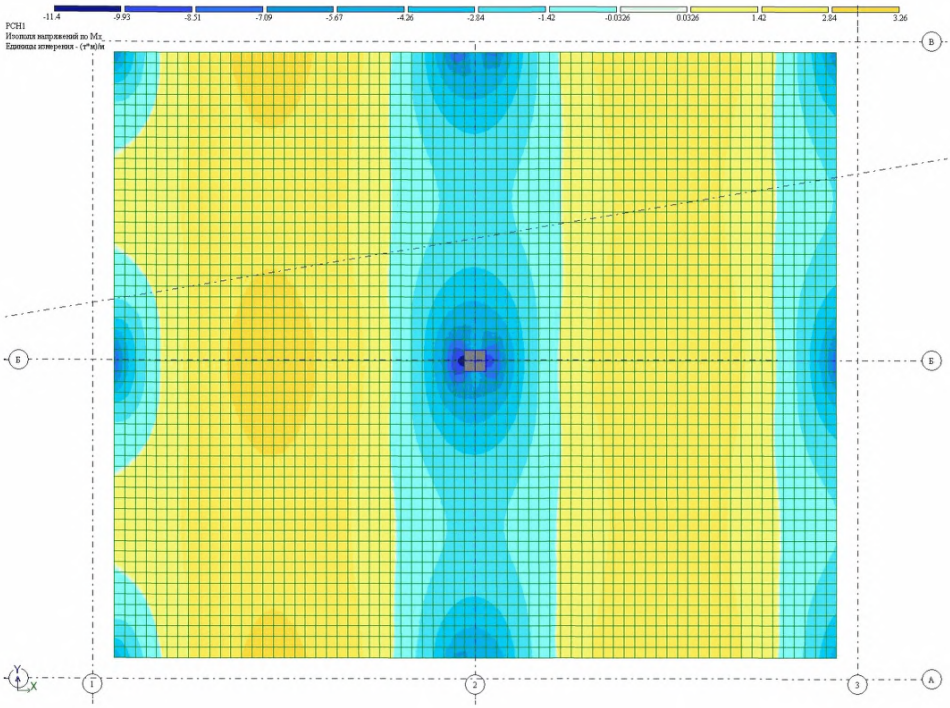


Рисунок П3 – Изополя изгибающих моментов M_x от полных расчетных нагрузок

Рассмотрим расчет прочности нормального сечения плиты в зоне опирания на колонну по указаниям СП 63.13300.2012 на действие максимального изгибающего момента.

Расчет выполним для опорного участка перекрытия, расположенного в осях 2/Б.

В качестве основного армирования плиты (по всей площади плиты) примем горизонтальное армирование из арматуры класса А500С в виде стержней диаметром 12 мм с шагом 200 мм. Также в рассматриваемой опорной зоне установим дополнительное армирование из стержней диаметром 25 мм с шагом 200 мм, которое необходимо из расчета по второй группе предельных состояний (трещиностойкость).

Класс бетона по прочности на сжатие B25.

Исходные данные:

Защитный слой:

- a_s = 3 см = 3 / 100 = 0,03 м;
- a'_s = 3 см = 3 / 100 = 0,03 м;

Площадь ненапрягаемой наиболее растянутой продольной арматуры:

(Стержневая арматура, диаметром 12 мм, 5 шт. и диаметром 25 мм, 5 шт.):

- A_s = 30,19 см ^{2} = 30,19 / 10000 = 0,00302 м ^{2};

Площадь ненапрягаемой сжатой или наименее растянутой продольной арматуры:

(Стержневая арматура, диаметром 12 мм; 5 шт.):

- A'_s = 5,7 см ^{2} = 5,7 / 10000 = 0,00057 м ^{2};

Размеры сечения:

- h = 20 см = 20 / 100 = 0,2 м;
- b = 100 см = 100 / 100 = 1 м;

Усилия:

- M = 11,4 тс м = 11,4 / 101,97162123 = 0,1118 МН м;

Результаты расчета:

1) Расчетное сопротивление бетона

Класс бетона - B25.

По табл. 6.7 R_{bn} = 18,5 МПа .

По табл. 6.7 R_{btn} = 1,55 МПа .

По табл. 6.8 R_b = 14,5 МПа .

По табл. 6.8 R_{bt} = 1,05 МПа .

B = 25 .

2) Учет особенностей работы бетона в конструкции

$gb1$ = 1 .

$gb3$ = 1 .

$gb4$ = 1 .

$gb5$ = 1 .

m_{kp} = 1 .

$R_b = gb1\ gb3\ gb4\ gb5\ R_b = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 14,5 = 14,5$ МПа .

$R_b = m_{kp}\ gb1\ gb3\ gb4\ gb5\ R_b = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 14,5 = 14,5$ МПа .

$R_{bt} = gb1\ R_{bt} = 1 \cdot 1,05 = 1,05$ МПа .

$R_{bt} = m_{kp}\ gb1\ R_{bt} = 1 \cdot 1 \cdot 1,05 = 1,05$ МПа .

3) Расчетные значения прочностных характеристик арматуры

Расчетные значения прочностных характеристик арматуры

Класс ненапрягаемой продольной арматуры - A500.

R_s = 435 МПа .

Т.к. $gb1 >= 1$:

R_{sc} = 400 МПа .

$R_s = m_{kp}\ R_s = 1 \cdot 435 = 435$ МПа .

$R_{sc} = m_{kp}\ R_{sc} = 1 \cdot 400 = 400$ МПа .

4) Значение модуля упругости арматуры

E_s = 200000 МПа .

5) Определение значения начального модуля упругости бетона

По табл. 6.11 E_b = 30000 МПа .

6) Определение граничной относительной высоты сжатой зоны

$e_{s,\ el} = R_S/E_S = 435/200000 = 0,00218$ (формула (8.2); п. 8.1.6).

Т.к. $g_{b1} >= 1$:

$e_{b2} = 0,0035$.

7) Продолжение расчета по п. 8.1.6

$x_R = 0,8/(1+e_{s,\ el}/e_{b2}) =$

$= 0,8/(1+0,00218/0,0035) = 0,49296$ (формула (8.1); п. 8.1.6).

8) Расчет изгибаемых элементов

Т.к. $R_S\ A_S = 435 \cdot 0,00302 = 1,31327$ МН > $R_{SC}\ A'_S = 400 \cdot 0,00057 = 0,228$ МН :

$x = (R_S\ A_S - R_{SC}\ A'_S)/(R_b\ b) =$

$= (435 \cdot 0,00302 - 400 \cdot 0,00057)/(14,5 \cdot 1) = 0,07485$ м (формула (8.5); п. 8.1).

$h_O = h - a_S = 0,2 - 0,03 = 0,17$ м .

$x = x/h_O = 0,07485/0,17 = 0,44029$.

Т.к. $x = 0,44029 <= x_R = 0,49296$;

$M_{ult} = R_b\ b\ x\ (h_O - 0,5\ x) + R_{SC}\ A'_S\ (h_O - a'_S) =$

$= 14,5 \cdot 1 \cdot 0,07485 \cdot (0,17 - 0,5 \cdot 0,07485) + 400 \cdot 0,00057 \cdot (0,17 - 0,03) = 0,17581$ МН м (формула (8.4); п. 8.1.9).

9) Продолжение расчета по п. 8.1.8

$M = 0,1118$ МН м <= $M_{ult} = 0,17581$ МН м (63,59138**% от предельного значения**) - условие выполнено (формула (8.3); п. 8.1.8).

Условие прочности соблюдается, однако согласно результатам расчета, значение относительной высоты сжатой зоны x=0,44 превышает рекомендуемое максимальное значение xmax равное 0,7*xR=0,7*0,49=0,34 (см. п.2.4 настоящего пособия).

Для обеспечения достаточного для перераспределения усилий пластического деформирования арматуры следует увеличить высоту сечения плиты и подобрать соответствующее армирование, при которых относительная высота сжатой зоны бетона плиты не превысит xmax.

В нашем примере высоту сечения плиты увеличим путем введения в конструкцию каркаса капители. Назначим в итоге суммарную толщину (плита + капитель) 300 мм, размером в плане 2,8×2,8м. Горизонтальный габарит капители 2,8 м принят исходя из необходимости обеспечения трещиностойкости.

Тогда скорректируем конечно-элементную модель каркаса сооружения, добавив в модель капитель, для того чтобы получить новые значения изгибающих моментов.

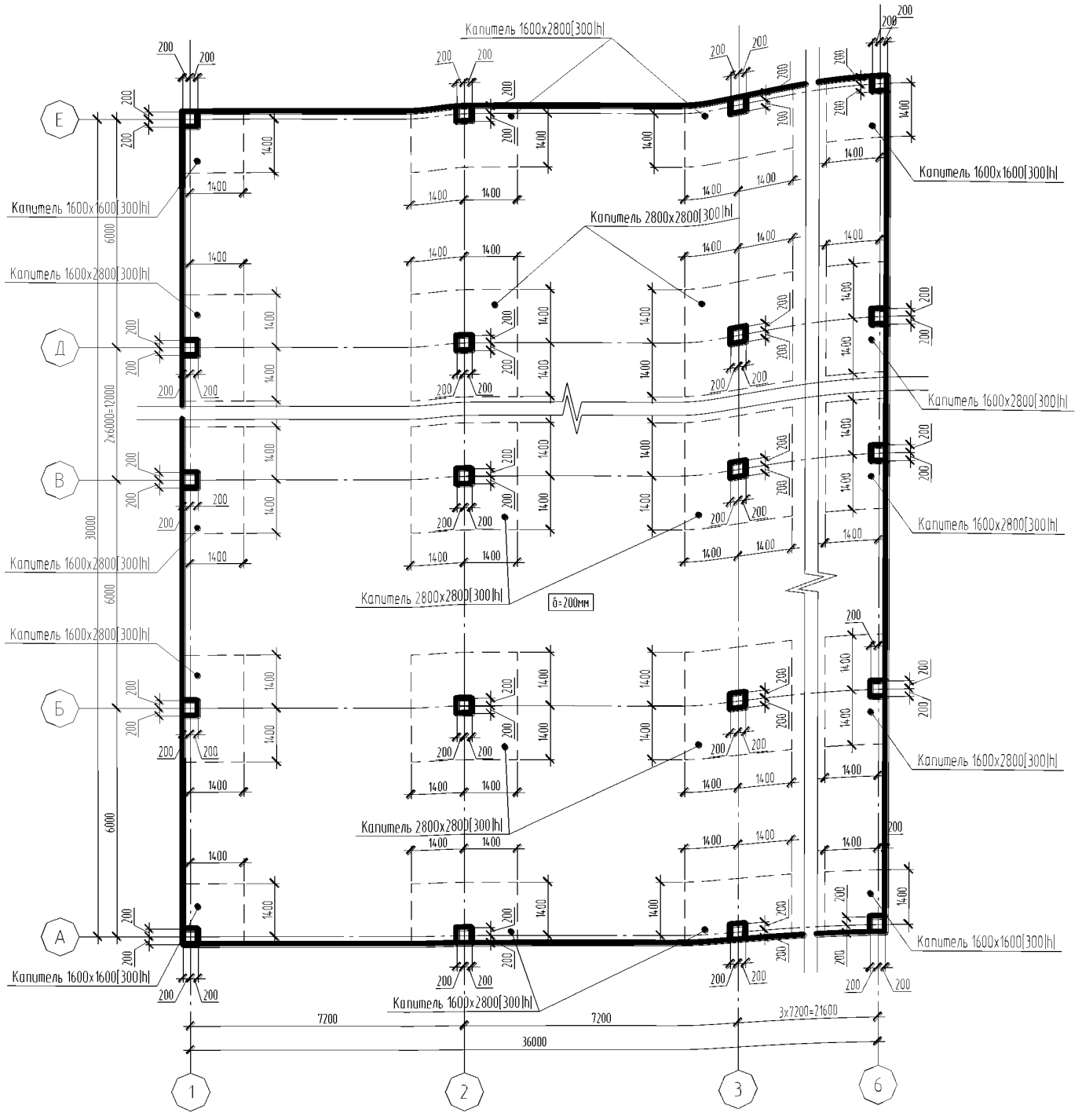


Рисунок П4 – Схема каркаса с капителями

В результате расчета конечно-элементной модели получим следующие изополя изгибающих моментов (фрагмент):

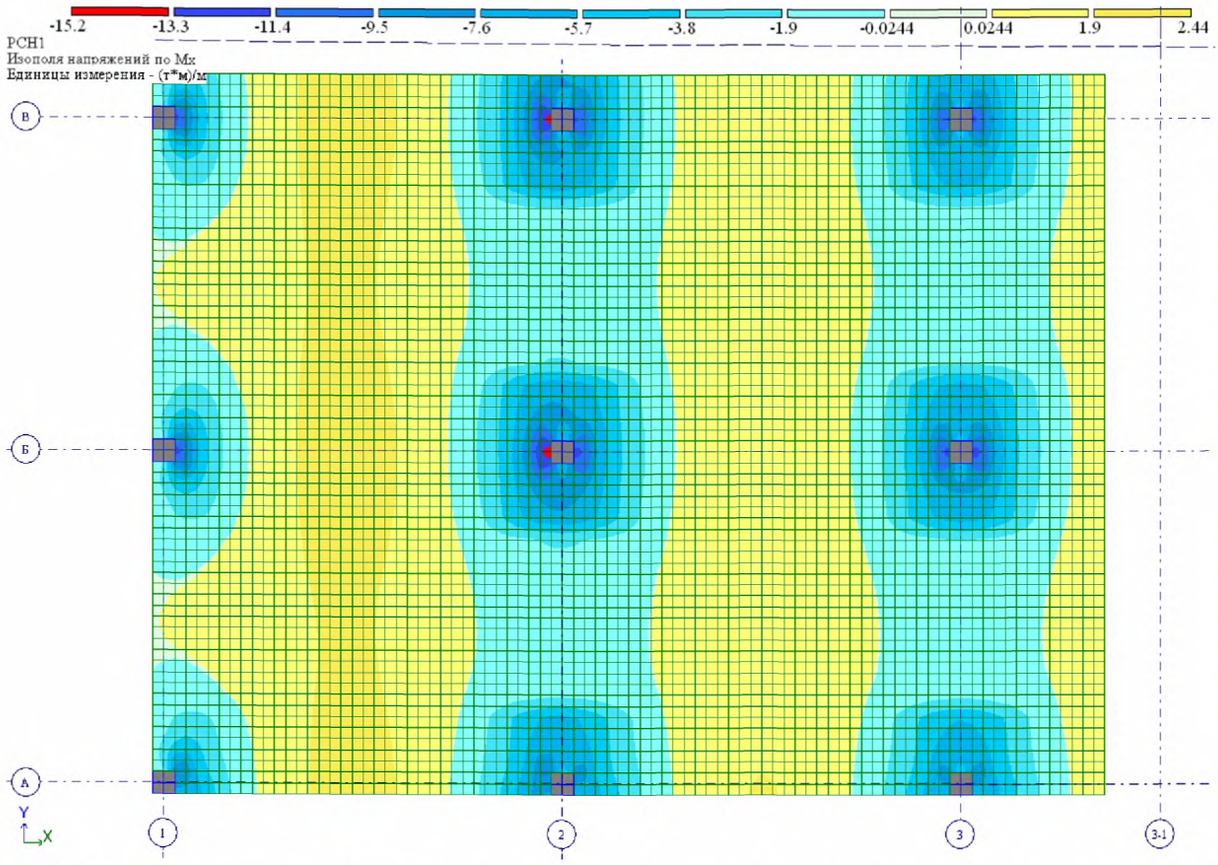


Рисунок П5 – Изополя изгибающих моментов M_x от действия полных расчетных нагрузок, макс. над колонной в осях 2/Б– 15,2 т·м, максимум в пролете в осях 1-2/Б – 2,44 т·м

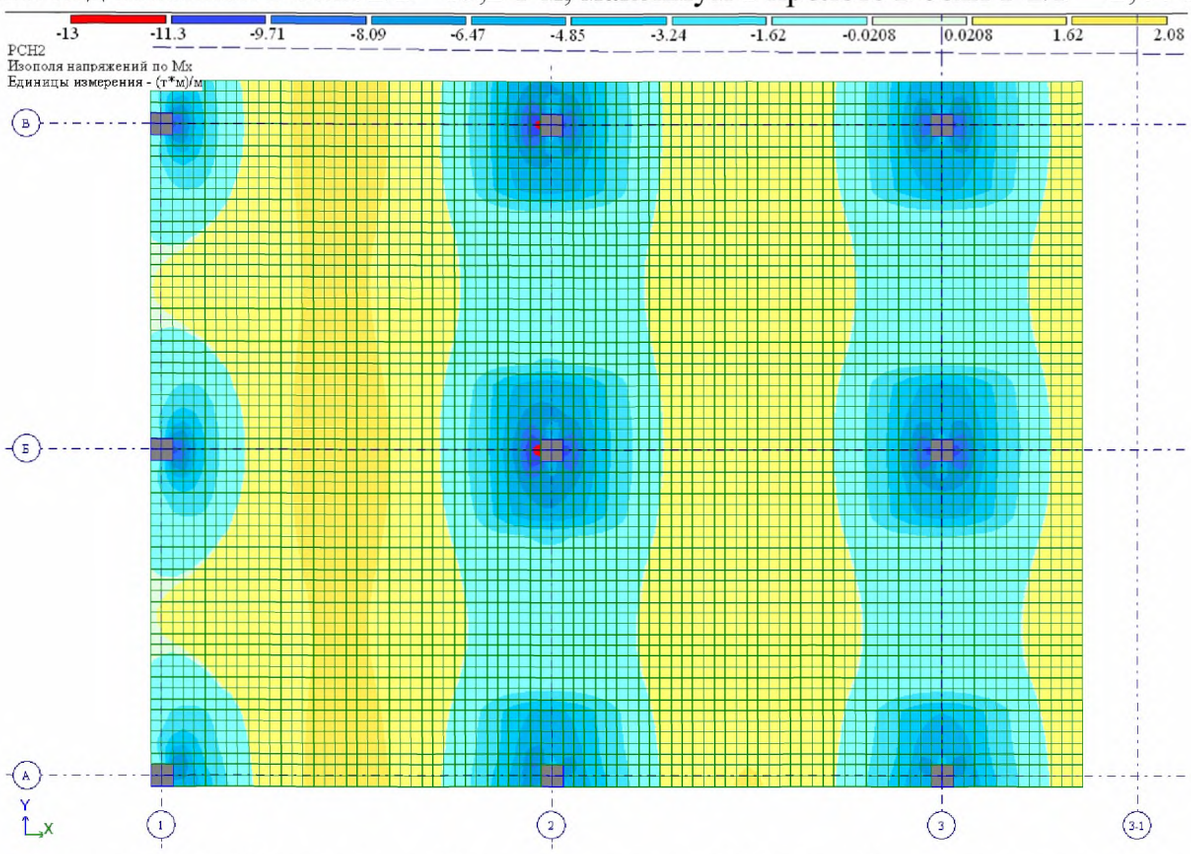


Рисунок П6 – Изополя изгибающих моментов M_x от действия нормативных кратковременных нагрузок, макс. над колонной в осях 2/Б - 13 т·м, макс. в пролете в осях 1-2/Б – 2,1 т·м

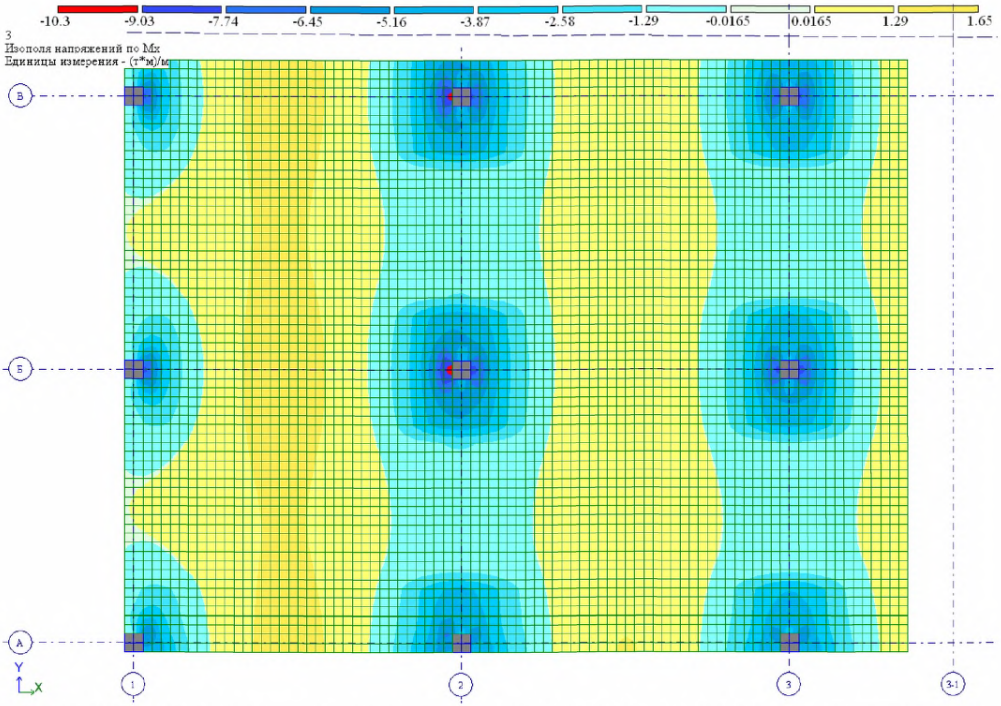


Рисунок П7 – Изополя изгибающих моментов M_x от действия нормативных длительных нагрузок, макс. над колонной в осях 2/Б – 10,3 т·м, в пролете в осях 1-2/Б – 1,65т·м

Выполним расчет прочности нормального сечения плиты с капителью в зоне опирания на колонну по указаниям СП 63.13300.2012 на действие максимального изгибающего момента. Расчет выполним для опорного участка перекрытия, расположенного в осях 2/Б.

В качестве основного армирования плиты (по всей площади плиты) примем горизонтальное армирование из арматуры класса А500С в виде стержней диаметром 12 мм с шагом 200 мм. Также в рассматриваемой опорной зоне установим дополнительное армирование из стержней диаметром 16 мм с шагом 200 мм, которое необходимо и из расчета по второй группе предельных состояний.

Исходные данные:

Защитный слой:

- a_s = 3 см = 3 / 100 = 0,03 м;
- a'_s = 3 см = 3 / 100 = 0,03 м;

Площадь ненапрягаемой наиболее растянутой продольной арматуры:

(Стержневая арматура, диаметром 12 мм, 5 шт. и диаметром 16 мм, 5 шт.):

- A_S = 15,7 см ^{2} = 15,7 / 10000 = 0,00157 м ^{2};

Площадь ненапрягаемой сжатой или наименее растянутой продольной арматуры:
(Стержневая арматура, диаметром 12 мм; 5 шт.):

- A'_S = 5,7 см ^{2} = 5,7 / 10000 = 0,00057 м ^{2};

Размеры сечения:

- h = 30 см = 30 / 100 = 0,3 м;

Усилия:

- M = 15,2 тс м = 15,2 / 101,97162123 = 0,14906 МН м;

Результаты расчета:

1) Расчетное сопротивление бетона

Класс бетона - B25.

По табл. 6.7 R_{bn} = 18,5 МПа .

По табл. 6.7 R_{btn} = 1,55 МПа .

По табл. 6.8 R_b = 14,5 МПа .

По табл. 6.8 R_{bt} = 1,05 МПа .

2) Учет особенностей работы бетона в конструкции

g_{b1} = 1 .

g_{b3} = 1 .

g_{b4} = 1 .

g_{b5} = 1 .

m_{kp} = 1 .

$R_b = g_{b1}\ g_{b3}\ g_{b4}\ g_{b5}\ R_b = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 14{,}5 = 14{,}5$ МПа .

$R_b = m_{kp}\ g_{b1}\ g_{b3}\ g_{b4}\ g_{b5}\ R_b = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 14{,}5 = 14{,}5$ МПа .

$R_{bt} = g_{b1}\ R_{bt} = 1 \cdot 1{,}05 = 1{,}05$ МПа .

$R_{bt} = m_{kp}\ g_{b1}\ R_{bt} = 1 \cdot 1 \cdot 1{,}05 = 1{,}05$ МПа .

3) Расчетные значения прочностных характеристик арматуры

Расчетные значения прочностных характеристик арматуры

Класс ненапрягаемой продольной арматуры - A500.

R_S = 435 МПа .

Т.к. $g_{b1} >= 1$:

R_{SC} = 400 МПа .

$R_S = m_{kp}\ R_S = 1 \cdot 435 = 435$ МПа .

$R_{SC} = m_{kp}\ R_{SC} = 1 \cdot 400 = 400$ МПа .

4) Значение модуля упругости арматуры

E_S = 200000 МПа .

5) Определение значения начального модуля упругости бетона

По табл. 6.11 E_b = 30000 МПа .

6) Определение граничной относительной высоты сжатой зоны

$e_{s,\ el} = R_S/E_S = 435/200000 = 0{,}00218$ (формула (8.2); п. 8.1.6).

Т.к. $g_{b1} >= 1$:

e_{b2} = 0,0035 .

7) Продолжение расчета по п. 8.1.6

$x_R = 0{,}8/(1+e_{s,\ el}/e_{b2}) = 0{,}8/(1+0{,}00218/0{,}0035) = 0{,}49296$ (формула (8.1); п. 8.1.6).

8) Расчет изгибаемых элементов

Т.к. $R_S\ A_S = 435 \cdot 0{,}00157 = 0{,}68295$ МН > $R_{SC}\ A'_S = 400 \cdot 0{,}00057 = 0{,}228$ МН :

$x = (R_S\ A_S - R_{SC}\ A'_S)/(R_b\ b) =$

= (435 · 0,00157-400 · 0,00057)/(14,5 · 1) = 0,03138 м (формула (8.5); п. 8.1).

$h_o = h-a_s = 0,3-0,03 = 0,27$ м .

$x = x/h_o = 0,03138/0,27 = 0,11622 \approx xmin.$

Т.к. $x = 0,11622 <= x_R = 0,49296$; $x > 0$ м :

$M_{ult} = R_b\ b\ x\ (h_o-0,5\ x)+R_{sc}\ A'_s\ (h_o-a'_s) =$

$= 14,5 \cdot 1 \cdot 0,03138 \cdot (0,27-0,5 \cdot 0,03138)+400 \cdot 0,00057 \cdot (0,27-0,03) = 0,17043$ МН м (формула (8.4); п. 8.1.9).

9) Продолжение расчета по п. 8.1.8

$M = 0,14906$ МН м $<= M_{ult} = 0,17043$ МН м (87,46113**% от предельного значения**) - условие выполнено (формула (8.3); п. 8.1.8).

Расчет показал, что при принятой высоте сечения плиты – 300 мм и армировании – 12 мм + 16 мм с шагом 200 мм величина относительной высоты сжатой зоны бетона соответствует нашим рекомендациям по учету пластических деформаций (п. 2.4. пособия) и говорит о рациональном назначении опорного сечения плиты перекрытия, в данном случае решении с капителью.

Рассмотрим аналогичный расчет пролетного сечения плиты (участок в осях 1-2/Б):

Исходные данные:

Защитный слой:

- $a_s = 3$ см $= 3 / 100 = 0,03$ м;
- $a'_s = 3$ см $= 3 / 100 = 0,03$ м;

Площадь ненапрягаемой наиболее растянутой продольной арматуры:

(Стержневая арматура, диаметром 12 мм; 5 шт.):

- $A_s = 5,7$ см $^2 = 5,7 / 10000 = 0,00057$ м ^{2};

Площадь ненапрягаемой сжатой или наименее растянутой продольной арматуры:

(Стержневая арматура, диаметром 12 мм; 5 шт.):

- $A_s = 5,7$ см $^2 = 5,7 / 10000 = 0,00057$ м ^{2};

Размеры сечения:

- $h = 20$ см $= 20 / 100 = 0,2$ м;

Усилия:

- $M = 2,44$ тс м $= 2,44 / 101,97162123 = 0,02393$ МН м;

Результаты расчета:

1) Расчетное сопротивление бетона

Класс бетона - B25.

Бетон - тяжелый.

По табл. 6.7 $R_{bn} = 18,5$ МПа .

По табл. 6.7 $R_{btn} = 1,55$ МПа .

По табл. 6.8 $R_b = 14,5$ МПа .

По табл. 6.8 $R_{bt} = 1,05$ МПа .

2) Учет особенностей работы бетона в конструкции

$\gamma_{b1} = 1$.

$\gamma_{b3} = 1$.

$\gamma_{b4} = 1$.

$g_{b5} = 1$.

$m_{kp} = 1$.

$R_b = g_{b1}\ g_{b3}\ g_{b4}\ g_{b5}\ R_b = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 14,5 = 14,5$ МПа .

$R_b = m_{kp}\ g_{b1}\ g_{b3}\ g_{b4}\ g_{b5}\ R_b = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 14,5 = 14,5$ МПа .

$R_{bt} = g_{b1}\ R_{bt} = 1 \cdot 1,05 = 1,05$ МПа .

$R_{bt} = m_{kp}\ g_{b1}\ R_{bt} = 1 \cdot 1 \cdot 1,05 = 1,05$ МПа .

3) Расчетные значения прочностных характеристик арматуры

Расчетные значения прочностных характеристик арматуры

Класс ненапрягаемой продольной арматуры - A500.

$R_S = 435$ МПа .

Т.к. $g_{b1} >= 1$:

$R_{sc} = 400$ МПа .

$R_S = m_{kp}\ R_S = 1 \cdot 435 = 435$ МПа .

$R_{sc} = m_{kp}\ R_{sc} = 1 \cdot 400 = 400$ МПа .

4) Значение модуля упругости арматуры

$E_S = 200000$ МПа .

5) Определение значения начального модуля упругости бетона

По табл. 6.11 $E_b = 30000$ МПа .

6) Определение граничной относительной высоты сжатой зоны

$e_{s,\ el} = R_S/E_S = 435/200000 = 0,00218$ (формула (8.2); п. 8.1.6).

Т.к. $g_{b1} >= 1$:

$e_{b2} = 0,0035$.

7) Продолжение расчета по п. 8.1.6

$x_R = 0,8/(1+e_{s,\ el}/e_{b2}) = 0,8/(1+0,00218/0,0035) = 0,49296$ (формула (8.1); п. 8.1.6).

8) Расчет изгибаемых элементов

Т.к. $R_S\ A_S = 435 \cdot 0,00057 = 0,24795$ МН $> R_{sc}\ A'_S = 400 \cdot 0 = 0$ МН :

$x = (R_S\ A_S - R_{sc}\ A'_S)/(R_b\ b) =$

$= (435 \cdot 0,00057)/(14,5 \cdot 1) = 0,0171$ м (формула (8.5); п. 8.1).

$h_O = h - a_S = 0,2 - 0,03 = 0,17$ м .

$x = x/h_O = 0,0171/0,17 = 0,10059 \approx x_{min}$.

Т.к. $x = 0,10059 <= x_R = 0,49296$; $x > 0$ м :

$M_{ult} = R_b\ b\ x\ (h_O - 0,5\ x) + R_{sc}\ A'_S\ (h_O - a'_S) =$

$= 14,5 \cdot 1 \cdot 0,0171 \cdot (0,17 - 0,5 \cdot 0,0171) + 400 \cdot 0 \cdot (0,17 - 0,03) = 0,04003$ МН м (формула (8.4); п. 8.1.9).

9) Продолжение расчета по п. 8.1.8

$M = 0,02393$ МН м $<= M_{ult} = 0,04003$ МН м (59,78016% **от предельного значения**) – условие выполнено (формула (8.3); п. 8.1.8).

Здесь расчет также показал, что при высоте сечения плиты 200 мм, нижним и верхнем армировании стержнями диаметром 12 мм с шагом 200 мм величина относительной высоты сжатой зоны бетона x соответствует нашим рекомендациям по учету пластических деформаций.

Расчет на продавливание опорной зоны плиты над колонной

Рассмотрим расчет плиты перекрытия с капителью на продавливание над колонной в осях 2/Б.

Из расчета конечно-элементной модели получены расчетные усилия, необходимые для расчета – продольные усилия и изгибающие моменты в колоннах.

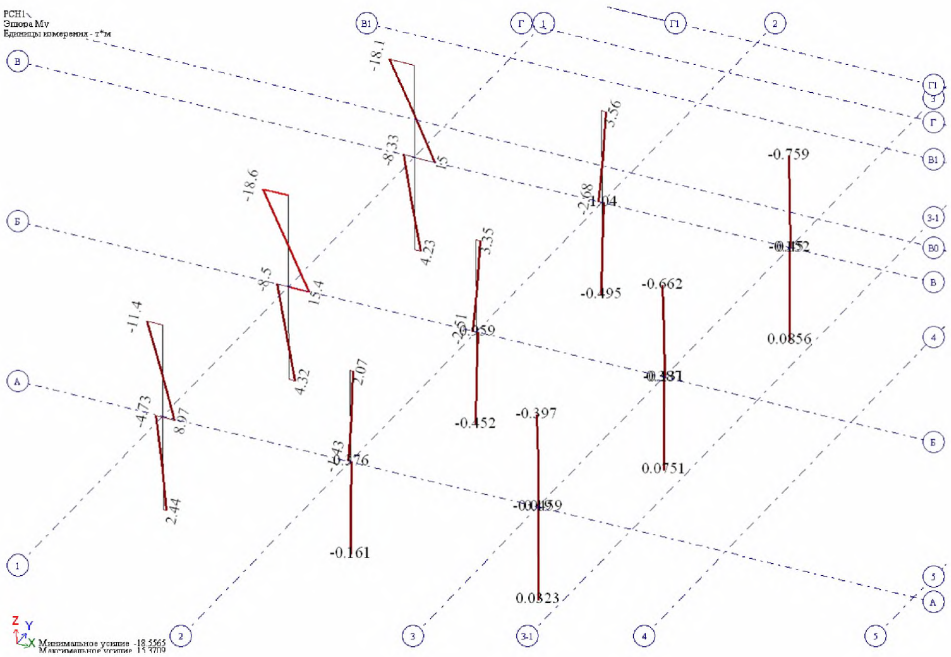


Рисунок П8 – Эпюры изгибающих моментов M_y от действия полных расчетных нагрузок.

