МИНИСТЕРСТВО СТРОИТЕЛЬСТВА И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

(МИНСТРОЙ РОССИИ)

ПРИКАЗ

от "7" декабря 2017 г. № 1631/пр

Москва

Об утверждении свода правил «Конструкции каркасные железобетонные сборные одноэтажных зданий производственного назначения. Правила проектирования»

В соответствии с Правилами разработки, утверждения, опубликования, изменения и отмены сводов правил, утвержденными постановлением Правительства Российской Федерации от 1 июля 2016 г. № 624, подпунктом 5.2.9 пункта 5 Положения о Министерстве строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации, утвержденного постановлением Правительства Российской Федерации от 18 ноября 2013 г. № 1038, пунктом 109 Плана разработки и утверждения сводов правил и актуализации ранее утвержденных строительных норм и правил, сводов правил на 2016 г. и плановый период до 2017 г., утвержденного приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 3 марта 2016 г. № 128/пр с изменениями, внесенными приказами Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 16 мая 2016 г. № 330/пр, от 2 августа 2016 г. № 538/пр, от 29 августа 2016 г. № 601/пр, от 9 января 2017 г. № 1/пр, **п р и к а з ы в а ю:**

1. Утвердить и ввести в действие через 6 месяцев со дня издания настоящего приказа прилагаемый свод правил «Конструкции каркасные железобетонные сборные одноэтажных зданий производственного назначения. Правила проектирования».

2. Департаменту градостроительной деятельности и архитектуры:

а) в течение 15 дней со дня издания приказа направить утвержденный свод правил «Конструкции каркасные железобетонные сборные одноэтажных

gost.e-ecolog.ru

зданий производственного назначения. Правила проектирования» на регистрацию в национальный орган Российской Федерации по стандартизации;

б) обеспечить опубликование на официальном сайте Минстроя России в информационно-телекоммуникационной сети «Интернет» текста утвержденного свода правил «Конструкции каркасные железобетонные сборные одноэтажных зданий производственного назначения. Правила проектирования» в электронно-цифровой форме в течение 10 дней со дня регистрации свода правил национальным органом Российской Федерации по стандартизации.

3. Контроль за исполнением настоящего приказа возложить на заместителя Министра строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации Х.Д. Мавлиярова.

Министр М.А. Мень

УТВЕРЖДЕН
приказом Министерства строительства и
жилищно-коммунального хозяйства
Российской Федерации
от «7» декабря 2017 г. № 1631/пр

КОНСТРУКЦИИ КАРКАСНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СБОРНЫЕ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ ПРОИЗВОДСТВЕННОГО НАЗНАЧЕНИЯ. ПРАВИЛА ПРОЕКТИРОВАНИЯ

Издание официальное

Москва 2017

МИНИСТЕРСТВО СТРОИТЕЛЬСТВА
И ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО ХОЗЯЙСТВА
РОССИЙСКОЙ ФЕДЕРАЦИИ

СВОД ПРАВИЛ **СП 365.1325800.2017**

КОНСТРУКЦИИ КАРКАСНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СБОРНЫЕ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ ПРОИЗВОДСТВЕННОГО НАЗНАЧЕНИЯ

Правила проектирования

Издание официальное

РОССТАНДАРТ
ФГУП
«СТАНДАРТИНФОРМ»
ФЕДЕРАЛЬНЫЙ ИНФОРМАЦИОННЫЙ
ФОНД СТАНДАРТОВ
Дата регистрации 25 мая 2018 г.

Москва 2017

В НАБОР

Предисловие

Сведения о своде правил

1 ИСПОЛНИТЕЛЬ – Акционерное общество «Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный институт промышленных зданий и сооружений» (АО «ЦНИИПромзданий»)

2 ВНЕСЕН Техническим комитетом по стандартизации ТК 465 «Строительство»

3 ПОДГОТОВЛЕН к утверждению Департаментом градостроительной деятельности и архитектуры Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации (Минстрой России)

4 УТВЕРЖДЕН приказом Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации от 7 декабря 2017 г. № 1631/пр и введен в действие с 8 июня 2018 г.

5 ЗАРЕГИСТРИРОВАН Федеральным агентством по техническому регулированию и метрологии (Росстандарт)

6 ВВЕДЕН ВПЕРВЫЕ

В случае пересмотра (замены) или отмены настоящего свода правил соответствующее уведомление будет опубликовано в установленном порядке. Соответствующая информация, уведомление и тексты размещаются также в информационной системе общего пользования – на официальном сайте разработчика (Минстрой России) в сети Интернет

© Минстрой России, 2017

Настоящий нормативный документ не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения Министерства строительства и жилищно-коммунального хозяйства Российской Федерации (Минстрой России)

Содержание

1 Область применения.....
2 Нормативные ссылки.....
3 Термины и определения.....
4 Общие положения.....
5 Объемно-планировочные и конструктивные решения.....
5.1 Габаритные схемы каркасов одноэтажных зданий.....
5.2 Конструктивные системы каркасов одноэтажных зданий.....
5.3 Подъемно-транспортное оборудование.....
6 Расчет несущей системы здания.....
6.1 Нагрузки и воздействия.....
6.2 Расчетная схема каркаса здания.....
7 Проектирование конструктивных элементов.....
7.1 Фундаменты.....
7.2 Фундаментные балки.....
7.3 Колонны.....
7.4 Стропильные и подстропильные фермы.....
7.5 Стропильные балки.....
7.6 Плиты покрытий.....
7.7 Подкрановые балки.....
7.8 Фонари.....
7.9 Наружные ограждающие конструкции.....
Приложение А Упрощенные схемы расчета каркасов.....
Приложение Б Определение изгибающих моментов в верхних и нижних поясах ферм.....
Приложение В Определение свободной длины верхнего пояса безраскосных ферм сегментного очертания из плоскости ферм при плоских (малоуклонных) кровлях.....
Приложение Г Конструкции стыков полуферм.....
Библиография.....

Введение

Настоящий свод правил разработан в соответствии с Федеральным законом от 30 декабря 2009 г. № 384-ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений» и Федеральным законом от 27 декабря 2002 г. № 184-ФЗ «О техническом регулировании» и содержит требования по расчету и конструированию несущих конструкций каркасных железобетонных сборных одноэтажных зданий.

Свод правил разработан авторским коллективом АО «ЦНИИПромзданий» (д-р техн. наук *В.В. Гранев*, д-р техн. наук *Э.Н. Кодыш*, д-р техн. наук *Н.Н. Трекин*, канд. техн. наук *Н.Г. Келасьев*, инж. *А.Я. Розенблюм*, инж. *И.А. Терехов*).

СВОД ПРАВИЛ

КОНСТРУКЦИИ КАРКАСНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ СБОРНЫЕ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ ПРОИЗВОДСТВЕННОГО НАЗНАЧЕНИЯ
Правила проектирования

Frame construction prefabricated reinforced concrete one-storey industrial buildings. Rules of design

Дата введения 2018–06–08

1 Область применения

1.1 Настоящий свод правил распространяется на проектирование сборных железобетонных каркасов одноэтажных производственных зданий массового применения для всех природно-климатических зон Российской Федерации, кроме площадок сейсмичностью 7 и более баллов и зон вечной мерзлоты.

1.2 Свод правил устанавливает требования по расчету и конструированию железобетонных конструкций из тяжелого, мелкозернистого и легкого конструкционного бетонов.

1.3 Свод правил не распространяется на конструкции технически сложных, уникальных одноэтажных зданий и зданий с особо опасным производством.

2 Нормативные ссылки

В настоящем своде правил использованы нормативные ссылки на следующие документы:

ГОСТ 534–78 Краны мостовые опорные. Пролеты

ГОСТ 5781–82 Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия

ГОСТ 6727–80 Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия

ГОСТ 7348–81 Проволока из углеродистой стали для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций. Технические условия

ГОСТ 8829–94 Изделия строительные железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости

ГОСТ 10884–94 Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций. Технические условия

ГОСТ 10922–2012 Арматурные и закладные изделия, их сварные, вязаные механические соединения для железобетонных конструкций. Общие технические условия

Издание официальное

ГОСТ 11024–2012 Панели стеновые наружные бетонные и железобетонные для жилых и общественных зданий. Общие технические условия

ГОСТ 13015–2012 Изделия бетонные и железобетонные для строительства. Общие технические требования. Правила приемки, маркировки, транспортирования и хранения

ГОСТ 13840–68 Канаты стальные арматурные 1×7. Технические условия

ГОСТ 20213–2015 Фермы железобетонные. Технические условия

ГОСТ 20372–2015 Балки стропильные и подстропильные железобетонные. Технические условия

ГОСТ 23009–2016 Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Условные обозначения (марки)

ГОСТ 23838–89 Здания предприятий. Параметры

ГОСТ 25628.0–2016 Колонны железобетонные для одноэтажных зданий предприятий. Технические условия

ГОСТ 25628.1–2016 Колонны железобетонные бескрановые для одноэтажных зданий предприятий. Технические условия

ГОСТ 25628.2–2016 Колонны железобетонные крановые для одноэтажных зданий предприятий. Технические условия

ГОСТ 25820–2014 Бетоны легкие. Технические условия

ГОСТ 26633–2015 Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия

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

ГОСТ 28042–2013 Плиты покрытий железобетонные для зданий и сооружений. Технические условия

ГОСТ 28737–2016 Балки фундаментные железобетонные для стен зданий промышленных и сельскохозяйственных предприятий. Технические условия

ГОСТ 28984–2011 Модульная координация размеров в строительстве. Основные положения

ГОСТ 31310–2005 Панели становые трехслойные железобетонные с эффективным утеплителем. Общие технические условия

ГОСТ 32488–2013 Панели стеновые наружные железобетонные из керамзитобетона для жилых и общественных зданий. Технические условия

ГОСТ Р 52085–2003 Опалубка. Общие технические условия

ГОСТ Р 52544–2006 Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500С и В500С для армирования железобетонных конструкций

СП 15.13330.2012 «СНиП II-22-81* Каменные и армокаменные конструкции» (с изменениями № 1, № 2)

СП 16.13330.2017 «СНиП II-23-81* Стальные конструкции»

СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия»

СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83* Основания здания и сооружений»

СП 24.13330.2011 «СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты» (с изменением № 1)

СП 27.13330.2017 «СНиП 2.03.04-84 Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур»

СП 28.13330.2017 «СНиП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций от коррозии»

СП 52.13330.2016 «СНиП 23-05-95* Естественное и искусственное освещение»

СП 56.13330.2011 «СНиП 31-03-2001 Производственные здания»

СП 63.13330.2012 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» (с изменениями № 1, № 2, № 3)

СП 70.13330.2012 «СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции» (с изменениями № 1, № 3)

Примечание – При пользовании настоящим сводом правил целесообразно проверить действие ссылочных документов в информационной системе общего пользования – на официальном сайте федерального органа исполнительной власти в сфере стандартизации в сети Интернет или по ежегодному информационному указателю «Национальные стандарты», который опубликован по состоянию на 1 января текущего года, и по выпускам ежемесячного информационного указателя «Национальные стандарты» за текущий год. Если заменен ссылочный документ, на который дана недатированная ссылка, то рекомендуется использовать действующую версию этого документа с учетом всех внесенных в данную версию изменений. Если заменен ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, то рекомендуется использовать версию этого документа с указанным выше годом утверждения (принятия). Если после утверждения настоящего свода правил в ссылочный документ, на который дана датированная ссылка, внесено изменение, затрагивающее положение, на которое дана ссылка, то это положение рекомендуется применять без учета данного изменения. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, рекомендуется применять в части, не затрагивающей эту ссылку. Сведения о действии сводов правил целесообразно проверить в Федеральном информационном фонде стандартов.

3 Термины и определения

В настоящем своде правил применены термины, установленные в СП 22.13330, СП 56.13330, СП 63.13330, ГОСТ 13015, ГОСТ 27751, а также следующие термины с соответствующими определениями:

3.1 **габаритная схема**: Графически изображаемые параметры объемно-планировочного решения здания.

3.2 **конструктивная система**: Совокупность взаимосвязанных несущих конструктивных элементов здания, обеспечивающих его прочность и устойчивость.

3.3 **конструктивная схема:** Схема взаимодействия несущих элементов здания, обеспечивающая требуемое распределение усилий в них для определения их несущей способности.

3.4 **подкрановая балка**: Несущий горизонтальный конструктивный элемент, предназначенный для восприятия нагрузок от мостовых кранов.

3.5 **температурный блок**: Участок здания между температурными швами или температурным швом и ближайшей к нему наружной стеной здания того же направления.

3.6 **фахверк**: Вспомогательный несущий вертикальный линейный конструктивный элемент каркаса, предназначенный для восприятия и передачи нагрузки от стены и ветровой нагрузки.

3.7 **фонарь** (*здесь*): Часть покрытия здания в виде остекленной, как правило, надстройки, предназначенная для аэрации и (или) верхнего освещения промышленных зданий.

4 Общие положения

4.1 Каркас и сборные железобетонные конструкции одноэтажных зданий (далее зданий) производственного назначения должны соответствовать требованиям [1].

4.2 Основные положения по проектированию зданий производственного назначения, в том числе требования пожарной безопасности, следует принимать в соответствии с СП 56.13330.

4.3 Для зданий производственного назначения необходимо установить их класс (КС-2 или КС-3) и уровень ответственности в соответствии с ГОСТ 27751 и [1]. Для разных конструкций и конструктивных элементов одного здания допускается устанавливать разные уровни ответственности. Уровень ответственности устанавливается генпроектировщиком по согласованию с заказчиком и указывается в задании на проектирование.

4.4 Объемно-планировочными и конструктивными решениями зданий должны быть исключены возможности получения травм людьми в процессе передвижения, работы, пользования передвижными устройствами, технологическим и инженерным оборудованием, снижены динамические воздействия на строительные конструкции, технологические процессы и работающих, вызываемые виброактивным оборудованием или внешними источниками колебаний.

4.5 Конструкции должны обладать требуемой надежностью и долговечностью, устойчивостью к прогрессирующему обрушению, для зданий классов КС-3 и КС-2, в которых в пределах температурного блока могут находиться более 100 человек.

4.6 Габаритные размеры и параметры конструкций, приведенных в настоящем своде правил приняты по ГОСТ 20213, ГОСТ 20372, ГОСТ 25628.1, ГОСТ 25628.2, ГОСТ 28042 и типовым сериям рабочих чертежей. В реальном проектировании параметры конструкций могут быть изменены в соответствии с техническим заданием.

4.7 Определять усилия и деформации в сборных железобетонных конструкциях следует на основе расчетных схем (моделей), наиболее близко соответствующих реальному физическому характеру работы конструкций и материалов в рассматриваемом предельном состоянии, по 5.1.2 СП 63.13330.2012.

4.8 При расчетах сборных железобетонных конструкций по предельным состояниям следует рассматривать различные расчетные ситуации в соответствии с ГОСТ 27751, в том числе стадии изготовления, транспортирования, возведения, эксплуатации, аварийные ситуации, а также пожар.

4.9 Испытания конструкций и оценку их прочности, жесткости и трещиностойкости следует проводить в соответствии с ГОСТ 8829 и рабочими чертежами на эти конструкции.

4.10 Маркировка конструкций производится в соответствии с ГОСТ 13015 и ГОСТ 23009.

4.11 Одноэтажные здания производственного назначения подразделяются на основные типы по следующим признакам:

- по объемно-планировочным решениям (одно- или многопролетные, ячейковые, зальные);
- по оснащенности подъемно-транспортным оборудованием (крановые – оборудованные электрическими мостовыми опорными кранами, электрическими или ручными подвесными кранами, кран-балками и бескрановые);
- по виду освещения (с естественным, постоянным рабочим искусственным или комбинированным);
- по системе воздухообмена (с общей естественной вентиляцией или аэрацией, с механической вентиляцией и с кондиционированием воздуха);
- по наличию систем отопления (отапливаемые и не отапливаемые).

4.12 Исходные данные, используемые для разработки объемно-планировочного решения:

- задание на проектирование;
- характеристики площадки строительства (габариты, форма и т. д.);
- категории пожарной опасности и взрывоопасности производства;
- технологическое задание: технологические потоки с расположением оборудования, способов транспортирования материалов и продукции, инженерных сетей и систем, необходимых проходов, проездов, железнодорожных путей, а также расположение площадок, приямков, подвальных помещений, туннелей и каналов; высоту отдельных пролетов одноэтажного здания от пола до низа стропильных конструкций; высоту и глубину заложения (отметка пола) приямков, подвалов и туннелей; геометрические характеристики подвижного железнодорожного состава и средств безрельсового транспорта;
- инженерно-геологические изыскания.

4.13 Несущая конструктивная система зданий состоит из фундаментов, колонн (реже стен), несущих конструкций и плит покрытий, подкрановых балок и связей.

Конструктивная схема каркаса зданий определяется на основе анализа архитектурно-конструктивных решений. Пространственная жесткость и устойчивость каркаса должна быть обеспечена совместной работой вертикальных и горизонтальных конструктивных элементов.

В качестве основных исходных данных для проектирования несущих конструкций следует использовать:

- объемно-планировочные решения здания;
- климатические нагрузки и воздействия;

- внутреннюю температуру, влажность воздуха и агрессивность среды в производственных помещениях;

- техническое задание.

Примечание – Дополнительные исходные данные выдаются заказчиком в зависимости от функционального назначения зданий, условий строительства и т. п.

4.14 Ограждающие конструкции должны включать в себя наружные (не несущие) и внутренние стены, перегородки, заполнения световых и других проемов, кровли, элементы утепления покрытия и полы.

В качестве основных исходных данных для проектирования ограждающих конструкций следует использовать:

- климатические нагрузки и воздействия;

- нагрузки и характер механических воздействий, возможность проливов воды, кислот щелочей и т. д.

4.15 Арматурные и закладные изделия, их сварные, вязаные и механические соединения для железобетонных конструкций должны соответствовать ГОСТ 10922.

4.16 Сборные железобетонные конструкции должны соответствовать СП 28.13330, СП 63.13330, СП 70.13330, ГОСТ 13015 и другим нормативным документам (НД).

4.17 Для армирования конструкций применяют следующие виды и классы арматуры:

- в качестве напрягаемой арматуры – стержневую горячекатаную периодического профиля классов А600, А800 и А1000 по ГОСТ 5781 и стержневую термомеханически упрочненную периодического профиля классов Ат600С, Ат800, Ат1000 по ГОСТ 10884; арматурные канаты классов К1400 и К1500 по ГОСТ 13840; высокопрочную проволоку периодического профиля классов Вр1200–Вр1600 по ГОСТ 7348; стержневую горячекатаную периодического профиля класса А400 по ГОСТ 5781 упрочненную вытяжкой, с контролем значений напряжения и предельного удлинения;

- в качестве ненапрягаемой арматуры – стержневую горячекатаную периодического профиля класса А400 и гладкую класса А240 по ГОСТ 5781; стержневую термомеханически упрочненную класса Ат400С по ГОСТ 10884; стержневую горячекатаную или термомеханически упрочненную класса А500С по ГОСТ Р 52544; арматурную проволоку периодического профиля классов В500 и Вр500 по ГОСТ 6727 и В500С по ГОСТ Р 52544.

4.18 Толщину защитного слоя бетона следует принимать согласно 10.3.1–10.3.4 СП 63.13330.2012.

4.19 Минимальная площадь сечения продольной растянутой арматуры A_s принимается в соответствии с 10.3.6 СП 63.13330.2012.

4.20 Расстояния между продольными стержнями арматуры следует принимать в соответствии с 10.3.5, 10.3.7–10.3.10 СП 63.13330.2012.

4.21 Поперечные стержни следует устанавливать в соответствии с 10.3.11–10.3.20 СП 63.13330.2012.

5 Объемно-планировочные и конструктивные решения

5.1 Габаритные схемы каркасов одноэтажных зданий

5.1.1 Здания следует компоновать исходя из функциональных, экологических, экономических и архитектурно-художественных требований, применяя по возможности однотипные пространственные блоки и располагая их пролетами в одном направлении, обеспечивая при этом максимально возможное применение строительных конструкций и изделий заводского изготовления и ограничение числа их типоразмеров.

Компоновка зданий из блоков с взаимно перпендикулярным направлением пролетов, из разнотипных блоков, в том числе с перепадами высот между смежными блоками, должна осуществляться лишь при функциональной необходимости и технико-экономической целесообразности.

Примечание – Пролеты одного направления, составляющие большую часть общего числа пролетов в здании – продольные, а перпендикулярные им пролеты – поперечные.

5.1.2 Основные размеры зданий в плане – как общие, так и отдельных пролетов – следует измерять между координационными осями. Система пересекающихся осей зданий в плане образует сетку координационных осей.

5.1.3 Координационные и конструктивные размеры одноэтажных производственных зданий следует принимать в соответствии с ГОСТ 23838 и ГОСТ 28984.

Значения основного модуля М для координации размеров принимают равным 100 мм.

Укрупненный модуль (мультимодуль) рекомендуется применять при назначении координационных размеров и размеров модульных сеток. Возможно применение следующих мультимодулей: 60М; 30М; 15М; 12М; 6М; 3М.

Размеры пролетов L, шагов B и высот этажей H объемно-планировочных блоков зданий назначают кратными укрупненным модулям в соответствии с таблицей 5.1.

Таблица 5.1

Значения параметров, мм	Укрупненный модуль	
	принимаемый	допускаемый
Пролет L и шаг B:		
до 18000	30М	15М
св. 18000	60М	30М
Высота H:		
до 3600	3М	–

В одноэтажных зданиях плоскость чистого пола следует совмещать с нижней горизонтальной координационной плоскостью, а наиболее низкую опорную часть покрытия – с верхней горизонтальной координационной плоскостью (рисунок 5.1).

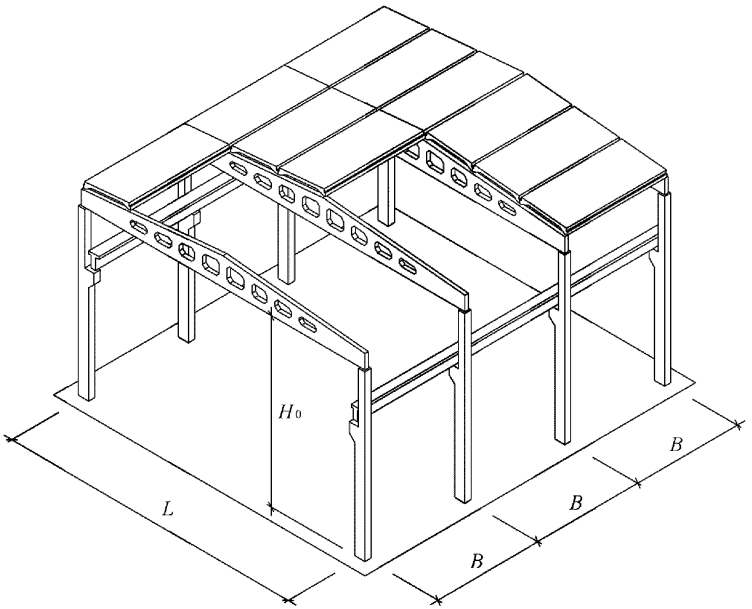


Рисунок 5.1 – **Модульная (координационная) высота одноэтажных зданий**

5.1.4 Для сборных железобетонных одноэтажных зданий производственного назначения ширину пролета рекомендуется назначать:

- 12, 15, 18, 21, 24, 30 (36) м – при отсутствии или наличии мостовых кранов;
- 9, 12, 15, 18 м – при наличии подвесного подъемно-транспортного оборудования.

Примечание – Пролет 36 м – при наличии соответствующего технико-экономического обоснования.

5.1.5 Высоту в одноэтажных зданиях следует назначать кратной принимаемым модулям.

Высоту блоков с опорными кранами следует принимать равной округленной до значения кратного укрупненному модулю суммы входящих в него размеров: максимальной высоты подъема крюка крана, требуемой для данного производства; габаритного размера крана по высоте от верхнего положения его крюка до верхнего контура его конструкций и механизмов; минимально допустимого габарита приближения крана к стропильным конструкциям, равного 100 мм, а также размера предельного прогиба несущих конструкций покрытия, определяемого по СП 20.13330.

5.1.6 Геометрические оси сечения колонн, кроме колонн, расположенных в крайних продольных рядах, торцах, у температурных швов и перепадов

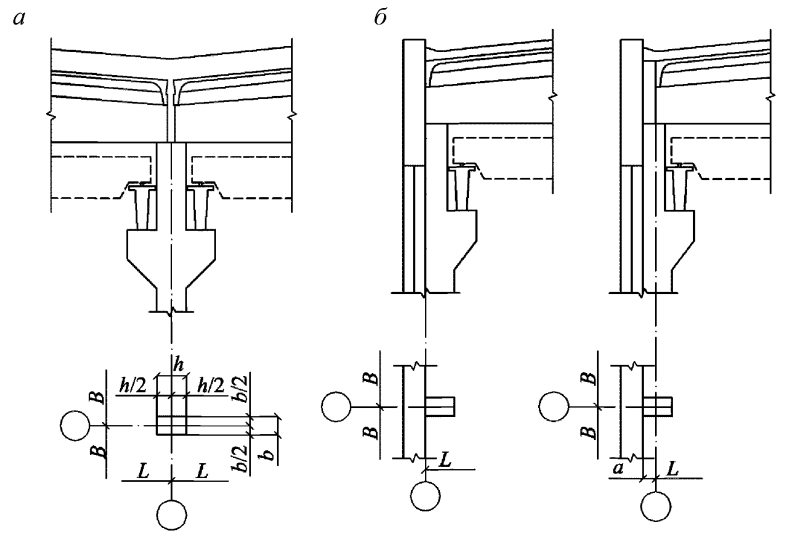
высоты здания, следует совмещать с координационными осями здания (рисунок 5.2,*а*).

При устройстве проходов вдоль подкрановых путей с одной стороны колонн привязку колонн среднего ряда к координационным осям следует принимать по сечению подкрановой части колонн.

5.1.7 В зданиях без мостовых кранов привязку колонн крайнего продольного ряда к координационной оси следует принимать равной нулю, совмещая внешнюю грань колонны с координационной осью здания (рисунок 5.2,*б*).

В зданиях с мостовыми кранами привязку колонн крайнего продольного ряда к координационной оси следует принимать:

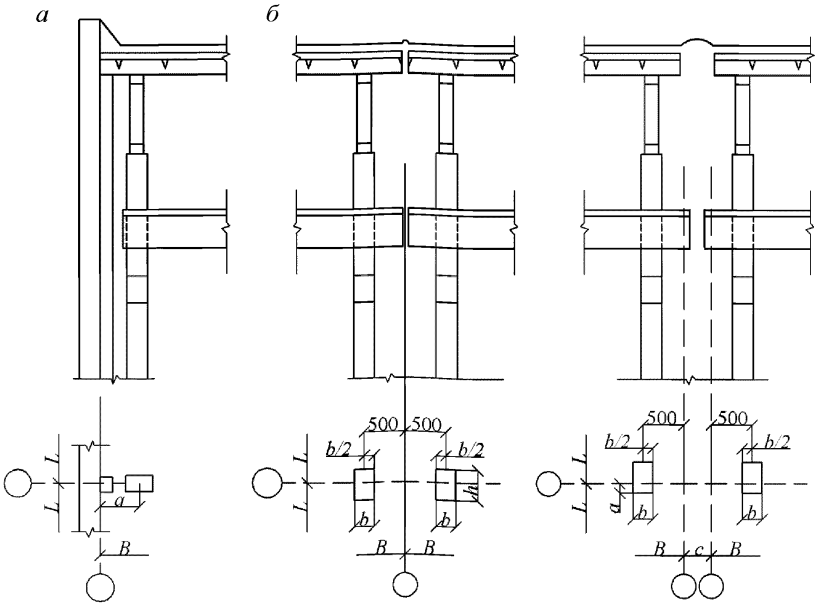
- 0 мм – при шаге колонн 6 м, грузоподъемности крана до 32 т включительно, высоте здания H_0 (рисунок 5.1) не более 14,4 м;
- 250 мм – в случае невыполнения хотя бы одного вышеприведенного условия.



а – средние ряды; *б* – крайние ряды

***Рисунок 5.2* – Привязка колонн к координационным осям**

При привязке колонн среднего и крайнего рядов в торцах зданий к поперечным координационным осям необходимо совмещать поперечную ось с внешней гранью колонны, или смещать геометрическую ось колонны с поперечной координационной оси на расстояние a = 500 или более (кратно 250) мм внутрь здания (рисунок 5.3,*а*).



а – торец зданий; *б* – поперечный температурный шов

***Рисунок 5.3* – Привязка колонн к координационным осям**

Ось поперечного температурного шва на парных колоннах с пролетами равной высоты следует совмещать с поперечной координационной осью (рисунок 5.3,*б*). Допускается в пределах вставки принимать ширину шва между двумя поперечными координационными осями кратной 50 мм.

5.1.8 Для выполнения продольного температурного шва на парных колоннах в зданиях с пролетами одинаковой высоты следует предусматривать две продольные координационные оси со вставкой между ними. Размер вставки должен быть равен сумме размеров привязки к координационным осям граней колонны, обращенных в сторону шва, и расстоянию между этими гранями, равному 500 мм, для большего размера – кратному 250 мм (рисунок 5.4). При устройстве продольного температурного шва в зданиях с покрытиями по подстропильным конструкциям грани колонн, обращенные в сторону шва, следует смещать с координационных осей в сторону шва на 250 мм.

5.1.9 При перепаде высот поперек пролетов здания на парных колоннах следует предусматривать две поперечные координационные оси со вставкой, кратной 50 мм, но не менее 300 мм.

5.1.10 При перепаде высот параллельных пролетов на парных колоннах следует принимать две продольные координационные оси со вставкой *c*, кратной 50 мм, но не менее 300 мм.

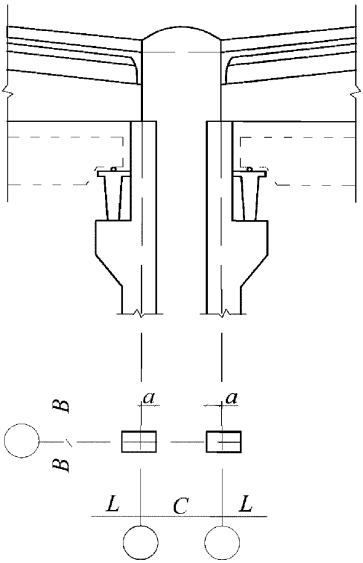


Рисунок 5.4 **– Привязка колонн в продольных температурных швах со вставкой**

Привязку колонн к продольным координационным осям принимают в зависимости от шага колонн, грузоподъемности, режима работы и вида кранового оборудования (рисунок 5.5). Вставка должна быть равна округленной сумме следующих размеров: привязки к продольным координационным осям граней колонны, обращенных в сторону перепада; зазора между наружной гранью колонн повышенного пролета и внутренней плоскостью стены; толщины стены и зазора не менее 50 мм между наружной плоскостью этой стены и гранью колонн пониженного пролета.

5.1.11 Значение перепада высот следует принимать кратным 6М (600 мм).

5.1.12 Примыкания взаимно перпендикулярных пролетов (рисунок 5.6) следует принимать на парных колоннах со вставкой между крайней продольной и торцевой поперечной координационными осями размером, кратным 50 мм, но не менее 300 мм.

5.1.13 Продольный температурный шов между параллельными пролетами, примыкающими к перпендикулярному, следует продливать в перпендикулярный пролет, где он является поперечным температурным швом со вставкой между координационными осями, равной как в продольном, так и в поперечном швах.

5.1.14 Протяженность температурного блока следует определять расчетом в соответствии с 6.27 СП 27.13330.2017.

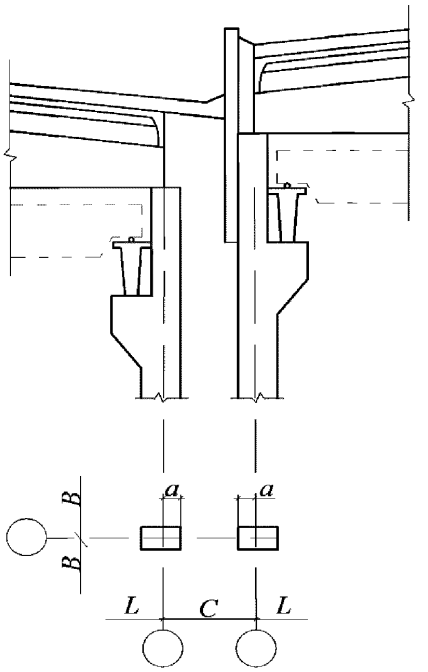


Рисунок 5.5 – **Привязка колонн в перепадах высот в параллельных пролетах**

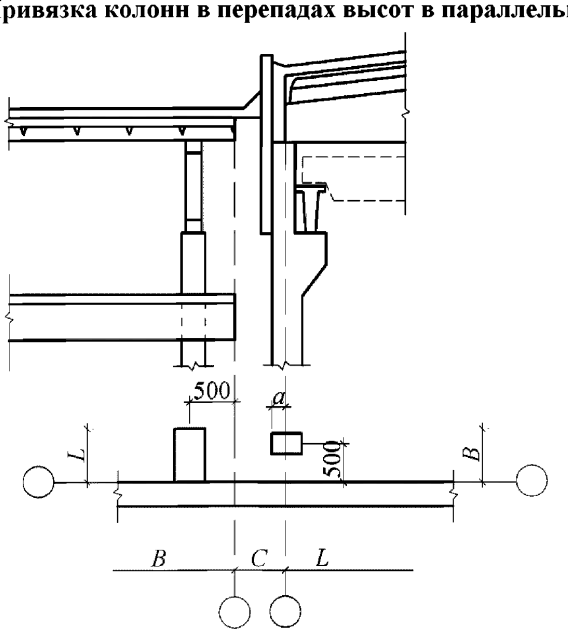


Рисунок 5.6 – **Привязка колонн в месте примыкания взаимно перпендикулярных пролетов**

5.2 Конструктивные системы каркасов одноэтажных зданий

5.2.1 Каркас одноэтажных зданий с покрытием из плоских элементов состоит из поперечных рам, образованных жестко заделанными в фундаментах колоннами и шарнирно опирающимися на колонны стропильными балками или фермами, и продольных рам, образованных подкрановыми балками, балками-распорками, подстропильными балками или фермами, жестким диском покрытия и, в необходимых случаях, стальными связями.

Жесткий диск покрытия образуется плитами покрытия, приваренными к стропильным фермам или балкам с последующим замоноличиванием швов.

5.2.2 Каркас рекомендуется выполнять из унифицированных элементов заводского изготовления, при этом следует применять железобетонные предварительно напряженные несущие конструкции.

5.2.3 Поперечные рамы для одноэтажных производственных зданий рекомендуется размещать с продольным шагом колонн 6 и 12 м.

5.2.4 При шаге колонн 6 м поперечные стропильные конструкции следует устанавливать непосредственно по колоннам, а пролет между ними перекрывать плитами длиной 6 м.

5.2.5 Для шага колонн 12 м следует принимать одну из двух конструктивных схем:

- по первой схеме колонны по крайним рядам устанавливают с шагом 6 м, по среднему ряду, где шаг колонн 12 м, устанавливают подстропильные конструкции и на них опирают стропильные фермы или балки через 6 м, перекрывая пролеты здания в поперечном направлении и опирая их на колонны крайних рядов.

- по второй схеме основные колонны крайних и средних рядов устанавливают с шагом 12 м, стропильные конструкции устанавливают через 12 м и пролет между ними перекрывают плитами длиной 12 м.

5.2.6 Фахверковые колонны следует устанавливать в торцах зданий и между основными колоннами у продольных стен при шаге основных колонн 12 м и шестиметровых стеновых панелях.

5.2.7 Система вертикальных и горизонтальных связей должна выполнять следующие функции: обеспечивать жесткость покрытия в целом; придавать устойчивость сжатым поясам стропильных конструкций; воспринимать ветровые нагрузки, действующие на торец зданий и воспринимать тормозные нагрузки от мостовых кранов. Система связей должна работать совместно с основными элементами каркаса и обеспечивать пространственную жесткость зданий.

