ТИПОВЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ И УЗЛЫ

СЕРИЯ 1.020-1/87

КОНСТРУКЦИИ КАРКАСА МЕЖВИДОВОГО ПРИМЕНЕНИЯ ДЛЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ, ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ И ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

ВЫПУСК 0-5

УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ, УСТОЙЧИВОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ ЗДАНИЙ СО СТАЛЬНЫМИ СВЯЗЯМИ

Инв. 32828 1/437

gost.e-ecolog.ru

ТИПОВЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ И УЗЛЫ

СЕРИЯ 1.020-1/87

КОНСТРУКЦИИ КАРКАСА МЕЖВИДОВОГО ПРИМЕНЕНИЯ ДЛЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ, ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ И ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

ВЫПУСК 0-5

УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ, УСТОЙЧИВОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ ЗДАНИЙ СО СТАЛЬНЫМИ СВЯЗЯМИ

РАЗРАБОТАНЫ
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

ГЛ.ИНЖЕНЕР ИНСТИТУТА В.ГРАНЕВ
НАЧАЛЬНИК ОТДЕЛА З.КОЛЕН
ГЛ.ИНЖЕНЕР ПРОЕКТА Н.МАРЧЕНКО

НИИЖБ ГОССТРОЯ СССР

ДИРЕКТОР ИНСТИТУТА Р.СЕРЫХ
ЗАВ.ЛАБОРАТОРИЕЙ В.КОРЦОВ
ЗАВ.СЕКТОРОМ Н.КОРОСИН

ЦНИИСК ИМ.КУЧЕРЕНКО В.А.
ДИРЕКТОР ИНСТИТУТА Ю.СКЛАДНЕВ

УТВЕРЖДЕНЫ ГОССТРОЕМ СССР, ПРОТОКОЛ ОТ 12 ДЕКАБРЯ 1990г. N=ДЧ-15, ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ С 1 ИЮЛЯ 1991г.

Вх. 32828 12

Обозначение документа	Наименование	Стр.
I.020-I/87.0-5- IПЗ	Методика определения эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели перекрытий	3
I 020-I/87.0-5- 2ПЗ	Расчет связевого каркаса многоэтажных производственных зданий со стальными связями	I7
I.020-I/87.0-5- 3ПЗ	Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий из ребристых плит и из многопустотных плит при поэтажном замоноличивании	I30
I.020-I/87.0-5- 4ПЗ	Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий при монтаже без поэтажного замоноличивания	I34

Вх. 32828 л. 3

1.020-1/87.0-5

Нач отд.	Кодыш		
Гл	Марченко		
Н.контр	Горшкова		
Инженер	Скобчанова		

Содержание

Стадия	Лист	Листов
Р		1

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.I. Методикой следует пользоваться при обосновании величин эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели, заменяющих фактические нагрузки (см. п.I.5 настоящей Методики) от оборудования, складируемых материалов, транспортных средств (напольных и подвесных), а также нагрузку от людей.

Нагрузку на колонны и фундаменты следует определять исходя из вычисленных значений эквивалентных временных нагрузок на ригели с учетом коэффициентов сочетаний n_c = 0,9; 0,8; 0,7. Значения коэффициентов сочетаний для временных нагрузок устанавливаются отраслевыми нормами в зависимости от вида производства, размещаемого в здании, и количества этажей.

I.2. Не допускается использовать полученные значения эквивалентных нагрузок для подбора и расчета плит перекрытий.

Нагрузку на плиты перекрытий следует принимать, исходя из конкретного максимально возможного загружения одной или нескольких смежных плит на этаже или части этажа.

I.3. Эквивалентной временной нагрузкой называется равномерно распределенная нагрузка в пределах грузовой площади ригеля (см. п.I.4. настоящей Методики) и вызывающая в этом ригеле те же усилия, что и фактическая нагрузка, т.е.

$M_{экв} = M_{факт}$ и $Q_{экв} = Q_{факт}$, где

Вх. 32828 л.4

				I.020-I/87. 0-5-ПЗ			
				МЕТОДИКА определения эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели перекрытий	Стадия	Лист	Листов
					Р	1	14
Зав. отд.	Рабинович				ЦНИИПРОМЗДАНИЙ		
Нормоконтр.	Селю						
Гл. спец.	Аппак						

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взамен инв. №

$M_{экв}$, $Q_{экв}$ – момент и поперечная сила в ригеле от эквивалентной временной равномерно распределенной нагрузки;

$M_{факт}$, $Q_{факт}$ – то же, от фактической нагрузки

I.4. Грузовая площадь ригеля-это часть площади перекрытия, загружение которой в любой точке вызывает усилия в рассматриваемом ригеле. При этом сделано допущение, что опирание ригелей на колонны и плит на ригели является шарнирным. Грузовая площадь ригеля ограничивается осями, проходящими через оси колонн, на которые опирается рассчитываемый ригель, и осями ригелей, расположенных на смежных осях (см.рис. I.I).

I.5. Под фактической нагрузкой подразумевается нагрузка от технологического или иного оборудования, материалов, напольного и подвесного транспорта, временных перегородок и др., а также нагрузка от людей, сформированная в предположении:

наиболее плотной расстановки оборудования (минимальные допустимые проходы, проезды и расстояния между стационарным оборудованием и агрегатами по технологическим нормам);

возможного наиболее невыгодного (с точки зрения загружения ригеля) расположения транспортных средств при данной расстановке оборудования;

возможного наибольшего скопления людей на свободных от оборудования площадях;

размещения нормативного запаса материалов, заготовок и готовой продукции на свободных от оборудования площадях.

Фактическая нагрузка должна определяться на основании задания на проектирование для каждого производственного участка, цеха или отделения, а также отдельных участков перекрытия с

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

Вх. 32828 л 5

наиболее тяжелым характерным технологическим оборудованием. Кроме того, необходимо дополнительно учитывать нагрузки от вентиляционного оборудования и кондиционеров.

I.6. В тех случаях, когда вычисленные эквивалентные нагрузки на ригель по расчету составляют менее 200 кгс/м^2 следует принимать 200 кгс/м^2.

I.7. Нагрузку от веса оборудования и напольного транспорта следует принимать в соответствии с требованиями п.3.3 главы СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия".

Нагрузка от веса временных перегородок должна приниматься в соответствии с требованиями п.3.6 главы СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия".

I.8. При выявлении максимальных возможных значений эквивалентных нагрузок рекомендуется перемещать оборудование с носительно сетки колонн с целью выявления максимального значения эквивалентной нагрузки. Практически перемещают диаграмму весовой, располагая ее в наиболее невыгодное с точки зрения нагрузок положение, не допуская однако наложения колонн на оборудование.

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх 32828 л. 6

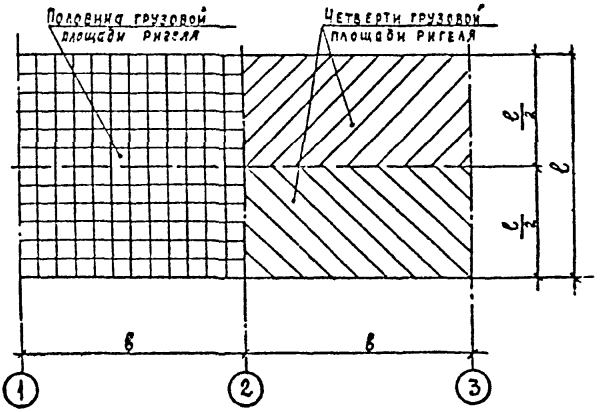


Рис. 1.1

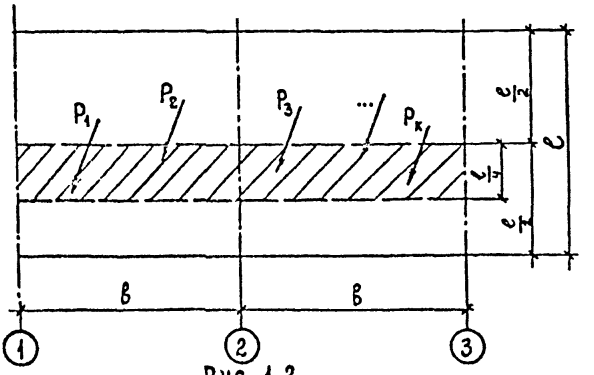


Рис. 1.2

Вх. 32828 л. 7

I.020-I/87.0-5= IПЗ	Лист 4

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взамен инв. №

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭКВИВАЛЕНТНЫХ НАГРУЗОК

2.1. Эквивалентную временную равномерно распределенную нагрузку на ригели следует определять по моменту и поперечной силе. При определении эквивалентных нагрузок по моменту принимается, что максимальный момент от фактической нагрузки возникает в середине пролета ригеля.

При назначении нагрузок на ригели в каркасе здания эквивалентная нагрузка принимается наибольшей из двух вычисленных значений (по моменту или по поперечной силе).

2.2. Определение эквивалентной равномерно распределенной нагрузки по моменту производится по формуле:

$$q^{M}_{iэкв} = K_i \cdot \frac{p_i}{B\,\ell} \qquad (2.1)$$

где p_i – сосредоточенная нагрузка или равнодействующая нагрузки, распределенной по ограниченной площади, в кгс или тс;

K_i – коэффициент приведения сосредоточенной нагрузки к равномерно распределенной, определяемый в соответствии с п.2.3. настоящей Методики;

B – шаг ригелей, в м;

ℓ – пролет ригеля, измеренный в осях колонн, в м.

2.3. Коэффициент K_I определяется графическим способом с помощью соответствующих диаграмм изолиний (см.рис.2.1 и 2.3). Диаграммы изолиний K_I построены для масштаба 1:100 при сетке колонн 6х6 и 9х6 м.

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

Зх 32828 л 8

Диаграммы изолиний K_I построены для четверти грузовой площади ригеля (см.рис.I.I). Для удобства вычислений диаграммы на рис. 2.I и 2.3 приведены для всей грузовой площади. Для проведения расчетов диаграммы изолиний K_I выполняются на прозрачной бумаге.

Коэффициент K_I изменяется от 0 до 2. На диаграммах изолиний K_I приведены с интервалом 0,I, что должно без интерполяции обеспечить точность оценки нагрузок ±5%.

При определении коэффициента K_I диаграмма изолиний накладывается на рассчитываемый участок перекрытия, причем ось ригеля на диаграмме совмещается с осью ригеля на чертеже. Значение K_I определяется в зависимости от координат точки приложения силы P_i по изолинии диаграммы, пересекающей эту точку. Если точка приложения силы оказывается между изолиниями на диаграмме, назначение K_I производится по большему из двух возможных значений без интерполяции.

После определения K_I по формуле (2.I) может быть определено значение эквивалентной нагрузки $q^{M}_{iэкв}$ от силы P_i (см.пример расчета № I).

Полная эквивалентная нагрузка на ригель определяется путем суммирования значений нагрузок, вычисленных по формуле (2.I) для каждой из сосредоточенных сил, расположенных в пределах грузовой площади ригеля.

$$q^{M}_{Экв} = \sum q^{M}_{iэкв} = K_{11}\frac{P_1}{bc} + K_{12}\frac{P_2}{bc} + \ldots + K_{ii}\frac{P_i}{bc}$$

Не допускается использовать графический метод определения нагрузок по чертежам, выполненным в масштабе менее I:I00.

2.4. Для определения эквивалентной нагрузки на ригель от нагрузки, занимающей часть грузовой площади ригеля, распреде-

Вх. 32828 л. 9

Диаграмма изолиний K_1 для зданий с сеткой колонн 6×6 м. М 1:100

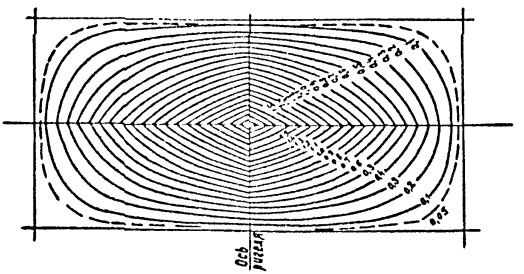


Рис. 2.1

Диаграмма изолиний K_2 для зданий с сеткой колонн 6×6 м. М 1:100

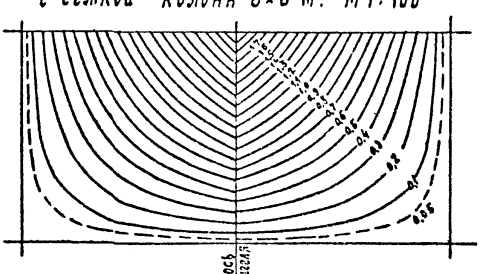


Рис. 2.2

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л. 10

Диаграмма изолиний K_1 для зданий с сеткой колонн 9×6 м. М 1:100

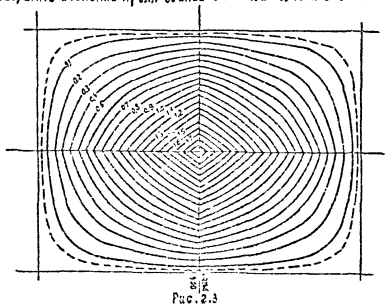


Рис. 2.3

Диаграмма изолиний K_2 для зданий с сеткой колонн 9×6 м. М 1:100

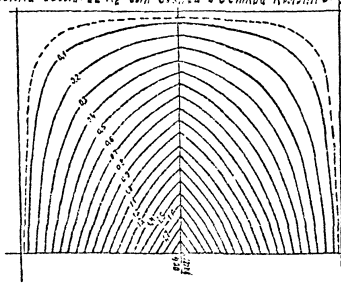


Рис. 2.4

ленная нагрузка должна быть заменена одной или несколькими равнодействующими. При этом площадь под нагрузкой должна быть разделена между четвертями грузовой площади ригеля (см.рис.I.I), если нагрузка расположена более чем на одной четверти грузовой площади ригеля. Замена распределенной нагрузки сосредоточенной производится отдельно для каждой четверти грузовой площади. Дальнейшие вычисления производятся согласно п.2.3 (см.пример расчета № 2).

2.5. Определение эквивалентной равномерно распределенной нагрузки по поперечной силе производится по формуле:

$$q^{a}_{1экв} = K_2 \frac{P_i}{b\,\ell} \qquad (2.2)$$

где P_i, b, ℓ – те же обозначения, что и в формуле (2.I),

K_2 – коэффициент приведения сосредоточенной нагрузки к равномерно распределенной, определяемый в соответствии с п.2.6 настоящей Методики.

2.6. Коэффициент K_2 определяется графическим способом с помощью соответствующих диаграмм изолиний (см.рис.2.2 и 2.4). Диаграммы изолиний K_2 построены для масштаба I:I00 при сетке колонн 6х6 и 9х6 м.

Диаграммы изолиний K_2 построены для половины грузовой площади ригеля (см.рис.I.I). Для удобства вычислений диаграммы на рис.2.2. и 2.4 приведены для всей грузовой площади. Для проведения расчетов диаграммы K_2 выполняются на прозрачной бумаге.

Коэффициент K_2 изменяется от 0 до 2. На диаграммах изолиний K_2 приведены с интервалом 0,I, что позволяет без интерполяции обеспечить точность оценки нагрузок ± 5%.

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

Вх. 32828 л.12

При определении коэффициента K_2 диаграмма изолиний накладывается на чертеж так, чтобы ось ригеля на диаграмме совместилась с осью ригеля на чертеже, а точка О на диаграмме, соответствующая максимуму K_2, совместилась с опорой ригеля, относительно которой определяется $q^{a}_{экв}$. Значение K_2 определяется в зависимости от координат точки приложения силы P_i по изолинии диаграммы, пересекающей эту точку. Если точка приложения силы оказывается между изолиниями на диаграмме, назначение K_2 производится по большему из двух возможных значений без интерполяции.

После определения K_2 по формуле (2.2) может быть определено значение эквивалентной нагрузки от силы P_i (см.пример расчета № 3).

Полная эквивалентная нагрузка на ригель определяется путем суммирования значений нагрузок, вычисленных по формуле (2.2) для каждой из сосредоточенных сил, расположенных в пределах грузовой площади ригеля.

Не допускается использовать графический метод определения нагрузок по чертежам, выполненным в масштабе менее I : I00.

2.7. Для определения эквивалентной нагрузки на ригель от нагрузки, занимающей часть грузовой площади ригеля, распределенная нагрузка должна быть заменена одной или несколькими равнодействующими. При этом площадь под нагрузкой должна быть разделена между половинами грузовой площади ригеля (см.рис.I.I) если нагрузка расположена более чем на половине грузовой площади ригеля. Замена распределенной нагрузки сосредоточенной производится для каждой половины грузовой площади ригеля. Дальнейшие вычисления производятся согласно п.2.5 (см.пример № 4).

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

Вх 32828 л. 13

Пример расчета № I

Сила P = I тс произвольно приложена к перекрытию с сеткой колонн 6х6 м (рис.2.5). Необходимо определить эквивалентную равномерно распределенную нагрузку на ригель по оси "2" по изгибающему моменту

По формуле (2.I)

$$q^{M}_{экв} = K_1 \cdot \frac{P}{b \cdot \ell};$$

P = I тс, $b = \ell$ = 6м.

Чертеж на рис.2.I. выполнен в масштабе I:I00.

Диаграмма изолиний K_I для сетки колонн 6х6м и масштаба I:I00, выполненная на прозрачной бумаге, накладывается на чертеж. При этом ось ригеля на диаграмме совмещается с осью анализируемого ригеля по оси "2". Точка приложения силы P находится между изолиниями K_I=0,5 и 0,6.Согласно п.2.3. Методики для расчета эквивалентной нагрузки используется большее из двух значений K_I.

$$q^{M}_{экв} = 0,6 \times \frac{I,0}{6х6} = 0,0I7 \text{ тс/м2} = I7 \text{ кго/м2}$$

Пример расчета № 2

Нагрузка q = I то/м2 расположена на площади 5,5х2,2м, как показано на рис.2.6. Требуется определить эквивалентную нагрузку по изгибающему моменту на ригель по оси "2".

Нагрузка располагается в четырех четвертях грузовой площади ригеля (см.рис.I.I).Согласно п.2.4. Методики площадь под нагрузкой распределяется между четвертями грузовой площади ригеля и для каждой части распределенная нагрузка заменяется равнодействующей сосредоточенной силой, приложенной в центре тяжести площади.

P_I= 3,5 x I,5 x I,0 = 5,25 тс = 5250 кго

P_2= 2,0 x I,5 x I,0 = 3,00 тс = 3000 кго

Вх 32828 л 14

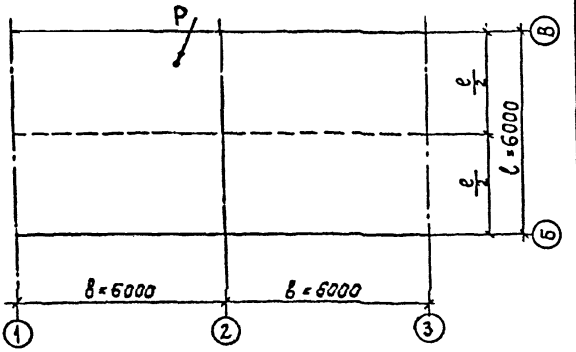


Рис.2.5

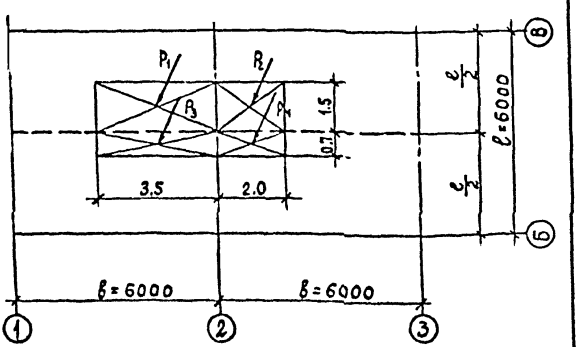


Рис.2.6

Вх. 32828 л.15

$P_3 = 3,5 \times 0,7 \times 1,0 = 2,45$ тс $= 2450$ кгс

$P_4 = 2,0 \times 0,7 \times 1,0 = 1,40$ тс $= 1400$ кгс

Дальнейшие расчеты проводятся идентично приведенным в примере I.

$$q^{M}_{экв} = \frac{\sum K_i \cdot P_i}{B \cdot \ell} = \frac{1,1 \times 5250 + 1,3 \times 3000 + 1,2 \times 2450 + 1,5 \times 1400}{6 \times 6} =$$

$$= \frac{14715}{36} = 409 \text{ кгс/м2}$$

Пример расчета № 3

Сила P = I тс произвольно приложена к перекрытию с сеткой колонн 6 х 6 м(рис.2.5).Необходимо определить эквивалентную равномерно распределенную нагрузку на ригель по оси "2" по поперечной силе

По формуле (2.2) $$q^{Q}_{экв} = K_2 \frac{P}{B \cdot \ell}$$

P = I тс, $B = \ell = 6$м

Чертеж на рис.2.2 выполнен в масштабе I:I00.

Диаграмма изолиний K_2 для сетки колонн 6х6 м и масштаба I:I00, выполненная на прозрачной бумаге, накладывается на чертеж При этом ось ригеля на диаграмме совмещается с осью анализируемого ригеля по оси "2", причем точка 0 на диаграмме совмещается с опорой "В" ригеля по оси "2", относительно которой определяется эквивалентная нагрузка. Точка приложения силы P находится между изолиниями $K_2 = 1,2$ и 1,3. Согласно п.2.6 Методики для расчета эквивалентной нагрузки используется большее из двух значений K_2.

$$q^{Q}_{экв} = 1,3 \times \frac{1,0}{6 \times 6} = 0,036 \text{ тс/м2} = 36 \text{ кгс/м2}$$

Вх 32828 л.16

Пример расчета № 4

Нагрузка q = I то/м2 расположена на площади 5,5х2,2м, как показано на рис.2.7. Требуется определить эквивалентную нагрузку по поперечной силе на ригель по оси "2".

