

Оглавление

ВВЕДЕНИЕ.....	5
1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ.....	6
1.1. Указания по проектированию конструкций.....	6
1.2. Унификация конструкций производственных зданий.....	7
1.3. Деформационные швы.....	8
1.4. Фундаменты промышленных зданий.....	9
1.5. Колонны промышленных зданий.....	10
1.6. Конструкции покрытия железобетонных промышленных зданий.....	12
2. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ.....	14
3. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТА ПОД КОЛОННУ КРАЙНЕГО РЯДА.....	25
4. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННАЯ ДВУСКАТНАЯ БАЛКА ПОКРЫТИЯ.....	34
5. ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННАЯ РЁБРИСТАЯ ПЛИТА ПОКРЫТИЯ.....	38
Библиографический список.....	47
Приложение.....	48

ВВЕДЕНИЕ

Учебно-методическое пособие по дисциплине «Основы проектирования современных строительных конструкций», Строительные конструкции 01.03.04 по направлению подготовки 08.03.01 составлено в соответствии со СНиП 52-01-2003 «Бетонные и железобетонные конструкции» [2] и сводами правил СП 52-101-2003 и СП 52-102-2004 [3; 4]

В пособие включены примеры проектирования и расчета конструкций одноэтажных производственных зданий:

- расчет двухветвевой колонны;
- расчет фундамента под внецентренно сжатую колонну;
- расчет предварительно напряженной двускатной балки покрытия;
- расчет предварительно напряженной ребристой плиты покрытия.

Настоящее пособие предусматривает возможность дальнейшего расширенного и специализированного изучения расчетов и конструирования железобетонных конструкций промышленных зданий:

- технико-экономического анализа запроектированных конструктивных элементов;
- оценки пространственной модели напряженно-деформированного состояния каркаса здания;
- влияния степени обжатия предварительно-напряженных элементов на ширину раскрытия трещин и деформативность;
- применения различных видов арматуры в сжатых, сжато-изогнутых и изгибаемых элементах и т.д. Аналитическое и теоретическое обоснования методов расчета и конструктивных требований содержатся в [2–9], других учебниках и учебно-методических указаниях.

Для упрощения и ускорения статических и динамических расчетов каркаса здания рекомендуется использовать программные комплексы по расчету строительных конструкций «ЛИРА», «SCAD» и т.п.

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

1.1. Указания по проектированию конструкций

При разработке проектов зданий и сооружений выбор конструктивных решений производят, исходя из технико-экономической целесообразности с учетом максимального снижения материалоемкости, трудоемкости и стоимости строительства, достигаемых за счет внедрения эффективных строительных материалов конструкций, снижения массы общей конструкции, наиболее полного использования физико-механических свойств материалов (упругопластические свойства при особых сочетаниях нагрузок) и соблюдения требований по их наиболее экономичному расходованию.

Принятая конструктивная схема должна отвечать требованиям действующих нормативных документов, в частности, должна быть обеспечена: прочность, устойчивость, пространственная неизменяемость зданий и сооружений в целом, а также отдельных конструкций на всех стадиях работы.

Элементы сборных конструкций должны отвечать условиям механизированного изготовления на специализированных предприятиях, причем их рекомендуется укрупнять настолько, насколько позволяют грузоподъемность монтажных механизмов, габариты и условия транспортировки и изготовления. Предпочтение отдают предварительно напряженным конструкциям из высокопрочных бетонов и арматуры, а также из легкого и ячеистого бетонов, если их применение не ограничивается специальными требованиями.

Особо важным фактором в сборных конструкциях является прочность и долговечность узлов и соединений. Их конструкция должна обеспечивать надежную передачу усилий через узлы, а также прочность материалов в стыках. При проектировании монолитных конструкций следует предусматривать унифицированные размеры, позволяющие применять инвентарную опалубку и укрупненные пространственные арматурные каркасы.

Проектирование зданий и сооружений осуществляют с учетом следующих основных положений:

- объемно-планировочное решение зданий и сооружений должно удовлетворять условиям равномерного распределения масс и жесткостей;
- местоположение стыка основных несущих элементов должно находиться вне зоны действия максимальных усилий;
- основные несущие конструкции должны быть, по возможности, монолитными или сборно-монолитными;
- следует предусматривать мероприятия, облегчающие (или обеспечивающие) возможность развития в узлах и элементах конструкций пластических деформаций, значительно повышающих сопротивление действию кратковременных сил.

Здания и сооружения сложной формы в плане или с резко отличающимися высотами отдельных участков разделяют антисейсмическими швами на отдельные отсеки прямоугольной формы. Размеры зданий (отсеков) с несущим железобетонным каркасом или с несущими монолитными бескаркасными стенами определяются требованиями для несейсмических районов, но не должны быть более 150 м. Антисейсмические швы разделяют смежные отсеки по всей высоте зданий и сооружений и выполняются путем постановки парных стен, рам или их сочетания. Ширина шва определяется рас-

четом или в зависимости от высоты сооружения. При высоте до 5 м она должна быть не менее 3 см, при высоте 5 м и более увеличивается на 2 см на каждые 5 м высоты.