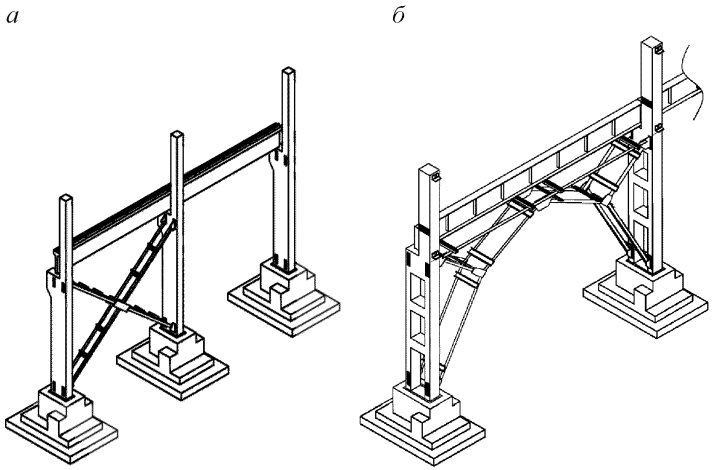
5.2.8 Расположенные по продольной линии колонн зданий вертикальные связи создают жесткость и геометрическую неизменяемость каркаса в продольном направлении. Их следует предусматривать для каждого температурного блока и размещать в его середине, т. к. вертикальные связи, расположенные по краям блока, препятствуют температурным деформациям и могут вызывать значительные напряжения в конструкциях.

Для каркасов одноэтажных зданий с железобетонными колоннами следует применять стальные вертикальные связи (рисунок 5.7):

- крестовые – при шаге 6 м;
- портальные – при шаге 12 м.

Связи следует выполнять из прокатных уголков и соединять с колоннами путем сварки косынок крестов с закладными деталями, возможно крепление связей непосредственно к фундаментам.

Допускается использовать вариант натягиваемых тросов в качестве связей.

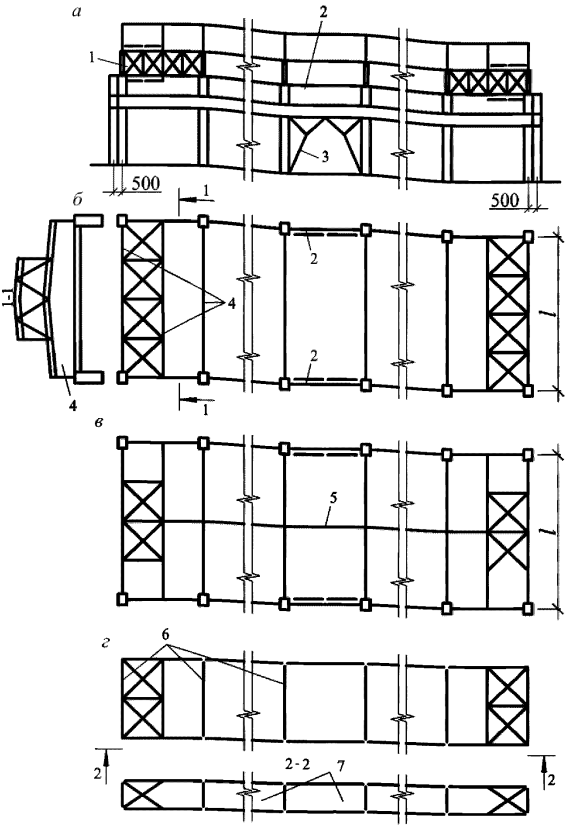


а – крестовые связи; *б* – портальные связи

***Рисунок 5.7* – Конструкция вертикальных продольных связей между колоннами**

5.2.9 Вертикальные связевые фермы следует предусматривать в крайних шагах колонн температурного блока между опорами стропильных конструкций в зданиях с плоским покрытием без подстропильных конструкций. Вертикальные связевые фермы следует соединять железобетонными распорками или распорками из стальных уголков по верху колонн (рисунок 5.8,*а*). Решетку вертикальных связевых ферм для восприятия горизонтальных сил следует проектировать как крестовую систему. При небольшой высоте стропильной конструкции на опоре (до 800 мм) и наличии опорного ребра, способного воспринять горизонтальную силу, продольные связи следует выполнять только в виде распорок по верху колонн.

5.2.10 Ветровые фермы в виде системы горизонтальных связей из стальных уголков следует устанавливать у торцевых стен зданий значительной высоты. Такие фермы следует располагать на уровне подкрановых балок или нижнего пояса стропильных конструкций (рисунок 5.8,*б*).



а – вертикальные связи; *б* – горизонтальные связи по нижнему поясу; *в* – то же по верхнему поясу; *г* – связи фонаря;
1 – вертикальные связевые фермы; *2* – распорка поверху колонн; *3* – вертикальные связи по колоннам; *4* – стропильная конструкция; *5* – распорка по центру верхнего пояса ферм в фонаре; *6* – плоскость остекления фонаря; *7* – фермы фонаря

***Рисунок 5.8* – Схемы связей покрытия**

5.2.11 Устойчивость сжатого пояса стропильной конструкции поперечной рамы из своей плоскости обеспечивается плитами покрытия, приваренными к закладным деталям стропильной конструкции. При наличии фонарей расчетную длину сжатого пояса стропильной конструкции следует принимать равной ширине фонаря. Чтобы уменьшить расчетный пролет сжатого пояса стропильной конструкции, по оси фонаря следует устанавливать распорки, которые в крайних пролетах температурного блока прикрепляют к горизонтальным фермам из стальных уголков (рисунок 5.8,*в*). Если же фонарь не доходит до конца температурного блока, то

горизонтальную связевую ферму по верхнему поясу стропильных конструкций не устраивают, а распорки прикрепляют к элементам покрытия крайнего пролета.

5.2.12 Фонарные фермы следует объединять в жесткий пространственный блок устройством системы стальных связей (рисунок 5.8,*г*): вертикальных – в плоскости остекления и горизонтальных – в плоскости покрытия фонаря.

5.2.13 К плоским несущим конструкциями покрытий относятся стропильные и подстропильные балки и фермы. Тип покрытия следует назначать в зависимости от конкретных условий – пролетов, нагрузок, вида производства и др.

5.3 Подъемно-транспортное оборудование

5.3.1 Выбор вида и типа подъемно-транспортного оборудования должен быть обусловлен технологическим процессом, количеством и видами перемещаемых грузов, характером подъемно-транспортных операций и т. д.

5.3.2 Для перемещения грузов массой до 5 т включительно рекомендуется применять подвесное подъемно-транспортное оборудование в виде кран-балок, монорельсов, различных конвейеров, а там, где это целесообразно – пневмо- и гидротранспорт.

Для обработки грузов массой более 5 т с перемещением их в трех взаимно перпендикулярных направлениях (вдоль цеха, по ширине пролета и по высоте) следует применять опорные краны (в большинстве случаев – мостовые).

5.3.3 Расстояние от продольной координационной оси до оси подкранового рельса λ в пролетах, оборудованных опорными мостовыми кранами, следует принимать в соответствии с ГОСТ 534 (рисунок 5.9):

- 750 мм – при грузоподъемности крана до 50 т включительно при отсутствии проходов вдоль подкрановых путей;
- 1000 мм – при наличии проходов вдоль подкрановых путей при кранах грузоподъемностью до 50 т включительно и при грузоподъемности крана более 50 т.

Необходимость устройства проходов для осмотра подкрановых путей возникает в зданиях с тяжелым режимом работы кранов.

Минимальный размер приближения габарита крана к надкрановой части колонны δ следует принимать 60 или 75 мм.

5.3.4 Подвесные краны (кран-балки) следует размещать в соответствии со схемами, приведенными на рисунке 5.10.

Если подъемно-транспортные механизмы обслуживают только узкую рабочую полосу цеха, целесообразно применять вместо подвесных кранов монорельс, представляющий собой двутавровую балку, прикрепленную к нижнему поясу стропильной конструкции покрытия (балке, ферме).

5.3.5 При проектировании рекомендуется прорабатывать варианты замены мостовых кранов на напольные виды подъемно-транспортного оборудования, так как применение мостовых кранов существенно утяжеляет несущие конструкции. Важный принцип – раздельное конструктивное решение и независимая работа конструкций строительной и технологической

частей здания. В этом случае элементы несущего каркаса зданий освобождают от технологических и, прежде всего, крановых нагрузок.

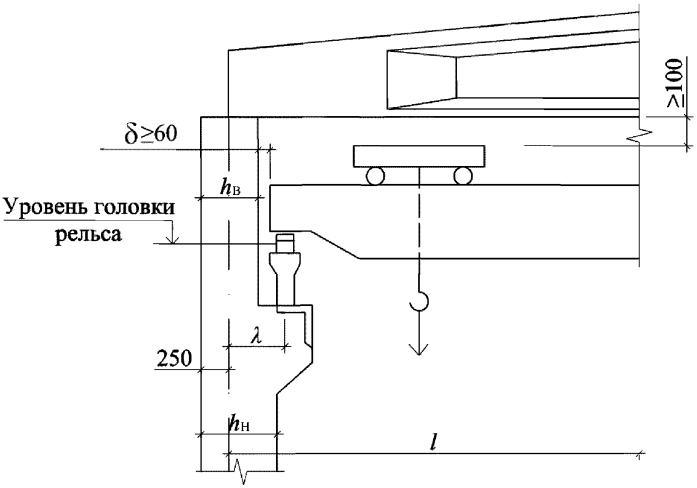
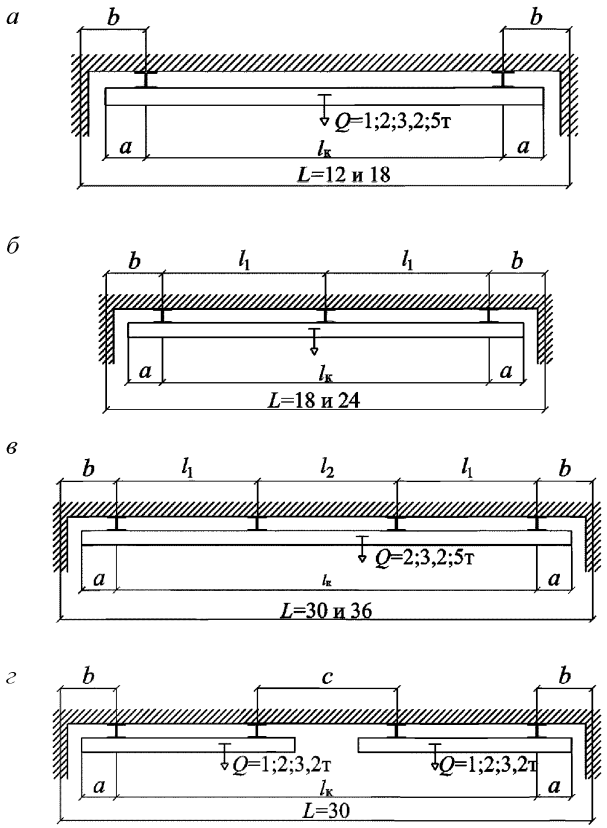


Рисунок 5.9 – **Привязка к осям здания мостового опорного крана**

Необходимость регулярной замены технологического оборудования требует гибких объемно-планировочных решений зданий. Оборудование в таких зданиях устанавливают на силовой пол, собственные фундаменты или на сборно-разборные встроенные этажерки, конструкции которых не связаны с конструкциями каркаса. Мостовые краны при этом заменяют напольными или мобильными грузоподъемными транспортными средствами. При необходимости применения мостовых кранов на отдельных участках их размещают на самостоятельных эстакадах.



а – один подвесной кран для пролетов 12 и 18 м; *б* – то же, 18 и 24 м; *в* – то же, 30 и 36 м; *г* – два подвесных крана для пролета 30 м

Рисунок 5.10 **– Схемы расположения подвесных кранов в пролете**

6 Расчет несущей системы здания

6.1 Нагрузки и воздействия

6.1.1 Нагрузки, действующие в одноэтажных зданиях производственного назначения установлены в СП 20.13330.

6.1.2 Постоянную нагрузку от веса конструкций следует принимать в соответствии с разделом 7 СП 20.13330.2016. Постоянная нагрузка от веса покрытия передается на колонну как вертикальное опорное давление стропильной конструкции F. Постоянную нагрузку следует подсчитывать по соответствующей грузовой площади. Вертикальная нагрузка приложена по

оси опоры стропильной конструкции и может передаваться на колонну с эксцентриситетом:

- в верхней надкрановой части:

$e = 0,25 / 2 = 0,125$ м – при привязке 250 мм;

$e = 0$ – при нулевой привязке.

- в нижней подкрановой части:

$e = (h_н – h_в) / 2 – 0,125$ – при привязке 250 мм;

$e = (h_н – h_в) / 2$ – при нулевой привязке.

Нагрузка F приложена с моментом $M=Fe$.

6.1.3 Временную нагрузку от снега следует устанавливать в соответствии с разделом 8 СП 20.13330.2016. Временная нагрузка передается на колонну как вертикальное опорное давление стропильной конструкции F и подсчитывается на той же грузовой площади, что и нагрузка от веса покрытия.

6.1.4 Временную нагрузку от мостовых кранов следует определять в соответствии с разделом 9 СП 20.13330.2016. Вертикальную нагрузку от действия мостового крана на колонну следует вычислять по линиям влияния опорной реакции подкрановой балки, наибольшая ордината которой на опоре равна единице. Одна сосредоточенная сила от колеса моста устанавливается на опоре, остальные силы располагаются в зависимости от стандартного расстояния между колесами крана (рисунок 6.1,*б)*. Максимальное давление на колонну определяется по формуле

$$D_{max} = F_{max} \sum y; \quad (6.1)$$

при этом давление на колонну на противоположной стороне

$$D_{min} = F_{min} \sum y. \quad (6.2)$$

6.1.5 Вертикальное давление от кранов передается через подкрановые балки на подкрановую часть колонны с эксцентриситетом, равным для крайней колонны:

$e = 0,25 + \lambda – 0,5\ h_н$ – при привязке 250 мм;

$e = \lambda – 0,5\ h_н$ – при нулевой привязке;

для средней колонны:

$e = \lambda$ (рисунок 6.1,*в*).

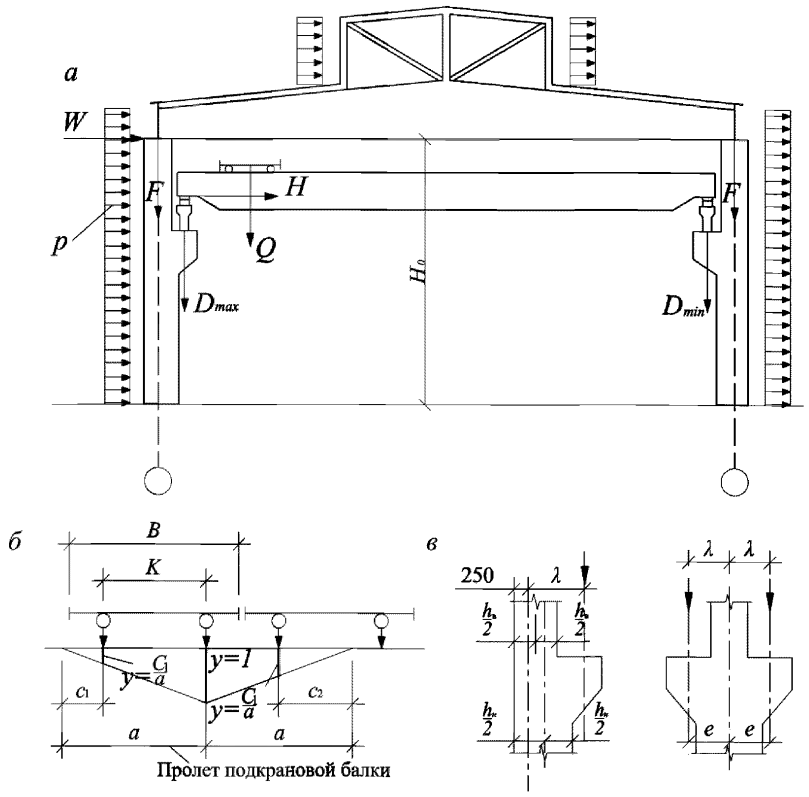
Соответствующие моменты от крановой нагрузки следует определять по формулам:

$$M_{max} = D_{max}\ e; \quad (6.3)$$

$$D_{min} = D_{min}\ e. \quad (6.4)$$

6.1.6 Горизонтальная нагрузка на колонну от торможения двух мостовых кранов, находящихся в сближенном положении, передается через подкрановую балку по тем же линиям влияния, что и вертикальное давление:

$$H = H_{max} \sum y. \quad (6.5)$$



а – нагрузка, действующая на поперечную раму; *б* – к определению вертикальной нагрузки от мостового крана на колонну; *в* – к определению моментов от крановой нагрузки на колонну

Рисунок 6.1 **– Расчетно-конструктивная схема поперечной рамы**

6.1.7 Временную ветровую нагрузку следует принимать в соответствии с разделом 11 СП 20.13330.2016, устанавливая значение ветрового давления на 1 м^2 поверхности стен и фонаря. С наветренной стороны действует положительное давление, с подветренной – отрицательное. Стеновые панели передают ветровое давление на колонны в виде распределенной нагрузки $p = wa$, где a – шаг колонн. Неравномерную по высоте здания ветровую нагрузку допускается приводить к равномерно распределенной, эквивалентной по моменту в заделке консольной стойке длиной H_0.

Ветровое давление, действующее на фонарь и часть стены, расположенной выше колонн, передается в расчетной схеме в виде сосредоточенной силы W.

6.1.8 Температурный перепад $t_р$ для определения деформаций конструктивных элементов от температурных климатических воздействий определяется по формуле

$$t_р = t_в - t_з, \qquad (6.6)$$

где $t_в$ – температура воздуха, принимаемая для отапливаемых зданий равной расчетной температуре воздуха помещений по технологическому заданию для теплотехнических расчетов наружных ограждений, а для неотапливаемых зданий – средней температуре воздуха наиболее холодной пятидневки или средней температуре воздуха в 13 ч самого жаркого месяца района строительства;

$t_з$ – температура воздуха в период закрепления на колонне горизонтальных конструкций (замыкание системы), принимаемая равной средней температуре воздуха за три самых холодных или жарких месяца района строительства.

В расчете учитывается наиболее неблагоприятное значение изменения температуры $t_р$.

6.1.9 Сочетания нагрузок следует принимать в соответствии с разделом 6 СП 20.13330.2016.

6.2 Расчетная схема каркаса здания

6.2.1 Расчет каркасной конструктивной системы включает:

- расчет несущей системы с определением усилий и деформаций;
- расчет элементов конструктивной системы (колонн, стропильных и подстропильных конструкций, плит покрытия, фундаментов) по первой и второй группам предельных состояний;
- расчет зданий на прогрессирующее обрушение для обеспечения прочности и устойчивости каркаса при возможной аварийной ситуации, которую следует предусматривать для зданий классов КС-3 и КС-2 с массовым нахождением людей согласно 5.2.6 ГОСТ 27751–2014;
- оценку несущей способности основания и деформации фундаментов.

6.2.2 Расчет несущей конструктивной системы следует производить в пространственной постановке с учетом совместной работы каркаса, фундаментов и основания под ним.

Для расчета рекомендуется применять дискретные расчетные модели, используя программные комплексы с методом конечных элементов (МКЭ), в инструкциях к которым содержатся детализированные указания по их применению, в том числе по разбивке на участки.

6.2.3 Расчет несущей системы производят с применением фактических значений жесткостей железобетонных элементов.

Значения жесткости железобетонных элементов определяют по поперечному сечению с учетом образования трещин и развития неупругих деформаций в бетоне и арматуре по диаграммам состояния, соответствующим кратковременному и длительному действиям нагрузки.

При применении упрощенных диаграмм состояния бетона и арматуры значение жесткости железобетонных элементов на ее начальном участке определяется как для упругого тела. На следующих участках необходимо учитывать напряженное состояние по принятой диаграмме в соответствии с разделом 6 СП 63.13330.2012.

6.2.4 Для определения армирования (первый этап) железобетонных элементов конструктивной системы рекомендуется учитывать нелинейную работу снижением значений их жесткостей с помощью понижающих коэффициентов.

Учитывая, что распределение усилий в элементах конструктивных систем, в основном, зависит не от значений жесткостей, а от соотношения жесткостей этих элементов, рекомендуется принимать модуль упругости бетона E_b с понижающими коэффициентом 0,85.

6.2.5 На стадии уточнения расчета конструктивной системы используются в качестве исходных данных значения сечения элементов и начального армирования, полученные на первом этапе.

6.2.6 При расчете на устойчивость конструктивной системы следует проверять устойчивость формы конструктивной системы, а также устойчивость положения конструктивной системы на опрокидывание и на сдвиг.

Запас по устойчивости должен быть не менее чем двукратным.

При расчете устойчивости положения конструктивные системы следует рассматривать как жесткое недеформированное тело. При расчете на опрокидывание удерживающий момент от вертикальной нагрузки должен превышать опрокидывающий момент от горизонтальной нагрузки с коэффициентом 1,5. При расчете на сдвиг удерживающая горизонтальная сила должна превышать действующую сдвигающую силу с коэффициентом 1,2. При этом следует учитывать наиболее неблагоприятные значения коэффициентов надежности по нагрузке.

6.2.7 Каркас здания – нелинейно деформируемая статически неопределимая система, находящаяся под воздействием длительных и кратковременных нагрузок. Нелинейность работы этой системы обусловлена геометрическими факторами – наличием продольного выгиба колонн, прогиба изгибаемых элементов и физическими факторами, т. е. влиянием на жесткость трещин и неупругих деформаций бетона, зависящих от значений усилий и длительности действия нагрузки.

6.2.8 Размеры пролетов рам следует принимать равными расстоянию между геометрическими осями колонн, т. е. осями, проходящими через центры тяжести сечений. Для крановых колонн крайних рядов учитывается сдвиг оси в месте изменения высоты сечения.

6.2.9 Конструкции, образующие раму – стропильные и подстропильные, подкрановые балки и т. п., считаются примыкающими в уровне их опирания. Геометрические оси стропильных конструкций совпадают с линиями, соединяющими места их опирания.

6.2.10 Сопряжения стропильных конструкций с колоннами и плит со стропильными конструкциями моделируются в виде неподвижных шарниров, обеспечивающих свободный поворот в плоскости рам.

6.2.11 Сборные диски покрытия из плит сложных поперечных сечений моделируются в виде сплошных анизотропных пластин, работающих по балочной схеме, в направлении ортогонально расположенных стропильных

конструкций, и объединенных связями сдвига в плоскости и из плоскости покрытия. Продольные швы между плитами воспринимают только сжимающие и сдвигающие усилия

6.2.12 Стержневые элементы каркаса (стропильные балки и колонны), наряду с диском покрытия (плиты) являются гибкими элементами несущей системы. При изгибе их продольная ось получает значительную кривизну, возникающие местные деформации отличаются по длине элементов. Для достаточной точности учета изменения жесткости по длине таких элементов, их следует разбивать с шагом, равным высоте сечения элемента в направлении наибольшего изгибающего момента. При этом для прямоугольных колонн за высоту следует принимать больший размер сечения.

6.2.13 Расчеты напряженно-деформированного состояния железобетонных линейных, плоскостных и объемных элементов и узловых сопряжений по нормальным сечениям следует производить в соответствии с разделами 8 и 9 СП 63.13330.2012.

Расчеты наклонных и пространственных сечений железобетонных элементов следует производить на основе полученных комбинаций усилий по схемам, приведенным в СП 63.13330.

6.2.14 Расчеты по упрощенным схемам, приведенным в приложении А, допускается производить на стадии вариантного проектирования для выбора рациональной конструктивной схемы каркаса.

7 Проектирование конструктивных элементов

7.1 Фундаменты

7.1.1 Для фундаментов многоэтажных каркасных зданий применяют следующие типы:

- столбчатые фундаменты на естественном основании;
- ленточные фундаменты на естественном основании;
- сплошные (плитные) фундаменты на естественном основании;
- свайные фундаменты.

Расчет оснований

7.1.2 Расчет оснований по деформациям и по несущей способности следует выполнять на сочетания нагрузок, приведенных в 5.2.3 СП 22.13330.2016, с коэффициентами надежности по нагрузке – в соответствии с 5.2.2 СП 22.13330.2016.

7.1.3 Усилия в конструкциях, вызываемые климатическими температурными воздействиями, при расчете оснований по деформациям допускается не учитывать, если расстояние между температурно-осадочными швами не превышает значений, указанных в НД по проектированию соответствующих конструкций, в соответствии с 5.2.7 СП 22.13330.2016.

При расчете фундаментов по прочности и по раскрытию трещин возникающие в них усилия от температурных и им подобных деформаций принимаются изменяющимися вертикально по прямой от полного значения

усилия у места заделки колонны в фундамент до половинного значения на уровне подошвы фундамента

7.1.4 Расчет оснований по несущей способности следует выполнять в соответствии с 5.7 СП 22.13330.2016, по деформациям – в соответствии с 5.6 СП 22.13330.2016. В процессе расчета получают размеры подошвы фундамента.

Столбчатые фундаменты на естественном основании

Общие данные

7.1.5 Для фундаментов одноэтажных зданий производственного назначения следует применять столбчатые фундаменты, в том числе стаканного типа под сборные железобетонные колонны, которые состоят из подколонника и одно-, двух- или трехступенчатой плитной части.

Площадь сечения подошвы фундамента следует принимать по расчету, исходя из усилий, передаваемых колонной и допускаемых удельным давлением грунта, определенным в соответствии с 5.6.26–5.6.30 СП 22.13330.2016.

7.1.6 При устройстве фундамента следует предусматривать бетонную подготовку толщиной 100 мм из тяжелого бетона по ГОСТ 26633 класса по прочности на сжатие не ниже В7,5.

7.1.7 Высоту ступеней плитной части следует принимать 300 или 450 мм.

7.1.8 С целью унификации применяемой для устройства форм инвентарной опалубки, все размеры в плане следует принимать кратными 300 мм. Требования к инвентарной опалубке приведены в ГОСТ Р 52085.

7.1.9 Обрез верха фундамента следует располагать на отметке 0,15 м.

7.1.10 Для обеспечения прочности при монтажных и постоянных нагрузках минимальную толщину стенки стаканной части фундамента по верху следует принимать не менее 175 мм.

7.1.11 Зазор между гранями колонн и стенками стаканной части фундамента следует принимать не менее по верху 75 мм и по низу 50 мм, а между низом колонн и дном стакана 50 мм.

7.1.12 Подколонник для ветвей двухветвевых колонн следует устраивать общим. Подколонник следует изготавливать из тяжелого бетона по ГОСТ 26633 класса по прочности на сжатие не ниже В15. Заливку стаканной части, после установки колонн, следует производить мелкозернистым бетоном по ГОСТ 26633 класса по прочности на сжатие не ниже В15 на мелком гравии.

7.1.13 В зависимости от вылета граней подошвы фундамента по отношению к подколоннику, форму плитной части следует принимать одно-, двух- или трехступенчатой, так чтобы при высоте ступеней до 450 мм вылет плитной части и отдельных ступеней ограничивался отношением 1:2 для опорных кранов грузоподъемностью до 50 т и 1:1,5 для опорных кранов большей грузоподъемности.

7.1.14 При очертании подошвы фундаментов $l/b \geq 1,5$ уступы ступеней в направлении шага колонн следует совмещать.

7.1.15 Высоту фундамента следует принимать исходя из условий:

а) обеспечения жесткой заделки колонны в фундаменте – $H_{ф.з} \geq h_з + 250$ мм, где:

- для сплошной колонны $h_з \geq h_1$ и $h_з \geq 1{,}5\ b$, где h_1 и b – высота и ширина сечения колонны в подкрановой части;

- для двухветвевой колонны $h_з \geq 0{,}5 + 0{,}33\ h_1$ и $h_з \geq 1{,}5\ b$;

б) обеспечения анкеровки рабочей арматуры колонн – $H_{ф.an} \geq l_{an} + 250$ мм, где l_{an} следует определять в соответствии с 10.3.25 СП 63.13330.2012;

в) устройства фундамента ниже глубины промерзания грунта d_f, которую следует определять в соответствии с 5.5.4 СП 22.13330.2016.

В перечислениях а) и б) 250 мм – минимальная толщина дна стакана 200 мм с учетом подливки под колонну 50 мм.

7.1.16 Соединение двухветвевой колонны с фундаментом возможно осуществлять в одном общем подколоннике или в двух отдельных.

7.1.17 Фундамент под спаренные колонны в температурных швах следует устраивать общим.

7.1.18 Допустимую разность глубины заложения рядом стоящих фундаментов, установленных на разных отметках, следует определять в соответствии с 5.5.10 СП 22.13330.2016.

Определение площади подошвы фундамента

7.1.19 Площадь сечения подошвы фундамента [2] следует принимать по расчету исходя из усилий, передаваемых колонной и допускаемых удельных давлений на грунт, определяемых в соответствии с СП 22.13330, принимая момент $M_ф$:

$$M_ф = M_к + Q_к h, \qquad (7.1)$$

где $M_к$ и $Q_к$ – момент и поперечная сила колонны на уровне верха фундамента;

h – высота фундамента.

Расчет плитной части фундамента на продавливание

7.1.20 На продавливание рассчитывается плитная часть фундамента от низа подколонника. При этом рассматривается расчетное поперечное сечение плиты, расположенное вокруг колонны (подколонника) на расстояниях $h_0/2$, по поверхности которого действуют касательные усилия от продольной силы и момента колонны (рисунок 7.1).

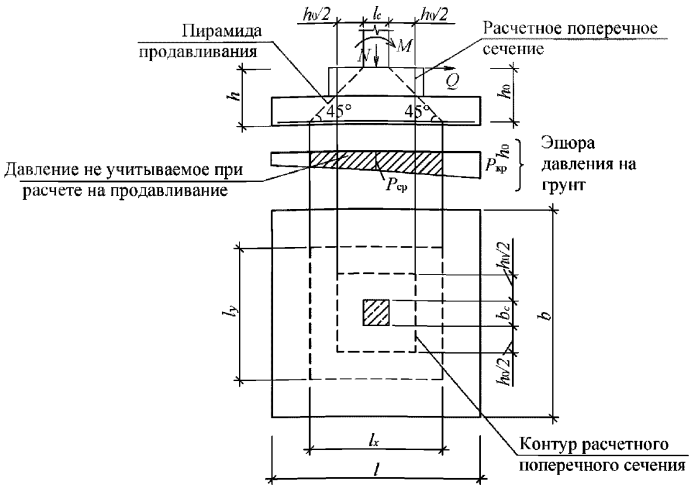


Рисунок 7.1 **– Схема для расчета фундамента на продавливание**

7.1.21 Расчет на продавливание центрально и внецентренно нагруженных стаканных фундаментов квадратных и прямоугольных в плане следует выполнять в соответствии с 8.1.46–8.1.50 СП 63.13330.2012. Момент, учитываемый при продавливании определяют по формуле

$$M = \frac{M_k + Q_k h}{2}. \qquad (7.2)$$

Момент сопротивления контура расчетного поперечного сечения W_b определяют по формуле

$$W_b = (l_c + h_0)\left(\frac{l_c + h_0}{3} + l_c h_0\right), \qquad (7.3)$$

где l_c и b_c – см. рисунок 7.1;

h_0 – рабочая высота плитной части фундамента, равная среднеарифметическому значению рабочих высот для арматуры плиты в направлении размеров l и b.

7.1.22 Если плитная часть фундамента состоит из нескольких ступеней, то следует аналогично проверять на продавливание плиту из меньшего числа ступеней, принимая за b_c и l_c размеры вышерасположенной ступени, а за h_0 – рабочую высоту рассматриваемой части плиты.

7.1.23 При стаканном сопряжении сборной колонны с низким фундаментом, когда высота подколонника удовлетворяет условию $h_{cf} - d_p < 0{,}5(l_{cf} - l_c)$ (рисунок 7.2), аналогично рассчитывают на продавливание дно стакана колонной, принимая за b_c и l_c размеры сечения колонны, а за h_0 – рабочую высоту плиты от дна стакана. При этом сила N умножается на коэффициент α, учитывающий частичную передачу силы N на стенки стакана и равный

$$\alpha = (1 - 0{,}4R_{bt}A_c/N), \text{ но не менее } 0{,}85,$$

где $A_c = 2(b_c+l_c)d_c$ – площадь боковой поверхности колонны, заделанной в стакан фундамента.

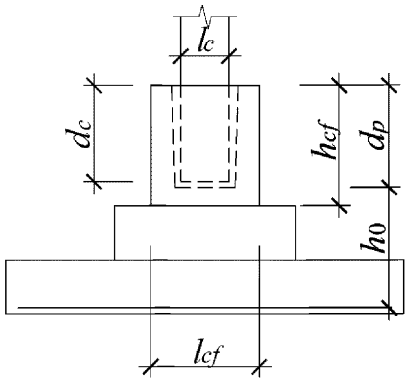


Рисунок 7.2 **– К расчету фундамента стаканного типа на продавливание**

Расчет фундамента на раскалывание

7.1.24 На силу $N_c = N\alpha$ проверяют прочность фундамента на раскалывание из условий

при $b_c/l_c \le A_b/A_l$ $N_c \le (1+ b_c/l_c)A_l R_{bt}$;

при $b_c/l_c > A_b/A_l$ $N_c \le (1+ b_c/l_c)A_b R_{bt}$,

где A_l и A_b – площади вертикальных сечений фундамента в плоскостях, проходящих по оси колонны параллельно сторонам l и b подошвы фундамента, за вычетом площади стакана (рисунок 7.3).

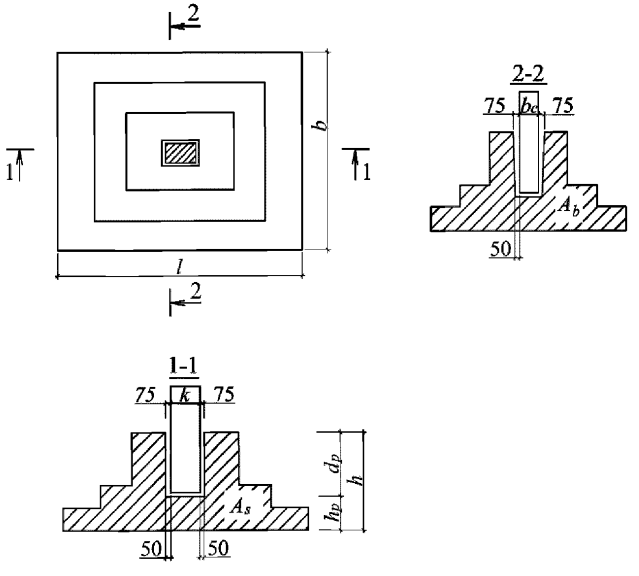


Рисунок 7.3 **– К расчету фундамента стаканного типа на раскалывание**

Расчет фундамента на местное сжатие

7.1.25 Бетон под торцом колонны проверяют на местное сжатие согласно 8.1.43–8.1.45 СП 63.13330.2012.

Расчет нормальных сечений плитной части фундамента

7.1.26 Нормальные сечения плитной части фундамента по граням колонны (подколонника) и по граням ступеней проверяются на действие момента от отпора грунта, определенного как для консоли вылетом c по формуле

$$M = p_{кр} b_c^2 / 2 - 2M_ф (c / l)^3, \quad (7.4)$$

где $p_{кр}$ – краевое давление грунта, определенное без учета веса фундамента и грунта на его уступах, т. е. при $\gamma_{mt} d = 0$;

$M_ф$ – момент, определенный по формуле (7.1).

При этом должно выполняться условие

$$M \le R_s A_s (h_0 - x/2); \quad (7.5)$$

где

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b_v}, \quad (7.6)$$

b_v – ширина верхней части рассматриваемого сечения;

A_s – площадь сечения арматуры по всей ширине подошвы b.