Нагрузка располагается на двух половинах грузовой площади (см.рис.I.I). Согласно п.2.7 Методики площадь под нагрузкой распределяется между половинами грузовой площади (по оси анализируемого ригеля), и для каждой части распределенная нагрузка заменяется равнодействующей сосредоточенной силой,приложенной в центре тяжести площади

P_I = 3,5 x 2,2 x I,0 = 7,70 то = 7700 кгс

P_2 = 2,0 x 2,2 x I,0 = 4,40 то = 4400 кгс

Дальнейшие расчеты проводятся идентично проведенным в примере № 3.

$$q^{a}_{экв} = \frac{\Sigma K_i \cdot P_i}{B\,\ell} = \frac{0{,}8 \times 7700 + 0{,}9 \times 4400}{6 \times 6} = \frac{10120}{36} = 281 \text{ кгс/м2}$$

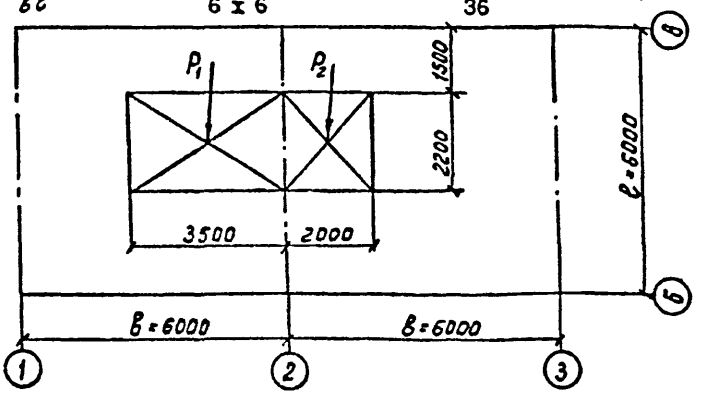


Рис. 2.7

Вх 32828 ∧ 17

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

I. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

I.I. Конструкции узлов каркаса не рассчитаны на сопротивление горизонтальным воздействиям, поэтому устойчивость здания в обоих направлениях обеспечивается вертикальными устоями со стальными связями. Связевые колонны и связи работают совместно и образуют вертикальные устои, названные связевыми панелями. Горизонтальные нагрузки на связевые панели передаются дисками перекрытий.

I.2. Методика определения количества связевых панелей, а также статические расчеты выполнены на основе "Рекомендаций по статическому расчету связевых железобетонных каркасов многоэтажных производственных зданий со стальными связями", разработанных МИСИ им. Куйбышева совместно с ЦНИИПромзданий и НИИЖБом (г.Москва, 1978г., распространяется ЦНИИПромзданий).

Так, при определении эквивалентных жесткостей связевых панелей и других данных в табл. 6 – I6, полученных в результате статического расчета, согласно "Рекомендациям" было учтено: развитие неупругих деформаций в бетоне железобетонных элементов вследствие быстронатекающей ползучести при кратковременном загружении, развитие деформаций длительной ползучести при длительном загружении, податливость сопряжений отдельных элементов и образование трещин в растянутой или менее сжатой колонне связевой панели при действии местных моментов от перемещения связевой панели.

По указанным рекомендациям выбраны расчетная схема связевого каркаса и наиболее неблагоприятные загружения, назначены жесткостные характеристики элементов связевых панелей.

Основные положения "Рекомендаций" использованы в методике расчета каркаса по деформированной схеме с учетом крена фундамента и увеличения усилий в связевой панели при кручении каркаса.

I.3. Число связевых панелей какого направления должно быть не менее двух. Допускается для двухпролетных зданий в продольном направлении ограничиться одной связевой панелью (по сред-

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

Вх. 32828 л. 18

				I.020-I/87.0-5- 2ПЗ		
Нач.отд.	Кодым			Расчет связевого каркаса многоэтажных производственных зданий со стальными связями	Стадия	Лист	Листов
Нормоконт	Горькова				Р	I	119
ГИП	Марченко				ЦНИИПРОМЗДАНИЙ		
Ст.инж.	Горькова						
Инженер	Савичева						

нему ряду колонн), если это решение удовлетворяет расчету.

I.4. В данной серии предусмотрено применение в каждой связевой панели решетки одного типа (треугольной или пятиугольной) на всю высоту здания.

Однако в температурном блоке здания могут быть использованы вертикальные устои разных типов, например, в поперечном направлении наряду со связевыми панелями со стальными связями, вертикальными устоями могут являться стенки лестничных клеток, выполненные из сборных железобетонных диафрагм. Расчет каркаса с разножесткостными устоями приведен в разделах 4.I, 4.2, 4.3.

I.5. Размещать связевые панели одного направления следует, как правило, в одном пролете (шаге) или в двух соседних пролетах (шагах), располагая их в разных плоскостях, как показано на рис. 2.I. При этом расстояние от связевой панели до края температурного блока должно быть не более 30 м.

I.6. При размещении связевых панелей следует стремиться к симметричному их расположению в плане здания, чтобы избежать закручивания здания и перегрузки вследствие этого отдельных связевых панелей. С этой же целью при использовании железобетонной диафрагмы у одного из торцов здания (или температурного блока) у противоположного торца также следует располагать железобетонную диафрагму с эквивалентной жесткостью близкой по значению эквивалентной жесткости первой диафрагмы. Применение разножесткостных вертикальных устоев одного направления должно быть обосновано требованиями организации производства.

I.7. Приведенные ниже значения несущей способности связевых панелей, эквивалентных жесткостей, расчетных усилий, передаваемых на фундамент и прочие цифровые показатели относятся к связевым панелям с колоннами и со связями, приведенными в выпуске 0-2 "Указания по применению изделий для зданий с перекрытиями из ребристых плит."

Если в связевых панелях используются изделия индивидуальной разработки или если связевые панели имеют переменную по высоте жесткость (в нижних этажах - треугольные, в верхних - пятиугольные), то в этом случае общая устойчивость здания и несущая способность вертикальных устоев определяются на основании расчетов выполняемых в конкретном проекте.

Вх. 32828 л. 19

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.8. В случае примыкания к колоннам связевой панели стальных связей в плоскости нормальной к плоскости связевой панели, расчет каркаса следует производить в индивидуальном порядке, так же как и подбор связевых колонн, расположение в них закладных деталей для крепления связей и тип закладных изделий.

2. ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЛИЧЕСТВА СВЯЗЕВЫХ ПАНЕЛЕЙ

2.1. При компановке каркаса следует предварительно определить количество связевых панелей исходя из данных табл.6 по формулам:

$$n_x = \frac{L_x}{L^w}\ ,\quad n_y = \frac{L_y}{L^w}\ ; \qquad (2.1)$$

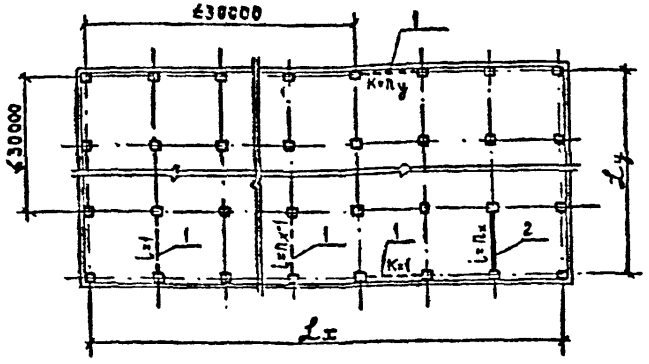
где n_x, n_y – число связевых панелей, воспринимающих усилия от действия ветра в рассматриваемом направлении;

L_x, L_y – габаритный размер здания (или температурного блока) в направлении, перпендикулярном действию ветровой нагрузки;

L^w – максимальный фронт ветровой нагрузки, воспринимаемый данной панелью, по табл. 6.

Инв.№подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

Вх. 32828 1.20



1–связевые панели
2–диафрагмы жесткости

Рис. 2.1

Если величина вертикальной нагрузки или габаритный размер здания отличаются от приведенных в табл. 6, то значение $\mathcal{L}_w$ находится по интерполяции.

3. РАСЧЕТ КАРКАСА С СИММЕТРИЧНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ СВЯЗЕЙ

3.1. Сбор нагрузок

3.1.1. Расчетное значение ветрового давления для III района (местность типа А) собранных с фронта 24 м даны в табл. 4. Коэффициент перехода на ветровую нагрузку для I, II и IV района даи в табл. 3.

3.1.2. При симметричном расположении связей в плане здания, если при этом связевые панели одного направления имеют одинаковую жесткость, фронт ветровой нагрузки, действующей на кажд-

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л.21

дую связь определяется следующим образом:

$$\mathcal{L}_i = \frac{\mathcal{L}_x}{n_x}; \qquad \mathcal{L}_k = \frac{\mathcal{L}_y}{n_y} \qquad (3.1)$$

Значения $\mathcal{L}i$, $\mathcal{L}_k$ должны быть близкими значениям максимального фронта ветровой нагрузки в табл. 6 и, как правило, не должны превышать их.

Максимальный фронт ветровой нагрузки $\mathcal{L}^w$, приведенный в таблице 6 получен в результате расчета связевых панелей по деформированной схеме при самом неблагоприятном загружении, которое в конкретном проекте может не быть. Поэтому, когда значения $\mathcal{L}i$ или $\mathcal{L}_k$ несколько превышают значения $\mathcal{L}^w$, следует дополнительно провести проверку несущей способности связевой панели согласно п. 3.2.1.

3.1.3. При сборе нагрузок на фундамент следует учесть совместную работу связевых панелей и рядовых колонн при расчете по деформированной схеме, вводя коэффициент K_{λ} на значения ветровых нагрузок.

$$K_{\lambda i} = \frac{1}{1 - K_{ii} \cdot n \cdot K_{\varphi i}} \leq K_{\lambda i}^{max}, \qquad (3.2)$$

где K_{ii} – коэф , определяемый по табл. 7;

n – число рядовых колонн (всех колонн, кроме связевых);

$K_{\varphi i}$ – коэф ., учитывающий увеличение перемещений связевой панели вследствие поворота ее фундамента;

$K_{\lambda i}^{max}$ – максимальное значение коэффициента $K_{\lambda i}$,учтенное при определении несущей способности связевой панели при совместном действии ветровой и вертикальной нагрузки и приведенное в табл. 14.

$$K_{\varphi i} = 1 + \frac{B'_{3i}}{C_{\varphi}} \cdot \beta < 2 \qquad (3.3)$$

Для двухэтажных зданий принимать $K_{\varphi i} = 1$

Инв.№подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

Вх. 32828 л.22

где $B'_{вi}$ – эквивалентная жесткость связевой панели при действии ветровых нагрузок (см.табл.I2);

Сф – характеристика податливости основания.

$$\beta = \frac{m \cdot \sum_{j=1}^{m} M_j}{H_{эт} \cdot \sum_{j=1}^{m} t_{mj} \cdot M_j}, \qquad (3.4)$$

где m – этажность рассматриваемого здания;

$H_{эт}$ – высота второго и последующих этажей;

M_j – момент от неравномерно приложенной вертикальной нагрузки на j-ом этаже;

t_{mj} – коэф., определяемый по табл. I.

Таблица I

Этажность, m	t_{mj} при $j=$					
	I	2	3	4	5	6
2	I,500	2,000	-	-	-	-
3	2,500	4,000	4,500	-	-	-
4	3,500	6,000	7,500	8,000	-	-
5	4,500	8,000	I0,500	I2,000	I2,500	-
6	5,500	I0,000	I3,500	I6,000	I7,500	I8,000

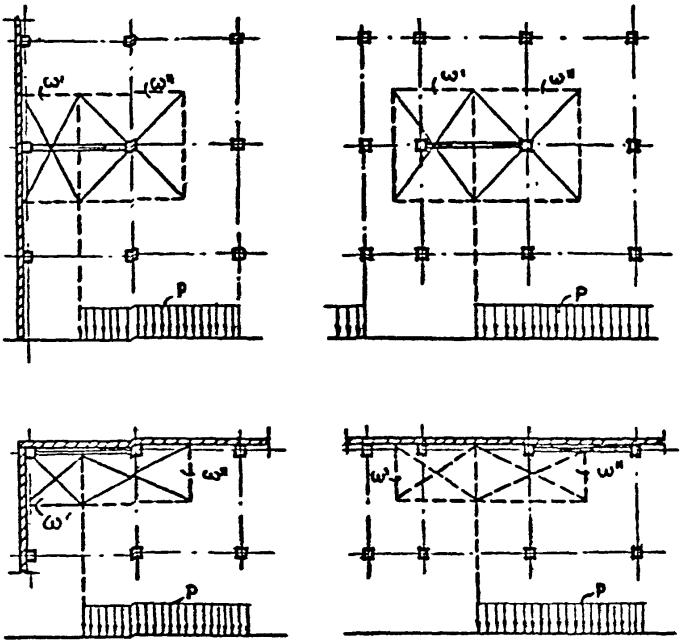
3.I.4. Если рассматривается расчетный случай, когда момент от неравномерной вертикальной нагрузки в уровне перекрытия принят одинаковым по всем этажам и равным максимальному моменту от приложения всей полезной нагрузки на одну из колонн связевой панели (см.рис. 3.I), то значение коэффициента β может быть определено по графикам на рис. 3.2.

3.I.5. При расчетной схеме основания в виде упругого линейнодеформируемого полупространства характеристика Сф вычисляется по формуле:

Вх. 32828 л.23

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

СХЕМЫ ЗАГРУЖЕНИЯ СВЯЗЕВОЙ ПАНЕЛИ ПОЛЕЗНОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКОЙ



ω', ω'' – грузовая площадь на одну колонну

Рис. 3.1

Вх. 32828 л.24

$$C_\varphi = \frac{E_{гр} \cdot \ell_\varphi^3}{8 \cdot (1-\mu_{гр}^2) \cdot ke}, \qquad (3.5)$$

где $E_{гр}, \mu_{гр}$ соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона грунтового основания;

ℓ_φ – длина фундамента под связевой панелью (размер в плоскости изгиба связевой панели);

ke – коэффициент, определяемый по указаниям табл. 5 приложения 2 СНиП 2.02.01-83.

3.I.6. Если условие (3.2) не соблюдается ($K_{Ri} > K_{Ri}^{max}$) следует изменить фундамент или увеличить количество связевых панелей.

3.I.7. Условное значение фронта ветровой нагрузки, приходящегося на каждую связевую панель определяется по формуле:

$$\mathcal{L}'_i = \mathcal{L}_i \cdot K_{Ri} \qquad (3.6)$$

3.I.8. В зависимости от ветрового района и типа местности по табл. 3 и 5 определяются значения $M_i^{ветр.}$ и Q_i на уровне чистого поля, и на отметке верха фундамента для фронта ветровой нагрузки $\mathcal{L}'_i$ приходящегося на каждую связевую панель.

3.I.9. Момент от неравномерной вертикальной нагрузки следует принимать по формуле:

$$M_i^{вертик.} = \sum_{j=1}^{m} M_j, \qquad (3.7)$$

$$N_i = \sum_{j=1}^{m} P_j, \qquad (3.8)$$

где M_j – момент от неравномерно приложенной вертикальной нагрузки в j-ом этаже;

Вх. 32828 л 25

Инв.№подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

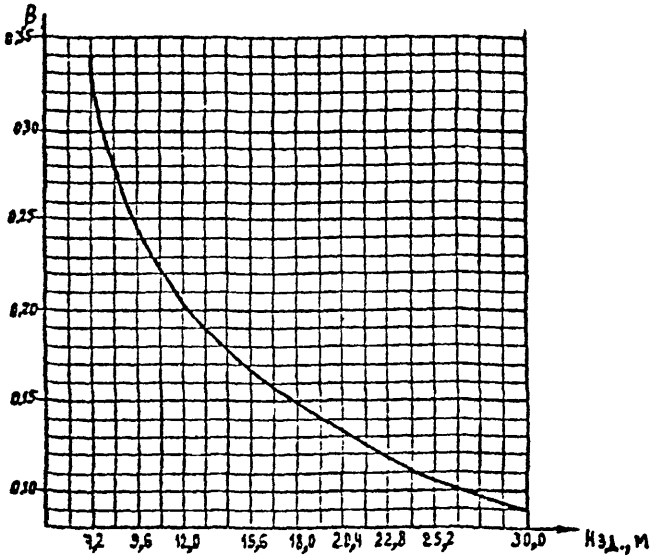


Рис. 3.2

P_j – суммарная вертикальная нагрузка от действия на связевую панель постоянных, временных и кратковременных нагрузок в уровне перекрытия или покрытия j-ого этажа;

m – этажность здания.

3.2. Проверка несущей способности связевой панели

3.2.1. В том случае, если Σi несколько больше Σ^{v}, полученные по указаниям п.3.1.8, значения $M_i^{ветр}$ и Q_i следует сопоставить со значениями соответствующих величин в табл.9.

Указанные в табл. 9 значения $M^{ветр}$ и Q соответствуют исчерпанию несущей способности связевой панели по одному из элементов (по несущей способности колонн на внецентренное сжатие, на

Вх. 32828 л. 26

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

растяжение в средних колоннах, из условия ограничения нагрузок передаваемых на закладные детали в колоннах и т.д.),поэтому превышать их нельзя.

3.2.2. При минимальном пригрузе от вертикальных загружений и при действии максимальной горизонтальной (ветровой) нагрузки в колоннах связевой панели, расположенных в крайнем ряду колонн зданий с самонесущими стенами, могут появляться растягивающие усилия. Несущая способность связевых панелей из условия ограничения растягивающих усилий проверяется по формуле:

$$N_i^{min} \geq K_2 \cdot M_i^{вет.}, \qquad (3.9)$$

где N_i^{min} – минимальное продольное усилие в колонне в тс;
K_2 – коэффициент, принимаемый в табл. 8;
$M_i^{вет.}$ – по п. 3.2.I в тс.м

$$N_i^{min} = \sum_{j=1}^{m} P_{скj}, \qquad (3.10)$$

где $P_{скj}$ – суммарная вертикальная нагрузка на менее загруженную колонну связевой панели в уровне перекрытия или покрытия j -ого этажа.

Минимальное продольное усилие в колонне $\sum_{j=1}^{m} P_{скj}$ рекомендуется устанавливать с учетом веса следующих элементов здания: колонн, ригелей, плит перекрытий, наружных ограждающих конструкций (для крайних колонн каркаса),полов.

Вес элементов здания принимается с коэффициентом перегрузки равным 0,9.

Рекомендуется принимать следующие веса элементов здания:

колонны – 0,4 х 0,9 = 0,35 тс/пог.м;

ригели высотой 450 мм для многопустотных плит перекрытий – 0,38 х 0,9 = 0,34 тс/пог.м;

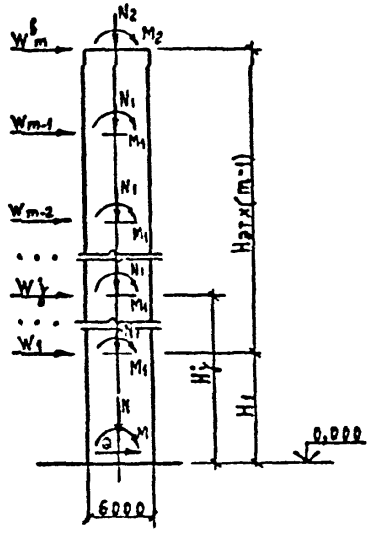
ригели высотой 450 мм для ребристых плит перекрытий – 0,43 х 0,9 = 0,39 тс/пог.м;

ригели высотой 600 мм для многопустотных плит – 0,67 х 0,9 = 0,60 тс/пог.м;

Инв.№подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

Вх. 32828 л.27

Схема приложения нагрузок к связевой панели



$M = M_{вертик.} + M_{ветр.}$;

$M_{вертик.} = N_1(m-1) + N_2$ (в том числе и от собст.веса);

$M_{ветр.} = \sum_{1}^{m-1} W_j \cdot [H_1 + H_{зт}(j-1)] + W_m^в [H_1 + H_{зт}(m-1)]$;

$N = N_1(m-1) + N_2$ (в том числе и от собственного веса);

$Q = \sum_{1}^{m-1} W_j + W_m^в$

Рис. 3.3

Вх. 32828 л. 28

Инв.№подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

ригели высотой 600 мм для ребристых плит -
0,59 х 0,9 = 0,53 тс/пог.м;
ребристые плиты перекрытий -
0,22 тс/м2 х 0,9 = 0,2 тс/м2;
многопустотные плиты перекрытий -
0,3 тс/м^2 Х 0,9= 0,27 тс/м^2;
наружные ограждающие конструкции - по конкретному проекту;
полы - по конкретному проекту.

3.2.3. При невыполнении условия (3.9) количество связевых панелей следует или увеличить или изменить их расположение в плане здания (например, устанавливать связевые панели в местах наибольших вертикальных нагрузок).

3.2.4. Предельное перемещение каркаса не должно превышать $\frac{1}{500}$ высоты здания.

Если крен фундамента связевой панели полученный по указаниям п. 9 приложения 2 СНиП 2.02.01-83от действия неравномерной вертикальной нагрузки не превышает значений i_{max} в табл. 16, то расчет по деформациям можно не производить.

Наибольшее возможное горизонтальное перемещение связевой панели от действия ветровой и вертикальной нагрузки определяется как для консоли, жесткость которой эквивалентна жесткости связевой панели

$$\delta_c^{ветр.} = \frac{1}{B_э'} \cdot \left[\sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot H_{эт}^2}{6} (3H - j \cdot H_{эт}) \right] \qquad (3.11)$$

$$\delta_c^{верт.} = \frac{M_1}{B_э''} \cdot \sum_{j=1}^{m-1} H_j \cdot (H - 0{,}5 H_j) \qquad (3.12)$$

$$H_j = H_1 + H_{эт} \cdot (j - 1) ; \qquad (3.13)$$

где $\delta_c^{ветр.}, \delta_c^{верт.}$ - максимальное смещение верха связевой панели от действия соответственно ветровой и неравномерной вертикальной нагрузок;

Вх. 32828 л 29

$W_j, W_m^в$ – значения ветровых нагрузок, приложенных к связевой панели соответственно в уровне перекрытия j-ого или верхнего этажей (см.рис. 3.3), которые могут быть приняты по табл.3 и 4;

M_1 – значение максимального момента от неравномерновертикальной нагрузки в уровне перекрытия (см. рис. 3.1 и 3.3);

j – порядковый номер рассматриваемого этажа;

j_m – этажность здания;

H – высота здания;

H_1 – высота первого этажа;

$H_{эт}$ – высота второго и последующих этажей;

H_j – расстояние от отм. 0,000 до перекрытия j-ого этажа (см.рис.3.3)

$B_э', B_{эк}''$ – значения эквивалентных жесткостей связевой панели при действии соответственно ветровой и неравномерной вертикальной нагрузок, приведенные в табл. 12 и 13.

