

А.И. Заикин

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
КОНСТРУКЦИИ
ОДНОЭТАЖНЫХ
ПРОМЫШЛЕННЫХ
ЗДАНИЙ**



А.И. ЗАЙКИН

**ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ
ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ
ЗДАНИЙ**
(примеры расчета)

Допущено Министерством образования Российской Федерации
в качестве учебного пособия для студентов высших учебных заведений,
обучающихся по направлению подготовки дипломированных
специалистов 653500 «Строительство»



Издательство Ассоциации строительных вузов
Москва 2007

УДК 624.012.45(07)

Рецензенты:

заф. каф. «Строительные конструкции энергетики», проф.,
председатель НМС по специальности 290300 – «ПГС» *Е.В. Шилов*;
заф. каф. Строительных конструкций и испытаний сооружений Южно-Уральского
государственного университета, проф. *Ю.В. Максимова*.

Заикин А.И.

Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий:
Учебное пособие. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов,
2007. – 272 с.

ISBN 978-5-93093-061-9

В учебном пособии приведены основные сведения по компоновке конструктивных схем поперечников одноэтажных промышленных зданий. Даны примеры статических и конструктивных расчетов железобетонных конструкций одноэтажного промышленного здания с двумя пролетами (18÷24) м при шаге крайних рядов 6 м и среднего ряда 12 м. Приведены примеры расчета конструкций покрытия того же здания при шаге колонн крайних и средних рядов 12 м, а также железобетонной арки пролетом 36 м.

ISBN 978-5-93093-061-9

© Издательство АСВ, 2007
© А.И. Заикин, 2007

ВВЕДЕНИЕ

Сборные железобетонные конструкции с обычным и предварительно напряженным армированием широко применяются в практике строительства при возведении различного рода зданий и сооружений, в частности одноэтажных производственных зданий. Проектирование сборных железобетонных конструкций представляет комплекс расчетных и графических работ, включающих стадии изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации конструкций. Экономичность, эксплуатационная надежность и долговечность отдельных конструкций и здания в целом во многом определяются принятыми проектными решениями, поэтому представляется весьма важным обучение будущих инженеров–строителей как системному подходу к разработке проектного решения, так и современным приемам проектного дела. Проектирование экономичных эффективных железобетонных конструкций основывается на знании особенностей их работы под нагрузкой, правильном выборе конструктивных форм, применении более совершенных, предварительно напряженных конструкций, позволяющих достичь экономии материалов, снижения веса, повышения жесткости, трещиностойкости и долговечности, применении легких бетонов на пористых заполнителях и новых эффективных видов высокопрочной арматуры.

Вопросы проектирования железобетонных конструкций регламентированы СНиП 2.03.01-84* [1] и развиты в руководствах и справочных пособиях, а также в учебниках и монографиях. Однако в таких изданиях, за редкими исключениями, чаще всего приводятся либо расчеты отдельных конструкций (плит, балок, колонн), не связанных конструктивно с рамой поперечника здания, либо только расчеты сечений таких конструкций. Естественно, это не способствует ясному и полному представлению о работе конструкций в составе сооружения, взаимной увязке элементов, конструктивном решении узлов и т.д., особенно при наличии острого дефицита на издания такого профиля. Опыт показывает, что отсутствие достаточно подробно разработанной методики проектирования железобетонных конструкций в целом отрицательно сказывается на учебном процессе, курсовом и дипломном проектировании. Приведенные в данном пособии примеры расчета железобетонных конструкций одноэтажных промышленных зданий разработаны с учетом этих обстоятельств и специфики учебного проектирования. В главе 1 изложены общие вопросы компоновки конструктивной схемы одноэтажного промышленного здания – выбор сетки и типа колонн, привязки, конструктивной схемы покрытия, системы связей и др.

В главах 2 – 6 приведены основные сведения по различным вариантам конструкций поперечника здания и примеры их расчета: статический расчет поперечной рамы, сплошной и двухветвевой колонн и фундаментов под них, различных типов плит покрытий, стропильных и подстропильной конструкций, включая арку пролетом 36 м. В приложении приведены некоторые справочные материалы, позволяющие во многих случаях использовать настоящее учебное пособие без дополнительной литературы.

ГЛАВА 1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ

1.1. Общие положения. Состав каркаса одноэтажного производственного здания

Одноэтажные производственные здания широко применяются в промышленном и сельском строительстве. Выполняются они, как правило, каркасными из сборных железобетонных конструкций и во многих случаях оборудуются мостовыми и подвесными кранами значительной грузоподъемности, создающими большие усилия в несущих элементах здания.

Рекомендуется проектировать одноэтажные производственные здания прямоугольными в плане, с одинаковыми пролетами, без перепадов высот во избежание образования снеговых мешков. Отступления от этих рекомендаций возможны, если они обусловлены специальными требованиями технологических процессов.