Расчет подколонника и его стаканной части

7.1.27 Расчет продольной арматуры железобетонного подколонника производится по СП 63.13330 на внецентренное сжатие коробчатого сечения стаканной части в плоскости заделанного торца колонны (по линии разреза 1-1 рисунка 7.4) и на внецентренное сжатие прямоугольного сечения подколонника в сечении II–II (рисунок 7.4).

В железобетонных внецентренно сжатых подколонниках площадь сечения арматуры с каждой стороны (A и A') должна быть не менее 0,05 % площади поперечного сечения подколонника.

Железобетонные подколонники армируются продольной и поперечной арматурой по рисунку 7.4.

7.1.28 В железобетонных подколонниках, где по расчету сжатая арматура не требуется, а число растянутой арматуры не превышает 0,3%, допускается не устанавливать продольную и поперечную арматуру по граням, параллельным плоскости изгиба. При этом армирование по граням, перпендикулярным к плоскости изгиба, производится сварными каркасами и сетками с толщиной защитного слоя бетона не менее диаметра продольной арматуры (рисунок 7.5, *б*).

7.1.29 В бетонных подколонниках, если в сечении возникают растягивающие или сжимающие напряжения менее 1 МПа при наибольших сжимающих напряжениях более 0,8 $R_{пр}$ (напряжения определяются как для упругого тела), должно быть предусмотрено конструктивное армирование не менее 0,025% площади поперечного сечения подколонника. В иных случаях конструктивную арматуру допускается не предусматривать.

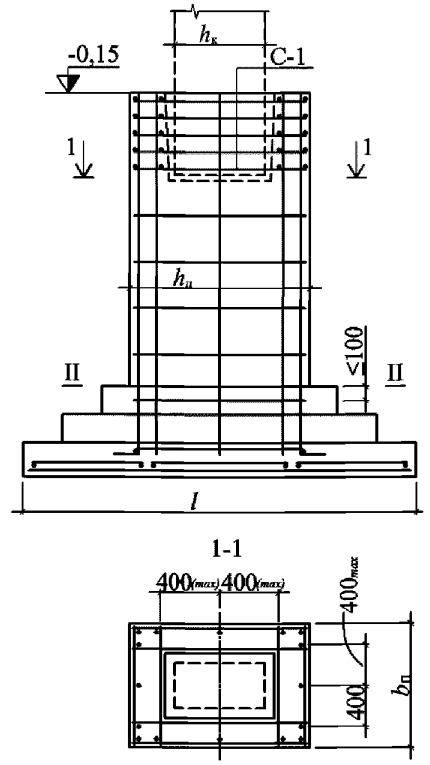
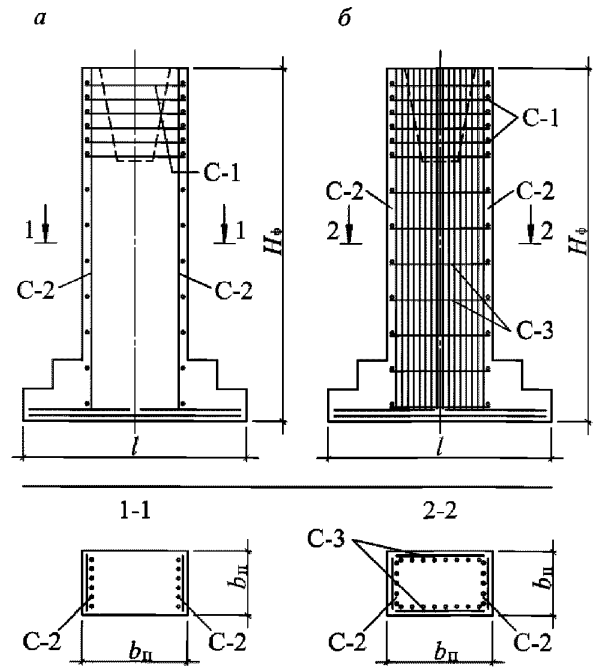


Рисунок 7.4 **– Армирование подколонника и его стаканной части**



а –расчетная растянутая арматура в одной плоскости; *б* – то же, в двух плоскостях

Рисунок 7.5 **– Армирование фундаментов колонн сварными сетками с навеской их на опалубку**

7.1.30 Стенки стаканной части подколонника допускается не армировать при их толщине по верху более 200 мм и более 0,75 высоты верхней ступени (при глубине стакана большей, чем высота подколонника) или 0,75 глубины стакана (при глубине стакана меньшей, чем высота подколонника) При несоблюдении этих условий стенки стаканов следует армировать поперечной арматурой в соответствии с расчетом.

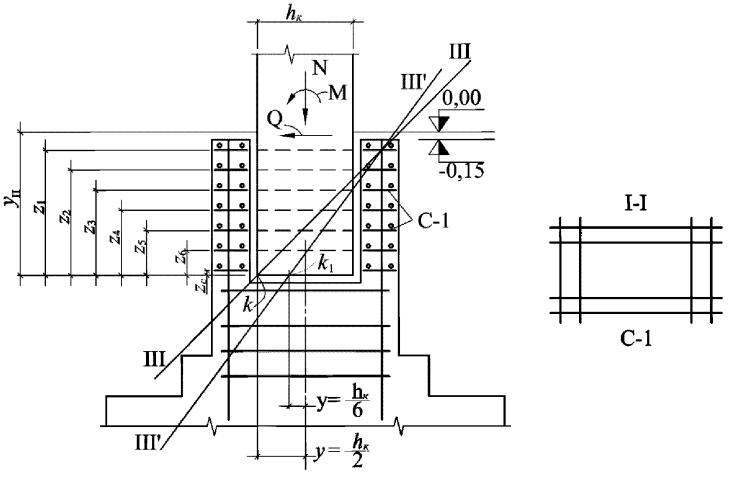


***Рисунок 7.6* – Расчетная схема стаканной части подколонника**

Поперечная арматура подколонника (рисунок 7.6) в сечениях III–III или III'–III' определяется по расчету на момент от действующих сил относительно оси, проходящей через точку k или k' поворота колонны.

Моменты принимаются равными

при $e_0 = \frac{h_к}{2}$ $M_k = 0,8\left(M + Q_{уп} - N\frac{l_c}{2}\right)$; (7.7)

при $\frac{h_к}{2} > e_0 > \frac{h_к}{6}$ $M_{k1} = M + Q_{уп} - 0,7Ne_0$. (7.8)

При одинаковых диаметрах поперечной арматуры и одинаковой марке стали площадь сеченая поперечной рабочей арматуры каждой сварной сетки равна

при $e_0 = \frac{h_к}{2}$ $A_s = \frac{M_k}{R_s \sum_1^n z_i}$; (7.9)

при $\frac{h_к}{2} > e_0 > \frac{h_к}{6}$ $A_s = \frac{M_{k1}}{R_s \sum_1^n z_i}$. (7.10)

Если это необходимо по расчету, рекомендуется увеличивать диаметр стержней двух верхних сеток по сравнению с остальными сетками, диаметр стержней которых назначается в соответствии с 7.1.34.

В случае заглубления стакана в плитную часть фундамента (рисунок 7.7) сечение поперечной рабочей арматуры сеток определяется по формулам (7.7) и (7.8); сетки поперечного армирования устанавливаются в пределах подколонника.

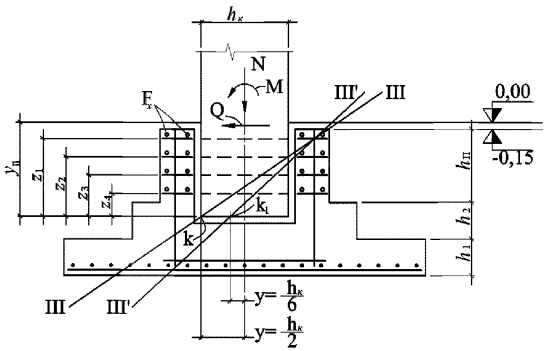


Рисунок 7.7 – **Расчетная схема стаканной части при заглублении стакана в плитную часть фундамента**

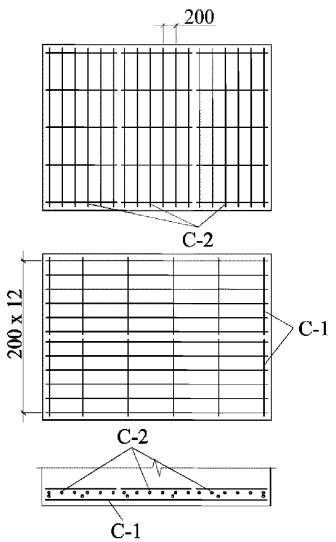


Рисунок 7.8 – **Расположение сварных сеток при армировании фундамента узкими сетками**

В случае действия нормальной силы в пределах ядра сечения $\left(e_0 \le \frac{l_c}{6}\right)$ поперечное армирование подколонника назначается конструктивно.

Конструктивные требования

7.1.31 При центральной нагрузке рекомендуется принимать квадратную форму отдельных фундаментов в плане, если этому не препятствуют фундаменты соседних зданий, подземные сооружения, фундаменты под оборудование и т. п.

При внецентренной нагрузке фундамент рекомендуется принимать прямоугольной формы с соотношением сторон прямоугольной подошвы фундамента от 0,6 до 0,85.

7.1.32 Армирование подошвы отдельных фундаментов рекомендуется осуществлять сварными сетками. Расстояние между осями стержней сеток рекомендуется принимать от 150 до 300 мм, но не более указанного в 10.3.8 СП 63.13330.2012.

Диаметр рабочих стержней, укладываемых вдоль стороны фундамента размером 3 м и менее, должен быть не менее 10 мм; диаметр рабочих стержней, укладываемых вдоль стороны размером более 3 м, – не менее 12 мм

Арматурные сетки должны быть сварены во всех точках пересечения стержней. Допускается часть пересечений связывать проволокой при условии обязательной сварки всех точек пересечения в двух крайних рядах по периметру сеток.

7.1.33 Подошвы фундаментов рекомендуется армировать сварными сетками шириной не более 3000 мм, укладываемыми в двух плоскостях таким образом, чтобы рабочая арматура верхних и нижних сеток проходила в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Сетки в каждой плоскости укладываются рядом друг с другом без нахлестки (рисунок 7.8).

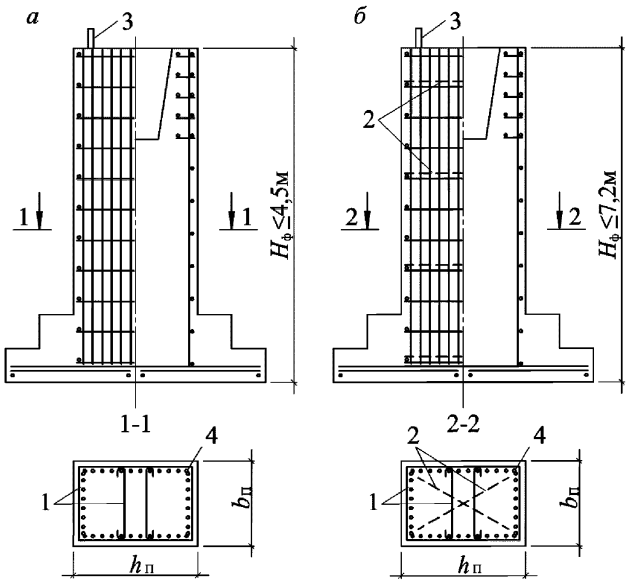
При возможности изготовления и транспортирования сеток больших размеров требуемых диаметров допускается армировать подошвы фундаментов цельными сетками.

7.1.34 Подколонники фундаментов, если это необходимо по расчету, должны армироваться продольной и поперечной арматурой по принципу армирования колонн.

Диаметр продольных рабочих стержней подколонников должен быть не менее 12 мм.

В тех случаях когда выполняются условия 7.1.25 и 7.1.26, армирование подколонников осуществляется сварными сетками, устанавливаемыми, в зависимости от расчета, по двум или четырем сторонам подколонника (рисунок 7.9*)*. В этом случае соединение продольных стержней сеток хомутами или шпильками не производится; толщина защитного слоя бетона должна быть не менее 50 мм и не менее двух диаметров продольной арматуры.

7.1.35 Армирование подколонников рекомендуется осуществлять пространственными самонесущими каркасами, собираемыми из плоских сеток. Соединение сеток в пространственные каркасы показано на рисунок 7.9.



а – армирование при высоте фундаментов до 4,5 м; *б* – то же, при высоте фундаментов от 4,5 до 7,2 м; *1* – шпильки (через 600 мм по высоте); *2* – горизонтальные арматурные связи (через 1800 мм по высоте); *3* – крайние стержни сеток, соединенные дуговой электросваркой ($h_{шв}$ = 10 мм) через 600 мм

***Рисунок 7.9* – Армирование фундаментов колонн пространственными самонесущими арматурными каркасами, собираемыми из плоских сеток**

7.1.36 Армирование стенок стакана производится поперечной и продольной арматурой (рисунки 7.4, 7.5 и 7.9)

Поперечное армирование стенок стакана следует выполнять в виде сварных плоских сеток с расположением стержней у наружных и внутренних поверхностей стенок.

Диаметр стержней сеток следует принимать по расчету, но не менее 8 мм и не менее четверти диаметра продольных стержней подколонника.

Расстояние между сетками следует назначать не более четверти глубины стакана и не более 200 мм.

Подколонник ниже дна стакана армируется в соответствии с 7.1.35 – по общему принципу армирования подколонников. Продольная рабочая арматура подколонника, устанавливаемая по расчету, должна проходить внутри ячеек сеток поперечного армирования.

Ленточные, сплошные и свайные фундаменты

7.1.37 При наличии несущих стен или если расстояния между подошвами фундаментов соседних колонн близко подходят друг к другу применяют ленточные фундаменты (рисунок 7.10).

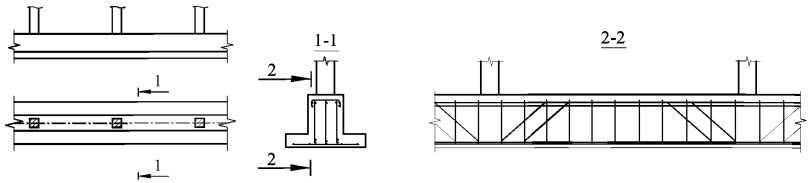
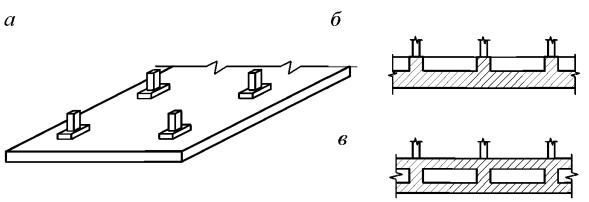


Рисунок 7.10 – **Ленточные монолитные фундаменты под колонны**

7.1.38 Сплошные фундаменты в большей мере выравнивают осадки, чем ленточные, поэтому они применяются также при слабых и неоднородных грунтах, при наличии карстовых разломов в основании или резко неравномерных нагрузках.

Сплошные фундаменты бывают: плитными безбалочными, плитно-балочными и коробчатыми (рисунок 7.11). Наибольшей жесткостью обладают коробчатые фундаменты.



а – плитный безбалочный; *б* – плитно-балочный; *в* – коробчатый

Рисунок 7.11 – **Сплошные фундаменты под колонны**

7.1.39 Расчет и конструирование ленточных и плитных фундаментов приведены в [2].

7.1.40 Свайные фундаменты применяют при недостаточной несущей способности подстилающего слоя грунта основания и конструктивных ограничениях в возможности развития площади подошвы фундамента здания.

Свайные фундаменты состоят из отдельных свай, объединенных вверху ростверком в виде железобетонной плиты или балки.

7.1.41 Расчет и конструирование свайных фундаментов под колонны следует выполнять согласно разделам 7 и 8 СП 24.13330.2011.

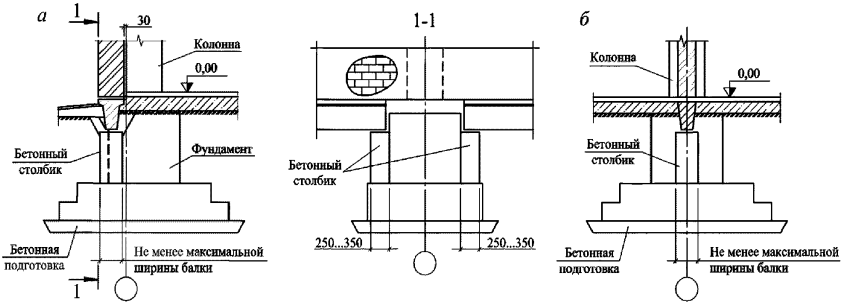
7.2 Фундаментные балки

Общие данные

7.2.1 Фундаментные балки предназначаются для опирания наружных и внутренних стен промышленных зданий.

7.2.2 Требования к изготовлению, маркировке, приемке, транспортированию и хранению, а также форма и основные размеры наиболее часто применяемых железобетонных фундаментных балок приведены в ГОСТ 28737.

7.2.3 Для опирания фундаментных балок рекомендуется устройство приливов (бетонных столбиков), ширину которых следует принимать не менее максимальной ширины балки, а обрез на отметках минус 0,45 м и минус 0,65 м – в зависимости от ее высоты (рисунок 7.12).



а – крайний ряд колонн; *б* – средний ряд колонн

Рисунок 7.12 **– Опирание фундаментных балок на фундаменты колонн**

7.2.4 Фактическая длина опирания фундаментных балок на бетонные столбики или обрез фундамента должна быть не менее 200 мм для зданий с шагом колонн 6 м и не менее 250 мм для зданий с шагом колонн 12 м.

7.2.5 Фундаментные балки следует изготовлять из тяжелого бетона по ГОСТ 26633 классов по прочности на сжатие не ниже В15 для балок без предварительного напряжения арматуры и не ниже В20 – с напрягаемой арматурой.

Расчет фундаментных балок

7.2.6 Расчет фундаментных балок следует производить на два случая загружения:

- на нагрузки, действующие в период возведения стен, от собственного веса фундаментной балки и веса свежеуложенной неотвердевшей кладки;
- на нагрузки, действующие в законченном здании, от собственного веса фундаментной балки, веса отвердевшей кладки и различных местных распределенных нагрузок, приложенных к стене в случае, если она является несущей.

7.2.7 В случае если фундаментные балки испытывают горизонтальные нагрузки, то они работают на косой изгиб.

7.2.8 При расчете по первому случаю загружения нагрузку от неотвердевшей кладки для сплошных стен и стен с проемами следует принимать в соответствии с перечислением а) 9.53 СП 15.13330.2012.

7.2.9 При расчете по второму случаю стена, поддерживаемая фундаментной балкой, рассматривается как упругое основание, нагруженное местными нагрузками, которые определяются с учетом жесткости фундаментной балки.

Для вычисления усилий в сечениях фундаментной балки предварительно определяют очертание, интенсивность и расположение эпюр давления, которые в дальнейшем рассматриваются как внешняя нагрузка на балку.

Эпюру распределения давления следует принимать в соответствии с 9.50 СП 15.13330.2012, а при наличии проемов – в соответствии с 9.52 СП 15.13330.2012.

7.2.10 Подбор сечений фундаментных балок, за исключением балок, испытывающих косой изгиб, следует производить как для изгибаемых элементов.

Конструктивные требования

7.2.11 Конструктивные требования для фундаментных балок следует принимать в соответствии с разделом 10 СП 63.13330.2012.

7.3 Колонны

Общие данные

7.3.1 Сборные колонны следует разрабатывать в соответствии с параметрами унифицированных габаритных схем и применять в строительстве бескрановых зданий и с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т.

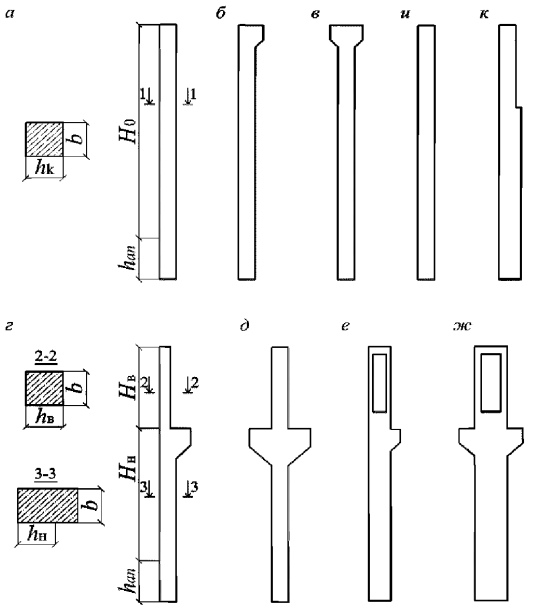
7.3.2 Требования к изготовлению, маркировке, приемке, транспортированию и хранению железобетонных колонн приведены в ГОСТ 25628.0.

7.3.3 Колонны подразделяют на типы и условно обозначают в зависимости:

- от типа сечения:
- сплошного поперечного сечения,
- сквозного поперечного сечения (двухветвевые);
- от наличия кранового оборудования:
- бескрановые,
- крановые;
- от наличия прохода в уровне кранового пути:
- без прохода,
- с проходом;
- от числа консолей:
- бесконсольные,

- одноконсольные,
- двухконсольные;
- от назначения фахверка:
- рядовые,
- торцевые.

7.3.4 Основные типы колонн приведены на рисунках 7.13 и 7.14.



а – колонна бесконсольная; *б* – колонна одноконсольная; *в* – колонна двухконсольная; *г* – колонна крановая одноконсольная; *д* – колонна крановая двухконсольная; *е* – колонна крановая с проходом одноконсольная; *ж* – колонна крановая с проходом двухконсольная; *и* – колонна продольного фахверка; *к* – колонна торцевого фахверка

***Рисунок 7.13* – Виды колонн сплошного сечения и с проходом в надкрановой части**

7.3.5 Форма и основные размеры наиболее часто применяемых колонн приведены в ГОСТ 25628.1 и ГОСТ 25628.2.

7.3.6 Колонны следует изготовлять из тяжелого бетона по ГОСТ 26633 классов по прочности на сжатие не ниже В15.

7.3.7 Высоту колонн следует подбирать в зависимости от высоты помещения H и глубины заделки в стаканную часть фундамента (7.1.15).

7.3.8 Высоту колонны в надкрановой части следует определять по формуле

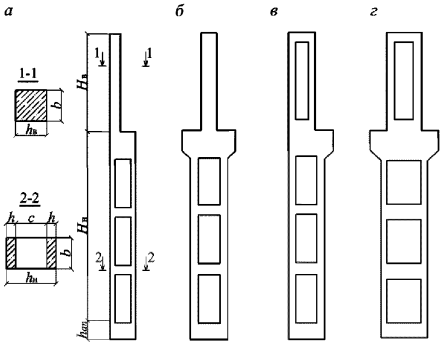
$$H_в = H_{п.б.} + H_р + H_{кр} + \delta,$$

где $H_{п.б.}$ – высота подкрановой балки;

$H_р$ – высота кранового рельса;

$H_{кр}$ – высота крана на опоре;

δ – минимально допустимый габарит приближения крана к стропильным конструкциям (5.1.5).



а – колонна одноконсольная, колонна для продольного и торцевого фахверка; *б* – колонна двухконсольная; *в* – колонна с проходом одноконсольная; *г* – колонна с проходом двухконсольная

Рисунок 7.14 **– Виды колонн сквозного сечения (двухветвевые)**

Высоту колонны в подкрановой части следует определять по формуле

$$H_н = H_{г.к.р.} - H_р - H_{п.б.} + a_1,$$

где $H_{г.к.р}$ – отметка верха кранового рельса;

a_1 – отметка верхнего обреза фундамента (7.1.9).

Полную высоту колонны от верхнего обреза фундамента следует определять по формуле

$$H_к = H_в + H_н.$$

При этом габаритный размер здания $H = H_к - a_1$ должен быть кратным 0,6 м.

7.3.9 Размеры сечения колонны в надкрановой части следует назначать с учетом опирания стропильных конструкций непосредственно на торец колонны без устройства специальных консолей.

Высоту сечения $h_в$ крайних колонн следует определять по формуле, округляя в меньшую сторону кратно 100 мм, но не менее 380 мм

$$h_в = a + \lambda - B - \delta,$$

где a – привязка колонн крайнего продольного ряда к координационным осям (5.1.7);

λ – расстояние от продольной разбивочной оси до оси подкранового рельса (5.3.3);

B – расстояние от оси подкранового рельса до торца крана;

δ – минимальный размер приближения габарита крана (5.3.3).

Высоту сечения $h_в$ средних колонн следует определять исходя из условия обеспечения опирания стропильных конструкций.

7.3.10 Размеры сечения колонны в подкрановой части $h_н$ следует назначать по несущей способности и условию достаточной жесткости. Допускается считать жесткость достаточной, если высота сечения $h_н \approx 1/(10...14)\ H_н$ – при использовании крана грузоподъемностью до 50 т, $h_н \approx H_н / 9$ – грузоподъемностью 50 т.

7.3.11 Ширину колонны b следует принимать кратной 100 мм и наибольшей исходя из условий: $b \approx H_к / 30$; $b \approx H_н / 20$; $b \geq 0{,}5$ м – для шага колонн 12 м ($b \geq 0{,}4$ м – для шага колонн 6 м).

7.3.12 Для двухветвевых колонн высоту сечения ветви h следует принимать 250 или 300 мм. Расстояние между осями распорок принимают (8...12) h. Распорки следует размещать так, чтобы размер от уровня пола до низа первой надземной распорки составлял не менее 1,8 м и между ветвями обеспечивался удобный проход. Нижнюю распорку следует располагать ниже уровня пола. Высоту сечения распорки принимают (1,5...2) h, а ширину – равной ширине сечения ветви.

7.3.13 Колонны следует проектировать со строповочными отверстиями для подъема и монтажа. Допускается вместо строповочных отверстий предусматривать монтажные петли по 6.2.6 СП 63.13330.2012.

7.3.14 В колоннах прямоугольного сечения подкрановые балки следует устанавливать на подкрановые консоли. Крепления несущих элементов покрытия к колонне в верхнем ее торце следует осуществлять анкерными болтами. В местах крепления к колонне подкрановых балок и стеновых панелей следует располагать необходимые закладные детали.

7.3.15 Колонны с элементами каркаса следует соединять сваркой закладных деталей. В колоннах, расположенных по наружным продольным рядам, закладывают стальные детали для крепления к ним крупноразмерных элементов наружных стен.

Выбор колонн для расчета

7.3.16 Для расчета выбирают колонны, отличающиеся своими геометрическими (длина, размеры сечений и т. п.) или физическими (класс бетона, площадь сечения арматуры) характеристиками. Из колонн одной марки (по несущей способности) рассчитываются наиболее нагруженные.

Так, для регулярных рам при бесконечно жестком диске покрытия (если все колонны крайних и средних рядов одинаковые) обычно рассчитывается вторая от торца или температурного шва колонна по крайнему и среднему ряду, при этом из колонн средних рядов рассчитывается колонна, ближайшая к крайнему ряду. Эти колонны – расчетные, так как в них действуют наибольшие усилия от вынужденных перемещений, в то время как усилия от других нагрузок такие же, как и в остальных колоннах. Сечения колонн крайних поперечных рам не проверяются, если эти колонны такие же, как и соответствующие колонны примыкающей рядовой рамы, и при этом вертикальная нагрузка на них не превышает вертикальной нагрузки на соответствующие колонны рядовой рамы. Колонны крайних поперечных рам следует проверять при действии на них больших местных нагрузок.

7.3.17 Сечения колонн проверяются в месте действия наибольшего момента в пределах каждого участка колонны с постоянным сечением и армированием. Как правило, эти сечения располагаются в месте заделки колонны в фундамент, в месте обрыва арматуры, а для крановой колонны и в месте изменения сечения колонны (выше консоли). При действии нагрузки от мостовых кранов проверяются также сечения, расположенные выше и ниже места приложения вертикальной крановой нагрузки.

7.3.18 Кроме того, проверяются: несущая способность (устойчивость) колонн при центральном сжатии в плоскости наибольшей гибкости с учетом случайного эксцентриситета $e_{сл}$, прочность на местное смятие участков колонн в местах опирания подкрановых балок и конструкций покрытия, прочность консолей для опирания подкрановых балок и конструкций покрытия, надежность заделки колонн в фундаментах.

7.3.19 Колонны сплошного сечения проверяются на внецентренное сжатие. Сечения ветвей двухветвевых колонн рассчитываются на центральное растяжение и внецентренное сжатие, а при проверке трещиностойкости – и на внецентренное растяжение. В случае приложения местных нагрузок непосредственно к растянутой ветви проверяется прочность этой ветви на действие внецентренного растяжения и поперечной силы. Сечения распорок двухветвевых колонн рассчитываются на действие изгибающего момента и поперечной силы.

При действии изгибающих моментов одновременно в плоскости поперечной и продольной рамы расчет как колонн сплошного сечения, так и ветвей двухветвевых колонн производится на совместное действие этих моментов и продольной силы.

Расчетные сочетания усилий в сечениях колонн

7.3.20 Колонны рассчитываются на наиболее неблагоприятные сочетания нагрузок, вызывающие как максимальное сжатие в сечениях колонны (при расчете прочности), так и максимальное растяжение (при расчете прочности и трещиностойкости).

7.3.21 Для сплошных сечений проверяются сочетания нагрузок, при которых в рассматриваемом сечении колонны действуют:

- минимальная продольная сила N_{min} и соответствующий наибольший момент;
- максимальная продольная сила N_{max} и соответствующий наибольший момент;
- максимальный момент M_{max} и соответствующая продольная силы.

При сочетаниях нагрузок, которым соответствует N_{max} или M_{max}, определяется (при заданном сечении колонны) марка бетона и сечение сжатой арматуры, а при сочетаниях, соответствующих N_{min} или M_{max}, – сечение растянутой арматуры.

7.3.22 Для двухветвевых сечений проверяются сочетания нагрузок, при которых в рассматриваемом сечении колонны действуют:

- минимальная продольная сила N_{min} и соответствующие ей наибольший момент и поперечная сила;

- максимальная продольная сила N_{max} и соответствующие ей наибольший момент и поперечная сила;

- максимальный момент M_{max} и соответствующие ему продольная и поперечная силы;

- максимальная поперечная сила Q_{max} и соответствующие ей продольная сила и момент.

Если при N_{max} обе ветви сжаты, а при N_{min} одна сжата, а другая растянута, что выражается условием $N_{max} \geq \frac{M_{пр}}{e_1} > N_{min}$, то опасным для более сжатой ветви может оказаться промежуточное граничное состояние, соответствующее отсутствию продольного усилия в одной ветви; при этом вся поперечная сила передается на сжатую ветвь, вследствие чего моменты в ней резко возрастают. Этому состоянию соответствует продольная сила в сечении колонны $N = \frac{M_{пр}}{e_1}$ продольное усилие в сжатой ветви будет таким же. Здесь момент $M_{пр}$ принимают соответствующим N_{max}, а момент в сжатой ветви определяют, принимая Q также соответствующим N_{max}.

7.3.23 При расчете распорок проверяют сочетание нагрузок, вызывающее в сечении колонны максимальную поперечную силу и растяжение (если оно может быть) в одной ветви.

7.3.24 При сочетаниях нагрузок, вызывающих N_{max}, M_{max} или Q_{max}, определяются (при заданном сечении двухветвевой колонны) марка бетона и сечение сжатой арматуры, а при сочетаниях, вызывающих N_{min}, M_{max} или Q_{max}, – сечение растянутой арматуры.

Особенности расчета двухветвевых колонн

7.3.25 Двухветвевые колонны – это сложные рамные системы. Учитывая свойственные двухветвевым колоннам геометрические параметры и характер основных нагрузок, их следует рассчитывать как рамные стержни с учетом продольных деформаций ветвей, принимая ряд допущений:

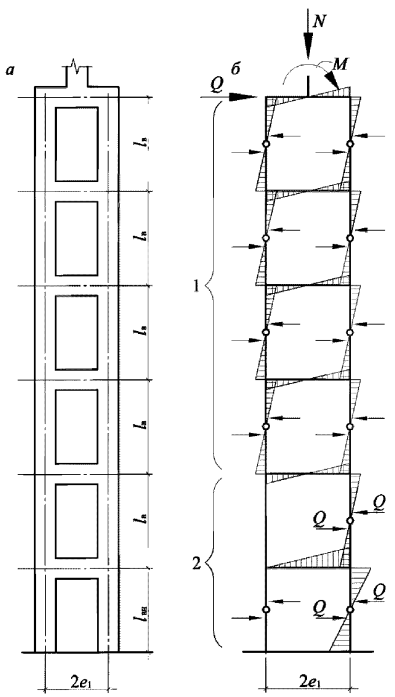
а) продольная (вертикальная) сила в двухветвевом сечении колонны распределяется между ветвями по закону рычага;

б) изгибающие моменты в ветвях определяются из условия, что нулевые точки моментов расположены посередине высоты панели. При расчете в упругой стадии нулевая точка располагается не посередине высоты панели. Однако при образовании трещин и неупругих деформациях бетона и арматуры происходит перераспределение усилий с выравниванием моментов по верху и низу панели и с соответствующим перемещением нулевой точки к середине высоты панели;

в) верхняя распорка колонны принимается бесконечно жесткой, так как ее погонная жесткость во много раз превышает жесткость ветвей и рядовых распорок;

г) при наличии растяжения в ветви в пределах какой-либо панели жесткость на изгиб ветви на этом участке при расчете по предельному состоянию первой группы принимается равной нулю. В этом случае моменты в сжатой ветви и в распорке определяются из условия передачи всей поперечной силы в сечении колонны на сжатую ветвь. Растянутая ветвь при усилиях от нормативных значений нагрузок обладает некоторой жесткостью, поэтому при расчете трещиностойкости по предельному состоянию второй группы считается, что в этой ветви действует момент, значение которого определяется из условия передачи на нее 1/6 поперечной силы в сечении колонны. При расчете по деформированной схеме в этом случае жесткость растянутой ветви принимается равной жесткости на изгиб ее арматурного каркаса.

Расчетная схема двухветвевой колонны приведена на рисунке 7.15.



а – конструктивная схема; *б* – расчетная схема;
1 – обе ветви сжаты; *2* – левая ветвь растянута

Рисунок 7.15 **– Схема двухветвевой колонны**

Особенности расчета фахверковых колонн

7.3.26 Фахверковые колонны рассчитываются как опертые понизу на фундаменты, а поверху – на диск покрытия. Возможно опирание в промежуточном сечении на специальную ветровую ферму, на связи по нижним поясам стропильных конструкций и на тормозные конструкции подкрановых балок.

Опирание фахверковых колонн на фундаменты обычно принимается шарнирным даже при заделке колонны в стакан фундамента, так как ввиду малых вертикальных нагрузок фундаменты получаются небольшими и могут поворачиваться. Однако при заделке фахверковой колонны в стакан фундамента из-за наличия бетонного основания под полы и отпора грунта на боковых поверхностях фундамента в нижнем сечении колонны могут возникать значительные моменты. Допуская образование в этом сечении пластического шарнира, при проверке прочности эти моменты можно не учитывать. При проверке трещиностойкости фахверковые колонны рассчитываются как защемленные в фундаменте. Предпочтительно осуществлять шарнирное соединение фахверковых колонн с фундаментами в упрощенном исполнении – по типу сопряжений стальных фахверковых колонн.

При расчете фундаментов фахверковых колонн считается, что на фундамент в уровне его верха действуют только продольные и поперечные силы.

Учет продольного изгиба колонны

7.3.27 При расчете по недеформированной схеме неблагоприятное влияние продольного изгиба колонны на значение момента в сечениях учитывается при гибкости колонны $\lambda \geq 14$ с помощью коэффициента продольного изгиба η. Гибкость колонны определяется как отношение приведенной длины колонны или ее участка к радиусу инерции сечения в проверяемой плоскости $\lambda = l_0/i$.

В таблице 7.1 и [2] приведены расчетные длины колонн или их участков.

Высоту подкрановой части колонны следует определять от верха фундамента до низа подкрановой балки, а высоту надкрановой части колонны – от верха ступени фундамента до низа стропильной конструкции.