3.3. Расчет элементов каркаса

3.3.1. Расчет и конструирование сборных железобетонных элементов произведен по главе СНиП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования".

3.3.2. Колонны связевых панелей.

Колонны связевых панелей рассчитаны на усилия от горизонтальных нагрузок, которые приходятся на связевую панель с предельной ширины ветровой зоны, воспринимаемой этой панелью, и на усилия от вертикальных нагрузок, аналогично усилиям, воспринимаемым рядовыми колоннами каркаса.

Колонны связевых панелей проверены также на растягивающее усилие, равное 15 тс при минимальных значениях вертикальных нагрузок в сочетании с моментом и поперечной силой, которые возникают при действии горизонтальных (ветровых) загружений.

Расчетная длина колонн в плоскости и из плоскости связевых колонн принята равной высоте этажа.

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

Вх. 52828 л. 30

Значение усилий (изгибающих моментов, нормальных и поперечных сил) в расчетных сечениях колонн определялись из условия наиболее невыгодного сочетания нагрузок.

Рабочие марки колонн связевых панелей приведены в выпуске 0-2 „Указания по применению изделий для зданий с перекрытиями из ребристых плит.

3.3.3. Размеры монолитного фундамента связевой панели определяются по указаниям главы СНиП 2.02.01-83 "Основания зданий и сооружений" и по указаниям главы СНиП II-17-77"Свайные фундаменты" с учетом ограничений поворота фундамента.

Расчетная схема связевой панели при определении усилий на уровне низа фундамента принимается в виде консольной балки, загруженной невыгодными сочетаниями нагрузок (см. рис.3.3). При этом следует учитывать моменты, возникающие на уровне низа фундаментов от несимметричного загружения колонн вертикальными нагрузками.

Значения расчетных усилий на уровне обреза фундамента следует принимать по указаниям п.п. 3.I.8 и 3.I.9.

При проектировании монолитных фундаментов связевых панелей не допускается треугольная эпюра давления на грунт (т.е. $P_{min} \neq 0$).

Монолитный фундамент между связевыми колоннами следует рассчитывать как балку по схеме рис. 3.4.

Закладные детали фундамента, к которым крепятся связи I-го этажа, должны быть рассчитаны также на усилия

$$N^{c} = N^{табл} \cdot \frac{Q}{Q^{табл}}, \qquad (3.I4)$$

где $N^{табл.}$ - принимается по табл. I0;

Q - по указаниям п. 3.I.8;

$Q^{табл.}$ - соответствует несущей способности связевой панели и принимается по табл. 9.

Значение передаваемых на фундамент связевых панелей (см.рис.3.4.) поперечной силы и момента от горизонтальных (ветровых) нагрузок по поперечному или продольному направлению разбивочных осей:

$$Q_{ф}^{c} = \frac{Q}{2}, \qquad (3.I5)$$

Вх. 32828 л.31

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

$$M_{\phi}^{c} = M_{I}^{табл.} \cdot \frac{Q}{Q^{табл.}}, \qquad (3.16)$$

где $M_{I}^{табл.}$ – по табл. [illegible].

3.3.4. Фундаменты рядовых колонн каркасов подбираются по материалам выпуска 0-I "Указания по применению изделий для зданий с перекрытиями из многопустотных плит и плит типа ТТ."

СХЕМА РАСЧЕТА МОНОЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА

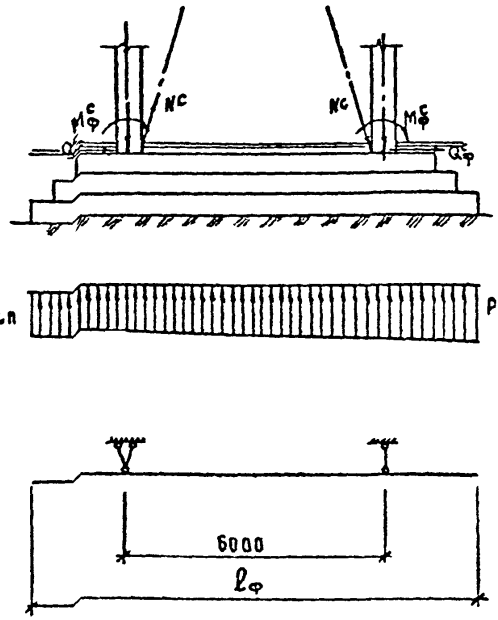


Рис.3.4

Вх. 32828 л. 32

Инв.№подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

В колоннах связевого каркаса возникает дополнительный момент от перемещения всего каркаса.

В конкретных случаях дополнительный момент на уровне верха фундамента рядовых колонн (по поперечному или продольному направлению разбивочных осей) определяется по формуле:

$$M_{\varphi}^{p} = \frac{0{,}85\,E\,J_к}{H^2} \cdot \left(\alpha_1 \cdot \delta_c^{ветр.} + \alpha_2 \cdot \delta_c^{верт.}\right), \quad (3.17)$$

где $E, J_к$ – соответственно модуль упругости бетона колонны и приведенный момент инерции сечения колонны в I-м этаже;

H – высота здания;

$\delta_c^{ветр}, \delta_c^{вертик.}$ – максимальное смещение верха связевой панели от действия соответственно ветровой и вертикальной нагрузок, полученные по указаниям п.3.2.4;

α_1, α_2 – см. табл. 2.

Таблица 2

Этажность, m	α_1	α_2
2	I,000	0,750
3	I.778	I,000
4	2,250	I,I25
5	2,560	I,200
6	2,778	I,250

Дополнительная поперечная сила от горизонтальных (ветровых) нагрузок (по поперечному или продольному направлению разбивочных осей) определяется по формуле:

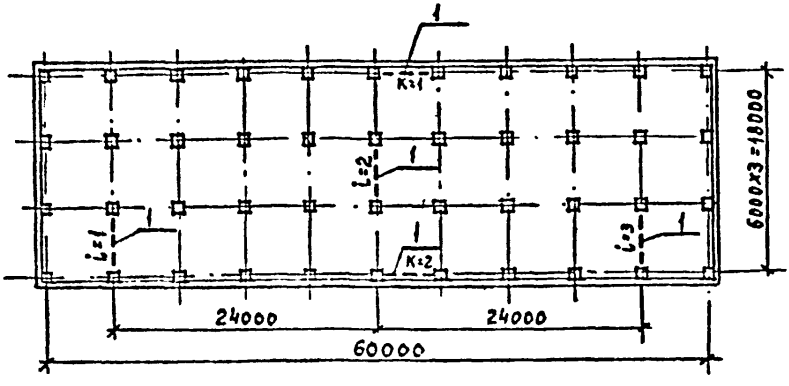
$$Q_{\varphi}^{p} = \frac{0{,}3 \cdot Q}{n}, \quad (3.18)$$

где n – число рядовых колонн каркаса, приходящихся на ширину ветровой зоны, воспринимаемую связевой панелью.

Вх. 32828 л.33

3.4. Примеры расчета каркаса зданий с симметричным расположением связей

Пример I. Требуется проверить достаточность поставленных связей для здания, план которого изображен на рис.3.5 и определить усилия, передаваемые на фундамент связевой панели.



I-стальные связи

Рис. 3.5

Здание четырехэтажное, имеет сетку колонн 6х6м, высоты этажей 4,8 м. Временная нормативная нагрузка на перекрытие - I000 кгс/м^2. Здание расположено во II ветровом районе. Тип местности (по СНиП 2.0I.07-85) - В.

В продольном направлении используются треугольные, в поперечном - пятиугольные связи указанных в выпуске 0-2 "Указания по применению изделий для зданий с перекрытиями из ребристых плит" марок сечением 2LI80х12. Стены - самонесущие.

Грунт - песок средней плотности, Егр = 4000 тс/м^2; $\mu_{гр}$ = 0,23.

Фронт ветровой нагрузки, действующей на каждую связь поперечного направления составит:

Вх. 32828 л. 34

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

$$\ell_i = \frac{\ell_x}{n_x} = \frac{60}{3} = 20 \text{ м}$$

на каждую связь продольного направления:

$$\ell_к = \frac{\ell_y}{n_y} = \frac{18}{2} = 9 \text{ м}$$

Определяет коэффициент, учитывающий поворот фундамента.

Расчетный случай – когда по всем этажам действует максимальный момент от неравномерной вертикальной нагрузки.

Для связей поперечного направления $i = 1$ и $i = 3$ момент в уровне перекрытия составит:

$$M_{II} = \frac{\ell}{2} \cdot (q_{max} \cdot \omega'' - q_{min} \cdot \omega') =$$

$= 3(1{,}82 \cdot 6.6 - 0{,}96.6.3{,}23) = 140{,}8$ тс.м,

где $\ell = 6$ м – пролет связевой панели;

q_{min}, q_{max} – минимальное и максимальное значение расчетных нагрузок на перекрытие с учетом собственного веса конструкций, посчитанные для конкретных условий;

ω', ω'' – грузовая площадь, приходящаяся на одну связевую колонну (см. рис. 3.1),

в уровне покрытия с учетом снеговой нагрузки:

$M_{21} = 3(0{,}98.6.6 - 0{,}98.6.3{,}23) = 48{,}9$ тс.м

Для связей поперечного направления $i = 2$ в уровне перекрытия

$M_{12} = 3(1{,}82.6.6 - 0{,}96.6.6) = 92{,}9$ тс.м,

в уровне покрытия

$M_{22} = 0$.

Для связей продольного направления К=1,2 момент от неравномерной вертикальной нагрузки в уровне перекрытия составит:

$M_{13} = 3(1{,}82.3{,}23.6 - 0{,}96.3{,}23.6) = 50{,}0$ тс.м,

в уровне покрытия

$M_{23} = 0$.

Вх. 32828 л. 35

Коэффициент β для рассмотренных выше случаев определяется по формуле (3.4):

для связей $i = I$ и $l = 3$:

$$\beta = \frac{m \cdot \sum_{j=1}^{m} M_j}{H_{эт} \cdot \sum_{j=1}^{m} t_{mj} \cdot M_j} = \frac{4.(3.140,8 + 48,9)}{4,8./140,8(3,5+6+7,5)+48,9.8/} = 0,141 \frac{I}{м}$$

Значения t_{mj} – по табл. I.

для связи $i = 2$:

$$\beta = \frac{4 \cdot 3 \cdot 92,9}{4,8 \cdot 92,9 \cdot (3,5+6+7,5)} = 0,147 \frac{I}{м}$$

для связей К = I и К = 2:

$$\beta = \frac{4 \cdot 3 \cdot 50}{4,8.50(3,5 + 6 + 7,5)} = 0,147 \frac{I}{м}$$

Определяем Сф, учитывающую податливость основания. По табл. 5 приложения 2 СНиП 2.02.01-83 для фундамента с отношением сторон 3:I находим $k_c = I,07$.

$$C_ф = \frac{E_{гр} \cdot l_ф^3}{8 (I - \mu_{гр}^2) \cdot k_c} = \frac{4000.I2^3}{8.(I-0,23^2) \quad 07} = 0,85.I0^6 \text{ тс.м}$$

Значение коэффициента $K_{фi}$, учитывающего увеличение перемещений связевой панели вследствие поворота ее фундамента составит:

для связей $i = I$ и $i = 3$:

$$K_{ф1} = 1 + \frac{B'_{3l}}{C_ф} \cdot \beta = I + \frac{0,155.I0^7 \text{ тс.м}^2}{0,85.I0^6 \text{ тс.м}} .0,141 \frac{I}{м} =$$

$$= I + 0,26 = I,26$$

Значения B''_{jl} принимаем по табл. I8 для связи $i = 2$.

$$K_{ф2} = I + \frac{0,155.I0^7}{0,85.I0^6} . 0,147 = I,27$$

для связей продольного направления К = I и К = 2:

Вх. 32828 л. 36

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

$$\mathcal{K}_{\varphi 3} = 1 + \frac{0{,}311 \cdot 10^7}{0{,}85 \cdot 10^6} \cdot 0{,}147 = 1{,}54$$

Коэффициент, учитывающий работу каркаса по деформированной схеме для связей $i = 1$ и $i = 3$ составит:

$$\mathcal{K}_{R1} = \frac{1}{1 - K_{11} \cdot n \cdot \mathcal{K}_{\varphi 1}} = \frac{1}{1 - 10{,}2 \cdot 10^{-3} \cdot 12 \cdot 1{,}26} = 1{,}18$$

Значения K_1 принимаем по табл. 7; для связи $i = 2$:

$$\mathcal{K}_{R2} = \frac{1}{1 - 10{,}2 \cdot 10^{-3} \cdot 12 \cdot 1{,}27} = 1{,}18$$

для связей продольного направления:

$$\mathcal{K}_{R3} = \frac{1}{1 - 7{,}17 \cdot 10^{-3} \cdot 20 \cdot 1{,}54} = 1{,}28$$

Значения условного фронта ветровой нагрузки $\mathcal{L}'_i$ и усилий передаваемых на фундамент связевых панелей $i = 1$ и $i = 3$ составят:

$$\mathcal{L}'_1 = \mathcal{L}_1 \cdot \mathcal{K}_{R1} = 20 \cdot 1{,}18 = 23{,}6 \text{ м},$$

$$M^{\text{Ветр}}_{I\ \text{на отм.}-0{,}150} = \frac{\mathcal{L}'_1}{24} 0{,}671 M^{\text{табл}} = \frac{23{,}6}{24} \cdot 0{,}671 \cdot 407{,}0 = 247 \text{ тс.м},$$

$$Q_{I\ \text{на отм.}-0{,}150} = \frac{\mathcal{L}'_1}{24} 0{,}671 \cdot Q^{\text{табл.}} = \frac{23{,}6}{24} 0{,}671 \cdot 34{,}8 = 23{,}0 \text{ тс},$$

здесь 0,671 – коэффициент перехода от ветровой нагрузки для ША района по скоростному напору ветра к нагрузке для ПВ ветрового района, принятый по табл. 3;

$M^{\text{табл}}, Q^{\text{табл}}$ – значения расчетного ветрового момента и поперечной силы для ША района по значению давления ветра при фронте ветровой нагрузки 24 м по табл. 5.

В случае действия максимального момента от неравномерной вертикальной нагрузки

$$M^{\text{верт}}_{1\,max} = \sum_{j=1}^{m} M_{1j} = 140{,}8 \cdot 3 + 48{,}9 = 471 \text{ тс.м},$$

Вх 32828 л 37

при этом $N_1 = \sum_{j=1}^{m} P_j = 3(1,82.6.6+0,96.6.3,23)+$

$+ 0,98.6.6+0,98.6.3,23=307$ тс,

При определении крена фундамента связей поперечного направления $i = l_x i = 3$ следует учесть момент от собственного веса самонесущих стен.

Усилия от весастен собранный с площади $H \times C$ составит:

$$P = 45 \text{ тс}$$

Момент в уровне фундамента от собственного веса стен:

$$M_{ICT} = 45.3,35 = 150,8 \text{ тс.м}$$

В случае действия максимальной нагрузки по всей грузовой площади:

$$M_{II} = 3.1,82.6(6-3,23) = 90,7 \text{ тс.м},$$

$$M_{I\,верт} = 90,7 \cdot 3 + 48,9 = 321 \text{ тс.м},$$

$$N_{I\,max} = 3.1,82.6(6+3,23)+0,98.6(6+3,23)=357 \text{ тс}$$

Проверяем несущую способность связевых панелей на усилия растяжения в колоннах:

$$K_2 M_I^{Ветр} = 0,06.247 = 14,8 \text{тс},$$

$K_2 = 0,06$ – по табл. 8,

$$N_1^{min} = \sum_{j=1}^{m} P_{xj} = 0,9(3.0,96.6.3,23 + 0,98.6.3,23)=67,3 \text{ тс},$$

так как $N_1^{min} > K_2 M_1^{ветр}$ растяжение в крайних колоннах в заделке в фундамент не возникает.

Крен фундамента под связевой панелью определяет по п. 9 приложения 2 СНиП 2.02.01-83.

$$i_1 = \frac{M_{1max}^{верт.} - M_{ист}}{C\varphi} = \frac{471 - 150,8}{0,85.10^6} = 0,38.10^{-3},$$

значение i больше i_{max} в табл. 16, следовательно необходимо провести проверку связевых панелей по деформациям.

Вх. 32828 л. 38

Определяем перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки по схеме на рис. 3.3.

$$\delta_1^{ветр.} = \frac{1}{B_3'} \cdot \left\{ \sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot H_{эт}^2}{6} \left(3H - j H_{эт}\right) + \frac{W_m^6 \cdot H^3}{3} \right\}$$

Так как значения W_j и W_m^6 в табл. 4 даны при фронте ветровой нагрузки 24 м в IIA ветровом районе, в расчет вводим дополнительный коэффициент равный

$$0{,}671 \cdot \frac{\ell'_1}{24} = 0{,}671 \frac{23{,}6}{24} = 0{,}66$$

Значение эквивалентной жесткости принимаем по табл. I2

$$\delta_I^{ветр.} = \frac{0{,}66}{0{,}155 \cdot 10^7} / 8{,}7 \cdot \frac{4{,}8^2}{6} (3 \cdot 19{,}2 - 4{,}8) + 8{,}7 \cdot \frac{9{,}6^2}{6} (3 \cdot 19{,}2 - 9{,}6) + 9{,}7 \frac{14{,}4^2}{6} (3 \cdot 19{,}2 - 14{,}4) + 8{,}4 \cdot \frac{19{,}2^3}{3} / = 0{,}0181 \text{ м}$$

От действия неравномерной вертикальной нагрузки (см.рис. 3.3)перемещения составят:

$$\delta_I^{верт} = \frac{M_n}{B_3''} \cdot \sum_{j=1}^{m-1} H_j \left(H - 0{,}5 H_j\right)$$

Значения B_3'' – по табл. I3.

$$\delta_I^{верт} = \frac{140{,}8}{0{,}8 \cdot 10^7} / 4{,}8(19{,}2 - 2{,}4) + 9{,}6(19{,}2 - 4{,}8) + 14{,}4(19{,}2 - 7{,}2) / =$$

$$= 0{,}0069 \text{ м}.$$

Прогиб от крена фундамента:

$$\delta_I^{крен} = H \cdot i = 19{,}2 \cdot 0{,}00038 = 0{,}0073 \text{ м}$$

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

$$\delta_I^{ветр} + \delta_I^{верт} + \delta_I^{крен} = 0{,}0181 + 0{,}0069 + 0{,}0073 =$$

Инв.№подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

Вх 32828 л.39

$= 0{,}0323$ м $< \frac{H}{500} = \frac{19{,}2}{500} = 0{,}0384$ м

Аналогично следует проверить несущую способность связевых панелей $i = 2$, К = I и К = 2.

Находим усилия N_1 передаваемые на закладную деталь монолитного фундамента под связевую панель $i = I$ (и $i = 8$).

$$N = N^{табл.} \cdot \frac{Q}{Q^{табл}} = 77{,}0 \cdot \frac{23{,}6}{17{,}8} = 102{,}1 \text{ тс},$$

$N^{табл.}$ – принимаем по табл. I0,

$Q^{табл.}$ – " по табл. 9

Стенки стаканов монолитных фундаментов связевых панелей рассчитываются на следующие усилия

$$Q^{с}_{ф1} = \frac{Q}{2} = \frac{23{,}6}{2} = 11{,}8 \text{ тс},$$

$$M^{с}_{ф1} = M_1^{табл} \cdot \frac{Q}{Q^{табл}} = 16 \cdot \frac{23{,}6}{17{,}8} = 21{,}2 \text{ тс.м},$$

$M_1^{табл}$ – по табл. II, $Q^{табл.}$ – по табл. 9.