Расчетный изгибающий момент на продавливание над колонной в осях 2/Б

$$M_y = 2{,}51 + 0{,}59 = 3{,}1 \text{ т·м}$$

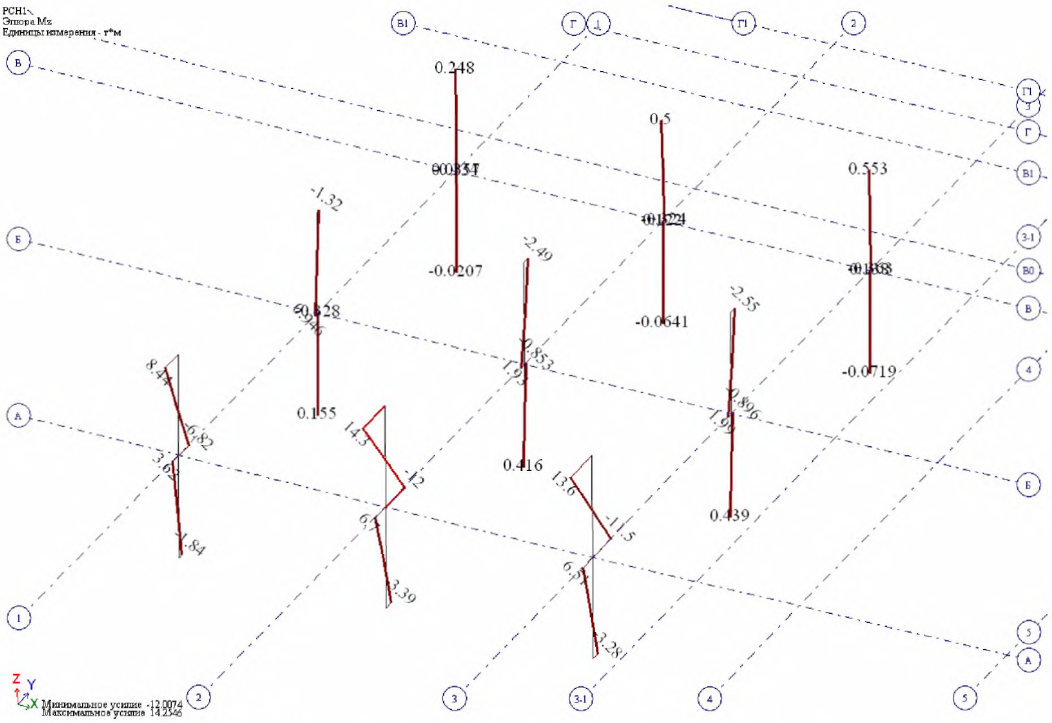


Рисунок П9 – Эпюры изгибающих моментов M_z от действия полных расчетных нагрузок.

Расчетный изгибающий момент на продавливание над колонной в осях 2/Б

$M_z = 1.93 + 0,85 = 2,78$ т·м

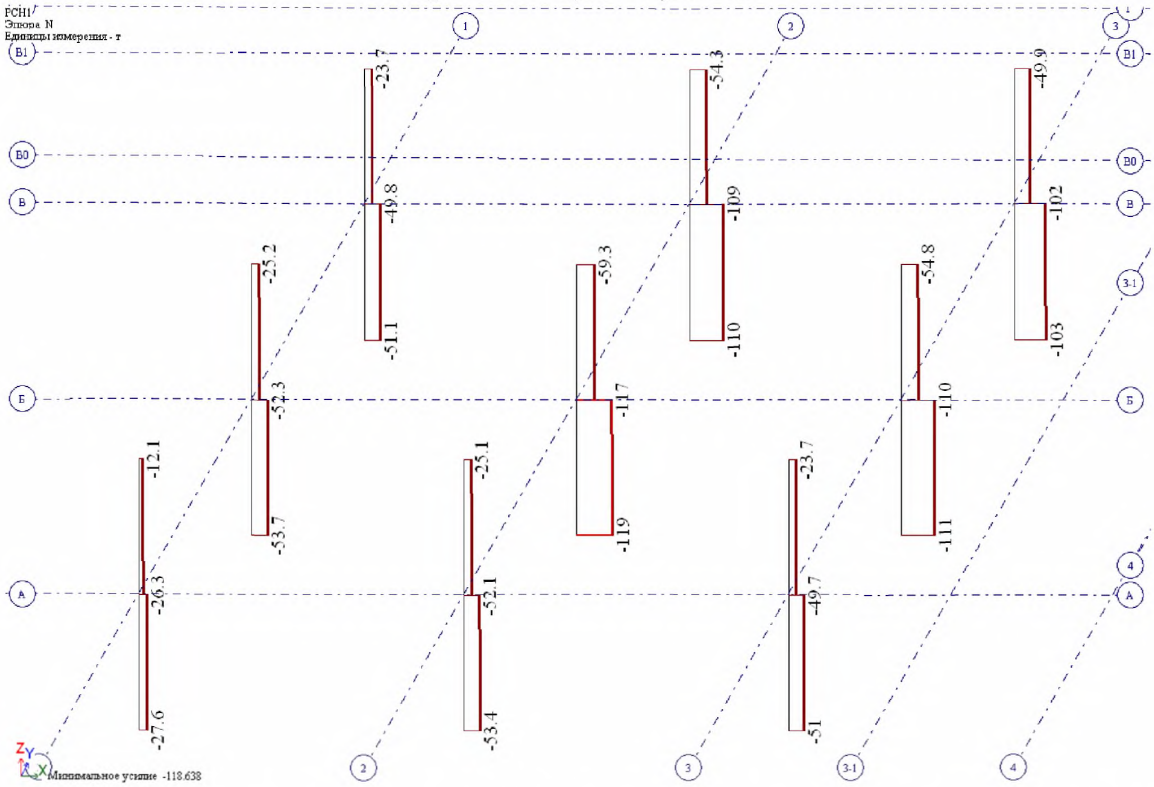


Рисунок П10 – Эпюры продольных усилий N от действия полных расчетных нагрузок.

Расчетное продавливающее усилия для плиты над колонной в осях 2/Б – 58 т.

Исходные данные:

- a_x = 3 см = 3 / 100 = 0,03 м;
- a_y = 3 см = 3 / 100 = 0,03 м;
- b_x = 40 см = 40 / 100 = 0,4 м;
- b_y = 40 см = 40 / 100 = 0,4 м;

Нагрузка:

- F = 58 тс = 58 / 101,97162123 = 0,56879 МН;

Размеры сечения:

- h = 30 см = 30 / 100 = 0,3 м;

Усилия в двух направлениях:

- M_x = 2,8 тс м = 2,8 / 101,97162123 = 0,02746 МН м;
- M_y = 3,1 тс м = 3,1 / 101,97162123 = 0,0304 МН м;

Результаты расчета:

1) Расчетное сопротивление бетона

Класс бетона - B25.

Бетон - тяжелый.

По табл. 6.7 R_{bn} = 18,5 МПа .

По табл. 6.7 R_{btn} = 1,55 МПа .

По табл. 6.8 R_b = 14,5 МПа .

По табл. 6.8 R_{bt} = 1,05 МПа .

2) Учет особенностей работы бетона в конструкции

$gb1$ = 1 .

$gb3$ = 1 .

$gb4$ = 1 .

$gb5$ = 1 .

$R_b = gb1\ gb3\ gb4\ gb5\ R_b = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 14,5 = 14,5$ МПа .

$R_b = m_{kp}\ gb1\ gb3\ gb4\ gb5\ R_b = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 14,5 = 14,5$ МПа .

$R_{bt} = gb1\ R_{bt} = 1 \cdot 1,05 = 1,05$ МПа .

$R_{bt} = m_{kp}\ gb1\ R_{bt} = 1 \cdot 1 \cdot 1,05 = 1,05$ МПа .

3) Расчет элементов без поперечной арматуры на продавливание при действии сосредоточенной силы и изгибающего момента

$h_{ox} = h\text{-}a_x = 0,3\text{-}0,03 = 0,27$ м .

$h_{oy} = h\text{-}a_y = 0,3\text{-}0,03 = 0,27$ м .

$h_o = 0,5\ (h_{ox}+h_{oy}) = 0,5 \cdot (0,27+0,27) = 0,27$ м .

$L_x = b_x+h_o = 0,4+0,27 = 0,67$ м .

$L_y = b_y+h_o = 0,4+0,27 = 0,67$ м .

$u = 2\ (L_x+L_y) = 2 \cdot (0,67+0,67) = 2,68$ м .

$A_b = u\ h_o = 2,68 \cdot 0,27 = 0,7236$ м ^{2} (формула (8.89); п. 8.1.47).

$F_{b,\ ult} = R_{bt}\ A_b = 1,05 \cdot 0,7236 = 0,75978$ МН (формула (8.88); п. 8.1.47).

4) Расчет для замкнутого прямоугольного контура

$W_{bx} = L_x\ L_y+L_y\ ^2/3 = 0,67 \cdot 0,67+0,67\ ^2/3 = 0,59853$ м ^{2} .

$W_{by} = L_x\ L_y+L_x\ ^2/3 = 0,67 \cdot 0,67+0,67\ ^2/3 = 0,59853$ м ^{2} .

5) При расчете на продавливание учитывается половина заданного изгибающего момента, а другую половину учитывают при расчете по нормальным сечениям

$M_x = M_x/2 = 0,02746/2 = 0,01373$ МН м .

$M_y = M_y/2 = 0,0304/2 = 0,0152$ МН м .

$M_{bx,\ ult} = R_{bt}\ W_{bx}\ h_{ox} = 1,05 \cdot 0,59853 \cdot 0,27 = 0,16968$ МН м (формула (8.94); п. 8.1.49).

$M_{by,\ ult} = R_{bt}\ W_{by}\ h_{oy} = 1,05 \cdot 0,59853 \cdot 0,27 = 0,16968$ МН м (формула (8.94); п. 8.1.49).

В соответствии с п. 8.1.46 при действии сосредоточенных моментов и силы в условиях прочности соотношение M/M_{ult} принимают не более F/F_{ult}.

Т.к. $M_x\ /M_{bx,\ ult} = 0,01373/0,16968 = 0,08092 <= 0,5\ F\ /F_{b,\ ult} = 0,5 \cdot 0,56879/0,75978 = 0,37431$ и $M_y\ /M_{by,\ ult} = 0,0152/0,16968 = 0,08958 <= 0,5\ F\ /F_{b,\ ult} = 0,5 \cdot 0,56879/0,75978 = 0,37431$:

$F\ /F_{b,\ ult}+M_x\ /M_{bx,\ ult}+M_y\ /M_{by,\ ult} = 0,56879/0,75978+0,01373/0,16968+0,0152/0,16968 = 0,91912 <= 1$ (91,91163% **от предельного значения**) – условие выполнено (формула (8.95); п. 8.1.49) **предельного значения**) – условие выполнено (формула (8.95); п. 8.1.49).

Расчет перекрытия по наклонным сечениям

В зданиях и сооружениях плиты перекрытия опираются как на колонны, так и стены, в качестве которых выступают диафрагмы жесткости, стены шахт лифтов и лестничных клеток, коммуникационных шахт.

В этой связи возникает необходимость проверки плиты по наклонным сечениям. Кроме того, проверки по наклонному сечению требуют участки плиты, которые, по сути, трансформируются в подобие балочных элементов, потому как приобретают конечную ширину. Это, к примеру, участки между отверстиями.

Для примера рассмотрим расчет по наклонному сечению некоторого участка плиты шириной один метр.

- *Исходные данные*:

Защитный слой:

- $a_s = 3$ см $= 3 / 100 = 0,03$ м;
- $a'_s = 3$ см $= 3 / 100 = 0,03$ м;

Площадь ненапрягаемой наиболее растянутой продольной арматуры:

(Стержневая арматура, диаметром 12 мм; 5 шт.):

- $A_s = 5,7$ см $^2 = 5,7 / 10000 = 0,00057$ м ^{2};

Площадь ненапрягаемой сжатой или наименее растянутой продольной арматуры:

(Стержневая арматура, диаметром 12 мм; 5 шт.):

- $A'_s = 5,7$ см $^2 = 5,7 / 10000 = 0,00057$ м ^{2};

Размеры сечения:

- $h = 20$ см $= 20 / 100 = 0,2$ м;

Усилия:

- $M = 3$ тс м $= 3 / 101,97162123 = 0,02942$ МН м;
- $Q = 3,6$ тс $= 3,6 / 101,97162123 = 0,0353$ МН;

Результаты расчета:

1) Расчетное сопротивление бетона

Класс бетона - B25.

Бетон - тяжелый.

По табл. 6.7 R_{bn} = 18,5 МПа .

По табл. 6.7 R_{btn} = 1,55 МПа .

По табл. 6.8 R_b = 14,5 МПа .

По табл. 6.8 R_{bt} = 1,05 МПа .

2) Учет особенностей работы бетона в конструкции

g_{b1} = 1 .

g_{b3} = 1 .

g_{b4} = 1 .

g_{b5} = 1 .

m_{kp} = 1 .

R_b = g_{b1} g_{b3} g_{b4} g_{b5} R_b = 1 · 1 · 1 · 1 · 14,5 = 14,5 МПа .

R_b = m_{kp} g_{b1} g_{b3} g_{b4} g_{b5} R_b = 1 · 1 · 1 · 1 · 1 · 14,5 = 14,5 МПа .

R_{bt} = g_{b1} R_{bt} = 1 · 1,05 = 1,05 МПа .

R_{bt} = m_{kp} g_{b1} R_{bt} = 1 · 1 · 1,05 = 1,05 МПа .

3) Определение значения начального модуля упругости бетона

По табл. 6.11 E_b = 30000 МПа .

4) Расчетные значения прочностных характеристик арматуры

Расчетные значения прочностных характеристик арматуры

Класс ненапрягаемой продольной арматуры - A500.

R_S = 435 МПа .

Т.к. g_{b1} >= 1 :

R_{SC} = 400 МПа .

Поперечная арматура - не рассматривается в данном расчете.

R_S = m_{kp} R_S = 1 · 435 = 435 МПа .

R_{SC} = m_{kp} R_{SC} = 1 · 400 = 400 МПа .

5) Расчет железобетонных элементов по полосе между наклонными сечениями

f_{b1} = 0,3 .

h_o = h-a_S = 0,2-0,03 = 0,17 м .

A_b = b h-A'_S-A_S = 1 · 0,2-0,00057-0,00057 = 0,19886 $м^2$.

f_n = 1 .

Q = 0,0353 МН <= f_n f_{b1} R_b b h_o = 1 · 0,3 · 14,5 · 1 · 0,17 = 0,7395 МН (4,77403% **от предельного значения**) – условие выполнено (формула (8.55); 8.1.32).

6) Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил

f_{b2} = 1,5.

Расчет – по СП 63.13330.2012.

Q_b = f_{b2} R_{bt} b h_o $^2/c$ = 1,5 · 1,05 · 1 · 0,17 $^2/0,34$ = 0,13388 МН (формула(8.57);п.8.1.33).

Q_b = 0,13388 МН >= 0,5 R_{bt} b h_o = 0,5 · 1,05 · 1 · 0,17 = 0,08925 МН (150,0056% **от предельного значения**) – условие выполнено .

Q_{sw} = 0 МН.

f_n = 1.

Q = 0,0353 МН <= f_n (Q_b+Q_{sw}) = 1 · (0,13388+0) = 0,13388 МН (26,36984% **от предельного значения**) – условие выполнено (формула (8.56); 8.1.33).

7) Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие изгибающих моментов

a = a_s = 0,03 м .

a' = a'$_s$ = 0,03 м .

h_o = h-a = 0,2-0,03 = 0,17 м .

N_s = R_s A_s = 435 · 0,00057 = 0,24795 МН .

M_{sw} = 0 МН м .

Z_s = 0,9 h_o = 0,9 · 0,17 = 0,153 м .

M_s = N_s Z_s = 0,24795 · 0,153 = 0,03794 МН м (формула (8.64); п. 8.1.35).

M = 0,02942 МН м <= M_s+M_{sw} = 0,03794+0 = 0,03794 МН м (77,54349% **от предельного значения**) - условие выполнено (формула (8.63); п. 8.1.35).

Расчет по раскрытию нормальных трещин в опорной зоне над колонной

Рассмотрим расчет нормального сечения плиты с капителью над колонной в осях 2/Б.

Исходные данные:

Защитный слой:

- a_s = 3 см = 3 / 100 = 0,03 м;
- a'$_s$ = 3 см = 3 / 100 = 0,03 м;

Площадь ненапрягаемой наиболее растянутой продольной арматуры:

(Стержневая арматура, диаметром 12 мм, 5 шт. и 16 мм, 5 шт.):

- A_s = 15,7 см ^{2} = 15,7 / 10000 = 0,00157 м ^{2};

Площадь ненапрягаемой сжатой или наименее растянутой продольной арматуры:

(Стержневая арматура, диаметром 12 мм; 5 шт.):

- A'$_s$ = 5,7 см ^{2} = 5,7 / 10000 = 0,00057 м ^{2};

Размеры сечения:

- h = 30 см = 30 / 100 = 0,3 м;

Усилия от нормативной нагрузки:

- M_l = 10,3 тс м = 10,3 / 101,97162123 = 0,10101 МН м;
- M = 13 тс м = 13 / 101,97162123 = 0,12749 МН м;

Результаты расчета:

Расчетное сопротивление бетона

Класс бетона - B25.

Бетон - тяжелый.

По табл. 6.7 R_{bn} = 18,5 МПа .

По табл. 6.7 R_{btn} = 1,55 МПа .

По табл. 6.8 R_b = 14,5 МПа .

По табл. 6.8 R_{bt} = 1,05 МПа .

Учет особенностей работы бетона в конструкции

g_{b1} = 1 .

g_{b3} = 1 .

g_{b4} = 1 .

$gb5 = 1$.

$R_{bn} = gb1\ gb3\ gb4\ gb5\ R_{bn} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 18,5 = 18,5$ МПа .

$R_{btn} = gb1\ R_{btn} = 1 \cdot 1,55 = 1,55$ МПа .

Значение модуля упругости арматуры

$E_S = 200000$ МПа .

Расчет по раскрытию трещин

$a = a_S = 0,03$ м .

$a' = a'_S = 0,03$ м .

$h_O = h\text{-}a = 0,3\text{-}0,03 = 0,27$ м .

Определение значения начального модуля упругости при непродолжительном действии нагрузки

По табл. 6.11 $E_b = 30000$ МПа .

Определение характеристик приведенного сечения

$a_S = E_S/E_b = 200000/30000 = 6,66667$.

$h'_O = h\text{-}a'_S = 0,3\text{-}0,03 = 0,27$ м .

$A = b\ h = 1 \cdot 0,3 = 0,3$ м ^{2} .

$S_t = b\ h^2/2 = 1 \cdot 0,3^2/2 = 0,045$ м ^{3} .

$A_b = b\ h\text{-}A'_S\text{-}A_S = 1 \cdot 0,3\text{-}0,00057\text{-}0,00157 = 0,29786$ м ^{2} .

$A_{red} = a_S\ (A_S+A'_S)+A_b = 6,66667 \cdot (0,00157+0,00057)+0,29786 = 0,31213$ м ^{2} .

$S_{t,\ red} = (a_S\text{-}1)\ (A_S\ a_S+A'_S\ (h\text{-}a'_S))+b\ h^2/2 =$

$= (6,66667\text{-}1) \cdot (0,00157 \cdot 0,03+0,00057 \cdot (0,3\text{-}0,03))+1 \cdot 0,3^2/2 = 0,04614$ м ^{3} .

$y_O = S_{t,\ red}/A_{red} = 0,04614/0,31213 = 0,14782$ м .

$y_t = y_O = 0,14782$ м .

$y_c = h\text{-}y_t = 0,3\text{-}0,14782 = 0,15218$ м .

$y_S = y_O\text{-}a_S = 0,14782\text{-}0,03 = 0,11782$ м .

$y'_S = h\text{-}a_S\text{-}a'_S\text{-}y_S = 0,3\text{-}0,03\text{-}0,03\text{-}0,11782 = 0,12218$ м .

$I = b\ h^3/12+A\ (h/2\text{-}y_t)^2 = 1 \cdot 0,3^3/12+0,3 \cdot (0,3/2\text{-}0,14782)^2 = 0,00225$ м ^{4} .

Определение момента образования трещин

$R_{b,\ ser} = R_{bn} = 18,5$ МПа .

$R_{bt,\ ser} = R_{btn} = 1,55$ МПа .

$I_S = A_S\ (h\text{-}a_S\text{-}y_c)^2 = 0,00157 \cdot (0,3\text{-}0,03\text{-}0,15218)^2 = 0,000021794$ м ^{4} .

$I'_S = A'_S\ (y_c\text{-}a'_S)^2 = 0,00057 \cdot (0,15218\text{-}0,03)^2 = 0,000008509$ м ^{4} .

Продолжение расчета по п. 8.2.12

$I_{red} = I\ +I_S\ (a_S\text{-}1)+I'_S\ (a_S\text{-}1) = 0,00225+0,000021794 \cdot (6,66667\text{-}1)+0,000008509 \cdot$

$(6,66667\text{-}1) = 0,00242$ м ^{4} (формула (8.125); п. 8.2.12).

$W_{red} = I_{red}/y_t = 0,00242/0,14782 = 0,01637$ м^3 (формула (8.123); п. 8.2.12).

$e_X = W_{red}/A_{red} = 0,01637/0,31213 = 0,05245$ м (формула (8.124); п. 8.2.12).

Момент образования трещин определяется – с учетом неупругих деформаций.

$W_{pl} = 1,3\ W_{red} = 1,3 \cdot 0,01637 = 0,02128$ м^3 (формула (8.122); п. 8.2.11).

$M_{crc} = R_{bt,\ ser}\ W_{pl} = 1,55 \cdot 0,02128 = 0,03298$ МН м (формула (8.121); п. 8.2.11).

I. Продолжительное раскрытие трещин

Предельная ширина раскрытия трещин при продолжительном действии нагрузки

Расчет на раскрытие трещин ведется из условия - обеспечения сохранности арматуры.

$a_{crc,\ ult}$ = 0,3 мм .

Определение значения начального модуля упругости при продолжительном действии нагрузки

По табл. 6.11 E_b = 30000 МПа .

Относительная влажность воздуха окружающей среды – 40–75%.

По табл. 6.12 $f_{b,\ cr}$ = 2,5 .

$E_{b,\ t} = E_b/(1+f_{b,\ cr})$ = 30000/(1+2,5) = 8571,42857 МПа (формула (6.3); п. 6.1.15).

$M_l = M_l$ = 0,10101 МН м .

Действие постоянных и временных длительных нагрузок

$M = M_l$ = 0,10101 МН м .

f_3 = 1 .

Т.к. M = 0,10101 МН м > M_{crc} = 0,03298 МН м :

Требуется расчет по раскрытию трещин.

f_l = 1,4 .

(т.к. раскрытие трещин продолжительное)

Определение характеристик приведенного сечения

$a_s = E_s/E_b$ = 200000/8571,429 = 23,33333 .

$h'_o = h-a'_s$ = 0,3-0,03 = 0,27 м .

$A = b\ h = 1 \cdot 0{,}3 = 0{,}3$ м^2 .

$S_t = b\ h^{\ 2}/2 = 1 \cdot 0{,}3^{\ 2}/2 = 0{,}045$ м^3 .

$A_b = b\ h\text{-}A'_s\text{-}A_s = 1 \cdot 0{,}3\text{-}0{,}00057\text{-}0{,}00157 = 0{,}29786$ м^2 .

$A_{red} = a_s\ (A_s+A'_s)+A_b = 23{,}33333 \cdot (0{,}00157+0{,}00057)+0{,}29786 = 0{,}34779$ м^2 .

$S_{t,\ red} = (a_s\text{-}1)\ (A_s\ a_s+A'_s\ (h\text{-}a'_s))+b\ h^2/2 =$

$= (23{,}33333\text{-}1) \cdot (0{,}00157 \cdot 0{,}03+0{,}00057 \cdot (0{,}3\text{-}0{,}03))+1 \cdot 0{,}3^2/2 = 0{,}04949$ м^3 .

$y_o = S_{t,\ red}/A_{red}$ = 0,04949/0,34779 = 0,1423 м.

$y_t = y_o$ = 0,1423 м.

$y_c = h\text{-}y_t$ = 0,3-0,1423 = 0,1577 м.

$y_s = y_o\text{-}a_s$ = 0,1423-0,03 = 0,1123 м.

$y'_s = h\text{-}a_s\text{-}a'_s\text{-}y_s$ = 0,3-0,03-0,03-0,1123 = 0,1277 м.

$I = b\ h^{\ 3}/12+A\ \ (h/2\text{-}y_t)^{\ 2} = 1 \cdot 0{,}3^{\ 3}/12+0{,}3 \cdot (0{,}3/2\text{-}0{,}1423)^2 = 0{,}00227$ м^4 .

$I_s = A_s\ (h\text{-}a_s\text{-}y_c)^2 = 0{,}00157 \cdot (0{,}3\text{-}0{,}03\text{-}0{,}1577)^2 = 0{,}0000198$ м^4 .

$I'_s = A'_s\ (y_c\text{-}a'_s)^{\ 2} = 0{,}00057 \cdot (0{,}1577\text{-}0{,}03)^{\ 2} = 0{,}000009295$ м^4 .

$I_{red} = I\ +I_s\ (a_s\text{-}1)+I'_s\ (a_s\text{-}1) = 0{,}00227+0{,}0000198 \cdot (23{,}33333\text{-}1)+0{,}000009295 \cdot$

$(23{,}33333\text{-}1) = 0{,}00292$ м$^{\ 4}$ (формула (8.125); п. 8.2.12).

$W_{red} = I_{red}/y_t = 0{,}00292/0{,}1423 = 0{,}02052$ м^3 (формула (8.123); п. 8.2.12).

$e_x = W_{red}/A_{red}$ = 0,02052/0,34779 = 0,059 м (формула (8.124); п. 8.2.12).

Определение ширины раскрытия трещин нормальных к продольной оси элемента

f_2 = 0,5.

Определение коэффициента y_s

Определение напряжений в растянутой арматуре

$e_{b1,\ red}$ = 0,0015 .

$R_{b,\ ser} = R_{bn}$ = 18,5 МПа .

$E_{b,\ red} = R_{b,\ ser}/e_{b1,\ red}$ = 18,5/0,0015 = 12333,33333 МПа (формула (8.131); п.8.2.16).

$a_{s1} = E_s/E_{b,\ red}$ = 200000/12333,33 = 16,21622 (формула (8.130); п. 8.2.16).

Напряжения в растянутой арматуре определяются при $a_{s2} = a_{s1}$

При этом принимается для изгибаемых элементов $y_c = x_m$ – высота сжатой зоны бетона, определяемая по п. 8.2.28.

$a_{s2} = a_{s1} = 16,21622$.

Определение средней высоты сжатой зоны для изгибаемых элементов

$h_o = h\text{-}a = 0,3\text{-}0,03 = 0,27$ м .

$m_s = A_s/(b\ h_o) = 0,00157/(1 \cdot 0,27) = 0,00581$ % .

Сжатая арматура - имеется.

$m'_s = A'_s/(b\ h_o) = 0,00057/(1 \cdot 0,27) = 0,00211$.

$x_m = h_o\ (;\ (m_s\ a_{s2}+m'_s\ a_{s1})^{\ 2}+2\ (m_s\ a_{s2}+m'_s\ a_{s1}\ a'/h_o)\ -(m_s\ a_{s2}+m'_s\ a_{s1})) =$

$= 0,27 \cdot (;\ (0,00581 \cdot 16,21622+0,00211 \cdot 16,21622)^{\ 2}+2 \cdot (0,00581 \cdot 16,21622+0,00211 \cdot 16,21622 \cdot 0,03/0,27)\ -(0,00581 \cdot 16,21622+0,00211 \cdot 16,21622)) = 0,0898$ м .

Определение средней высоты сжатой зоны бетона

Расчет ведется по приближенной формуле (8.154).

$x_M = x_m = 0,0898$ м . $y_{cm} = x_m = 0,0898$ м .

$I_s = A_s\ (h\text{-}a_s\text{-}y_{cm})^{\ 2} = 0,00157 \cdot (0,3\text{-}0,03\text{-}0,0898)^{\ 2} = 0,000050981$ м ^{4} .

$I'_s = A'_s\ (y_{cm}\text{-}a'_s)^{\ 2} = 0,00057 \cdot (0,0898\text{-}0,03)^{\ 2} = 0,000002038$ м ^{4} .

Определение момента инерции сжатой зоны бетона

$I_b = b\ x_m^{\ 3}/3 = 1 \cdot 0,0898^{\ 3}/3 = 0,000241384$ м ^{4} .

$A_b = b\ x_m = 1 \cdot 0,0898 = 0,0898$ м ^{2} .

$I_{red} = I_b+I_s\ a_{s2}+I'_s\ a_{s1} = 0,000241384+0,000050981 \cdot 16,21622+0,000002038 \cdot 16,21622 = 0,0011$ м ^{4} (формула (8.148); п. 8.2.27).

$A_{red} = A_b+A_s\ a_{s2}+A'_s\ a_{s1} = 0,0898+0,00157 \cdot 16,21622+0,00057 \cdot 16,21622 = 0,1245$ м ^{2} .

$y_c = y_{cm} = 0,0898$ м .

$s_s = (M\ (h_o\text{-}y_c)/I_{red})\ a_{s1} = (0,10101 \cdot (0,27\text{-}0,0898)/0,0011) \cdot 16,21622 = 268,33424$ МПа (формула (8.129); п.8.2.16).

Напряжения $s_{s,\ crc}$ определяются при $M = M_{crc}$.

$s_{s,\ crc} = (M_{crc}\ (h_o\text{-}y_c)/I_{red})\ a_{s1} = (0,03298 \cdot (0,27\text{-}0,0898)/0,0011) \cdot 16,21622 = 87,61176$ МПа (формула (8.129); п. 8.2.18).

Т.к. $s_s = 268,3342$ МПа > = $s_{s,\ crc} = 87,61176$ МПа :

$y_s = 1\text{-}0,8\ s_{s,\ crc}/s_s = 1\text{-}0,8 \cdot 87,61176/268,3342 = 0,7388$ (формула (8.137); п. 8.2.18).

Определение базового расстояния между трещинами

$x_t = h\text{-}x_m = 0,3\text{-}0,0898 = 0,2102$ м .

Т.к. $x_t = 0,2102$ м > $0,5\ h = 0,5 \cdot 0,3 = 0,15$ м :

$x_t = 0,5\ h = 0,5 \cdot 0,3 = 0,15$ м .

$A_{bt} = b\ x_t = 1 \cdot 0,15 = 0,15$ м ^{2} .

$l_s = 0,5\ (A_{bt}/A_s)\ d_s = 0,5 \cdot (0,15/0,00157) \cdot 16 = 764,33121$ мм (формула (8.136); п. 8.2.17).

Т.к. $l_s = 764,3312$ мм > $40\ d_s = 40 \cdot 16 = 640$ мм :

$l_s = 40\ d_s = 40 \cdot 16 = 640$ мм .

Т.к. $l_s > 400$ мм : $l_s = 400$ мм .

$a_{crc} = f_1\ f_2\ f_3\ y_s\ (s_s/E_s)\ l_s = 1,4 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,7388 \cdot (268,3342/200000) \cdot 400 = 0,27754$ мм (формула (8.128); п. 8.2.15).

$a_{crc} = 0,27754$ мм < = $a_{crc,\ ult} = 0,3$ мм (92,51333% **от предельного значения**) – условие выполнено (формула (8.118); п. 8.2).

$a_{crc,\ 1} = a_{crc} = 0{,}27754$ мм .

II. Непродолжительное раскрытие трещин

Предельная ширина раскрытия трещин при непродолжительном действии нагрузки

$a_{crc,\ ult} = 0{,}4$ мм .

Определение значения начального модуля упругости при непродолжительном действии нагрузки

По табл. 6.11 $E_b = 30000$ МПа .

а) Действие всех нагрузок

Т.к. $M = 0{,}12749$ МН м > $M_{crc} = 0{,}03298$ МН м :

Требуется расчет по раскрытию трещин.

$f_1 = 1$.

(т.к. раскрытие трещин непродолжительное)

$I_s = A_s (h\text{-}a_s\text{-}y_c)^2 = 0{,}00157 \cdot (0{,}3\text{-}0{,}03\text{-}0{,}15218)^2 = 0{,}000021794$ м ^{4} .

$I'_s = A'_s (y_c\text{-}a'_s)^2 = 0{,}00057 \cdot (0{,}15218\text{-}0{,}03)^2 = 0{,}000008509$ м ^{4} .

$I_{red} = I + I_s (a_s\text{-}1) + I'_s (a_s\text{-}1) =$

$= 0{,}00225 + 0{,}000021794 \cdot (6{,}66667\text{-}1) + 0{,}000008509 \cdot (6{,}66667\text{-}1) = 0{,}00242$ м ^{4} (формула (8.125); п. 8.2.12).

$W_{red} = I_{red}/y_t = 0{,}00242/0{,}14782 = 0{,}01637$ м ^{3} (формула (8.123); п. 8.2.12).

$e_x = W_{red}/A_{red} = 0{,}01637/0{,}1245 = 0{,}13149$ м (формула (8.124); п. 8.2.12).

Определение ширины раскрытия трещин нормальных к продольной оси элемента

$f_2 = 0{,}5$.

Определение коэффициента y_s

Определение напряжений в растянутой арматуре

$e_{b1,\ red} = 0{,}0015$.

$R_{b,\ ser} = R_{bn} = 18{,}5$ МПа .

$E_{b,\ red} = R_{b,\ ser}/e_{b1,\ red} = 18{,}5/0{,}0015 = 12333{,}33333$ МПа (формула (8.131); п. 8.2.16).

$a_{s1} = E_s/E_{b,\ red} = 200000/12333{,}33 = 16{,}21622$ (формула (8.130); п. 8.2.16).

Напряжения в растянутой арматуре определяются при $a_{s2} = a_{s1}$

При этом принимается для изгибаемых элементов $y_c = x_m$ - высота сжатой зоны бетона, определяемая по п. 8.2.28.

$a_{s2} = a_{s1} = 16{,}21622$.