Каркас одноэтажного производственного здания представляет собой пространственную систему, состоящую из заземленных в фундаменты колонн, объединенных (в пределах температурного блока) стропильными и подстропильными конструкциями, плитами покрытия, связями и т.д. или покрытием в виде оболочек. Эта пространственная система условно расчленяется на поперечные и продольные плоские рамы, каждая из которых воспринимает горизонтальные и вертикальные нагрузки (рис. 1.1).

Поперечные рамы являются основным элементом каркаса и образуются из колонн и стропильных конструкций (ригелей) или диафрагм оболочек (рис. 1.1, б). Колонны и ригели соединяются между собой при помощи закладных деталей, анкерных болтов и относительно небольшого количества сварных швов. Такие соединения податливы, т.е. позволяют сопрягаемым элементам взаимно поворачиваться при действии нагрузок. В расчетной схеме рамы такие сопряжения принимаются шарнирными, хотя практически способны воспринимать небольшие моменты, обычно не учитываемые в расчете. При шарнирном сопряжении достигается простота монтажа и независимая унификация ригелей и колонн, поскольку приложенная к ригелю нагрузка не вызывает изгибающих моментов в колоннах. Поперечная рама воспринимает нагрузку от массы покрытия, снега, кранов, стен, ветра и обеспечивает жесткость здания в поперечном направлении.

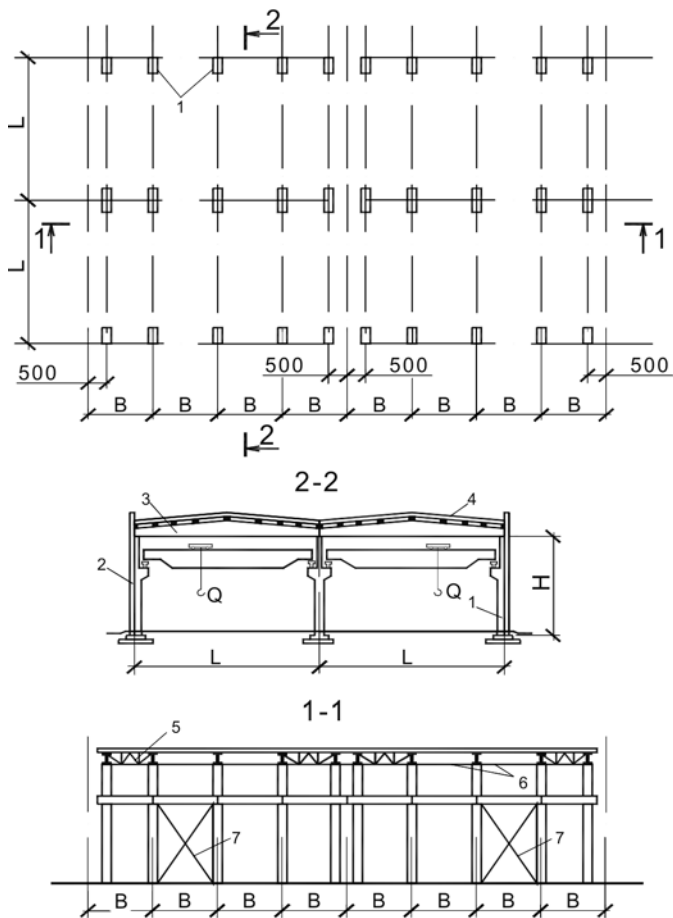


Рис. 1.1. Конструктивная схема одноэтажного производственного здания: 1 – колонна; 2 – стена; 3 – ригель рамы; 4 – покрытие; 5 – вертикальные связи по фермам; 6 – распорки; 7 – вертикальные связи по колоннам

Продольная рама (рис. 1.1, в) включает один продольный ряд колонн в пределах температурного блока, плиты покрытия или прогоны, подстропильные конструкции, связи (решетчатые и в виде распорок по колоннам) и подкрановые балки, а также диафрагмы или бортовые элементы оболочек. Продольные рамы обеспечивают жесткость здания в продольном направлении и воспринимают нагрузки от продольного торможения кранов и от ветра, действующего на торец здания и на торцы фонарей. Рамы зданий в продольном направлении объединяются между собой поверху жестким в своей плоскости диском покрытия, образованным железобетонными плитами покрытия с замоноличенными швами.

К элементам каркаса относятся также фахверковые колонны, несущие нагрузку от стеновых панелей и воспринимаемого ими ветра. Стеновые панели могут быть навесными и самонесущими.