7.3.28 Коэффициент η представляет собой отношение момента в однопролетном шарнирно опертом стержне при продольно-поперечном изгибе к моменту при поперечном изгибе и определяется по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - N / N_{кр}}, \qquad (7.11)$$

где N – продольная сила.

Таблица 7.1 – **Расчетные длины колонн**

Характеристика колонн, зданий и вида нагрузки	Расчетная длина l_0 колонны в плоскости

				поперечной рамы	продольной рамы		
					при наличии связей		при отсутствии связей
					до уровня подкрановых балок	до верха колонны	
Здания с мостовыми кранами	Расчет с учетом крановой нагрузки	Подкрановая (нижняя) часть колонн при подкрановых балках	разрезных	1,5 $H_н$	0,8 $H_н$		1,2 $H_н$
			неразрезных	1,2 $H_н$	0,8 $H_н$		0,8 $H_н$
		Надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	разрезных	2 $H_в$	1,5 $H_в$	1 $H_в$	2 $H_в$
			неразрезных	2 $H_в$	1,5 $H_в$	1 $H_в$	1,5 $H_в$
	Расчет без учета крановой нагрузки	Подкрановая (нижняя) часть колонн зданий	однопролетных	1,5 $H_н$	0,8 $H_н$		1,2 $H_н$
			двух- и многопролетных	1,2 $H_н$	0,8 $H_н$		1,2 $H_н$
		Надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	однопролетных	2,5 $H_в$	1,5 $H_в$	1 $H_в$	2 $H_в$
			двух- и многопролетных	2 $H_в$	1,5 $H_в$	1 $H_в$	1,5 $H_в$
Здания без мостовых кранов	Колонны безконсольные	однопролетных зданий		1,5 H	–	0,8 H	1,2 H
		двух- и многопролетных зданий		1,2 H			

7.3.29 При вынужденном перемещении верхних опор колонн, заделанных понизу, момент от действия продольной силы в заделке колонны уменьшается, а в промежуточных сечениях, увеличивается незначительно. Поэтому при расчете сечений влияние продольного изгиба на значение усилий от вынужденных перемещений обычно не учитывается. В этом случае эксцентриситет приложения продольной силы e_0 относительно центра тяжести бетонного сечения равен

$$e_0 = \frac{M\eta + n_c M_t + n_c M_L}{n}, \qquad (7.12)$$

где M – суммарный момент, за исключением момента от температурных перемещений M_t и момента от удлинения нижних граней конструкций покрытия M_L;

n_c – коэффициент сочетания нагрузок.

При определении e_0 необходимо учитывать случайный эксцентриситет e_a согласно 8.1.7 СП 63.13330.2012.

Знак эксцентриситета e_a принимается таким, чтобы суммарный эксцентриситет e_0 достиг наибольшего абсолютного значения.

7.3.30 В плоскости продольной рамы двухветвевые колонны рассчитываются как прямоугольные ступенчатые колонны с шириной сечения двухветвевой части, равной удвоенному размеру ветви в плоскости поперечной рамы. При определении усилий от вынужденных перемещений при наличии растяжения в одной ветви колонны, вызванного работой колонны в плоскости поперечной рамы, работа этой растянутой ветви в продольном направлении не учитывается. Полученные при этом расчете усилия передаются на сжатую ветвь, которая проверяется на совместное действие усилий в плоскости поперечной и продольной рам.

Расчет сечений колонн

7.3.31 Расчет сечений колонн при заданных размерах заключается в определении класса бетона и площади сечения рабочей арматуры по усилиям, полученным в результате статического расчета рам. Расчет колонн производится на прочность (предельные состояния первой группы), по перемещениям и раскрытию трещин (предельные состояния второй группы). Колонны на выносливость обычно не рассчитывают.

7.3.32 Расчет на прочность в стадии эксплуатации и хранения производится на воздействие расчетных нагрузок, а в стадиях изготовления, транспортирования и монтажа – на воздействие нормативных нагрузок с учетом коэффициента динамичности, который следует принимать согласно 5.1.6 СП 63.13330.2012.

При расчете прямоугольных сечений по первому случаю (когда относительная высота условной сжатой зоны сечения ξ в обоих направлениях меньше или равна относительной высоте условной сжатой зоны ξ_s, соответствующей достижению в арматуре напряжений R_s) прочность сечения при действии моментов в направлении обеих осей симметрии допускается определять по формуле

$$\frac{M_x^2}{M_{x\text{пр}}^2}+\frac{M_y^2}{M_{y\text{пр}}^2}\le 1, \qquad (7.13)$$

где M_x и M_y – составляющие моменты от внешней нагрузки в плоскости поперечной и продольной рам, определенные с учетом влияния продольного изгиба колонны;

$M_{x\text{пр}}$ и $M_{y\text{пр}}$ – предельные расчетные моменты, которые могут быть восприняты сечением при внецентренном его сжатии заданной продольной силой N, эксцентрично приложенной в плоскостях X и Y.

7.3.33 По перемещениям, как правило, рассчитываются только фахверковые колонны. Расчет по перемещениям основных колонн производится для зданий с тяжелым режимом работы кранов по аналогии с

расчетом стального каркаса, при этом жесткость колонн принимается с учетом наличия трещин.

7.3.34 Колонны рассчитываются по раскрытию трещин в стадии эксплуатации на кратковременное действие всех неблагоприятных нагрузок, а также на длительное действие постоянных и длительно действующей части временных нагрузок. В обоих случаях принимаются нормативные значения нагрузок. Предельное раскрытие трещин не должно превышать значений, приведенных в 8.2.6 СП 63.13330.2012, а для конструкций подверженных воздействию агрессивных сред – значений, приведенных в 5.4.11 СП 28.13330.2017.

Расчет по раскрытию трещин на стадиях изготовления, хранения, транспортирования и монтажа производят, принимая нормативное значение нагрузок с учетом коэффициента динамичности для стадий изготовления, транспортирования и монтажа и рассматривая эти нагрузки как кратковременные. Предельное раскрытие трещин в этих случаях составляет 0,4 мм.

Конструирование колонн

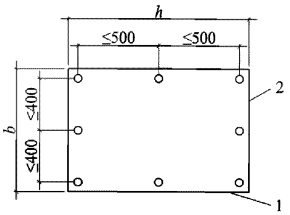
Продольное армирование

7.3.35 Суммарную площадь продольной стержневой арматуры, отнесенной ко всему сечению (процент армирования), рекомендуется принимать не более 4 %.

Продольная рабочая арматура внецентренно сжатых в одной плоскости колонн располагается по граням, перпендикулярным к плоскости изгиба колонн. При изгибе в двух направлениях продольную рабочую арматуру целесообразно концентрировать в углах сечения.

7.3.36 Колонны обычно армируются симметрично, поскольку они чаще всего испытывают действие изгибающих моментов, противоположных по знаку и близких по значению, а также ввиду преимуществ, получаемых в этом случае как при изготовлении колонн, так и при монтаже. В отдельных случаях, когда противоположные по знаку моменты резко различаются по значению (например, в верхних участках ступенчатых колонн крайних рядов зданий с мостовыми кранами), колонны армируются несимметрично.

Расстояния между осями арматуры следует принимать в соответствии с 10.3.8 СП 63.13330.2012. По граням колонн, перпендикулярным к плоскости изгиба, при ширине этих граней до 400 мм устанавливается не менее двух продольных рабочих стержней арматуры; при большей ширине рабочие стержни устанавливаются на расстояниях не более 400 мм (рисунок 7.16). По граням колонны, параллельным к плоскости изгиба, при ширине этих граней более 500 мм устанавливается конструктивная продольная арматура (если эта арматура не поставлена по расчету), так чтобы расстояние между продольными стержнями составляло не более 500 мм. Диаметр продольных рабочих стержней колонн принимается не менее 16 мм и не более 40 мм, диаметр продольных стержней конструктивной арматуры 12 мм.



1 – грань, параллельная плоскости изгиба; *2* – грань, перпендикулярная к плоскости изгиба

Рисунок 7.16 **– Размещение продольной арматуры в сечении колонны**

В одном плоском каркасе продольные рабочие стержни рекомендуется принимать одного диаметра. При применении двух различных диаметров они должны отличаться не менее чем на два номера по сортаменту арматуры.

При необходимости продольные стержни допускается располагать без зазора между ними в соответствии с 10.3.5 СП 63.13330.2012.

7.3.37 Стержни рабочей арматуры, подбираемые по наиболее напряженным сечениям, могут обрываться в соответствии с огибающей эпюрой моментов и продольных сил. В колоннах сплошного сечения обрываемые продольные стержни заводятся за нормальное к оси колонны сечение (в котором они уже не требуются по расчету) на длину не менее w. В двухветвевых колоннах обрываемые стержни заводятся за ось распорки, отделяющей панель, в которой они уже не требуются по расчету, на длину не менее w. Значение w определяется по формуле

$$w = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d_s; \tag{7.14}$$

при этом, если $\frac{Q}{2q_{sw}} > h_0$, $w = 2h_0\left(1 - \frac{q_{sw}h_0}{Q}\right) + 5d_s$, (7.15)

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}n}{s_w}, \tag{7.16}$$

где Q – расчетная поперечная сила (соответствующая случаю загружения, для которого определена точка теоретического обрыва) в сечении, соответствующем месту теоретического обрыва стержней;

d_s – расчетный диаметр обрываемого стержня;

q_{sw} – усилие в поперечной арматуре на единицу длинны элемента;

A_{sw} – площадь сечения одного поперечного стержня или одной ветви хомута в плоскости изгиба;

n – число поперечных стержней или ветвей хомутов, расположенных в плоскости изгиба в рассматриваемом сечении;

s_w – расстояние между поперечными стержнями или хомутами.

В любом случае обрываемые в соответствии с огибающей эпюрой моментов и продольных сил сжатые и растянутые продольные стержни

должны заводится на длину не менее l_{an}, принимаемую по расчету в соответствии с 10.3.25 СП 63.13330.2012.

Продольная арматура верхнего участка в крановых колоннах (в месте изменения сечения колонны) заделывается также в бетоне нижнего участка на длину l_{an}.

При стыковке рабочей арматуры внахлестку длину перепуска следует определять в соответствии с 10.3.30 СП 63.13330.2012.

Поперечное армирование

7.3.38 Поперечная арматура колонн обеспечивает закрепление сжатых стержней от их бокового выпучивания и прочность наклонных сечений колонн. Места пересечений поперечной арматуры с продольной свариваются (при сварных каркасах) или связываются вязальной проволокой (при вязаных каркасах).

В местах стыкования продольной рабочей арматуры внахлестку без сварки поперечные стержни ставятся на расстоянии не более 10 d и не более 300 мм.

Если площадь требуемой по расчету сжатой продольной арматуры составляет с одной стороны сечения более 1,5 %, то поперечные стержни и хомуты устанавливаются на расстоянии не более 10 d.

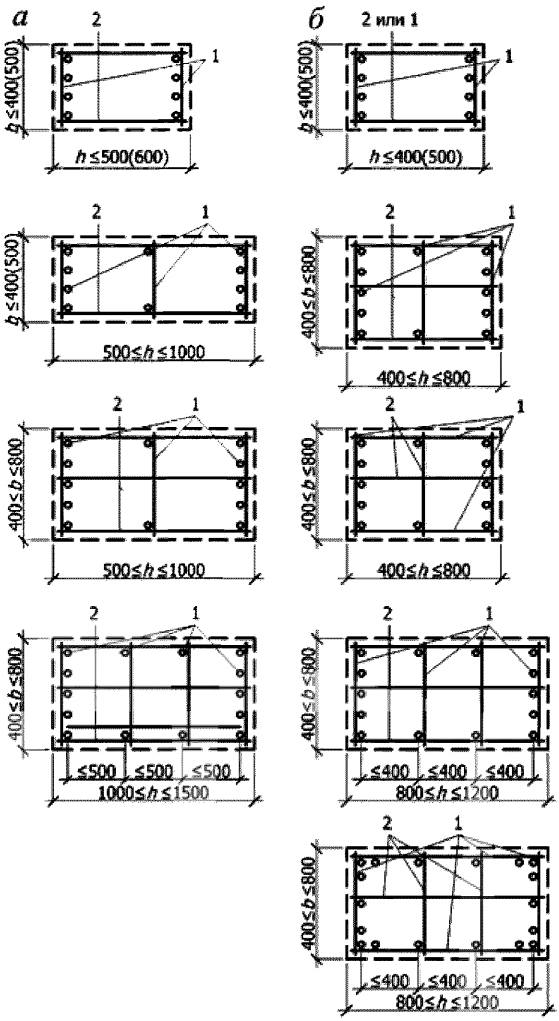
При назначении расстояния между поперечными стержнями и хомутами не принимаются во внимание сжатые продольные стержни конструктивной арматуры диаметром 12 мм, не учитываемые в расчете.

7.3.39 В крановых колоннах крайних рядов, когда одна грань верхнего и нижнего участков колонны совпадает, по верху нижнего участка предусматривается поперечная (горизонтальная) арматура, площадь которой назначается из условия восприятия ею всей поперечной силы, действующей в данном сечении.

Арматурные каркасы

7.3.40 Колонны рекомендуется армировать пространственными сварными каркасами. При отсутствии соответствующего сварочного оборудования каркасы допускается изготовлять вязаными.

Пространственные сварные каркасы образуются путем соединения плоских каркасов с помощью соединительных стержней и непосредственно друг с другом (рисунок 7.17). На этом рисунке для колонн, внецентренно сжатых в одной плоскости, h – ширина грани, параллельной плоскости изгиба, b – ширина грани, перпендикулярной к плоскости изгиба; для колонн, внецентренно сжатых в обеих плоскостях, b – меньший размер сечения, h – больший размер сечения.



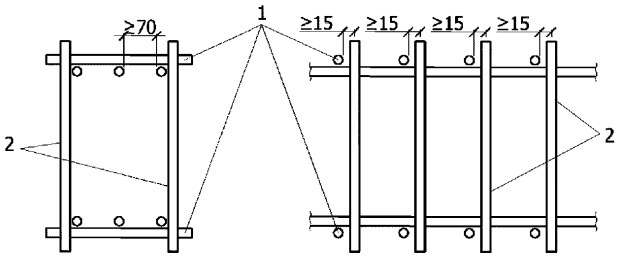
а – колонны, внецентренно сжатые в одной плоскости; *б* – колонны, внецентренно сжатые в обеих плоскостях; *1* – плоский каркас; *2* – соединительный стержень (поперечный привариваемый стержень или шпилька)

***Рисунок 7.17* – Примеры конструкций пространственных сварных каркасов колонн**

Если крайние плоские сварные каркасы, расположенные у противоположных граней, с промежуточными продольными стержнями, то они, по крайней связываются с продольными стержнями противоположной грани с помощью поперечных стержней или шпилек, устанавливаемых по длине каркаса на том же расстоянии, что и поперечные стержни плоских каркасов. Такие соединительные стержни не ставят при ширине грани до 500 мм, если число продольных стержней у этой грани не более четырех.

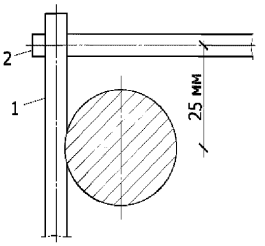
Плоские каркасы объединяют в пространственный каркас, приваркой соединительных поперечных стержней.

7.3.41 При диаметрах продольных стержней не более 25 мм и расстоянии в свету между продольными крайними стержнями не менее 70 мм (рисунок 7.18) соединительные поперечные стержни приваривают к продольным стержням плоских каркасов контактной точечной сваркой с помощью сварочных клещей. Соединительные стержни приваривают клещами к поперечным стержням плоских каркасов (рисунок 7.19), при этом расстояние между осями продольного и соединительного стержней принимается 25 мм, т. е. минимальным из условия применения клещей, и размер *c* (рисунок 7.20) соответственно увеличивается.



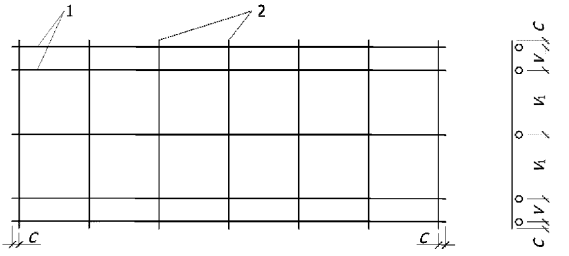
1 – плоские сварные каркасы; *2* – поперечные отдельные стержни, привариваемые точечной сваркой к продольным стержням плоских каркасов

***Рисунок 7.18* – Конструкции сварного пространственного каркаса**



1 – поперечный стержень плоского каркаса; *2* – соединительный стержень

***Рисунок 7.19* – Деталь сварки пространственного каркаса**



1 – продольные стержни; *2* – поперечные стержни

Рисунок 7.20 **– Схема плоского сварного арматурного каркаса**

При образовании общего пространственного сварного каркаса колонны отдельные поперечные стержни плоских каркасов при пересечении их другим плоским каркасом или закладной деталью (например, в месте сопряжения сварных каркасов распорки и ветви в двухветвевой колонне) можно вырезать, при этом вместо вырезанных поперечных стержней должны быть предусмотрены шпильки.

Если на заводе-изготовителе отсутствуют сварочные клещи, то плоские сварные каркасы объединяют в пространственные с помощью шпилек. Для мощных колонн могут оказаться целесообразными пространственные каркасы, собираемые путем соединения крайних продольных стержней плоских каркасов дуговой сваркой прерывистыми фланговыми швами.

При наличии соответствующих гибочных машин пространственные каркасы изготовливают из плоских арматурных сеток.

7.3.42 Пространственные вязаные каркасы состоят из продольных стержней и хомутов или шпилек (рисунки 7.21 и 7.22). Длины хомутов и шпилек назначаются с учетом устройства крюков для охвата продольных стержней. Для этого при составлении спецификации арматуры к периметру хомутов или к длине шпилек прибавляется 150 мм – при диаметре рабочей арматуры d = 25 мм, 180 мм – при d = 28 и 32 мм, 210 мм – при d = 36 и 40 мм. Длины крюков подсчитаны при диаметре поперечной арматуры от 6 до 10 мм.

Конструкция хомутов в вязаных каркасах должна быть такой, чтобы продольные стержни (по крайней мере через один) располагались в местах перегиба хомутов, а перегибы – на расстояниях не более 400 мм по ширине грани колонны, перпендикулярной к плоскости изгиба, и не более 500 мм по ширине грани, параллельной плоскости изгиба. При ширине грани не более 400 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех охват всех продольных стержней производится одним хомутом.

7.3.43 При проектировании пространственных каркасов предусматриваются крестовые связи для придания каркасу необходимой жесткости при транспортировании. Связи устраиваются не реже чем через 6 м и не менее двух на каркас.

Длина продольных стержней каркасов назначается так, чтобы исключить устройство стыков. В случае необходимости соединения заготовок арматурных стержней по длине, применяется контактная стыковая сварка.

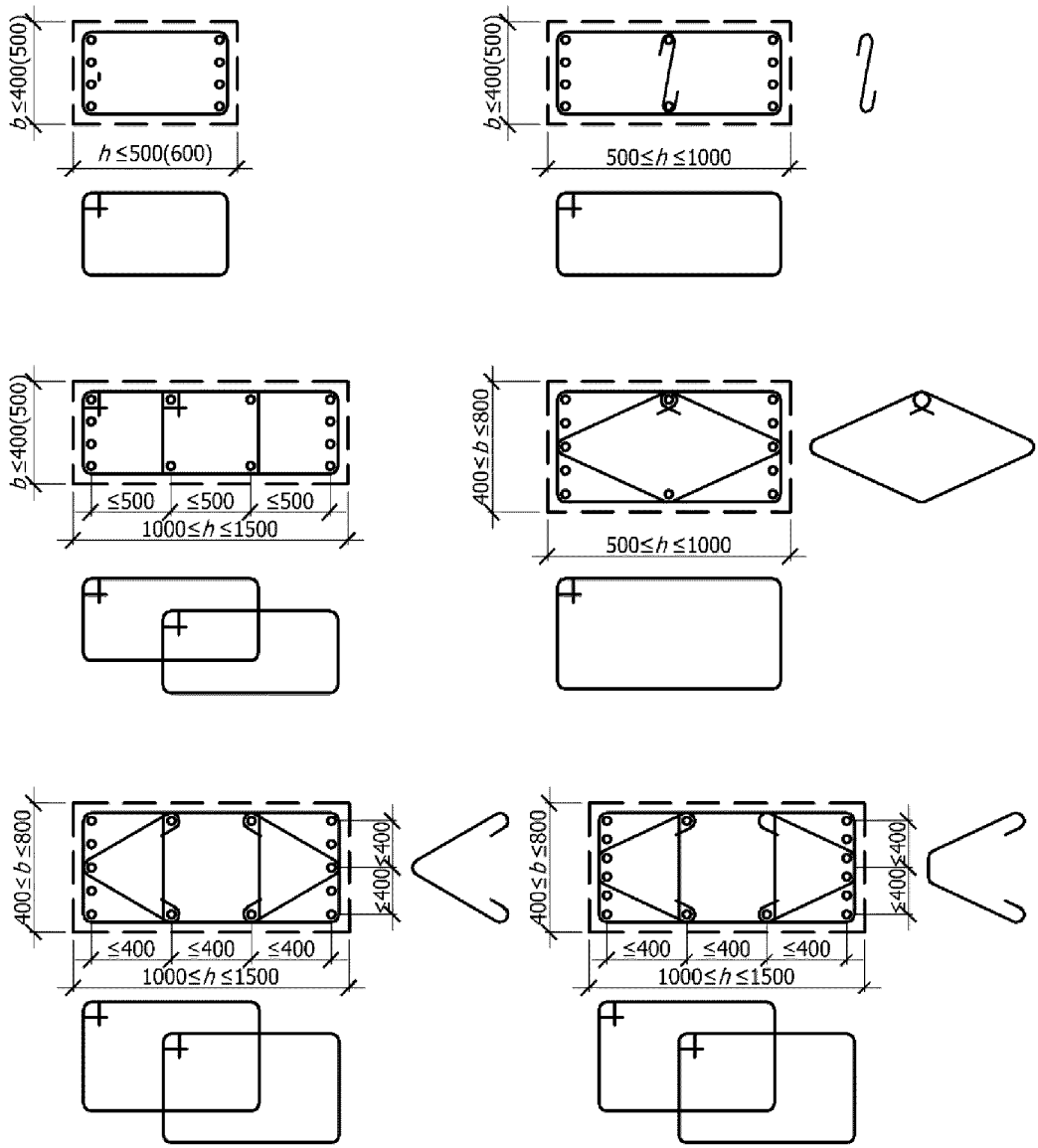


Рисунок 7.21 – Примеры конструкций вязаных каркасов колонн, внецентренно сжатых в одной плоскости

Примечание – В скобках приведены размеры граней при толщине защитного слоя до продольной арматуры не менее 25 мм.

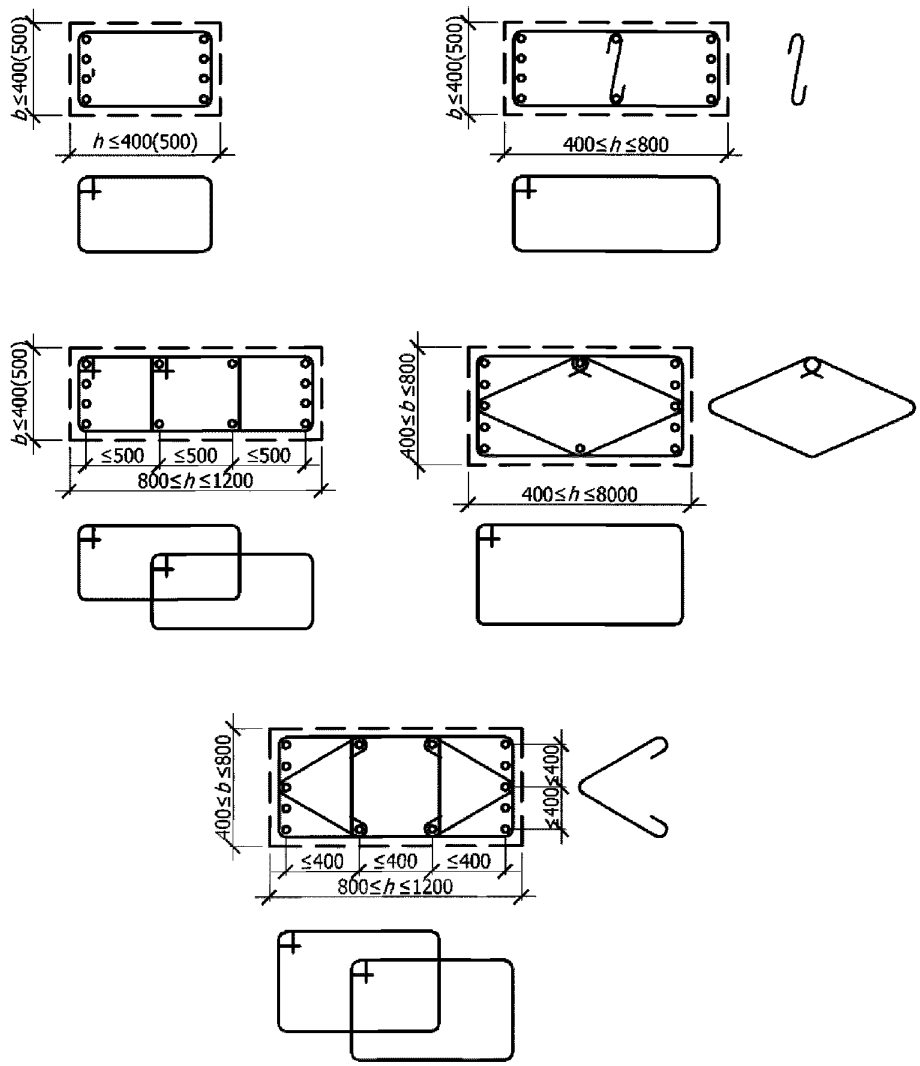


Рисунок 7.22 **– Примеры конструкций вязаных каркасов колонн, внецентренно сжатых в обеих плоскости**

Примечание – В скобках приведены размеры граней при толщине защитного слоя до продольной арматуры не менее 25 мм.

7.3.44 В двухветвевых колоннах при растяжении одной из ветвей должна быть обеспечена прочность по контакту бетона замоноличивания со стаканом фундамента и с колонной. Прочность по контакту с колонной определяется условием

$$N_{\text{р}} \leq 2\,(b + h)\,h_{an}\,R_{bond}, \qquad (7.17)$$

где $N_{\text{р}}$ – растягивающая сила в ветви;

h – высота сечения ветви;

R_{bond} – расчетное сопротивление сцепления, принимаемое равным $0{,}2R_{bt}$ – при изготовлении колонны в металлической опалубке и $0{,}4R_{bt}$ – при изготовлении колонны в деревянной опалубке; при этом расчетное сопротивление растяжения бетона R_{bt} принимается как для бетона замоноличивания.

При изготовлении стакана фундамента в металлической опалубке дополнительно проверяется прочность контакта бетона замоноличивания с бетоном стакана по условию

$$N_p \le (2\,h_H + h - b + 0{,}2)\,h_{an}\,R_{bond}, \qquad (7.18)$$

где расчетное сопротивление сцепления R_{bond} принимается равным $0{,}18R_{bt}$.

Если не выполняется условие (7.17), в колонне предусматриваются шпонки, расчет которых следует выполнять согласно приложению Е СП 63.13330.2012.

Для удобства распалубливания в шпонках предусматриваются скосы. Шпонки располагаются на расстоянии не менее 200 мм от верха стакана фундамента.

7.3.45 Продольная рабочая арматура колонн заводится за верхнюю грань стаканной части фундамента на длину не менее l_{an}, которую следует определять в соответствии с 10.3.25 СП 63.13330.2012.

Размеры консолей

7.3.46 Для опирания подкрановых балок, стропильных конструкций, фундаментных балок и т. п. в колоннах устраиваются железобетонные короткие консоли, размеры которых приведены на рисунке 7.23. Короткими называются консоли, в которых вылет $l_к$ не превышает 0,9 рабочей высоты консоли h_0 в месте примыкания к грани колонны. Консоли, несущие местную, как правило, относительно небольшую нагрузку (рабочие площадки, лестницы, трубопроводы и т. п.), а также размещаемые перпендикулярно к плоскости основных железобетонных консолей (подкрановых и для опирания стропильных конструкций), устраиваются в виде стальных столиков, привариваемых к закладным деталям колонн.

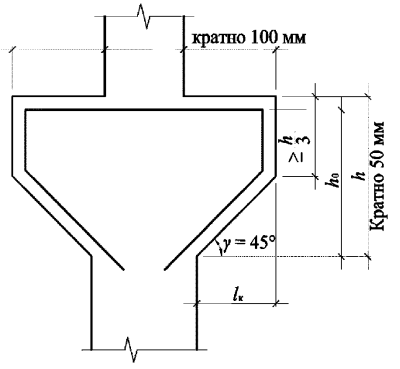


Рисунок 7.23 **– Размеры подкрановой консоли (*h* – не менее 200 мм и кратно 100 мм; $l_к$ – не менее 200 мм, кратно 50 мм до 400 мм и далее кратно 100 мм)**

7.3.47 Вылет консоли $l_к$ назначается из условия обеспечения опирания конструкции с учетом возможности неблагоприятного ее смещения вследствие неточности монтажа. Рабочая высота короткой консоли определяется прочностью наклонных сечений на действие поперечной силы.

Угол наклона γ сжатой грани принимается равным 45°, высота свободного края консоли – не менее 1/3 высоты консоли в месте ее примыкания к колонне.

Рабочая высота h_0 подкрановой консоли при расположении крановой нагрузки в пределах вылета консоли (рисунок 7.24, *а*), т. е. при $c \geq 0{,}5b_1$ определяется по формулам:

$$h_0 \geq \sqrt{\frac{Q \cdot c}{1{,}2 \cdot \gamma_b \cdot R_{bt} \cdot b}}, \tag{7.19}$$

$$h_0 \geq \frac{Q}{R_{bt} \cdot b}, \tag{7.20}$$

где Q – вертикальная нагрузка на консоль;

b_1 – ширина площадки опирания подкрановой балки (для стальных балок с учетом стальной опорной плиты);

b – ширина колонны и консоли;

c – расстояние от оси кранового рельса до ближайшей грани подкрановой части колонны с учетом неблагоприятного его смещения вследствие неточности монтажа, принимаемого равным 3 см;

γ_b – коэффициент условий работы, учитывающий влияние динамичности и многократного приложения нагрузки и принимаемый равным 0,75 для кранов тяжелого режима работы и 1 – для кранов легкого и среднего режимов работы.

7.3.48 При расположении части крановой нагрузки в пределах сечения колонны (рисунок 7.24, *б*, *в*), т. е. при $c < 0{,}5b_1$ консоль рассчитывается только на ту часть нагрузки, которая располагается в пределах вылета консоли. В этом случае значение Q в формулах (7.19) и (7.20) следует умножать на соотношение $\frac{0{,}5b_1 \pm c}{b_1}$, а c в формуле (7.19) заменять на $c_1 = 0{,}5(0{,}5b_1 \pm c)$, где знак плюс принимается при расположении оси подкрановой балки вне сечения подкрановой части колонны (рисунок 7.24, *б*), а знак минус – внутри сечения подкрановой части (рисунок 7.24, *в*).

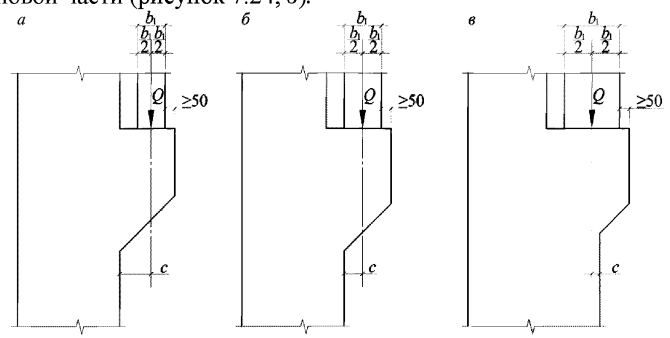


Рисунок 7.24 **– Схемы приложения крановой нагрузки на консоль**

7.3.49 Рабочая высота консоли для опирания стропильных конструкций при расположении нагрузки в пределах вылета консоли (рисунок 7.25, *а*), т. е. при $l_{оп} \le l_к - a$, определяется по формулам (7.20) и (7.21):

$$h_0 \ge \sqrt{\frac{Q \cdot (l_к - a - 0,5 l_{оп})}{1,2 \cdot R_{bt} \cdot b}}, \qquad (7.21)$$

где Q – вертикальная нагрузка, передающаяся со стропильной конструкции на колонну;

a – расстояние от наружной грани подкладки до грани консоли;

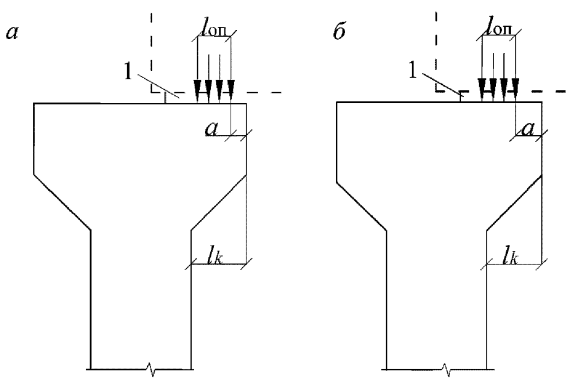
$l_{оп} = \dfrac{Q}{R_b \cdot b_б}$ – длина условной площадки опирания стропильной конструкции;

$b_б$ – ширина стропильной конструкции или ширина колонны, если она меньше ширины стропильной конструкции; b – ширина колонны и консоли.

При расположении части нагрузки за пределами вылета консоли (рисунок 7.25, *б*), т. е. при $l_{оп} > l_к - a$, рабочая высота консоли определяется по формулам (7.20) и (7.22):

$$h_0 \ge \sqrt{\frac{Q \cdot (l_к - a) \cdot (l_к - a - 0,5 l_{оп})}{1,2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot l_{оп}}}, \qquad (7.22)$$

при этом значение Q в формуле (7.22) следует умножить на значение $(l_к - a)/l_{оп}$.



1 – прокладка

Рисунок 7.25 **– Схема приложения нагрузки от покрытия на консоль**

Армирование консолей

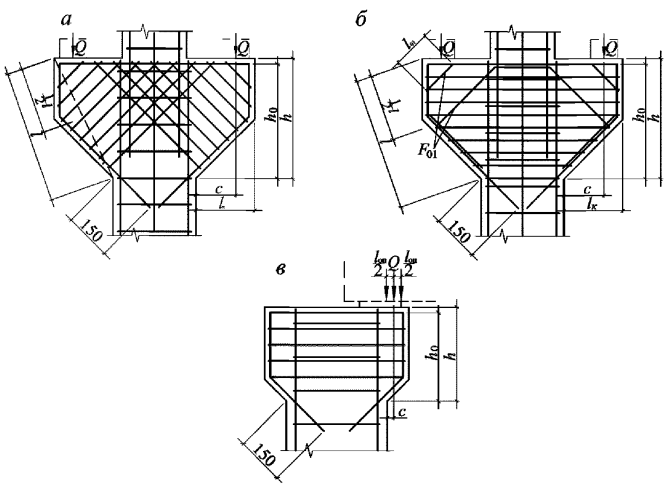
7.3.50 Сечение продольной арматуры консолей подбирается по увеличенному на 25 % моменту, действующему по грани примыкания консоли к нижележащему участку колонны от нагрузки, приложенной в пределах вылета консоли. Увеличение момента обусловлено необходимостью учета

концентрации напряжений в месте примыкания консоли к колонне, а также некоторой неопределенностью места наиболее напряженного сечения и плеча внутренней пары сил в консоли. Расчет продольной арматуры коротких консолей следует выполнять по приложению Ж СП 63.13330.2012.

Консоли армируются продольной арматурой, окаймляющей консоль, отогнутыми стержнями и хомутами (наклонными или горизонтальными) или поперечными стержнями. В качестве продольной арматуры и отогнутых стержней обычно используется сталь тех классов, что и для продольной арматуры колонн, т. е. классов А400 и А500С. В качестве хомутов и поперечных стержней используется сталь класса А240.