Определение средней высоты сжатой зоны для изгибаемых элементов

$h_o = h\text{-}a = 0{,}3\text{-}0{,}03 = 0{,}27$ м .

$m_s = A_s/(b\ h_o) = 0{,}00157/(1 \cdot 0{,}27) = 0{,}00581$ % .

$m'_s = A'_s/(b\ h_o) = 0{,}00057/(1 \cdot 0{,}27) = 0{,}00211$.

$x_m = h_o (; (m_s\ a_{s2} + m'_s\ a_{s1})^2 + 2\ (m_s\ a_{s2} + m'_s\ a_{s1}\ a'/h_o) - (m_s\ a_{s2} + m'_s\ a_{s1})) =$

$= 0{,}27 \cdot (; (0{,}00581 \cdot 16{,}21622 + 0{,}00211 \cdot 16{,}21622)^2 + 2 \cdot (0{,}00581 \cdot 16{,}21622 + 0{,}00211 \cdot 16{,}21622 \cdot 0{,}03/0{,}27) - (0{,}00581 \cdot 16{,}21622 + 0{,}00211 \cdot 16{,}21622)) = 0{,}0898$ м .

Определение средней высоты сжатой зоны бетона

Расчет ведется по приближенной формуле (8.154).

$x_M = x_m = 0{,}0898$ м .

$y_{cm} = x_m = 0{,}0898$ м .

$I_s = A_s (h\text{-}a_s\text{-}y_{cm})^2 = 0{,}00157 \cdot (0{,}3\text{-}0{,}03\text{-}0{,}0898)^2 = 0{,}000050981$ м ^{4} .

$I'_s = A'_s (y_{cm}\text{-}a'_s)^2 = 0{,}00057 \cdot (0{,}0898\text{-}0{,}03)^2 = 0{,}000002038$ м ^{4} .

Определение момента инерции сжатой зоны бетона

$I_b = b\ x_m\ ^3/3 = 1 \cdot 0{,}0898\ ^3/3 = 0{,}000241384$ м ^{4} .

$A_b = b\ x_m = 1 \cdot 0{,}0898 = 0{,}0898$ м ^{2} .

$I_{red} = I_b + I_s\ a_{s2} + I'_s\ a_{s1} =$

$= 0{,}000241384 + 0{,}000050981 \cdot 16{,}21622 + 0{,}000002038 \cdot 16{,}21622 = 0{,}0011$ м ^{4} (формула (8.148); п. 8.2.27).

$A_{red} = A_b + A_s\ a_{s2} + A'_s\ a_{s1} = 0{,}0898 + 0{,}00157 \cdot 16{,}21622 + 0{,}00057 \cdot 16{,}21622 = 0{,}1245$ м ^{2} .

$y_c = y_{cm} = 0{,}0898$ м .

$s_s = (M\ (h_o - y_c)/I_{red})\ a_{s1} =$

$= (0{,}12749 \cdot (0{,}27 - 0{,}0898)/0{,}0011) \cdot 16{,}21622 = 338{,}67867$ МПа (формула (8.129); п.8.2.16).

Напряжения $s_{s,\ crc}$ определяются при $M = M_{crc}$.

$s_{s,\ crc} = (M_{crc}\ (h_o - y_c)/I_{red})\ a_{s1} =$

$= (0{,}03298 \cdot (0{,}27 - 0{,}0898)/0{,}0011) \cdot 16{,}21622 = 87{,}61176$ МПа (формула (8.129); п. 8.2.18).

Т.к. $s_s = 338{,}6787$ МПа $> = s_{s,\ crc} = 87{,}61176$ МПа :

$y_s = 1 - 0{,}8\ s_{s,\ crc}/s_s = 1 - 0{,}8 \cdot 87{,}61176/338{,}6787 = 0{,}79305$ (формула (8.137); п. 8.2.18).

Определение базового расстояния между трещинами

$x_t = h - x_m = 0{,}3 - 0{,}0898 = 0{,}2102$ м .

Т.к. $x_t = 0{,}2102$ м $> 0{,}5\ h = 0{,}5 \cdot 0{,}3 = 0{,}15$ м :

$x_t = 0{,}5\ h = 0{,}5 \cdot 0{,}3 = 0{,}15$ м .

$A_{bt} = b\ x_t = 1 \cdot 0{,}15 = 0{,}15$ м ^{2} .

$l_s = 0{,}5\ (A_{bt}/A_s)\ d_s = 0{,}5 \cdot (0{,}15/0{,}00157) \cdot 16 = 764{,}33121$ мм (формула (8.136); п. 8.2.17).

Т.к. $l_s = 764{,}3312$ мм $> 40\ d_s = 40 \cdot 16 = 640$ мм :

$l_s = 40\ d_s = 40 \cdot 16 = 640$ мм .

Т.к. $l_s > 400$ мм : $l_s = 400$ мм .

$a_{crc} = f_1\ f_2\ f_3\ y_s\ (s_s/E_s)\ l_s =$

$= 1 \cdot 0{,}5 \cdot 1 \cdot 0{,}79305 \cdot (338{,}6787/200000) \cdot 400 = 0{,}26859$ мм (формула (8.128); п. 8.2.15).

$a_{crc,\ 2} = a_{crc} = 0{,}26859$ мм .

б) Действие постоянных и временных длительных нагрузок

$M_l = M_l = 0{,}10101$ МН м .

Действие постоянных и временных длительных нагрузок

$M = M_l = 0{,}10101$ МН м .

Т.к. $M = 0{,}10101$ МН м $> M_{crc} = 0{,}03298$ МН м :

Требуется расчет по раскрытию трещин.

$f_1 = 1$.

(т.к. раскрытие трещин непродолжительное)

$I_s = A_s\ (h - a_s - y_c)^2 = 0{,}00157 \cdot (0{,}3 - 0{,}03 - 0{,}15218)^2 = 0{,}000021794$ м^4 .

$I'_s = A'_s\ (y_c - a'_s)^2 = 0{,}00057 \cdot (0{,}15218 - 0{,}03)^2 = 0{,}000008509$ м^4 .

$I_{red} = I + I_s\ (a_s - 1) + I'_s\ (a_s - 1) = 0{,}00225 + 0{,}000021794 \cdot (6{,}66667 - 1) + 0{,}000008509 \cdot$

$(6{,}66667 - 1) = 0{,}00242$ м^4 (формула (8.125); п. 8.2.12).

$W_{red} = I_{red}/y_t = 0{,}00242/0{,}14782 = 0{,}01637$ м^3 (формула (8.123); п. 8.2.12).

$e_x = W_{red}/A_{red} = 0{,}01637/0{,}1245 = 0{,}13149$ м (формула (8.124); п. 8.2.12).

Определение ширины раскрытия трещин нормальных к продольной оси элемента

$f_2 = 0{,}5$.

Определение коэффициента y_s

Определение напряжений в растянутой арматуре

$e_{b1,\ red} = 0{,}0015$.

$R_{b,\ ser} = R_{bn} = 18{,}5$ МПа .

$E_{b,\ red} = R_{b,\ ser}/e_{b1,\ red} = 18{,}5/0{,}0015 = 12333{,}33333$ МПа (формула (8.131); п. 8.2.16).

$a_{s1} = E_s/E_{b,\ red} = 200000/12333{,}33 = 16{,}21622$ (формула (8.130); п. 8.2.16).

Напряжения в растянутой арматуре определяются при $a_{s2} = a_{s1}$

При этом принимается для изгибаемых элементов $y_c = x_m$ – высота сжатой зоны бетона, определяемая по п. 8.2.28.

$a_{s2} = a_{s1} = 16{,}21622$.

Определение средней высоты сжатой зоны для изгибаемых элементов

$h_o = h\text{-}a = 0{,}3\text{-}0{,}03 = 0{,}27$ м .

$m_s = A_s/(b\ h_o) = 0{,}00157/(1 \cdot 0{,}27) = 0{,}00581$ % .

$m'_s = A'_s/(b\ h_o) = 0{,}00057/(1 \cdot 0{,}27) = 0{,}00211$.

$x_m = h_o\ (;\ (m_s\ a_{s2}+m'_s\ a_{s1})^2+2\ (m_s\ a_{s2}+m'_s\ a_{s1}\ a'/h_o)\ -(m_s\ a_{s2}+m'_s\ a_{s1})) =$

$= 0{,}27 \cdot (;\ (0{,}00581 \cdot 16{,}21622+0{,}00211 \cdot 16{,}21622)^2+2 \cdot (0{,}00581 \cdot 16{,}21622+0{,}00211 \cdot 16{,}21622 \cdot 0{,}03/0{,}27)\ -(0{,}00581 \cdot 16{,}21622+0{,}00211 \cdot 16{,}21622)) = 0{,}0898$ м .

Определение средней высоты сжатой зоны бетона

Расчет ведется по приближенной формуле (8.154).

$x_M = x_m = 0{,}0898$ м .

$y_{cm} = x_m = 0{,}0898$ м .

$I_s = A_s\ (h\text{-}a_s\text{-}y_{cm})^2 = 0{,}00157 \cdot (0{,}3\text{-}0{,}03\text{-}0{,}0898)^2 = 0{,}000050981$ м^4 .

$I'_s = A'_s\ (y_{cm}\text{-}a'_s)^2 = 0{,}00057 \cdot (0{,}0898\text{-}0{,}03)^2 = 0{,}000002038$ м^4 .

Определение момента инерции сжатой зоны бетона

$I_b = b\ x_m^3/3 = 1 \cdot 0{,}0898^3/3 = 0{,}000241384$ м^4 .

$A_b = b\ x_m = 1 \cdot 0{,}0898 = 0{,}0898$ м^2 .

$I_{red} = I_b+I_s\ a_{s2}+I'_s\ a_{s1} = 0{,}000241384+0{,}000050981 \cdot 16{,}21622+0{,}000002038 \cdot 16{,}21622 = 0{,}0011$ м^4 (формула (8.148); п. 8.2.27).

$A_{red} = A_b+A_s\ a_{s2}+A'_s\ a_{s1} = 0{,}0898+0{,}00157 \cdot 16{,}21622+0{,}00057 \cdot 16{,}21622 = 0{,}1245$ м^2 .

$y_c = y_{cm} = 0{,}0898$ м .

$s_s = (M\ (h_o\text{-}y_c)/I_{red})\ a_{s1} = (0{,}10101 \cdot (0{,}27\text{-}0{,}0898)/0{,}0011) \cdot 16{,}21622 = 268{,}33424$ МПа (формула (8.129); п.8.2.16).

Напряжения $s_{s,\ crc}$ определяются при $M = M_{crc}$.

$s_{s,\ crc} = (M_{crc}\ (h_o\text{-}y_c)/I_{red})\ a_{s1} =$

$= (0{,}03298 \cdot (0{,}27\text{-}0{,}0898)/0{,}0011) \cdot 16{,}21622 = 87{,}61176$ МПа (формула (8.129); п. 8.2.18).

Т.к. $s_s = 268{,}3342$ МПа > = $s_{s,\ crc} = 87{,}61176$ МПа :

$y_s = 1\text{-}0{,}8\ s_{s,\ crc}/s_s = 1\text{-}0{,}8 \cdot 87{,}61176/268{,}3342 = 0{,}7388$ (формула (8.137); п. 8.2.18).

Определение базового расстояния между трещинами

$x_t = h\text{-}x_m = 0{,}3\text{-}0{,}0898 = 0{,}2102$ м .

Т.к. $x_t = 0{,}2102$ м > $0{,}5\ h = 0{,}5 \cdot 0{,}3 = 0{,}15$ м :

$x_t = 0{,}5\ h = 0{,}5 \cdot 0{,}3 = 0{,}15$ м .

$A_{bt} = b\ x_t = 1 \cdot 0{,}15 = 0{,}15$ м^2 .

$l_s = 0{,}5\ (A_{bt}/A_s)\ d_s = 0{,}5 \cdot (0{,}15/0{,}00157) \cdot 16 = 764{,}33121$ мм (формула (8.136); п. 8.2.17).

Т.к. $l_s = 764{,}3312$ мм > $40\ d_s = 40 \cdot 16 = 640$ мм :

$l_s = 40\ d_s = 40 \cdot 16 = 640$ мм .

Т.к. $l_s > 400$ мм : $l_s = 400$ мм .

$a_{crc} = f_1 f_2 f_3 y_s (s_s/E_s) l_s = 1 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 0,7388 \cdot (268,3342/200000) \cdot 400 = 0,19825$ мм (формула (8.128); п. 8.2.15).

$a_{crc,\ 3} = a_{crc} = 0,19825$ мм .

$a_{crc} = a_{crc,\ 1} + a_{crc,\ 2} - a_{crc,\ 3} = 0,27754+0,26859-0,19825 = 0,34788$ мм (формула (8.120); п. 8.2).

$a_{crc} = 0,34788$ мм $<= a_{crc,\ ult} = 0,4$ мм (86,97% **от предельного значения**) – условие выполнено (формула (8.118); п. 8.2).

В результате проведенных расчетов и принятого армирования получим следующую схему армирования:

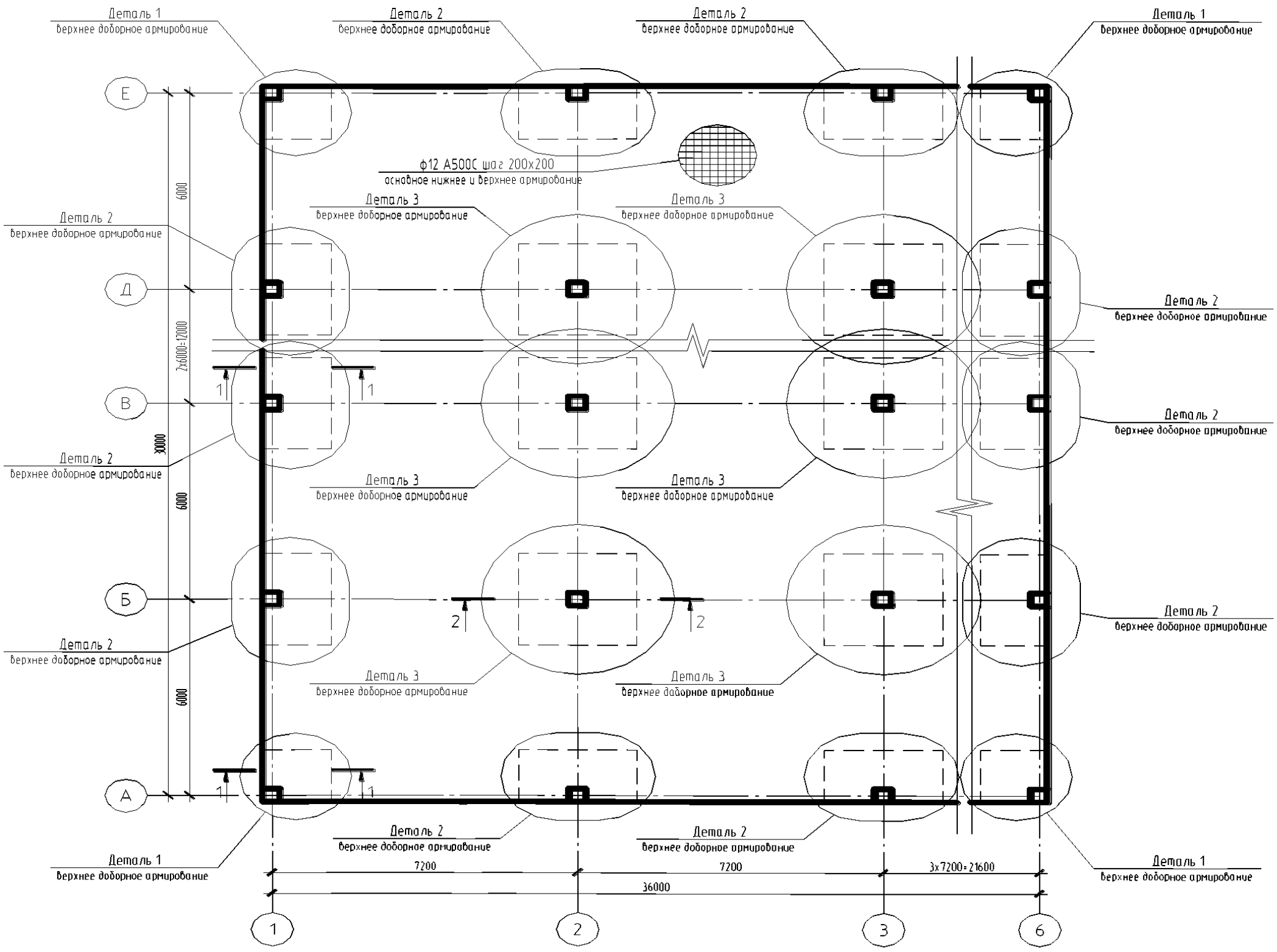
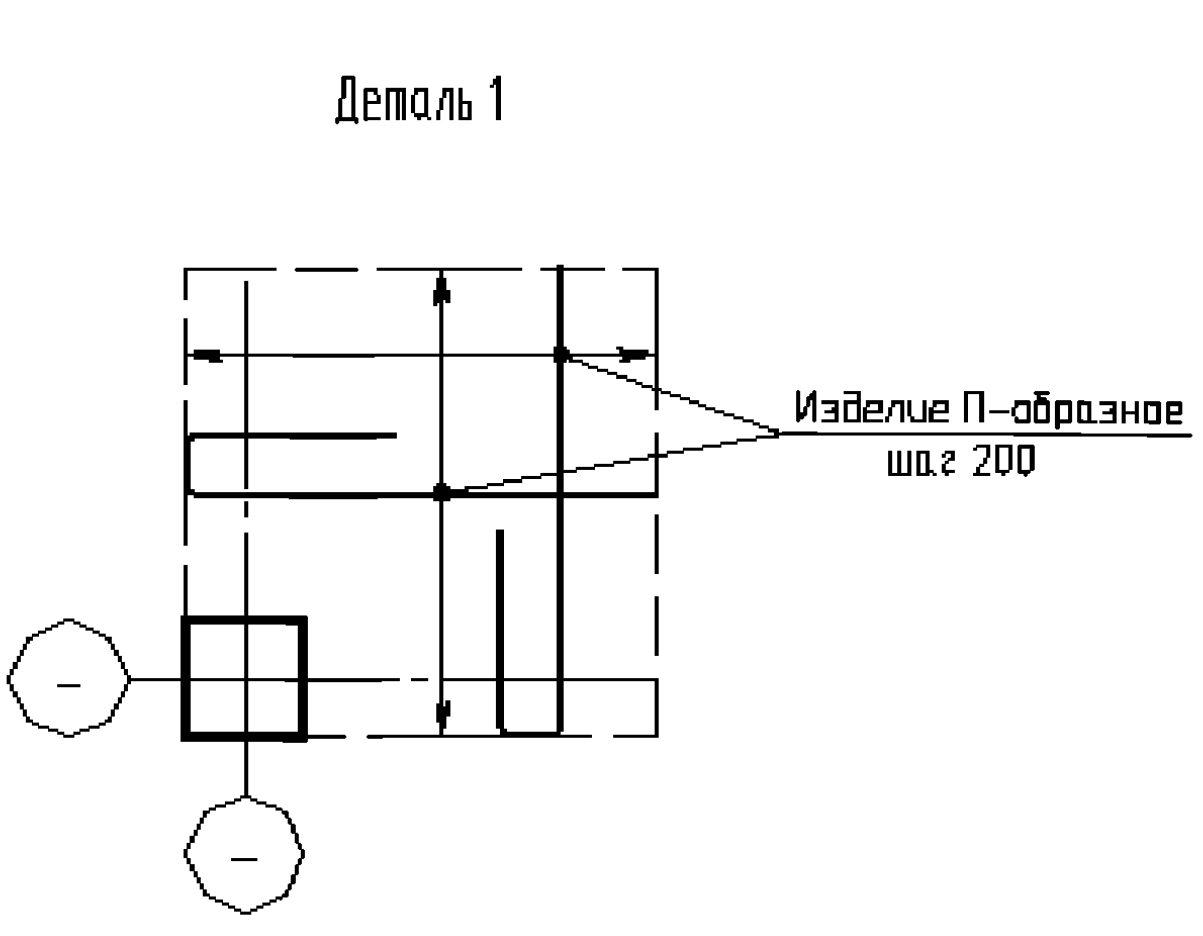
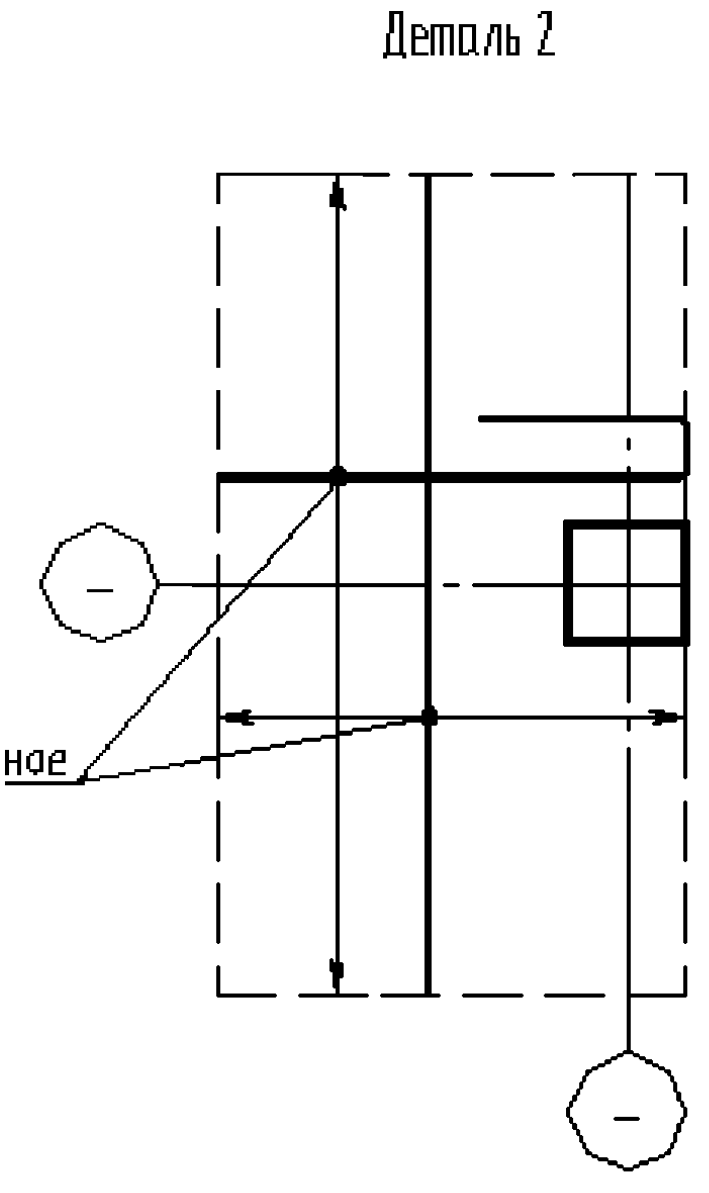
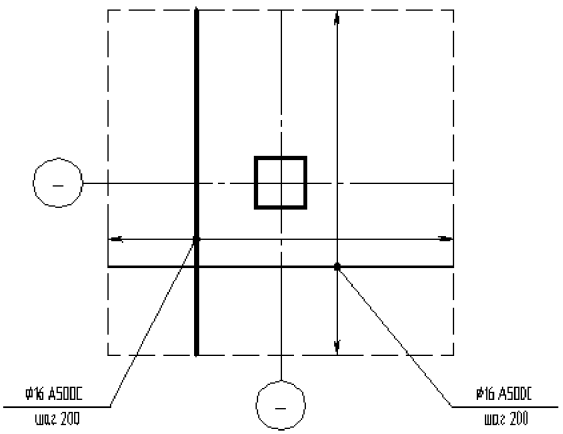


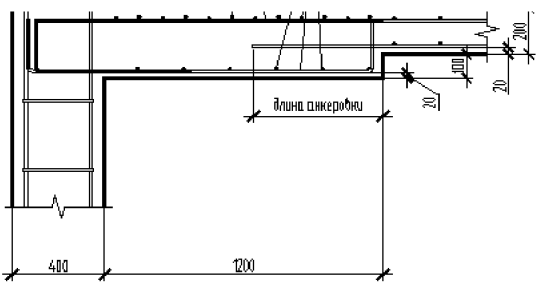
Рисунок П11. Схема армирования



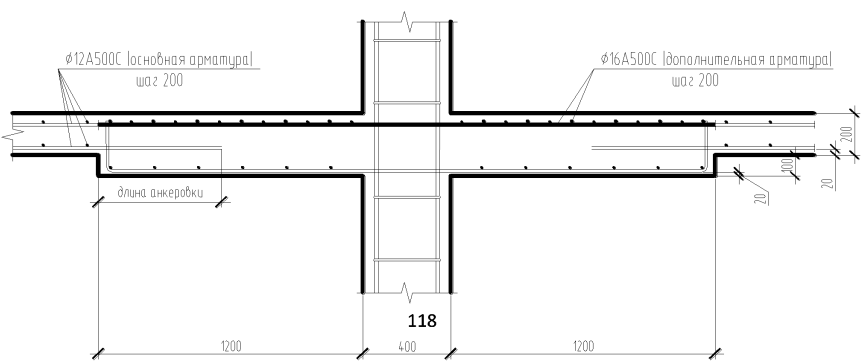


Деталь 3


ф16 А500С
шаг 200
ф16 А500С
шаг 200


200
100
20
20
длина анкеровки
400
1200

2-2


ф12А500С (основная арматура)
шаг 200
ф16А500С (дополнительная арматура)
шаг 200
200
100
20
20
длина анкеровки
1200
400
1200

Следующим этапом расчета рекомендуется выполнить расчет нелинейной конечно-элементной модели, с капителью, с армированием, принятым по результатам расчетов приведенных выше.

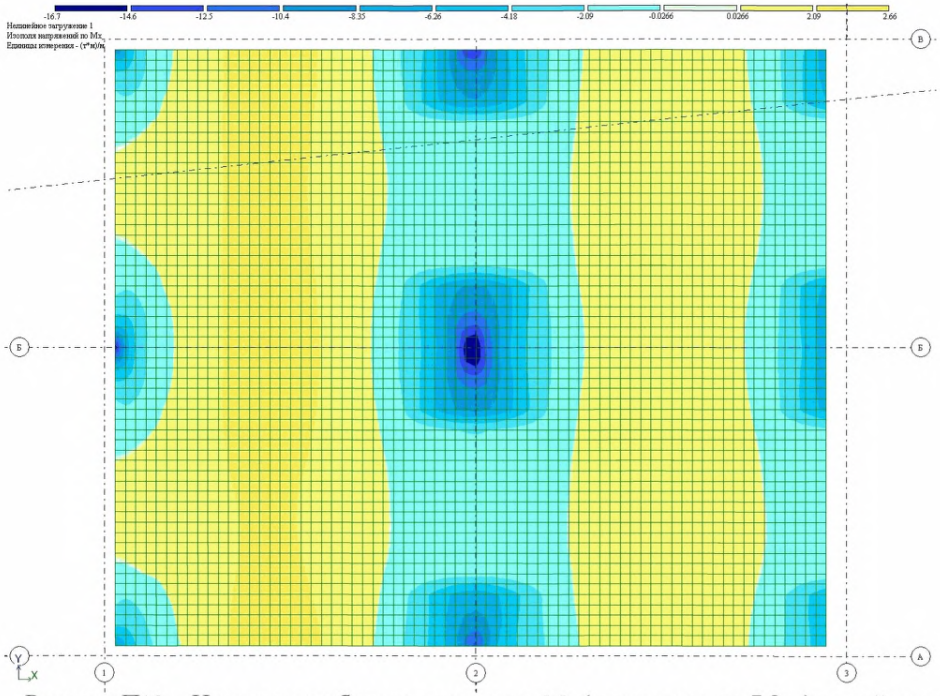


Рисунок П12 – Изополя изгибающих моментов M_x (вдоль пролета 7,2 м) от действия полных расчетных нагрузок,
момент над колонной 2/Б– 16,7 т·м, – в пролете 1-2/Б – 2,66т·м.

В результате расчета получим картину усилий с учетом нелинейной работы. Далее можно выполнить поверочный расчет нормального сечения плиты, как опорного, так и пролетного по прочности и трещиностойкости на действие полученных усилий.

Рассмотрим расчет прочности нормального опорного сечения с капителью.

Исходные данные:
Площадь ненапрягаемой наиболее растянутой продольной арматуры:
(Стержневая арматура, диаметром 12 мм, 5 шт. и диаметром 16 мм, 5 шт.):
- $A_S = 15,7$ см $^2 = 15,7 / 10000 = 0,00157$ м ^{2};
Площадь ненапрягаемой сжатой или наименее растянутой продольной арматуры:
(Стержневая арматура, диаметром 12 мм; 5 шт.):
- $A'_S = 5,7$ см $^2 = 5,7 / 10000 = 0,00057$ м ^{2};

Размеры сечения:

- h = 30 см = 30 / 100 = 0,3 м;

Усилия:

- M = 16,7 тс м = 16,7 / 101,97162123 = 0,16377 МН м;

Результаты расчета:

8) Расчет изгибаемых элементов

Сечение - прямоугольное.

Т.к. $R_S A_S = 435 \cdot 0,00157 = 0,68295$ МН > $R_{SC} A'_S = 400 \cdot 0,00057 = 0,228$ МН :

$x = (R_S A_S - R_{SC} A'_S)/(R_b b) =$

$= (435 \cdot 0,00157 - 400 \cdot 0,00057)/(14,5 \cdot 1) = 0,03138$ м (формула (8.5); п. 8.1).

$h_O = h - a_S = 0,3 - 0,03 = 0,27$ м .

$x = x/h_O = 0,03138/0,27 = 0,11622$.

Т.к. $x = 0,11622 <= x_R = 0,49296$; $x > 0$ м :

$M_{ult} = R_b b\ x\ (h_O - 0,5\ x) + R_{SC} A'_S\ (h_O - a'_S) =$

$= 14,5 \cdot 1 \cdot 0,03138 \cdot (0,27 - 0,5 \cdot 0,03138) + 400 \cdot 0,00057 \cdot (0,27 - 0,03) = 0,17043$ МН м (формула (8.4); п. 8.1.9).

9) Продолжение расчета по п. 8.1.8

M = 0,16377 МН м <= M_{ult} = 0,17043 МН м (96,09224**% от предельного значения**) - условие выполнено (формула (8.3); п. 8.1.8).

В качестве последнего этапа расчета рассмотрим расчет деформаций плиты.

Расчет нелинейной модели здания показал следующий результат:

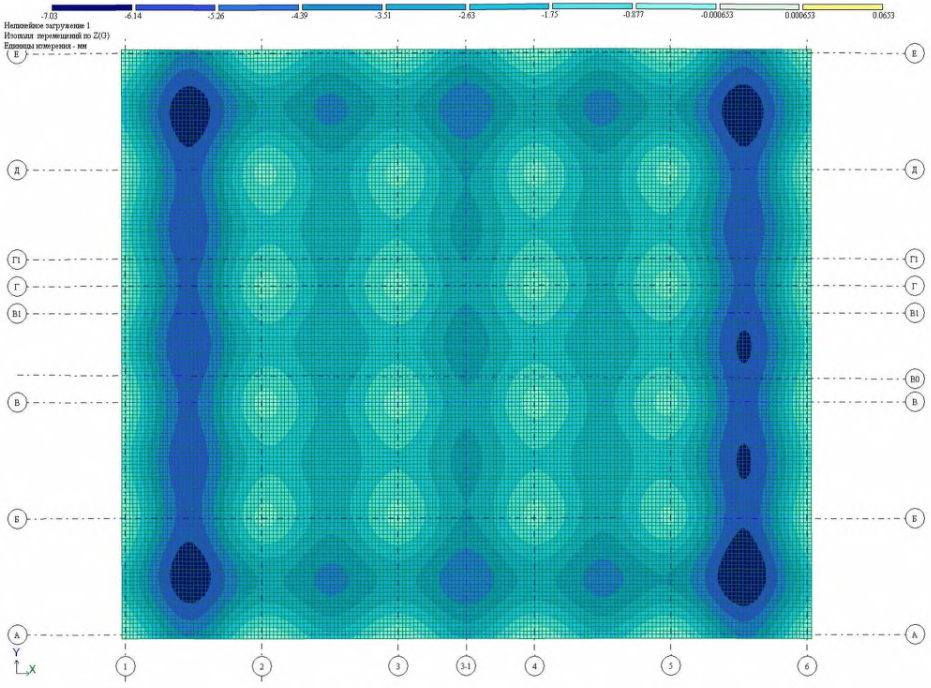


Рисунок П13 – Мозаика вертикальных перемещений от действия длительных нагрузок

Метод заменяющих рам

Расчет методом заменяющих рам произведен для бескапительного перекрытия. Расчет железобетонных монолитных каркасов с плоскими перекрытиями произведен методом заменяющих рам согласно указаниям Рекомендаций по проектированию железобетонных монолитных каркасов с плоскими перекрытиями ///НИИЖБ, Москва, 1993г.

Заменяющие рамы образуются в двух взаимно перпендикулярных направлениях путем рассечения каркаса вертикальными плоскостями, проходящими параллельно осям колонн через середины смежных поперечных пролетов (внутренних и крайних). В результате заменяющие рамы получаются в виде ряда колонн, соединенных условными ригелями, состоящими из полосы шириной, равной расстоянию между серединами двух поперечных пролетов, примыкающих к соответствующему ряду колонн (рисунок П14).