При разработке конструктивной части проекта одноэтажного промышленного здания в первую очередь решаются следующие основные вопросы:

- выбор и компоновка конструктивной схемы;
- статический расчет поперечной рамы;
- конструирование и расчет плит покрытия;
- конструирование и расчет стропильных и подстропильных конструкций;
- то же колонн и фундаментов

1.2. Компоновка конструктивной схемы здания

В задачу компоновки конструктивной схемы входят: выбор сетки колонн, системы привязок и внутренних габаритов здания; компоновка покрытия; разбивка здания на температурные блоки; компоновка поперечной рамы (выбор типа и размеров сечений колонн); выбор системы связей, обеспечивающих пространственную жесткость и т. п.

♦ **Выбор сетки колонн.** Унифицированные пролеты одноэтажных зданий приняты: для зданий без мостовых кранов – 12, 18 и 24 м, а для зданий с мостовыми кранами – 18, 24, 30 м и более, кратными 6 м. Высоты помещений (от отметки чистого пола до низа несущих конструкций покрытия на опоре) принимаются для зданий без кранов в диапазоне 3,6...14,4 м, для зданий с мостовыми кранами – 8,4...18 м, кратно 1,2 м (для зданий пролетами 18, 24 и 30 м допускаются высоты кратные 1,8 м).

Шаг колонн рекомендуется принимать 12 м, если в здании отсутствует подвесной транспорт, воздуховоды, подвесные потолки и т.п. Если при этом шаге используются стеновые панели длиной 6 м, то по наружным осям кроме основных колонн устанавливают промежуточные (фахверковые) колонны. При шаге колонн 12 м возможен шаг ригелей 6 м с использованием в качестве промежуточной опоры подстропильной конструкции. Все же рациональным решением считается каркас без подстропильных конструкций с шагом ригелей 12 м.

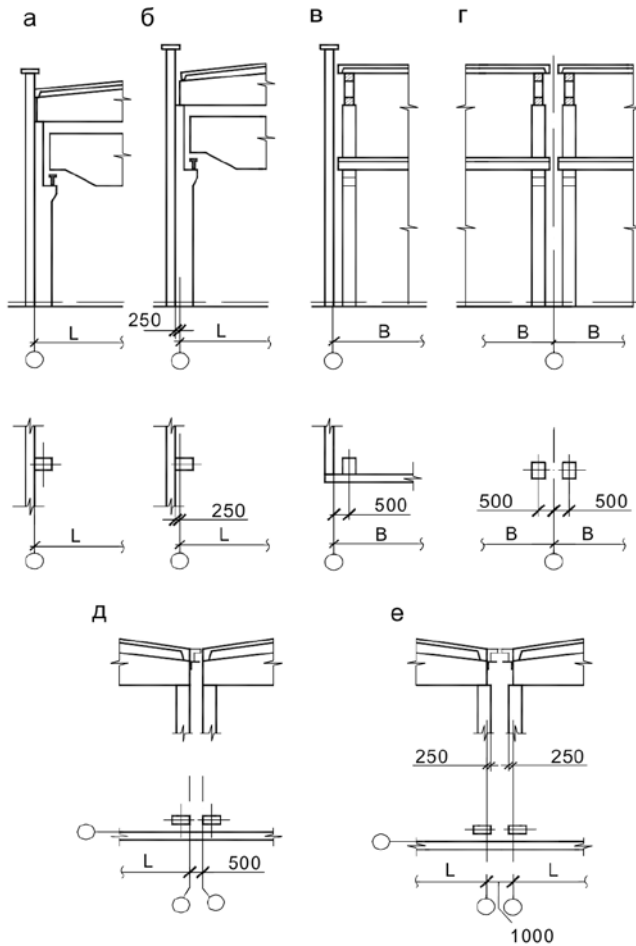


Рис. 1.2. Типы привязок к разбивочным осям

При наличии подвесного “хозяйства” более экономичным может оказаться шаг колонн 6 м.

♦ **Типы привязок.** В соответствии с основными положениями по унификации в целях максимальной типизации элементов каркаса принимаются следующие системы привязки колонн крайних рядов и наружных стен к продольным разбивочным осям:

– “нулевая”, когда наружные грани колонн и внутренние поверхности стен совмещаются с продольными разбивочными осями, – применяется в зданиях без мостовых кранов либо в зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т, шаге колонн 6 м и высоте от пола до низа несущих конструкций покрытия $H_0 \leq 16,2$ м (рис. 1.2, а);

– “250 мм”, когда наружные грани колонн и внутренние поверхности стен смещаются с продольных осей на 250 мм наружу, – в зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно, при шаге колонн 6 м и высоте от пола до низа несущих конструкций покрытия $H_0 \geq 16,2$ м (рис. 1.2,б); а также во всех случаях при шаге колонн 12 м и высоте $H_0 > 8,4$ м.

Колонны средних рядов (за исключением тех, которые примыкают к продольному температурному шву, и колонн в местах перепада высот пролетов одного направления) привязываются так, чтобы оси сечения надкрановой части колонн совпадали с продольными и поперечными разбивочными осями.