Пространственные арматурные каркасы консолей образуются из плоских сварных каркасов, объединенных хомутами и поперечными стержнями. При сложном армировании консолей (большое число пересекающихся стержней, наличие закладных деталей для крепления связей в пределах консоли и т. п.) каркасы выполняются вязаными.

При высоте консоли в месте примыкания к колонне $h \le 2{,}5\ l_к$ консоли армируются (кроме окаймляющей арматуры) наклонными хомутами (рисунок 7.26, *а)*, при $h > 2{,}5\ l_к$ – отогнутыми стержнями и горизонтальными хомутами (рисунок 7.26, *б)*, при $h > 3{,}5\ l_к$ и $P \le R_{bt} b h_0$ – горизонтальными хомутами (рисунок 7.26, *в)*.



а – армирование наклонными хомутами; *б* – армирование отогнутыми стержнями и горизонтальными хомутами; *в* – армирование горизонтальными хомутами и поперечными стержнями

***Рисунок 7.26* – Армирование консоли**

Диаметр хомутов принимается как для сечения колонны, шаг хомутов не более 150 мм и не более $h/4$. Диаметр отогнутых стержней не более 1/15 длины отгиба $l_{от}$ (рисунок 7.26, *б*) и не более 25 мм. Суммарное сечение отгибов и наклонных стержней, пересекающих верхнюю половину наклонной линии, которая соединяет крайние точки в пределах вылета консоли (рисунок 7.26, *а*, *б*), принимается не менее $0{,}002bh_0$ (по условиям ограничения раскрытия трещин).

7.3.51 При односторонней консоли, расположенной не в уровне верха колонны, продольная арматура консоли заводится за грань колонны на расстояние, принимаемое не менее значения l_{an}, которое следует определять в соответствии с 10.3.25 СП 63.13330.2012. При невозможности выполнения этого требования производится отгиб арматуры или приварка к концам стержней анкерующих пластин или закладных деталей. В любом случае продольная арматура консолей доводится до противоположной грани колонны.

При односторонней консоли, расположенной на уровне верха колонны, продольная арматура консоли заводится в тело колонны, вниз от верхней грани, на расстояние не менее значения l_{an}.

Стержни, окаймляющие консоль, а также нижние концы отогнутых стержней заводятся в толщу бетона колонны за пределами консоли на 150 мм (рисунок 7.26).

Элементы двухветвевых колонн

7.3.52 На нижнем конце двухветвевой колонны устраивается распорка ниже уровня пола. Привязка этой распорки назначается из условий унификации опалубочных форм колонн, условий транспортирования и монтажа. Наилучшие условия транспортирования и монтажа обеспечиваются, когда нижняя грань распорки совпадает с нижней гранью колонны. В распорке, располагаемой в пределах высоты стакана фундамента, предусматриваются отверстия для облегчения бетонирования при заделке стакана.

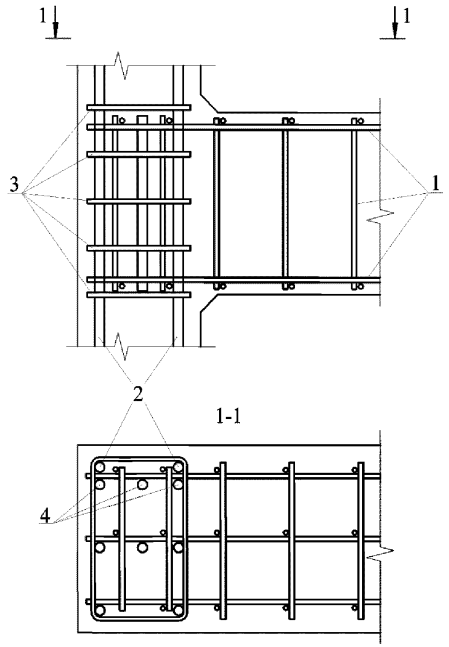
Переход от грани ветви к грани распорки устраивается плавным. Для обеспечения удобства распалубливания в «окнах», образуемых ветвями и распорками, со всех четырех сторон предусматриваются уклоны граней, равные 3 % – 4 %.

Все рядовые распорки принимаются одинаковой высоты, равной одной-двум высотам ветвей. Высота верхней распорки, в месте перехода сечения колонны от двухветвевого к прямоугольному, принимается не менее удвоенной высоты рядовой распорки.

Высота распорки, располагаемой в пределах стакана фундамента, принимается не менее 200 мм.

Ширина распорок принимается равной ширине ветви. При обеих сжатых ветвях армирование распорок принимается симметричным. При наличии растяжения в одной из ветвей колонны (в этом случае отрицательный момент

в распорке значительно превышает положительный) продольное армирование распорок принимается несимметричным (рисунок 7.27).



1 – каркас распорки; *2* – каркас ветви; *3* – дополнительные хомуты; *4* – дополнительные поперечные вертикальные стержни

Рисунок 7.27 **– Пример армирования узла примыкания рядовой распорки к ветви двухветвевой колонны**

7.3.53 Продольные стержни распорок заделываются в ветвях; длина заведения стержней за грань ветви должна быть не менее значений l_{an}, в соответствии с 10.3.25 СП 63.13330.2012. Если требуемая длина заведения стержней превышает высоту сечения ветви, то по концам стержней приваривают дополнительные поперечные стержни того же диаметра (рисунок 7.27) или шайбы и т. п. В пределах узла сопряжения рядовой распорки с ветвью устанавливают, с шагом не более 100 мм, горизонтальные хомуты и дополнительную вертикальную поперечную арматуру, которую приваривают к продольным стержням распорки. Диаметр стержней этой арматуры принимают равным диаметру продольных стержней распорки.

Верхняя распорка армируется продольной рабочей арматурой, располагаемой по верхней и нижней граням распорки, горизонтальными и вертикальными хомутами (стержнями) и отгибами (рисунок 7.28). При

устройстве в уровне верхней распорки подкрановых консолей учитываются требования, предъявляемые к подкрановым консолям.

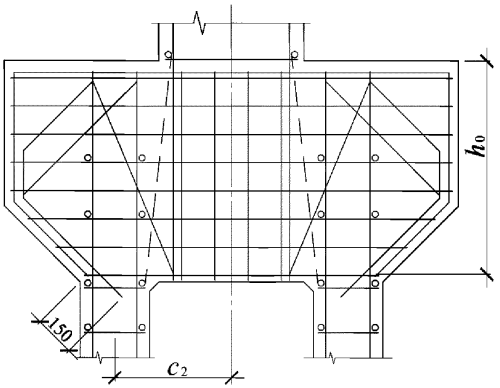
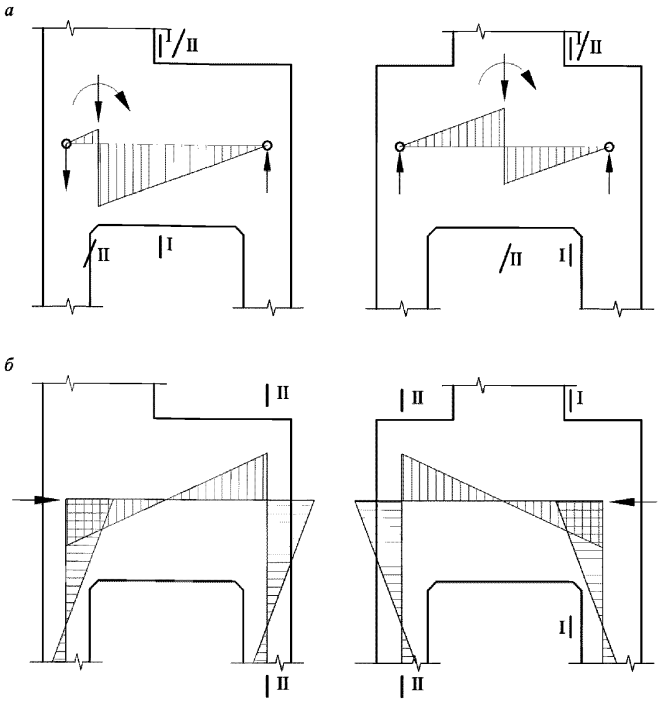


Рисунок 7.28 **– Армирование верхней распорки крановой двухветвевой колонны среднего ряда**

При действии вертикальной нагрузки и сосредоточенного момента усилия в верхней распорке определяются как в шарнирно опертой балке с пролетом, равным расстоянию между осями ветвей (рисунок 7.29). При действии горизонтальных нагрузок усилия в верхней распорке можно определять как в элементе рамы, считая эту распорку бесконечно жесткой. Нижняя продольная рабочая арматура верхней распорки принимается большей из расчета сечения, нормального к ее продольной оси, на действие положительного момента по грани верхнего прямоугольного участка колонны (рисунок 7.29, сечение *I–I*) и из расчета сечения, наклонного к ее продольной оси, на действие наибольшего положительного момента в пределах расстояния между гранями ветвей (рисунок 7.29, сечение *II–II)*. Верхняя продольная рабочая арматура подбирается по большему из отрицательных моментов, действующих по грани верхнего прямоугольного участка колонны и по оси ветви (рисунок 7.29, сечение *II–II)*. При наличии в уровне распорки подкрановых консолей момент от крановой нагрузки учитывается дополнительно в соответствии с 7.3.46–7.3.49. Общее число верхней продольной арматуры распорки должно обеспечивать восприятие всей поперечной силы, действующей в верхнем участке колонны.

Шаг горизонтальных стержней или хомутов в верхней распорке принимается не более 150 мм и не более четверти высоты распорки. Шаг вертикальных стержней или хомутов – не более 200 мм. Суммарная площадь горизонтальных хомутов – не менее $0{,}001bh_0$, где h_0 – рабочая высота распорки. Отгибы в распорке должны пересекать нижнюю половину наклонной линии, идущей от угла примыкания верхнего участка колонны к углу примыкания ветви (показаны пунктиром на рисунке 7.28); сечение

отгибов должно быть не менее 0,002 bh_0. При $Q \le R_{bt}bh_0$ отгибы не предусматриваются.



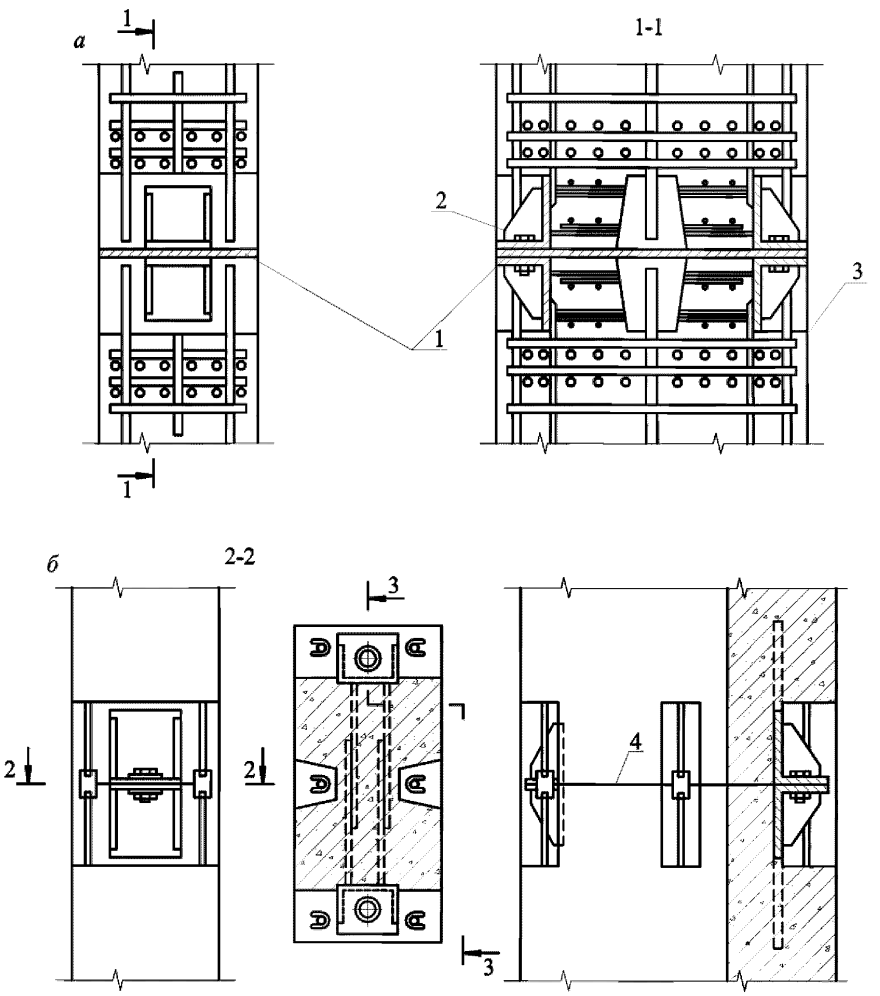
а – действие вертикальной силы и сосредоточенного момента; *б* – действие горизонтальной силы

***Рисунок 7.29* – Расчетные схемы и эпюры изгибающих моментов в верхних распорках двухветвевых колонн**

7.3.54 При устройстве проема в колонне в уровне подкрановых балок он окаймляется сверху и снизу горизонтальными стержнями. Площадь сечения этих стержней (с каждой стороны) назначается из условия восприятия ими не менее половины поперечной силы в данном сечении колонны. Диаметр стержней – не менее 16 мм.

Расчет и армирование участка колонны над проемом при $h < 5c_1$ и $Q \ge 0{,}6 R_{bt}bh_0$ производятся по аналогии с расчетом и армированием верхней распорки. Здесь h и h_0 – полная и рабочая высоты участка над проемом; c_1 – расстояние от вертикальной оси проема до внутренней грани ветви; Q – поперечная сила в участке над проемом, определяемая как для верхней распорки.

7.3.55 Высокие двухветвевые железобетонные колонны при отсутствии необходимого подъемно-транспортного оборудования могут изготовляться из двух частей и стыковаться при монтаже. Пример решения стыка колонны, изготовленной с применением разделительного стального листа, приведен на рисунке 7.30.



а – армирование ветви в месте стыка; *б* – стык ветви на монтаже (до замоноличивания);
1 – разделительный лист; *2* – болт; *3* – поддон; *4* – стык бетонных поверхностей

Рисунок 7.30 **– Пример стыка ветви двухветвевой колонны**

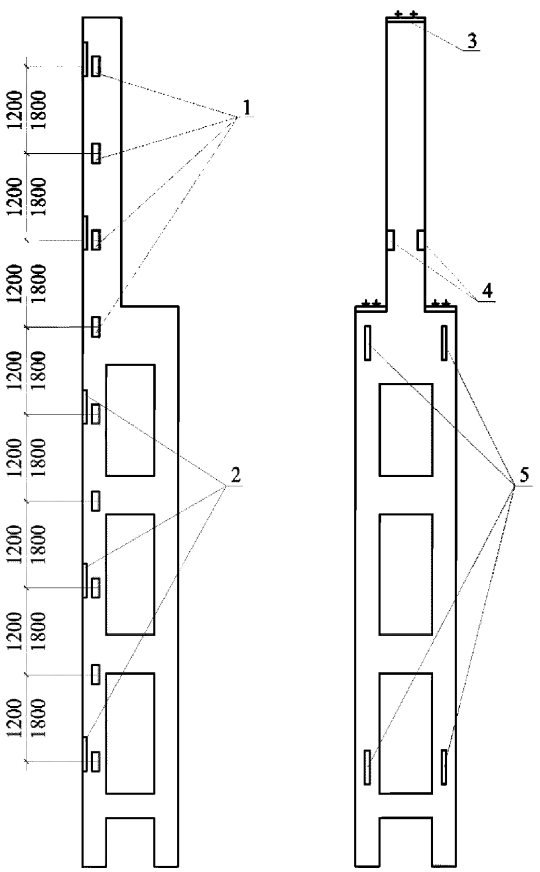
Закладные детали и сетки

7.3.56 В местах сопряжений колонн с примыкающими элементами зданий (стропильными и подстропильными конструкциями, стенами, подкрановыми балками, связями и т. д.) в колоннах предусматриваются закладные детали (рисунок 7.31), а при необходимости и местное усиление с помощью сеток,

шпилек и т. п. Закладные детали состоят из выступающих на поверхность бетона элементов из профильной или полосовой стали и анкеров, обеспечивающих заделку наружных элементов закладной детали в бетоне колонны.

Сетки проектируются сварными, с квадратными ячейками размером 50–70 мм, но не более четверти меньшей стороны сечения колонны.

7.5.57 Конструирование и расчет закладных деталей, а также сеток косвенного армирования производятся в соответствии с СП 16.13330, ГОСТ 10922 с учетом положений, изложенных ниже. При применении колонн в агрессивной среде закладные детали следует защищать от коррозии в соответствии с СП 28.13330.



1 – закладные детали для крепления стен; *2* – закладные детали для крепления стальных консолей; *3* – закладная деталь для крепления стропильных конструкций; *4* – закладные детали для крепления подкрановых балок; *5* – закладные детали для крепления вертикальных связей

Рисунок 7.31 **– Примеры расположения закладных деталей в колоннах (на схемах колонны крайнего ряда условно показаны только закладные детали для крепления стен (с разбивкой по высоте) и стальных консолей)**

7.3.58 Закладные детали для крепления стропильных и подстропильных конструкций располагаются по верху колонн. Для монтажного закрепления стальных несущих конструкций покрытия в закладных деталях предусматриваются анкерные болты. Под закладной деталью устанавливаются сетки косвенного армирования (не менее четырех, со стержнями диаметром 5 мм и более), назначаемые по расчету на местное смятие.

Закладные детали для крепления стропильных и подстропильных конструкций рассчитываются на усилия, полученные из статического расчета поперечной и продольной рам.

Стальные конструкции, опирающиеся на колонны, как правило, опорными вертикальными ребрами, передают вертикальную нагрузку в виде силы, сосредоточенной на малой площади. Для восприятия и передачи этой силы к горизонтальному листу закладной детали приваривается стальная полоса, расчет которой производится на реактивный отпор бетона колонны, принимаемый в виде нагрузки, равномерно распределенной по рабочей площади. В рабочую площадь включаются участки горизонтального листа закладной детали со стальной полосой, работа которых на упругий изгиб обеспечивает передачу нагрузки от конструкции покрытия на колонну. Требуемая рабочая площадь назначается по расчету на местное смятие. Стальные анкерные болты круглого сечения рассчитываются по резьбе на монтажные усилия. На концах анкерных болтов должны быть крюки. Длина заделки l_{an} анкерных болтов назначается как для растянутых стержней.

7.3.59 Закладные детали для крепления подкрановых балок располагаются по верху подкрановой консоли, а также в уровне верха подкрановой балки. В закладных деталях, располагаемых по верху подкрановой консоли, при стальных подкрановых балках предусматриваются болты. Под закладной деталью предусматриваются сетки косвенного армирования (не менее четырех, со стрежнями диаметром 5 мм и более), назначаемые по расчету на местное смятие.

Закладные детали, располагаемые по верху подкрановой консоли, рассчитываются на усилия, полученные из статического расчета продольной рамы, с учетом коэффициента динамичности 1,2 для нагрузок от кранов; при неразрезных подкрановых балках учитывается отрывающая вертикальная опорная реакция балки.

Закладные детали колонн, располагаемые в уровне верха подкрановых балок, рассчитываются на сдвигающую или отрывающую силу от поперечного торможения крановой тележки.

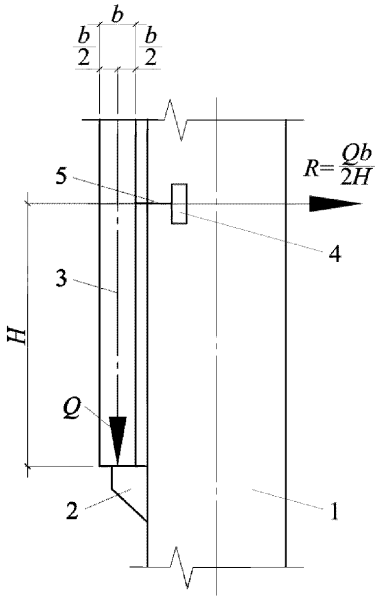
При опирании стальных подкрановых балок расчет закладных деталей производится, как и при опирании стальных несущих конструкций покрытия.

7.3.60 Закладные детали для крепления стен обычно принимаются в виде двух уголков, располагаемых по боковым граням колонн и привариваемых к продольной рабочей арматуре колонн; выше и ниже детали предусматриваются по одному дополнительному хомуту. Закладные детали

рассчитываются на отрывающую силу от действия ветровой нагрузки на стены и горизонтальную реакцию *R*, возникающую от несовпадения линии действия нагрузки от веса стен и опорной реакции в опорной консоли (рисунок 7.32). При определении ветровой нагрузки аэродинамический коэффициенты следует принимать в соответствии с разделом 11 СП 20.13330.2016.

В торцовых основных колоннах предусматриваются закладные детали в виде плоских элементов с анкерными стержнями; к этим закладным деталям привариваются промежуточные стальные конструктивные элементы каркаса торцовых стен. Закладные детали рассчитываются на отрывающую силу от действия ветровой нагрузки.

7.3.61 Закладные детали для крепления опорных консолей, несущих вертикальную нагрузку от веса стен, принимаются в виде полосы с анкерными стержнями, а в необходимых случаях и с упорными коротышами. Анкерные стержни должны быть надежно заделаны в бетоне колонны; по концам их, при необходимости, предусматриваются шайбы, высаженные головки и т. п. Эти закладные детали рассчитываются на сдвигающую силу и изгибающий момент от веса стен. Закладные детали для крепления опорных консолей металлизируются независимо от агрессивности среды, в которой они применяются.



b – ширина панели; *Q* – вес панели, опирающейся на опорную консоль; *H* – расстояние от оси закладной детали *4* до верха опорной консоли

1 – колонна; *2* – опорная консоль; *3* – стеновая панель; *4* – закладная деталь для крепления стеновой панели; *5* – связь панели с колонной;

***Рисунок 7.32* –Схема передачи нагрузок от веса стеновых панелей на закладную деталь для крепления стен**

7.3.62 Закладные детали для крепления вертикальных связей располагаются по боковым граням колонн и состоят из полос, соединенных между собой анкерами в виде стержней или полос (уголков). Эти закладные детали рассчитываются на сдвигающую и отрывающую силы от действия торможения и ветра в плоскости продольной рамы.

7.3.63 Конструкция закладных деталей для крепления трубопроводов, площадок, лестниц и т. п. принимается в зависимости от вида примыкающей конструкции, характера и значений действующих нагрузок. При небольших значениях нагрузок эти детали не закладываются в колонны при изготовлении, а пристреливаются с помощью строительно-монтажного пистолета. Место пристрелки назначается так, чтобы исключить возможность повреждения арматуры и откола бетона. При небольших нагрузках возможна также установка охватывающих колонну стяжных хомутов (без нарушения защитного слоя), к которым крепятся примыкающие конструкции.

В случаях, когда при эксплуатации здания возможны отколы граней колонны (при напольном транспорте и т. п.), углы колонн обрамляются закладными деталями из уголков, заанкеренных в теле колонны; при этом размер уголка, диаметр и шаг анкерующих стержней назначаются в зависимости от значений действующих нагрузок.

7.3.64 В колоннах предусматривают отверстия для строповки или подъемные петли [2]. Выбор между отверстием или петлей производится в зависимости от схемы строповки, конструкции траверсы, строп и захватных приспособлений. Отверстия и петли для строповки при изготовлении и транспортировании колонн располагаются симметрично относительно центра тяжести колонны. Если при подъеме колонны возможно смятие или выкалывание бетона в месте расположения отверстий для строповки, то в отверстиях предусматривается установка закладных газовых трубок, анкеруемых в бетоне колонны с помощью стержней периодического профиля.

7.4 Стропильные и подстропильные фермы

Общие данные

7.4.1 Железобетонные стропильные фермы предназначаются для скатных и малоуклонных покрытий с пролетами 18 и 24 м с шагом 6 и 12 м.

7.4.2 Типы конструктивных решений стропильных ферм:

- раскосные сегментные, для покрытий со скатной кровлей, с горизонтальным нижним и ломаным верхним поясом с прямоугольными участками (рисунок 7.33);

- безраскосные сегментные для покрытий со скатной (рисунок 7.34) и малоуклонной кровлей (рисунок 7.35) с круглым очертанием верхнего пояса.

Для малоуклонных кровель необходимо предусматривать дополнительные стойки над верхним поясом;

- полигональные для покрытий с малоуклонной кровлей. Фермы имеют параллельные пояса или малый уклон верхнего пояса (рисунок 7.36).

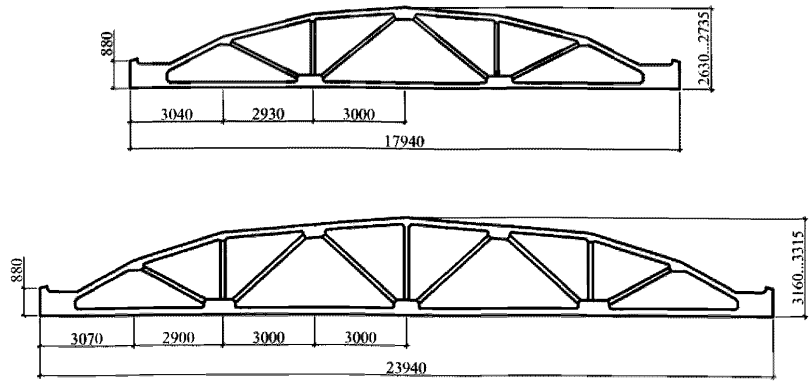


Рисунок 7.33 – **Сегментные фермы для покрытий со скатной кровлей**

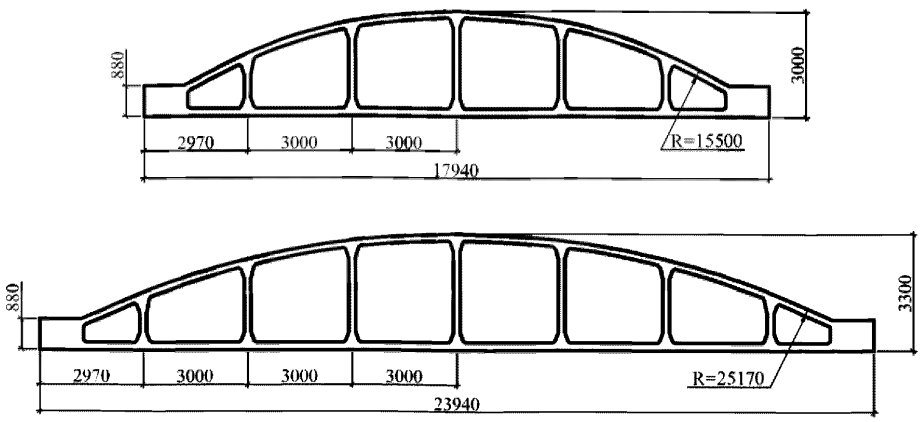


Рисунок 7.34 – **Безраскосные фермы для покрытий со скатной кровлей**

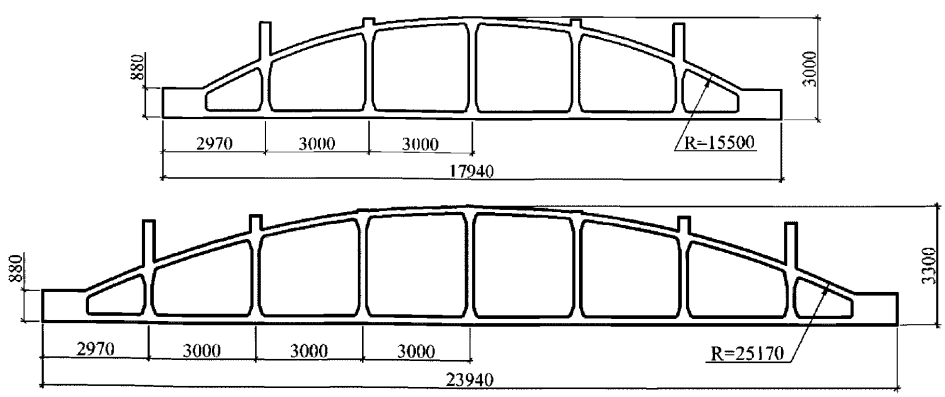


Рисунок 7.35 – **Безраскосные фермы для покрытий с малоуклонной кровлей**

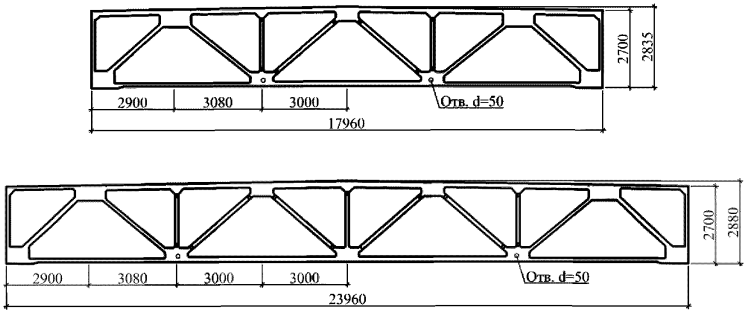


Рисунок 7.36 – **Полигональные фермы для покрытий с малоуклонной кровлей**

7.4.3 Подстропильные фермы пролетом 12 м следует применять для опирания стропильных балок и ферм, когда шаг колонн превышает шаг стропильных конструкций покрытия.

Типы конструктивных решений подстропильных ферм:

- раскосные для покрытий со скатной кровлей (рисунок 7.37). Плиты покрытия в плоскости подстропильных ферм следует опирать на их верхний пояс и дополнительные стойки, которые относятся к конструкции подстропильной фермы;

- безраскосные для покрытий с малоуклонной кровлей (рисунок 7.38) Плиты покрытия в плоскости подстропильной фермы следует опирать на ее верхний пояс и дополнительные стойки стропильных ферм.

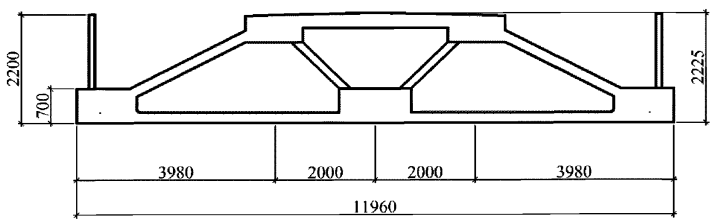


Рисунок 7.37 – **Подстропильные фермы для покрытий со скатной кровлей**

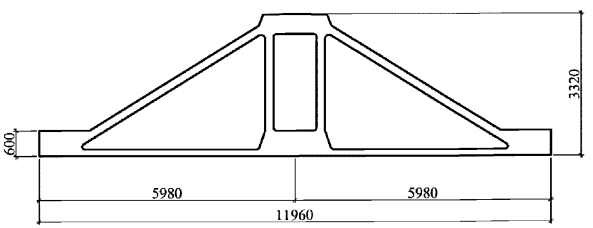


Рисунок 7.38 – **Подстропильные фермы для покрытий с малоуклонной кровлей**

7.4.4 Нижний пояс ферм всех типов следует проектировать предварительно напряженным.

7.4.5 Требования к методам контроля и правила приемки, транспортирования и хранения, а также форма и основные размеры наиболее часто применяемых ферм приведены в ГОСТ 20213.

7.4.6 Фермы следует проектировать из бетона по ГОСТ 26633, класс бетона по прочности на сжатие не ниже: В25 – для сегментных и подстропильных ферм; В30 – для безраскосных ферм; В35 – для полигональных ферм.

Сегментные раскосные фермы допускается проектировать из легкого бетона по ГОСТ 25820, класс бетона по прочности на сжатие не ниже В25.

7.4.7 Габаритная высота ферм назначается из условий обеспечения: минимального расхода материалов на покрытие, уклона кровли и транспортирования.

7.4.8 Высота в середине пролета стропильных ферм принимается равной 1/7...1/9 пролета.

7.4.9 Уклоны в стропильных фермах для скатных покрытий в зоне возможной установки фонаря принимаются 1:8 или 1:12. В стропильных фермах для малоуклонной кровли уклон покрытия принимается 1:66 или 1:20.

7.4.10 Элементы верхнего пояса стропильных ферм следует проектировать длиной 3 м, чтобы нагрузка от плит покрытия передавалась в узлы и не возникал местный изгиб.

7.4.11 Сечение всех элементов ферм следует проектировать прямоугольным.

7.4.12 Минимальная ширина поясов стропильных ферм из условия опирания плит для ферм с шагом 6 м – 200 мм; с шагом 12 м – 250 мм.

7.4.13 Растянутые раскосы допускается проектировать предварительно напряженными.

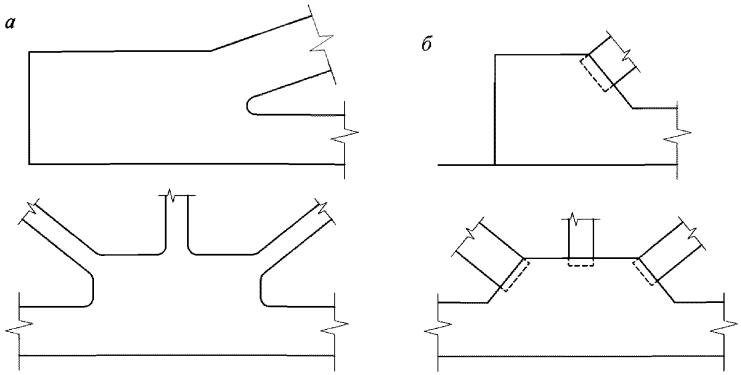
7.4.14 По конструктивным соображениям высоту узла (без опорной стойки) рекомендуется принимать не менее:

- 600 мм – для ферм с параллельными поясами и полигональных ферм;
- 800 мм – для остальных ферм.

7.4.15 Опорным и промежуточным узлам ферм с одновременно бетонируемыми элементами решетки и поясами рекомендуется придавать очертание по рисунку 7.39,*а* для упрощения опалубочных форм и арматурных каркасов.

В фермах с закладной решеткой опорным и промежуточным узлам рекомендуется придавать трапецевидную форму, при этом все грани узла должны быть перпендикулярными к продольным осям (рисунок 7.39,*б*). Оси элементов, сходящихся в узлах фермы, должны быть, как правило, сцентрированы.

Примечание – При необходимости унификации опалубочных форм допускается нарушение центрирования осей элементов в узлах. При этом дополнительно к расчету на внешние нагрузки и на усилия обжатия предварительно напряженной арматурой, фермы должны быть рассчитаны на изгибающий момент, возникающий от нарушения центрирования узлов.



а – узлы ферм монолитного изготовления; *б* – узлы ферм с закладной решеткой

Рисунок 7.39 **– Очертание узлов ферм**

7.4.16 В узлах железобетонных ферм для надежной передачи усилий от одного элемента к другому следует предусматривать специальные уширения – вуты, позволяющие лучше разместить и заанкерить арматуру решетки.

7.4.17 Габаритные размеры узлов следует унифицировать. Верхние грани опорных и промежуточных узлов нижнего пояса подстропильных ферм должны иметь одинаковую отметку для осуществления опирания стропильных ферм в одном уровне. В местах соединения граней узлов с поясами и решеткой рекомендуется предусматривать технологические закругления.

7.4.18 Фермы изготавливают в горизонтальном положении в стальных формах с напряжением арматуры механическим или электротермическим способом. Фермы для малоуклонных и скатных покрытий изготавливают в одних и тех же опалубочных формах, применяя специальные вкладыши.

7.4.19 Фермы следует проектировать цельными. В исключительных случаях, когда по условиям изготовления или транспортирования не представляется возможным применение цельных ферм, допускается применение ферм, состоящих из двух полуферм.

Расчет стропильных ферм

7.4.20 Расчет ферм производится по несущей способности, по жесткости и по образованию и раскрытию трещин. При наличии динамических или многократно повторяющихся нагрузок элементы фермы должны рассчитываться на выносливость.