Мероприятия по обеспечению сейсмостойкости зданий и сооружений принимаются в зависимости от их расчетной сейсмичности с учетом сейсмичности участка строительства и назначения зданий и сооружений.

1.2. Унификация конструкций производственных зданий

При проектировании выбирают объемно-планировочные и конструктивные решения, обеспечивающие максимальную унификацию и сокращение числа типоразмеров и марок конструкций. Для сокращения числа марок конструкции одного типоразмера проектируют с учетом унифицированных расчетных данных. Современные методы унификации характеризуются применением Единой модульной системы при назначении размерных градаций планировочных и конструктивных параметров зданий, определением целесообразного диапазона расчетных нагрузок для типизации конструкций, установлением оптимального сортамента стандартизированных изделий и определенными правилами привязки строительных конструкций к разбивочным осям.

Единая модульная система представляет собой совокупность правил координации размеров объемно-планировочных и конструктивных элементов зданий на базе основного модуля — 100 мм. Размеры и взаимное расположение объемно-планировочных и конструктивных элементов назначают с учетом основного и производных модулей, соблюдения правил расположения разбивочных осей и привязки к ним конструкций зданий.

Производные модули получают умножением основного модуля на целые или дробные коэффициенты. При проектировании зданий для назначения размеров объемно-планировочных и конструктивных элементов применяются следующие размеры производных модулей: укрупненные — 6000, 3000, 1500, 1200, 600 и 300 мм.

При проектировании производственных зданий необходимо стремиться к наиболее простой (прямоугольной) форме в плане и избегать перепадов высот.

В производственных зданиях стены проектируют из панелей (кирпичная кладка — преимущественно в зданиях небольшого размера, в цокольной части зданий с панельными стенами, а также из асбестоцементных листов в местах ворот и отверстий для пропуска инженерных коммуникаций); покрытия и перекрытия — беспрогонными из круп-

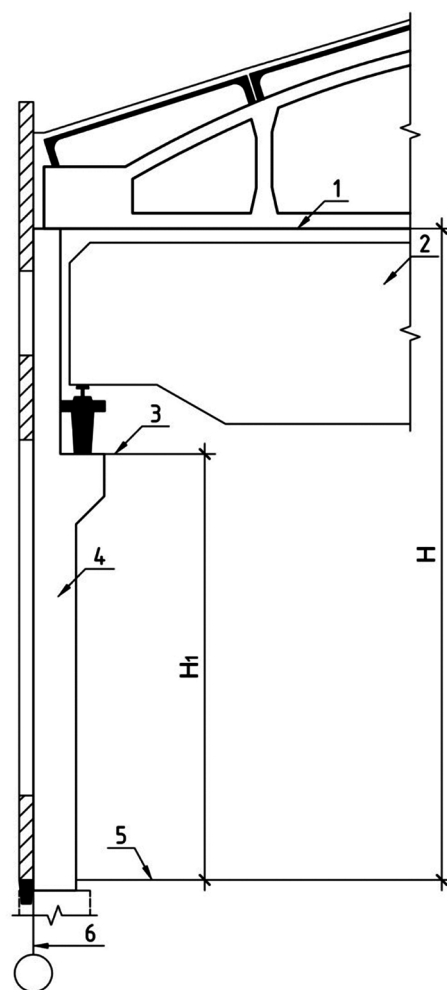


Рис. 1. Высота зданий, оборудованных мостовыми кранами:

- 1 — низ несущих конструкций покрытия;
- 2 — мостовой кран;
- 3 — верх крановой консоли;
- 4 — железобетонная колонна;
- 5 — уровень пола;
- 6 — разбивочная ось ряда;
- H — высота помещения;
- H_1 — высота до верха крановой консоли

норазмерных панелей; примыкания галерей, эстакад и прочих сооружений к производственным зданиям — консольными без опирания на каркас и ограждающие конструкции здания.

Одноэтажные здания проектируют, как правило, с пролетами одного направления, одинаковой ширины и высоты. В случаях, обоснованных рациональным решением технологических процессов либо требованиями, связанными с осуществлением блокирования цехов, может быть допущено минимальное количество различных унифицированных пролетов. Взаимно перпендикулярные пролеты применяют для отдельных производств только при наличии существенных преимуществ в технологической планировке и в организации производственных процессов.

Каркас одноэтажного производственного здания рекомендуется решать в виде рам, состоящих из заземленных в фундаментах колонн и шарнирно связанных с ними ригелей (ферм или балок). Шаг колонн по крайним и средним рядам назначают на основании технико-экономических расчетов с учетом технологических требований.