Геометрические оси торцовых колонн основного каркаса смещаются с поперечной разбивочной оси внутрь здания на 500 мм (рис. 1.2, в), а внутренние поверхности торцовых стен совпадают с поперечными разбивочными осями, т.е. имеют “нулевую” привязку.

Расстояние λ от продольной разбивочной оси до оси подкранового рельса принимается равным 750 мм в зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно и равным 1000 мм при грузоподъемности кранов более 50 т, а также при необходимости устройства проходов в надкрановой части. Оно складывается из габаритного размера крана B_1 , размера сечения надкрановой части колонны h_1 и требуемого зазора между краном и колонной (рис. 1.3).

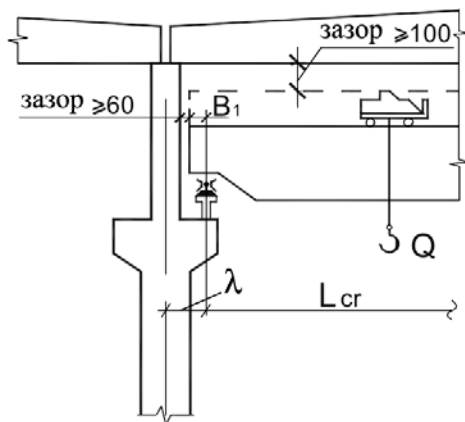


Рис. 1.3. Габариты мостового крана

♦ **Определение высоты здания.** Высота здания определяется с учетом заданной отметки верха кранового рельса H_r и габарита крана по высоте H_{cr} , а также размещения типовых стеновых панелей и оконных переплетов по высоте. Остальные размеры колонны по высоте определяются согласно рис. 1.4:

$$\text{длина подкрановой части} \quad H_2 = H_r - h_r - h_{cb} + a_2; \quad (1.1)$$

$$\text{то же, надкрановой части} \quad H_1 = H_{cr} + h_r + h_{cb} + a_1; \quad (1.2)$$

общая длина колонны (без учета заделки в стакан фундамента)

$$H = H_2 + H_1, \quad (1.3)$$

где H_{cr} – высота крана (по стандарту на мостовые краны);

h_{cb} – высота сборной железобетонной подкрановой балки, равная 1,0 м при шаге колонн 6 м и 1,4 м при шаге 12 м;

h_r – высота кранового рельса с подкладками, равная 0,15 м.

$a_2 = 0,15$ м – расстояние от уровня пола до обреза фундамента;

$a_1 \geq 200$ мм – зазор между нижней гранью стропильной конструкции и тележкой крана.

Окончательно полную высоту колонны H необходимо назначать так, чтобы отметка верха колонны была бы кратной 0,6 м.

При наличии железобетонных подстропильных конструкций высота надкрановой части колонн уменьшается на 600 мм.

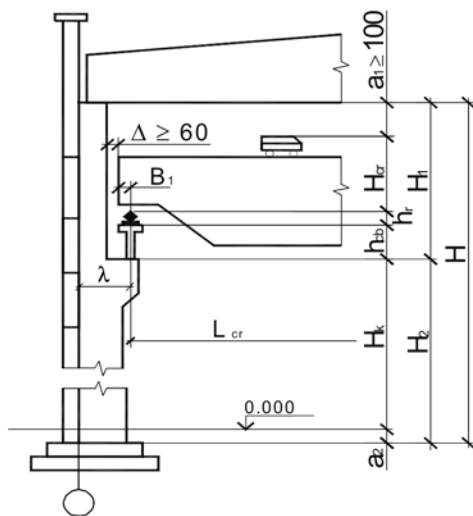


Рис. 1.4. К компоновке поперечной рамы

♦ **Компоновка покрытия.** Покрытие одноэтажного здания может выполняться беспрогонным (преимущественно) и по прогонам. При беспрогонной схеме крупноразмерные плиты покрытия укладываются непосредственно по ригелям поперечных рам и привариваются к ним не менее чем в трех углах. Глубина опирания продольных ребер плит покрытия пролетом 6 м – не менее 80 мм, пролетом 12 м – не менее 100 мм. Сварку закладных деталей стыкуемых конструкций делают по всей длине этих деталей, а швы между плитами замоноличивают. В этом случае образуется же-

сткий в своей плоскости горизонтальный диск, обеспечивающий пространственную работу каркаса здания в целом.

Расположение ригелей (ферм, балок, арок) при беспрогонной схеме покрытия может быть *поперечным* (рис. 1.5, а, б, в) или *продольным* (рис. 1.5, г).

При поперечном расположении ригелей возможны три варианта решения конструктивной схемы покрытия:

1 – шаг всех колонн и ригелей совпадает (6 или 12 м), подстропильные конструкции отсутствуют (рис. 1.5, а);

2 – шаг колонн всех рядов 12...18 м, а шаг ригелей 6 м; последние укладываются по подстропильным конструкциям (фермам или балкам) пролетом 12...18 м (рис. 1.5, б);

3 – шаг колонн крайних рядов 6 м, средних – 12 м, шаг ригелей 6 м; по средним рядам колонн в продольном направлении укладываются подстропильные конструкции для опирания ригелей (рис. 1.5, в).