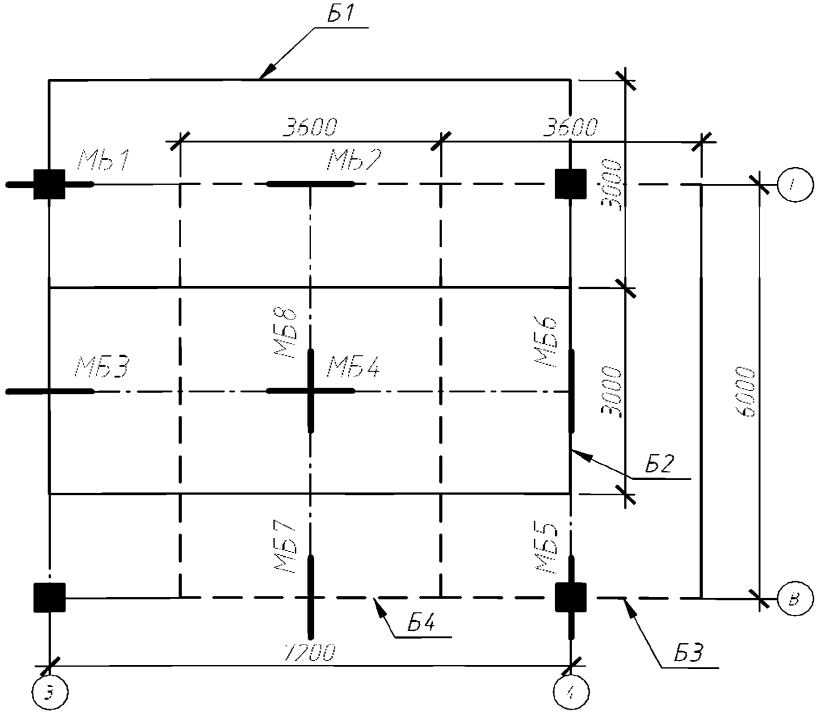


Рисунок П14. Разрезка плиты на заменяющие рамы

Определение усилий, действующих в элементах заменяющих рам производится по общим правилам расчета рам как упругих систем.

Продольные и поперечные заменяющие рамы рассчитываются независимо друг от друга. Расчет заменяющих рам производится как системы с жесткими узлами в местах соединения колонн с условными ригелями.

Жесткости при изгибе колонн и условных ригелей для расчета заменяющих рам определяются как для упругих бетонных элементов без трещин.

Условный ригель заменяющей рамы должен быть рассчитан:

- по прочности и раскрытию трещин в опорных (проходящих по граням колонн) и пролетных (расположенных в пролете) нормальных сечениях;
- по прочности в приопорных наклонных сечениях;
- по прочности поперечных балок в пространственных сечениях;
- по прочности узла сопряжения ригеля с колонной;
- по деформациям.

Расчет условного ригеля по нормальным сечениям на действие изгибающих моментов производится по общим правилам расчета железобетонных конструкций с учетом ниже следующих указаний.

Распределение изгибающих моментов, полученных из расчета заменяющей рамы, по ширине условного ригеля на две надколонные и две средние полуполосы производится путем умножения общих моментов на коэффициенты распределения $К_р$.

Моменты в надколоных ($М_н$) и средних ($М_с$) полуполосах условного ригеля определяются по формуле:

$$М_н(М_с) = М * К_р * \frac{l_{2,i}}{l_{2,1} + l_{2,2}},$$

где М – момент, полученный из расчета заменяющей рамы.

Изгибающие моменты в заменяющих рамах определим по формулам:

момент над опорой:

$$М_{оп} = \frac{ql^2}{12},$$

момент в середине пролета:

$$\mathbf{M_{оп}} = \frac{ql^2}{24},$$

$l_{2,1}$; $l_{2,2}$ – расстояния между осями рассматриваемой заменяющей рамы и соседними с каждой ее стороны;

i (1 или 2) – индекс, указывающий рассматриваемое расстояние l_2;

$\mathrm{К_р}$ – коэффициенты распределения, определяемые в зависимости от величин $\alpha, \frac{l_2}{l_1}$ и β, при этом:

$$\frac{l_2}{l_1} = \frac{7200}{6000} = 1.2$$

α – коэффициент, равный отношению жесткостей на изгиб балки, расположенной между колоннами рассматриваемой заменяющей рамы и плиты в этом же пролете (при одинаковом бетоне конструкций α – отношение моментов инерции); поскольку рассматривается безбалочное перекрытие, полагаем $\alpha = 0$;

β – коэффициент, равный отношению жесткости на кручение поперечных балок, расположенных между крайними колоннами рассматриваемой и соседних рам, М жесткости на изгиб плиты в продольном направлении рассматриваемой заменяющей рамы (при одинаковом бетоне в конструкции β – соотношение моментов инерции).

Балки отсутствуют, коэффициент β не участвует при определении $\mathrm{К_р}$.

Значение коэффициента распределения составит:

- 0.75 – для надколонной полосы;
- 0.25 – для средней полосы.

$$\frac{l_2, i}{l_{2,1} + l_{2,2}} = \frac{1}{2}$$

Итого:

$$M_н(M_с) = M * К_р * \frac{1}{2};$$

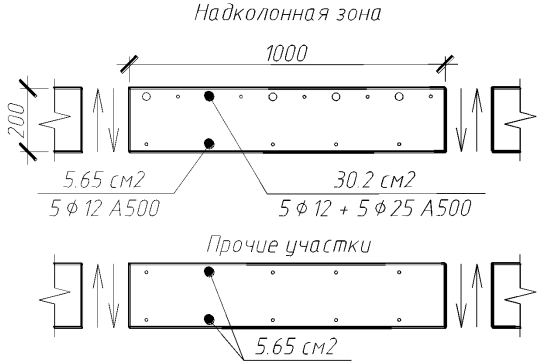
$$M_н = M * 0,75 * 0,5 = 0,375\ M;$$

$$M_с = M * 0,25 * 0,5 = 0,175\ M;$$

Результаты определения изгибающих усилий в заменяющих рамах в зависимости от пролета и нагрузки представлены в таблице:

Изгибающие моменты в заменяющих рамах				
	1 группа предельных состояний			
	При фактической ширине рамы		на 1 м.п. с учетом коэффициентов	
	Над опорой	В пролете	Над опорой	В пролете
Пролет 7,2	14,710	7,355	5,52	1,29
Пролет 6,0	12,258	6,129	4,60	1,07
	2 группа предельных состояний			
Пролет 7,2	12,506	6,253	4,69	1,09
Пролет 6,0	10,422	5,211	3,91	0,91

Назначим армирование из расчета по 1 и 2 группам предельного состояния.



Равнодействующую растянутой арматуры определим через фактическое содержание арматуры при А500, $R_{s,n} = R_{s,ser} = 400$ МПа;

$$N_1 = 40 * 30,2 = 1208\ кН$$

$$N_{2-4} = R_s A_s = 40 * 5{,}65 = 226 \text{ кН}$$

Высоту сжатой зоны определим исходя из уравнения равновесия $\sum X = 0$;

$$R_s A_s = R_b b x; N_S = N_b$$

$$x_1 = \frac{1208}{1.45 * 100} = 8{,}33 \text{ см}$$

$$x_{2-4} = \frac{N_s}{R_b b} = \frac{226}{1.45 * 100} = 1.56 \text{ см}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{8.33}{17} = 0.49$$

Величины плеч внутренней пары сил при этом составят:

$$z_1 = 17 - 0{,}5 * 8{,}33 = 12{,}84 \text{ см}$$

$$z_{2-4} = h_0 - 0.5x = 17 - 0{,}5 * 1{,}56 = 16{,}22 \text{ см}$$

Предельный момент сечения составит:

$$M = R_S A_S Z = 44343 \left[\frac{\text{Т}}{\text{М}^2}\right] * 30{,}2 * 10^{-4} * 12{,}84 * 10^{-2} = 17.18 \text{ т} * \text{м}$$

На ширину полосы 1м определим изгибающие моменты через уравнение равновесия относительно центра тяжести сжатой зоны бетона с помощью формул $M = N_s Z_b$, где $Z_b = h_0 - 0.5x$:

$$M_{Б1} = 1208 * 12{,}84 = 15500 \text{ кН} * \text{см}$$

$$M_{Б2-4} = 226 * 16{,}22 = 3666 \text{ кН} * \text{см}$$

Определяем балочный момент M_0 как соотв. сумму моментов от балок $\sum M = 0$:

$$M_0 = \frac{q l_2 l_1^2}{8} = \left(\sum M_i = M_{Б1} + M_{Б2} + M_{Б3} + M_{Б4}\right) = (15500 + 3666 * 3)$$
$$= 26498 \text{ кН} * \text{см} = 27028 \text{ кг} * \text{м}$$

Нагрузка:

вычисляем соотношение каждого момента M_i к общей величине M_0:

$$\frac{M_{Б1}}{M_0} = \frac{15500}{26498} = 0{,}58 \qquad \frac{M_{Б2-4}}{M_0} = \frac{3666}{26498} = 0{,}14$$

Эти соотношения отличаются от нормативных [0.5–0.2–0.15–0.15] (опорные моменты завышены, а пролетные занижены);

При изменении соотношений M_i/M_0 против нормативных соотношений изменяется величина балочного момента в пределах пролета отдельно в надколонной полосе и пролетной полосе. Отсюда можно получить другие величины нагрузок на полосы:

$$q_{усл.1} = \frac{8M_{0,1}}{l_1^2} \text{ и } q_{усл.2} = \frac{8M_{0,2}}{l_2^2}$$

где $M_{0,1}$ и $M_{0,2}$ определяются из величин армирования.

РАСЧЕТНЫЕ НАГРУЗКИ

Пролет 7,2 м

$$M_0 = \frac{q_{дл} l_2 l_1^2}{8} = \frac{1{,}135 * 6{,}0 * 7{,}2 * 7{,}2}{8} = 44{,}13 \text{ тс} * \text{м}$$

$$M_1 = 0{,}58 * M_0 = 0{,}58 * 44{,}13 = 25{,}60$$

$$M_{2-4} = 0{,}14 * M_0 = 0{,}14 * 44{,}13 = 6{,}18$$

Определяем моменты в заменяющих балках (полосы шириной 1м):

$$M_{Б1} = \frac{25{,}60}{3} = 8{,}53 \text{ т} * \text{м}$$

$$M_{Б2-4} = \frac{6{,}18}{3} = 2{,}06 \text{ т} * \text{м}$$

Пролет 6,0 м

$$M_0 = \frac{q_{дл} l_2 l_1^2}{8} = \frac{1{,}135 * 7{,}2 * 6{,}0 * 6{,}0}{8} = 36{,}77 \text{ тс} * \text{м}$$

$$M_5 = 0{,}58 * M_0 = 0{,}58 * 36{,}77 = 21{,}33$$

$$M_{6-8} = 0{,}14 * M_0 = 0{,}14 * 36{,}77 = 5{,}15$$

Моменты в заменяющих балках (полосы шириной 1 м):

$$M_{Б5} = \frac{21,33}{3,6} = 5,93\ т * м$$

$$M_{Б6-8} = \frac{5,15}{3,6} = 1,43\ т * м$$

НОРМАТИВНЫЕ НАГРУЗКИ

Пролет 7,2 м

$$M_0 = \frac{q_{дл} l_2 l_1^2}{8} = \frac{0,965 * 6,0 * 7,2 * 7,2}{8} = 37,52\ тс * м$$

$$M_1 = 0,58 * M_0 = 0,58 * 37,52 = 21,76$$

$$M_{2-4} = 0,14 * M_0 = 0,14 * 37,52 = 5,25$$

Моменты в заменяющих балках (полосы шириной 1 м):

$$M_{Б1} = \frac{21,76}{3} = 7,25\ т * м$$

$$M_{Б2-4} = \frac{5,25}{3} = 1,75\ т * м$$

Пролет 6,0 м

$$M_0 = \frac{q_{дл} l_2 l_1^2}{8} = \frac{0,965 * 7,2 * 6,0 * 6,0}{8} = 31,27\ тс * м$$

$$M_5 = 0,58 * M_0 = 0,58 * 31,27 = 18,14$$

$$M_{6-8} = 0,14 * M_0 = 0,14 * 31,27 = 4,38$$

Моменты в заменяющих балках (полосы шириной 1 м):

$$M_{Б5} = \frac{18,14}{3,6} = 5,04\ т * м$$

$$M_{Б6-8} = \frac{4,38}{3,6} = 1,22\ т * м$$

Условные полосы шириной 1м нагружены не только внешней нагрузкой, но и **действием поперечных сил** Q от соседних отрезанных полос; подсчитаем повышенную величину qусл для надколонной полосы, пользуясь измененными (по арматуре) величинами моментов Моп и Мпр:

$$M_{0,усл} = \frac{q_{усл} l^2}{8} = \frac{M_{оп.лев} + M_{оп.пр}}{2} + M_{пр};$$

РАСЧЕТНЫЕ НАГРУЗКИ

Пролет 7,2 м

Надколонная полоса:

$$M_{0,усл} = 8{,}53 * \frac{2}{2} + 2{,}06 = 10{,}59$$

откуда

$$q_{усл} = \frac{M_{0,усл} * 8}{l^2} = \frac{10{,}59 * 8}{7{,}2^2} = 1{,}63 \text{ тс} * \text{м.п.}$$

Пролетная полоса:

$$M_{0,усл} = 2{,}06 * 2 = 4{,}12$$

$$q_{усл} = \frac{M_{0,усл} * 8}{l^2} = \frac{4{,}12 * 8}{7.2^2} = 0{,}64 \text{ тс} * \text{м.п.}$$

Пролет 6,0 м

Надколонная полоса:

$$M_{0,усл} = 5{,}93 + 1{,}43 = 7{,}36$$

$$q_{усл} = \frac{7{,}36 * 8}{6{,}0^2} = 1{,}63 \text{ тс} * \text{м.п.}$$

Пролетная полоса:

$$M_{0,усл} = 1{,}43 * 2 = 2{,}86$$

$$q_{усл} = \frac{2{,}86 * 8}{6{,}0^2} = 0{,}64 \text{ тс} * \text{м.п.}$$

НОРМАТИВНЫЕ НАГРУЗКИ

Пролет 7,2 м

Надколонная полоса:

$$M_{0,усл} = 7{,}25 + 1{,}75 = 9{,}00$$

$$q_{усл} = \frac{9{,}00 * 8}{7.2^2} = 1{,}39\ тс * м.п.$$

Пролетная полоса:

$$M_{0,усл} = 1{,}75 * 2 = 3{,}50$$

$$q_{усл} = \frac{M_{0,усл} * 8}{l^2} = \frac{3{,}50 * 8}{7.2^2} = 0{,}54\ тс * м.п.$$

Пролет 6,0 м

Надколонная полоса:

$$M_{0,усл} = 5{,}04 + 1{,}22 = 6{,}26$$

$$q_{усл} = \frac{6{,}26 * 8}{6{,}0^2} = 1{,}39\ тс * м.п.$$

Пролетная полоса:

$$M_{0,усл} = 1{,}22 * 2 = 2{,}44$$

$$q_{усл} = \frac{2{,}44 * 8}{6{,}0^2} = 0{,}54\ тс * м.п.$$

Таким образом, для расчета прогибов принимаем следующие значения условных нагрузок.

Ед. изм. – тс*м.п.	Надколонная полоса	Пролетная полоса	Сред. нагрузка
Q усл. норм.	**1,39**	**0,54**	**0,965**
Q усл. расч.	**1,63**	**0,64**	**1,135**

Значения нагрузки в надколонной полосе в среднем на 156% выше, чем в пролетной полосе. Полусумма нагрузок пролетной и надколонной полос возвращает величину нормативной нагрузки на перекрытие в целом; проверка выполнена.

С учетом поправки соотношения опорной и пролетной арматуры $\frac{A_{S,ОП}}{A_{S,ПР}} = \frac{30{,}2}{5{,}65} = 5{,}35$ производим поправку величин изгибающих моментов:

$$M_0 = \frac{q_{усл} * l^2}{8};$$

НОРМАТИВНЫЕ НАГРУЗКИ

Пролет 7,2 м

$$M_0^{7.2} = \frac{1,39 * 7,2 * 7,2}{8} = 9.01, \text{тогда}$$

$$M_0 = \sum \text{М}_1 = \frac{(0 + 5,35 * M_{\text{пр}})}{2} + \text{М}_{\text{пр}} = [3,68\, M_{\text{ПР}}] = 9,01$$

Получим

$$M_{\text{п}}^{7.2} = \frac{9,01}{3.68} = 2.45 \text{ тс} * \text{м}$$

$$M_{\text{к}}^{7.2} = 2.45 * 5.34 = 13.08 \text{ тс} * \text{м}$$

Пролет 6 м

$$M_0^{6.0} = \frac{1,39 * 6 * 6}{8} = 6.26$$

$$M_{\text{п}}^{6.0} = \frac{6.26}{5.35} = 1.17 \text{ тс} * \text{м}$$

$$M_{\text{к}}^{6.0} = 1.17 * 5.35 = 6.26 \text{ тс} * \text{м}$$

РАСЧЕТНЫЕ НАГРУЗКИ

Пролет 7,2 м

$$M_0^{7.2} = \frac{1,63 * 7,2 * 7,2}{8} = 10,56$$

$$M_{\text{п}}^{7.2} = \frac{10,56}{3,68} = 2,87 \text{ тс} * \text{м}$$

$$M_{\text{к}}^{7.2} = 2,87 * 3,68 = 10,56 \text{ тс} * \text{м}$$

Пролет 6 м

$$M_0^{6.0} = \frac{1,63 * 6 * 6}{8} = 7,34$$

$$M_{\text{п}}^{6.0} = \frac{7,34}{3,68} = 2,00 \text{ тс} * \text{м}$$

$$M_{\text{к}}^{6.0} = 2,00 * 3,68 = 7,36 \text{ тс} * \text{м}$$

При ширине 100 см и высоте 20 см величина момента инерции для бетонного сечения во всех пролетах равна:

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 * 20^3}{12} = 66667 \text{ см}^4$$

Коэффициент приведения арматуры к бетону равен:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2.1 * 10^6}{306 * 10^3} = 6.86$$

Используем для приведенного сечения формулу

$$I_{red} = I + I_s\alpha = I'_s\alpha$$

где

$I_s = A_S(h_0 - y_c)^2$;

$I'_S = A_S(h_0 - a')^2$

При этом y_c – расстояние от наиболее сжатого (верхнего) волокна бетона до центра тяжести приведенного поперечного сечения шириной 1м.

Определяем центр тяжести сечений относительно верхней плоскости сечения

$$y_{c,1} = \frac{100 * 20 * 10 + 5 * 4{,}91 * 6{,}86 * 3 + 5 * 1{,}13 * 6{,}86 * 3}{100 * 20 + 5 * 4{,}91 * 6{,}86 + 5 * 1{,}13 * 6{,}86} = \frac{20622}{2207} = 9{,}34 \text{ см}$$

Момент инерции сечения с учетом верхней растянутой зоны относительно центра тяжести, отстоящего от верхнего волокна сечения на $y_{c,1} = 9.34$ см:

$$I_{red.1} = I + I'_s\alpha = \frac{bh^3}{12} + A'_S(y_{c.1} - a')^2\alpha$$
$$= 66667 + 5 * (4{,}91 + 1{,}13) * (9{,}34 - 3)^2 * 6.86 = 66667 + 8327$$
$$= 74994 \text{ см}^4$$

Эта величина более $I_b = \frac{bh^3}{12}$ всего на 12,5%.

Для пролетного сечения получаем:

$$y_{c,2} = \frac{100 * 20 * 10 + 5 * 1{,}13 * 6{,}86 * 3}{100 * 20 + 5 * 1{,}13 * 6{,}86} = \frac{20116}{2039} = 9{,}87 \text{ см}$$

$$I_{red.2} = I + I'_s\alpha = 66667 + 5 * 1{,}13 * (9{,}87 - 3)^2 * 6.86 = 68496 \text{ см}^4$$

Что на 2,7% более $I_b = \frac{bh^3}{12}$.

Изгибную жесткость определяем по формуле $D = E_{b1} I_{red}$, где модуль деформации бетона при продолжительном действии нагрузки при влажности 45–75% составит:

$$E_{b1} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b.crc}} = \frac{306 * 10^3 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}}{1 + 2.5} = 87.3 * 10^3 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$$

Вычисляем величины жесткостей сечений без трещин.

Опорный участок при пролете 7,2 м

$$D_1 = E_{b1} I_{red.1} = 87.3 * 10^3 * 74994 = 6{,}55 * 10^9 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$$

$$D_2 = E_{b1} I_{red.2} = 87.3 * 10^3 * 68496 = 5{,}98 * 10^9 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$$

Определяем изгибающие моменты, соответствующие трещиностойкости сечений, по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,n} W = \frac{R_{bt,n} I}{(h_0 - y_c)}$$

где $R_{bt,n} = 1{,}55\ \text{МПа} = 15.8 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$

$$M_{crc1} = \frac{15.8 * 74994}{(17 - 9.34)} = 154687\ \text{кгс} * \text{см} = 1.547\ \text{т} * \text{м};$$

$$M_{crc2} = \frac{15.8 * 68496}{(17 - 9.87)} = 151786\ \text{кгс} * \text{см} = 1.518\ \text{т} * \text{м}$$

На основании величин M_{crc} и моментов соответствующих длительно действующих нагрузок определяем коэффициенты

$$\psi_S = 1 - 0.8 \frac{M_{crc}}{M_n}:$$

$$\psi_{S.1} = 1 - 0.8 \frac{1.547}{9.34} = 0{,}8675$$

$$\psi_{S.2} = 1 - 0.8 \frac{1.518}{3.36} = 0{,}6386$$

Вычисляем приведенный модуль деформации растянутой арматуры, окруженной бетоном, по формуле $E_{s.red} = E_S/\psi_S$:

$$E_{s.red.1} = \frac{2.1 * 10^6}{0.8675} = 2.42 * 10^6 \text{ кгс} * \text{см}^2$$

$$E_{s.red.2} = \frac{2.1 * 10^6}{0.6386} = 3.29 * 10^6 \text{ кгс} * \text{см}^2$$

По формуле 5.9 СП 52-101-2003 определяем приведенный модуль деформации при длительном действии нагрузки:

$$E_{b.red} = \frac{R_b}{\varepsilon_{b1.red}} = \frac{148}{0.0022} = 6{,}727 * 10^4 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}$$

Далее определяем вспомогательные величины $\alpha_{s.2} = E_{s.red}/E_{b.red}$

$$\alpha_{s.2.1} = \frac{2.42 * 10^6}{6{,}727 * 10^4} = 35.97;$$

$$\alpha_{s.2.2} = \frac{3.29 * 10^6}{6{,}727 * 10^4} = 48.91;$$

Вычисляем коэффициенты армирования:

$$\mu'_{s1} = \frac{A'_s}{bh_0} = \frac{5 * (4.91 + 1.13)}{100 * 17} = 0.0178$$

$$\mu'_{s2} = \frac{A'_s}{bh_0} = \frac{5 * 1{,}13}{100 * 17} = 0.0033$$

Для определения высоты сжатой зоны сечения предлагается использовать следующую формулу:

$x_m = h_0\left(\sqrt{(\mu_s\alpha_s)^2 + 2\mu_s\alpha_s} - \mu_s\alpha_s\right)$:

$$x_{m.1} = 17\left(\sqrt{(0.0178 * 35.97)^2 + 2 * 0.0178 * 35.97} - 0.0178 * 35.97\right) = 11{,}22 \text{ см};$$

$$x_{m.2} = 17\left(\sqrt{(0.0033 * 48.91)^2 + 2 * 0.0033 * 48.91} - 0.0033 * 48.91\right) = 7{,}30 \text{ см}$$

Определяем плечо внутренней пары сил по формуле $z = h_0 - x_m/3$

$$z_1 = 17 - \frac{11{,}22}{3} = 13.26 \text{ см};$$

$$z_2 = 17 - \frac{7{,}3}{3} = 14.57 \text{ см};$$

Согласно формуле 7.4.6. из СП 52-101-2003 определяем жесткость сечений с учетом трещин по формуле:

$$D = E_{s.red} A_s z(h_0 - x_m)$$

$$D_1 = 2.42 * 10^6 * 30{,}2 * 13.26 * (17 - 11{,}22) = 5.601 * 10^9 \text{ кгс} * \text{см}^2$$

$$D_2 = 3.29 * 10^6 * 5.65 * 14.57 * (17 - 7{,}3) = 2.627 * 10^9 \text{ кгс} * \text{см}^2$$

Для равномерно распределенной нагрузки прогиб посередине пролета равен $f = \frac{5}{384}\frac{q l^4}{EI}$ и при действии опорного момента $M_{оп}$ $f = \frac{M_{оп} l^2}{16\,EI}$ величину жесткости EI заменяем величиной D; условная нормативная нагрузка 1.39 т/м;

В итоге получаем:

$$f_к = \frac{5}{384} * \frac{13.9 * 720^4}{5.601 * 10^9} - \frac{13{,}08 * 10^5 * 720^2}{16 * 5{,}601 * 10^9} = 8{,}68 - 7{,}57 = 1{,}11 \text{см}$$

Расчет по раскрытию трещин производим из условия

$$a_{crc} \leq a_{crc.ult}$$

где a_{crc} – ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки;

$a_{crc.ult}$ – предельная ширина раскрытия трещин.

Значения $a_{crc.ult}$ принимаем из условия сохранности арматуры:

- 0,3мм – продолжительное раскрытие;
- 0,4мм – непродолжительное раскрытие.

Ширину раскрытия нормальных трещин определяем по формуле:

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s$$

где $l_s = 1$ – базовое расстояние между смежными нормальными трещинами;

$$l_s = 0.5\frac{A_{bt}}{A_s}\, d_s = 0.5 * \frac{(20 - 4.33) * 100}{30{,}2} * 1.2 = 31.13 \text{ см}$$

но не более $40d_s = 40 * 12 = 480$мм и не более **40см;**

$\psi_s = 1$ – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами;

φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки, принимаемый равным:

- 1,0 — при непродолжительном действии нагрузки;
- 1,4 — при продолжительном действии нагрузки;

φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль продольной арматуры, принимаемый равным:

- 0,5 — для арматуры периодического профиля;
- 0,8 — для гладкой арматуры;

φ_3 – коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным:

- 1,0 — для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых;
- 1,2 — для растянутых элементов.

σ_s – напряжения в растянутой арматуре, допускается определять по формуле:

$$\sigma_s = \frac{M}{z_s A_s} = \frac{1308000}{12{,}84 * 30{,}2} = 3373\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$$

Ширина продолжительного раскрытия трещин составит:

$$a_{crc} = 1{,}4 * 0{,}5 * 1 * 1 * \frac{3373}{2038736\frac{\text{кг}}{\text{см}^2}} * 31{,}13 = 0.036\text{см} = 0.36\text{мм}$$

При допустимой ширине раскрытия продолжительных трещин 0,4 мм коэффициент использования по 2 группе предельного состояния составит 0,9.

В таблице ниже представлены результаты определения внутренних усилий методом конечных элементов и методом эквивалентных рам для каркаса с безбалочным перекрытием с ячейкой 7,2×6 м.

Метод определения внутренних усилий	I группа предельных состояний		II группа предельных состояний	
	Усилия от расчетных нагрузок (пролет)	Усилия от расчетных нагрузок (опора)	Усилия от нормативных нагрузок (пролет)	Усилия от нормативных нагрузок (опора)
1) Расчет конструкции безбалочного перекрытия без капителей в упругой (линейной) постановке методом конечных элементов	Пролет в направлении X : L = 7200			
	–	$Qx=\frac{-19.3}{-11.0}$ т	–	–
	Mx = 3,18 т·м	Mx = –11,4 т·м	Mx = 2,71 т·м	Mx = –9,55 т·м
	Пролет в направлении Y : L = 6000			
	–	$Qy=\frac{-17.7}{-10.1}$ т	–	–
	My = 2,53 т·м	My = –9,31 т·м	My = 2,16 т·м	My = –7,92 т·м
2) Расчет конструкции безбалочного перекрытия с капителями (2,8×2,8м) в упругой (линейной) постановке методом конечных элементов	Пролет в направлении X: L = 7200			
	–	$Qx=\frac{-24.1}{-16.2}$ т	–	–
	Mx = 2,44 т·м	Mx = –15,2 т·м	Mx = 2,08 т·м	Mx = –13,0 т·м
	Пролет в направлении Y: L = 6000			
	–	$Qy=\frac{-25.3}{-17.0}$ т	–	–
	My = 1,82 т·м	My = –12,0 т·м	My = 1,55 т·м	My = –10,2 т·м
3) Расчет конструкции безбалочного перекрытия с капителями(2,8x2,8м) в неупругой (нелинейной) постановке методом конечных элементов	Пролет в направлении X: L = 7200			
	–	$Qx=\frac{-28.6}{-19.2}$ т	–	–
	Mx = 2,66 т·м	Mx = –16,7 т·м	Mx = 2,31 т·м	Mx = –14,5 т·м

	Пролет в направлении Y : L = 6000			
	–	$Qy=\frac{-29.6}{-19.8}$ т	–	–
	My = 2,04 т·м	My = –15,1 т·м	My = 1,77 т·м	My = –13,1 т·м
4) Расчет конструкции безбалочного перекрытия методом эквивалентных рам	Пролет в направлении X : L = 7200			
	–	Qx = 24,5 т	–	Qx = –20.84 т
	Mx = 4,12 т·м	Mx = –10,59 т·м	Mx = 3,5 т·м	Mx = –9,0 т·м
	Пролет в направлении Y: L = 6000			
	–	Qy = 24,5 т	–	Qy = –20,84 т
	My = 2,86 т·м	My = –7,35 т·м	My = 2,43 т·м	My = –6,25 т·м

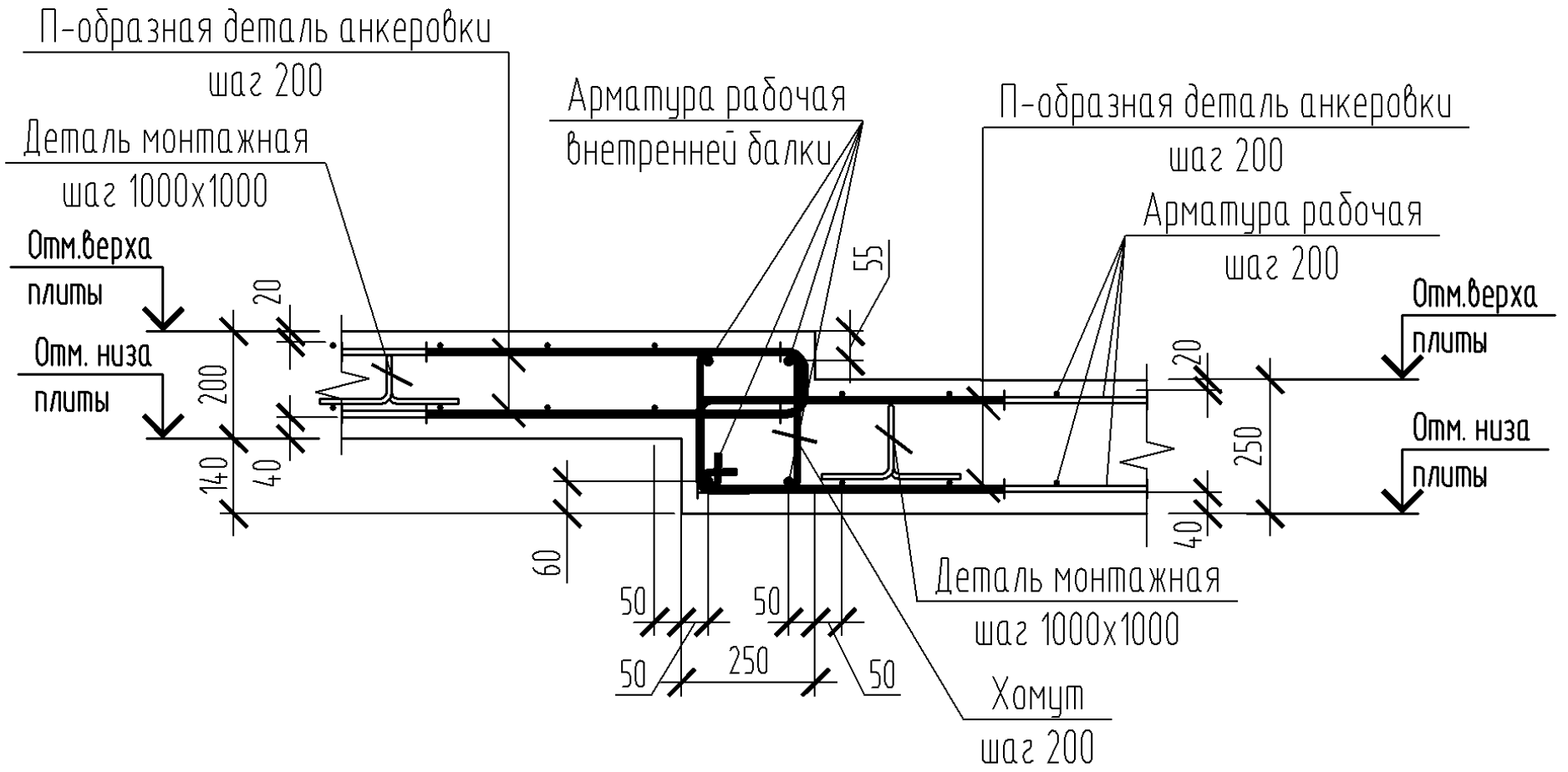
Примечания к методу конечных элементов:

1. Для Qx и Qy над чертой значения отнесены к 1 м.п. ширины плиты, под чертой – отнесенные к контуру продавливания;