7.4.21 Расчет раскосных стропильных ферм производится по несущей способности, по жесткости и на раскрытие трещин – как шарнирно-стержневых систем без учета изгибающих моментов, возникающих за счет жесткости узлов; на образование трещин как статически неопределимых

систем – с учетом изгибающих моментов, возникающих из-за жесткости узлов.

7.4.22 Подстропильные и безраскосные фермы рассчитываются как статически неопределимые системы с жесткими узлами.

7.4.23 Осевые усилия в элементах раскосных ферм могут определяться как в шарнирно-стержневой системе с узловой нагрузкой.

7.4.24 Изгибающие моменты в элементах раскосных и безраскосных ферм определяются расчетом ферм как многократно статически неопределимой системы с учетом жесткости узлов. Статический расчет ферм рекомендуется производить с применением сертифицированных программных комплексов.

Примечания

1 При расчете по несущей способности верхних поясов раскосных ферм с внеузловой нагрузкой допускается определять изгибающие моменты приближенным способом, рассматривая верхний пояс как многопролетную неразрезную балку на непроседающих опорах (приложение Б). В случаях, когда в крайнем элементе верхнего пояса осевое усилие равно нулю, панель в расчет можно не включать, а остальные панели рассматриваются совместно с крайним сжатым раскосом.

2 При расчете нижних поясов раскосных ферм на появление трещин допускается определять изгибающие моменты приближенным способом, рассматривая нижний пояс как многопролетную неразрезную балку на упруго-проседающих опорах (приложение Б).

7.4.25 При расчете фермы как многократно статически неопределимой системы, жесткости отдельных элементов принимаются:

для поясов, сжатых и предварительно напряженных растянутых элементов раскосных ферм

- $0,85 \cdot E_b \cdot I_{red}$ – изгибная;
- $E_b \cdot F_{red}$ – осевая.

для элементов решетки раскосных ферм

- $0,5 \cdot E_b \cdot I_{red}$ – изгибная;
- $\frac{E_s A_s}{\psi_s}$ – осевая (при этом коэффициент ψ_s, учитывающий работу бетона между трещинами, допускается принимать равным $\psi_s = 1$);

для элементов безраскосных ферм жесткость элементов определяется по бетонному сечению без учета арматуры. При этом увеличение жесткости стоек за счет вутов может не учитываться.

Примечание – Жесткость сжатых и предварительно напряженных элементов стропильных ферм также может приниматься по бетонному сечению без учета арматуры;

для узловых участков при отношении $\frac{I_э}{I_{узл}} \le 0,1$ изгибная и осевая жесткости принимаются бесконечно большими;

при $\frac{I_э}{I_{узл}} > 0,1$: (7.23)

- $0,85 \cdot E_b \cdot I_{red}$ – изгибная;
- $E_b \cdot F_{red}$ – осевая,

где E_b – модуль упругости бетона;

E_s – модуль упругости арматуры;

F_{red} – приведенная площадь поперечного сечения;

I_{red} – момент инерции приведенного поперечного сечения;

A_s – площадь поперечного сечения арматуры;

$I_э$ – максимальный момент инерции поперечного сечения примыкающих к узлу элементов;

$I_{узл}$ – момент инерции поперечного сечения узла.

Примечание – Высота сечения поясов ферм на участке опорных узлов может условно приниматься равной половине высоты опорного узла, но не менее высоты пояса.

7.4.26 Изгибающие моменты в расчетных сечениях ферм, определенные в предположении упругой работы всех элементов, при расчете на прочность могут быть перераспределены с учетом пластических деформаций бетона и раскрытия трещин.

При расчете на прочность изгибающие моменты в верхнем поясе безраскосных ферм могут быть перераспределены до 30 %, в нижнем – до 50 %. В элементах решетки снижение моментов производить не рекомендуется в связи с необходимостью ограничения ширины раскрытия трещин.

При расчете ферм с криволинейным верхним поясом очертание панели криволинейного пояса может быть заменено ломаным, но не менее, чем с двумя прямолинейными участками.

Расчет элементов ферм

7.4.27 По несущей способности рассчитываются все элементы и узлы ферм в соответствии с СП 63.13330.

7.4.28 При расчете центрально сжатых и внецентренно сжатых элементов раскосных ферм расчетные длины l_0 принимаются:

для центрально сжатых элементов верхнего пояса и решетки раскосных ферм в плоскости фермы

$$l_0 = \mu\, l, \tag{7.24}$$

где μ – коэффициент приведения длины;

l – расстояние по оси между центрами примыкающих к элементу узлов.

Коэффициент μ принимается по формуле

$$\mu = 0{,}9 - \frac{20}{l}\left(1 - \frac{20}{l_в}\right)\left(\frac{h_в}{h_п} - 1\right), \tag{7.25}$$

где $l_в$ – суммарная длина вутов в элементе (рисунок 7.40), принимаемая равной:

- сумме расстояний от центров узлов до точек вхождения элементов решетки в вут – для верхнего пояса;
- сумме расстояний от центров, примыкающих узлов до грани вута – для элементов решетки;

$h_в$ – высота вута;

$h_п$ – высота пояса;

$\frac{h_в}{h_п}$ – принимается не более 2, а для элементов решетки всегда равным 2;

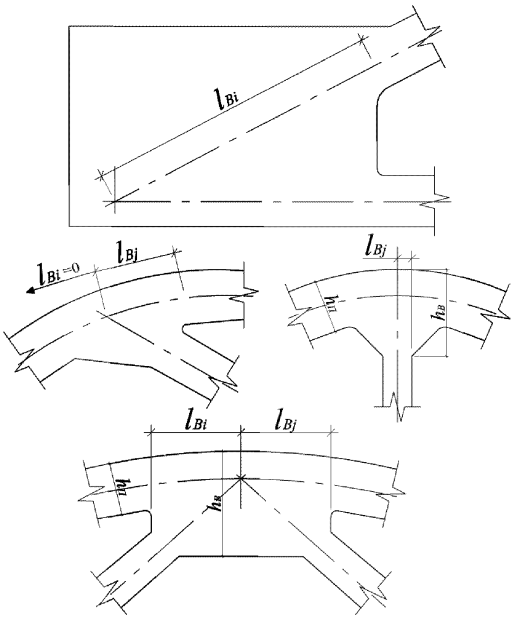


Рисунок 7.40 – **Схемы узлов ферм**

для центрально сжатых элементов верхнего пояса и решетки ферм из плоскости

- бесфонарные участки, элементы решетки и участки под фонарем шириной 6 м

$$l_0 = 0{,}9\, l, \qquad (7.26)$$

где l – расстояние по оси между центрами узла, в котором устанавливается крайняя нога фонаря и узла, в котором устанавливается распорка;

для элементов верхнего пояса ферм в плоскости при наличии внеузловой нагрузки

$$l_0 = \beta\, \mu\, l, \qquad (7.27)$$

где μ и l – принимаются как для центрально сжатых элементов, коэффициент β при эксцентриситете $l_0 < 3$ см принимается равным 1, а для $l_0 \geq 3$ см равным 0,9;

для верхнего пояса арочных безраскосных ферм для плоских (малоуклонных) кровель – в соответствии с приложением В;

в остальных случаях $l_0 = l$.

Во всех случаях l – расстояние, см, по оси между центрами примыкающих к рассчитываемому элементу узлов (при расчете в плоскости фермы) или между центрами закрепленных узлов (при расчете из плоскости фермы).

7.4.29 На появление и раскрытие трещин центрально и внецентренно растянутые, а также изгибаемые элементы ферм рассчитываются в соответствии с СП 63.13330.

7.4.30 В составных фермах (из двух полуферм) стыки верхнего и нижнего поясов должны удовлетворять требованиям прочности. Примеры конструктивных решений и расчета растянутых стыков нижнего пояса ферм приведены в приложении В.

7.4.31 В фермах, нижний пояс которых армируется самозаанкеривающейся арматурой, натягиваемой на упоры, расчету на прочность подлежит поперечная арматура опорных узлов. Остальная арматура устанавливается в опорных узлах по конструктивным требованиям.

Поперечная арматура опорного узла рассчитывается из условий обеспечения прочности заанкеривания арматуры и прочности по наклонному сечению.

7.4.32 В фермах, нижний пояс которых армируется с натяжением на бетон, расчету подлежит косвенная арматура, устанавливаемая у торцов опорного узла. Расчет ведется на местное сжатие в соответствии с 8.1.43 СП.63.13330.2012.

7.4.33 В промежуточных узлах раскосных ферм, в которых анкеровка растянутых элементов решетки осуществляется за счет сцепления арматуры с бетоном (без сварки арматуры решетки с арматурой поясов или с закладными деталями), расчету подлежат поперечная арматура промежуточных узлов и стержни, окаймляющие узел.

7.4.34 В узлах, в которых сходятся два и более растянутых элементов решетки, проверка прочности анкеровки производится на равнодействующую усилий в этих элементах. Если знаки усилий меняются в зависимости от сочетаний внешних нагрузок, допускается производить проверку прочности анкеровки для каждого элемента решетки отдельно, считая сжатыми рядом расположенные элементы.

7.4.35 Оценку растянутых элементов по ширине раскрытия трещин следует производить по максимальному раскрытию отдельных трещин, которое не должно превосходить допускаемых значений, согласно 8.2.6 СП 63.13330.2012 и СП 28.13330.

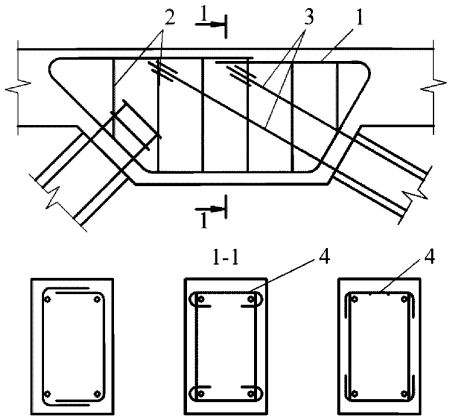
7.4.36 При вычислении прогибов раскосных ферм учитываются лишь осевые усилия, действующие в элементах ферм. Вычисление прогиба ведется по линейным деформациям элементов поясов и решетки любым методом строительной механики.

Вычисление прогибов безраскосных ферм следует проводить как для многократно статически неопределимой системы с учетом нормальных сил и изгибающих моментов, действующих в элементах ферм.

Конструирование ферм

7.4.37 Элементы поясов и решетки армируются пространственными каркасами, собираемыми из плоских каркасов с применением контактной точечной сварки (рисунок 7.41). Пространственные каркасы могут

изготовляться и другими способами, например: из плоских каркасов с последующим гнутьем, с непрерывной (спиральной) намоткой поперечной арматуры и другими способами, повышающими технологичность изготовления.



1 – окаймляющая арматура каркасов; *2* – поперечная арматура; *3* – арматура растянутого раскоса; *4* – арматура, связывающая каркасы

***Рисунок 7.41* – Схема армирования узлов ферм**

7.4.38 При армировании сжатых и внецентренно сжатых элементов поясов и решетки диаметры продольной арматуры должны быть не менее 8 мм, но не менее диаметра, удовлетворяющего требования минимального процента армирования.

Минимальный диаметр арматуры растянутых элементов решетки – 8 мм.

7.4.39 Узлы ферм (кроме промежуточных узлов, к которым подходит один элемент решетки) армируются пространственными каркасами, которые образуются за счет перегиба поперечных стержней плоских каркасов. Допускается образовывать пространственные каркасы узлов соединением плоских каркасов шпильками, гнутыми сетками или иными подобными арматурными элементами. Окаймляющие стержни узлов рекомендуется выполнять цельногнутыми, стыкуя их в верхней зоне опорных и промежуточных узлов верхнего пояса и в нижней зоне промежуточных узлов нижнего пояса.

Диаметр окаймляющих стержней промежуточных узлов должен быть не менее 10 мм при усилии в растянутых элементах решетки до 30 т, не менее 12 мм – при усилии до 45 т и не менее 14 мм – при усилии до 60 т.

Диаметр окаймляющих стержней опорных узлов должен быть не менее 10 мм. При этом площадь продольных верхних стержней (рисунок 7.42) должна быть не менее 0,05 % площади поперечного сечения опорного узла.

При диаметре продольных нижних стержней каркасов опорных узлов, равном или больше 14 мм, на концах стержней у торца узла рекомендуется создавать дополнительные анкеры в виде петель или высаженных головок.

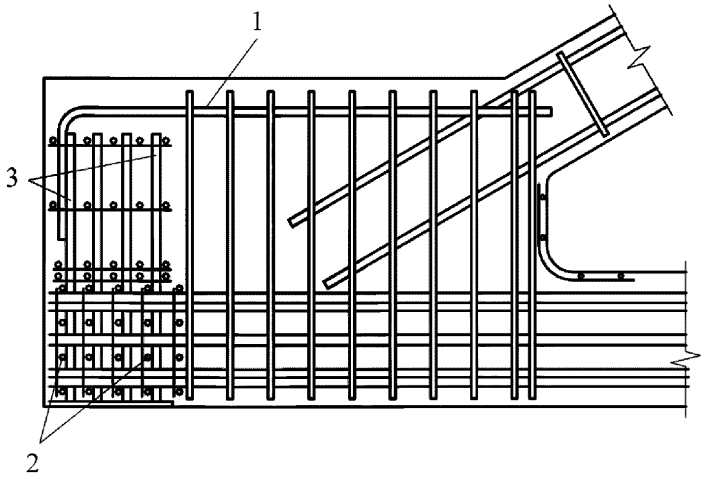
Если расстояние между продольными стержнями каркасов опорных узлов в плоскости фермы больше 500 мм, необходима установка дополнительных продольных стержней диаметром 10 мм.

Рекомендуемый шаг поперечной арматуры – 100 мм.

7.4.40 Опорные узлы ферм следует армировать дополнительной продольной ненапрягаемой арматурой и поперечными стержнями, обеспечивающими надежность анкеровки растянутой арматуры нижнего пояса и прочность опорного узла по наклонному сечению. Кроме того, чтобы предотвратить появление продольных трещин при отпуске натяжения арматуры, следует устанавливать специальные поперечные стержни, приваренные к закладным опорным листам, и сетки.

Косвенное армирование опорных узлов анкерными стержнями закладных деталей, хомутами и дополнительными сетками рекомендуется выполнять в соответствии с рисунком 7.42. При этом дополнительные сетки устанавливаются с шагом 50–100 мм на длине не менее 10 диаметров продольной арматуры нижнего пояса и не менее 200 мм от торца опорного узла. Диаметр стержней сеток должен быть не менее 6 мм и не менее 0,25 диаметра продольной арматуры нижнего пояса.

Примечание – При номинальном диаметре предварительно напряженных прядей или канатов более 15 мм диаметр стержней сеток должен быть не менее 8 мм.



1 – продольные верхние стержни каркасов; *2* – сетки косвенного армирования; *3* – анкерные стержни закладных деталей

***Рисунок 7.42* – Схема армирования опорных узлов**

7.4.41 Длина заделки арматуры растянутых и сжатых элементов решетки должна быть не менее значения l_{an}, которое следует определять в соответствии с 10.3.25 СП 63.13330.2012.

7.4.42 Усиленная анкеровка растянутых элементов решетки может быть осуществлена с помощью коротышей, высаженных головок, петель или с помощью установки дополнительных продольных стержней, в зоне примыкающей к узлу фермы.

7.4.43 Петли изготовляются из стали класса А240 диаметром, равным или отличающимся на один номер от диаметра продольной арматуры, с учетом 6.2.6 СП 63.13330.2012.

Петли могут привариваться контактно-стыковой или электродуговой сваркой. Длина сварного шва должна быть $6d$ – при односторонней приварке и $3d$ – при двухсторонней.

Коротыши изготовляются длиной $4d$ из стали класса А400 или А500С того же диаметра, что и основная арматура. Длина сварного шва при односторонней приварке $6d$, при двухсторонней – $3d$.

7.4.44 Армирование стоек безраскосных ферм продольной арматурой допускается выполнять по очертанию вута (рисунок 7.43). При этом в местах перегиба продольной арматуры должна устанавливаться поперечная арматура в виде замкнутых петель из стали класса А240, площадь сечения которой определяется по расчету.

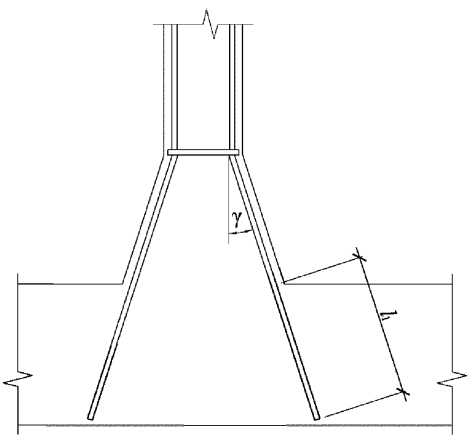


Рисунок 7.43 **– Схема узла безраскосной фермы**

Узлы примыкания стоек к поясам безраскосных ферм должны армироваться дополнительной конструктивной арматурой в виде сеток, выполняемых из стали класса А240 или В500 диаметром 5–6 мм.

7.4.45 В фермах с закладной решеткой бетонная часть закладных раскосов и стоек должна заходить в бетон узла на 15–20 мм.

7.4.46 При армировании нижних поясов ферм самоанкерующейся арматурой, натягиваемой на упоры, минимальное расстояние в осях между арматурными элементами (стержнями, прядями, отдельными проволоками), рекомендуется принимать:

при стержневой арматуре диаметром 18 мм и менее – 60 мм, 20–22 мм – 70 мм, 25–28 мм – 80 мм, более 28 мм – 95 мм;

при прядях диаметром 12 и 15 мм в направлении бетонирования – 60 мм, в направлении, перпендикулярном к бетонированию – 45 мм; при прядях 9 мм в направлении бетонирования – 45 мм, в направлении, перпендикулярном к бетонированию – 30 мм;

проволочная арматура располагается попарно; расстояние между парами проволок и направлении бетонирования – 30 мм, в направлении, перпендикулярном к бетонированию – 15 мм.

Примечание – При соответствующем обосновании может быть допущено и иное размещение арматуры, но минимальные расстояния должны быть не менее указанных в 10.3.5 СП 63.13330.2012.

7.4.47 По длине нижнего пояса ферм вокруг арматуры нижнего пояса должны устанавливаться поперечные стержни в соответствии с пунктами 10.3.11–10.3.20 СП 63.13330.2012.

7.4.48 Толщину защитного слоя напрягаемой арматуры на участке длины зоны анкеровки следует принимать в соответствии с 10.3.2–10.3.4 СП 63.13330.2012.

7.4.49 В опорных и промежуточных узлах подстропильных ферм в местах опирания стропильных ферм, должны быть предусмотрены распределительные сетки.

7.4.50 В местах соединения стропильных ферм с подстропильными фермами и колоннами, плит покрытий с фермами, а также в местах соединения подстропильных ферм с колоннами, должны быть предусмотрены стальные закладные детали с антикоррозионным покрытием.

7.5 Стропильные балки

7.5.1 Типы конструктивных решений стропильных балок:

- односкатные;
- с параллельными поясами;
- двускатные (двутавровые и решетчатые).

7.5.2 Требования к методам контроля и правила приемки, транспортирования и хранения, а также форма и основные размеры наиболее часто применяемых балок приведены в ГОСТ 20372.

7.5.3 Балки следует изготовлять со строповочными отверстиями для подъема и монтажа. Допускается вместо строповочных отверстий предусматривать монтажные петли, с учетом требований 6.2.6 СП 63.13330.2012.

Двускатные стропильные балки двутаврового сечения

7.5.4 Стропильные двускатные железобетонные балки двутаврового сечения следует проектировать предварительно напряженными.

7.5.5 Стропильные балки следует изготовлять из тяжелого бетона по ГОСТ 26633 класса по прочности на сжатие не ниже В20.

7.5.6 Балки рекомендуется применять для пролетов L = 15, 18, 21 и 24 м и с шагом 6 и 12 м (рисунок 7.44).

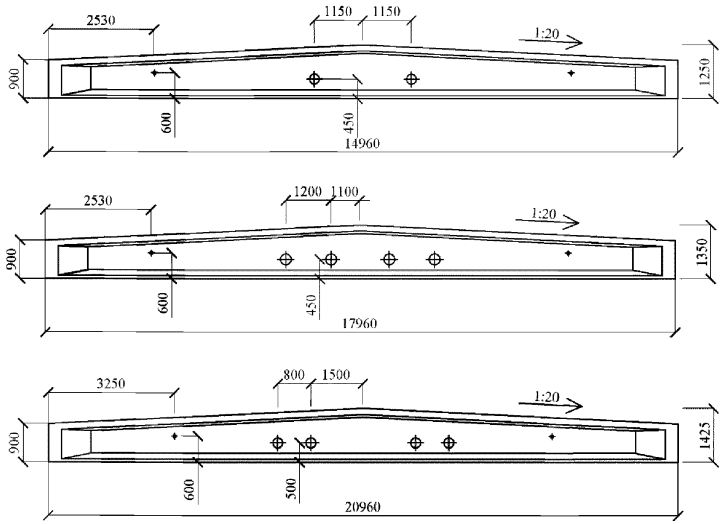


Рисунок 7.44 **– Двускатные стропильные балки двутаврового сечения**

7.5.7 Высоту сечения двускатной балки двутаврового сечения в середине пролета должен определять уклон верхнего пояса i = 1:20, i = 1:12 и типовой размер высоты сечения на опоре 800 или 900 мм.

7.5.8 Ширину верхней сжатой полки следует назначать из условия опирания плит покрытия. Ширина нижней полки для удобного расположения арматуры – 250…300 мм.

7.5.9 Балки покрытия рассчитывают как шарнирно опертые; нагрузки от плит передаются через продольные ребра. При пяти и больше сосредоточенных силах нагрузку заменяют эквивалентной равномерно распределенной.

7.5.10 Для двускатной балки расчетным оказывается сечение, расположенное на некотором расстоянии от опоры x. В случае действия равномерно распределенной нагрузки, постоянного армирования по длине, постоянного сечения верхнего пояса расстояние до расчетного сечения определяется по формуле

$$x = \frac{L}{2} - \frac{iN_a}{g}, \quad (7.28)$$

где L – длина балки;

i – уклон;

N_a – усилие в растянутой арматуре;

g – значение равномерно распределенной нагрузки.

Из формулы видно, что положение наиболее опасного сечения зависит от усилия в растянутой арматуре, поэтому следует воспользоваться методом последовательных приближений. За начальное приближение можно принять x = (0,35…0,4) L. В этом сечении определяется требуемое значение N_a, по которому находят новое значение x. Процесс следует повторять до получения необходимой точности.

7.5.11 Если есть свето-аэрационный фонарь, то расчетным может оказаться сечение под фонарной стойкой.

7.5.12 Поперечную арматуру определяют из расчета прочности по наклонным сечениям и учащают ее у пересечения скатов, для предотвращения отрыва верхнего пояса.

Необходимо выполнять расчеты по трещиностойкости, прогибам, а также расчеты прочности и трещиностойкости на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже, и, в необходимых случаях, корректировку принятых размеров поперечного сечения и числа арматуры для удовлетворения этим требованиям.

7.5.13 У опор толщина стенки плавно увеличивается и устраивается уширение в виде вертикального ребра жесткости.

7.5.14 Приопорные участки балок для предотвращения образования продольных трещин при отпуске натяжения арматуры (или для ограничения их раскрытия) следует усиливать дополнительными поперечными стержнями, которые необходимо приваривать к стальным закладным деталям.

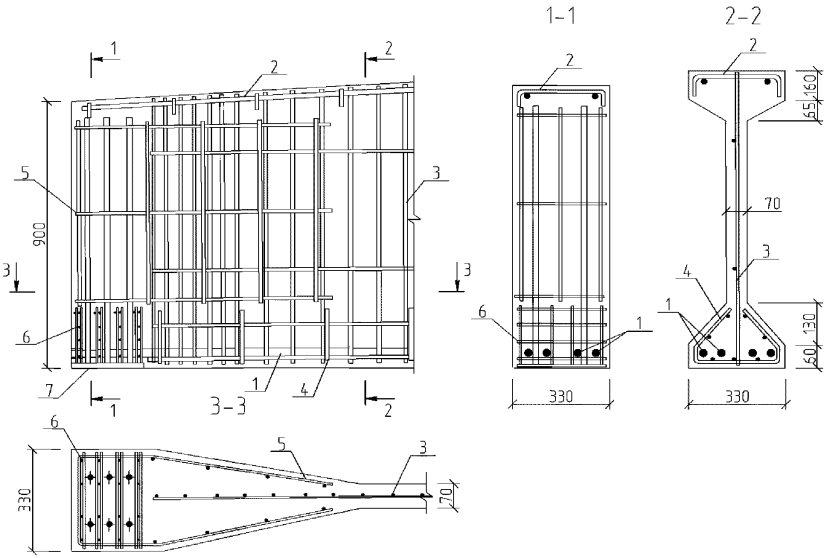
7.5.15 В стенках балок в средней части пролета, где поперечные силы незначительны, могут быть отверстия круглой или многоугольной формы, что несколько уменьшает расход бетона, создает технологические удобства для сквозных проводок и различных коммуникаций.

7.5.16 Необходимо выполнять проверку верхней полки на отрыв в середине пролета.

7.5.17 Рабочую напрягаемую арматуру в опорной зоне балки по длине анкеровки следует проверять на действие момента в наклонных сечениях.

7.5.18 При армировании высокопрочной проволокой ее располагают пучками по вертикали, что создает удобства для бетонирования балок в вертикальном положении.

7.5.19 Стенку балки армируют сварными каркасами, продольные стержни которых – монтажные, а поперечные – расчетные, обеспечивающие прочность балки по наклонным сечениям (рисунок 7.45).



1 – напрягаемая арматура; *2,3,4,5* – арматурный каркас; *6* – сетка косвенного армирования; *7* – закладная деталь

***Рисунок 7.45* – Схема армирования опорной части двускатной стропильной балки**

Двускатные стропильные решетчатые балки

7.5.20 Разновидность двускатных балок с часто расположенными отверстиями – двускатные решетчатые балки (рисунок 7.46). Изготовлять балки следует в горизонтальном положении с применением контурных опалубочных форм и вкладышей для образования отверстий прямоугольного очертания с закругленными углами.

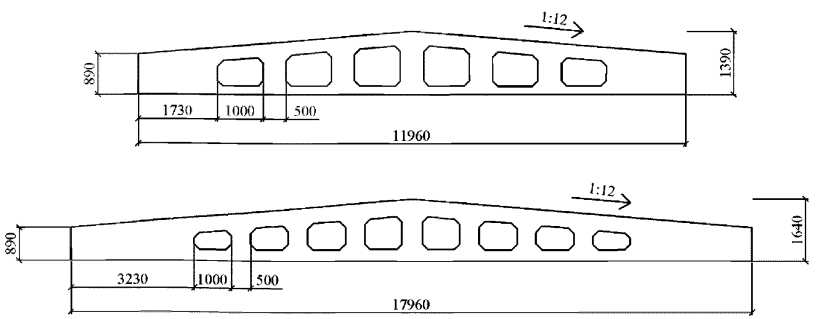


***Рисунок 7.46* – Двускатные стропильные решетчатые балки**

7.5.21 Решетчатые балки следует проектировать предварительно напряженными.

7.5.22 Балки рекомендуется применять для пролетов 12 и 18 м с шагом 6 м.

7.5.23 Высоту сечения решетчатой балки в середине пролета должен определять уклон верхнего пояса i = 1:12 и типовой размер высоты сечения на опоре 900 мм.

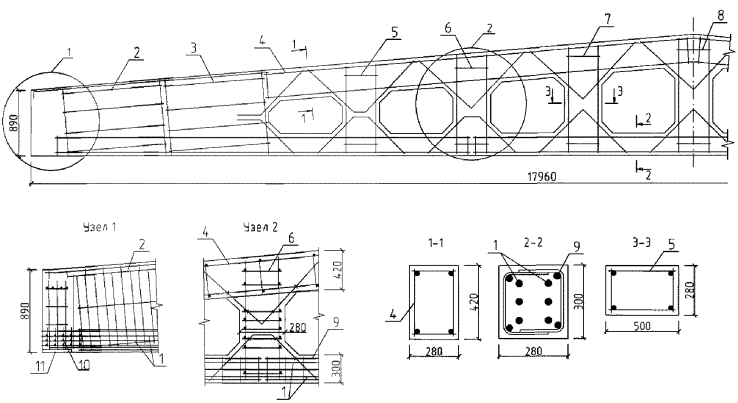
7.5.24 Ширину прямоугольного сечения следует принимать не менее 200 мм.

7.5.25 Решетчатые балки следует изготовлять из бетона по ГОСТ 26633 класса по прочности на сжатие не ниже В20.

7.5.26 Двускатная решетчатая балка представляет собой статически неопределимую систему с жесткими узлами и жесткими дисками в опорных участках. Верхний пояс проектируют как внецентренно сжатый элемент, нижний пояс – как внецентренно растянутый, а стойки – на внецентренное сжатие или растяжение, в зависимости от места приложения нагрузки (в верхних или нижних узлах). Расчетные сечения поясов располагаются по граням вутов, а опасными из них являются те, в которых создается неблагоприятное сочетание продольной силы N и изгибающего момента M.

На стадии разрушения пояса решетчатых балок работают как нормальные сечения сплошных балок, поэтому допускается нормальные сечения решетчатых балок рассчитывать как нормальные сечения сплошных балок, ослабленные отверстиями.

7.5.27 Схема армирования двускатной решетчатой балки приведена на рисунке 7.47.



1 – напрягаемая арматура; *2-9* – арматурный каркас; *10* – сетки косвенного армирования; *11* – закладная деталь

***Рисунок 7.47* – Схема армирования двускатной решетчатой балки длиной 18 м**

Стропильные балки для покрытий с плоской и малоуклонной кровлей

7.5.28 Стропильные балки рекомендуется применять для пролетов 6, 9 и 12 м (рисунок 7.48).

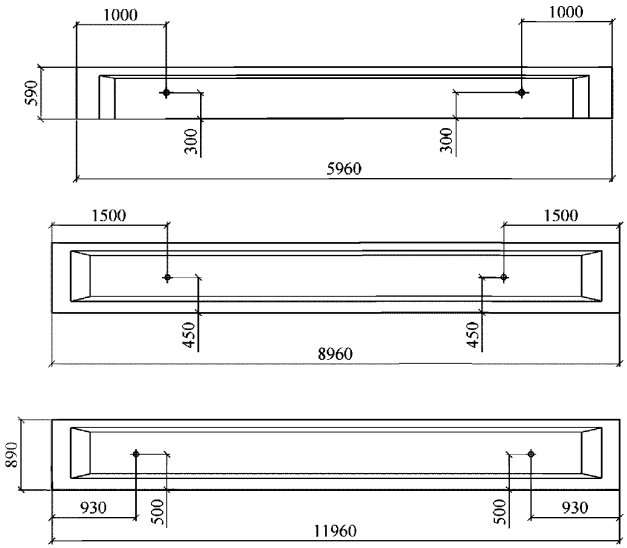


Рисунок 7.48 – **Стропильные балки для покрытий с плоской и малоуклонной кровлей**

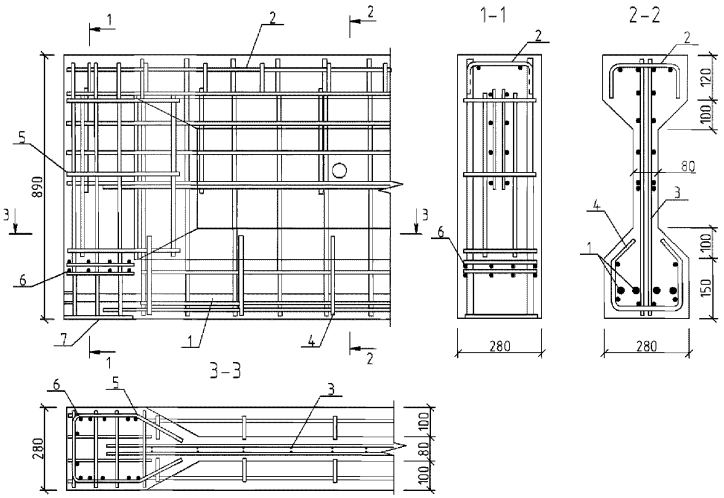
7.5.29 Стропильные балки следует проектировать предварительно напряженными. Балки для пролетов 6 и 9 м допускается проектировать без предварительного напряжения арматуры.

7.5.30 Балки для пролетов 6 м следует выполнять таврового сечения высотой 600 мм, для пролетов 9 и 12 м – двутаврового высотой 900 мм.

7.5.31 Стропильные балки следует изготовлять из бетона по ГОСТ 26633 и легкого конструкционного бетона по ГОСТ 25820 марок по средней плотности не ниже D1900. Класс бетона по прочности на сжатие для предварительно напряженных балок должен быть не ниже B20, для балок без предварительного напряжения арматуры – не ниже B15.

7.5.32 В балках с параллельными поясами опасны нормальные сечения в середине пролета и в местах опирания конструкций фонарей и подвесного оборудования, наклонные сечения – у опор и в местах изменения толщины стенки.

7.5.33 Схема армирования стропильных балок для плоской и малоуклонной кровлей показана на рисунке 7.49.



1 – напрягаемая арматура; *2,3,4,5* – арматурный каркас; *6* – сетка косвенного армирования; *7* – закладная деталь

Рисунок 7.49 **– Схема армирования опорной части стропильной балки для покрытий с плоской и малоуклонной кровлей**

7.6 Плиты покрытий

Общие данные

7.6.1 Плиты покрытий следует применять в соответствии с параметрами унифицированных габаритных схем.

7.6.2 Плиты беспрогонных покрытий представляют собой ребристые панели размерами 3×12 и 3×6 м с плоской полкой, опирающейся на продольные ребра, расположенные по краям плит, и на систему поперечных ребер. Продольные ребра опирают непосредственно на стропильные конструкции. Плиты размерами 1,5×12 и 1,5×6 м повышенной несущей способности следует применять как доборные элементы в местах повышенных снеговых отложений – у фонарей и в перепадах профиля покрытия.

7.6.3 Требования к изготовлению, маркировке, приемке, транспортированию и хранению, основные размеры наиболее часто применяемых железобетонных плит покрытия приведены в ГОСТ 28042.

7.6.4 Железобетонные ребристые плиты покрытий проектируют, как правило, предварительно напряженными.

7.6.5 Плиты следует проектировать из тяжелого бетона по ГОСТ 26633 и легкого бетона по ГОСТ 25820, класс бетона по прочности на сжатие не ниже В20.

7.6.6 В случаях, предусмотренных технологическим заданием, ребристые плиты могут быть с дополнительными отверстиями, вырезами в полках, углублениями на наружных гранях продольных ребер для устройства бетонных шпонок между смежными плитами, а также с дополнительными закладными изделиями.

7.6.7 Высоту сечения продольных ребер предварительно напряженных плит принимают в пределах от 1/20 до 1/30 пролета. Высоту плит пролетом 12 м для стандартного применения рекомендуется принимать 450 мм, пролетом 6 м – 300 мм.

7.6.8 Высоту поперечных ребер для плит стандартного применения принимают 150 мм, кроме центрального ребра плит пролетом 12 м и шириной 3 м, высота которого 250 мм.

7.6.9 В ребристых плитах толщина полки (плиты) составляет 30...60 мм.

7.6.10 В углах плит следует предусматривать уширения – вуты, которыми обеспечивается пространственная работа плит, а также улучшаются условия изготовления и облегчается распалубка.

7.6.11 Для улучшения качества бетонирования продольных швов между плитами размеры уступов на продольных гранях следует принимать в соответствии с ГОСТ 28042.

7.6.12 Пример опалубочной формы для плиты размерами 12×3 м, у которой монтажный петли совмещены с анкерами опорных закладных деталей, приведен на рисунке 7.50.