Пример 2. Рассмотрим тоже здание, что и в примере I, но с временной нормативной нагрузкой в уровне перекрытий верхних двух этажей 500 кгс/м^2. Проверяем достаточность показанных на рис. 3.6 связей поперечного направления

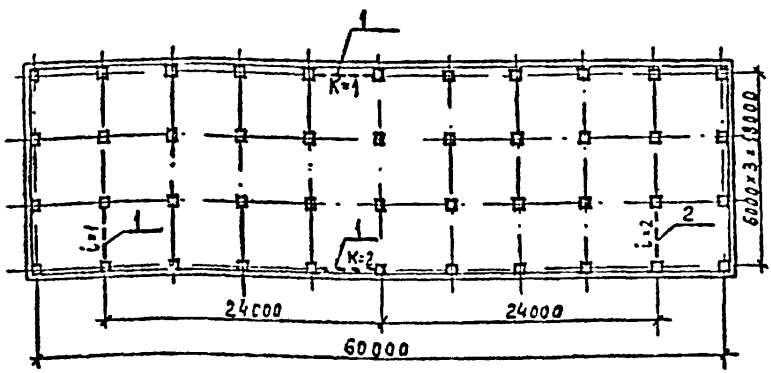
В продольном направлении используются треугольные, в поперечном – пятиугольные связи указанных в выпуске 0-2 марок сечением 2∟I80×I2

Фронт ветровой нагрузки на каждую связевую панель поперечного направления составляет

$$\ell_i = \frac{60}{2} = 30 \text{ м}$$

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх 32828 л.40



I – стальные связи

Рис. 3.6

Момент в уровне перекрытия 2х верхних этажей составит

M_{3I} = 3 (I,27.6.6-0,96.6.3,23)=8I,3 тс.м, тогда

$$\beta = \frac{m \sum_{1}^{n} M_j}{H_{3I} \sum_{1}^{n} t_{mj} \cdot M_j} = \frac{4(I40,8+2,8I,3+48,9)}{4,8/I40,8.3,5+8I,3(6+7,5)+48,9.8,8/} = 0,I48 \ \frac{I}{м}$$

Значение t_{mj} принимаем по табл. I.

$$K_{\varphi I} = I + \frac{B_3'}{C_\varphi} \cdot \beta = I + \frac{0,I5 \cdot I0^7}{0,85.I0^6} \cdot 0,I48 = I,27$$

Коэффициент, учитывающий работу каркаса по деформированной схеме составит

$$K_{RI} \frac{1}{1 - K_{11} \cdot n \cdot K_{\varphi I}} = \frac{I}{I-I0,2.I0^{-8}.20.I,27} = I,35$$

K_{11} – по табл. 7

Условный фронт ветровой нагрузки равен:

$$L_1' = K_{RI} \cdot L_1 = I,35 \cdot 30 = 40,5 \text{ м}$$

Вх. 32828 л. 41

Усилия в уровне обреза фундамента составят:

$$M_I^{ветр}_{на\ отм-0,150} = \frac{\mathcal{L}'_1}{24} \cdot 0,671 \cdot 407,0 = 461\ тс.м,$$

$$Q_I\ на\ отм-0,150 = \frac{\mathcal{L}'_1}{24} \cdot 0,671 \cdot 34,8 = 39,4\ тс$$

При расчете на максимальный момент от неравномерной вертикальной нагрузки:

$$M_{1max}^{верт} = \sum_j^m M_j = 140,8 + 81,3.2 + 48,9 = 352,3\ тс.м,$$

при этом $N_1 = \sum_{j=1}^{m} P_j$ = 1,82.6.6+0,96.6.3,23+2(1,27.6.6+
+0,96.6.3,23)+0,98.6.6+0,98.6.3,23=267,0 тс

Момент в уровне фундамента от собственного веса стен

$M_{1ст}$ = 150,8 тс.м (см. пример 1)

При расчете на максимальную нагрузку по всей площади:

M_{3I} = 3.1,27.6(6-3,23)=63,3 тс.м,

$$M_I^{верт} = 90,7 + 63,3 \cdot 2 + 48,9 = 266,2\ тс.м,$$

N_{1max}= 1,82.6(6+3,23)+2.1,27.6(6+3,23)+0,98.6.(6+3,23)=296 тс

Проверяем несущую способность связевых панелей из условия растяжения в колонне

$$K_2 M_I^{ветр} = 0,06 \cdot 461 = 27,7\ тс,$$

K_2 – по табл. 8

$N_1^{min} = \sum_{j=1}^{m} P_{скj}$ = 67,3 тс (см. пример 1)

Растяжения нет.

Определяем прогиб верха связевой панели от ветровой нагрузки:

$$\delta_I^{ветр} = 0{,}617\frac{40{,}5}{24.0{,}155.10^7}\cdot\left[8{,}7\,\frac{4{,}8^2}{6}(3.19{,}2-4{,}8)+8{,}7\cdot\frac{9{,}6^2}{6}\times\right.$$

$$\left.\times(8.19{,}2-9{,}6)+9{,}7\,\frac{14{,}4^2}{6}(3.19{,}2-14{,}4)+8{,}4\,\frac{19{,}2^3}{3}\right]=0{,}0285\ м,$$

от неравномерной вертикальной нагрузки:

$$\delta_I^{верт} = \frac{1}{0{,}8.10^7}\cdot\left\{40{,}8.4{,}8(19{,}2-2{,}4)+81{,}3\left[9{,}6(19{,}2-4{,}8)+14{,}4\times\right.\right.$$

$$\left.\left.\times(19{,}2-7{,}2)\right]\right\}=0{,}0046\ м,$$

прогиб от крена фундамента:

$$\delta_1^{крен}=H\cdot\frac{M_{1max}^{верт}-M_{1ст}}{C_\varphi}=19{,}2\cdot\frac{352{,}3-150{,}8}{0{,}85.10^6}=0{,}0046\ м$$

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

$$\delta_1^{ветр}+\delta_1^{верт}+\delta_1^{крен}=0{,}0285+0{,}0046+0{,}0046=$$

$$=0{,}0377<\frac{H}{500}=0{,}0384\ м$$

4. РАСЧЕТ КАРКАСА С НЕСИММЕТРИЧНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ СВЯЗЕВЫХ ПАНЕЛЕЙ И С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ РАЗНОЖЕСТКОСТНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ УСТОЕВ

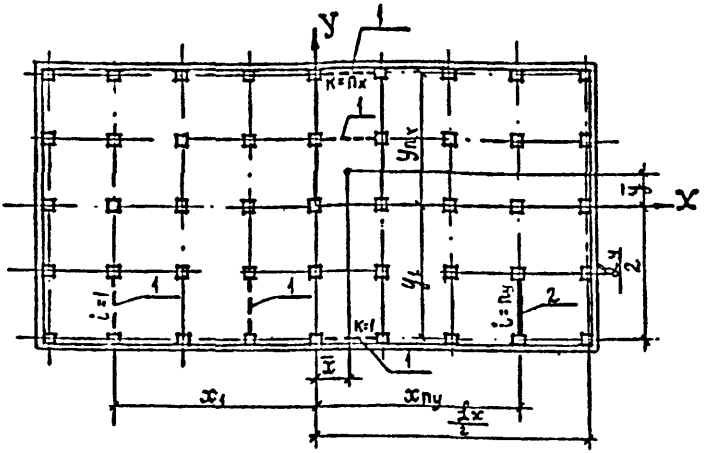
4.I. Сбор нагрузок на связевую панель

4.I.I. Для связевого каркаса наиболее неблагоприятным является случай одновременного длительного действия от неравномерного вертикального загружения связевых панелей постоянной, временной и снеговой нагружами и кратковременного действия усилий от ветровой нагрузки.

Расчетные значения ветрового давления для III района (местность типа А) собранных с фронта 24 м дана в табл.4. Коэффициенты перехода на ветровую нагрузку для I, II и IУ районов по скоростному напору ветра даны в табл. 3.

Вх. 32828 л. 43

Инв.№подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№



1 - стальные связи
2 - железобетонные диафрагмы

Рис. 4.1

4.1.2. В общем случае расчета, когда равнодействующая нагрузки не проходит через центр жесткости здания, следует учитывать кручение здания от ветровой нагрузки. Ширина ветрового фронта, приходящегося на каждую связевую панель определяется с учетом коэффициента $K_{qi}^{ветр}$

$$K_{qi}^{ветр} = \frac{\alpha_{yi}}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi}} + \alpha_{yi} \frac{\bar{x}(\bar{x} - x_i)}{C_{кр}} \qquad (4.1)$$

Располагая связевые панели в плане здания (температурного блока) необходимо проверять условие:

$$C_{кр} = \sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi} (x_i - \bar{x})^2 + \sum_{K=1}^{n_x} \alpha_{xk} (y_k - \bar{y})^2 \neq 0 \qquad (4.2)$$

Вх. 32828 л. 44

где $C_{кр}$ – характеристика сопротивления каркаса кручению;

$\overline{x}, \overline{y}$ – координаты центра кручения здания (см.рис.4.I);

x_i, y_i – координаты центров тяжести связевых панелей или диафрагм жесткости, сопротивляющихся действию нагрузки соответственно в направлении осей ОУ и ОХ;

n_y, n_x – количество связевых панелей и диафрагм жесткости, сопротивляющихся действию нагрузки соответственно в направлении осей ОУ и ОХ;

α_{yi}, α_{xk} – отношение жесткости i-той связи, сопротивляющейся действию нагрузки в направлении оси ОУ и жесткости К-той связи, сопротивляющейся действию нагрузки в направлении оси ОХ, к некоторой произвольной жесткости Во; в качестве Во рекомендуется принимать значение жесткости одной из связевых панелей.

Эквивалентные жесткости связевых панелей при действии на них ветровой нагрузки B'_{yi} и $B'_{эк}$ см. табл. I2.

Входящие в формулы (4.I ÷ 4.3) величины $\overline{x}$ и $\overline{y}$ вычисляются по формулам:

$$\overline{x} = \frac{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi}}; \quad \overline{y} = \frac{\sum_{k=1}^{n_x} \alpha_{xk} \cdot y_k}{\sum_{k=1}^{n_x} \alpha_{xk}} \qquad (4.3)$$

При выводе формулы (4.I) ÷ (4.3) положительное направление осей и направление действия внешней нагрузки принято таким, как показано на рис.4.I.

4.I.3. Воспринимаемые связевыми панелями вертикальные нагрузки могут быть приложены к ним не центрально и вызывать изгибающие моменты $M_{xi}^{вертик.}$ и $M_{yk}^{вертик}$ относительно осей симметрии связевых панелей.

Распределение изгибающих моментов от неравномерных вертикальных нагрузок аналогично распределению горизонтальных нагрузок с той разницей, что вместо эквивалентных жесткостей связевых панелей при действии ветровых нагрузок при определении коэффициентов $K_{qi}^{вертик.}$ и $K_{qk}^{вертик.}$ следует вводить эквивалентные жесткости при действии вертикальных нагрузок B''_{yi} и $B''_{эк}$ (см.табл.I3).

При этом значения $K_{qi}^{верт}$ следует определять по формулам:

Вх. 32828 л. 45

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в данной связевой панели или любой другой связевой панели параллельной данной связевой панели:

$$K_{Qli}^{верт} = \frac{\alpha_{yi}}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi}} + \alpha_{yi} \frac{(x - x_a)(x - x_l)}{C_{кр}} \qquad (4.4)$$

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связевой панели расположенной в плоскости перпендикулярной плоскости данной связевой панели

$$K_{Qlк}^{верт} = \alpha_{yl} \frac{(\bar{y} - y_k)(x_i - \bar{x})}{C_{кр}} \qquad (4.5)$$

где x_a, y_k – координаты центров тяжести связевых панелей или диафрагм жесткости, в которых неравномерная вертикальная нагрузка вызывает изгибающие моменты соответственно $M_{xa}^{верт.}$ или $M_{yk}^{верт.}$

При вводе формул 4.I ÷ 4.5 за положительное направление действия внешней нагрузки принято направление осей ОХ и ОУ.

4.I.4. Учет совместной работы связевых панелей и рядовых колонн при расчете по деформированной схеме осуществляется введением коэффициента K_R не значения ветровых и вертикальных нагрузок по указаниям пп. 3.I.3, 3.I.4 и 3.I.5.

4.I.5. Условное значение фронта ветровой нагрузки, приходящегося на каждый вертикальный устой (связевую панель со стальными связями или железобетонную диафрагму) определяется по формуле:

$$L_i' = L_x \cdot K_{Qi} \cdot K_{Rl} \qquad (4.6)$$

где L_x – габаритный размер здания в направлении нормальном к плоскости рассматриваемого вертикального устоя.

4.I.6. В зависимости от района по скоростному напору ветра и типа местности по табл. 3,5 определяются значения $M_i^{ветр}$ и Q_i в уровне чистого пола и обреза фундамента для фронта ветровой

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л. 46

нагрузки Σ'_i , приходящегося на каждый вертикальный устой, полученного по указаниям п. 4.I.5.

4.I.7. Момент от неравномерной вертикальной нагрузки следует также уточнить с учетом пространственной работы каркаса:

$$M_i^{верт} = \sum_{j=1}^{m} M_j \cdot \mathcal{K}_{qi}^{верт}, \qquad (4.7)$$

где $\mathcal{K}_{qi}^{верт.}$ - определяются по указаниям п. 4.I.3.

$$N_i = \sum_{j=1}^{m} P_j, \qquad (4.8)$$

где M_j, P_j, m - по указаниям п.3.I.9.

4.2. Проверка несущей способности связевой панели

4.2.I. Полученные значения усилий $M_i^{ветр.}$, Q_i и N_i не должны превышать значения соответствующие несущей способности связевой панели приведенные в табл. 9 и I5, а значение $M_i^{верт}$ + + $M_i^{ветр}$ не должно превышать сумму соответствующих величин в табл. 9 и I5.

4.2.2. Проверка несущей способности связевой панели на растяжение в колонне следует производить по указаниям раздела 3.2.

4.2.3. Предельное перемещение каркаса, в том числе и перемещение верха крайних рядовых колонн, не должно превышать $\frac{1}{500}$ высоты здания.

Перемещение крайней колонны здания при кручении можно определить, считая диск перекрытия абсолютно жестким.

Наибольшее возможное горизонтальное перемещение связевой панели от действия ветровой и вертикальной нагрузок определяется как для консоли (см.формулы (3.II) и (3.I2)), жесткость которой эквивалентна жесткости связевой панели.

4.3. Расчет элементов каркаса

4.3.I. Основные положения данного раздела совпадают с положениями раздела 3.3 для каркаса с симметричным расположением

Вх. 32828 л. 47

связей.

Однако значение Q в формулах (3.I4), (3.I5), (3.I6) и (3.I8) следует принимать по указаниям п.4.I.6.

Момент в уровне верха фундамента рядовых колонн (по поперечному и продольному направлению разбивочных осей) от перемещения всего каркаса определяется по формуле:

$$M_{\Phi}^{P} = \frac{0{,}85\,E\,J_{K}}{H^{2}} \cdot \left(\alpha_{1} \cdot \delta_{K}^{ветр.} + \alpha_{2} \cdot \delta_{K}^{верт.}\right) \qquad (4.9)$$

где $E, J_K, H, \alpha_1, \alpha_2$ – принимать по указаниям п. 3.3.4.

$\delta_K^{ветр.}$; $\delta_K^{верт.}$ – максимальное смещение верха колонны от действия соответственно ветровой и вертикальной нагрузок при смещении связевых панелей ($\delta_c^{ветр.}$; $\delta_c^{вертик.}$) полученном по указаниям п.4.2.3.

4.4. Примеры расчета каркаса зданий с несимметричным положением связевых панелей и с разножесткостными вертикальными устоями

Пример 3. В здании, рассмотренном в примере I (п.3.4) одна из связевых панелей поперечного направления сечением 21200 × I4 с прямоугольной решеткой смещена на 6 м, как показано на рис.4.2.

Требуется проверить достаточность показанных на рис. 4.2 связей.

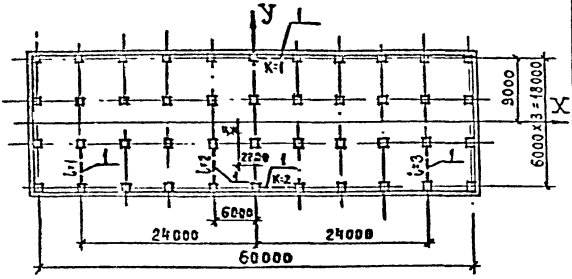
Производим проверку связи $i = 3$. Перераспределение ветровой нагрузки выполняется по указаниям п.п. 4.I.2, 4.I.3, 4.I.4.

Эквивалентная жесткость при действии ветровой нагрузки связевых панелей поперечного направления – B'_{3i} $0.202 \cdot I0^7$ тс.м^2; связевых панелей продольного направления – $0.3II \cdot I0^7$ тс.м^2

$$\alpha_{y1} = \alpha_{y2} = \alpha_{y3} = \frac{B'_{3i}}{B'_{3K}} = \frac{0{,}202 \cdot I0^{7}}{0{,}3II \cdot I0^{7}} = 0{,}65;$$

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л 48



I – стеновые связи

Рис. 4.2

$\alpha_{x1} \cdot \alpha_{x2} = 1$;

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi}} = \frac{0,65\ (-24-6+24)}{3.0,65} = -2м,$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{k=1}^{n_x} \alpha_{xk} \cdot y_k}{\sum_{k=1}^{n_x} \alpha_{xk}} = \frac{1.(9-9)}{2.1} = 0,$$

$$C_{кр} = \sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi} (x_i - \bar{x})^2 + \sum_{k=1}^{n_x} \alpha_{xk} (y_k - \bar{y})^2 =$$

$$= 0,65 \cdot [(-24+2)^2 + (-6+2)^2 + (24+2)^2] + 1.[(-9+0)^2 + (9+0)^2] = 926,4$$

$$M_{Q3}^{вспр} = \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{y3}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{\bar{x}(\bar{x} - x_3)}{C_{кр}} =$$

$$\frac{0,65}{0,65 \cdot 3} + 0,65 \frac{-2(-2-24)}{926,4} = 0,333 + 0,036 = 0,369$$

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

Вх 32828/49

Момент от неравномерной вертикальной нагрузки, действующий на связевую панель при кручении каркаса распределяется между всеми вертикальными устоями.

Определяет коэффициент $K^{верт}_{Q3}$, учитывающий перераспределение момента от неравномерной вертикальной нагрузки.

Эквивалентная жесткость при действии вертикальной нагрузки определяется по табл. I3 и равна для пятиугольных связей поперечного направления - $0{,}8 \cdot 10^7$ тс.м^2, для треугольных связей продольного направления - $0{,}65 \cdot 10^7$ тс.м^2

При действии неравномерной вертикальной нагрузки на связевую панель $i = 1$:

$$\alpha_{y1} = \alpha_{y2} = \alpha_{y3} = \frac{B''_{э1}}{B''_{эк}} = \frac{0{,}8 \cdot 10^7}{0{,}65 \cdot 10^7} = 1{,}23,$$

$$\alpha_{x1} = \alpha_{x2} = 1.$$

Тогда:

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi} x_i}{\sum_{i=1}^{n_x} \alpha_{yi}} = \frac{(-24-6+24)}{3} = -2,$$

$$C_{кр} = \sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi} (x_i - \bar{x})^2 + \sum_{k=1}^{n_x} \alpha_{xk} (y_k - \bar{y})^2 =$$

$$= 1{,}23 \cdot [(-24+2)^2 + (-6+2)^2 + (24+2)^2] + 2 \cdot 9^2 = 1608{,}5$$

$$K^{верт}_{Q31} = \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{x} - x_2)(\bar{x} - x_3)}{C_{кр}} =$$

$$= \frac{1{,}23}{3 \cdot 1{,}23} + 1{,}23 \frac{(-2+24)(-2-24)}{1608{,}5} = 0{,}333 - 0{,}437 = -0{,}104,$$

при действии неравномерной вертикальной нагрузки на связь $i = 2$:

$$K^{верт}_{Q32} \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{x} - x_2)(\bar{x} - x_3)}{C_{кр}} = 0{,}333 + 1{,}23 \frac{(-2+6)(-2-24)}{1608{,}5} = 0{,}253$$

При действии неравномерной вертикальной нагрузки на связь $i = 3$:

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л.50

$$K_{Q3}^{верт} = 0,333 + 1,23\frac{(-2-24)(-2-24)}{1608,5} = 0,85$$

при действии момента в плоскости связи к=I:

$$\bar{y} = 0;\ Скр = 1608,5$$

$$K_{Q4}^{верт} = \alpha_{y3}\cdot\frac{(\bar{y}-y_4)(x_3-\bar{x})}{C_{кр}} = 1,23\frac{-2(24+2)}{1608,5} = -0,179$$

Условный фронт ветровой нагрузки равен:

$$l'_3 = l_x \cdot K_{Q3}^{ветр} \cdot K_{R3} = 60.0,369.1,18 = 26,1\ м$$

Определение величины $K_{R3} = K_{R1}$ дано в примере I раздела 3.4.

Определяем усилия действующие на связевую панель на отметке 0.000.

Усилия от ветровой нагрузки:

$$M_3^{ветр}\ на\ отм\ 0 = \frac{l'_3}{24}\ 0,67 l\ табл = \frac{26,1}{24}\ 0,67.1401 = 293\ тс.м,$$

$$Q = 0,67\frac{l'_3}{24}\ Q\ табл = 0,67\frac{26,1}{24}\ 34,8 = 25,4\ тс$$

Загружение неразномерной вертикальной нагрузкой связей $i = 2$ и $i = 3$ принимаем такими же, как и в примере I связи $i = 1$:

$$\sum_{j=1}^{m} M_{3j} = 471\ тс.м;$$

от собственного веса самонесущих стен:

$$M_{3ст} = 150,8\ тс.м$$

Определяем максимальный момент от вертикальной нагрузки в связях К = I и К = 2:

$$\sum_{j=1}^{m} M_{4j} = 3.50 = 150\ тс.м$$

Вх. 32828 л. 51

$$M_{3max}^{верт} = \sum_{j=1}^{n} M_{3j} \cdot \left(K_{Q32}^{верт} + K_{Q33}^{верт}\right) + 2\sum_{j=1}^{m} M_{4j} \cdot K_{Q34}^{верт} =$$

$= 471(0,253+0,88)+150.2.0,173 = 587,3$ тс.м

Максимальный момент от неравномерного загружения связи $i = 1$ обратного направления и в расчете не учтен.

Полученные значения усилий $M_b^{ветр}$, Q и N не превышают значений в табл. 9 и 15, а $M_3^{ветр} + M_3^{верт}$ < суммы значений по табл. 9 и 15.

Проверяем несущую способность связевой панели из условия ограничения растяжения в колонне.

$K_2 M_3^{ветр} = 0,06.293 = 17,6$ тс < $N_3^{min} = 67,3$ тс

Здесь N_3^{min} – см.пример I;

K_2 – по табл. 8.

Определяем перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки:

$$\delta^{ветр} = \frac{1}{B'_3}\left\{\sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot H_{эт}^2}{6}\left(3H - j \cdot H_{эт}\right) + \frac{W_m^в \cdot H^3}{3}\right\}$$

где W_j, $W_m^в$ – см. табл. 3 и 4;

$B_э$ – см. табл. I2

$$\delta_3^{ветр} = 0,671\frac{26,1}{24,0,202.10^7}\cdot\left[8,7.\frac{4,8^2}{6}(3.19,2-4,8)+8,7.\frac{9,6^2}{6}\times\right.$$

$$\left.\times(3.19,2-9,6)+9,7\frac{14,4^2}{6}(3.19,2-14,4)+8,4\frac{19,2^3}{3}\right]=0,0153\text{ м}$$

От неравномерной вертикальной нагрузки:

$$\delta_3^{верт} = \frac{M_{31}}{B_э''} \cdot \sum_{j=1}^{m-1} H_j\left(H - 0,5H_j\right)$$

где $B_э''$ – см.табл. I3.

M_{3I} – момент, возникающий в связи $i = 3$ в уровне перекрытий от неравномерной вертикальной нагрузки.