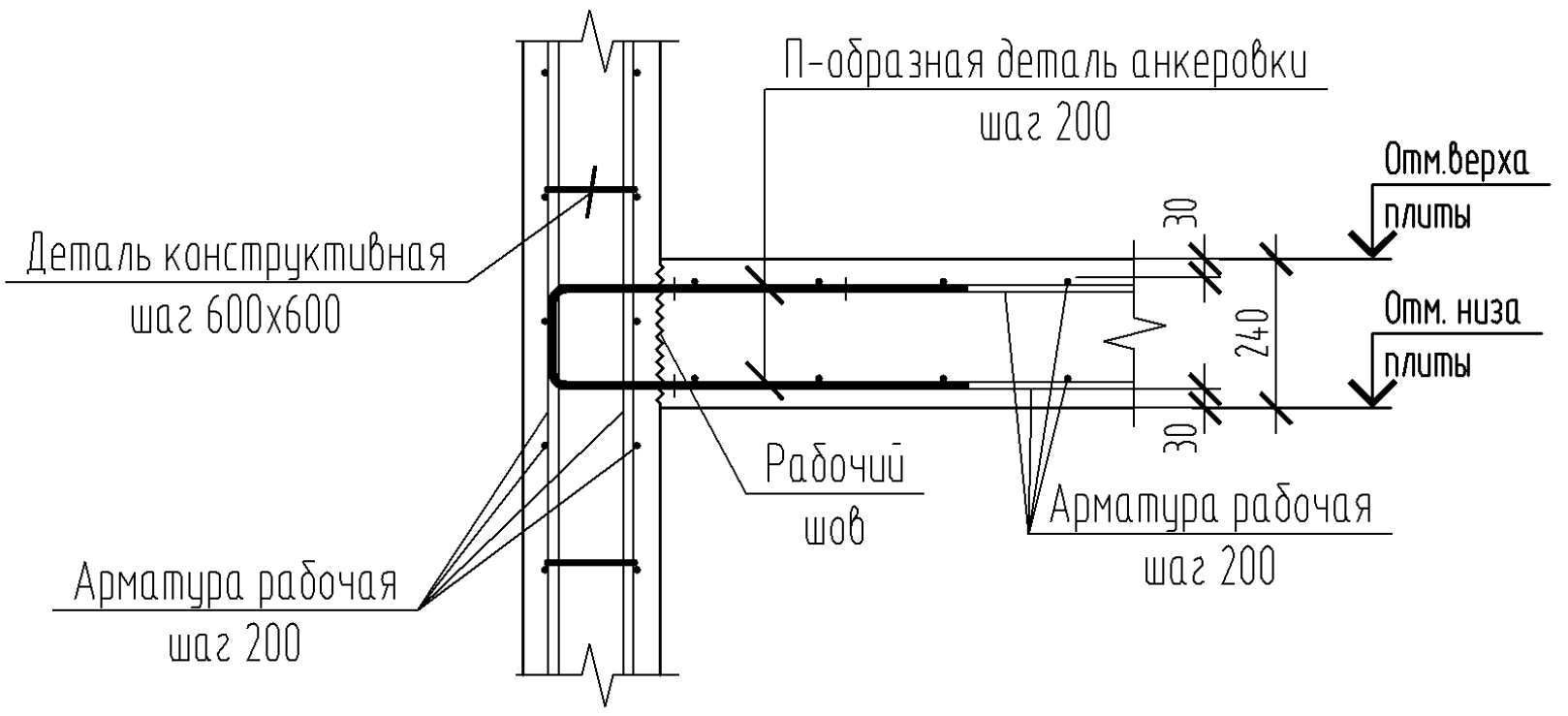
2. Значения изгибающих моментов отнесены к 1 м.п. ширины плиты.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2. Примеры практического конструирования армирования безбалочных перекрытий

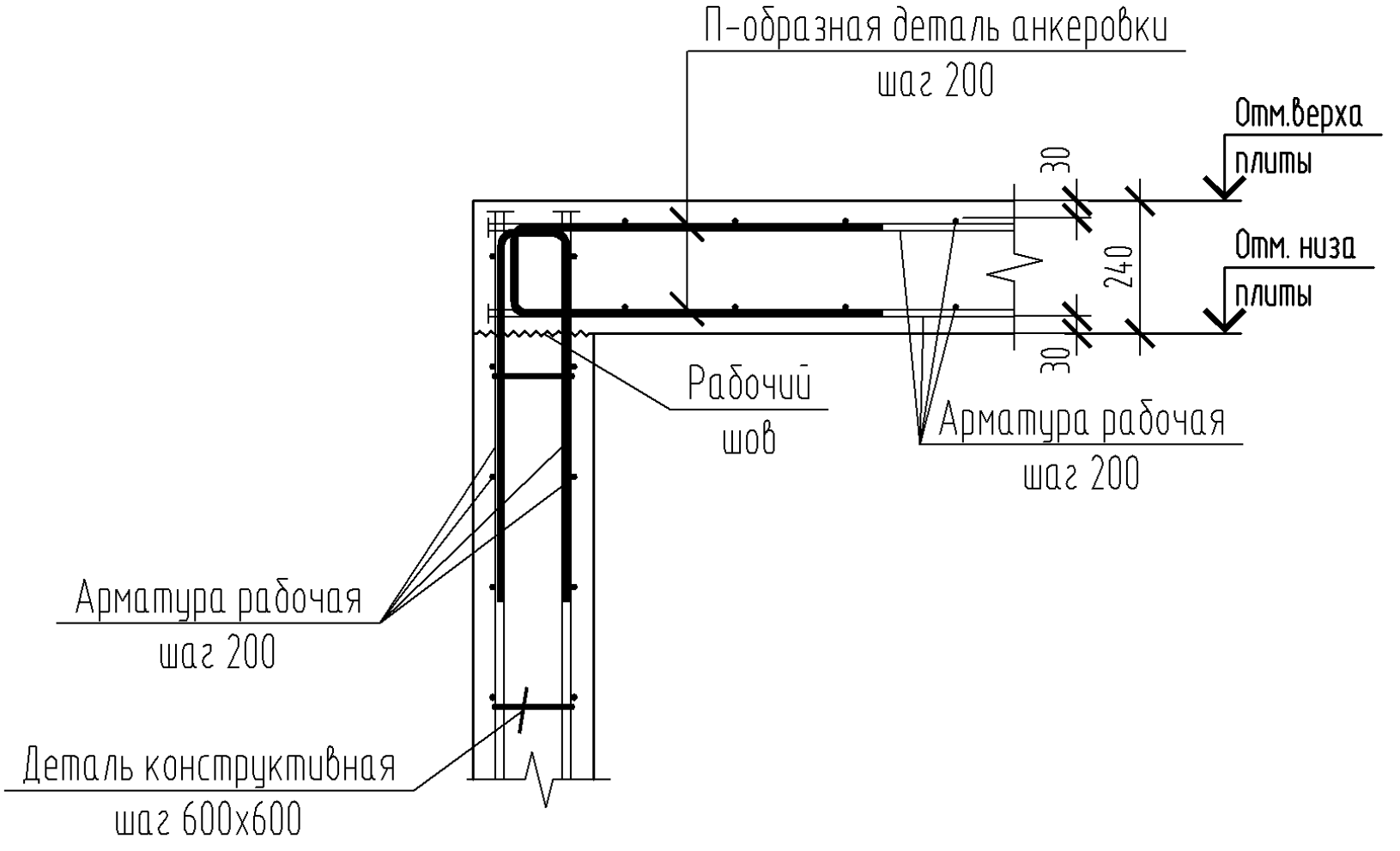
Узел устройства перепада плит перекрытия



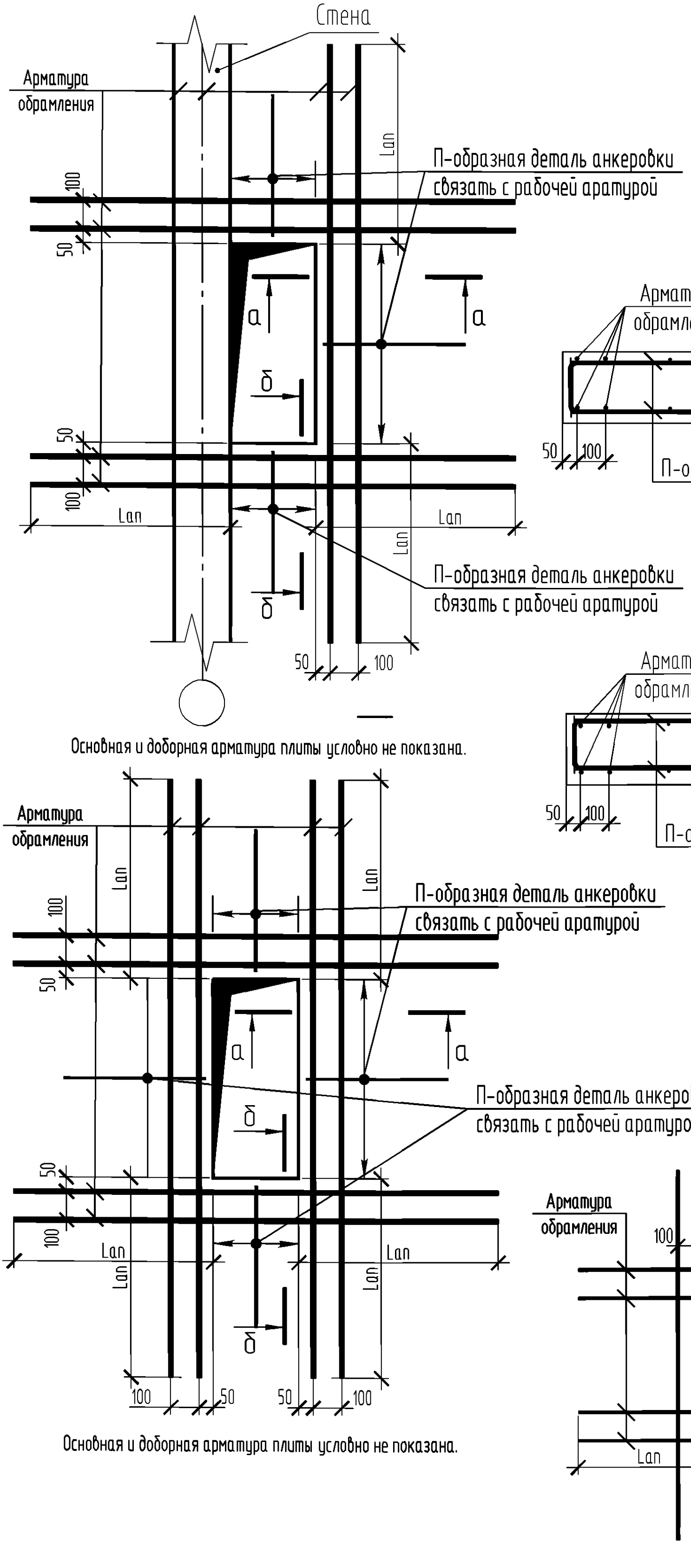
Узел устройства примыкания плиты перекрытия к стене (вар.1)

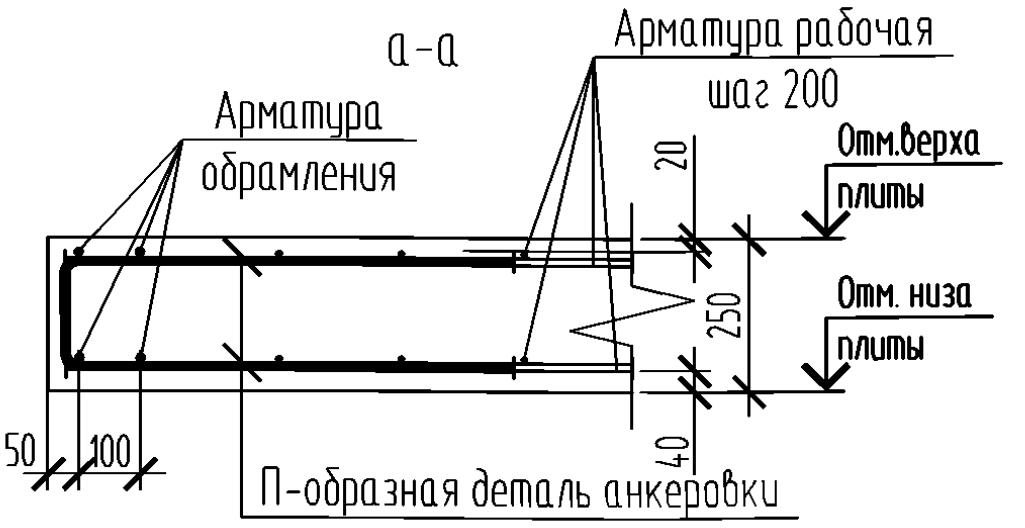


Узел устройства примыкания плиты перекрытия к стене(вар.2)

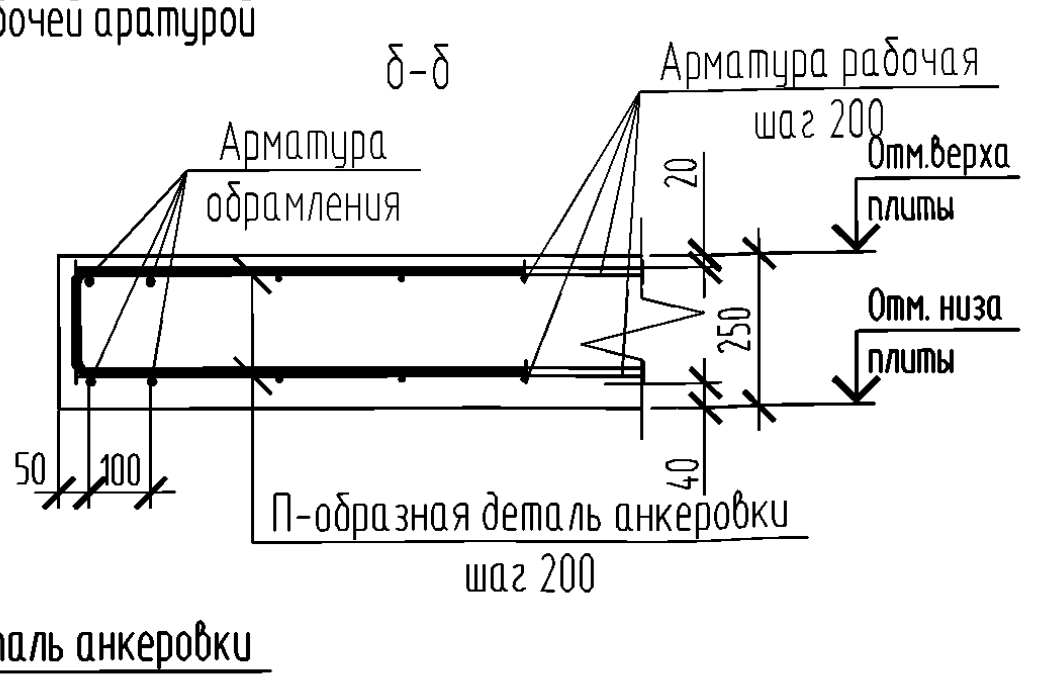


Типовые узлы обрамления отверстий

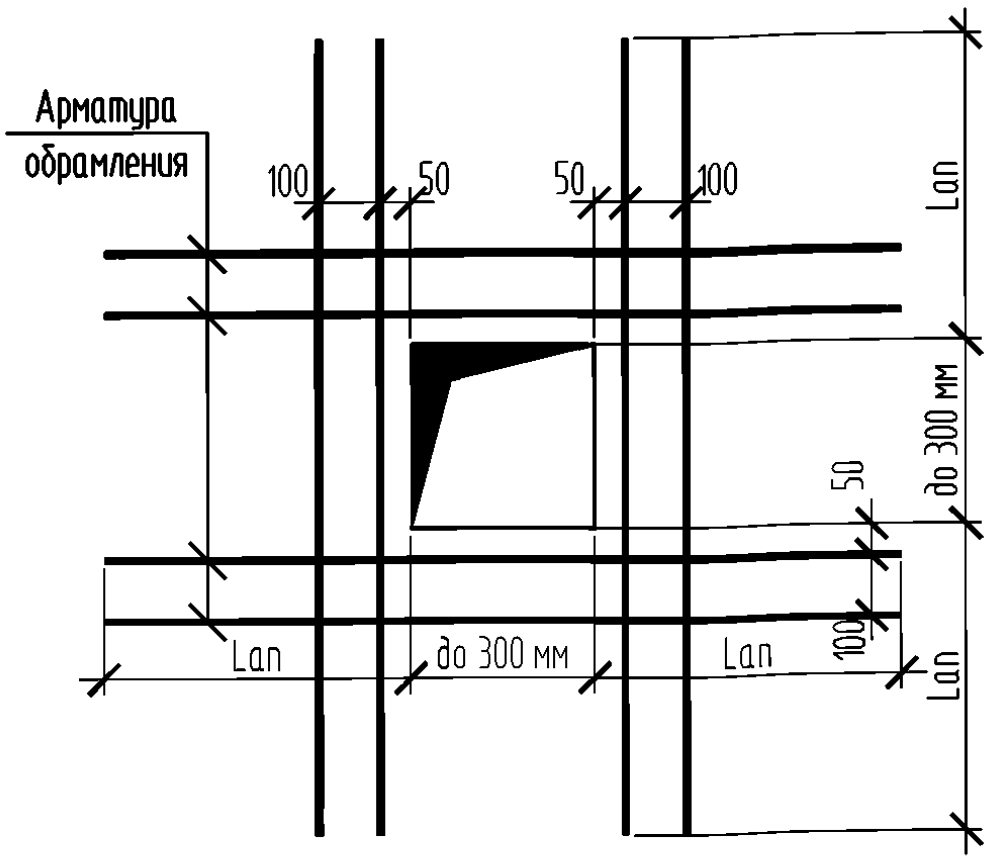




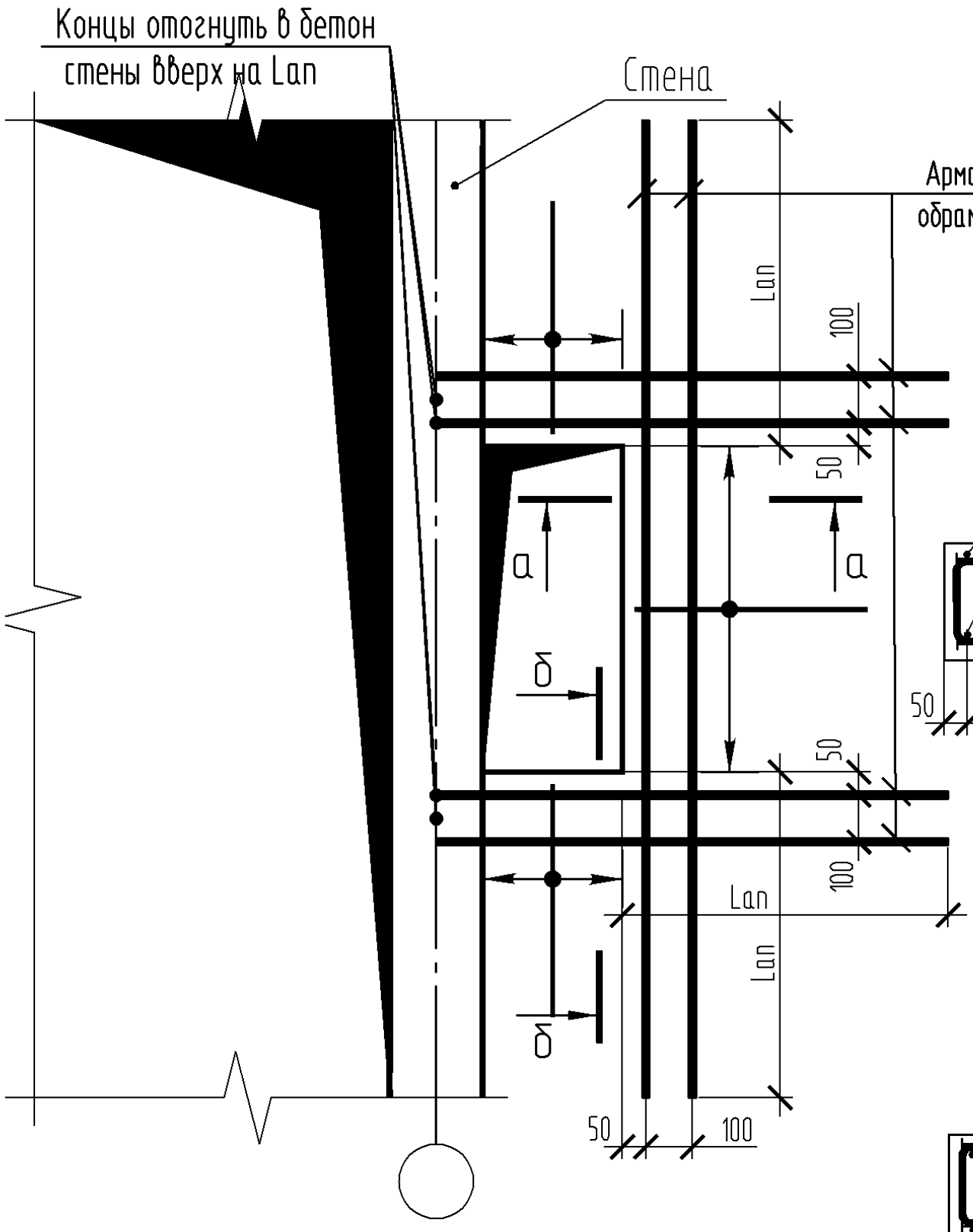
Основная и доборная арматура плиты условно не показана.



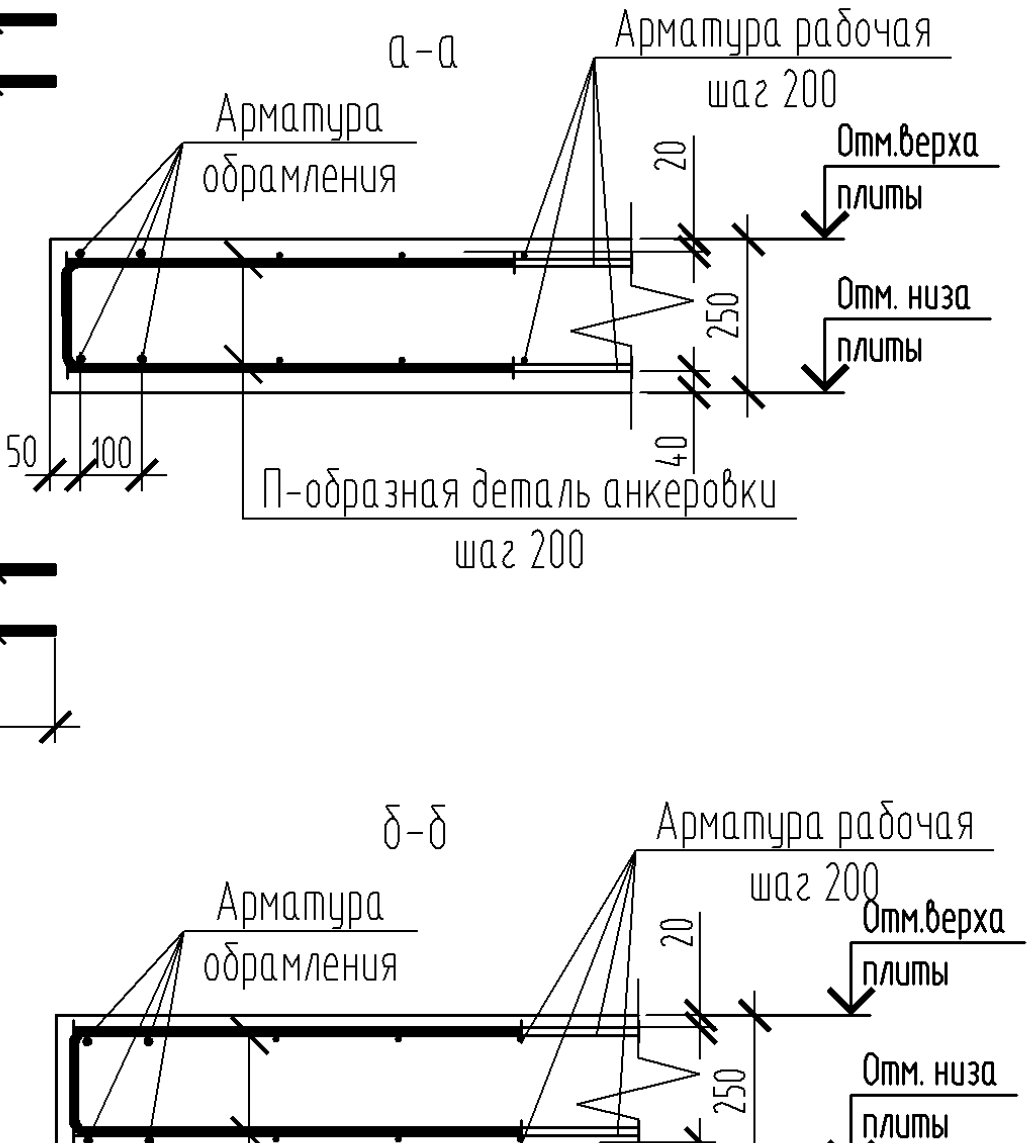
Основная и доборная арматура плиты условно не показана.

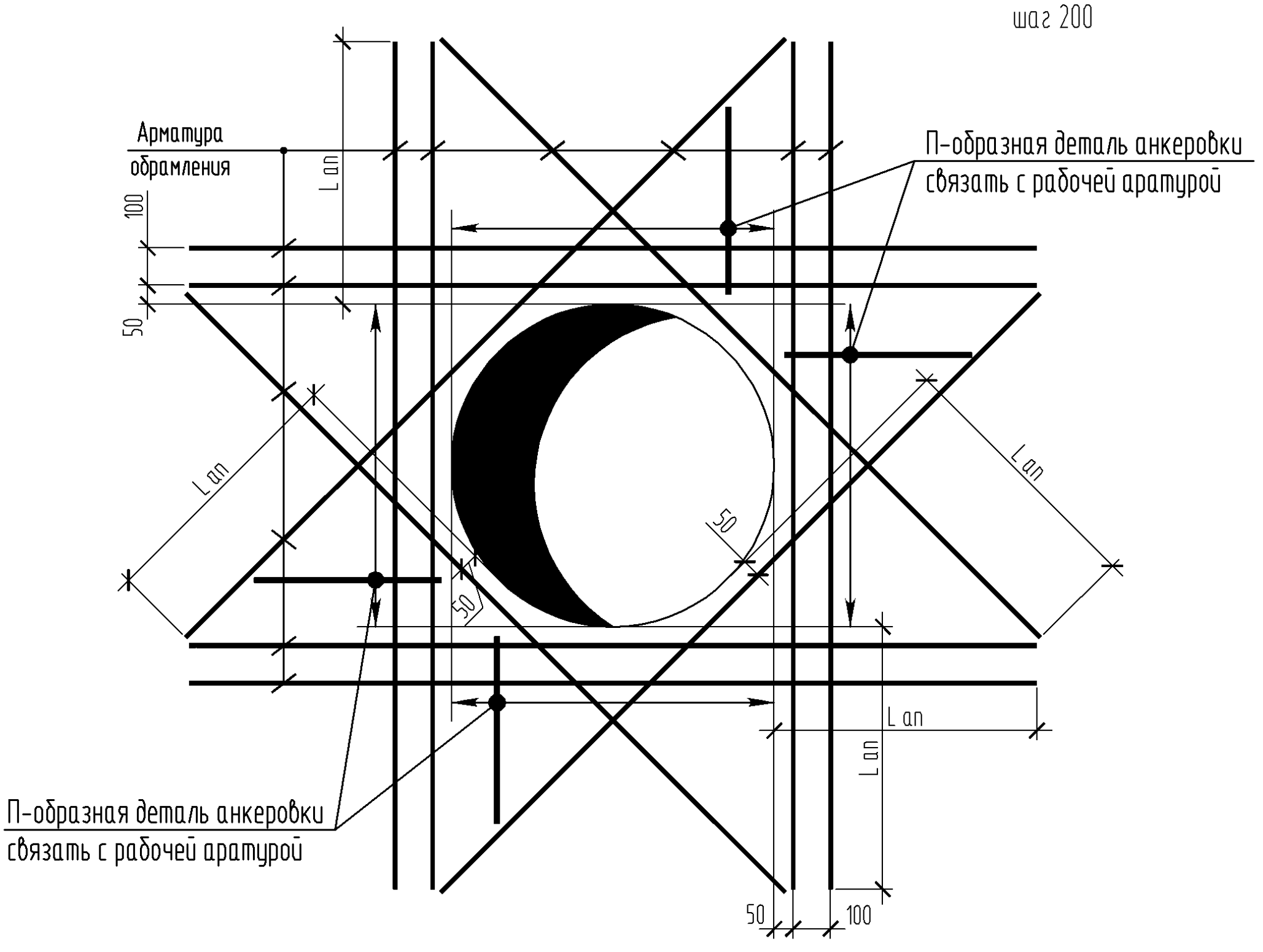


Типовые узлы обрамления отверстий

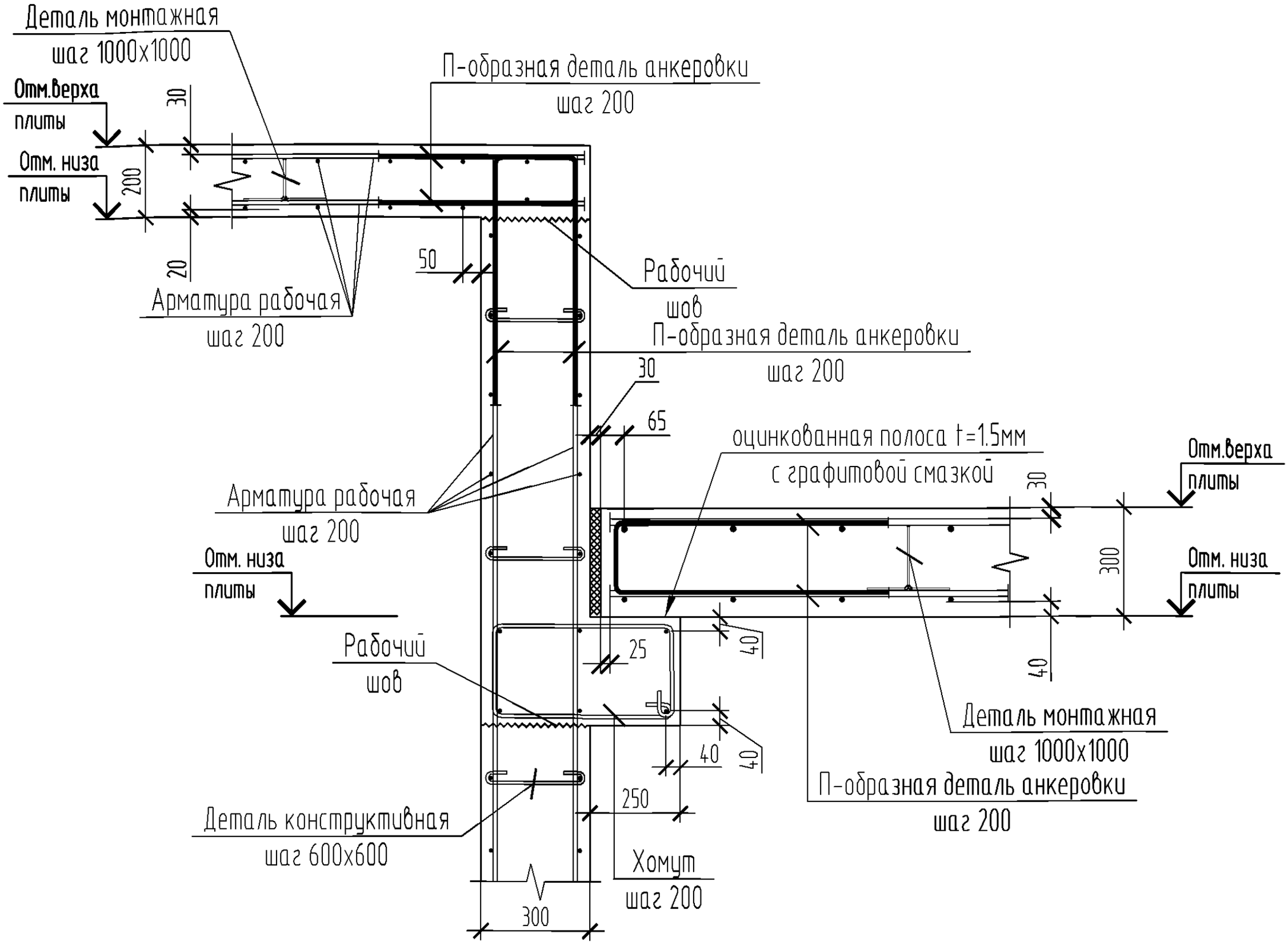


Основная и доборная арматура плиты условно не показана.