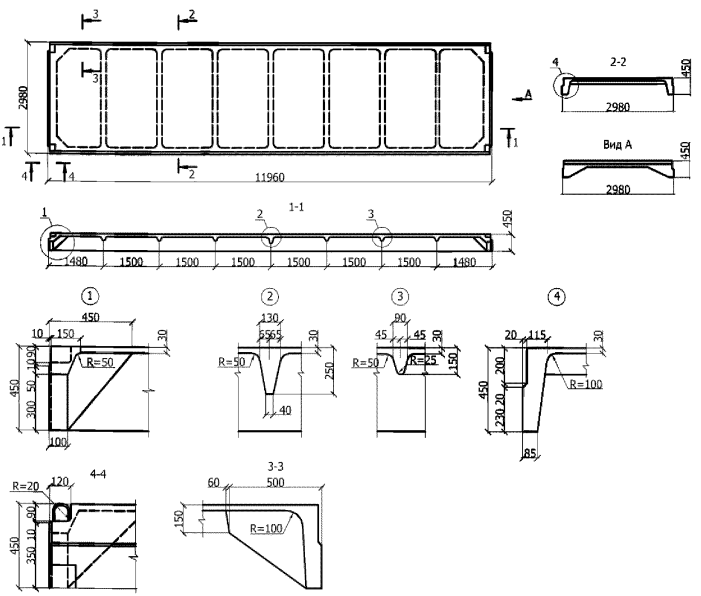


Рисунок 7.50 – **Опалубочный чертеж плиты размерами 12×3 м**

Расчет плит

7.6.13 Расчет ребристых перекрытий производится как пространственной системы, допускается производить упрощенный расчет каждого составляющего элемента в отдельности, т. е. продольных ребер, поперечных или торцевых ребер и полки плиты.

7.6.14 Основные виды расчетов, которые следует выполнять при проектировании плиты:

для продольных ребер:

- расчет по прочности нормальных сечений;
- расчет по прочности наклонных к продольной оси плиты сечений:
  а) на действие изгибающего момента;
  б) на действие поперечной силы;
- расчет на прочность концевых участков плиты при воздействии сосредоточенных усилий от натянутой арматуры (для предварительно напряженных плит);
- расчет по образованию трещин предварительно напряженных элементов:
  а) в нормальных сечениях;
  б) в наклонных сечениях к продольной оси элемента сечениях;
- расчет по деформациям;
- расчет по раскрытию трещин:
  а) нормальных к продольной оси элемента;
  б) наклонных к продольной оси элемента;

для поперечных (торцевых) ребер:

- расчет по прочности нормальных сечений;
- расчет по прочности наклонных к продольной оси элемента сечений:
  а) на действие изгибающего момента;
  б) на действие поперечной силы;
- расчет по деформациям;
- расчет по раскрытию трещин:
  а) нормальных к продольной оси элемента;
  б) наклонных к продольной оси элемента;

для полок плит:

- расчет по прочности;
- расчет по деформациям.

7.6.15 При расчете плит в составе диска покрытия необходимо учитывать горизонтальные усилия от ветра, температуры и мостовых кранов.

7.6.16 Ширину ребра следует назначать из условия размещения сварных каркасов напрягаемой арматуры, а также обеспечения прочности ребер по наклонному сечению.

7.6.17 Расчет продольных ребер производится в стадии эксплуатации, изготовления, транспортирования и складирования. При расчете ребра в стадии эксплуатации следует учитывать усилия от кручения ребра, определяемые в предположении упругой работы плиты.

7.6.18 Продольные ребра плиты при упрощенном расчете рассматриваются как однопролетные шарнирно опертые балки таврового сечения.

7.6.19 При проверке трещиностойкости в верхних зонах концевых участков продольных ребер плит в стадии изготовления, транспортирования и складирования допускается образование трещин; эти трещины не должны раскрываться в стадии эксплуатации плиты при постоянной нагрузке. При этом в сечениях, отстоящих от торца на расстоянии, не превышающем рабочей высоты ребра, расчет трещиностойкости не производится.

7.6.20 Для плит с полкой в сжатой зоне ширина свесов полки в каждую сторону от ребра принимается в соответствии с 8.1.11 СП 63.13330.2012.

7.6.21 При проектировании плит шириной 1,5 м поперечные ребра допускается рассчитывать при упрощенном расчете с учетом частичного защемления в продольных ребрах, которое создается благодаря работе продольных ребер на кручение и заливке швов между плитами с обеих сторон или с одной стороны. Расчетный пролет l_0 принимают равным расстоянию в свету между продольными ребрами. Изгибающий момент в поперечном направлении в этом случае допускается принимать равным $0{,}1ql_0^2$.

При проектировании плит шириной 3 м и, в частности, плит длиной 12 м, поперечные ребра рассчитывают при упрощенном расчете как шарнирно опертые балки без учета их защемления в продольных ребрах. При этом принимается в расчет пролет ребра в свету. Среднее поперечное ребро плит размерами 12×3 м рассчитывается из условия разрушения полки по «конверту» (по линиям биссектрис углов) в поле плиты размерами 6×3 м. При этом в продольном ребре учитывается влияние крутящих моментов от поперечных ребер.

Полки плит при соотношении длин сторон $l_2 : l_1 < 1{,}5$, работающих в двух направлениях, рассчитываются при упрощенном расчете как защемленные по контуру плиты. Армировать их рекомендуется сетками с арматурой, одинаковой в обоих направлениях.

Полки плит при соотношении $l_2 : l_1 > 1{,}5$, работающие преимущественно в одном направлении, рассчитываются как неразрезные балочные и армируются сетками с рабочей арматурой в одном направлении. В отдельных обоснованных случаях, полки плит допускается рассчитывать, как защемленные по контуру плиты, и при соотношениях $l_2 : l_1 > 1{,}5$, но менее 2.

7.6.22 Полки плит в отдельных случаях могут рассчитываться на более высокие (как правило, на ступень выше) нагрузки, которые могут быть приложены в пределах полки на части площади плиты, т. е. местные нагрузки, суммарные усилия от которых (M_{max}, Q_{max}) в продольном ребре не должны превышать соответствующих усилий, возникающих от равномерно распределенной нагрузки, расположенной по всей площади плиты.

7.6.23 Расчетный пролет продольных ребер плит l_0 принимают равным $l_0 = l - b/2$ (l – расстояние между осями стропильных конструкций, b – ширина стропильной конструкции).

7.6.24 Высота сечения плиты h должна быть подобрана так, чтобы наряду с условиями прочности были удовлетворены требования жесткости (предельных прогибов).

Армирование плит

7.6.25 Напрягаемую арматуру в плитах следует располагать в продольных ребрах. При армировании ребра следует предусматривать стержни одинакового диаметра. При обосновании допускается применять стержни двух диаметров.

Дополнительная анкеровка напрягаемой стержневой арматуры требуется при сравнительно больших диаметрах арматуры повышенных классов.

Дополнительная анкеровка может выполняться путем высадки головок на концах обжимных шайб и гильз (термически упрочненные стали), контактной приваркой шайб (к свариваемым сталям).

7.6.26 Для предотвращения образования продольных трещин у торцов предварительно напряженных плит, вследствие передачи усилий напрягаемой арматуры на бетон, на опорных участках плиты следует предусматривать ненапрягаемую поперечную арматуру, которая должна быть надежно заанкерена по концам приваркой к закладным деталям. Сечение этой арматуры должно быть в состоянии воспринимать не менее 20 % усилия в продольной напрягаемой арматуре нижней зоны опорного сечения, определяемого расчетом по прочности.

7.6.27 Для подъема плит следует предусматривать стационарные подъемные петли выполняемые из горячекатаной стали А240. Их следует совмещать с анкерами опорных закладных деталей.

7.6.28 Поперечные стержни объединяют с продольной монтажной или рабочей ненапрягаемой арматурой в плоские сварные каркасы, которые размещают в ребрах плит. К концам продольной ненапрягаемой арматуры ребристых плит приваривают анкеры из уголков или пластин для закрепления стержней на опоре. Пример армирования ребристой плиты приведен на рисунке 7.51.

7.6.29 При необходимости в полках плит могут устраиваться отверстия размерами 200–300 мм, которые следует окаймлять дополнительной арматурой сечением не менее площади арматуры, требуемой на ширине отверстия, если бы плита рассчитывалась как сплошная. Дополнительная арматура должна быть заведена за края отверстия на длину l_{an}, которую следует определять в соответствии с 10.3.25 СП 63.13330.2012. При большем диаметре отверстий прочность полки и плиты необходимо проверять расчетом.

7.6.30 Соединение плит со стропильными конструкциями, выполняемое сваркой стальных закладных изделий, и заполнение бетоном швов между плитами, а в сейсмостойких зданиях соединение подъемных петель смежных плит между собой и наличие замкнутых впадин в продольных боковых гранях плит, предназначенных для образования (после замоноличивания швов) шпонок, обеспечивают совместную работу плит на сдвиг в вертикальном и

горизонтальном направлениях. При таком соединении плит повышается жесткость диска перекрытия.

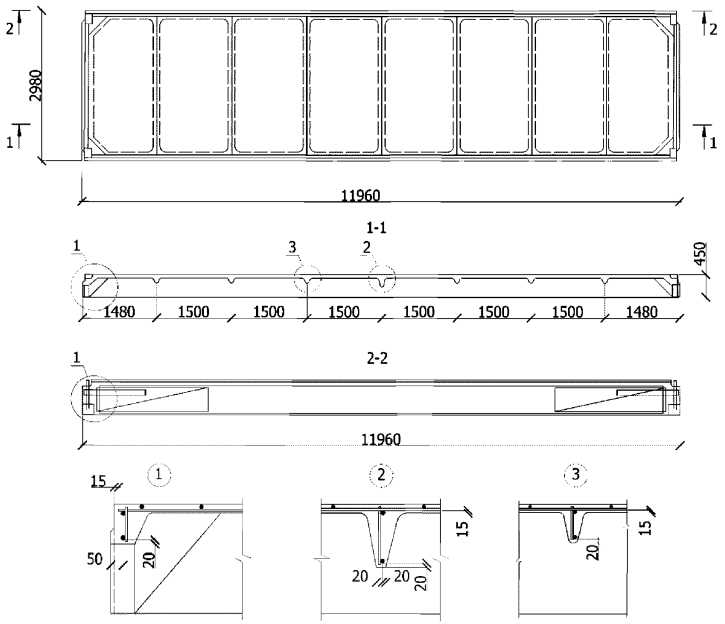


Рисунок 7.51 **– Схема армирования плиты размерами 12×3 м**

7.7 Подкрановые балки

Общие данные

7.7.1 Железобетонные подкрановые балки следует применять при грузоподъемности мостовых кранов до 32 т включительно среднего и легкого режимов работы. Для кранов тяжелого режима работы и кранов грузоподъемностью более 32 т следует применять стальные подкрановые балки.

7.7.2 По месту расположения в здании балки подразделяют на:

- торцевые – у торцевых стен;
- рядовые;
- температурные – у температурных швов.

7.7.3 При пролетах 6 м следует проектировать балки таврового сечения, при пролетах 12 м – двутаврового сечения с уширением, необходимым для размещения рабочей арматуры.

7.7.4 Высоту сечения подкрановых балок рекомендуется назначать h = 800 или 1000 мм при пролетах 6 м и h = 1400 мм при пролетах 12 м, толщину

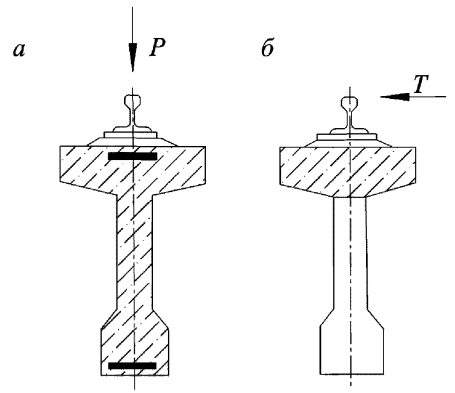
верхней полки $h_f' = 1/7 \ldots 1/8\ h$, ширину верхней полки $b_f' = 1/10 \ldots 1/20\ l$. По условиям крепления и рихтовки крановых путей следует принимать размер полки $b_f' = 500 \ldots 650$ мм.

7.7.5 Железобетонные подкрановые балки следует проектировать предварительно напряженными.

7.7.6 Балки следует проектировать из тяжелого бетона по ГОСТ 26633, класс бетона по прочности на сжатие не ниже В30.

Расчет подкрановых балок

7.7.7 Расчетным на вертикальные нагрузки является тавровое сечение с верхней сжатой полкой, а на горизонтальные нагрузки – прямоугольное сечение (верхняя полка) (рисунок 7.52).



а – при вертикальной нагрузке; *б* – при горизонтальной нагрузке

Рисунок 7.52 **– Расчетные сечения подкрановой балки**

7.7.8 Нагрузки от мостовых кранов следует принимать в соответствии с 6.1.4–6.1.6.

7.7.9 Расчет на выносливость следует производить по расчетной вертикальной нагрузке от одного мостового крана, определяемой умножением нормативной нагрузки на коэффициент, определенный в соответствии с 9.20 СП 20.13330.2012.

Конструирование подкрановых балок

7.7.10 Сборные подкрановые балки пролетом 6 и 12 м по условиям технологичности изготовления и монтажа следует проектировать разрезными с монтажным стыком на колоннах.

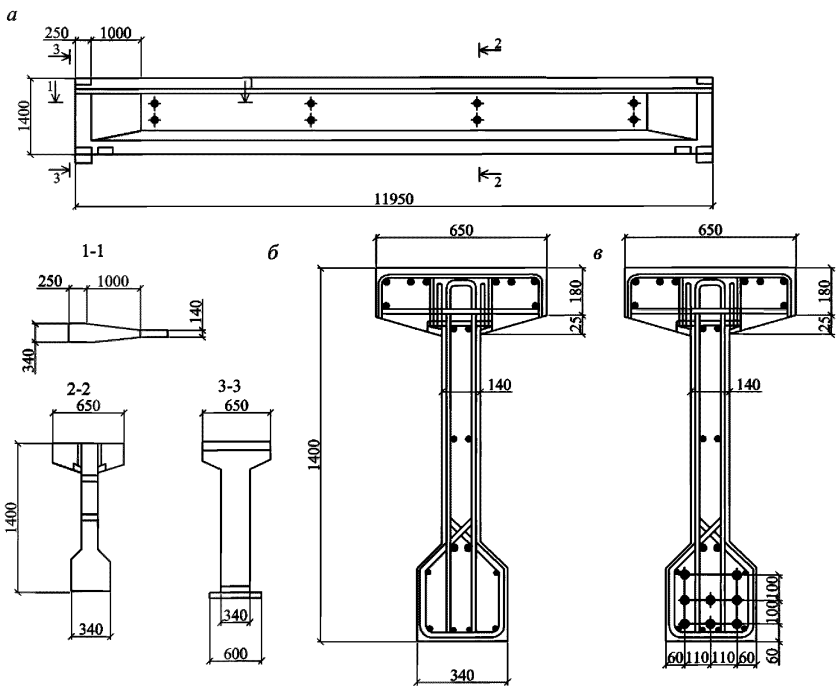
7.7.11 Наиболее выгодна двутавровая форма поперечного сечения подкрановой балки (рисунок 7.52). Развитая верхняя полка повышает жесткость балки в горизонтальном направлении, уменьшает перемещения при

поперечных тормозных условиях, а также улучшает условия монтажа и эксплуатации крановых путей и крана; форма нижней полки позволяет удобно размещать напрягаемую арматуру и обеспечивает прочность балки при отпуске натяжения.

7.7.12 На опорах балки следует усиливать ребрами (с уширениями концов) и дополнительной поперечной арматурой в виде стержней, хомутов, сеток, обеспечивающих прочность и трещиностойкость торцов при отпуске натяжения.

7.7.13 Арматурные каркасы, в связи с динамическими воздействиями на балку, следует выполнять вязаными.

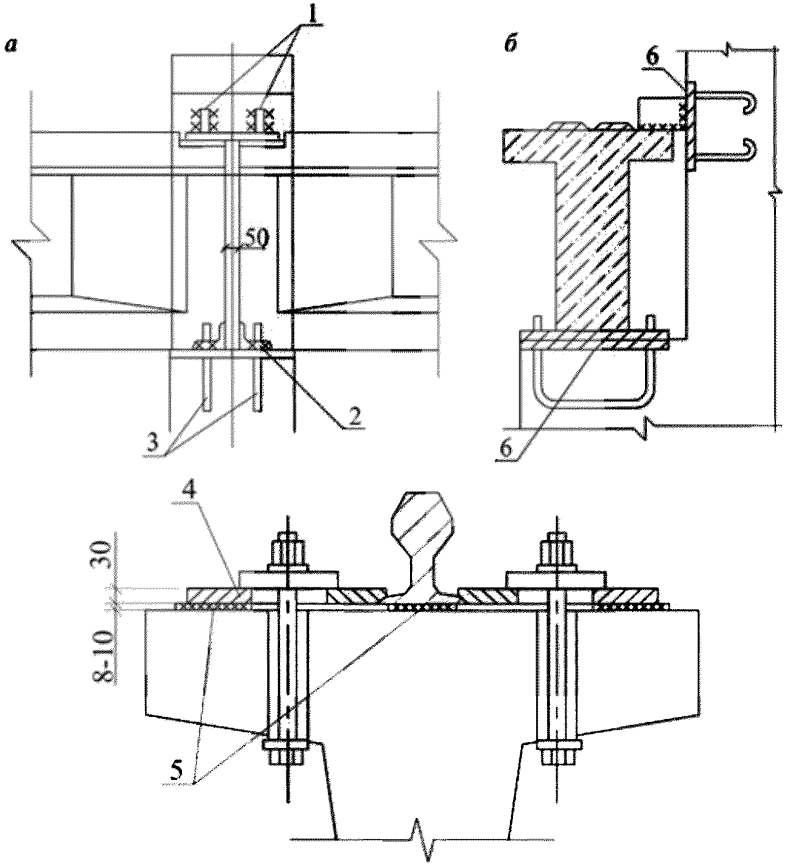
7.7.14 Конструкция предварительно напряженной подкрановой балки пролетом 12 м приведена на рисунке 7.53.



а – общий вид подкрановой балки; *б* – армирование напрягаемой проволочной арматурой; *в* – то же, стержневой арматурой

Рисунок 7.53 **– Конструкция предварительно напряженной подкрановой балки пролетом 12 м**

7.7.15 Подкрановые балки следует соединять с колоннами сваркой стальных закладных деталей (рисунок 7.54).



а – крепление подкрановой балки к колонне; *б* – крепление рельса к подкрановой балке; *1* – ребристые планки 100×12; *2* – закладная деталь подкрановой балки; *3* – анкеры, выпущенные из колонны; *4* – лапки-прижим; *5* – упругие прокладки; *6* – закладные детали колонны толщиной 8 мм

***Рисунок 7.54* – Детали крепления**

7.7.16 Для передачи горизонтальных тормозных усилий в стыке следует устанавливать ребровые накладки, привариваемые к верхним закладным листам балок и специальному закладному листу колонны.

7.7.17 Чтобы смягчить удары и толчки, передаваемые на подкрановую балку при движении мостового крана, и уменьшить износ путей, между подкрановой балкой и рельсом укладывают упругую прокладку из прорезиненной ткани толщиной 8 … 10 мм.

7.8 Фонари

7.8.1 В зданиях производственного назначения большой ширины и длины для обеспечения нормативной освещенности и/или аэрации следует предусматривать фонари. Размеры и число фонарей следует определять на основе светотехнического или аэрационного расчета по СП 52.13330.

7.8.2 Фонари подразделяют:

по назначению – на световые, аэрационные и светоаэрационные;

по расположению относительно покрытия и пролетов здания – на ленточные (продольные и поперечные) и точечные (зенитные);

по расположению светопрозрачного ограждения – на фонари с вертикальным остеклением (односторонние и двусторонние), с наклонным остеклением (односторонние и двусторонние), с горизонтальным остеклением (зенитные);

по конструктивному решению – на фонари-надстройки и фонари, располагаемые в пределах перекрывающей конструкции.

7.8.3 На решение системы верхнего света влияет общее объемно-планировочное и конструктивное решения здания. Для широких однопролетных зданий со скатной кровлей и наружным водоотводом следует устанавливать поперечные или точечные фонари, для пролетных зданий с внутренним водоотводом – продольные фонари, для зданий ячейкового и зального типов – точечные фонари. Поперечные фонари целесообразно применять в случаях, когда световые проемы образуются в несущих конструкциях покрытия с использованием конструктивной высоты ферм или разницы в высотах главных и второстепенных несущих элементов покрытия.

7.8.4 В целях унификации конструктивных элементов фонари шириной 6 м следует применять при пролетах до 18 м и шириной 12 м – при пролетах 24 и 30 м.

7.8.5 Несущий каркас фонаря-надстройки может быть стальным или железобетонным. Он состоит из поперечных рам или ферм, скрепленных между собой в продольном направлении раскосами и связями, верхней и нижней обвязками и настилом покрытия.

7.8.6 Ограждающие конструкции фонаря-надстройки включают покрытие, переплеты остекления и борт фонаря (нижняя глухая часть под остеклением).

7.8.7 Световые фонари, располагаемые непосредственно в пределах ограждающей конструкции покрытия, следует выполнять в виде световых куполов, плоских и скатных плафонов и панелей из стеклопакетов, оргстекла и стеклопластика.

7.8.8 Конструктивно такие фонари подразделяют на мелкоразмерные точечные светопроемы, устраиваемые между несущими ребрами сборных железобетонных плит покрытия, и на крупноразмерные взаимозаменяемые световые панели, со сборными железобетонными плитами покрытия.

7.9 Наружные ограждающие конструкции

7.9.1 Стеновые панели следует разрабатывать в соответствии с параметрами унифицированных габаритных схем.

7.9.2 По статической схеме работы панели подразделяют:

- на несущие;
- самонесущие;
- ненесущие.

7.9.3 По числу основных слоев панели подразделяют:

- на однослойные;
- двухслойные;
- трехслойные.

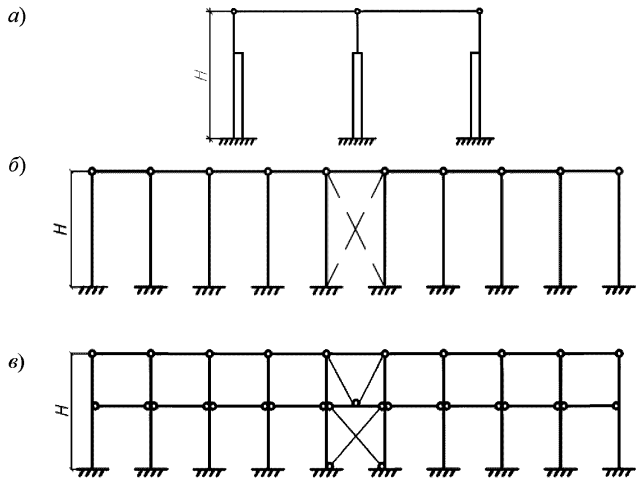
7.9.4 Классификация, материалы, форма и основные размеры наиболее часто применяемых панелей, а также требования к методам контроля, правила приемки, транспортирования и хранения приведены в ГОСТ 11024, ГОСТ 31310 и ГОСТ 32488.

Приложение А

Упрощенные схемы расчета каркасов

А.1 На стадии вариантного проектирования для выбора рациональной конструктивной схемы каркаса расчетную схему здания допускается принимать в виде продольных и поперечных рам, состоящих из системы колонн, жестко защемленных понизу и шарнирно соединенных поверху жестким диском покрытия, а при наличии мостовых кранов дополнительно связанных вдоль продольных рядов колонн подкрановыми балками.

Расчетные схемы рам приведены на рисунке А.1.



а – поперечная рама; *б* –продольная рама при отсутствии подкрановых балок; *в* – продольная рама при наличии подкрановых балок

***Рисунок А.1* – Расчетные схемы рам**

А.2 При расчете рам продольные деформации и деформации сдвига стержней не учитываются ввиду их незначительности, за исключением случаев учета вынужденных перемещений от температурных и подобных им воздействий, когда продольные деформации стропильных конструкций могут быть значительны, а также случаев расчета двухветвевых колонн, для которых продольные деформации ветвей – определяющие при нахождении перемещений.

А.3 При действии вынужденных перемещений от температурных и подобных им воздействий следует учитывать деформативность (податливость) стропильных конструкций, характеризуемую значением деформаций нижней грани конструктивного элемента, образующего

стропильную конструкцию (для разрезных балок), или самого элемента (пояс фермы, неразрезные балки) от действия единичной силы по направлению грани.

А.4 При расчете поперечных рам необходимо учитывать пространственную работу каркаса в пределах температурного блока, обусловленную жесткостью диска покрытия, которая зависит от конструктивной схемы покрытия. При покрытии из крупноразмерных железобетонных плит с замоноличенными швами, приваренных к несущим конструкциям, диск покрытия бескрановых зданий, а также с мостовыми кранами грузоподъемностью не более 50 т считается бесконечно жестким. При кранах большей грузоподъемности горизонтальные силы в диске покрытия могут превзойти несущую способность сопряжений плит со стропильными конструкциями. В этом случае следует принимать другую схему приварки плит, и швы между плитами заполняются упругими прокладками, что резко уменьшает жесткость диска покрытия из плит и снижает усилия в сопряжениях плит со стропильными конструкциями.

А.5 Если диск покрытия из железобетонных плит не может рассматриваться бесконечно жестким или он образован из других элементов, то его жесткость следует принимать по результатам эксперимента. При отсутствии данных учитывается только жесткость горизонтальных связевых ферм. Момент инерции связевых ферм следует определять, как для балки с бесконечно тонкой стенкой, наличие решетки и вид монтажных соединений учитывается коэффициентом 0,8 – при сварных и клепаных и 0,6 – при болтовых соединениях.

А.6 При учете пространственной работы каркаса покрытие следует рассматривать как горизонтальную неразрезную балку или систему горизонтальных балок, опирающихся на упруго проседающие опоры в виде поперечных и продольных плоских рам.

А.7 Высоту колонн следует принимать при расчете поперечных рам равной расстоянию от верха подколонника фундамента до низа стропильных конструкций (независимо от наличия подстропильных конструкций), а при расчете продольных рам – равной расстоянию от верха подколонника фундамента до низа стропильных конструкций (при наличии распорок в уровне верха колонн), до низа надколонных продольных ребер плит покрытия (при отсутствии распорок в уровне верха колонн) или до низа подстропильных конструкций. При заглублении подошвы фундамента более чем на 3 м высоту колонн следует принимать в зависимости от конструктивного решения подземной части здания. Если при этом соединение колонны с фундаментом производится на уровне пола, т. е. заглубление происходит за счет стаканной части, то при наличии бетонной подготовки под полы или железобетонного перекрытия над подвалом высота колонны отсчитывается от уровня верха подколонника фундамента или перекрытия над подвалом.

Допускается также отсчитывать высоту колонны от верха подколонника фундамента, когда погрешность от неучета работы стаканной части на значение перемещения верха колонны при действии горизонтальной силы,

приложенной в уровне верха колонны, не превышает 5 %. Это условие приближенно записывается в виде

$$\left[\frac{(H_к + H_с)^3}{H_к^3} - 1\right]\frac{I_к}{I_с} \le 0,05, \qquad (А.1)$$

где $H_к$ – расстояние от верха подколонника фундамента до верха колонны;

$H_с$ – высота стаканной части;

$I_к$ – момент инерции сечения колонны в месте примыкания к фундаменту;

$I_с$ – момент инерции прямоугольного сечения подколонника.

А.8 Если опорные части железобетонных подстропильных или стропильных конструкций – продолжение колонн, их жесткость следует принимать равной жесткости примыкающих участков колонн.

Расчет поперечной рамы

А.9 Упрощенный расчет выполняют по недеформированной схеме как упругой линейно деформируемой системы без учета влияния трещин на жесткость колонн. При этом влияние продольного изгиба колонн учитывается при подборе сечений с помощью коэффициента η. При учете вынужденных перемещений жесткость колонн следует принимать как при длительном действии нагрузок с учетом, в необходимых случаях, наличия трещин. Расчет рам производится методом перемещений, за исключением случая, когда учитывается податливость ригелей (стропильных конструкций) рамы; тогда расчет удобнее производить методом сил.

А.10 В результате статического расчета определяется смещение рамы, после чего вычисляются реакции опор колонн и находятся усилия в сечениях колонн.

Усилия в сечениях колонн определяются раздельно, как в элементах поперечной и продольной рамы, после чего расчет сечений колонн производится на совместное действие этих усилий. Такой подход, предполагающий применение принципа независимости действия сил, правомерен лишь для случая работы колонн как физически линейно деформируемых элементов, т. е. элементов с постоянной жесткостью, а для расчета каркасов по деформированной схеме применяется для его упрощения, так как в этом случае следовало бы учитывать для колонн влияние усилий в одной плоскости на жесткость в другой плоскости.

А.11 При бесконечно жестком диске покрытия для зданий без перепадов высоты в пределах температурного блока:

- ветровая нагрузка между поперечными рамами распределяется пропорционально их жесткостям, а между продольными рамами – пропорционально грузовым площадям;

- смещение каркаса от крановой нагрузки и нагрузки от подвесного транспорта допускается не учитывать, за исключением однопролетных зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью более 30 т и двухпролетных зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью более 50 т;

- смещение каркаса при действии нагрузок от веса покрытия и снега допускается не учитывать, если значения пролетов отличаются не более, чем на 6 м;

- усилия в колоннах поперечных рам у торца здания и у температурного шва допускается не определять и сечения этих колонн не проверять, если они приняты такими же, как и соответствующие колонны примыкающей рядовой поперечной рамы, и вертикальная нагрузка на эти колонны не превышает 75 % вертикальной нагрузки на соответствующие колонны рядовой рамы.

А.12 Температурные перемещения и удлинение нижних граней несущих конструкций покрытия допускается не учитывать при температуре наиболее холодной пятидневки района строительства выше минус 40 % и расстояниях между температурными швами не более определенных в соответствии с 6.27 СП 27.13330.2017.

А.13 Навесные стеновые панели, устанавливаемые на приваренные к колоннам опорные консоли без возможности перемещения в плоскости стены независимо от колонн, следует рассматривать, при расчете продольных рам на температурные перемещения и удлинение нижних граней конструкций, как ригели продольной рамы, шарнирно соединенные с колоннами.

А.14 При расчете рам на температурные перемещения, если число пролетов или шагов более 6, рекомендуется учитывать упругую податливость ригелей рамы.

А.15 Жесткость железобетонных конструкций, при определении их податливости, следует принимать соответствующей длительному действию нагрузки, за исключением случая, когда стропильная конструкция предварительно напряжена и на нее действует растягивающая сила. В этом случае податливость следует определять при жесткости, соответствующей кратковременному действию нагрузки.

А.16 Расчетная длина l_0 сборных железобетонных колонн зданий с мостовыми кранами для подкрановой (нижней) части и надкрановой (верхней) части и без мостовых кранов в плоскости поперечной рамы и из плоскости поперечной рамы различная и ее следует определять согласно таблице 7.1.

А.17 Определение усилий в стойках рамы производится в следующем порядке:

- по заданным размерам сечений колонн определяется их жесткость как для бетонных сечений в предположении упругой работы материала;

- верхним концам колонн задается смещение $\Delta_1 = 1$ и по формуле таблицы А.1 находится реакция $R_{\Delta i}$, каждой колонны и рамы в целом

$$r_{11} = \sum_{i=1}^{n} R_{\Delta i}, \qquad (А.2)$$

где n – число колонн поперечной рамы;

- по формулам таблицы А.1 определяются реакции R верхних опор стоек рамы в основной системе метода перемещении и суммарная реакция в уровне верха колонн для нагружения каждого вида;

- для каждого из нагружений (постоянная, снеговая, ветровая, крановая нагрузка) составляется каноническое уравнение метода перемещений, выражающее равенство нулю усилий во введенной (фиктивной) связи

$$c_{sp} r_{11} \Delta_1 + R_{1p} = 0, \qquad (A.3)$$

- находится значение Δ_1, где c_{sp} – коэффициент, учитывающий пространственную работу каркаса здания.

А.18 При действии на температурный блок постоянной, снеговой и ветровой нагрузок все рамы одинаково вовлекаются в работу, пространственный характер деформирования не проявляется и поэтому принимается $c_{sp} = 1$. Крановая нагрузка приложена лишь к нескольким рамам блока, но благодаря жесткому диску покрытия в работу включаются все остальные рамы. Именно в этом и проявляется пространственная работа блока рам. Значение c_{sp} для случая действия на раму крановой (локально приложенной) нагрузки может быть найдено по приближенной формуле

$$c_{sp} = \frac{1}{\frac{1}{n} + \frac{a^2}{2\sum_{1}^{m} a_i^2}}, \qquad (A.4)$$

где n – общее число поперечников в температурном блоке;

a_i – расстояние от оси симметрии блока до каждого из поперечников, a – то же, для второй от торца блока поперечной рамы (наиболее нагруженной);

$m = n/2$, когда число поперечных рам в температурном блоке четное и $m = (n–1)/2$, когда число поперечных рам в температурном блоке нечетное;

- для каждой стойки при данном нагружении упругая реакция в уровне верха вычисляется по формуле

$$R_{ie} = R_i + \Delta_1 R_{\Delta i}; \qquad (A.5)$$

- определяются изгибающие моменты M, продольные N и поперечные Q силы в каждой колонне как в консольной стойке от действия упругой реакции R_{ie} и внешних нагрузок.

А.19 Для подбора сечений колонн необходимо определить наибольшие возможные усилия в четырех сечениях:

- сечение у верха колонны;
- сечение непосредственно выше подкрановой консоли;
- сечение непосредственно ниже подкрановой консоли;
- сечение в заделке колонны.

А.20 При определении числа кратковременных нагрузок вертикальная и горизонтальная нагрузки от всех подвесных или мостовых кранов принимаются за одну кратковременную нагрузку.

А.21 Нагрузка от веса покрытия, снега и т. п. принимается действующей на нижележащие конструкции не только в виде вертикальных сосредоточенных сил, но и в виде удлинения нижних граней соответствующих несущих конструкций покрытия, учитываемого при расчете аналогично перемещению от температурного воздействия.

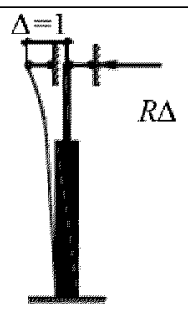
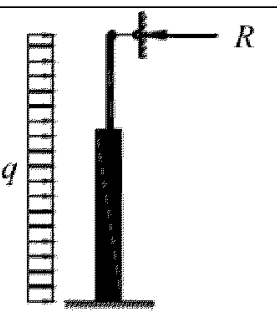
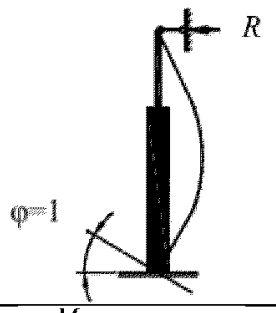
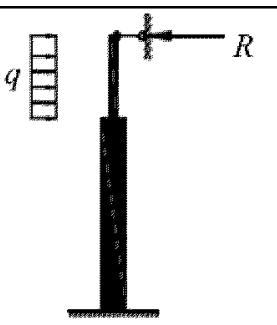
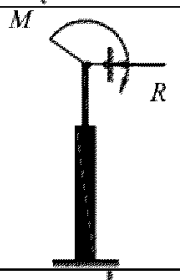
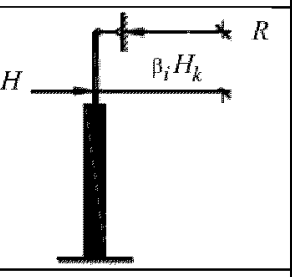
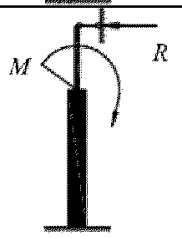
А.22 При составлении сочетаний рассматриваются наиболее неблагоприятные сочетания нагрузок, устанавливаемые из сопоставления физически возможных вариантов одновременного действия различных нагрузок. При этом временные нагрузки могут отсутствовать или менять схему приложения.

А.23 Для расчета сочетаний усилий в сечениях колонн от разных нагрузок, а также усилий, передаваемых с колонны на фундамент, следует рассматривать следующие сочетания усилий: наибольший положительный момент M_{max} и соответствующая ему продольная сила; наибольший отрицательный момент M_{min} и соответствующая ему продольная сила; наибольшая продольная сила N_{max} и соответствующий ей изгибающий момент.