Вх. 32828 л. 52

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

$$\delta^{верт.}_{з} = \frac{140.8}{0,8.10^7}\,/4,8(19,2-2,4)+9,6(19,2-4,8)+14,4(19,2-7,2)=0,0069\text{м},$$

от крена фундамента:

$$\delta^{крен}_{з} = H\cdot\frac{M^{верт}_{3max}-M_{зст}}{C_{кр}} = 19,2\,\frac{5873-150,5}{0,85.10^6} = 0,0099\text{ м}$$

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

$$\delta^{ветр}_{1} + \delta^{верт} + \delta^{крен}_{1} = 0,0153+0,0069+0,0099=$$

$$=0,0321\text{ м} < \frac{H}{500} = 0,0384\text{ м}$$

Таким образом, смещение связевой панели на 6 м по сравнению с примером I, где рассмотрено симметричное положение связевых панелей, не потребовало увеличения числа связевых панелей. Однако усилия передаваемые на фундамент крайних связевых панелей возросли.

Пример 4. Рассмотрим тоже здание, что и в примерах I и 3, но с использованием разножесткостных вертикальных устоев (см. рис.4.3).

Требуется проверить достаточность поставленных вертикальных элементов жесткости.

Здание четырехэтажное, имеет сетку колонн 6х6м. Высоты этажей – 4,8 м. Временная нормативная нагрузка на перекрытие – 1000 кгс/м^2. Расположено здание во II районе по скоростному напору ветра. Тип местности (по СНиП 2.01.07-85)–В.

В продольном и поперечном направлении используются связи указанных в выпуске 0-2 марок. В продольном направлении – треугольные, в поперечном – пятиугольные сечением 2∟200×14.

В поперечном направлении используется так же сплошная железобетонная диафрагма, являющаяся стеной лестничной клетки.

Грунт – песок средней плотности, Егр. = 4000 тс/м^2, $\mathcal{M}$ гр = 0,23.

Производим проверку связи i = I.

Перераспределение ветровой нагрузки выполняется по указаниям п. 4.I.2.

Вх 32828 л.53

Инв.№подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

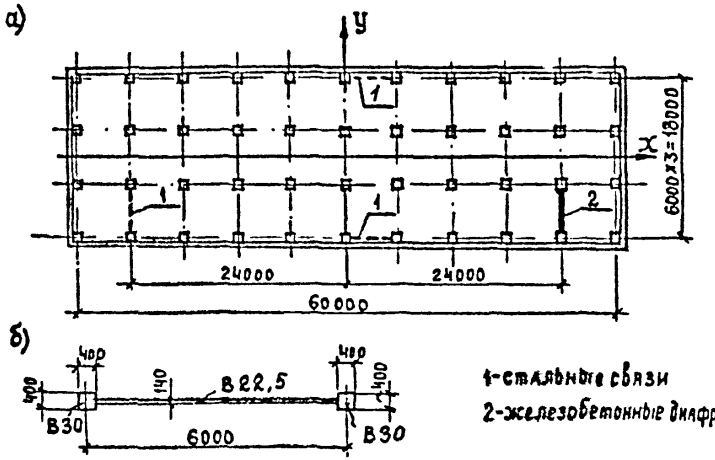


Рис.4.8

Эквивалентная жесткость при действии ветровой нагрузки связевой панели поперечного направления – $0{,}202 \cdot 10^7$ тс.м^2, связевых панелей продольного направления – $0{,}311 \cdot 10^7$ тс.м^2, изгибная жесткость диафрагмы железобетонной – $1{,}32 \cdot 10^7$ тс.м^2.

$$\alpha_{y1} = \frac{0{,}202}{1{,}32} = 0{,}153; \quad \alpha_{y2} = 1;$$

$$\alpha_{x1} = \frac{0{,}311}{1{,}32} = 0{,}236 = \alpha_{x2};$$

$$\overline{x} = \frac{-24 \cdot 0{,}153 + 24}{1{,}153} = 17{,}6 \text{ м};$$

$$\overline{y} = \frac{0{,}236 \cdot 9 - 0{,}236 \cdot 9}{2 \cdot 0{,}236} = 0;$$

$$C_{кр} = 0{,}153(-24-17{,}6)^2 + (24-17{,}6)^2 + 2 \cdot 0{,}236 \cdot 9^2 = 344;$$

$$K_{q1}^{ветр} = \frac{0{,}153}{1{,}153} + 0{,}153 \cdot \frac{17{,}6(17{,}6+24)}{344} = 0{,}459$$

Вх. 32828 л. 54

Очевидно, что неравномерно приложенная вертикальная нагрузка, действующая на рассматриваемую панель, вызовет дополнительное закручивание здания относительно его центра жесткостей.

Эквивалентная жесткость связевой панели при действии вертикальной нагрузки для связевой панели поперечного направления - $0,80 \cdot 10^7$ тс.м^2, для связевых панелей продольного направления - $0,65 \cdot 10^7$ тс.м^2.

$$\alpha_{y1} = \frac{0,8}{1,32} = 0,606; \quad \alpha_{y2} = 1; \quad \alpha_{x1} = \alpha_{x2} = \frac{0,65}{1,32} = 0,492;$$

$$\bar{x} = \frac{-24 \cdot 0,606 + 24 \cdot 1}{1,606} = 5,9 \text{ м}$$

$$\bar{y} = \frac{0,492 \cdot 9 - 0,492 \cdot 9}{2,0,492} = 0;$$

$$C_{кр} = 0,606(-24-5,9)^2 + 1(24-5,9)^2 + 2,0,492 \cdot 9^2 = 949;$$

$$\mathcal{K}^{верт}_{Q11} = \frac{0,606}{1,606} + 0,606 \cdot \frac{(5,9+24)(5,9+24)}{949} = 0,948$$

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связи К=2:

$$\mathcal{K}^{верт.}_{Q13} = 0,606 \cdot \frac{9(-24-5,9)}{949} = -0,172,$$

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связи К=1:

$$\mathcal{K}^{верт.}_{Q14} = 0,172$$

Определяем коэффициент, учитывающий поворот фундамента.

Расчетный случай - когда по всем этажам действует максимальный момент от неравномерной вертикальной нагрузки.

По графикам принимаем:

$$\beta = 0,14 \ 1/м$$

По табл. 5 приложения 2 СНиП 2.02.01-83 для фундамента с отношением сторон 12:4 = 3 находим $k_\ell = 1,07$.

Тогда:

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

Вх. 32828 л. 55

$$C_{\varphi} = \frac{4000 \cdot 12^3}{8 \cdot (1 - 0{,}23^3) \cdot 1{,}07} = 0{,}85 \cdot 10^6 \text{ тс.м};$$

$$K_{\varphi 1} = 1 + \frac{0{,}202 \cdot 10^7}{0{,}85 \cdot 10^6} \cdot 0{,}173 = 1{,}36$$

Коэффициент, учитывающий совместную работу связевых панелей и рядовых колонн:

$$K_{k1} = \frac{1}{1 - 0{,}0102 \cdot 20 \cdot 1{,}36} = 1{,}38$$

Условный фронт ветровой нагрузки:

$$l_1' = 60{,}0 \cdot 479 \cdot 1{,}38 = 38{,}0 \text{ м}$$

Усилия от ветровой нагрузки:

$$M_1^{\text{ветр}}_{\text{на отм.0}} = 0{,}671 \cdot 401 \cdot \frac{38{,}0}{24} = 426 \text{ тс.м};$$

$$Q = 0{,}671 \cdot 34{,}8 \cdot \frac{38{,}0}{24} = 36{,}9 \text{ тс},$$

0, – коэф. перехода от ветровой нагрузки для IIА района по скоростному напору ветра к нагрузке для IIБ района.

Усилия от вертикальной нагрузки, действующей на связевую панель $i = 1$:

при $N_{max} = \frac{357+}{45}$ тс, $M^{\text{верт.}}_{\text{на отм.0}} = \frac{321-}{150}$ тм $\cdot 0{,}948 = 161$ тс.м;

при $N = 307$ тс, $M^{\text{верт.}}_{\text{на отм.0}} = 471 \cdot 0{,}959 = 452$ тс.м;

при $N_{min} = 67{,}3$ тс

Усилия от неравномерной вертикальной нагрузки, приложенной к связевым панелям К=1 и К=2 передаваемые на связевую панель $i = 1$:

$$M^{\text{верт}}_{\text{на отм.0}} = 150 \cdot 2 \cdot 0{,}172 = 51{,}6 \text{ тс.м}$$

Момент передаваемый на фундамент от собственного веса отм

$$M_{1ст} = 150{,}5 \text{ тм}$$

Инв. № подл. | Подп. и дата | Взам. инв. №

Несущая способность по первому предельному состоянию обеспечена.

Определим перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки:

$$\delta_1^{ветр} = \frac{1}{b'_3}\left\{\sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot h^2}{6}\left(3H - j \cdot h\right) + \frac{W_m^в \cdot H}{3}\right\} =$$

$$= 0,671\frac{I}{0,202 \cdot 10^7} \cdot \frac{38,0}{24}\left\{8,7\frac{1,6^2}{6}(3 \cdot 19,2 - 4,8) + 8,7\frac{9,6^2}{6} \times\right.$$

$$\left.\times(3 \cdot 19,2 - 9,6) + 9,7\frac{14,4^2}{6}(3 \cdot 19,2 - 14,4) + 8,4 \cdot \frac{19,2^3}{3}\right\} = 0,022 \text{ м}$$

От действия вертикальной нагрузки:

$$\delta_1^{верт} = \frac{M_I}{b'_3} \cdot \sum_{j=1}^{m-1} H_j \cdot \left(H - 0,5H_j\right)$$

Здесь M_I – момент от вертикальной нагрузки в каждом этаже.

$$\delta_1^{верт} = \frac{440,8}{0,8\ 10^7} \cdot [4,8(19,2 - 2,4) + 9,6(19,2 - 4,8) + 14,4(19,2 - 7,2)] = 0,0069 \text{ м};$$

$$\delta_1^{крен} = 19,2 \cdot \frac{(452 + 516 - 150,5)}{0,85\ 10^6} = 0,008 \text{ м}.$$

Суммарный прогиб связевой панели равен:

$$\delta_1 = 0,022 + 0,0069 + 0,008 = 0,0369 \text{ м} < \frac{I}{500} H = 0,0384 \text{ м}$$

Горизонтальное смещение диафрагмы жесткости определяется аналогично и равно:

$$\delta_2^{ветр} + \delta_2^{верт} + \delta_2^{крен} = 0,0156$$

Тогда прогиб крайней колонны в уровне покрытия определяется следующим образом:

$$\delta_к = 0,0156 + (0,0369 - 0,0156)\frac{54 м}{48 м} = 0,0415 \text{ м} = \frac{I}{466} \cdot H$$

Таким образом несущей способности связевой панели недостаточно из условия максимального смещения верха каркаса. Необходимо либо увеличить размеры фундамента, либо изменить расположение связевых панелей, либо увеличить количество вертикальных устоев.

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

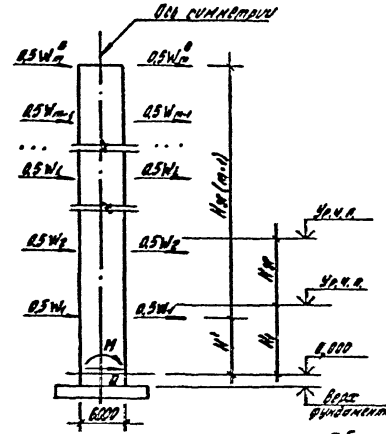


Таблица 3

Высота здания $H' + H_{зг}$ (m-1) м	Значение коэффициентов перевода ветровой нагрузки для района по значению давления ветра						
	I		II		III		IV
	Тип местности						
	A	B	A	B	A	B	B
до 10м	0,600	0,393	0,778	0,513	1,000	0,65	0,821
до 20м		0,514		0,671		0,85	1,074
до 30м		0,590		0,770		0,975	1,232
до 36м		0,636		0,829		1,05	1,326

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Таблица 4

Высоты этажей первого H_1	H'	Пролетарий $H_{ел}$	Значение расчетных ветровых нагрузок для III А района (при фронте ветровой нагрузки $L = 24$ м) тс W_1	$W_2^в$	W_2	$W_3^в$	W_3	$W_4^в$	W_4	$W_5^в$	W_5	$W_6^в$
Поперечные связи при ригеле высотой $h_{риг.} = 450$ мм												
3,6	3,2	3,6	6,4	5,5	6,4	5,6	6,6	6,1	7,2	6,6	7,7	7,0
4,8	4,4	3,6	7,5	-	6,4	5,8	6,8	6,3	7,3	6,8	7,9	7,1
4,2	3,8	4,2	7,5	6,1	7,5	6,4	8,0	7,1	8,8	7,6	9,5	8,0
4,8	4,4	4,8	8,6	6,6	8,7	7,3	9,5	8,0	10,5	8,6	11,2	9,0
6,0	5,6	4,8	9,7	-	8,8	7,5	9,8	8,2	10,7	8,7	11,3	9,1
6,0	5,6	6,0	10,7	7,9	11,3	9,1	12,9	9,9	13,9	10,5	14,8	11,1
7,2	6,8	6,0	11,9	-	11,6	9,3	13,1	10,0	14,1	10,6	-	-
Поперечные связи при ригеле высотой $h_{риг.} = 600$ мм												
4,2	3,6	4,2	7,5	6,4	7,5	6,8	8,0	7,5	8,8	8,1	9,5	8,4
4,8	4,2	4,8	8,6	7,0	8,7	7,7	9,5	8,5	10,5	9,0	11,2	9,5
6,0	5,4	4,8	9,7	-	8,8	7,9	9,8	8,7	10,7	9,1	11,3	9,6
6,0	5,4	6,0	10,7	8,3	11,3	9,5	12,9	10,4	13,9	11,0	14,8	11,6
7,2	6,6	6,0	11,9	-	11,6	9,7	13,1	10,5	14,1	11,1	-	-

Вх 32828 л 59

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Продолжение таблицы 4

Высоты этажей			Значения расчетных ветровых нагрузок для IIIА района (при фронте ветровой нагрузки L=24м) тс									
первого		Последнего										
H_1	H'	$H_{пт.}$	W_1	$W_2^в$	W_2	$W_3^в$	W_3	$W_4^в$	W_4	$W_5^в$	W_5	$W_6^в$
Продольные связи при ригеле высотой $h_{пр.}$ =450 и 600мм												
3,6	3,2	3,6	6,4	5,4	6,4	5,5	6,0	5,9	7,2	6,5	7,7	6,8
4,8	4,4	3,6	7,5	–	6,4	5,7	6,8	6,1	7,3	6,6	7,9	6,9
4,2	3,8	4,2	7,5	6,0	7,5	6,3	8,0	6,3	8,8	7,5	9,5	7,8
4,8	4,4	4,8	8,6	6,5	8,7	7,1	9,5	7,9	10,5	8,4	11,2	8,8
6,0	5,6	4,8	9,7	–	8,8	6,7	9,6	8,1	10,7	8,5	11,3	8,9
6,0	5,6	6,0	10,7	7,8	11,3	6,8	12,9	9,7	13,9	10,3	14,8	10,9
7,2	6,8	6,0	11,9	–	11,6	9,1	13,1	9,9	14,1	10,4	–	–

Вх. 32828 л. 60

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Таблица 5

Высоты этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Отметка расчетного сечения	Значения расчетных ветровых моментов M (тс.м) и поперечных сил Q (тс) для III А района (фронт ветровой нагрузки L = 24 м) при этажности									
		2		3		4		5		6	
		Q	M	Q	M	Q	M	Q	M	Q	M
Поперечные связи при ригеле высотой $h_{риг.}$ = 450 мм											
3,6	0,000	11,9	58	18,4	122	25,5	218	33,2	350	41,3	517
	-0,500		64		131		231		356		538
4,8+3,6	0,000	–	–	19,7	152	13,1	259	20,9	402	29,1	562
	-0,150		–		154		263		407		569
4,2	0,000	13,6	77	21,4	167	30,1	303	39,4	487	49,3	724
	-0,500		84		177		318		507		749
4,8	0,000	15,2	99	24,6	220	34,8	401	45,9	651	57,5	968
	-0,150		101		224		407		658		977
6,0+4,8	0,000	–	–	26	260	35,5	459	47,7	725	59,4	1058
	-0,150		–		254		464		732		1075
6,0	0,000	18,6	152	31,1	351	44,8	652	59,3	1057	74,7	1579
	-0,150		154		356		658		1066		1591
7,2+6,0	0,000	–	–	32,8	404	46,6	724	61,3	1152	–	–
	-0,150		–		409		731		1161		–
Поперечные связи при ригеле высотой $h_{риг.}$ = 600 мм											
4,2	0,000	13,9	78	21,8	168	30,5	305	39,9	491	49,7	727
	-0,650		87		162		324		517		759
4,8	0,000	15,6	100	25	222	35,3	405	46,3	654	58	974
	-0,300		105		229		300		658		991
6,0+4,8	0,000	–	–	26,4	262	37,0	463	48,1	727	59,9	1054
	-0,300		–		270		474		742		1082
6,0	0,000	20,0	154	31,5	354	45,3	657	59,8	1063	75,2	1585
	-0,300		160		363		670		1081		1608
7,2+6,0	0,000	–	–	33,2	407	47,1	729	61,8	1158	–	–
	-0,300		–		417		743		1177		–

Вх. 32828 л. 61

1.020-1/87. 0-5 – 2 пз

Продолжение таблицы 5

Высоты этажей Нэт. или Н1+Нэт	Отметка расчетного сечения	Значения расчетных ветровых моментов М (тсм) и поперечных сил Q (тс) для IIIа района (Фронт ветровой нагрузки L = 24 м) при этажности									
		2		3		4		5		6	
		Q	M	Q	M	Q	M	Q	M	Q	M
Продольные связи при ригеле высотой $h_{риг.}$ = 450 мм											
3,6	0,000	11,8	61	18,3	127	25,3	224	33,1	359	41,1	527
	-0,500		67		135		236		375		547
4,8+3,6	0,000	–	–	19,6	157	26,8	265	34,6	410	42,8	592
	-0,150		–		160		269		415		599
4,2	0,000	13,5	61	21,3	172	29,9	309	39,3	498	49,1	736
	-0,500		67		183		324		518		760
4,8	0,000	15,1	107	23,6	225	34,7	411	45,7	662	57,3	981
	-0,150		110		229		416		669		990
6,0+4,8	0,000	–	–	25,2	256	36,4	469	47,5	735	59,2	1072
	-0,150		–		260		474		742		1080
6,0	0,000	18,5	157	26,8	320	44,6	662	59,1	1071	74,5	1597
	-0,150		159		325		669		1079		1608
7,2+6,0	0,000	–	–	32,6	411	46,5	735	61,1	1166	–	–
	-0,150		–		416		743		1175		–
Продольные связи при ригеле высотой $h_{риг.}$ = 600 мм											
4,2	0,000	13,5	79	21,3	169	29,9	305	39,3	492	49,1	728
	-0,650		67		183		324		518		760
4,8	0,000	15,1	110	23,6	222	34,7	406	45,7	655	57,3	973
	-0,300		105		229		416		669		990
6,0+4,8	0,000	–	–	25,2	252	36,4	453	47,5	728	59,2	1063
	-0,300		–		260		474		742		1081
6,0	0,000	18,5	154	28,8	315	44,6	638	59,1	1062	74,5	1586
	-0,300		159		325		651		1079		1608
7,2+6,0	0,000	–	–	32,6	405	46,5	729	61,1	1157	–	–
	-0,300		–		416		743		1175		–

Вх. 32828 л.62

1.020-1/87.0-5 – 2 ПЗ

Лист 45

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Таблица 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

2-х этажные здания

I ветровой район.

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента, i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6	i_{max}	30									
4,2; 4,8; 6,0								30			
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6	i_{max}	30			30						
4,2								30		30	
4,8	$i=0$				30	27					
6,0	i_{max}				27	24				27	

- здесь и далее отсутствие значений.