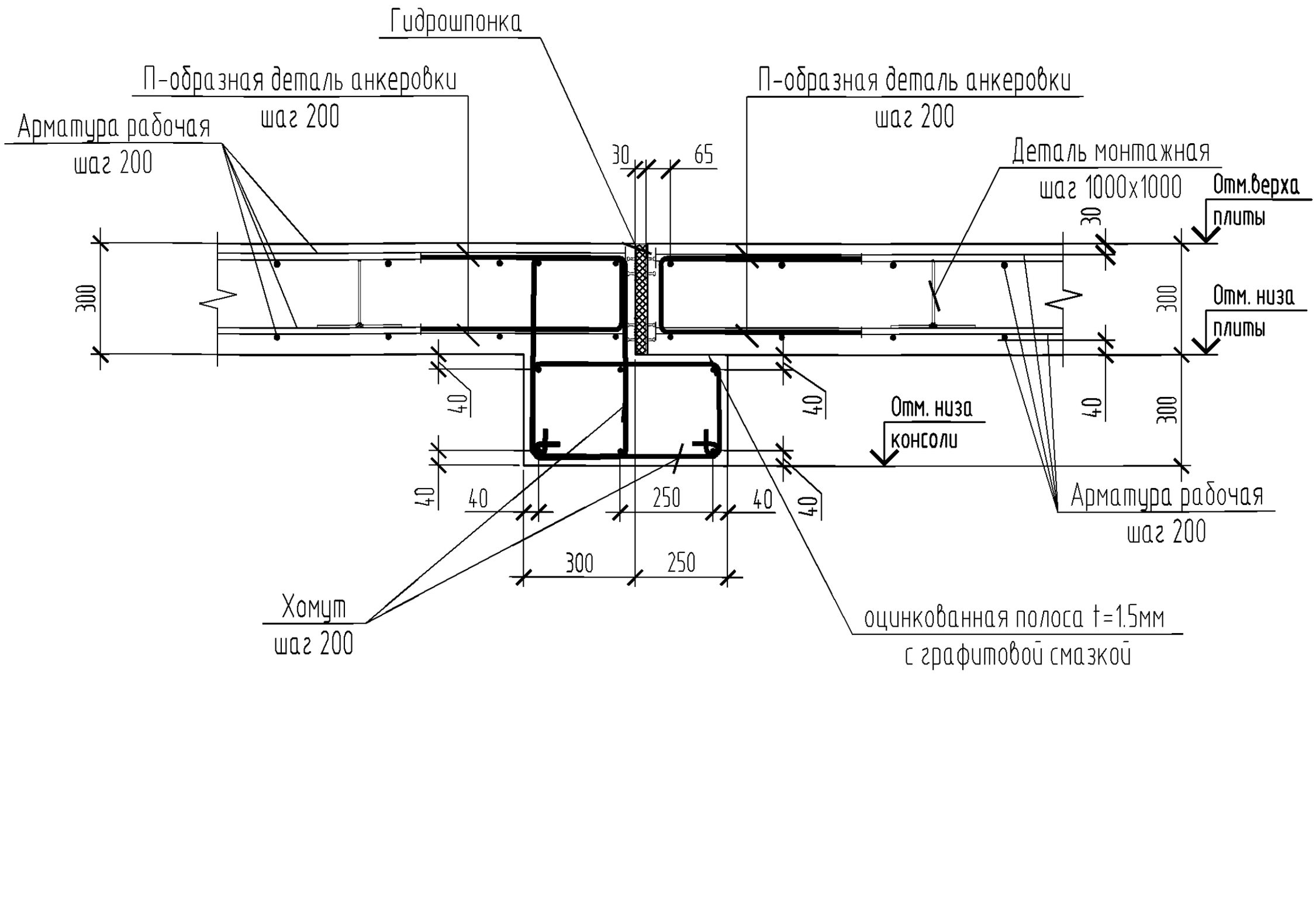




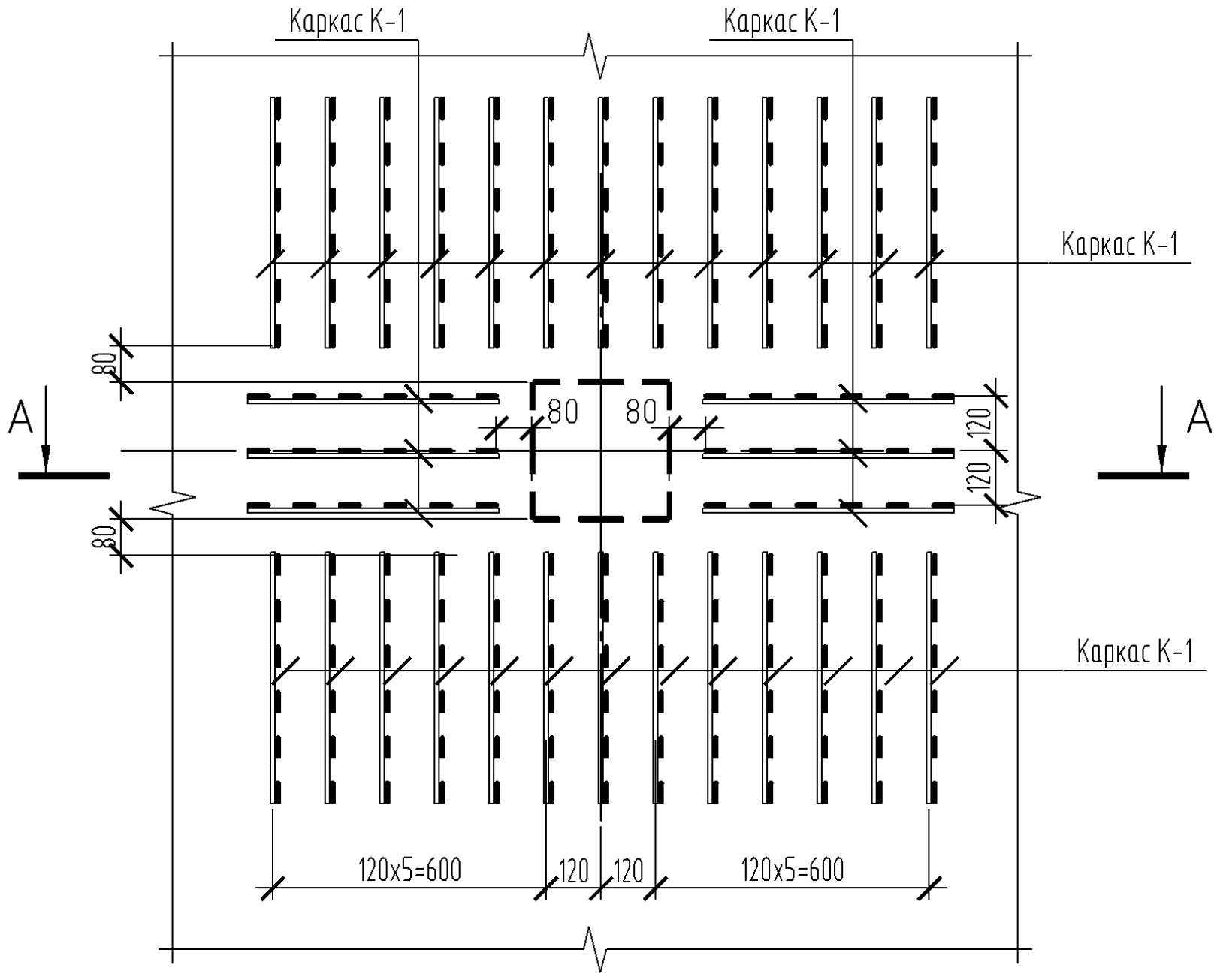
Узел устройства консольного примыкания плиты перекрытия к стене



Узел устройства консольного примыкания плиты перекрытия к плите перекрытия

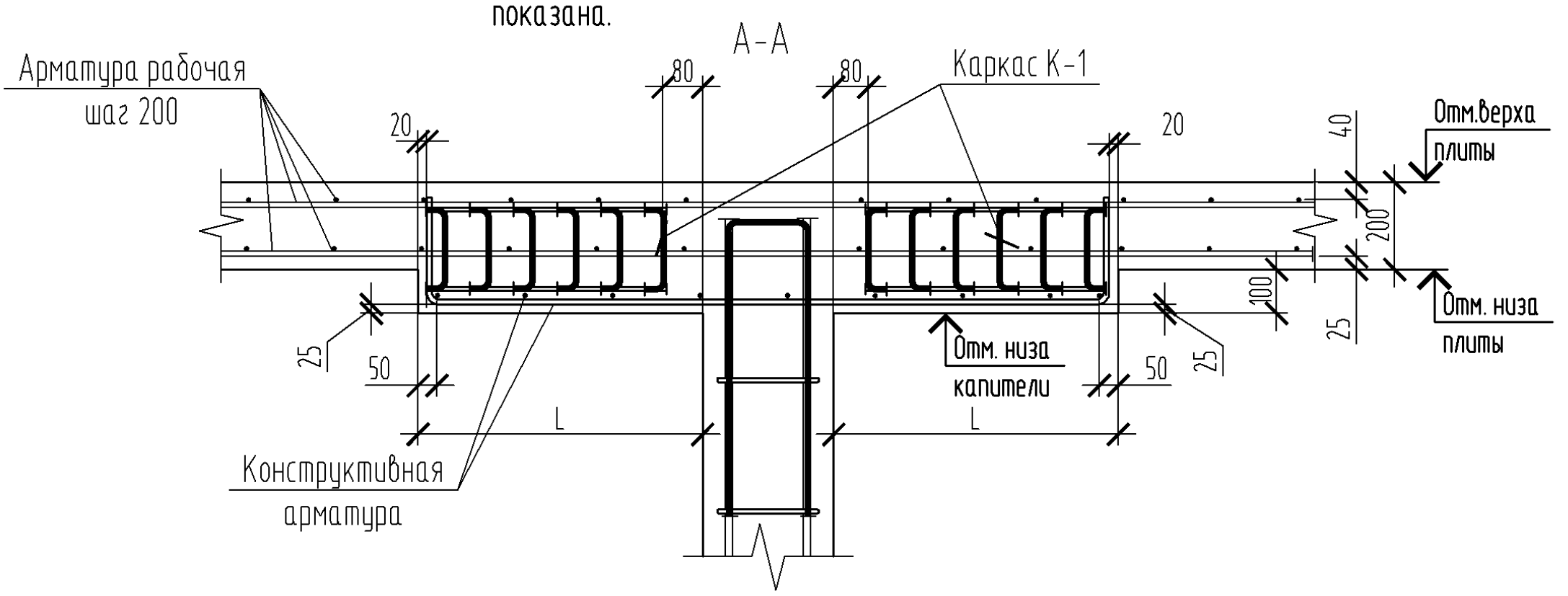


Деталь раскладки каркасов на продавливание

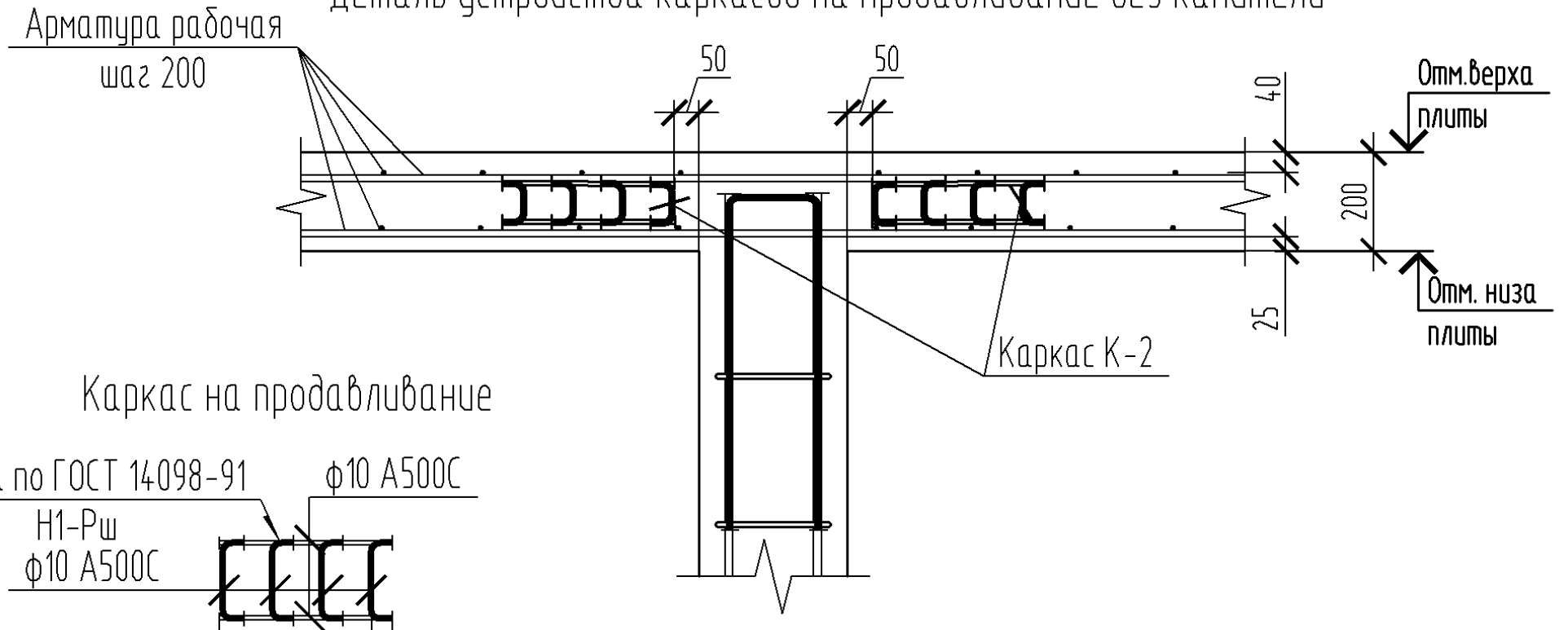


1. Каркасы установить между нижней и верхней арматурных сеток.
2. Основная и доборная арматура плиты условно не показана.

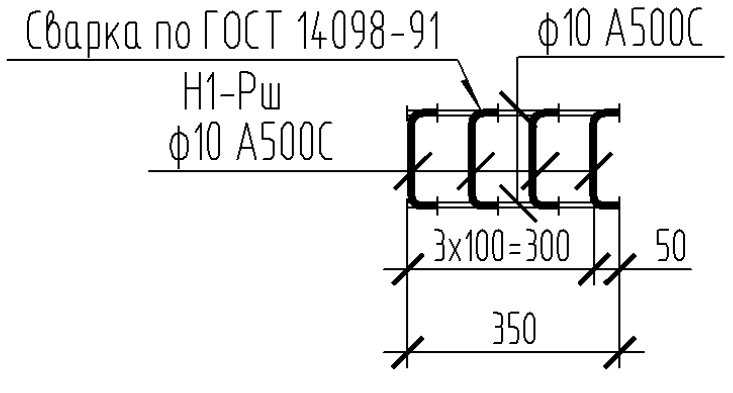
А-А



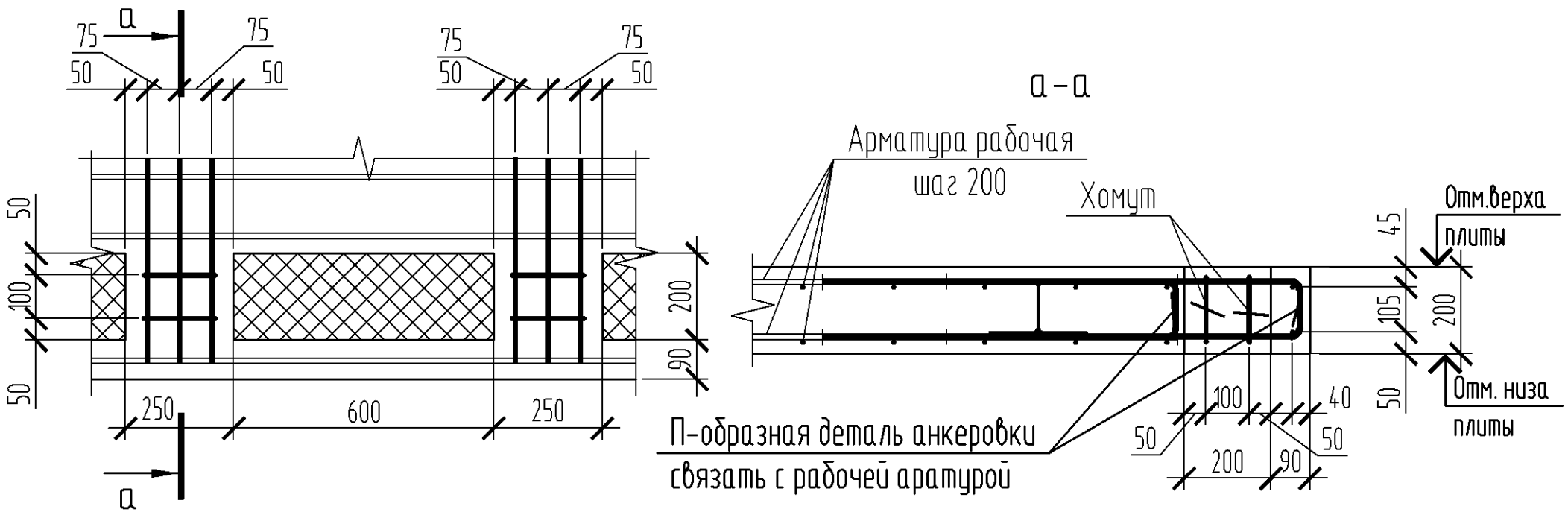
Деталь устройства каркасов на продавливание без капители



Каркас на продавливание

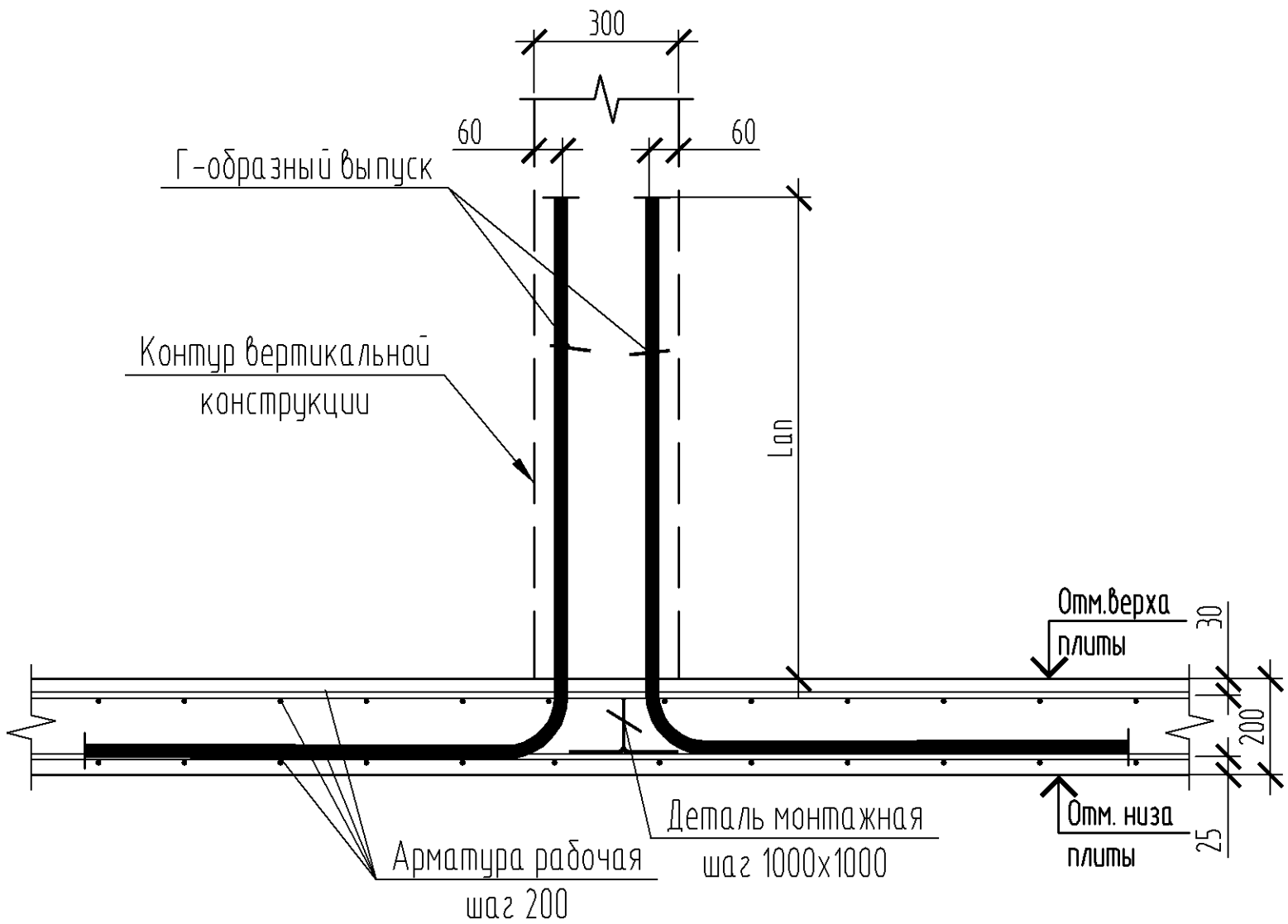


Узел устройства термовставок

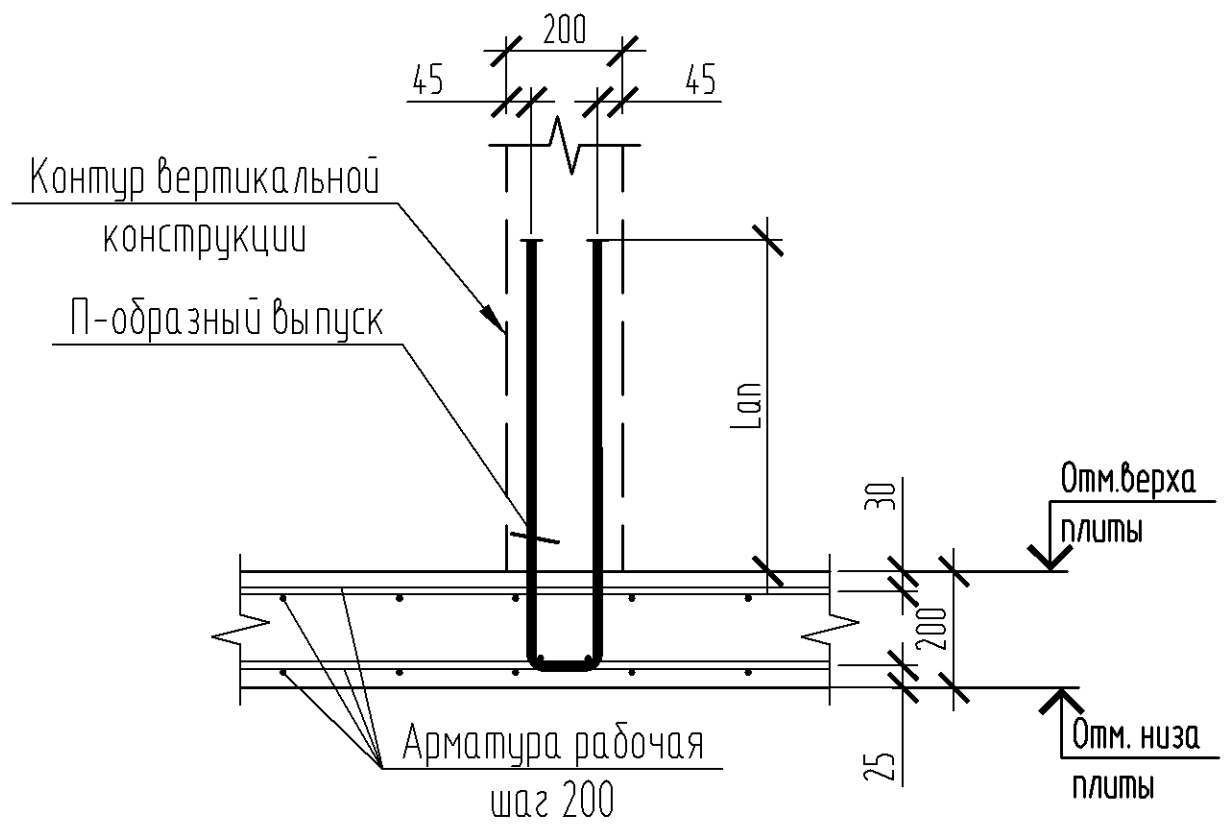


Основная арматура плиты условно не показана.

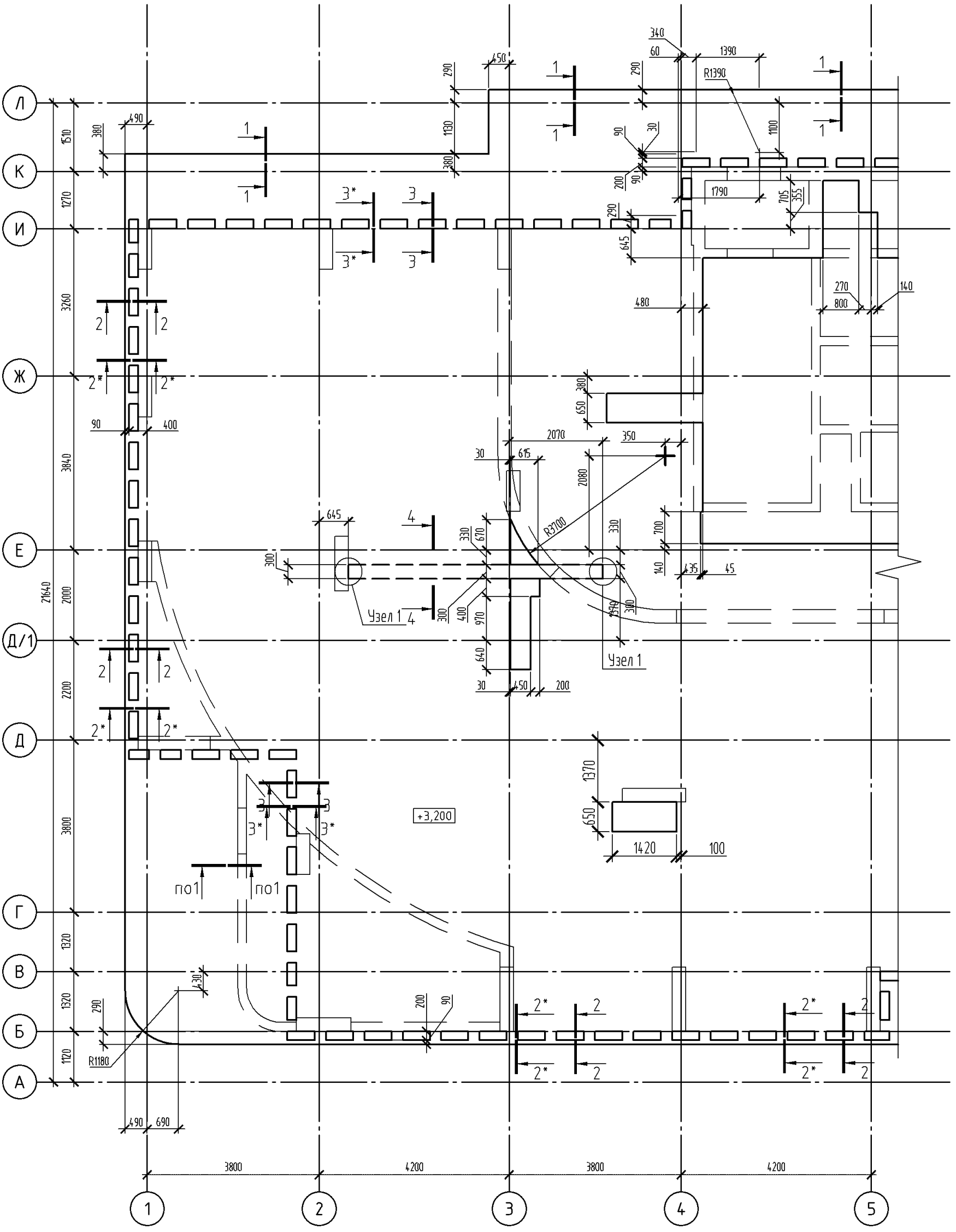
Узел устройства в плите перекрытия Г-образных выпусков под вертикальные конструкции



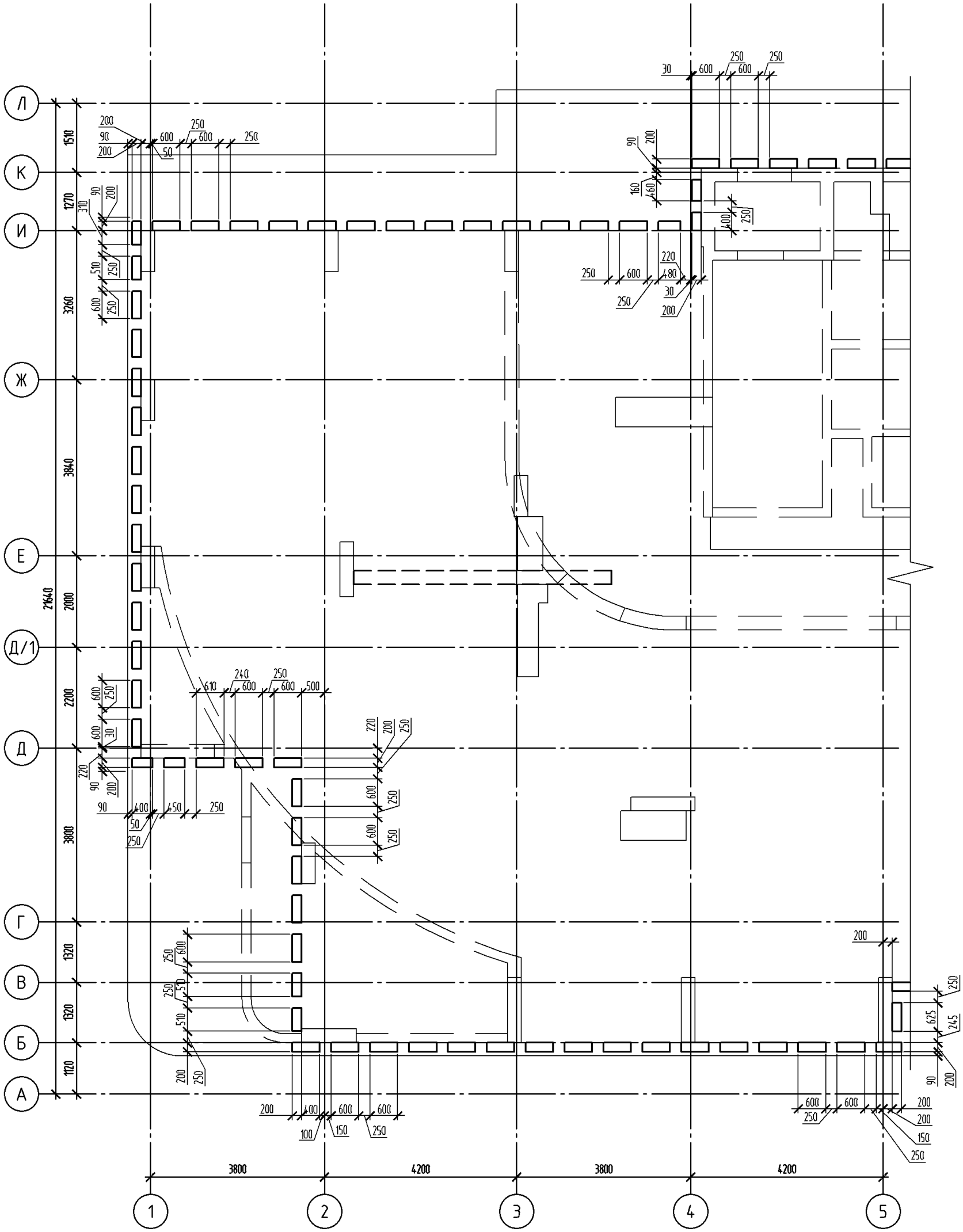
Узел устройства в плите перекрытия П-образных выпусков под вертикальные конструкции



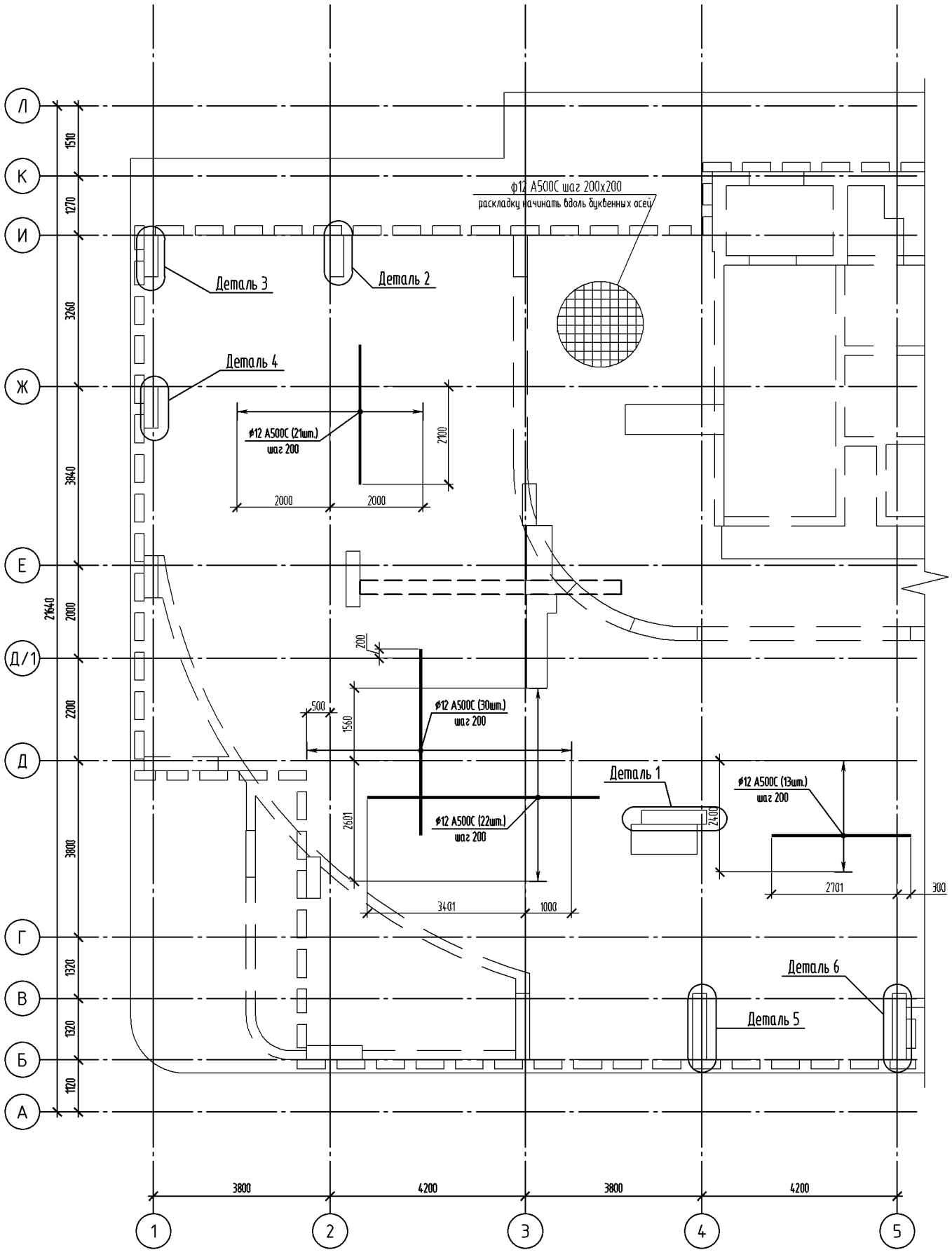
Фрагмент плиты перекрытия. Опалубка.