Наружных колонн для зданий пролетом 12,0 м и высотой до 6,0 м включительно должно быть шесть. Средних колонн в бескрановых зданиях высотой 8,4 м и более и в зданиях, оборудованных кранами, высотой 12,6 м и более — двенадцать.

В двухпролетных зданиях высотой до 7,2 м включительно при шаге крайних колонн более 6 м — шесть. Если шаг колонн более 12,0 м, его принимают кратным 6,0 м.

Привязку крайних колонн к продольным разбивочным осям назначают с соблюдением следующих правил (рис. 2). Нулевая привязка — при шаге 6 м, $Q \leq 32$ т, когда $H \leq 16,2$ м. Привязка 250 мм — при невыполнении одного выше приведенного условия. В отдельных случаях при надлежащем обосновании смещение может быть увеличено до 500 мм.

1.3. Деформационные швы

Бетонные и железобетонные конструкции представляют собой в большинстве случаев статически неопределимые системы. Поэтому в них из-за изменения температуры, усадки бетона, а также от неравномерной осадки фундаментов возникают дополнительные усилия, которые могут приводить к появлению трещин или расстройству частей конструкций. В целях уменьшения усилий бетонные и железобетонные конструкции разделяют по длине и ширине на отдельные части (блоки) температурно-усадочными швами, расстояния между которыми устанавливаются расчетами.

В статически неопределимых системах для снижения температурных усилий рекомендуется членение их на период строительства временными швами с последующим их замоноличиванием.

Температурно-усадочные швы в каркасах устраивают посредством установки двойных колонн с доведением шва до верха фундамента в виде двусторонних консолей без вкладышей (рис. 3). В сплошных бетонных и железобетонных конструкциях температурно-усадочные швы следует осуществлять сквозными, разрезая конструкцию до подошвы фундамента. Ширина температурно-усадочных швов обычно 2–3 см, она уточняется расчетом в зависимости от длины температурного блока и температурного перепада.

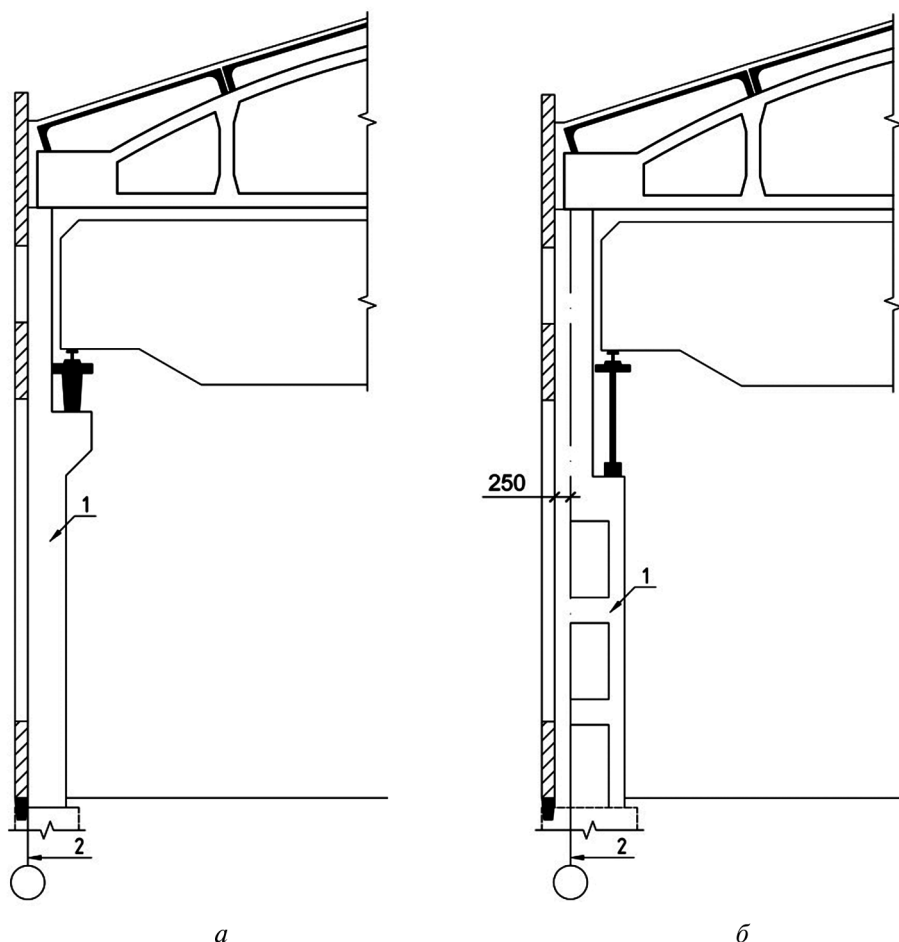


Рис. 2. Привязка колонн промышленных зданий:
a — нулевая привязка крайних колонн промышленного здания;
б — привязка крайних колонн 250 мм