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане связевых панелей одинаковой жесткости

2 х этажные здания

II ветровой район

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$ м	Крен фундамента l_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м									
		6х6						9х6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²									
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6	l_{max}	30			30						
4,2 4,8	l_{max}	30			30			30			
6,0	$l=0$	30			30			30			
	l_{max}	30			30	27		30			
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6	$i=0$	30			30	30					
	i_{max}	30			30	27					
4,2	i_{max}	30			30	30		30		30	
4,8	$i=0$	30			30	27		30		30	
	i_{max}	30			27	24		30		30	
6,0	i_{max}	24			21			24		21	

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л.64

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w ВМ, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

2-х этажные здания

III ветровой район

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_{м}$ $H_{эт}$ м	Крен фундамента i_{max} см. табл. 15	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие кг/м²									
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6	$i=0$	30									
	i_{max}										
4,2; 4,8; 6,0	$i=0$	30						30			
	i_{max}	30	27			24		30		27	
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6	$i=0$	30			30	27					
	i_{max}				24						
4,2					30	27		30			
4,8	$i=0$				30	24					
	i_{max}	27			24	21					
6,0		21			20	18		21		20	

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w 8М, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

2-х этажные здания

I ветровой район

Высота этажей Нэп. или Н1+Н2 м	Крен. фундамента i max см. табл. 16	Сетка колонн, м													
		6x6						9x6							
		Пролет связевой панели													
		6										9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²													
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
3,6	i max	30													
4,2; 4,8															
6,0	i=0											30			
	i max	30			27		24								
Пятиугольные связи поперечного направления															
3,6	i=0	30			30										
	i max				30		24								
4,2; 4,8	i=0				30										
	i max				30		27					30			
6,0					27		21								

Вх. 32828 л.66

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w ВМ, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

2-х этажные здания

II ветровой район

Высота этажей Нэт. или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м													
		6x6						9x6							
		Пролет связевой панели, м													
		6									9				
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие кгс/м²													
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
3,6	i_{max}	30													
4,2; 4,9															
6,0	$i=0$	30			30	27		30							
	i_{max}				24	21									
Пятиугольные связи поперечного направления															
3,6	$i=0$	30				24									
	i_{max}					21									
4,2; 4,8						24		30				30			
6,0		24	21			20		24		21					

Вх. 32828 л.67

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/87. 0-5-2П3

Продолжение табл.6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_{10}ВМ, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

2х этажные здания

III ветровой район

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$ м	Крен фундамента i_{max} см. табл.15	Сетка колонн, м													
		6х6						9х6							
		Пролет связевой панели, м													
		6										9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²													
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
3,6	$i=0$	30			30										
	i_{max}				27										
4,2; 4,8	$i=0$				30			30				30			
	i_{max}				27										
6,0	$i=0$	27			27	24		27							
	i_{max}				21			27		21					
Пятиугольные связи поперечного направления															
3,6	i_{max}	30			30	24	21								
4,2; 4,8	$i=0$							30				30			
	i_{max}				27			30		27					
6,0		21			18		16	21		18					

Вх. 32828 л.68

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/07. 0-5-2П3

Лист 51

Продолжение табл.6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

3-х этажные здания

I ветровой район

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента i_{max} см. табл.16	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		38			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²									
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8÷3,6	$i=0$	30					30				
	i_{max}						27				
4,2; 4,8; 6,0÷4,8	$i=0$	30					30	30			
	i_{max}						27				
6,0; 7,2÷6,0	$i=0$	30		21	27		20	30		27	
	i_{max}	24		20	21	24	16	24		21	
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8÷3,6	i_{max}	30					24				
4,2							27	30			
4,8; 6,0÷4,8		30		24			20	30		24	
6,0; 7,2÷6,0		24		21	21		16	24		21	

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л. 69

Продолжение таблицы 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w 6м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в панели здания связевых панелей одинаковой жесткости

3 Х этажные здания

II ветровой район

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м									
		6х6						9х6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м²									
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,5; 4,8+3,6	i=0	30					27				
	i_{max}						24				
4,2	i=0						27	30			
	i_{max}						24				
4,8; 6,0+4,8	i=0	30			30		24				
	i_{max}				27			30		27	
6,0; 7,2+5,0	i=0	24		18	21		16	24		21	
	i_{max}	21		16	18		15	21		18	
Пятиугольные связи продольного направления											
3,5; 4,8+3,6	i_{max}	30			30	27	21				
4,2					27	24		30		27	
4,8; 6,0+4,8		27	24	21	24	21	16	27		24	
6,0; 7,2+5,0		20		18		16	15	20		18	

	1.020-1/87. 0-5-2ПЗ	Лист 53

Вх. 32828 л. 70

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

3-х этажные здания

III ветровой район

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$ м	Крен фундамента i_{max} см табл. 16	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие кгс/м²									
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	i=0	30			30		24				
	i_{max}				27		21				
4,2	i=0				30		24	30		30	
	i_{max}				27					27	
4,8; 6,0+4,8	i=0	30		27	30	27	21			30	
	i_{max}			24	24					24	
6,0; 7,2+6,0	i=0	20		15,0	18		13,2	20		18	
	i_{max}	18		14,0	15		12,0	16		15	
Прямоугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	i_{max}	30		24	27	24	20				
4,2		27			21			27		21	
4,8; 6,0+4,8		24	21	18	21	18	15	24			
6,0; 7,2+6,0		16		15	15		13,2	16		15	

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист 54

Вх. 32828 л. 71

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

3х этажные здания

I ветровой район

Высота этажей Нэт. или $H_{ст}$, м	Крен фундамента i_{max} см. таблицы	Сетка колонн, м													
		6х6						9х6							
		Пролет связевой панели, м													
		6								9					
		Длина здания, в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²													
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,5	$i=0$	30			30		30								
	i_{max}						27								
4,2	$i=0$				30	27									
	i_{max}					20									
4,8; 6,0+4,5	$i=0$				30			30						30	
	i_{max}				30		24								
6,0; 7,2+5,0	$i=0$	21			18		16	21		18					
	i_{max}	21		20	16		14			16					
Пятиугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,5	i_{max}	30			30	20									
4,2					27			30		24				30	
4,8; 6,0+4,5		27	24		21	18	16	24		20					
6,0; 7,2+5,0		21		18	16		15	21		16					

Взам. инв. | Подпись и дата | Инв. № подл.

1.020-1/87.0-5 - 2П3

Лист 55

Вх. 32828 л. 72

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

3х этажные здания

II ветровой район

Высота этажа $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Крест. фундамент. l_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м													
		6х6						9х6							
		Пролет связевой панели, м													
		6										9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²													
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
Сечение - 2L160х11															
3,6; 4,6+3,6	$i=0$	30				30	27								
	l_{max}					27	24								
4,2	$i=0$	30			30	24		30							
	l_{max}				24	16		30		27					
4,8; 6,0+4,8	$i=0$				30		27	30							
	l_{max}				27		21								
Сечение - 2L160х12															
4,2; 4,8; 6,0+4,8	l_{max}											30			
6,0; 7,2+5,0	$i=0$	16			15	14		16		15					
	l_{max}				13,2	12				13,2					
Сечение 2L200х14															
4,2; 4,8; 6,0+4,8	l_{max}											30			
6,0; 7,2+5,0	$i=0$	16			15		13,2	16		15					
	l_{max}				14		12			14		30		27	

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/87.0-5-2пз

Лист 56

Зх.32828 л.73

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L ≈ 6 м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

3-х этажные здания

II ветровой район

Высота этажей Н эт. или Н см.	Крен фундамента L max см. табл. 16	Сетка колонн, м													
		6x6						9x6							
		Пролет связевой панели, м													
		6								9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие кгс/м²													
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Пятиугольные связи поперечного направления															
Сечение - 2L 160 x 11															
3,6; 4,8+3,6	L max	30				20	18								
4,2		30	27		24			27		21					
4,8; 6,0+4,8		21		20		16	15	20		16					
Сечение - 2L 180 x 12															
4,2	L max											27		20	
4,8												24		18	
6,0; 7,2+6,0		15		15		12		16		12					
Сечение - 2L 200 x 14															
4,2	L max											27		20	
4,8; 6,0+4,8												24			
6,0; 7,2+6,0		16			14		12	16		14		16		14	

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/87.0-5-2ПЭ

Лист 57

Вх. 32828 л. 74

Продолжение табл.6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w 8 м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости.

3-х этажные здания

III ветровой район

Высота этажа $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента i_{max} см. табл.6	Сетка колонн, м													
		6×6						9×6							
		Пролет связевой панели, м													
		6										9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие т/м													
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
Сечение - 2L 160×11															
3,6; 4,8+3,5	$i=0$	30				27	21								
	i_{max}					24									
4,2	$i=0$					21		30							
	i_{max}	30	27		21	16									
4,8; 6,0+4,8	$i=0$	30			30	27	24	30				24			
	i_{max}				24		20					27			
												24			
Сечение = 2L 160×12															
4,2; 4,8; 6,0+4,8	i_{max}											30			
6,0; 7,2+6,0	$i=0$	14	13,2		12	10,8		14		12					
	i_{max}	13,2			10,8	10		13,2		10,8					
Сечение - 2L 200×14															
4,2; 4,8; 6,0+4,8	i_{max}											30			
6,0; 7,2+6,0	$i=0$	14	12		13,2	10,8		14		13,2		30		27	
	i_{max}	13,2			10,5	10		13,2		10,5				24	

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л. 75

Продолжение табл. 6

Максимальный сорбит бетоновой нагрузки L_w БМ, допускаемый осью связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

3 Этажные здания

III Ветровой район

Высота этажа $H_{эт}$, м	Количество пролетов в здании n	Сетка колонн, м					
		6×6		9×6			
		Пролет связевой панели, м					
		6				9	
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие кгс/м²					
		1000	1500	2000	1000	1500	2000
3,6; 4,2; 4,8; 5,4; 6,0; 7,2; 8,4	1	30	21	20	15		
		27		24		21	18
		18	16	15	13,2	12	16	14
	2	21	18	16	14	12	14	12
	3 и более	18	16	15	13,2	12	14	12

Вертикальные связи по колоннам

Вертикальные связи между колоннами

Вертикальные связи между колоннами

Вертикальные связи между колоннами

Продолжение табл 6

Максимальную сумму ветровой нагрузки L_w 8 кН, воспринимаемую одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

4 $\frac{x}{2}$ этажные здания

I ветровой район

Высота этажа Нэт. или Н=Нэт. м	Крен грунта, не более, см. табл 1.15	Сетка колонн м									
		6х6					9х6				
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м2									
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8÷3,6	i=0	30		27	30		21				
	i max			21	30	27	16				
4,2	i=0			24	30		21	21			
	i max			21	24		18	18			
4,8; 6,0÷4,8	i=0			12	24		10,5	27		22,5	
	i max	24	27	10,9	20	21	9,6				
6,0; 7,2÷6,0	i=0	18		8	16		7,5	18		16	
	i max	16			15		7	15		15	
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8÷3,6	i=0	30		27	30		21				
	i max				27						
4,2	i=0	27		24	24		21	22,5		18	
	i max	24		21	21		18				
4,8; 6,0÷4,8	i=0	21		18	18		14	18		15	
	i max				16		13,2				
6,0; 7,2÷6,0	i max	16		15			10,8	15		13,5	

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Приложение табл. 6

Максимальная фактическая несущая способность L_w в м, воспринимаемая рамой одной ячейки поперечной симметричной расположения в плане здания связями жесткости

4 этажные здания

II ветровой район

Высота этажа, м	Кровля	Сетка колонн м									
		6х6						9х6			
		Пролет связевой панели м									
		6									
Нзд	жесть	длина здания в направлении действия ветровой нагрузки м									
шаг	l_{max} см. табл.	36		60				36		60	
Н=Нзд+		бронированная железобетонная кровля по перекрытию от/м2									
м		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000
Продольные связи продольного направления											
3,5; 4,8÷3,6	$l=0$	30		21	30		18				
	l_{max}			20	27	24	16				
4,2	$l=0$	27		21	27		18	27			
	l_{max}			18	24		16				
4,8; 6,0÷4,8	$l=0$	24		10,8	24		9	22,5		18	
	l_{max}	21		10	18		8				
6,0; 7,2÷5,0	$l=0$	14	15	6,7	13,5	14	6	14		13,2	
	l_{max}	14		6	12		–			12	
Поперечные связи продольного направления											
3,5; 4,8÷3,6	$l=0$	30		24			18				
	l_{max}	27									
4,2	$l=0$	24		21	20		15	16		15	
	l_{max}			20	18						
4,8; 6,0÷4,8	$l=0$	18		15	16		13,2	15		13,5	
	l_{max}	16			15		12				
6,0; 7,2÷5,0	l_{max}	13,2		10,8			12,5	8,5		12	

Конструкции железобетонные

Вх. 32828 л. 48

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, воспринимаемой одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

4 $\frac{1}{2}$ этажные здания

III ветровой район

Вид конструкции		Сетка колонн, м							
		6×6				9×6			
Вид конструкции		Пролет связевой панели, м							
		6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
Жесткость панели $H_{пан}$ кг/м		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²							
		1000	1500	2000	1500	2000	500	1000	500	1000
Трехэтажные здания		Трехэтажные связи продольного направления							
3,6; 6,8-3,6	$l=0$	30		20	30	27	16		
	l_{max}						14		
4,2	$l=0$	27		16	24		16	22,5	
	l_{max}	24					13,2	18	15
4,8; 6,8-4,8	$l=0$	20		9,0	18		11,7	18	
	l_{max}	16	13	8,6	15			18	15
6,0; 7,2-6,0	$l=0$	12		-	10,8		-	12	10,8
	l_{max}	10,8			10,5			10,8	10,5
Пятиэтажные здания		Пятиэтажные связи продольного направления							
3,6; 6,8-3,6	$l=0$	24		20	24		16		
	l_{max}				20				
4,2	$l=0$	18		15			15	15	13,5
	l_{max}						14		12
4,8; 6,8-4,8	$l=0$	15		13,2			12,8	12	11,2
	l_{max}	14		13,2	12				
6,0; 7,2-6,0		12,8		9,6	10		9,6	11,2	9

Вх. 32828 л. 79

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L w БН, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

4 Е этажные здания

I ветровой район

Высота этажей Н т. или Н1+Н2 т. м	Крен фундамента, i max см. табл. 1	Сетка колонн, м													
		6×6						9×6							
		Пролет связевой панели, м													
		6								9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м2													
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного															
Сечение 2 L 180×12															
3,6; 4,8+3,5	i=0	30			30	27	21								
	i max				27	20	16								
4,2	i=0				30	27	21	30		30					
	i max				21	20	16			21					
4,8; 6,0+4,8	i=0	30		16	30	24	12			27					
	i max				27	21	10,8			21					
6,0	i=0	20		9,6	16		7,5	20		16					
	i max			9	15		7			15					
Сечение – 2 L 200×14															
3,6; 4,8+3,5	i=0	30			30	27	20								
	i max				27	20	15								
4,2	i=0				30	27	20	30		30		80		30	
	i max				21	20	15			24				27	
4,8; 6,0+4,8	i=0	30		21	30	24	15			27				30	
	i max				27	21	13,2			21					
6,0; 7,2+6,0	i=0	20		15	16		10,8	20		16				24	
	i max				15					15					

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/87.0-5 – 2 ПЗ

Лист 63

Вх. 32828 л. 80

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L = 6м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

4 Е этажные здания

II ветровой район

Высота этажей Нэт. или Н1+Нэт. м	Крен фундамента, i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м													
		6x6						9x6							
		Пролет связевой панели, м													
		6										9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²													
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
Сечение - 2L 160 x 12															
3,6; 4,8+3,6	i=0	30	27	27		21	18								
	i_{max}			24	18		15								
4,2	i=0			27		21	15	30		27					
	i_{max}			24	18		15			18					
4,8; 6,0+4,8	i=0			21	24	21	14	27		21					
	i_{max}	27		20		18	12	24		18					
6,0; 7,2+5,0	i=0	16		7,5	13,2	6		15		13,2					
	i_{max}				12	—				12					
Сечение - 2L 200 x 14															
3,6; 4,8+3,6	i=0	30		27	30	24	15								
	i_{max}			24		18	14								
4,2	i=0	30	27	21	27	21	15	30		27		30			
	i_{max}			20	18		14			21				24	
4,8; 6,0+4,8	i=0			19	24	21	12	27						30	
	i_{max}	27		16		18	10,8	24		18				27	
6,0; 7,2+5,0	i=0	16		12	13,2		9	15		13,2		24		21	
	i_{max}			10,8	12		8,5			12		21		20	

Взам. инв. № | Подпись и дата | Инв. № подл.

1.020-1/87. 0-5-2П3

Лист 65

Вх. 32828 л.81

Продолжение табл 6

Покрытие сборное железобетонное из ребристых панелей размером 3х6 м. Сопряжение панелей с ригелями по верхнему поясу. Ригели сборные железобетонные двускатные. Здание одноэтажное, однопролетное, с мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т включительно. Район строительства по весу снегового покрова III. Район строительства по скоростному напору ветра I. Здание отапливаемое. Наружные стены из крупных панелей. Фонари отсутствуют. Шаг колонн 6 м. Пролет 18 м. Высота здания от пола до низа несущих конструкций покрытия 10,8 м. Грузоподъемность мостовых кранов 30 т. Температурные швы по колоннам. Привязка колонн к продольным разбивочным осям "0". Колонны железобетонные двухветвевые. Сечение колонн 60х60 см. Подкрановая часть колонн сборная железобетонная. Надкрановая часть колонн сборная железобетонная. Фундаменты железобетонные стаканного типа. Сечение колонн 60х60 см. Подкрановая часть колонн сборная железобетонная. Надкрановая часть колонн сборная железобетонная. Фундаменты железобетонные стаканного типа.

Высота здания	Крен крайних колонн	Шаг колонн, м	6х6		6х6	
		Пролет связевой панели, м	6		9	
Нвп или Нзп	i max см/панель	Длина здания с железобетонными связевыми диафрагмами, м	12	60	18	54
Н=Нзп-Нвп, м		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м2				
		1000	2000	3000	1000	2000	3000	1000	2000	3000	1000	2000	3000
Поперечная связь полносборного каркаса	Продольная связь полносборного каркаса	Типизированные связи полносборного каркаса											
		Сечение - 2 L 120 х 12											
		3,6; 4,8÷8,4	i max	18		12							
		4,2						18		12			
		4,8; 5,4÷4,8		13,2		10		13,2		10			
		6,0; 7,2÷9,0		10,8	12	9,0	7,7	10,8		9,0			
		Сечение - 2 L 200 х 14											
		3,6; 4,8÷8,4	i=0	30	30	27	27	24	21	18			
		4,2	i=0					24	21	18	18		15
			i max								15		
		4,8; 5,4÷4,8	i max	27		24		20		15	24	21	20	16	14
		6,0; 7,2÷9,0	i max	15	16	12,0	16	10,8	16		16	13,2			

1.820-1/87 0-5-2/73

Лист 66

Вх. 32828 л. 82

Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении пролетов здания связевых панелей одинаковой жесткости

43 этажные здания

III ветровой район

Высота этажа, м	Кран грузоподъемности i_{max} т, i_{min} т, a_{max} м	Сетка колонн, м									
		6×6				9×6					
		Пролет связевой панели, м									
		6				9					
Нагр.		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		12	60		18	54		18	54		
		Расчетная нормативная нагрузка на перекрытие кгс/м²									
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000
Трехэтажные здания	Без крана												
		Сечение – 2L 180×12											
		3,5; 9,0÷13,5	$i=0$	27	24	24	24	18	16				
			i_{max}	24	21	20	16		13,2				
		4,2	$i=0$	27	24	21	24	18	16	27	24		
			i_{max}	24	21	20	16		13,2	24	16		
		4,8; 6,0÷12	$i=0$	21	20	14	20	15	10,5	21	20		
			i_{max}	20		13,2	16	15	9,6	20	16		
		6,0; 7,2÷18	$i=0$	12	60		10,8	–	–	12	10,8		
			i_{max}				10,5	–	–		12,5		
		Сечение – 2L 200×14											
		3,6; 9,0÷13,5	$i=0$	30	27	24	30	21	18				
			i_{max}		24	21	21	16	12				
		4,2	$i=0$				24	18	11,9	27	24	30	24
			i_{max}	27			20	16	10	24	18	27	21
		4,8; 6,0÷18	$i=0$	24	21	18	24	18	11,9	21		30	24
			i_{max}	21		14	13	15	10	20	15	27	21
		6,0; 7,2÷18	$i=0$	12		9,6	10,8		7,7	12	10,8	18	16
			i_{max}				10				10		

1.020-1/87.0-5 – 2ПЗ

Лист 87

Вх. 32828 л. 83

Продолжение табл. 6

Максимальные пролеты ветровой нагрузки L и B м, расположенную сверху связевых ячеек при симметричном расположении в плане здания связевых пролетов одинаковой жесткости

4 и 5 этажные здания

III ветровой район

Вид пролета	Кран	Сетка колонн м					
		6х6		9х6			
		Пролет связевой панели м					
		6		9			
Кат. или Кн.нагр.	i_{max} см./см	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки м					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие кг/м²					
		1000 1500 2000	1000 1500 2000	500 1000 1500	500 1000 1500	500 1000 1500	500 1000 1500

Подпружные связи поперечного направления

Сечение - 2L 180х12

3,6; 4,8; 6,0	l_{max}	16	10,8	16	10,8		
4,2							
4,8; 6,0		10,8	8,4	10,8	8,4		
6,0; 7,2; 8,0		9 8	7,7 6	9	7,7		

Сечение - 2L 200х14

3,6; 4,8; 6,0	$i=0$	30	27	24	27	18	14				
	i_{max}				24						
4,2	$i=0$	27	24	20	21	16	13,2	16	15	13,2	12
					20						10,8
4,8; 6,0	i_{max}	21			16			20	18	16	21
6,0; 7,2; 8,0		12	13,2	10	9,6	13,2		10,8	14	10,8	

Связевая подпружная ферма

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w ВМ, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

4 х этажные здания

I ветровой район

Высота этажа $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента, i_{max} см. табл. 15	Сетка колонн, м													
		6х6						9х6							
		Пролет связевой панели, м													
		6										9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²													
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Пятиугольные связи поперечного направления															
Сечение - 2 L 180 х 12															
3,6; 4,8+3,6	$i=1$	30		24	24		15								
	i_{max}			21			14								
4,2	$i=0$			24			15	30		24					
	i_{max}			21			14								
4,8; 5,0+4,8				16			10,8								
6,0; 7,2+6,0		14		12	10,8		8,6	14		10,8					
Сечение - 2 L 200 х 14															
3,6; 4,8+3,6	i_{max}	30			30	24	20								
4,2	$i=0$				27	21	16	27		21				18	
4,8; 6,0+4,8	i_{max}				21									16	
6,0; 7,2+6,0		13	21	20	14		12	20		16		21			

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/87 0-5-2 ПЗ

Лист 64

Вх. 32828 л. 85

Продолжение табл. 6

Максимальный уровень вертикальной нагрузки L_w кН, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

I ветровой район

Высота этажа или H_1+H_2, м	Кран грузоподъемностью i_{max} см. примеч.	Пятно нагрузки, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36			60			36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²									
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000
Трехпролетные связи продольного направления											
3,6; 4,8; 6,0	$i=1$	30		18	30	24	15				
	i_{max}	30	24	16	24	20	13,2				
4,2	$i=0$	27	21	20	21	18	15				
	i_{max}	24	20	18	20	16	15	225		18	
4,8; 6,0	$i=0$	21	20	–	18	16	–	18		15	
	i_{max}	20			16						
6,0; 7,2	i_{max}	12	–		10,8	–		12		10,8	
Пятипролетные связи продольного направления											
3,6; 4,8; 6,0	$i=0$	21	21	18	20	13	15				
	i_{max}		20		19	18	14				
4,2	$i=0$	20	16		16	13,2		18		15	
	i_{max}					12					
4,8; 6,0	$i=0$	16	10,8	10	14	10,5	8,57	13,5		12	
	i_{max}					10					
6,0; 7,2	i_{max}	12	12,2	–	10,5	10,8	–	12		10,5	