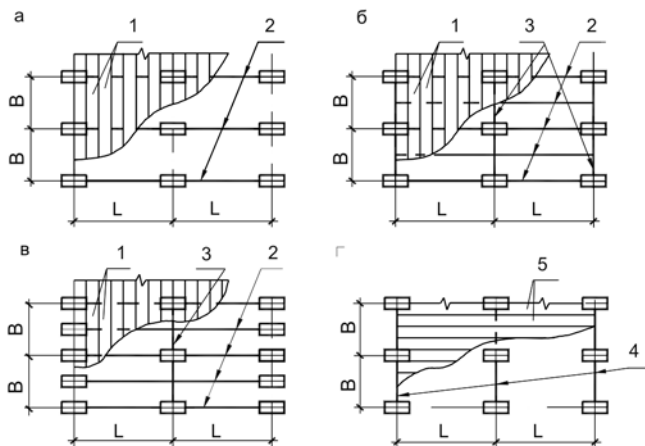


Рис. 1.5. Варианты балочных схем покрытий: 1 - плиты покрытия; 2 - стропильные конструкции; 3 - подстропильные конструкции; 4 - продольные стропильные конструкции; 5 - крупноразмерные плиты покрытия “на пролет”

При продольном расположении ригелей их укладывают на колонны в продольном направлении, а плиты покрытия размером “на пролет” (т.е. 3×18 или 3×24 м) – поперек пролета (рис. 1.5, г).

Тип стропильных конструкций можно выбирать, руководствуясь следующими рекомендациями: а) стропильные балки применяют при пролетах до 18 м включительно; б) стропильные фермы – при пролетах 18...30 м; стропильные арки – при пролетах 30...36 м и более.

♦ **Разбивка здания на температурные блоки.** При большой протяженности в поперечном и продольном направлениях здание делят температурными швами на отдельные блоки. Температурные швы обычно совмещают с усадочными и называют температурно–усадочными. Основное их назначение – уменьшить дополнительные усилия в колоннах от вынужденных перемещений продольных и поперечных элементов здания вследствие изменения температуры наружного воздуха и усадки бетона.

Наибольшие расстояния между температурно–усадочными швами при расчетных зимних температурах наружного воздуха выше минус 40° С, назначаемые без расчета (для конструкций с ненапрягаемой арматурой и предварительно напряженных, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории), для одноэтажных каркасных зданий из сборного железобетона не должны превышать 72 м для отапливаемых зданий.

Поперечные температурно–усадочные швы выполняют на спаренных колоннах, геометрические оси которых смещаются с разбивочной оси (расположенной по середине шва) на 500 мм в каждую сторону (рис. 1.2, г), или на размер больший, но кратный 250 мм; шов доводится до верха фундамента.

Продольный температурно–усадочный шов также выполняется на спаренных колоннах со вставкой (рис. 1.2, д, е). Размеры вставки зависят от привязки колонн к продольным разбивочным осям и принимаются равными 500...1500 мм, кратно 250 мм.

Привязка колонн в продольном температурном шве к продольным осям выполняется по следующим правилам:

- если шаг колонн крайних и средних рядов одинаковый (подстропильные конструкции отсутствуют), то колонны привязываются к продольным осям аналогично привязке колонн крайних рядов (см. рис. 1.2, д);

- при шаге колонн крайних рядов 6 м, а средних – 12 м, т. е. при наличии подстропильных конструкций, расстояние между продольными разбивочными осями и гранями колонн, обращенными в сторону температурного шва, принимается кратным 250 мм.

♦ **Выбор типа и назначение размеров сечений колонн.** В одноэтажных производственных зданиях применяются сборные железобетонные колонны сплошные прямоугольного сечения и сквозные двухветвевые (рис. 1.6). При выборе типа колонн можно придерживаться следующих рекомендаций:

- сплошные колонны применяют в зданиях с пролетами до 24 м, высотой $H < 16,2$ м, шаге 6...12 м и при грузоподъемности кранов до 30 т;

- сквозные (двухветвевые) колонны целесообразно применять при грузоподъемности кранов более 50 т, пролетах более 24 м, высоте $H \geq 16,2$ м и шаге 12 м, а также в случаях, когда высота сечения подкрановой части колонны h_2 превышает 1 м.

В бескрановых цехах обычно применяют колонны постоянного сечения.