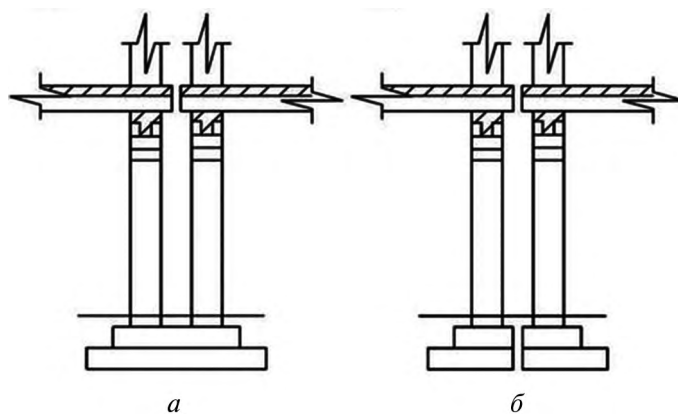


Рис. 3. Деформационные швы:
a — температурно-усадочный шов на общем фундаменте; *б* — осадочный шов

Осадочные швы устраивают между частями зданий, основанными на различных по качеству грунтах или сильно отличающимися по высоте. Такие швы проводят и через фундаменты.

1.4. Фундаменты промышленных зданий

Фундаменты бывают трех типов: отдельные (под каждой колонной), ленточные (под рядами колонн в одном или двух направлениях, а также под несущими стенами), сплош-

ные (под всем сооружением). Тип фундамента выбирают в зависимости от конструктивной схемы здания, величины и характера нагрузок, передающихся на основание, геологических и гидрогеологических условий строительной площадки. Фундаменты возводят чаще всего на естественных основаниях, но применяют и на сваях. Тогда группа свай, объединенная по верху распределительной железобетонной плитой-ростверком, образует свайный фундамент.

Отдельные фундаменты устраивают при относительно небольших нагрузках и достаточно редком размещении колонн, ленточные — при слабых грунтах и больших нагрузках, т.е. когда подошвы отдельных фундаментов близко подходят друг к другу. Ленточные фундаменты целесообразно также применять при неоднородных грунтах и внешних нагрузках, различных по величине, так как такие фундаменты выравнивают неравномерные осадки основания. Если несущая способность ленточных фундаментов недостаточна или деформации основания под ними больше допустимых, устраивают сплошные фундаменты.

Отдельные фундаменты под колонны и ленточные под стены выполняют сборными и монолитными, ленточные фундаменты под ряды колонн и сплошные плитные фундаменты — монолитными.

Стоимость сборных фундаментов, как правило, выше, чем монолитных, поэтому их применение целесообразно при большой повторяемости однотипных конструкций и для облегчения ведения работ в зимних или сложных гидрогеологических условиях. Тот или иной тип фундамента следует выбирать на основе тщательного технико-экономического анализа.

Глубину заложения фундаментов определяют с учетом:

- назначения зданий, наличия подвалов и подземных коммуникаций;
- величины и характера нагрузок, действующих на основание;
- глубины заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений;
- геологических и гидрогеологических условий строительной площадки, а также климатических особенностей района;
- возможности пучения грунтов при промерзании и осадки — при оттаивании.

Минимальную глубину заложения фундаментов зданий во всех природных грунтах, за исключением скальных пород, следует принимать не менее 0,5 м от поверхности планировки.

Глубину заложения фундаментов из условий возможного морозного пучения грунтов принимают в соответствии с указаниями СНиПов в зависимости от глубины промерзания грунта. Помимо этого должны быть учтены, в случае необходимости, и требования по защите фундаментов от воздействия грунтовых вод.

Размеры фундаментов в плане определяют из расчета оснований по деформациям.

Подколонники, если это необходимо по расчету, армируют продольной и поперечной арматурой по принципу армирования колонн. Площадь сечения продольной арматуры с каждой стороны железобетонного подколонника должна быть не менее 0,05 % площади поперечного сечения подколонника, диаметр продольных стержней монолитного подколонника — не менее 12 мм.

1.5. Колонны промышленных зданий

В строительстве преимущественно применяют колонны сплошного квадратного и прямоугольного сечения (рис. 4), развитого в плоскости действия большего изгибающего момента, а также двухветвевые с ветвями прямоугольного сечения (рис. 5). По-

следние рекомендуется использовать при значительных нагрузках и высоте колонны более 12–14 м.