Опалубка. Плиты перекрытий. Связи

1.020-1/87.0-5 – 2ПЗ

5.7

Вх. 32828-1.86

Продолжение табл. 6

Конструктивная схема одноэтажного производственного здания с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно, с шагом колонн 6 м, с пролетами 18, 24, 30 и 36 м, с подкрановыми балками для кранов режимов работы 1К–6К по ГОСТ 25546–82, с железобетонными стропильными балками, с железобетонными колоннами, с покрытием из железобетонных ребристых плит размером 3×6 м, с кровлей из рулонных материалов, с фонарями шириной 12 м, с применением связей по типовой серии 1.460.3-26

Для отапливаемого здания

В ветровом районе

Высота здания H от уровня пола до низа несущих конструкций покрытия, м	Кран	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Шаг стропильных ферм, м									
		6									
		Длина здания в температурном отсеке (расстояние между осями крайних продольных рядов колонн), м									
		36		60		90		36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²									
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000
		Треугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8; 6,0	i=0	30	24	16	24	21	13,2				
	i max	24	21	15	21	18	12				
4,2	i=0	21	16	14	16	15	10,8	18	15		
	i max			13,2							
4,8; 6,0; 4,8	i=0	16		–	15	15	–	15	13,5		
	i max					14					
6,0; 7,2; 8,0	i max	10	–		9	–		13	9		
		Пятиугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8; 6,0	i=0	18	18	15	18	15	13,2				
	i max		16	15			12				
4,2	i=0	16	13,2		15	10,8		15	12		
	i max				14						
4,8; 6,0; 4,8	i=0	13,2	9	8,6	10,8	8,6	7,5	11,2	10,8		
	i max								9		
6,0; 7,2; 8,0	i max	10	–		8,6	–		10	8,6		

Связи между колоннами по типовой серии

Вх. 32828 л. 8.7

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_wВН, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

5 (и) этажные здания

III ветровой район

Высота этажа Нэт. или Н+Нэт. м	Грунты по несущ. способ. i max см. гл.5 п.15	Сетка колонн, м									
		6×6						9×6			
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания, в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		25			60			25		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²									
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	750	500	750
Трехслойные связи поперечного направления											
3,6; 4,6÷3,6	i=0	24	21	14	21	18	10,8				
	i max	21	20	12,2	18	16					
4,2	i=0	18	10,8		16	10		15			
	i max	16			15						
4,8; 8,0÷4,8	i=0	15	14	—	13,2	12	—	13,2		12	
	i max		13,2		12						
6,0; 7,2÷6,0	i max	8,4	—		7,7	—		8,4		7,7	
Плитноугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8÷3,6	i=0	16	15	13,2	14	13,2	10,8				
	i max	15			13,2	12					
4,2	i=0	14	10,8		12	10		12		10,8	
	i max	13,2									
4,8; 8,0÷4,8	i max	10,8	7,7	7	10	7	6	9		7,7	
6,0; 7,2÷5,1		8,6	—		7,7	—		8,6		7,7	

Связи поперечного и продольного направлений

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

I ветровой район

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$ м	Крен фундамента, i_{max} см. табл. 1.6	Сетка колонн, м													
		6×6						9×6							
		Пролет связевой панели, м													
		6								9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²													
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
Сечение – 2L 180×12															
3,6; 4,8+3,6	i=0	30	27	24	27	21	13,2								
				21		16	12								
4,2	i_{max}	27	24	20		18	13,2	27	20						
4,8; 6,0+4,8		24	21	10,5	18	15	7,7	24	18						
6,0; 7,2+6,0		15	12	8,5	12	10,8	6,6	15	12						
Сечение – 2L 200×14															
3,6; 4,8+3,6	i=0	30		27	30	24	15								
				24			12								
4,2	i_{max}	27	24	20	21	18	13,2	30	21	30		27			
4,8; 6,0+4,8	i=0	24		12	18	16	7,7	24	18			24			
	i_{max}							21							
6,0; 7,2+6,0	i=0	15		10,5	12		7,7	15	12	21		20	18		
	i_{max}											18	16		

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/87.0-5-2П3

Лист 72

Вх. 32828 л. 89

Привязки типа 6

Железобетонный каркас каркасной конструкции Lw 6м, с вертикальными связями по колоннам при симметричном расположении в плане здания связевых пролетов одноэтажного здания

Здание отапливаемое

Двухпролетное

Здание бескрановое или с мостовыми кранами грузоподъемностью до 15т включительно	Шаг колонн или стропильных конструкций, м	Сетка колонн, м					
		6х6		9х6			
		Пролет связевой панели, м					
		6		9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
	6	12	60	18	54	18	54

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²												
1200	1000	2250	1200	1000	2250	800	1000	500	1000	500	1000	500	1000

Вертикальные связи поперечного направления

Сечение - 2 L 180 х 12

Марки колонн	l											
3.6; 4.8; 6.0	l=0	30	27	21 / 20	20	15						
4.2	l max	27	21	20	21	18	12	27	21			
4.8; 6.0	l max	24	16	9,6	20	10	7,0	24	20			
6.0; 7.2+8.0	l max	10,8			9			10,8	9			

Сечение - 2 L 200 х 14

Марки колонн	l											
3.6; 4.8+3.6	l=0	30	24 / 21	21	16							
4.2	l max	30	24	20	24	20	12	24	20	24	18	
4.8; 6.0+4.8	l=0	27	16	12	24 / 21	12	8,4	16	13,2	14	11,2	10,5
6.0; 7.2+8.0	l max	12			9,6	8,4	12	9,6	10,5	10	9,6	8,6

Инв. № подл. | Подп. и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л 90

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в М, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

II ветровой район

Высота этажей Нэт. или M_1+Нэт. М	Крен фундамента i_{max} см. табл. 6	Сетка колонн, м													
		6×6						9×6							
		Пролет связевой панели, м													
		6								9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²													
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
Сечение - 2L 180×12															
3,6; 4,8+3,6	$i=0$	30	27	20	24	21	13,2								
				18		15	10								
4,2	i_{max}	24	18	16	21	15	10,8	24	20						
4,8; 6,0+4,8	$i=0$	18		8,4	15	12	6	18	16						
	i_{max}		16		13,2	10			15						
6,0; 7,2+6,0	$i=0$	12		6,8	10		–	12	10						
	i_{max}				9,6				9,6						
Сечение - 2L 200×14															
3,6; 4,8+3,6	$i=0$	30		21	24	21	13,2								
				20											
4,2	i_{max}	27	20	16	21	16	10,8	24	20	30	24				
4,8; 6,0+4,8	$i=0$	20	20	8,4	16	15	6	18	16	24	21				
	i_{max}		18		15	13,2			15						
6,0; 7,2+6,0	$i=0$	12			10			12	10	16	15	15			
	i_{max}				9,6				9,6		15	14			

1.020-1/87. 0-5 – 2ПЗ

Лист 74

Вх. 32828 л. 91

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L_н$ в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

5 ти этажные здания

II ветровой район

Высота этажей $H_{от}$ или $H_1+H_{эт}$ м	Крен фундамента l_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м													
		6x6						9x6							
		Пролет связевой панели, м													
		6								9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²													
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Пятиугольные связи поперечного направления															
Сечение – 2L 180 x 12															
3,6; 4,8+3,6	i=0	30	27	24	20 / 18	18	12								
4,2	l_{max}	24	20	16	18	16	10,8	21	16						
7,8; 6,0+4,8	l_{max}	18	16	7,5	16	10	–	12	10,8						
6,0; 7,2+6,0	l_{max}	9	8,6		7	6		9	6						
Сечение – 2L 200 x 14															
3,6; 4,8+3,6	i=0	30		27	21 / 20	20	15 / 15								
4,2	i_{max}	27	24	18	20	18	15	21	16	20		15			
4,8; 6,0+4,8	i=0	21	13,2	12	18	10,8 / 10	9,6	12	10,8			9,6 / 9			
6,0; 7,2+6,0	i_{max}	10		9,6	8		7	10	8	8,4	8	7,7	7		

Вх. 32828 л. 92

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L м в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

III ветровой район

Высота этажей Нэт. или H_1+Нэт. м.	Крен фундамента i max см. табл. 16	Сетка колонн, м													
		6×6						9×6							
		Пролет связевой панели, м													
		6						9							
		Длина здания, в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12			60			18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м2													
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
Треугольные связи поперечного направления															
Сечение – 2L 180×12															
3,6; 4,8+3,6	i=0	27	18	12	21	15	10,8								
	i max	24	16	10,8	15	12									
4,2		18	16	13,2	15	12	10	18		15					
4,8; 6,0+4,8	i=0	16	15	6,8	12	10,8	–	16		12					
	i max		12		10,6	10				10					
6,0; 7,2+6,0	i=0	10		–	8,4		–	10		8					
	i max				8										
Сечение – 2L 200×14															
3,6; 4,8+3,6	i=0	27	27	18	21	18	12								
4,2	i max		24	16		15	10,8	20		16		24		21	
4,8; 6,0+4,8	i=0	16	16	10,6	13,2	12	6	16		13,2		21		18	
	i max		15		12	10,8				12				16	
6,0; 7,2+6,0	i=0	10		6,8	8,4		–	10		8		14	13,2	13	12
	i max				8									12	

Изм. инв. № | Подпись и дата | Инв. № подл.

1.020-1/87. 0-5-2П3

Лист 76

Вх. 32828 л. 93

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей

Этажность здания													
III ветровой район													
Высота этажа $H_{эт}$ или $H_{эт,ср}$, м	Крен сжимающей колонны i_{max}	Сетка колонн, м											
		6×6						9×6					
		Пролет связевой панели, м											
		6						9					
		Длина здания, в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18	54	18	54				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²											
		200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200	2400
Пилонные связи поперечного направления													
Сечение – 2L 160×12													
3,6; 4,8; 6,0	i_{max}	27	24	21	18	15	13,2						
4,2		18	16	14	16	14	10	16	13,2				
4,8; 6,0		16	14	8	13,2	7	–	10	8				
6,0; 7,2		7			6		–	7	6				
Сечение – 2L 200×14													
3,6; 4,8; 6,0	$i=0$	27		24	18	18	14						
	i_{max}			21			13,2						
4,2	i_{max}	20	18	14	18	15	10	16	14	18	13,2		
4,8; 6,0	$i=0$	18		8	16	6,8	6	11,5	9	9	7,7		
	i_{max}	16	12,8		15								
6,0; 7,2	i_{max}	8			6,8	6		8	6	6,8	6,7	6	

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л. 94

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w ВН, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

I ветровой район

Высота этажей Нэт. или H_1+Нэт м	Крен фундамент, i_{max} см табл.16	Сетка колонн, м							
		6х6				9х6			
		Пролет связевой панели, м							
		6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		35		60		35		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²							
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750
Треугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	$i=0$	27							
	i_{max}	21		16					
4,2	$i=0$			20				15	
	i_{max}	20						13,5	
4,8; 6,0+4,8	$i=0$	16	13	16	13,2	18		15	
	i_{max}	16	14	13,2	10,8			13,5	
6,0		10,8		9,6		10,8		9,6	
Пятиугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	$i=0$	16		15					
	i_{max}			14					
4,2	$i=0$	15				13,5		12	
	i_{max}			12					
4,8	$i=0$	13,2	12	12	10,8	13,2		12	
	i_{max}			10,8	10			10,8	
6,0+4,8	$i=0$		—	12	—			12	
	i_{max}			10,8				10,8	

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/87. 0-5-2 ПЗ

Л. 77

78

Вх. 32828 л. 95

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки l_{max}, м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

II ветровой район

Высота этажей Н, м	Крен сущест. менее i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м							
		6×6				9×6			
		Пролет связевой панели, м							
		6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²							
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750
Треугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	$i=0$	21		20					
	i_{max}	18		15					
4,2	$i=0$			16				15	
	i_{max}	16		14		15		12	
4,8; 6,0+4,8	$i=0$	14	12		10,8				
	i_{max}	13,2	10,8		10			13,5	
6,0	i_{max}	8,6		8		8,6		8	
Пятиугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	i_{max}	13,2		12					
4,2	$i=0$	12							
	i_{max}	10,8		10,8		11,2		9	
4,8	$i=0$			10,0	9				
	i_{max}		10,0	9,6	8,6				
6,0+4,8	$i=0$	10,8	–	10,0	–	10,8		9,6	
	i_{max}			9,6					

Узел примыкания панели к фундаменту см. лист 18

Вх. 32828 л. 96

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

III ветровой район.

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$ м	Крен фундамента, i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м							
		6x6				9x6			
		Пролет связевой панели, м							
		6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²							
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750
Треугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	$i=0$	18		16					
	i_{max}	16							
4,2	$i=0$	15		13,2		13,5		12	
	i_{max}	13,2		12				10,8	
4,8; 6,0+4,8	$i=0$	10,8	10,5	10,8	9,6	12		11,25	
			10	9,6	8,6				
6,0	i_{max}	7		6		7		6	
Пятиугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	$i=0$	10,8		10					
	i_{max}			9,6					
4,2	$i=0$	10,5		10		9		9	
	i_{max}			9,6				7,7	
4,8	$i=0$	9	8,6	8,4	7,7			8,4	
	i_{max}	8,6	8		7,2	8,6		8	
6,0+4,8	$i=0$	9	–	8,4	–	9		8,4	
	i_{max}	8,6		8		8,6		8	

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/87. 0-5-2ПЗ

Лист 80

Вх. 32828 л. 97

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

I ветровой район

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента i_{max}, см. табл. 16	Сетка колонн, м											
		6x6				9x6							
		Пролет связевой панели, м											
		6								9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²											
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750	500	750	500	750
Треугольные связи поперечного направления													
Сечение 2 L 120 x 12													
3,5; 4,8+3,6	$i=0$	30		21									
	i_{max}			16									
4,2		21		15									
Сечение 2 L 200 x 14													
3,5; 4,8+3,6	$i=0$	30		21									
	i_{max}			18									
4,2	$i=0$	24				21		18		30		21	
	i_{max}			15				16		27			
4,8; 6,0+4,8	$i=0$	20	8,6		7	18				27	24	21	18
	i_{max}	18		13,2	6,8					24	21	20	16

Изм. инв. № | Подпись и дата | Инв. № подл.

1.020-1/87. 0-5 - 2 ПЗ

Лист 81

Вх. 32828 л.98

Продолжение табл.6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

I ветровой район

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_{1+м эт}$, м	Крен фундамента, i_{max} см. табл.15	Сетка колонн, м											
		6x6				9x6							
		Пролет связевой панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²											
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750	500	750	500	750
Пятиугольные связи поперечного направления													
Сечение 2L 180 x 12													
3,6; 4,8+3,6	i=0	30		20									
	i_{max}			18									
4,2		21		15									
Сечение 2L 200 x 14													
3,6; 4,8+3,6	i=0	30		21									
	i_{max}			20									
4,2	i=0	24		16		20	15	21		15			
										15			
4,8	i_{max}	20	9	15	7,7	18	16	10,5	10	9	8,6		
6,0+4,8			—		—								

1.020-1/87. 0-5-2ПЗ

Лист 82

Вх. 3282В л.99

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевой панели одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

II ветровой район.

Высота этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Крен фундамента i_{max} см. табл. 16	Сетка колонн, м											
		6х6				9х6							
		Пролет связевой панели, м											
		6								9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²											
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750	500	750	500	750
Треугольные связи поперечного направления													
Сечение 2L 180 х 12													
3,6; 4,8+3,6	i=0	27		18									
	i_{max}	24		15									
4,2	i=0	18											
	i_{max}	15		12									
Сечение 2L 200 х 14													
3,6; 4,8+3,6	i=0	27		20									
	i_{max}	24		16									
4,2	i=0	21				18		15		24		20	
	i_{max}	18		13,2				13,2		21		16	
4,8; 6,0+4,6	i=0	15	6,8	12	-	15			21	20	18	16	
	i_{max}			10,8				12	20	18	16	15	

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/87. 0-5-2ПЗ

Лист 83

Вх. 32828 л. 100

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки Lw 6 м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

II ветровой район

Высота этажей Нэт или Нг+Нэт м	Крен фундамента i max см. табл. 10	Сетка колонн, м											
		6x6				9x6							
		Пролет связевой панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²											
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750	500	750	500	750
Пятиугольные связи поперечного направления													
Сечение 2L 180x12													
3,6; 4,8+3,6	i max	24		16									
4,2		18		14									
Сечение 2L 200x14													
3,6; 4,8+3,6	i=0	27		18									
	i max			16									
4,2	i=0	21		15									
		20		14		16	13,2 / 12	18 / 16	13,2				
4,8	i max	16	7,2	12	6	15	13,2	8	7,5				
6,0+4,8			—		—								

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

ПИП 84

Вх. 32828 л. 101

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L w в м, воспринимаемый связью связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

III ветровой район

Высота этажа Hэт или H1+Hэт, м	Крен фундамента, i max, см. табл. 15	Сетка колонн, м											
		6×6				9×6							
		Пролет связевой панели, м											
		6								9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²											
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750	500	750	500	750
Треугольные связи поперечного направления													
Сечение 2L 180×12													
3,6; 4,8+3,6	i=0	21		16									
	i max	20		13,2									
4,2	i=0	16		10,8									
	i max	14		9,6									
Сечение 2L 200×14													
3,6; 4,8+3,6	i=0	21		16									
	i max			14									
4,2	i=0	16		13,2		15		13,8		20		16	
	i max			10,8				10,8				15	
4,8; 6,6+4,8	i=0	12	—	10,5	—	12				16	16	15	13,2
	i max			9,6							15	14	12

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/87. 0-5 - 2ПЗ

Лист 85

Вх. 32828 л. 102

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

III ветровой район

Высота этажа Нэт. или Нэт, м	Кречет фундамента i_{max} см. табл. 15	Сетка колонн, м											
		6x6				9x6							
		Пролет связевой панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²											
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750	500	750	500	750
Пятиугольные связи поперечного направления													
Сечение 2 L 180 x 12													
3,6; 4,8÷3,6	$i=0$	21		15									
	i_{max}			14									
4,2	$i=0$	16		12									
	i_{max}	14		10,5									
Сечение 2 L 200 x 14													
3,6; 4,8÷3,6	$i=0$	21		16									
	i_{max}			15									
4,2	$i=0$	16		13,2		13,2		15		10,8			
				12			10,8						
4,8; 6,0÷4,8	i_{max}	13,2	–	10,5	–	12		6		–			

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/87. 0-5 - 2ПЗ

Лист 86

Вх. 32828 л. 103

Таблица 7

Этажность	Высоты этажей $H_{эт}$ или $H_{эт}$, м	Значение $K_1 \times 10^3$					
		Тип связевых панелей					
		Треугольные продольного направления					
		Сетка колонн, м					
		6×6			9×6		
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²	
			2000	1000		1000	500
2	3,6	2L160×11	3,5	1,61	2L150×11	—	—
	4,2		3,5	1,99		3,39	3,0
	4,8		3,5	2,13		3,57	3,17
	6,0		3,52	2,35		4,21	3,74
3	4,8+3,6		1,6	3,38		—	—
	4,2		1,9	4,39		1,34	6,03
	6,0+4,8		10,0	4,31		1,39	6,08
	7,2+6,0	2L180×12	6,85	5,17	2L130×12	1,16	5,90
4	4,8+3,6	2L180×12	12,9	5,01		—	—
	4,2		9,35	5,13		9,11	8,45
	6,0+4,8		16,5	7,17		9,15	7,61
	7,2+6,0		17,9	13,6		12,3	9,71
5	4,8+3,6		12,3	7,5		—	—
	4,2		15,35	8,56		15,81	11,7
	6,0+4,8		22,8	9,87		17,24	13,0
	7,2+6,0		20,3	15,4		15,2	11,7
6	4,8+3,6		—	9,1		—	—
	4,2		—	8,15		15,73	12,7
	6,0+4,8		—	9,27		17,4	13,1
	6,0		—	15,1		18,2	14,4

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Зх. 32828 л. 104

Продолжение табл. 7

Этажность	Высоты этажей $H_{эт}$ или $H_1 + H_{эт}$, м	Значение $K_1 \times 10^3$					
		Тип связевых панелей					
		Плитнореберные продольного направления					
		Сетка колонн, м					
		6×6			9×6		
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²	
			2000	1000		1000	500
2	3,6	2L150×11	—	3,82	2L150×11	—	—
	4,2		7,75	4,56		7,32	6,48
	4,8		7,6	4,73		7,02	6,23
	6,0	2L180×12	8,53	7,41	2L180×12	10,5	9,28
3	4,8+3,6	2L150×11	—	6,34	2L150×11	—	—
	4,2		11,9	8,52		12,5	10,3
	4,8					13,1	10,7
	6,0+4,8	2L180×12	9,83	9,02	2L180×12	14,4	11,8
	6,0		13,9	8,28			
4	4,8+3,6	2L180×12	13,0	7,2	2L180×12	—	—
	4,2		12,6	8,51		15,4	11,1
	6,0+4,8		16,94	10,1		15,49	10,8
	6,0		19,7	14,1		20,9	14,7
5	4,8+3,6	2L180×12	18,4	9,75	2L180×12	—	—
	4,2		18,6	11,4		17,57	14,8
	6,0+4,8		24,2	12,8		17,75	13,6
	6,0		25,0	18,7		24,4	18,7
6	4,8+3,6	2L180×12	—	9,69	2L180×12	—	—
	4,2		—	10,4		20,53	16,1
	6,0+4,8		—	11,49		21,3	16,0
	6,0		—	13,1		30,0	19,5

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л. 105

Продолжение табл. 7

Значение $K_1 \times 10^3$

Тип связевых панелей

Треугольные поперечного направления

Сетка колонн, м

6 × 6

Этажность	Высоты этажей, H_1, м или $H_1 + H_2$, м	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²		Сечение связей	Временная нормат. нагрузка на перекрытия, кгс/м²	
			2000	1000		2000	1000
2	3,6	2L160×11	37,4	2,2	—	—	—
	4,2		—	2,2			
	4,8		—	2,3			
	6,0		4,15	2,93			
3	4,8 + 3,6		—	3,81			
	4,2		9,4	4,21			
	6,0 + 4,8		8,15	4,64			
4	6,0	2L180×12	9,56	5,37	2L200×14	7,5	4,22
	7,2 + 6,0		—	—			
	4,8 + 3,6		—	5,3		13,8	5,3
	4,2		16,5	6,5		14,6	5,9
	6,0 + 4,8		16,7	6,58		14,6	5,9
	6,0		19,8	8,66		16,4	9,15
	7,2 + 6,0		—	—			
5	4,8 + 3,6		—	8,11		18,7	7,34
	4,2		17,3	8,3		17,3	7,5
	6,0 + 4,8		24,4	9,3		24,4	8,41
	6,0		24,1	10,5		23,1	13,2
	7,2 + 6,0		—	—			
6	4,8 + 3,6		—	11,2		—	8,74
	4,2		—	9,8		—	8,92
	6,0 + 4,8		—	11,1		—	10,1
	6,0		—	15,7		—	13,4