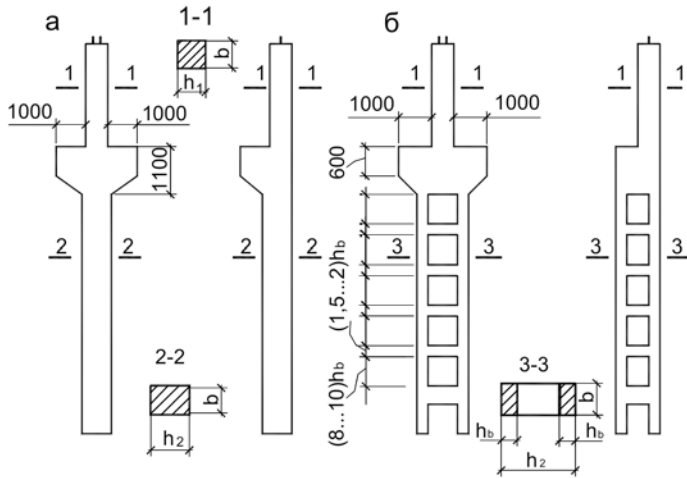


Рис. 1.6. Типы колонн одноэтажных промышленных зданий

Высота (мм) сечения надкрановой части крайних колонн назначается из условия размещения кранового оборудования:

при “нулевой” привязке

$$h_1 \leq 750 - B_1 - 70; \quad (1.4)$$

при привязке “250”

$$h_1 \leq 1000 - B_1 - 70, \quad (1.4a)$$

где B_1 – расстояние от оси кранового рельса до края моста крана;

70 – горизонтальный зазор между гранью колонны и габаритом крана, необходимый по условиям эксплуатации крана.

В типовых колоннах крайних рядов высота сечения надкрановой части в соответствии с вышеприведенными условиями составляет $h_1 = 380$ или 600 мм.

Высоту сечения надкрановой части средних колонн назначают с учетом опирания двух ригелей непосредственно на торец колонны без устройства специальных консолей; обычно $h_1 = 500$ или 600 мм.

Высота сечения подкрановой части сплошных колонн h_2 из условий прочности и пространственной жесткости рамы принимается не менее $(1/10...1/14)H_2$ кратно 100 мм.

Ширину сечения колонн b из условия изготовления принимают постоянной по всей длине: не менее 400 мм при шаге колонн 6 м, не менее 500 мм при шаге 12 м и не менее $1/25H$.

Общая высота сечения подкрановой части сквозных колонн принимается $h_2 = 1000...1300$ мм для крайних и $h_2 = 1200...1800$ мм для средних колонн. Высота сечения h_{br} ветви таких колонн (в плоскости поперечной рамы) принимается в пределах 200...350 мм кратно 50 мм, а ширина $b = 500$ или

600 мм. Расстояние между осями распорок обычно составляет 1800 – 2400 мм, высоту сечения распорок, кроме верхней, принимают равной 400 мм.

◆ **Обеспечение пространственной жесткости каркаса.** Пространственную жесткость каркаса, т.е. его способность сопротивляться воздействию горизонтальных нагрузок, обеспечивают защемленные в фундаментах колонны, жесткий диск покрытия и система стальных связей (вертикальных и горизонтальных).

В поперечном направлении вертикальные связи не могут быть установлены, так как они препятствовали бы технологическому процессу. Поэтому пространственную жесткость каркаса в поперечном направлении обеспечивают колонны (по расчету) и диск покрытия, распределяющий местные горизонтальные нагрузки между колоннами.

В продольном направлении общую устойчивость каркаса в целом обеспечивают вертикальные крестовые или порталные металлические связи по колоннам. В зданиях с мостовыми кранами такие связи устраиваются всегда и размещаются в одном шаге каждого ряда колонн посередине температурного блока на высоту от пола до низа подкрановых балок (рис. 1.7, поз. 6). Эти связи рассчитываются на действие ветровых нагрузок, приложенных к торцовым стенам, и продольных тормозных нагрузок от мостовых кранов. В бескрановых зданиях небольшой высоты ($H < 9,6$ м) связи по колоннам могут не устанавливаться.

При высоте опорных частей ригелей более 800 мм, например в зданиях с плоской кровлей, между ними устанавливают вертикальные связи–фермы, располагаемые в крайних ячейках температурного блока, а поверху каждого продольного ряда колонн – стальные распорки (рис. 1.7, поз. 4, 5). Связи–фермы имеют номинальную длину 6 либо 12 м и высоту, равную высоте ригеля на опоре. Необходимость устройства таких связей обусловлена тем, что горизонтальная сила от ветровой и крановой нагрузок, приложенная к покрытию, может вызвать деформацию ригелей поперечных рам (стропильных балок или ферм) из плоскости. Следовательно, назначение этих связей–ферм и распорок – передать продольные горизонтальные усилия с диска покрытия на колонны и, в конечном счете, на вертикальные связи по колоннам.