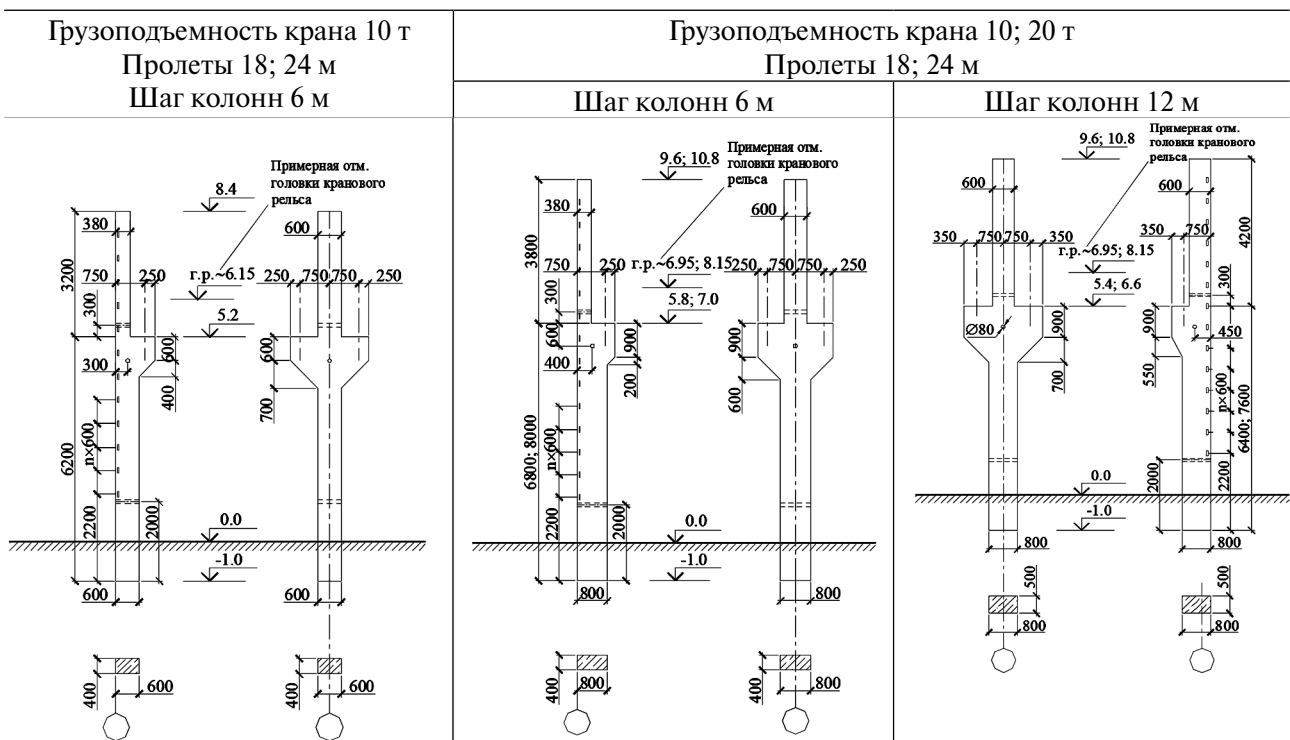


Рис. 4. Геометрические характеристики колонн сплошного сечения

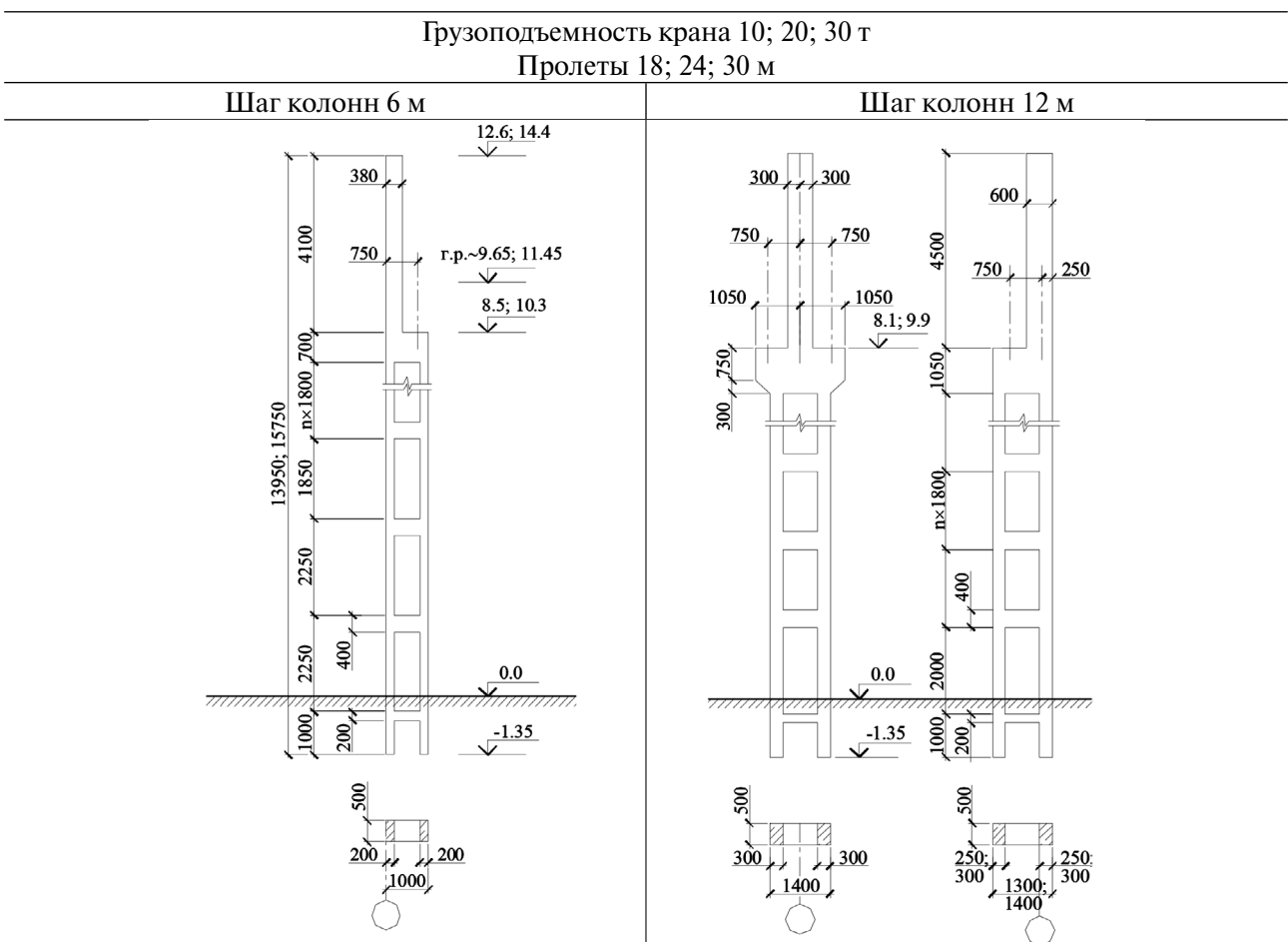


Рис. 5. Геометрические характеристики колонн сплошного сечения

Колонны могут быть призматическими и ступенчатыми. Последние используют для зданий, оборудованных мостовыми кранами; они состоят из подкрановой и надкрановой частей. Типы и размеры сборных колонн выбирают в соответствии с номенклатурой и типоразмерами унифицированных сборных железобетонных изделий и конструкций.

Для уменьшения количества типоразмеров монолитных колонн ширину и высоту прямоугольных сечений следует принимать кратными 100, 200 и 300 мм для размеров соответственно до 600, более 600 и более 1200 мм.

Размеры сечений колонн принимают не менее $l_0 / h = 35$, где l_0 — приведенная длина колонны. В целях унификации сечения колонн под разные нагрузки в пределах одного здания рекомендуется принимать одинаковыми, регулируя несущую способность за счет изменения армирования в допустимых пределах и повышения класса бетона на одну ступень. При этом следует исходить из условия, что принятые размеры должны быть оптимальными для возможно большего количества унифицируемых колонн.

Ширину сечения колонны, несущей монолитно связанную с ней балку перекрытия, принимают не меньше толщины ребра последней, размеры оголовка — не менее размеров сечения верхней части колонны. При этом для одностороннего опирания несущих конструкций покрытия размер оголовка должен быть не менее 300 мм, для двухстороннего — не менее 400 мм, если опираются конструкции пролетом до 12 м; не менее 500 мм, если пролет опирающихся конструкций равен или превышает 12 м.