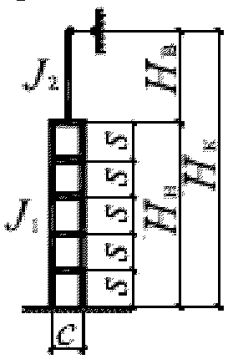
А.24 Значения изгибающих моментов и поперечных сил в крановой нагрузке приняты со знаком «±», т. к. торможение тележек крана может осуществляться в обе стороны. Учитывая, что колонны находятся в условиях внецентренного сжатия, в сочетание усилий N_{max} включены и те нагрузки, которые увеличивают эксцентриситет продольной силы.

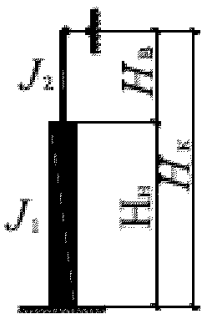
Таблица А.1 – **Реакции верхних опор стоек рамы и суммарная реакция верха колонны от каждого вида загружения**

Схема загружения	Опорная реакция	Схема загружения	Опорная реакция

	$R_{\Delta} = \frac{3k_1 \cdot E_b \cdot J_1}{H_k^3}$		$R = \frac{1}{8} k_1 \cdot q \cdot H_k \cdot \left[3\left(1 + v \cdot k_2\right) + 4k_3 \cdot (1+v)\right]$
	$R_{\varphi} = \frac{3k_1 \cdot E_b \cdot J_1}{H_k^2}$		$R = \frac{1}{8} k_1 \cdot q \cdot H_k \cdot \left[8\left(1 + k_3\right) + 3k_2 + v^3 - 6 \cdot v\right.$
	$R_{\varphi} = \frac{3M \cdot \left(1 + {k_2}/{v}\right) \cdot k_1}{2H_k}$		$R = H \cdot \left(1 - \frac{\beta_i \cdot k_1}{2}\right) \cdot \left[3 \cdot \left(1 + {k_2}/{v}\right) + \beta_i^2 \cdot k\right]$ $при\ {\beta_i}/{v} = 0,7$ $R = k_1 \cdot H \cdot (1 - v + k_3)$
	$R_{\varphi} = \frac{3M \cdot \left(1 - v^2\right) \cdot k_1}{2H_k}$		

Примечание





$$\nu = \frac{H_{\text{в}}}{H_{\text{k}}};\ k = \frac{J_1}{J_2};\ k_3 = \frac{\left(1-\nu\right)^3 \cdot J_1}{1 + k_2 + k_3};\ k_2 = \nu^3 (k-1);\ \beta_i = \frac{H_{\text{в}} - H_{\text{п.б.}}}{H_k};$$

J_1 – момент инерции подкрановой части колонны;

J_2 – то же надкрановой части колонны;

J_{br} – » » одной ветви;

n – число панелей двухветвевой колонны.

Для двухветвевой колонны $J = 0,5\, A_{br}\, c^2$, где A_{br} – площадь сечения ветви.

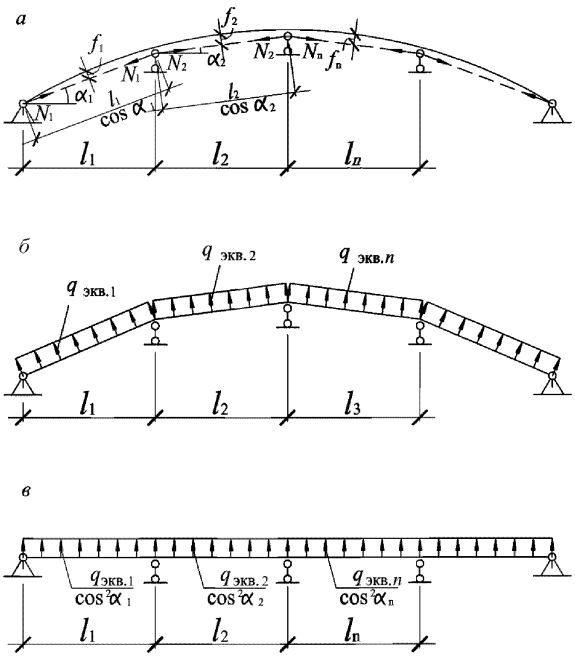
Для сплошной колонны в приведенных формулах следует принимать $k_3 = 0$, а момент инерции J_1 – определять как для сплошного сечения.

Приложение Б

Определение изгибающих моментов в верхних и нижних поясах ферм

Б.1 Определение изгибающих моментов в верхних поясах стропильных ферм при воздействии внеузловой нагрузки (приближенный способ)

Б.1.1 При расчете раскосных ферм с прямолинейным (полигональным) очертанием верхнего пояса на внеузловую нагрузку и ферм с криволинейным очертанием верхнего пояса как на узловую, так и внеузловую нагрузки, изгибающие моменты в верхнем поясе определяются приближенно, как в неразрезных многопролетных балках на непроседающих опорах (рисунок Б.1).



а – схема верхнего пояса (нагрузка не показана); *б* – схема замены влияния выгиба условной эквивалентной нагрузкой; *в* – расчетная схема

***Рисунок Б.1* – Схема расчета верхнего пояса арочной фермы**

Б.1.2 Значение изгибающего момента $M_{оп}$ в *n*-й панели верхнего пояса с учетом эксцентриситета нормальной силы (от выгиба панелей верхнего пояса) определяется по формуле

$$M_{оп} = M_n - N_n \cdot l_n. \quad (Б.1)$$

где M_n – изгибающий момент от местной (внеузловой) нагрузки в n-й панели верхнего пояса;

N_n – нормальная сила в n-й панели верхнего пояса, соответствующая M_n;

l_n – выгиб (стрела подъема) n-й панели верхнего пояса, равный длине перпендикуляра, восстановленного из середины прямой, соединяющей узлы верхнего пояса фермы в n-й панели.

Б.1.3 Для учета влияния выгибов на значение изгибающих моментов многопролетную балку криволинейного очертания (рисунок Б.1, *а*) следует заменить балкой, состоящей из прямолинейных участков (пролетов), на которые действует эквивалентная равномерно распределенная нагрузка, вызывающая изгибающие моменты $M_{выг}$, равные по значению моментам от нормальных сил, приложенных эксцентрично (с учетом выгибов панелей верхнего пояса) (рисунок Б.1, *б*)

$$M_{выг} = N_n \cdot f_n = \frac{q_{экв.n} \cdot l_n^2}{8 \cdot \cos^2 \alpha_n}. \quad (Б.2)$$

Значение эквивалентной равномерно распределенной нагрузки для n-й панели верхнего пояса определяется по формуле

$$q_{экв.n} = \frac{8 N_n f_n \cdot \cos^2 \alpha_n}{l_n^2}, \quad (Б.3)$$

где l_n – проекция n-й панели верхнего пояса на горизонтальную ось;

α_n – угол наклона прямой, соединяющей узлы верхнего пояса в n-й панели к горизонтали.

Б.1.4 При статическом расчете допускается ряд упрощений:

в качестве расчетной схемы неразрезной конструкции использовать проекцию верхнего пояса на горизонтальную ось (рисунок Б.1, *в*);

если отдельные панели верхнего пояса отличаются по длине не более, чем на 10 %, пояс допускается рассматривать как неразрезную балку с равными пролетами;

учитывать только вертикальную составляющую равномерно распределенной нагрузки, горизонтальной составляющей пренебречь из-за ее незначительности;

опорный узел условно принимать шарнирным.

Изгибающие моменты от различных комбинаций нагрузок в неразрезной балке определяются обычными методами строительной механики.

Б.2 Определение изгибающих моментов в нижних поясах ферм (приближенный способ)

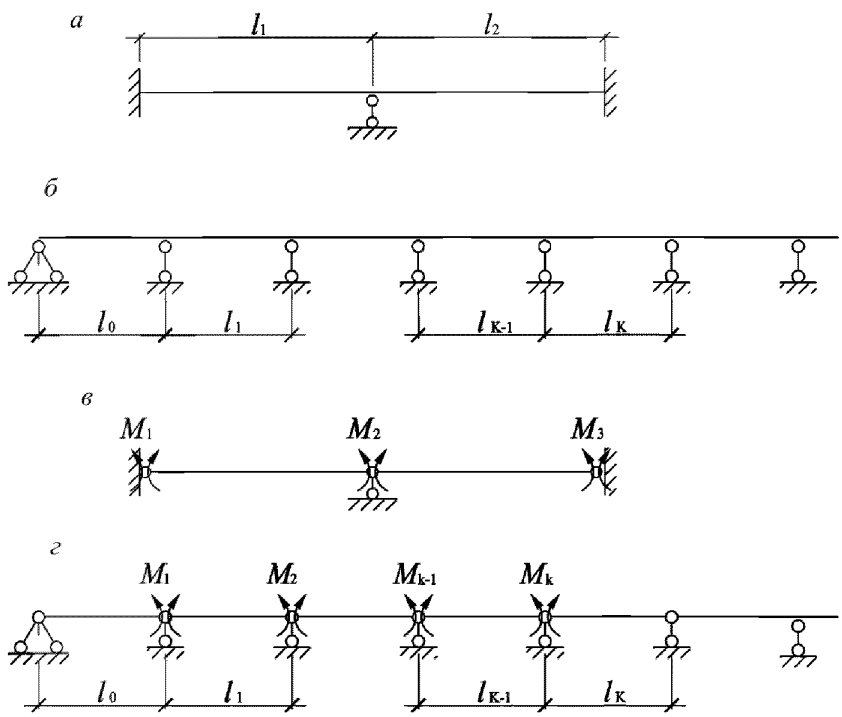
Б.2.1 При определении изгибающих моментов для расчета ферм по предельному состоянию второй группы расчетная схема нижнего пояса подстропильных ферм принимается в виде неразрезной балки с жестко закрепленными концами (рисунок Б.2,*а*), а стропильных ферм, без сосредоточенных нагрузок, приложенных к опорным узлам – в виде неразрезной балки на упруго проседающих промежуточных опорах с шарнирным закреплением на концах (рисунок Б.2,*б*).

Б.2.2 В качестве основной системы при этом используется многопролетная неразрезная балка, неизвестные в которой – изгибающие моменты, действующие в нижнем поясе у узлов фермы (рисунок Б.2, *в*, *г*).

Б.2.3 При симметричном расположении узлов нижнего пояса относительно середины пролета фермы число неизвестных в канонических уравнениях сокращается. При нечетном числе панелей нижнего пояса система уравнений принимает следующий вид:

$$\begin{aligned}
&a_{11}\cdot M_1 + a_{12}\cdot M_2 + a_{1P} = 0;\\
&a_{21}\cdot M_1 + a_{22}\cdot M_2 + a_{23}\cdot M + a_{2P} = 0;\\
&a_{k_1k-1}\cdot M_{k-1} + a_{kk}\cdot M_k + a_{kk+1} + a_{kP} = 0;\\
&a_{n_1n-1}\cdot M_{n-1} + (a_{nn} + a_{nn+1})\cdot M_n + a_{nP} = 0,
\end{aligned} \qquad (Б.4)$$

где M_n – изгибающий момент в нижнем поясе в узле n, примыкающем к средней панели.



а – расчетная схема для подстропильной фермы; *б* – то же, стропильной; *в* – основные системы для подстропильной фермы; *г* – то же, для стропильной

***Рисунок Б.2* – Расчетные схемы и основные системы при расчете трещиностойкости нижнего пояса**

Б.2.4 При четном числе панелей нижнего пояса система канонических уравнений имеет вид:

$$\begin{aligned}
&a_{11}\cdot M_1 + a_{12}\cdot M_2 + a_{1P} = 0;\\
&a_{21}\cdot M_1 + a_{22}\cdot M_2 + a_{23}\cdot M_3 + a_{2P} = 0;\\
&a_{kk-1}\cdot M_{k-1} + a_{kk}\cdot M_k + a_{kk+1} + M_{k+1} + a_{kP} = 0;\\
&(a_{n_1n-1} + a_{n_1n+1})M_{n-1} + a_{nn}\cdot M_n + a_{nP} = 0,
\end{aligned} \qquad (Б.5)$$

где M_n – изгибающий момент в нижнем поясе в узле n, расположенном в середине пролета.

Б.2.5 Если сечение нижнего пояса по длине фермы постоянно, коэффициенты при неизвестном определяют по формулам:

$$a_{kk} = 2(l_k + l_{k+1});$$
$$a_{kk+1} = (l_k + 1). \quad (Б.6)$$

Б.2.6 Грузовыми членами являются σB–кратные взаимные углы поворота панелей нижнего пояса:

$$a_{kP} = -\sigma B\left(\frac{f_{k+1} - f_k}{l_{k+1}} - \frac{f_k - f_{k-1}}{l_k}\right), \quad (Б.7)$$

где l_k и l_{k+1} – длины панелей нижнего пояса, примыкающих к узлу K;

f_{k-1}, f_k и f_{k+1} – прогибы соответствующих узлов нижнего пояса от нагрузки, для которых расчитывается трещиностойкость,

B – изгибная жесткость нижнего пояса фермы, определяемая в соответствии с 7.4.25.

Б.2.7 Определение прогибов узлов производится по формуле Мора или с помощью диаграммы перемещений, дающей одновременно прогибы всех узлов фермы. При этом осевые деформации элементов фермы определяются по формуле

$$\Delta l_i = \frac{N_i}{EF_i} l_i, \quad (Б.8)$$

где N_i – осевые усилия в элементах ферм;

EF_i – осевые жесткости элементов фермы;

l_i – длина элементов фермы между центрами узлов.

Б.2.8 Продольные силы в элементах определяются как в шарнирно-стержневой системе. По найденным значениям продольной силы и изгибающего момента, полученного из решения системы уравнений (Б.4) и (Б.5), производится расчет трещиностойкости нижнего пояса как внецентренно растянутого элемента по формулам:

для подстропильных ферм пролетом 12м

$$M = \delta B \frac{f_1}{l^2}; \quad (Б.9)$$

для стропильных ферм пролетом 18 м

$$M = \delta B \frac{f_1}{5l^2}; \quad (Б.10)$$

для стропильных ферм пролетом 24

$$M = \delta B \frac{5f_2 - \delta f_1}{Kl^2}, \quad (Б.11)$$

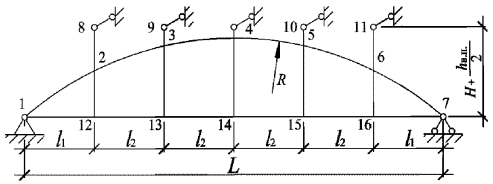
где f_1 и f_2 – прогибы первого и второго промежуточных узлов нижнего пояса ферм; коэффициент K принимается равным 7 для пролета 24 м.

Длина панели нижнего пояса l для ферм пролетом 12 м и 18 м принимается равной фактической длине крайней панели (между центрами узлов), а для ферм пролетом 24 м – длине средних панелей.

Приложение В

Определение свободной длины верхнего пояса безраскосных ферм сегментного очертания из плоскости ферм при плоских (малоуклонных) кровлях

В.1 Расчетная схема фермы приведена на рисунке В.1. Верхние концы стоек и конец фермы шарнирно прикреплены к неподвижному диску покрытия. Это препятствует горизонтальным перемещениям и не ограничивает вертикальных перемещений концов стоек. Выходу верхнего пояса из плоскости фермы на участках 1–4 и 4–7 препятствуют вертикальные стойки фермы, являющиеся для верхнего пояса упругими опорами.



H – высота фермы в осях; $h_{в.п.}$ – высота верхнего пояса; R – радиус кривизны верхнего пояса

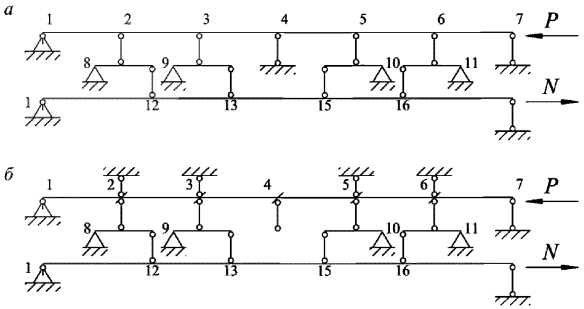
Рисунок В.1 **– Расчетная схема при расчете верхнего пояса безраскосных ферм на устойчивость из плоскости фермы**

При этом пренебрегают:

- сопротивлением поясов фермы кручению;
- кривизной верхнего пояса;
- нормальными силами в стойках и изгибающими моментами в элементах ферм.

Нормальные силы в поясах принимают постоянными по длине пролета и равными по абсолютному значению.

Расчетную схему приводят к схеме, изображенной на рисунке В.2, *а*.



а – расчетная схема; *б* – основная расчетная схема

***Рисунок В.2* – Расчетные схемы**

Рассматривается стадия работы фермы, соответствующая моменту потери устойчивости верхнего пояса. Тогда нормальная сила в поясах

$$N = \frac{\pi^2 El}{(\mu l)^2}, \qquad (В.1)$$

где El – жесткость верхнего пояса;

l – расстояние между точками закрепления верхнего пояса из плоскости фермы, равное при обычных схемах безраскосных ферм для плоских кровель половине пролета фермы;

μ – коэффициент свободной длины.

Система, приведенная на рисунке В.2,*а* рассчитывается методом перемещений. Основная система получается в результате наложения на все упругие узлы верхнего пояса защемлений, препятствующих их повороту и закрепления узлов стерженьками, устраняющими их линейные смещения (рисунок В.2, *б*).

Система уравнений метода деформаций имеет вид:

$$\begin{cases} r_{11}x_i + r_{12}x_2 + \ldots\ldots\ldots + r_{1n}x_n = 0 \\ r_{22}x_i + r_{22}x_2 + \ldots\ldots\ldots + r_{2n}x_n = 0 \\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ r_{n1}x_i + r_{n2}x_2 + \ldots\ldots\ldots + r_{nn}x_n = 0 \end{cases}. \qquad (В.2)$$

где x_i – смещения,

r_{11}, r_{12}, … r_{nn} – усилия в связях от единичных смещений.

При определении усилий в связях от единичных смещений учитываются также нормальные силы в поясах, определяемые по формуле (В.1).

Система (В.3) имеет отличное от нуля решение лишь в случае, если детерминант, составленный из коэффициентов при неизвестных, равен нулю

$$\begin{vmatrix} r_{11}r_{22}\ldots\ldots\ldots r_{1n} \\ r_{21}r_{22}\ldots\ldots\ldots r_{2n} \\ \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\ r_{n1}r_{nn}\ldots\ldots\ldots r_{nn} \end{vmatrix} = 0. \qquad (В.3)$$

Детерминант решаем методом последовательных приближений, задаваясь различными значениями коэффициента свободной длины μ в формуле (В.1). В связи со сложностью задачи решение ее рекомендуется выполнять с помощью современных программных комплексов.

Для сокращения числа попыток рекомендуется определять коэффициент свободной длины μ путем построения графика детерминант – $f(\mu)$ (рисунок В.3).

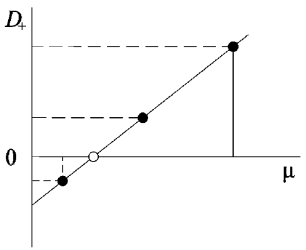


Рисунок В.3 **– График для определения μ**

Приложение Г

Конструкции стыков полуферм

Г.1 Стык верхнего сжатого пояса полуферм рекомендуется выполнять посредством стальных накладок и замоноличивания зазора между верхними поясами полуферм бетоном на мелком заполнителе или цементным раствором. Значение зазора стыка назначается из условия обеспечения высококачественного заполнения его бетоном или раствором и должно составлять не менее 30 мм. Бетон или раствор замоноличивания воспринимает расчетное усилие верхних поясов стыкующихся полуферм. Стальные накладки привариваются к закладным деталям полуферм. Размеры стальных накладок, если они не испытывают непосредственно действующих на них усилий, назначаются конструктивно. Бетон или цементный раствор для замоноличивания стыков должен быть не ниже класса В25.

Схема стыка верхних поясов полуферм дана на рисунке Г.1, *а*.

В зависимости от класса напрягаемой арматуры стыки нижнего пояса подразделяются на две группы: стыки полуферм с ненапрягаемой арматурой из плохо свариваемой и несвариваемой стали (высокопрочная проволока, пучки, канаты и стержни) и стыки полуферм с напрягаемой арматурой из хорошо свариваемой стали.

Стык нижнего пояса ферм с арматурой, натягиваемой на бетон

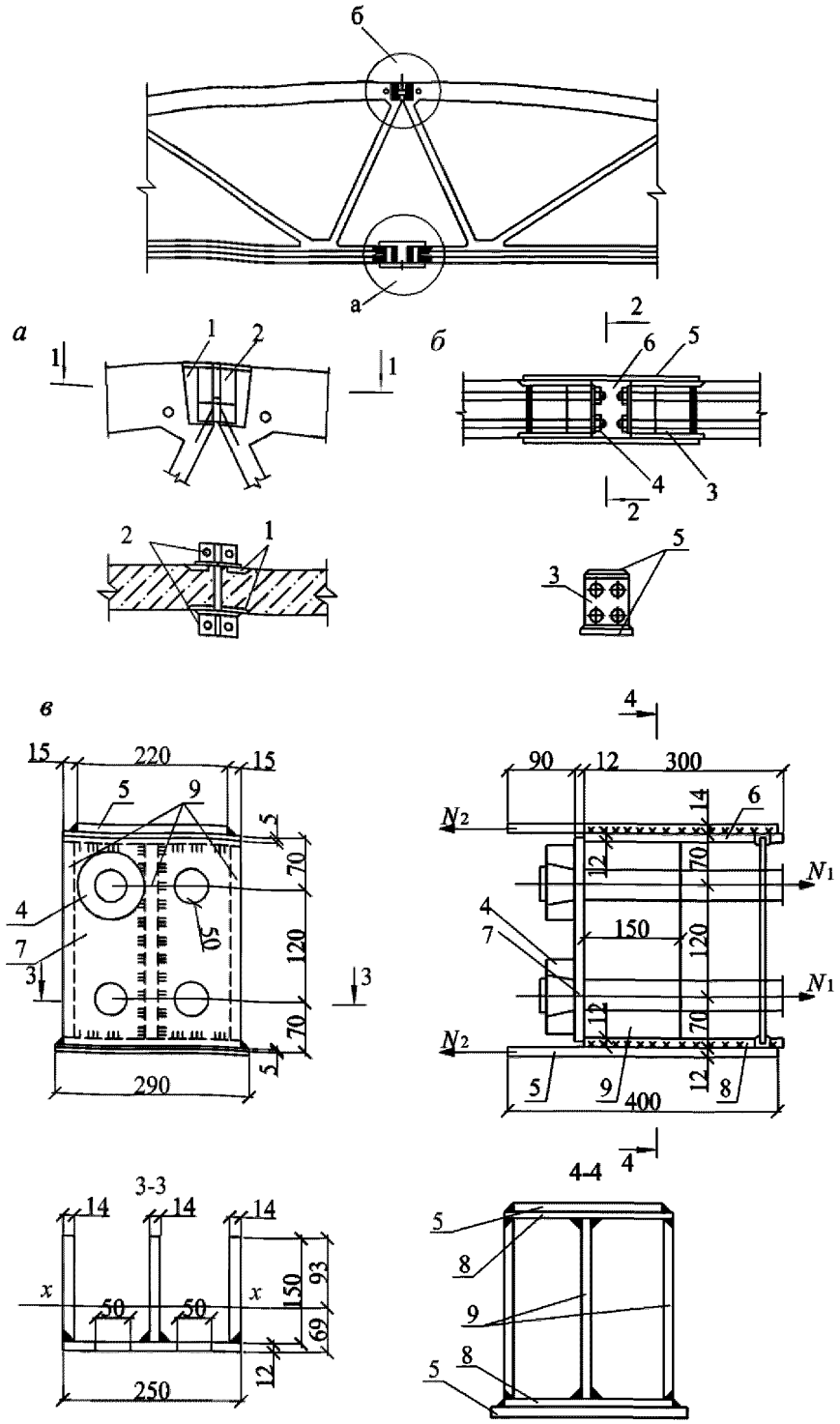
Г.2 Конструкции стыка приведены на рисунках Г.1,*б*,*в*. Анкерные устройства предварительно напряженной арматуры упираются в стальные закладные коробки, устанавливаемые в торцах полуферм. Закладные коробки состоят из торцевого элемента *7*, горизонтальных листов *8* и вертикальных *9*, служащих для повышения жесткости торцевого элемента. Соединение полуферм производится стальными стыковыми накладками *5*, привариваемыми к горизонтальным листам *8* закладной коробки. Для исключения потолочных швов верхняя накладка *5* делается уже, а нижняя – шире закладной коробки.

При расчете трещиностойкости панели нижнего пояса полуферм со стыком подобной конструкции работу бетона на растяжение учитывать не следует.

Расчет стыка сводится к проверке прочности стальной закладной коробки, стальных накладок и сварных швов в соответствии с СП 16.13330.

Стык нижнего пояса полуферм, армированных стержневой несвариваемой или плохо свариваемой арматурой, натягиваемой на упоры

Г.3 Конструкция стыка приведена на рисунке Г.2. В торце стыкуемого элемента устанавливается стальная анкерно-стыковая коробка *2*.



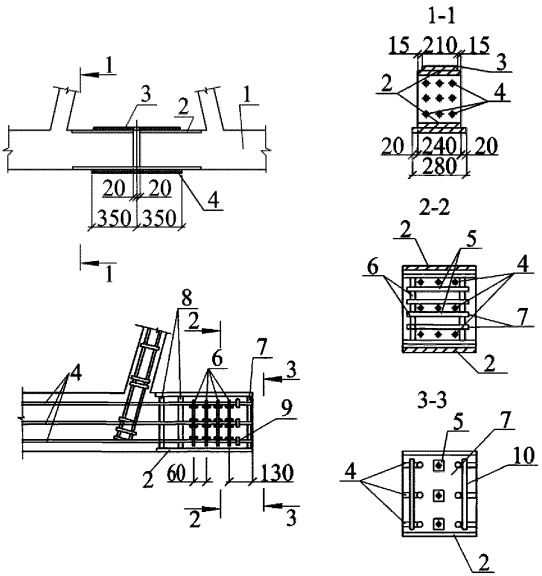
а – схема стыка верхнего пояса; *б* – схема стыка нижнего пояса; *в* – пример конструкции закладной коробки; *1* – закладные детали стыка верхнего пояса; *2* – накладки; *3* – закладная коробка стыка; *4* – анкерные устройства; *5* – стыковые накладки; *6* – раствор или бетон; *7* – торцовый элемент; *8* – горизонтальные листы; *9* – вертикальные листы

***Рисунок Г.1* – Стык верхнего пояса полуферм и стык нижнего пояса в фермах с арматурой, натягиваемой на бетон**

Предварительно напрягаемая арматура *4* заанкеровывается в бетоне этой коробке. Стальные стыковые накладки *3* полуферм привариваются к анкерно-стыковой коробке. Бетон коробки армируется поперечной арматурой в виде гребенок (сеток) *6*.

Для улучшения заанкеривания предварительно напрягаемой арматуры в бетоне анкерно-стыковой коробки *2* к арматуре привариваются или опрессовываются (для несвариваемой арматуры) шайбы *9* и, после обрезки напрягаемой арматуры, стержни.

К задней стенке коробки, параллельно напрягаемой арматуре, приваривается ненапрягаемая арматура *5*.



1 – нижний пояс фермы; *2* – анкерно-стыковая коробка; *3* – стальные накладки; *4* – напрягаемая арматура; *5* – дополнительная ненапрягаемая арматура; *6* – гребенки (сетки) косвенного армирования; *7* – задняя стенка коробки; *8* – диафрагмы коробки; *9* – шайбы; *10* – стержни, привариваемые после обрезки предварительно напряженной арматуры

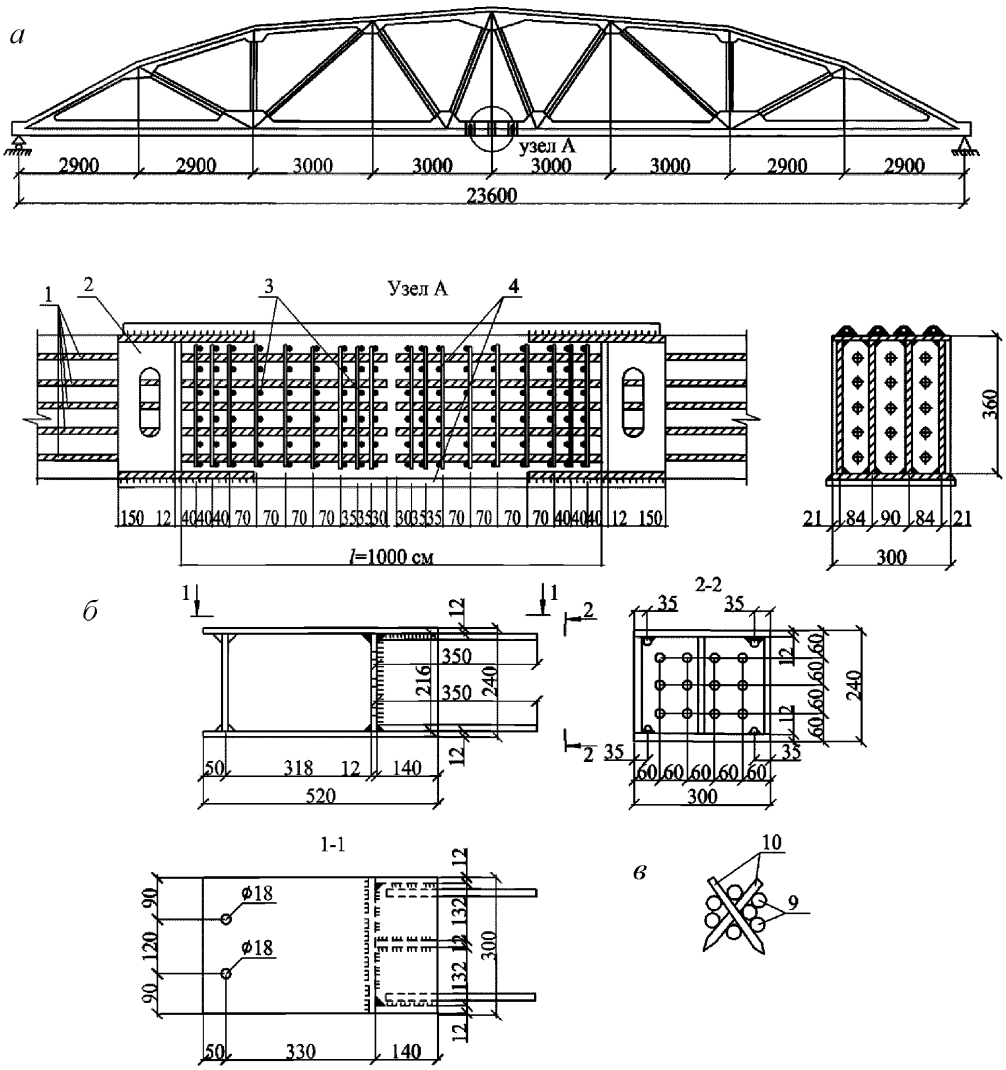
Рисунок Г.2 **– Стык растянутых элементов, армируемых несвариваемой и плохо свариваемой стержневой арматурой, натягиваемой на упоры**

Стык нижнего пояса полуферм, армированных канатами, натягиваемыми на упоры

Г.4 Конструкция стыка приведена на рисунке Г.3.

Предварительно напрягаемая прядевая арматура у торца стыкуемого элемента обрывается и заанкеривается в бетоне за счет сцепления.

На расстоянии, превышающем длину зоны заанкеривания (не менее 70 мм), устанавливаются анкерно-стыковые закладные детали через отверстия, в которые пропускаются канаты. Конструкция анкерно-стыковых закладных деталей приведена на рисунок Г.3,*б*. Бетон зоны стыка усиливается косвенным армированием в виде сварных сеток диаметром 6 мм из арматуры классов А400, А500С. Шаг сеток по длине стыка – 70 – 100 мм. У торца нижнего пояса и у анкерно-стыковой детали устанавливаются по две сетки с шагом 40 см.



а – конструкция стыка; *б* – анкерно-стыковая деталь; *в* – дополнительные анкеры в виде «ершей»; *1* – арматурные канаты; *2* – анкерно-стыковая коробка; *3* – сетки; *4* – стыковые накладки; *5* – горизонтальные листы; *6* – вертикальные листы; *7* – торцовый элемент; *8* – дополнительные стержни; *9* – проволоки, канаты; *10* – обрезка арматуры диаметром 4 мм

***Рисунок Г.3* – Стык полуферм, армированных канатами**

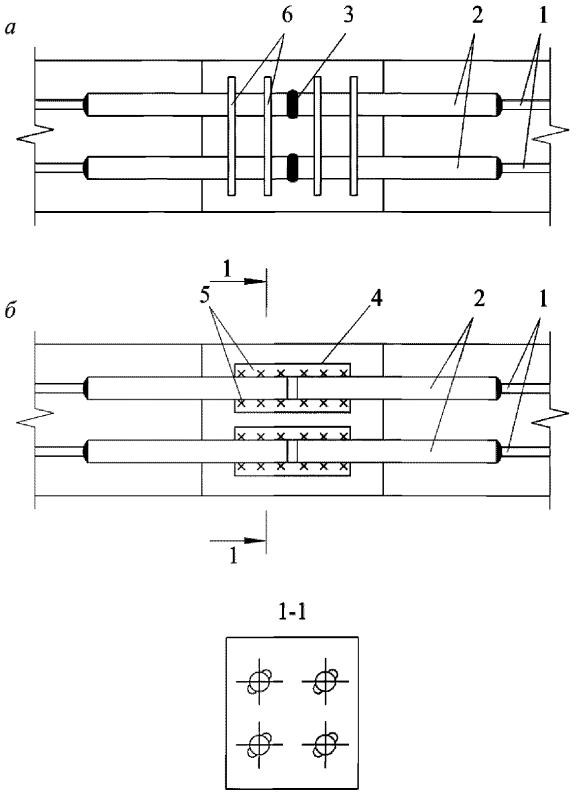
Длина зоны стыка может быть уменьшена до 50 см при установке на прядях дополнительных анкеров в виде «ершей», установленных с шагом, равным шагу свивки канатов. «Ерши» изготавливаются из обрезков высокопрочной проволоки диаметром 4 или 5 мм, длиной 45 мм, вставляемых между проволоками, составляющими прядь (рисунок Г.3, *в*).

Расчет стальных деталей стыка ведется подобно примеру, приведенному выше.

При расчете трещиностойкости нижних поясов ферм со стыком описанной конструкции, работу бетона на растяжение учитывать не следует.

Стык нижнего пояса полуферм, армированных свариваемой стержневой арматурой

Г.5 Конструкция стыка приведена на рисунке Г.4.



а – стык с ванной сваркой; *б* – стык с накладками; *1* – предварительно напряженная арматура; *2* – переходные стержни; *3* – ванная сварка; *4* – стыковые накладки; *5* – дуговая сварка; *6* – косвенное армирование

***Рисунок Г.4* – Стыки со свариваемой арматурой**

Зона стыка – не напряженная. Для ограничения раскрытия трещин в зоне стыка, к основной предварительно напряженной арматуре контактно-стыковой электросваркой привариваются переходные стержни, диаметр которых назначается из условия ограничения раскрытия трещин в зоне стыка.

Зона стыка армируется хомутами или сетками. Торец стыкуемого элемента так же должен армироваться косвенной арматурой по тем же правилам, по которым устанавливается косвенная арматура в опорных узлах ферм.

Соединение арматуры двух полуферм производится с помощью ванной (рисунок Г.4, *а*) или стыковой сварок с накладками (рисунок Г.4, *б*).

Библиография

[1] Федеральный закон от 30 декабря 2009 г. № 384–ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений»

[2] СП 50-101-2004 Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений

gost.e-ecolog.ru