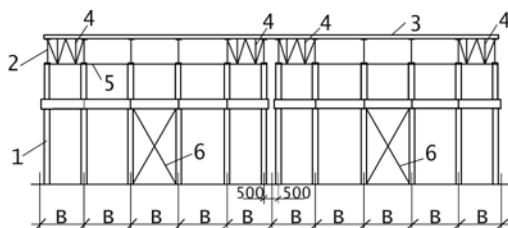


Рис. 1.7. Виды связей в одноэтажных промышленных зданиях: 1 – колонна; 2 – ригель; 3 – диск покрытия; 4 – вертикальные связи–фермы; 5 – распорки; 6 – вертикальные связи по колоннам

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	3
ГЛАВА 1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ОДНОЭТАЖНОГО ПРОИЗВОДСТВЕННОГО ЗДАНИЯ	4
1.1. Общие положения. Состав каркаса одноэтажного производственного здания.....	4
1.2. Компоновка конструктивной схемы здания.....	6
ГЛАВА 2. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ	16
2.1. Расчетная схема и нагрузки	16
2.2. Выбор метода и последовательность статического расчета поперечной рамы	23
2.3. Пример статического расчета поперечной рамы	26
2.3.1. Исходные данные	26
2.3.2. Компоновка поперечной рамы	26
2.3.3. Определение нагрузок на раму–блок.....	29
2.3.4. Статический расчет рамы–блока.....	36
2.3.5. Составление расчетных сочетаний усилий	46
ГЛАВА 3. КОЛОННЫ	51
3.1. Общие положения по конструированию и расчету.....	51
3.2. Расчет сплошной колонны ряда А.....	52
3.2.1. Данные для проектирования.....	52
3.2.2. Расчет надкрановой части колонны	52
3.2.3. Расчет подкрановой части колонны	55
3.2.4. Расчет крановой консоли	57
3.2.5. Проверка трещиностойкости и прочности колонны в стадиях подъема, транспор- тирования и монтажа	60
3.3. Расчет двухветвевой колонны ряда Б.....	62
3.3.1. Данные для проектирования.....	62
3.3.2. Расчет надкрановой части колонны	62
3.3.3. Расчет подкрановой части колонны	64
3.3.4. Расчет распорки	68
ГЛАВА 4. ФУНДАМЕНТЫ	71
4.1. Краткие указания по проектированию отдельных фундаментов под колонны	71
4.2. Конструирование и расчет фундамента под колонну ряда А	73
4.2.1. Данные для проектирования.....	73
4.2.2. Определение размеров подошвы фундамента и краевых давлений.....	74
4.2.3. Определение конфигурации фундамента и проверка нижней ступени.....	76
4.2.4. Подбор арматуры подошвы	78
4.2.5. Расчет подколонника и его стаканной части	80
4.3. Расчет фундамента под колонну ряда Б	84
4.3.1. Данные для проектирования.....	84
4.3.2. Определение глубины заложения и размеров подошвы фундамента.....	85
4.3.3. Проверка давлений под подошвой фундамента.....	85
4.3.4. Определение конфигурации фундамента	86
4.3.5. Проверка фундамента на продавливание дна стакана и на раскалывание	87
4.3.6. Подбор арматуры подошвы	88
ГЛАВА 5. ПЛИТЫ ПОКРЫТИЙ	92
5.1. Конструкции плит покрытий	92
5.2. Расчет ребристой предварительно напряженной плиты покрытия размером 3 х 6 м	94
5.2.1. Данные для проектирования	94
5.2.2. Расчет полки плиты.....	95
5.2.3. Расчет поперечного ребра	98
5.2.4. Расчет продольных ребер по несущей способности	100
5.2.5. Расчет плиты по II-й группе предельных состояний.....	108
5.2.6. Армирование плиты	110
5.3. Расчет предварительно напряженной плиты покрытия типа 2-Т размером 3 х 12 м.....	112
5.3.1. Данные для проектирования.....	112
5.3.2. Нагрузки на плиту.....	113
5.3.3. Расчет полки плиты.....	114
5.3.4. Расчет продольных ребер	116
5.3.5. Расчет плиты по II-й группе предельных состояний.....	130
5.4. Расчет панели–оболочки КЖС размером 3х24 м	135
5.4.1. Общие положения, конструкция КЖС	135
5.4.2. Исходные данные для проектирования	136