1.6. Конструкции покрытия железобетонных промышленных зданий

Основные типы сборных железобетонных конструкций покрытия при расчетной нагрузке 3,0...5,0 кПа приведены в таблице 1.

Таблица 1

Типы конструкций покрытия одноэтажных промышленных зданий

Конструкция	Пролет, м	Шаг, м	Класс бетона	Объем бетона, м ³	Масса, т	Расход стали при напрягаемой арматуре, кг	
						стержневая	канаты
Балка двутаврового сечения	18	6	B25...B40	6,64	9,10	570...740	360...560
Балка решетчатая	18	6	B30...B40	4,12	10,30	530...870	420...660
Ферма сегментная раскосная	18	6	B30...B40	2,10	5,25	290...470	240...390
		12	B30...B40	3,44	8,60	550...740	440...590
Ферма безраскосная	18	6	B30...B40	3,68	9,20	690...770	560...625
		12	B30...B40	6,72	16,80	1100...1540	850...1200
Ферма безраскосная	24	6	B30...B40	3,94	9,85	760...860	650...715
		12	B30...B40	6,48	16,20	1280...1490	1020...1200
Плита ребристая 3×6 м			B25...B30	0,95	2,38	70...100	60...70
Плита ребристая 3×12 м			B30...B40	2,72	6,80	270...390	205...290

Конструкции покрытия с опиранием в уровне нижнего пояса

Трапецевидные (полигональные) фермы повторяют геометрию применяемых до внедрения сборных железобетонных конструкций типовых металлических ферм. Они имеют небольшой уклон (до 5 %) верхнего пояса, что позволяет применять малоуклон-

ную кровлю, которая сохраняет достоинства плоских кровель. Недостатком таких ферм является относительно большой расход бетона.