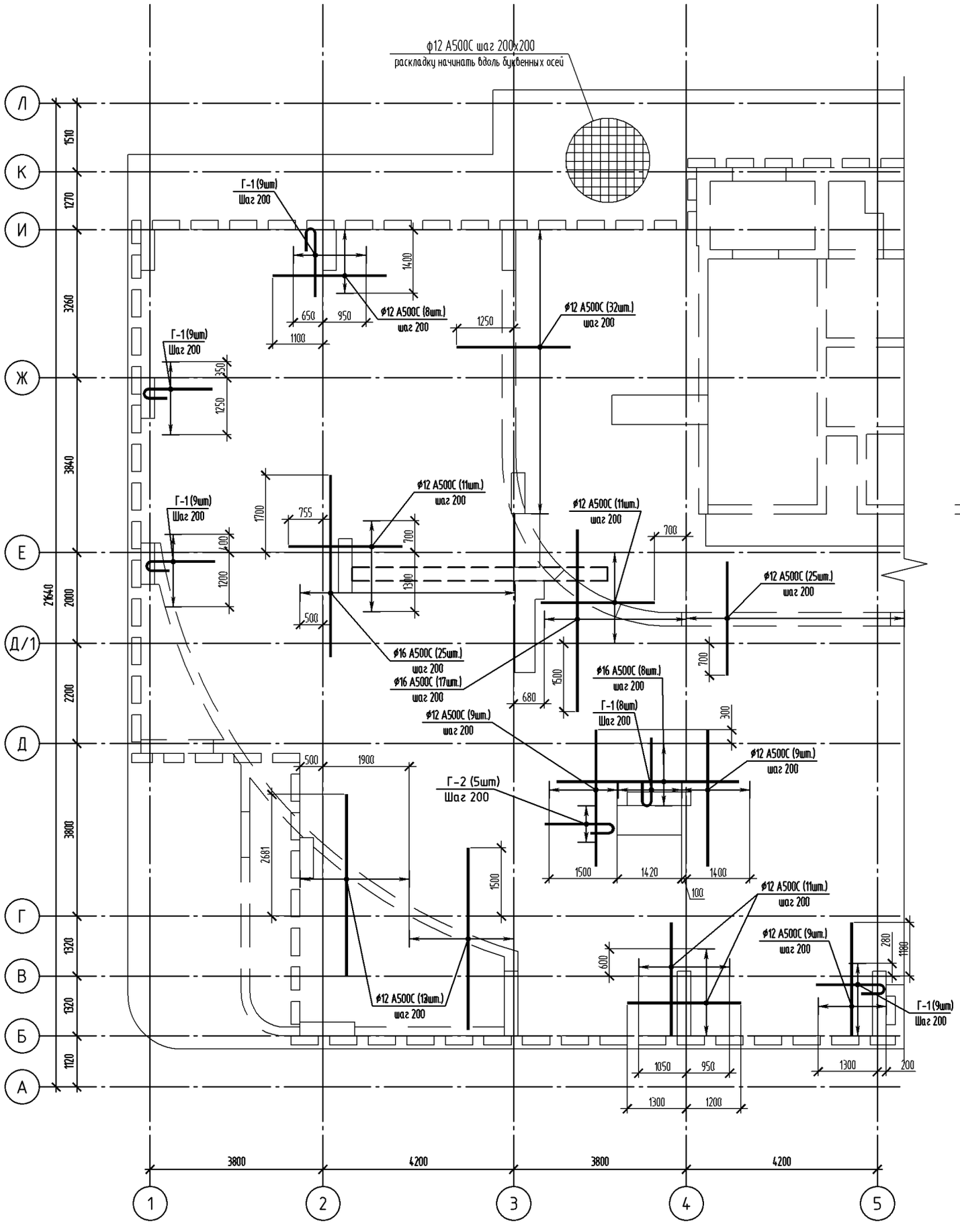
Фрагмент плиты перекрытия. Схема расположения термовкладышей.



Фрагмент плиты перекрытия. Нижнее армирование.

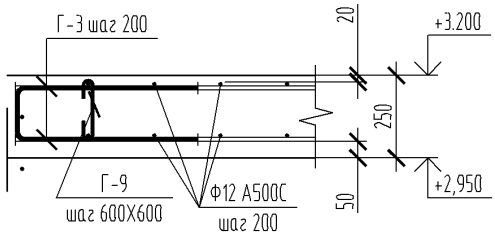


Фрагмент плиты перекрытия. Верхнее армирование.

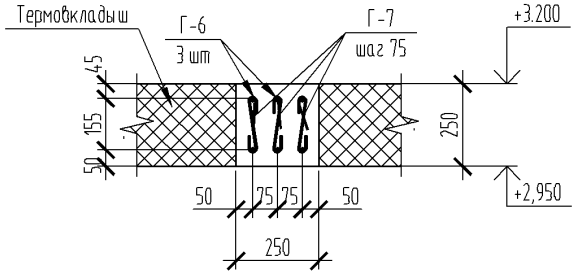


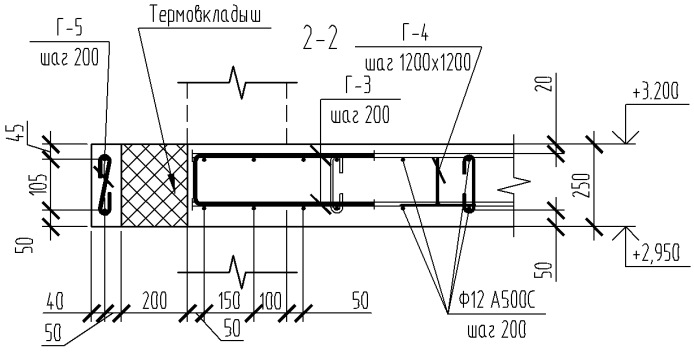
Детали армирования плиты перекрытия. Сечения 1-1,2-2, а-а.

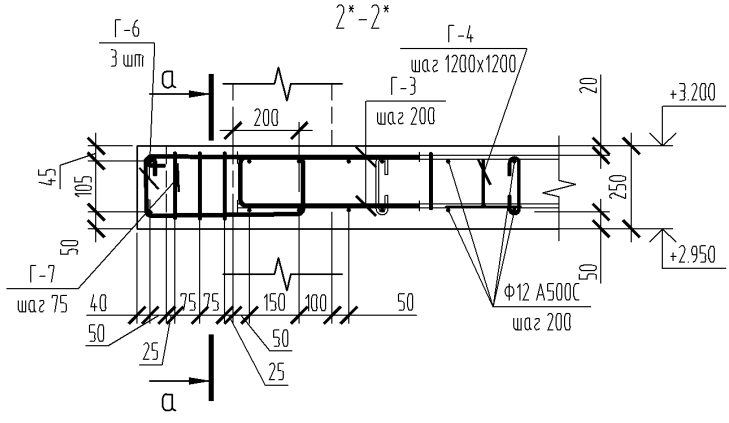
1-1



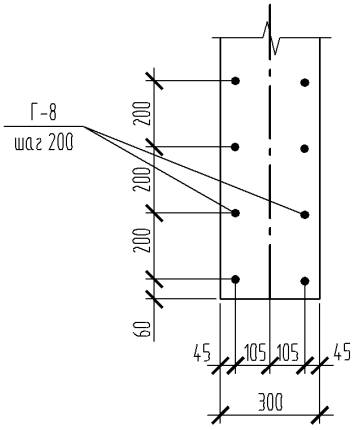
а-а







Узел выпусков.



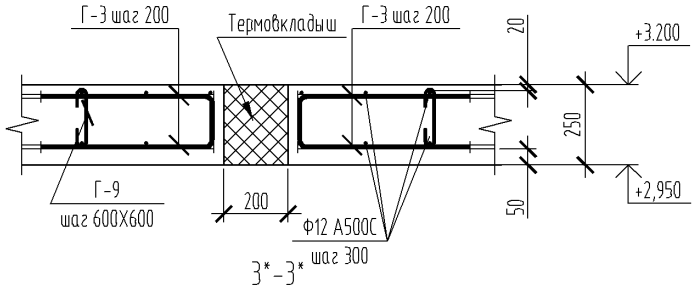
Ведомость деталей

Поз.	Эскиз
Г-1 ф12 l=2155	1500, 155, 500
Г-2 ф16 l=2855	2000, 155, 700
Г-3 ф12 l=1655	750, 155, 750
Г-4 ф12 l=1190	300, 145, 145, 300, 300
Г-5 ф8 l=355	100, 155, 100
Г-6 ф12 l=1555	600, 300, 180, 475
Г-7 ф8 l=350	100, 150, 100
Г-8 ф25 l=2200	1100, 1100
Г-9 ф8 l=345	100, 145, 100
Г-10 ф8 l=1110	225, 430, 330, 125
Г-11 ф12 l=1635	750, 135, 750
Г-12 ф12 l=1150	300, 125, 125, 300, 300
Г-13 ф8 l=345	100, 145, 100
Г-14 ф12 l=960	295, 305, 185, 175
Г-15 ф12 l=2375	1100, 175, 1100
Г-16 ф12 l=990	295, 320, 200, 175

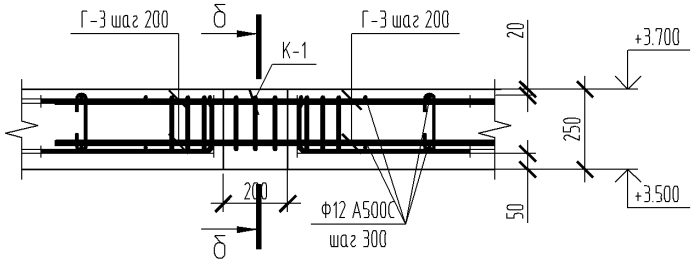
В соответствии с ГОСТ 21.501-2011 размеры гнутых стержней указаны по наружным граням, хомутов - по внутренним.

Детали армирования плиты перекрытия. Сечения 3-3,4-4, б-б.Каркас К-1

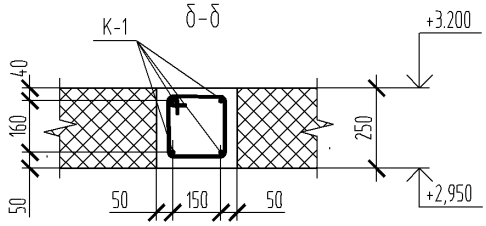
3-3



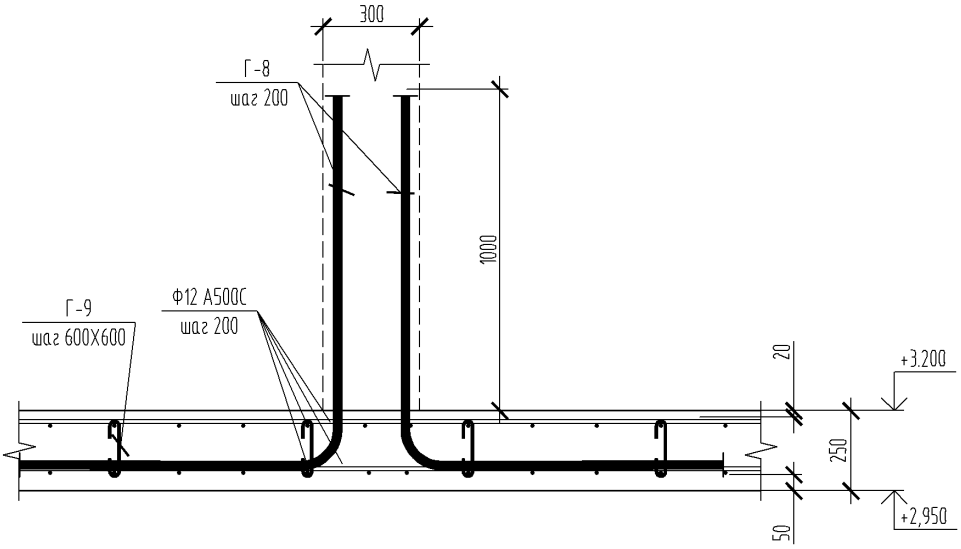
3*-3*



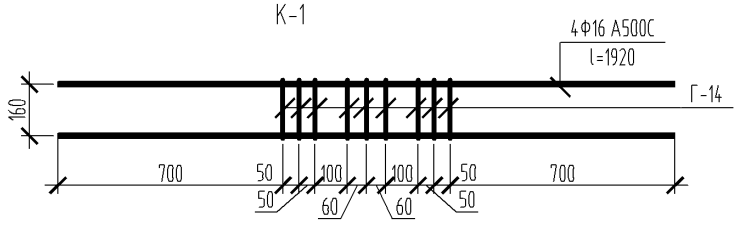
б-б

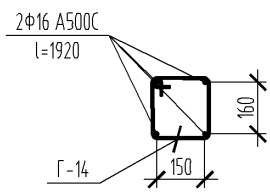


4-4



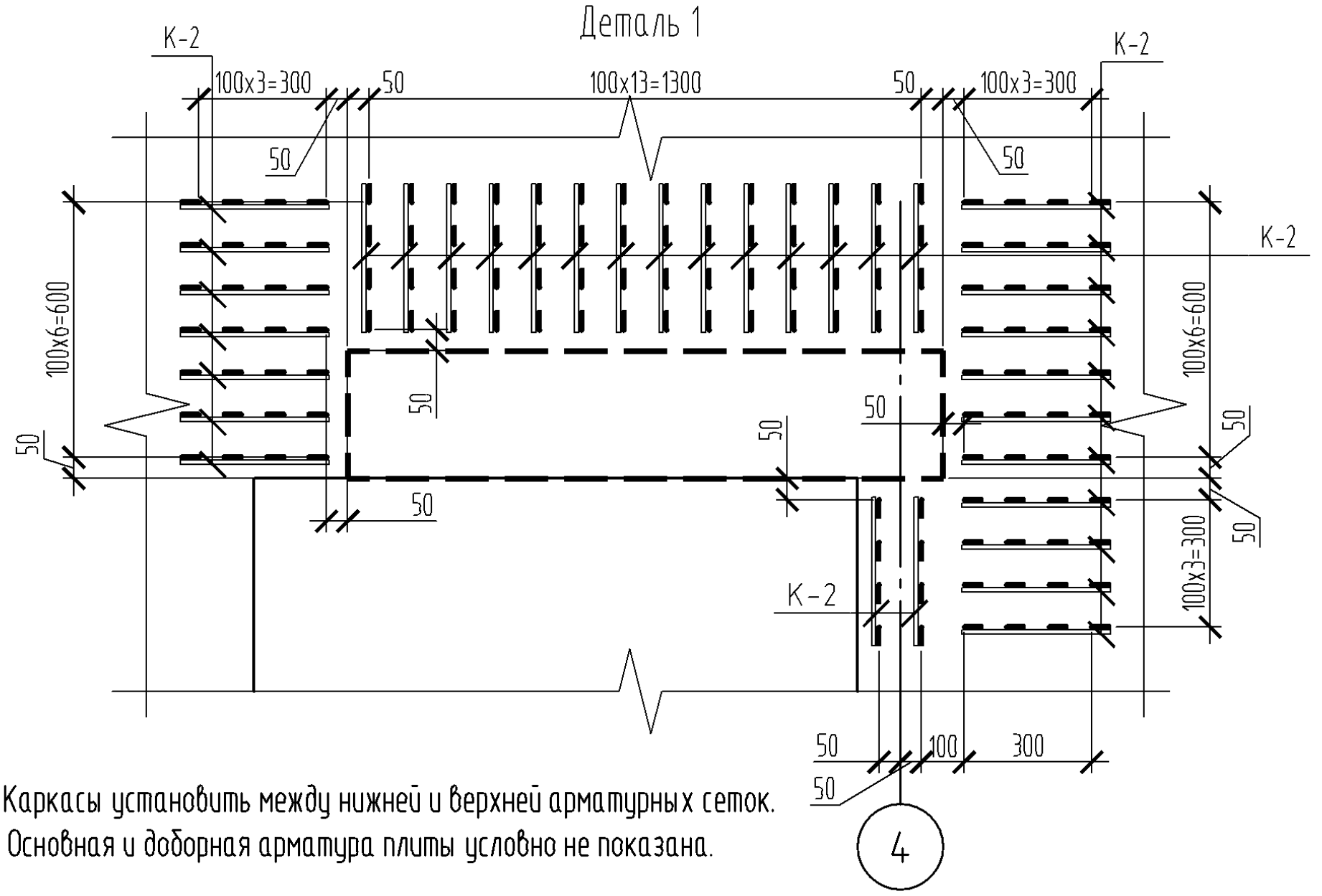
К-1





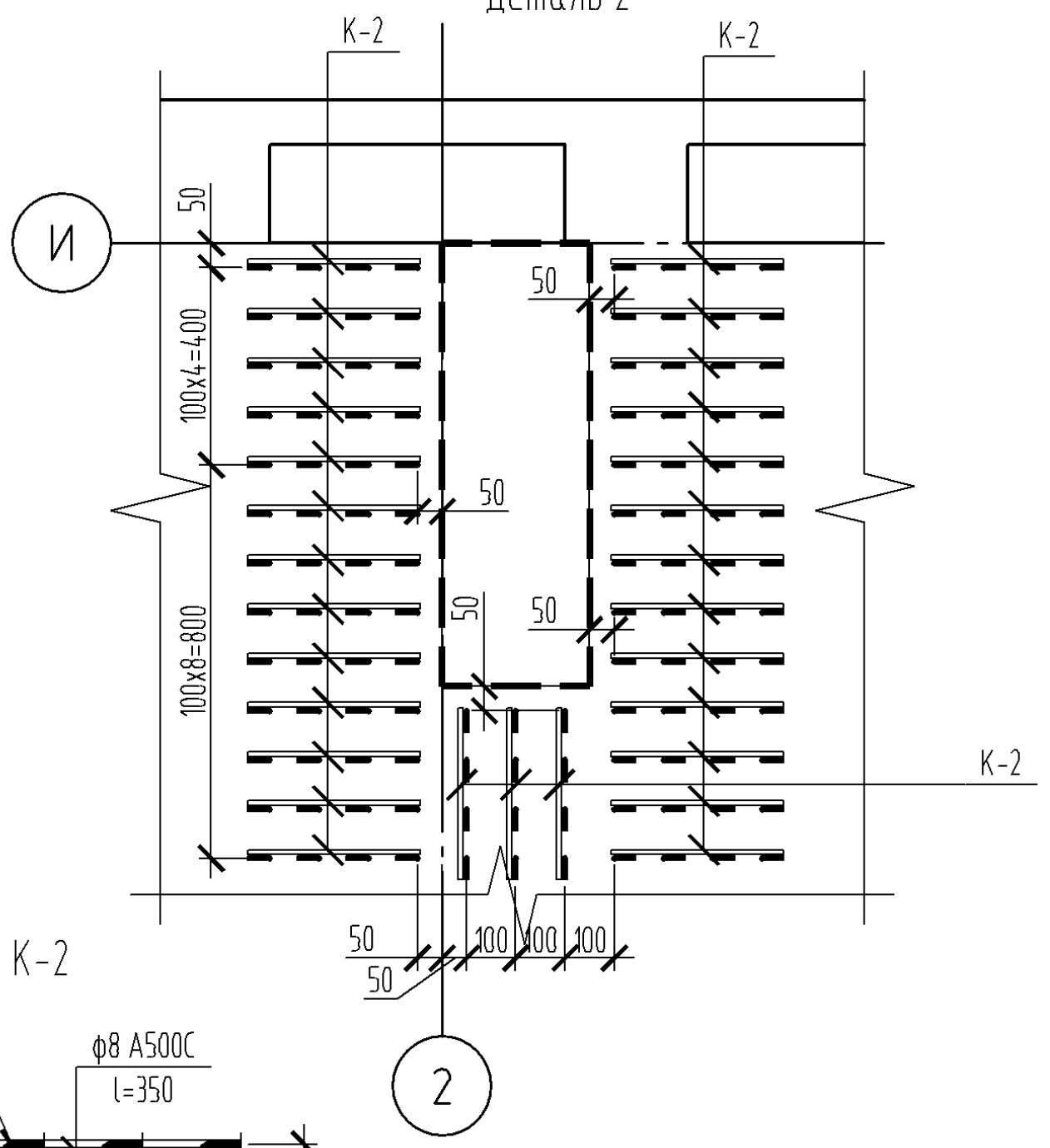
Деталь раскладки каркасов на продавливание. Детали 1, 2.

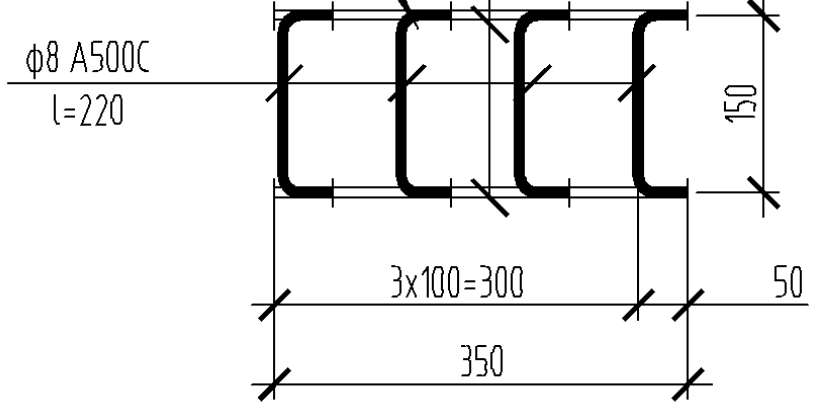
Деталь 1



1. Каркасы установить между нижней и верхней арматурных сеток.
2. Основная и доборная арматура плиты условно не показана.

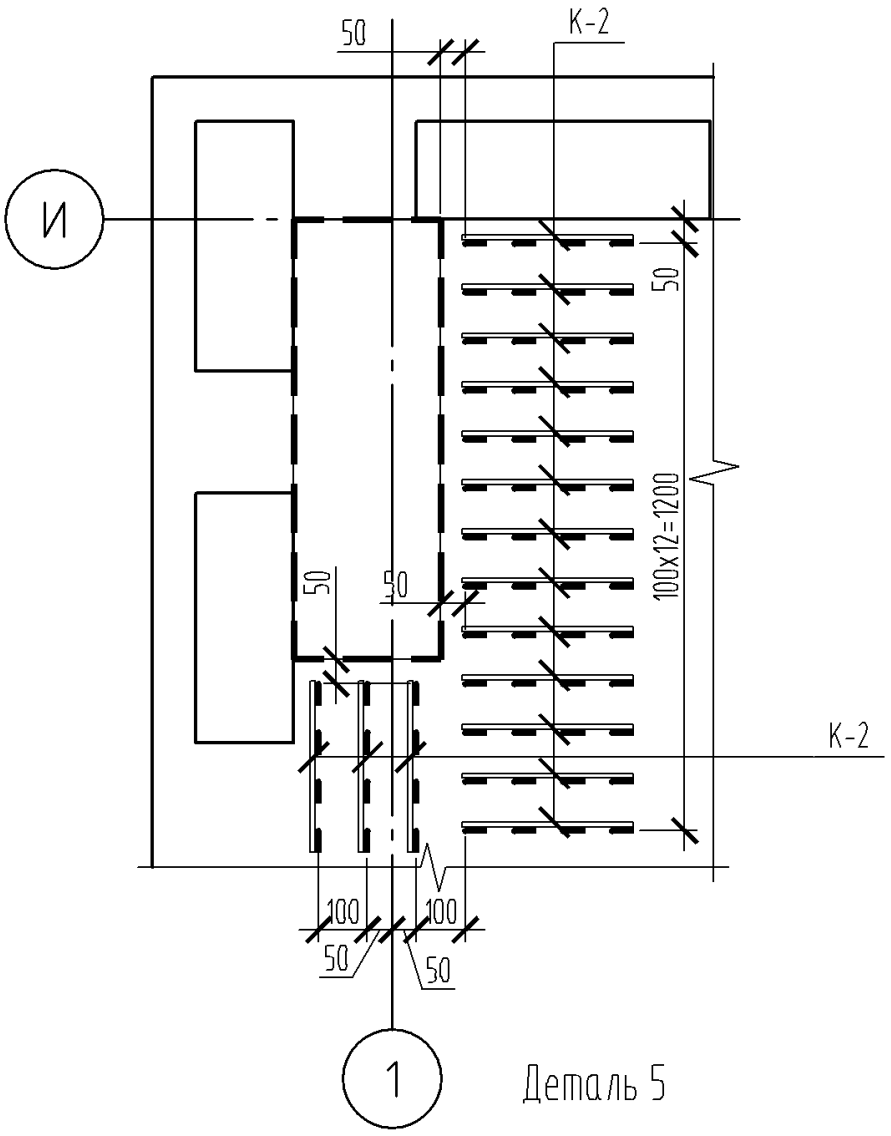
Деталь 2



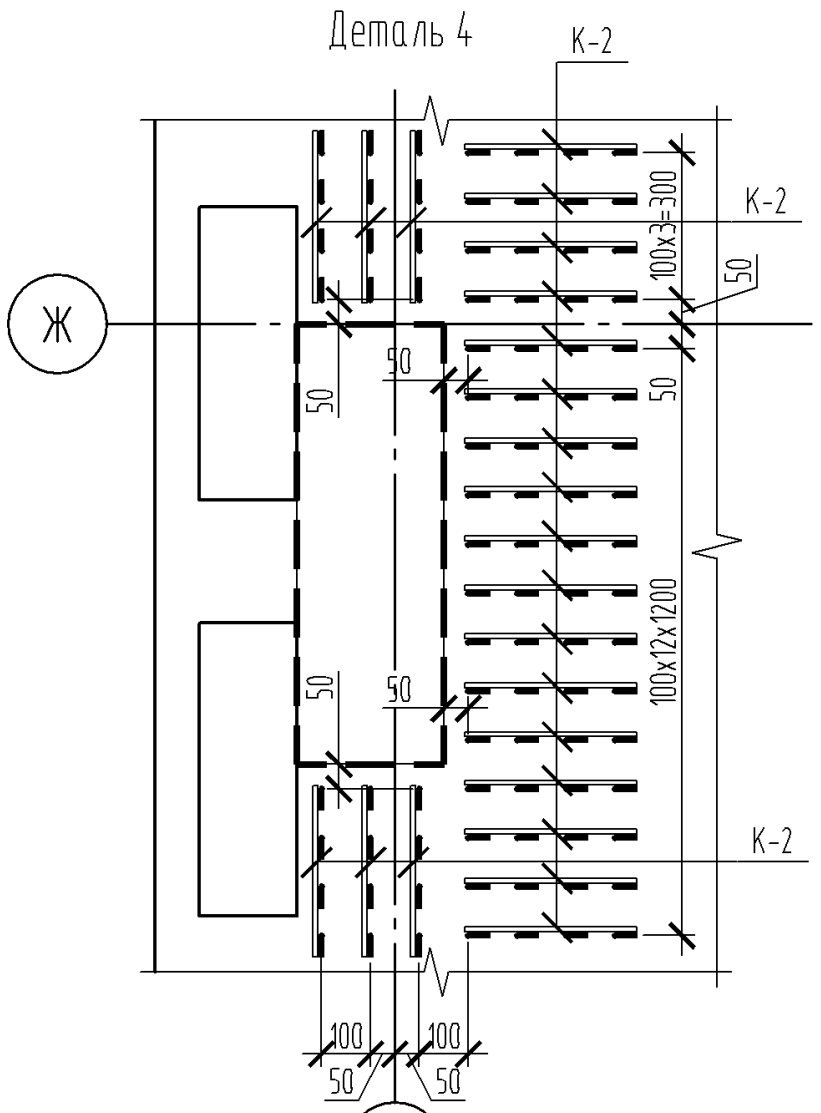


Деталь раскладки каркасов на продавливание. Деталь , Детали 3, 4, 5, 6.