5.4.3. Подсчет нагрузок и усилий.....	137
5.4.4. Расчет панели КЖС по общей несущей способности и устойчивости.....	139
5.4.5. Характеристики предварительного напряжения.....	143
5.4.6. Расчет прочности наклонных сечений.....	145
5.4.7. Расчет поля оболочки на изгиб между диафрагмами.....	147
5.4.8. Расчет КЖС по II-й группе предельных состояний.....	153
5.4.9. Конструирование панели КЖС.....	155
ГЛАВА 6. СТРОПИЛЬНЫЕ И ПОДСТРОПИЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ.....	159
6.1. Стропильные балки.....	159
6.2. Расчет предварительно напряженной двускатной решетчатой балки пролетом 18 м.....	162
6.2.1. Данные для проектирования.....	162
6.2.2. Расчетный пролет, нагрузки, усилия.....	163
6.2.3. Предварительный подбор продольной напрягаемой арматуры.....	165
6.2.4. Определение геометрических характеристик приведенного сечения.....	166
6.2.5. Определение потерь предварительного напряжения.....	170
6.2.6. Расчет прочности наклонных сечений.....	172
6.2.7. Проверка прочности нормальных сечений.....	175
6.2.8. Расчет по образованию нормальных трещин.....	179
6.2.9. Расчет по раскрытию нормальных трещин.....	182
6.2.10. Определение прогиба балки.....	186
6.3. Стропильные фермы.....	190
6.4. Расчет сегментной фермы пролетом L = 24 м с подвесными кранами.....	192
6.4.1. Данные для проектирования.....	192
6.4.2. Определение нагрузок на ферму.....	193
6.4.3. Определение усилий в стержнях фермы.....	199
6.4.4. Расчет сечений элементов фермы.....	200
6.4.5. Расчет узлов фермы.....	206
6.4.6. Конструирование элементов фермы.....	211
6.5. Расчет предварительно напряженной безраскосной фермы пролетом L = 24 м.....	211
6.5.1. Общие сведения.....	211
6.5.2. Данные для проектирования.....	214
6.5.3. Статический расчет фермы на единичную нагрузку.....	216
6.5.4. Определение нагрузок на ферму и расчетных усилий в стержнях.....	217
6.5.5. Расчет нижнего пояса по прочности.....	222
6.5.6. Расчет сечений верхнего пояса.....	224
6.5.7. Расчет стоек фермы по прочности.....	227
6.5.8. Расчет элементов фермы по II-й группе предельных состояний.....	229
6.5.9. Конструирование безраскосной фермы.....	231
6.6. Расчет предварительно напряженной подстропильной фермы пролетом 12 м.....	232
6.6.1. Данные для проектирования.....	233
6.6.2. Статический расчет подстропильной фермы.....	233
6.6.3. Расчет сечений элементов фермы по I-й группе предельных состояний.....	238
6.6.4. Расчет сечений элементов фермы по II-й группе предельных состояний.....	241
6.6.5. Конструирование подстропильной фермы.....	243
6.7. Стропильные арки.....	243
6.8. Расчет двухшарнирной сборной арки пролетом 36 м с предварительно напряженной затяжкой.....	246
6.8.1. Данные для проектирования.....	246
6.8.2. Расчетный пролет и нагрузки.....	246
6.8.3. Геометрические характеристики оси арки.....	247
6.8.4. Определение усилий от единичной нагрузки $q = 1$	250
6.8.5. Расчет затяжки.....	252
6.8.6. Расчет прочности нормальных сечений.....	255
6.8.7. Расчет прочности наклонных сечений.....	258
Приложения.....	261
Библиографический список.....	272

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП 2.03.01–84*. Бетонные и железобетонные конструкции. М., 1989.
2. СНиП 2.01.07–85. Нагрузки и воздействия. М., 1985.
3. СНиП 2.02.01–83. Основания зданий и сооружений. М., 1985.
4. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого и легкого бетона / ЦНИИпромзданий, НИИЖБ. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1988.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (без предварительного напряжения) / ЦНИИпромзданий, НИИЖБ. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
6. Проектирование железобетонных конструкций: Справочное пособие / Под ред. А.Б. Голышева. Киев: Будивельник, 1990.
7. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий / НИИЖБ Госстроя СССР. М.: Стройиздат, 1979.
8. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01–84 и СНиП 2.02.01–83) / Ленпромстройпроект Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989.
9. Справочник проектировщика. Типовые сборные железобетонные конструкции для промышленного строительства. М.: Стройиздат, 1984.
10. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. 5-е изд., перераб. и доп. М.: Стройиздат, 1991.
11. Заикин А.И. Проектирование железобетонных конструкций многоэтажных промышленных зданий: Учеб. пособие. Магнитогорск, 1997.

*Оригинал-макет подготовлен
РПО Магнитогорского государственного технического университета*

Лицензия ЛР № 0716188 от 01.04.98. Сдано в набор 15.04.00. П завод

Подписано к печати 22.03.07. Формат 60x90/16.

Бумага газетная. Гарнитура таймс. Печать офсетная.

Усл. печ. л.17. Заказ № . Тираж 2000 экз.

Издательство Ассоциации строительных вузов (АСВ)
129337, Москва, Ярославское шоссе, 26, оф. 706 (отдел реализации – к. 511)
тел., факс: (495)183-56-83; e-mail: iasv@mgsu.ru, <http://www.iasv.ru/>