Сегментные раскосные фермы имеют очертание, близкое к параболическому. Вследствие этого уменьшаются усилия в элементах решетки, что приводит к сокращению расхода материала и стоимости. Они нашли широкое применение в 1960–80-х годах как типовые стропильные конструкции пролетом 18...24 м с шагом 6 м. Верхний пояс фермы имеет ломаное очертание с прямолинейными участками между узлами. Их недостаток — создание скатной кровли с изломами, что повышает расход бетона и стоимость самой фермы.

В арочных фермах усиливается верхний пояс кругового очертания, а решетка разрежается. Арочные фермы при пролетах 18–24 м несколько дороже сегментных раскосных, при пролете 30 м имеют примерно такую же стоимость, а при пролетах 36–42 м — экономичнее.

Типовые железобетонные безраскосные фермы в серии 1.463-3 разработаны для покрытий зданий со скатной и малоскатной кровлей с шагом ферм 6 и 12 м (рис. 6). К фермам разрешается подвеска кранов до 5 т. Фермы всех марок изготавливаются для каждого пролета (18 и 24 м) в единой опалубочной форме со сменными вкладышами. Очертание верхнего пояса принято по окружности с радиусами наружной грани $R = 15,5$ м для $l = 18$ м и $R = 25,17$ м для $l = 24$ м. Высота в середине достигает для пролета 18 м — 3 м, а для пролета 24 м — 3,3 м. На опоре фермы имеют одинаковую унифицированную высоту 0,88 м.

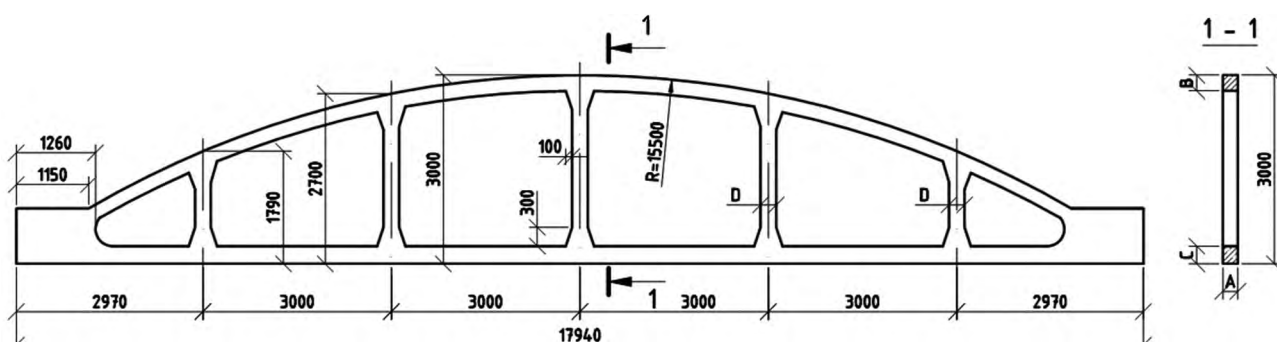


Рис. 6. Железобетонные фермы сегментного очертания

Балки покрытий могут иметь пролет 12 и 18 м, а в отдельных конструкциях — 24 м. Очертание верхнего пояса при двускатном покрытии может быть трапециевидным с постоянным уклоном, ломаным или криволинейным. Шаг балок покрытий — 6 или 12 м. Высоту сечения балок в середине пролета принимают (1/8...1/15). Высоту сечения двускатной трапециевидной балки в середине пролета определяют уклон верхнего пояса (1:12) и типовой размер высоты сечения на опоре (600, 800 или 900 мм). Ширину верхней сжатой полки балки для обеспечения устойчивости при транспортировании и монтаже принимают (1/50...1/60) l . Ширину нижней полки для удобного размещения продольной растянутой арматуры 250...300 мм. Толщину вертикальной стенки при бетонировании в вертикальном положении принимают $b \geq 80$ мм, в горизонтальном положении $b \geq 60$ мм.

2. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Под термином предельное понимается состояние конструкции, после которого ее дальнейшая эксплуатация становится невозможной вследствие потери способности сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получения недопустимых перемещений и местных повреждений.

Под первой группой предельных состояний понимается, что конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по несущей способности и прочности. Под второй группой — они должны удовлетворять требованиям к нормальной эксплуатации и пригодности.