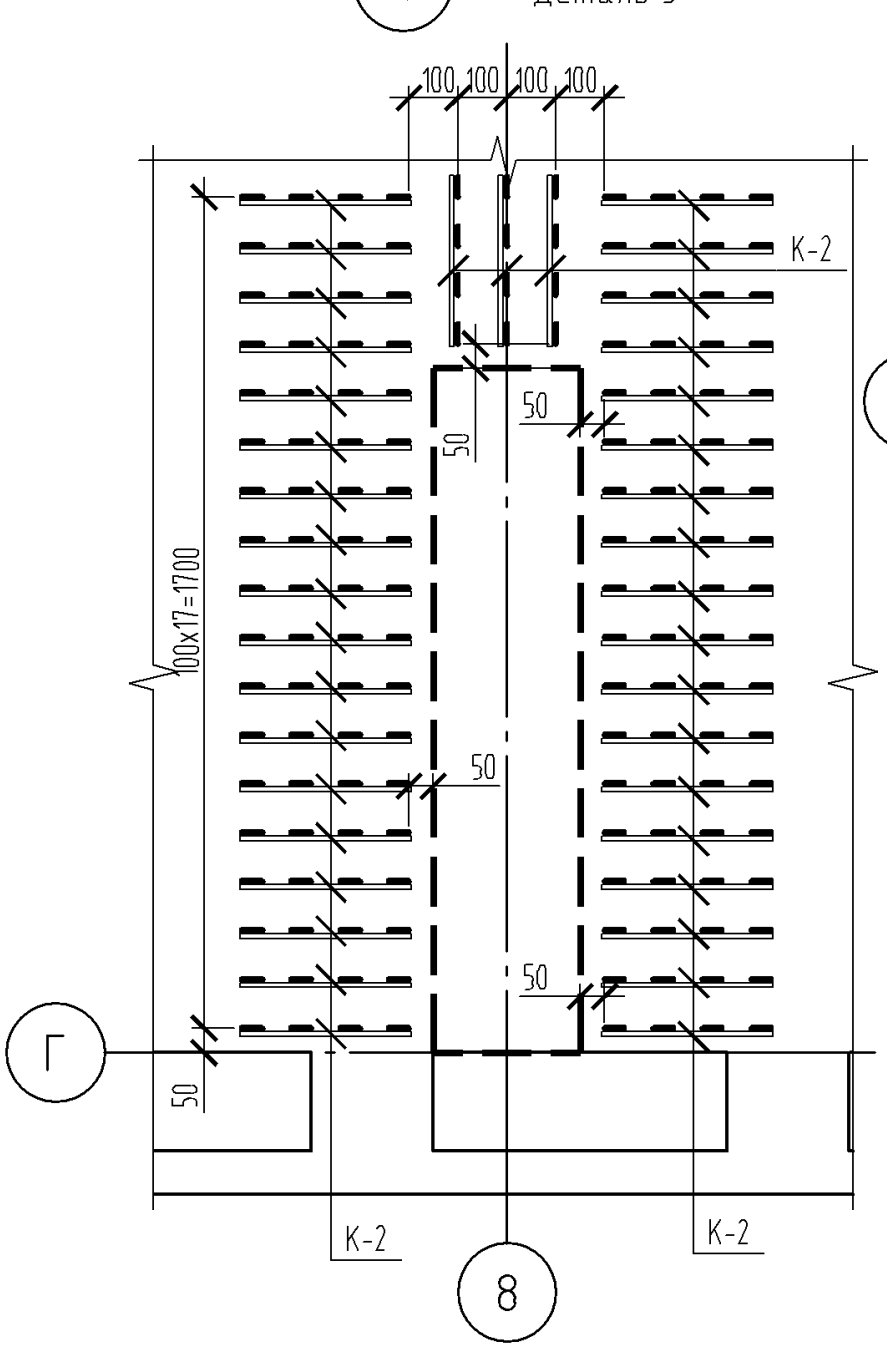
Деталь 3



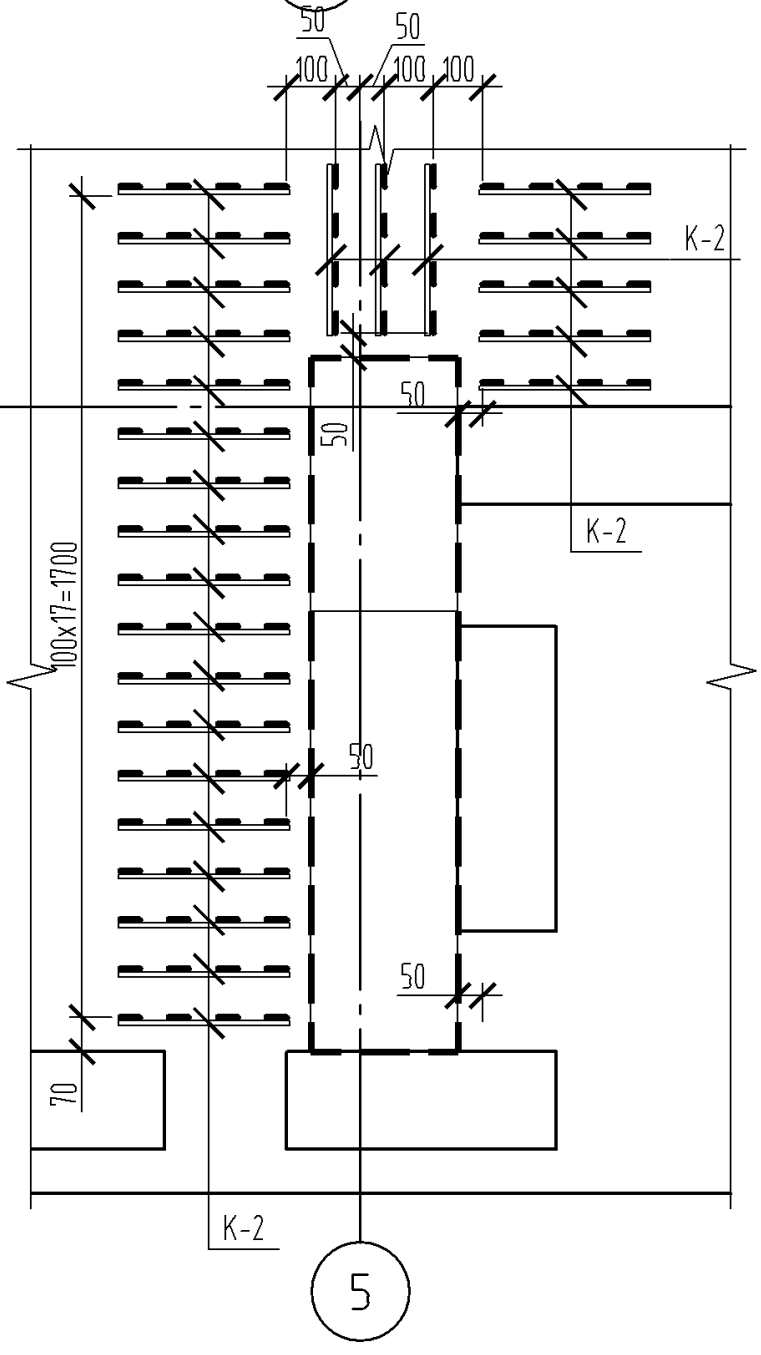
Деталь 4

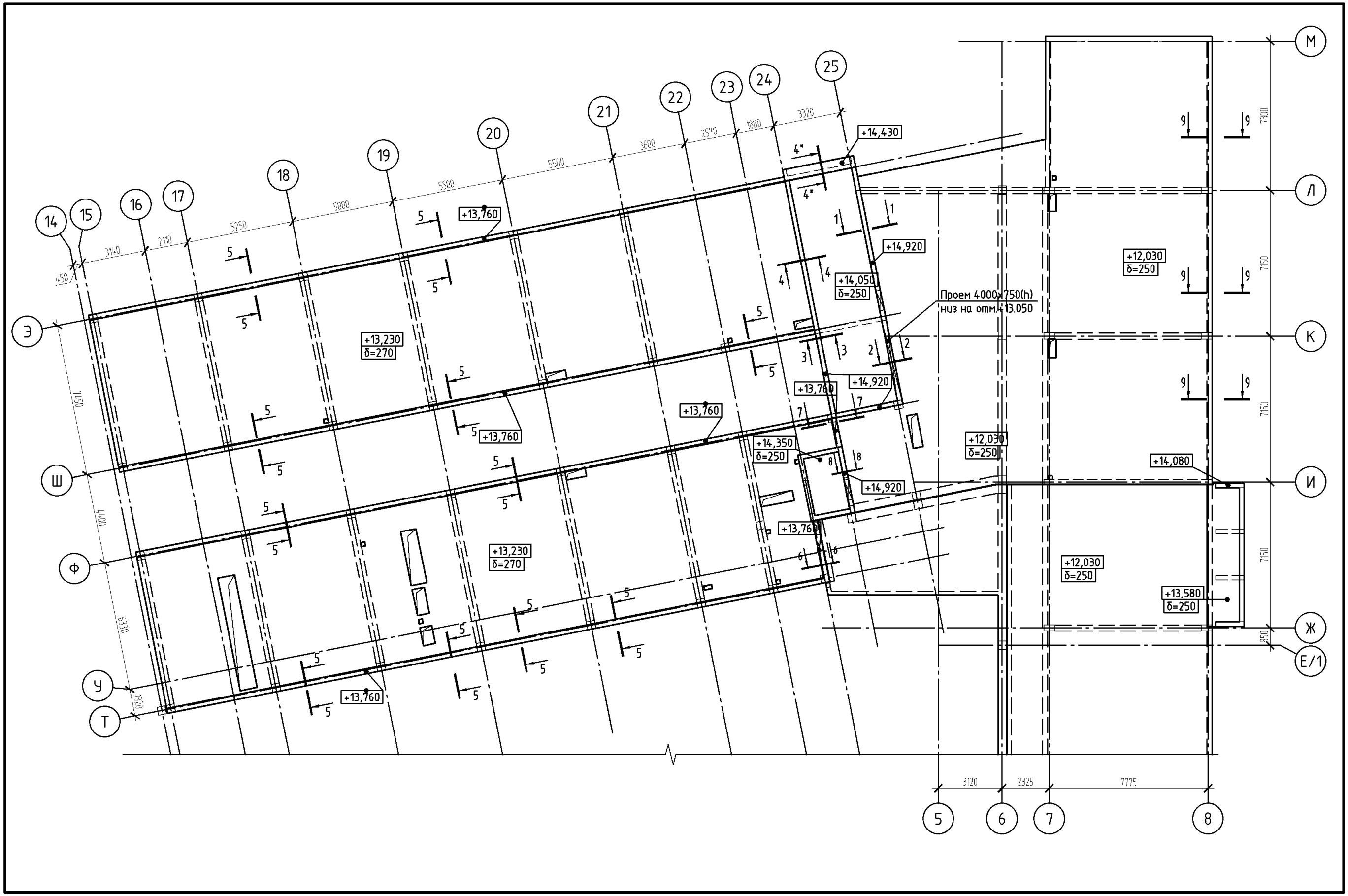


Деталь 5

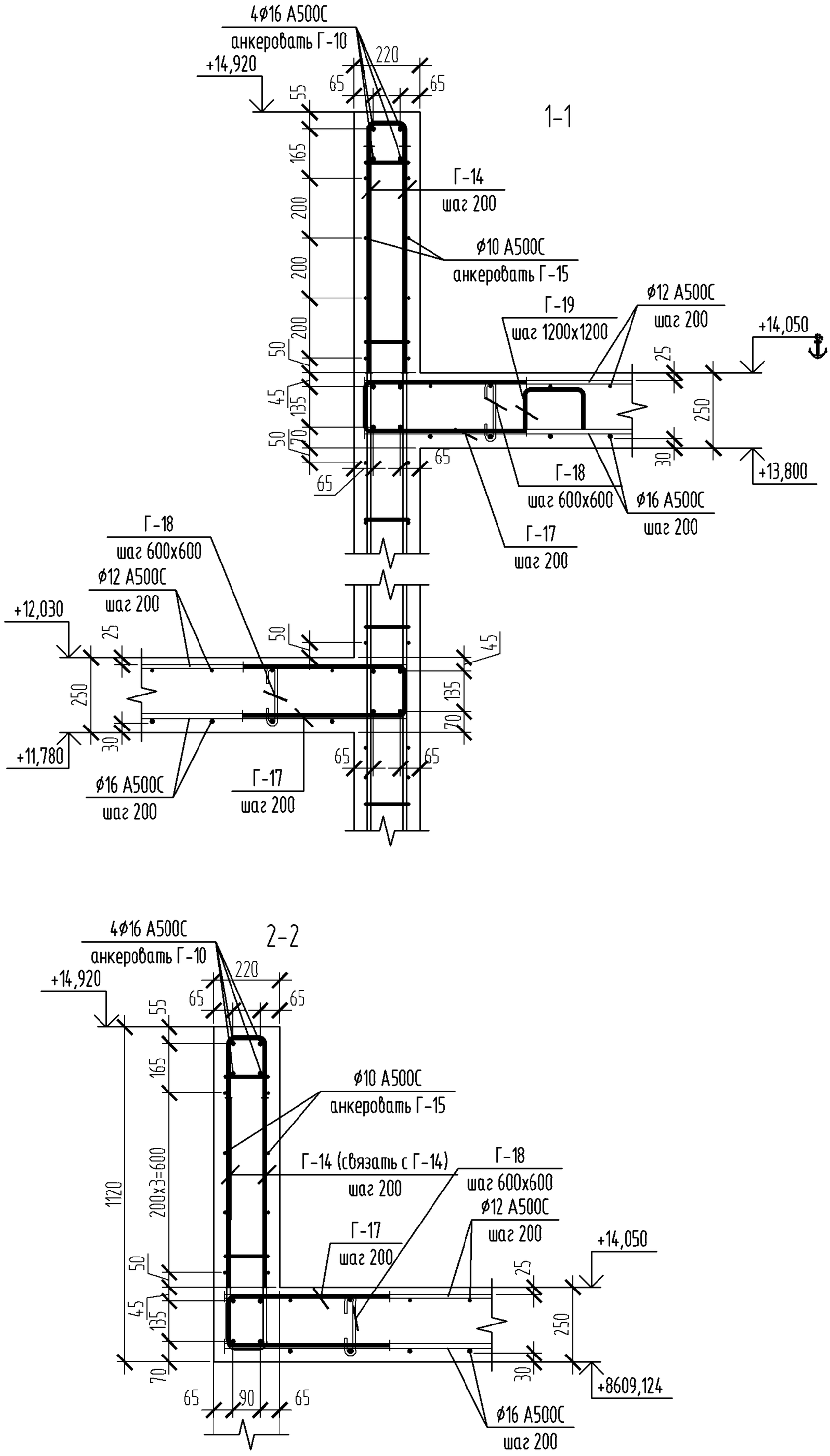


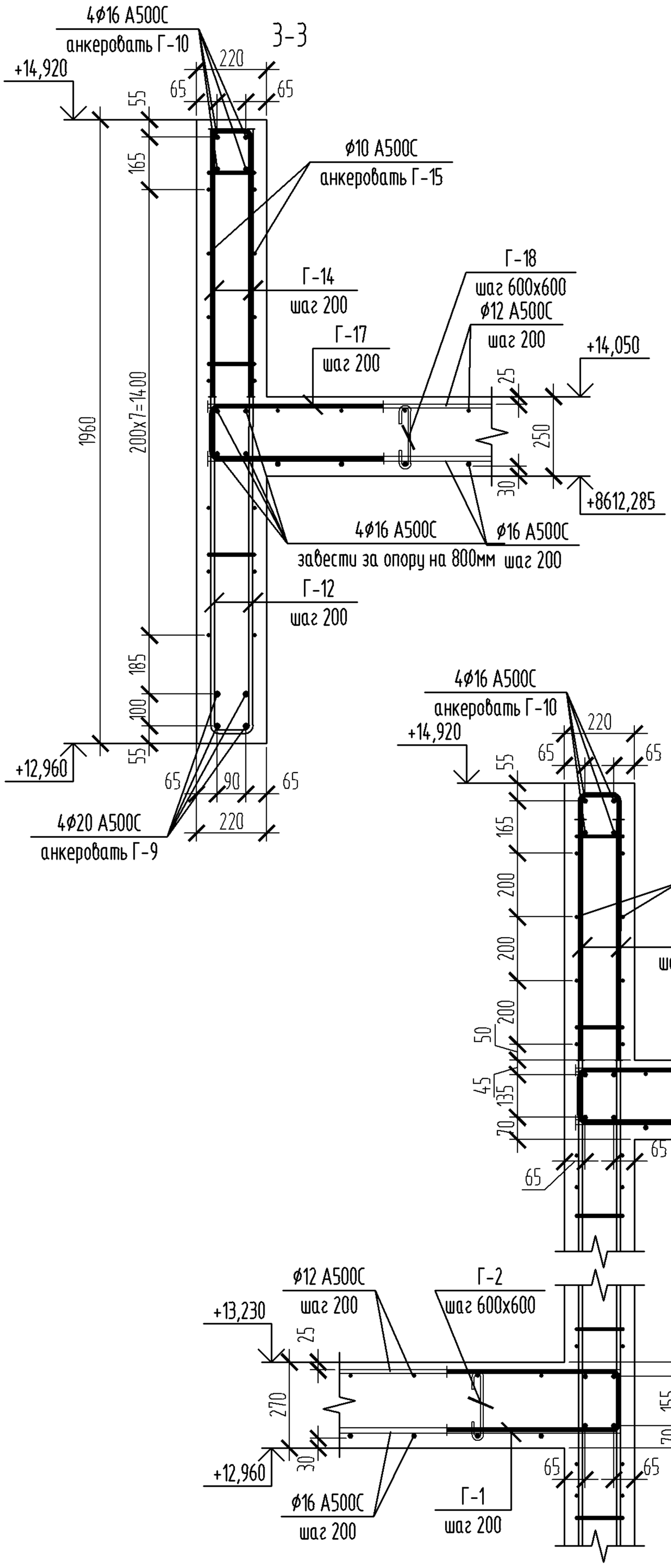
Деталь 6

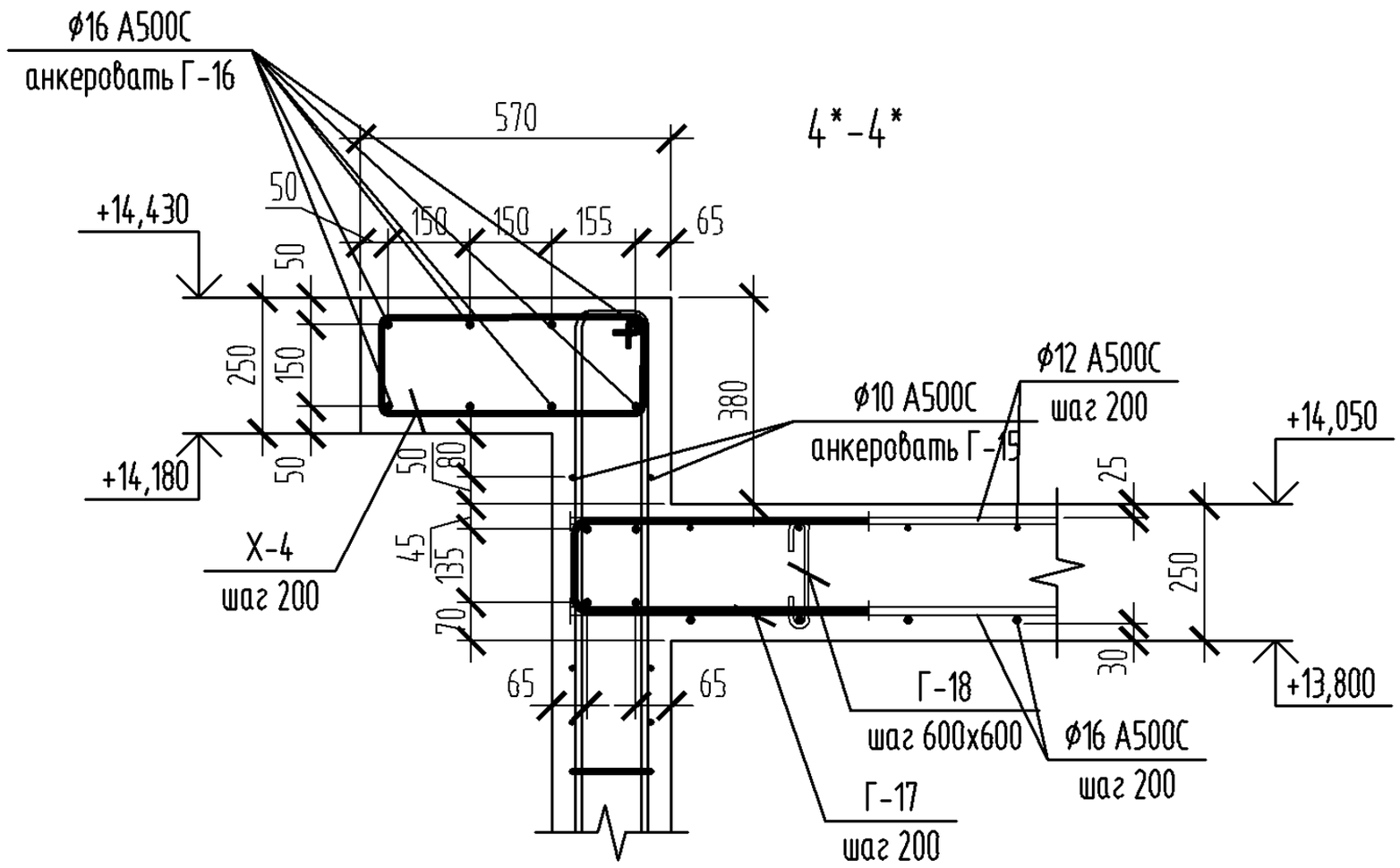


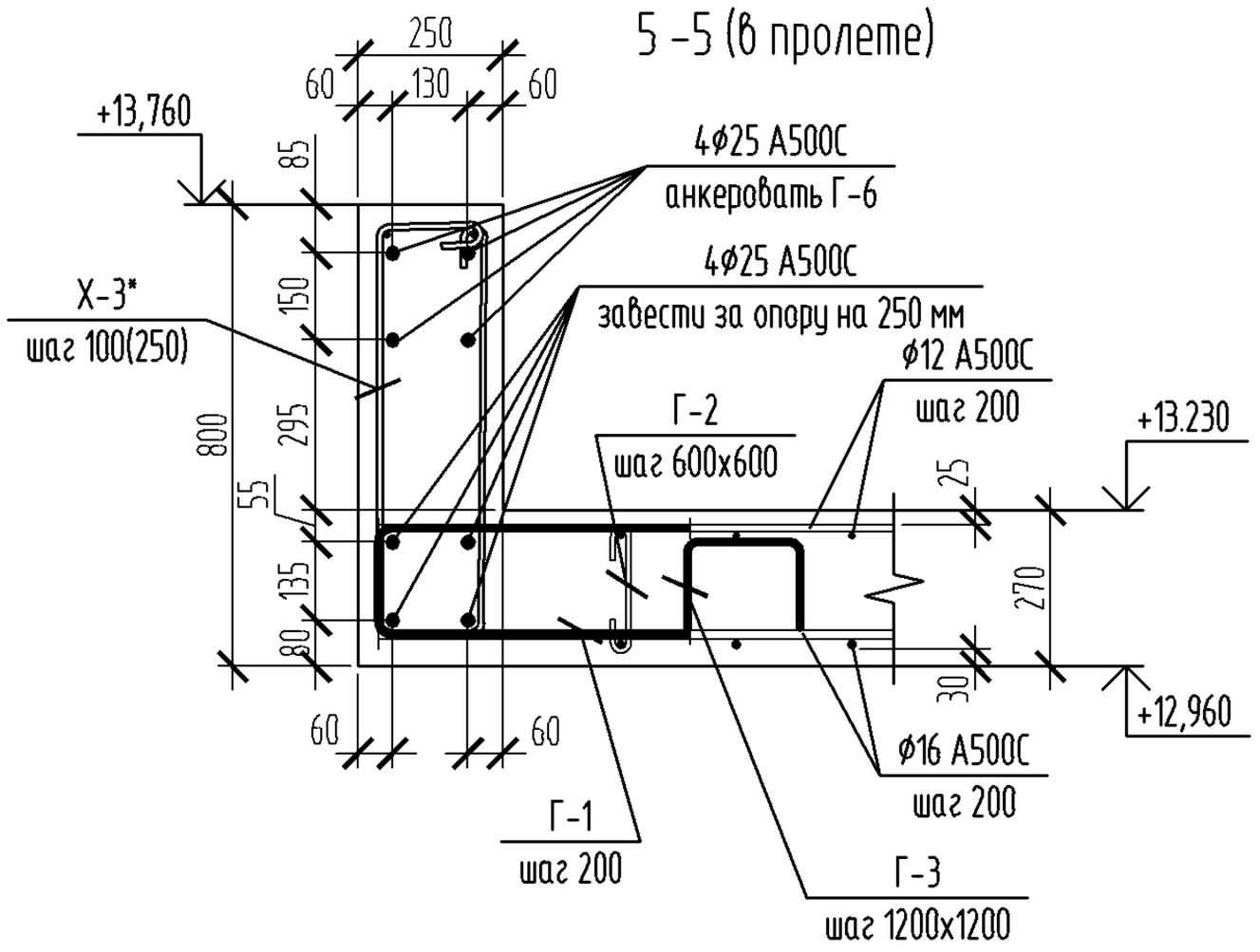


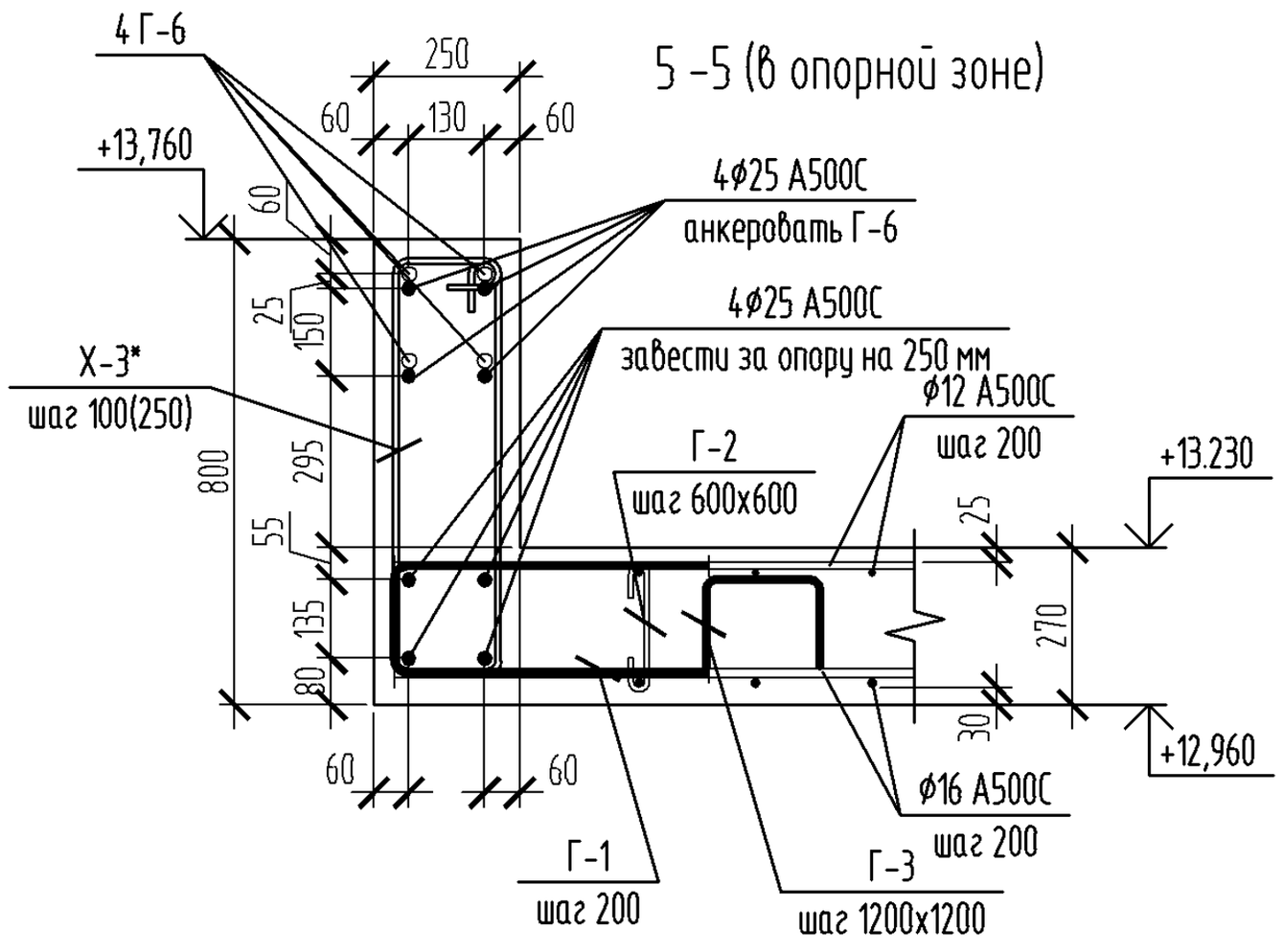
+14,430
+14,920
+14,050
δ=250
Проем 4000x750(h)
низ на отм.+13.050
+12,030
δ=250
+13,760
+13,230
δ=270
+14,350
δ=250
+14,080
+13,580
δ=250
3320
1880
2570
3600
5500
5000
5250
2110
3140
450
7450
4400
6330
1320
7300
7150
850
3120
2325
7775

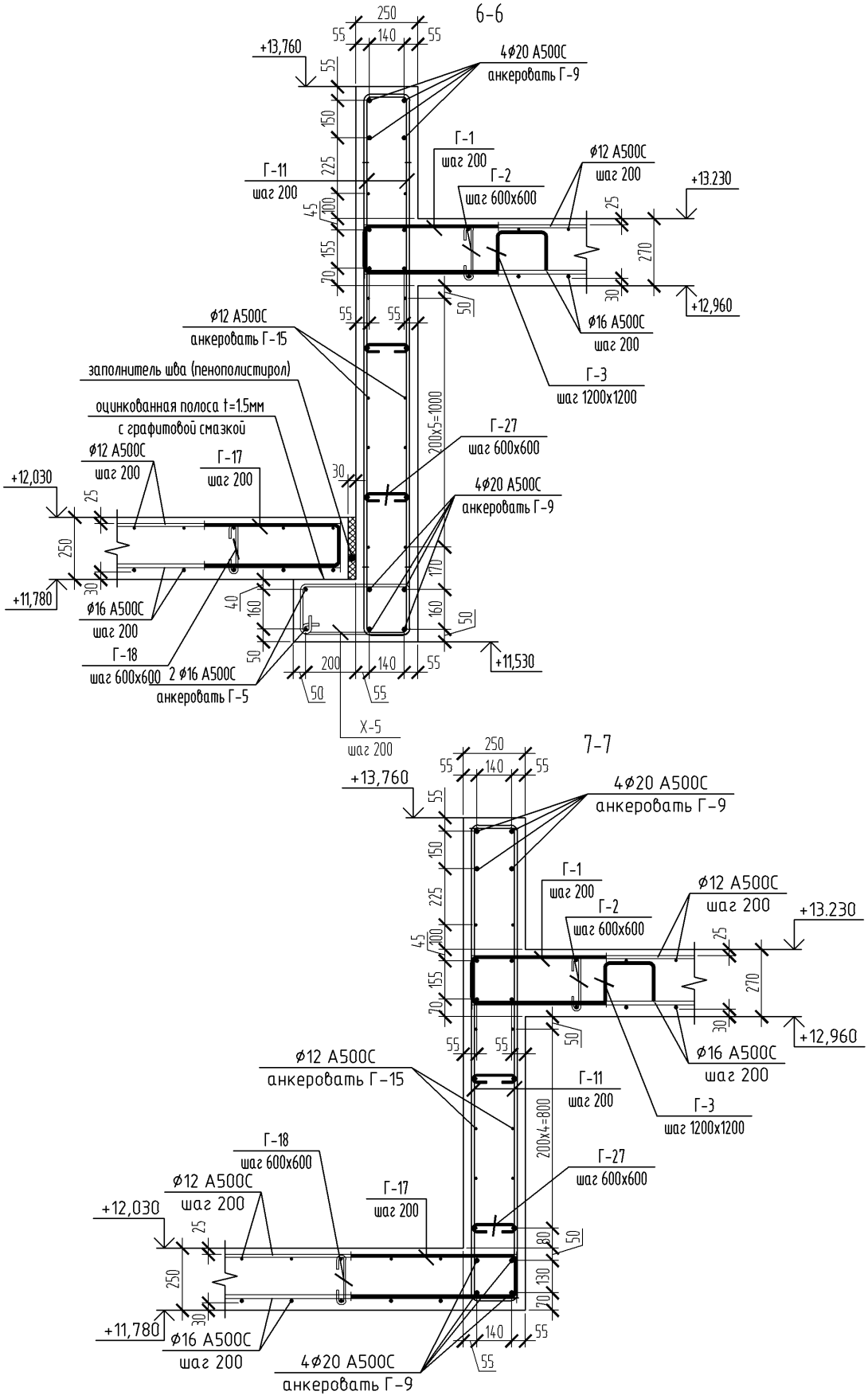

4ф16 А500С
анкеровать Г-10
+14,920
220
65
65
55
1-1
165
200
200
200
50
45
135
50
70
65
65
Г-14
шаг 200
ф10 А500С
анкеровать Г-15
Г-19
шаг 1200х1200
ф12 А500С
шаг 200
+14,050
25
250
30
+13,800
Г-18
шаг 600х600
ф16 А500С
шаг 200
Г-17
шаг 200
Г-18
шаг 600х600
ф12 А500С
шаг 200
+12,030
25
250
30
+11,780
50
45
135
70
65
65
ф16 А500С
шаг 200
Г-17
шаг 200
4ф16 А500С
анкеровать Г-10
+14,920
2-2
220
65
65
55
165
ф10 А500С
анкеровать Г-15
1120
200х3=600
Г-14 (связать с Г-14)
шаг 200
Г-18
шаг 600х600
ф12 А500С
шаг 200
Г-17
шаг 200
+14,050
50
45
135
70
25
250
30
+8609,124
65
90
65
ф16 А500С
шаг 200

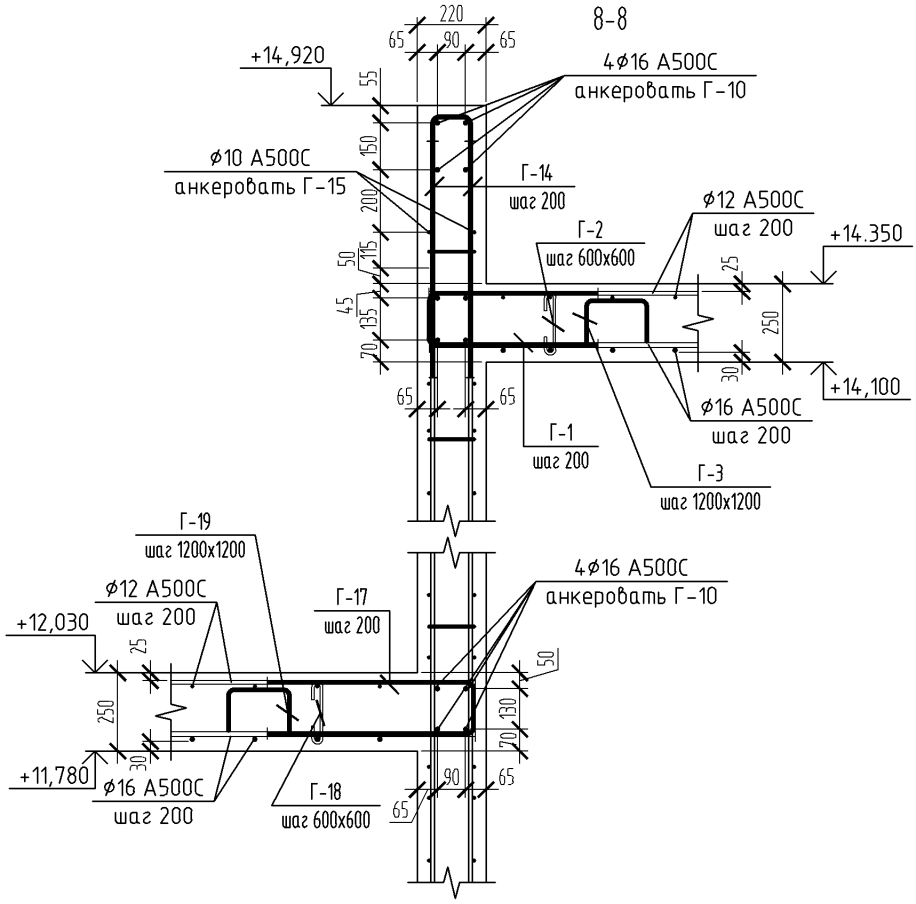

4ф16 А500С
анкеровать Г-10
3-3
+14,920
220
65
65
55
165
ф10 А500С
анкеровать Г-15
Г-14
шаг 200
Г-18
шаг 600х600
ф12 А500С
шаг 200
Г-17
шаг 200
+14,050
25
250
30
+8612,285
1960
200х7=1400
4ф16 А500С
ф16 А500С
завести за опору на 800мм шаг 200
Г-12
шаг 200
185
100
55
+12,960
65
90
65
220
4ф20 А500С
анкеровать Г-9
4-4
4ф16 А500С
анкеровать Г-10
+14,920
220
65
65
55
165
200
200
200
50
45
135
20
ф10 А500С
анкеровать Г-15
Г-14
шаг 200
ф12 А500С
шаг 200
+14,050
25
250
30
+13,800
65
65
Г-18
шаг 600х600
ф16 А500С
шаг 200
Г-17
шаг 200
ф12 А500С
шаг 200
Г-2
шаг 600х600
+13,230
25
270
30
+12,960
45
155
70
65
65
ф16 А500С
шаг 200
Г-1
шаг 200

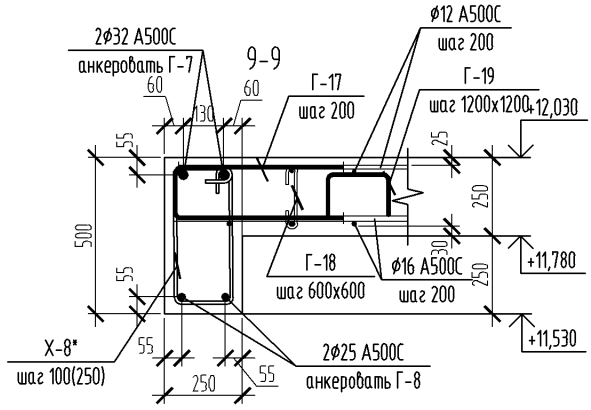

ф16 А500С
анкеровать Г-16
570
4*-4*
+14,430
50
150
150
155
65
50
250
150
50
380
ф12 А500С
шаг 200
ф10 А500С
анкеровать Г-15
+14,050
+14,180
50
80
25
X-4
шаг 200
45
135
70
250
30
+13,800
65
65
Г-18
шаг 600х600
ф16 А500С
шаг 200
Г-17
шаг 200


250
5 -5 (в пролете)
60
130
60
+13,760
85
4ф25 А500С
анкеровать Г-6
4ф25 А500С
завести за опору на 250 мм
X-3*
шаг 100(250)
150
ф12 А500С
шаг 200
Г-2
шаг 600х600
800
295
55
25
+13.230
135
80
270
30
+12,960
60
60
ф16 А500С
шаг 200
Г-1
шаг 200
Г-3
шаг 1200х1200


4 Г-6
250
5 -5 (в опорной зоне)
60
130
60
+13,760
60
4ф25 А500С
анкеровать Г-6
25
150
4ф25 А500С
завести за опору на 250 мм
X-3*
шаг 100(250)
ф12 А500С
шаг 200
Г-2
шаг 600х600
800
295
55
25
+13.230
135
80
270
30
+12,960
60
60
ф16 А500С
шаг 200
Г-1
шаг 200
Г-3
шаг 1200х1200


6-6
250
55
140
55
+13,760
4ø20 A500C
анкеровать Г-9
Г-1
шаг 200
Г-11
шаг 200
Г-2
шаг 600x600
ø12 A500C
шаг 200
+13.230
+12,960
ø16 A500C
шаг 200
Г-3
шаг 1200x1200
ø12 A500C
анкеровать Г-15
заполнитель шва (пенополистирол)
оцинкованная полоса t=1.5мм
с графитовой смазкой
200x5=1000
Г-27
шаг 600x600
4ø20 A500C
анкеровать Г-9
ø12 A500C
шаг 200
Г-17
шаг 200
+12,030
+11,780
ø16 A500C
шаг 200
Г-18
шаг 600x600
2 ø16 A500C
анкеровать Г-5
+11,530
X-5
шаг 200
7-7
250
55
140
55
+13,760
4ø20 A500C
анкеровать Г-9
Г-1
шаг 200
Г-2
шаг 600x600
ø12 A500C
шаг 200
+13.230
+12,960
ø16 A500C
шаг 200
Г-3
шаг 1200x1200
ø12 A500C
анкеровать Г-15
Г-11
шаг 200
200x4=800
Г-18
шаг 600x600
Г-27
шаг 600x600
ø12 A500C
шаг 200
Г-17
шаг 200
+12,030
+11,780
ø16 A500C
шаг 200
4ø20 A500C
анкеровать Г-9





gost.e-ecolog.ru