Расчет по предельным состояниям первой группы должен обеспечить необходимую прочность и устойчивость конструкции, чтобы предотвратить хрупкое, вязкое или иного характера разрушение.

Расчет железобетонных сжатых элементов во всех рассматриваемых ситуациях ведется с учетом эксцентриситета. Это обусловлено отклонением фактических размеров сечений от проектных, неоднородности бетона, несовпадением геометрического и физического центров тяжести сечения. Именно поэтому в расчет дополнительно вводят так называемый случайный эксцентриситет.

При приложении сжимающей силы по оси элемента учитывают только случайный эксцентриситет, и элемент можно рассматривать как условно центрально сжатый. К таким элементам относят промежуточные колонны в зданиях и сооружениях, верхние пояса ферм при отсутствии внеузловой нагрузки, сжатые стойки и раскосы ферм.

Ниже приведем последовательность расчета внецентренно сжатого элемента в виде колонны производственного здания.

Пример.

Геометрические характеристики колонн

Расстояние от пола до головки рельса $H_1 = 11,3$ м.

Высота надкрановой части ступенчатой колонны определяется из условия:

$$H_B = H_{п.б.} + H_p + H_{кр.} + \partial = 1,4 + 0,15 + 2,75 + 0,1 = 4,4 \text{ м.}$$

Высота подкрановой части колонны равна:

$$H_H = H_{г.к.р} - H_p - H_{п.б.} + a_1 = 11,3 - 0,15 - 1,4 + 0,15 = 9,9 \text{ м.}$$

Полная высота колонны составляет:

$$H_K = H_H + H_B = 9,9 + 4,4 = 14,3 \text{ м.}$$

Сбор нагрузок на двухветвевую колонну. Определение усилий в сечениях колонны

Постоянные нагрузки от покрытия приведены в таблице 2.

Опорное расчетное давление от двускатной балки:

$$\text{— от покрытия } G_n = g \cdot B \cdot \frac{L}{2} = 3,186 \cdot 6 \cdot \frac{18}{2} = 172,1 \text{ кН;}$$

- от двускатной балки $G_{\phi} = \left(\frac{121}{2}\right) \cdot 1,1 = 66,55$ кН;
- коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$;
- 121 кН — вес двускатной балки покрытия.

Таблица 2

Постоянные нагрузки на балку от покрытия

Элементы покрытия	Источник	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке, γ_f	Расчетная нагрузка, Н/м ²
Рулонный ковер		100	1,3	130
Цементно-песчаная стяжка ($\gamma_f = 16$ кН/м ³ , $\delta = 40$ мм)		640	1,3	832
Плитный утеплитель		360	1,2	432
Пароизоляция		50	1,3	65
Железобетонные ребристые плиты покрытия размером в плане 3×6 м	Приложение 1	1570	1,1	1727
Итого: g		2720		3186

Расчетная нагрузка на колонны от веса покрытия с учетом коэффициента надежности здания по ответственности $\gamma_n = 1$:

$$G_1 = (172,1 + 66,55) \cdot 1 = 238,6 \text{ кН (на крайнюю);}$$

$$G_2 = 2 G_1 = 2 \cdot 238,6 = 477,2 \text{ кН (на среднюю).}$$

Расчетная нагрузка от веса стеновых панелей и остекления на участке между отметками 11,1 ... 15,3 м ($h_{\omega 1}$ — высота панелей, $h_{\omega 2}$ — высота окна):

$$G_{\omega 1} = (g_1 h_{\omega 1} + g_2 h_{\omega 2}) \cdot B \gamma_f \gamma_n = (2,5 \cdot 1,2 + 0,4 \cdot 3,0) \cdot 6 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 26,33 \text{ кН.}$$

На участке между отметками 15,3 ... 17,7 м:

$$G_{\omega 2} = 2,5 \cdot 2,4 \cdot 6 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 37,62 \text{ кН,}$$

где 11,1 м — отметка низа стеновой панели, расположенной над консолью колонны; 15,3 и 17,7 м — отметки соответственно нижней и верхней поверхности двух вышерасположенных панелей.

Временные нагрузки

Снеговая нагрузка

Район строительства г. Москва относится к III снеговому району, для которого нормативное значение снеговой нагрузки $S_q = 1500$ Н/м². Расчетная снеговая нагрузка с учетом коэффициента надежности по нагрузке:

$$\text{– на крайние колонны } P_{sn,1} = S_q \cdot B \cdot \frac{L}{2} = 2,1 \cdot 6 \cdot \frac{18}{2} \cdot 1 = 113,4 \text{ кН;}$$

$$\text{– на средние колонны } P_{sn,2} = 2 P_{sn,1} = 2 \cdot 113,4 = 226,8 \text{ кН.}$$

Конец ознакомительного фрагмента.

Приобрести книгу можно

в интернет-магазине

«Электронный универс»

e-Univers.ru