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л. 106

1.020 – 1/84. 0-5 – 2 ПЗ

Альбом 89

Продолжение табл. 9

Этажность	Высоты этажей Нэт или Н1+Нэт, м	Значение $H_1 \times 10^3$					
		Тип связевых панелей					
		Пятиугольные поперечного направления					
		Сетка колонн, м					
		6×6					
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²	
			2000	1000		2000	1000
2	3,6	2L160×11	—	4,2	—	—	—
	4,2		9,0	5,1			
	4,8		7,0	4,5			
	6,0	2L180×12	9,8	7,2			
3	4,8+3,6	2L160×11	—	5,9			
	4,2		13,6	7,6			
	4,8		12,5	8,3			
	6,0+4,8	2L180×12	—	—	2L200×14	—	—
	6,0		11,1	8,8		12,2	11,7
	7,2+6,0		—	—			
4	4,8+3,6		13,8	7,0		13,4	6,8
	4,2		17,4	9,4		16,0	7,7
	6,0+4,8		18,3	10,2		16,0	8,9
	6,0		21,8	12,7		19,2	11,8
	7,2+6,0		—	—			
5	4,8+3,6		19,6	13,9		19,0	8,87
	4,2		20,6	11,5		20,6	10,1
	6,0+4,8		25,6	14,3		25,6	9,7
	6,0		26,6	15,5		26,4	16,75
	7,2+6,0		—	—			
6	4,8+3,6		—	12,9		—	10,9
	4,2		—	15,6		—	11,5
	6,0+4,8		—	19,9		—	12,6
	6,0		—	19,9		—	15,6

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л. 107

Продолжение табл. 7

Этажность	Высоты этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Значения $K_1 \times 10^3$									
		Тип связевых панелей									
		Треугольные поперечного направления									
		Сетка колонн – 9×6 м									
		Пролет связевой панели – 6 м						Пролет связевой панели – 9 м			
		Сечение связей	Временная нормативн. нагрузка на перекрытия, кгс/м²		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²		Сечение связей	Временная нормативн. нагрузка на перекрытия 1000 кгс/м²	Сечение связей	Временная нормативн. нагрузка на перекрытия 1000 кгс/м²
			1000	500		1000	500				
2	4,2	2L 160×11	3,56	3,15	2L 200×14	—	—	2L 180×12	4,18	2L 200×14	4,67
	4,8		4,23	3,71					2,60		2,60
	6,0		4,90	4,35					—		2,85
3	4,2		6,84	6,53					5,68		6,28
	4,8		7,17	6,04					4,85		5,21
	6,0+4,8								—		
	6,0	2L 180×12	5,71	4,70		6,73	5,54		—		4,84
	7,2+6,0		—	—							
4	4,2		9,16	7,18		10,9	8,54		8,42		9,08
	4,8		10,18	8,03		10,2	8,05		7,41		7,84
	6,0+4,8								—		
	6,0		11,4	9,01		11,4	9,01		—		8,28
	7,2+6,0		—	—					—		
5	4,2		13,5	10,3		15,1	11,5		10,54		11,1
	4,8		13,0	9,97		13,3	10,2		10,43		10,92
	6,0+4,8								—		
	6,0		14,4	11,1		17,9	11,1		—		11,16
	7,2+6,0		—	—					—		
6	4,2		15,77	11,9		16,7	12,6		13,1		14,75
	4,8		15,6	11,8		15,6	11,8		14,0		14,64
	6,0+4,8								—		
	6,0		—	12,9		—	12,9		—		—

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л. 108

Продолжение табл. 7

Этажность	Высоты этажей Нэт. или Н1+ Нэт, м	Значение К1 × 10³									
		Тип связевых панелей									
		Пятиугольные поперечного направления									
		Сетка колонн 9×6 м									
		Пролет связевой панели – 6 м						Пролет связевой панели – 9 м			
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, 1000 кгс/м²	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекр. 1000 кгс/м²
			1000	500		1000	500				
2	4,2	2L160×11	6,56	6,39	2L180×12	—	—	2L160×12	11,95	2L200×14	13,14
	4,8		6,48	5,66		—	—		12,5		13,74
	6,0		—	—		10,4	9,28		—		13,74
3	4,2		11,63	9,54		—	—		14,34		15,77
	4,8		12,2	9,27		—	—		14,34		15,77
	6,0	2L180×12	9,92	8,17	2L200×14	9,92	8,17		—		13,02
	7,2+6,0		—	—					—		
4	4,2		11,74	9,26		11,9	9,39		13,44		14,78
	4,8		11,4	9,01		12,19	8,96		13,44		14,78
	6,0+4,8								—		13,96
	6,0		16,17	12,85		15,1	12,0		—		16,72
	7,2+6,0		—	—					—		
5	4,2		15,54	12,7		16,8	12,9		16,29		17,92
	4,8		15,2	11,7		16,3	12,5		15,29		17,92
	6,0+4,8								—		17,13
	6,0		17,53	13,43		18,8	14,4		—		20,8
	7,2+6,0		—	—					—		
6	4,2		20,46	15,39		21,4	16,1		18,55		20,4
	4,8		18,55	13,95		19,4	14,6		19,05		20,96
	6,0+4,8								—		
	6,0		—	17,88		—	12,7		—		25,8

Вх. 32828 л. 109

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Таблица 8

Коэффициент K_2 для определения растяжения в колоннах от ветровой нагрузки $8\ м^{-1}$

Этажность	Высоты этажей H_1 или H_1+H_{11} в м	Тип связей: горизонтальные продольные и поперечные	Тип связей: вертикальные продольные и поперечные
Сетка колонн 6×6 и 9×6 м			
2	3,6	0,07	0,01
	4,2; 4,8	0,065	0,015
	6,0	0,06	0,065
3	3,6	0,10	0,035
	4,8+3,6	0,08	0,025
	4,2; 4,8	0,09	0,04
	6,0+4,8	0,08	0,01
	6,0	0,115	0,12
	7,2+6,0	0,105	0,105
4	3,6	0,115	0,055
	4,8+3,6	0,095	0,045
	4,2	0,11	0,06
	4,8	0,105	0,06
	6,0+4,8	0,095	0,03
4	6,0	0,135	0,04
	7,2+6,0	0,120	0,035
5	3,6	0,125	0,075
	4,8+3,6	0,105	0,06
	4,2; 4,8	0,12	0,08
	6,0+4,8	0,11	0,055
	6,0	0,145	0,07
	7,2+6,0	0,13	0,065
6	3,6	0,13	0,09
	4,8+3,6	0,115	0,075
	4,2	0,126	0,095
	4,8	0,125	0,095
	6,0+4,8	0,117	0,07
	6,0	0,125	0,085

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л.110

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист 93

Таблица 3

Этажность	Высота этажей Нэт, мм, не более, м	Несущая способность (Нагр. в тсм на 1 пм оси в тс) без учета совместной работы с рас-ными колоннами (без учета ж/б) сборных ж/б панелей перекрытий							
		треугольных пространственного направления							
		Сетка колонн - 6х6 м						Сетка колонн - 9х6м	
		Сечение связей	Расчетная несущая способность по прогрессии кн/м 2					Сечение связей	Расчетная несущая способность по прогрессии-12,5 кн/м2
			2,20		1,10				
			Нагр.	Q	Нагр.	Q			Нагр.	Q
2	3,6	2Ц150Х11	—	—	111	22,7		2Ц150Х11	—	—
	4,2		161	23,2	147	25,8			147	25,8
	4,8		204	31,2	165	28,6			186	28,6
	6,0		257	32,6	226	35,1			203	35,1
3	3,6		—	—	251	37,9			—	—
	4,8+3,6		—	—	237	40,6			—	—
	4,2		312	47,5	312	47,5			254	32,4
	4,8		305	42,7	305	42,7			315	35,1
	6,0+4,8		455	45,2	455	45,2			375	37,2
	6,0		257	22,8	342	39,1			344	30,4
	7,2+6,0		297	24,1	393	34,7			335	31,9
4	3,6		—	—	430	49,9			—	—
	4,8+3,6		—	—	365	52,5			—	—
	4,2		283	29,5	451	44,8			423	42
	4,8		206	17,3	434	37,3			423	37
	6,0+4,8		235	18,5	495	39,1			483	33,3
	6,0		157	11,4	379	26,0			332	26,2
	7,2+6,0		125	11,9	424	27,1			427	27,4
5	3,6	2Ц180Х12	—	—	438	46,2		2Ц180Х12	—	—
	4,8+3,6		—	—	552	48,5			—	—
	4,2		315	26,6	564	40,6			485	38,9
	4,8		—	—	492	34,6			492	34,6
	6,0+4,8		—	—	550	35,0			550	35,0
	6,0		—	—	432	24,3			454	25,5
	7,2+6,0		—	—	475	25,1			497	25,4
6	3,6		—	—	554	44,2			—	—
	4,8+3,6		—	—	625	45,1			—	—
	4,2		—	—	518	37,2			451	31,1
	4,8		—	—	583	33,5			—	—
	6,0+4,8		—	—	621	34,1			611	34,1
	6,0		—	—	525	43,7			—	—

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/67.0-5 – 2ПЗ

Кн.4

94

Вх. 32828 л. 111

Продолжение табл. 9

Этажность	Высоты этажей $H_{эт.}$ или $H_1 + H_{эт.}$, м	Несущая способность (Мвстр. в тс.м на стм. 0 и Q в тс.) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета K_R) связевых панелей типа							
		Ветрительные продольного направления							
		Сетка колонн - 6 х 6 м					Сетка колонн - 9 х 6 м		
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²				Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия - 1000 кгс/м²	
			2000		1000				
			Мвстр.	Q	Мвстр.	Q		Мвстр.	Q
2	3,6	2L160x11	—	—	139	28,5	2L160x11	—	—
	4,2		195	33,8	168	29,6		195	33,8
	4,8		187	28,6	187	28,6		232	35,9
	6,0	2L160x12	189	22,1	184	22,5	2L160x12	268	35,1
3	3,6	2L160x11	—	—	258	39,9	2L160x11	—	—
	4,8+3,6		—	—	314	42,8		—	—
	4,2		281	35,5	281	35,5		239	31,1
	4,8		263	30,1	305	33,9		174	19,3
	6,0+4,8	2L180x12	321	31,9	351	35,9	2L180x12	205	20,5
	6,0		287	25,4	316	27,9		316	27,9
	7,2+6,0	2L200x14	231	25,7	364	29,4	2L200x14	364	29,4
4	3,6	2L180x12	—	—	313	35,9	2L180x12	—	—
	4,8+3,6		—	—	374	38,9		—	—
	4,2		323	32,0	323	32,0		275	27,4
	4,8		276	23,8	318	27,3		273	23,4
	6,0+4,8		315	24,9	362	28,6		310	24,6
	6,0		306	21,0	353	25,1		363	25,1
	7,2+6,0	2L200x14	359	22,9	455	29,2	2L200x14	455	29,2
5	3,6	2L180x12	—	—	301	28,4	2L180x12	—	—
	4,8+3,6		—	—	345	29,8		—	—
	4,2		336	27,2	372	30,0		315	25,6
	4,8		248	17,3	374	25,2		248	17,3
	6,0+4,8		275	18,0	417	27,3		275	18,0
	6,0		327	19,2	472	25,1		472	25,1
	7,2+6,0	2L200x14	—	—	514	27,0	2L200x14	—	—
6	3,6	2L180x12	—	—	279	22,1	2L180x12	—	—
	4,8+3,6		—	—	313	23,0		—	—
	4,2		—	—	372	25,3		359	24,2
	4,8		—	—	425	25,2		353	21,1
	6,0+4,8		—	—	469	25,1		392	21,9
	6,0		—	—	—	—		—	—

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/87.0-5 - 2ПЗ

Лист 95

Вх. 32828 л. 112

Несущая способность (Мверт в тс.м на отм. Эу Q в тс) без учета совместной работы с ребрами колоннами (без учета Ж.Я.) связевых пролетов типа

Продольные ребра 3

Продольные ребра 4

Продольные ребра 5

Продольные ребра 6

Этажность

Высоты этажей Н, м

Сечение связей

Сечение колонн

Длительная кратковременная нагрузка на перекрытие

2300

1630

Мверт.

Q

2 | 3.6 | 2L150x11 | 121 | 24.8 | 111 | 22.7
4.2 | 161 | 29.2 | 147 | 25.8
4.8 | 204 | 31.2 | 185 | 28.6
6.0 | 271 | 24.6 | 224 | 24.6
3 | 3.6 | 610 | 31.73 | 251 | 33.0
4.8+3.6 | 219 | 34.1 | 377 | 40.8
4.2 | 271 | 34.9 | 304 | 38.9
4.8 | 392 | 42.4 | 389 | 43.2
6.0+4.8 | 452 | 44.9 | 450 | 45.8
6.0 | 220 | 18.3 | 220 | 19.3
7.2+6.0 | — | — | — | —
4 | 3.6 | 270 | 31.4 | 437 | 51.0
4.8+3.6 | 318 | 33.1 | 515 | 53.7
4.2 | 327 | 32.3 | 458 | 45.4
4.8 | 278 | 21.7 | 435 | 37.6
6.0+4.8 | 315 | 24.9 | 498 | 39.4
6.0 | 173 | 11.9 | 379 | 26.0
7.2+6.0 | — | — | — | —
5 | 3.6 | 327 | 30.3 | 480 | 45.5
4.8+3.6 | 375 | 32.3 | 555 | 48.8
4.2 | 315 | 25.6 | 504 | 40.6
4.8 | 263 | 14.0 | 492 | 34.5
6.0+4.8 | 223 | 14.5 | 550 | 35.0
6.0 | 251 | 14.0 | 462 | 26.8
7.2+6.0 | — | — | — | —
6 | 3.6 | — | — | 558 | 46.8
4.8+3.6 | — | — | 651 | 48.7
4.2 | — | — | 567 | 38.4
4.8 | — | — | 348 | 20.6
6.0+4.8 | — | — | 361 | 21.3
6.0 | — | — | — | —

Сечение связей: 2L200x14

Сечение колонн: —

Длительная кратковременная нагрузка на перекрытие

2000

1630

Мверт.

Q

220 | 19.3 | 220 | 19.3
252 | 20.4 | 252 | 22.4
270 | 31.4 | 437 | 51.0
318 | 33.1 | 515 | 53.7
327 | 32.3 | 458 | 45.4
285 | 24.5 | 435 | 37.6
324 | 25.7 | 498 | 39.4
288 | 19.6 | 379 | 26.0
320 | 20.5 | 424 | 27.1
327 | 30.9 | 480 | 45.5
375 | 32.3 | 555 | 48.8
315 | 25.6 | 504 | 40.6
264 | 13.7 | 492 | 34.5
287 | 13.5 | 550 | 35.0
327 | 13.2 | 482 | 25.8
— | — | 522 | 27.6
— | — | 558 | 46.8
— | — | 651 | 48.7
— | — | 567 | 38.4
— | — | 567 | 32.9
— | — | 616 | 34.1
— | — | — | —

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Инв. № дубл.

Альб.

95

Вх. 32828 л. 113

Продолжение табл. 9

Несущая способность (Мвстр. в тс.м на отм. 0 и Q в тс) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета Ж.к.) связевых панелей типа

Пятиугольные поперечного направления

Сетка колонн – 6×6 м

Этажность	Высоты этажей Нэт. или Н1+Нэт. м	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м² 2000 Мвстр.	2000 Q	1000 Мвстр.	1000 Q	Сечение связей	Временная норм. нагрузка на перекрытия, кгс/м² 2000 Мвстр.	2000 Q	1000 Мвстр.	1000 Q
2	3,6	2L160×11	—	—	130	26,5	—	—	—	—	—
	4,2		144	25,2	144	25,2					
	4,8		218	33,4	218	33,4					
	6,0	2L160×12	170	21,1	170	21,1					
3	3,6	2L160×11	237	35,7	269	43,7					
	4,6+3,6		261	39,4	343	46,9					
	4,2		196	25,1	227	28,9					
	4,8		174	19,3	187	20,8					
	6,0+4,6	2L160×12	205	20,5	222	22,1	2L200×14	—	—	—	—
	6,0		197	17,4	205	18,4		215	19	215	19
	7,2+6,0		—	—	—	—		248	20,0	248	20
4	3,6		255	29,8	431	50,2		255	29,8	431	50,2
	4,6+3,6		300	31,3	507	52,8		300	31,3	507	52,8
	4,2		243	24,3	269	26,8		314	31,1	445	44,2
	4,8		204	17,8	208	17,8		424	36,6	424	36,6
	6,0+4,8		230	18,2	235	19,6		484	38,3	484	38,3
	6,0		241	16,4	259	18,2		415	23,7	356	25,1
	7,2+6,0		—	—	—	—		468	29,9	409	26,2
5	3,6		463	43,8	379	36,8		463	43,8	379	36,8
	4,6+3,6		534	45,9	433	33,6		534	45,9	438	38,6
	4,2		335	27,2	539	44,7		336	27,2	539	44,7
	4,8		180	12,6	523	35,5		250	17,8	523	36,5
	6,0+4,8		201	13,2	560	37,9		279	18,5	580	37,9
	6,0		—	—	341	16,9		—	—	394	21,9
	7,2+6,0		—	—	—	—		—	—	429	22,6
6	3,6		—	—	431	34,3		—	—	438	35
	4,6+3,6		—	—	485	35,8		—	—	495	36,5
	4,2		—	—	582	39,4		—	—	582	39,4
	4,8		—	—	465	29,8		—	—	557	35,2
	6,0+4,8		—	—	531	29,8		—	—	654	36,5
	6,0		—	—	—	—		—	—	—	—

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Продолжение табл. 9

Несущая способность (Мвтр. в тс на отм. 0 и Q в тс) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета K_2) связевых панелей типа

треугольные поперечного направления

Сетка колонн - 9 x 6 м

Этажность	Высоты этажей Нэт. или H_1+Нэт., м	Пролет связевой панели - 6 м: Сечение связей	Мвтр.	Q	Сечение связей	Мвтр.	Q	Пролет связевой панели - 9 м: Сечение связей	Мвтр.	Q	Сечение связей	Мвтр.	Q
2	4.2	2L150 x 11	150	25.9	-	—	—	2L150 x 12	150	25.9	2L200 x 14	—	—
	4.8		191	28.9					191	28.9		—	—
	6.0		203	24.5					—	—		318	38.4
3	4.2		303	39.0					378	47.7		378	47.7
	4.8		394	43.2					493	64.1		493	54.1
	6.0+4.8		459	45.2					—	—		578	56.9
	6.0	2L180 x 12	334	29.3	2L200 x 14	334	29.3		—	—		554	48.3
	7.2+6.0		—	—		388	31.1		—	—		641	51.4
4	4.2		442	43.4		442	43.4		460	45.3		460	45.3
	4.8		442	37.5		442	37.5		609	51.9		608	51.9
	6.0+4.8		504	39.4		504	39.4		—	—		695	54.2
	6.0		448	30.0		448	30.0		—	—		618	41.6
	7.2+6.0		—	—		490	31.1		—	—		676	43.0
5	4.2		500	40.0		500	40.0		631	50.5		631	50.5
	4.8		499	34.8		499	34.8		570	39.5		694	46.4
	6.0+4.8		555	35.1		555	35.1		—	—		774	50.3
	6.0		484	26.7		484	26.7		—	—		685	36.2
	7.2+6.0		—	—		525	27.6		—	—		752	39.5
6	4.2		551	37.8		551	37.8		—	—		—	—
	4.8		554	33.0		554	33.0		—	—		780	45.9
	6.0+4.8		616	34.2		616	34.2		—	—		850	47.6
	6.0		—	—		—	—		—	—		—	—

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л. 115

Продолжение табл. 9

Несущая способность (Мвтр. в тс.м на отм. 0 и Q в тс) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета Кк) связевых панелей типа

пятиугольные поперечного направления

Сетка колонн – 9×6м

Этажность	Высоты этажей Нэт. или Н1+Нэт, м	Пролет связевой панели – 6м: Сечение связей	Мвтр.	Q	Сечение связей	Мвтр.	Q	Пролет связевой панели – 9м: Сечение связей	Мвтр.	Q	Сечение связей	Мвтр.	Q
2	4,2	2L160×11	182	31,2	2L180×12	–	–	2L160×12	103	17,8	2L200×14	–	–
	4,8		224	33,8		–	–		122	18,5		–	–
	6,0		–	–		172	21,1		169	20,4		147	17,7
3	4,2		199	25,2		–	–		211	25,8		211	26,8
	4,8		178	19,5		–	–		230	25,3		230	25,3
	6,0+4,8	2L180×12	208	20,5	2L200×14	–	–		–	–		270	25,6
	6,0		202	17,5		352	31,5		–	–		201	17,5
	7,2+6,0		–	–		418	18,6		–	–		232	18,6
4	4,2		263	25,7		263	25,7		197	19,5		197	19,5
	4,8		211	17,9		397	33,9		338	33,2		437	37,1
	6,0+4,8		239	18,7		452	35,5		–	–		498	38,9
	6,0		258	17,6		426	28,6		–	–		461	30,9
	7,2+6,0		–	–		455	29,5		–	–		504	32,0
5	4,2		444	35,6		444	35,6		421	33,5		421	33,5
	4,8		325	22,6		325	22,6		–	–		256	17,9
	6,0+4,8		351	23,4		351	23,4		–	–		315	20,5
	6,0		343	18,9		465	26,7		–	–		324	18,2
	7,2+6,0		–	–		529	27,5		–	–		358	18,8
6	4,2		502	33,8		502	33,8		–	–		–	–
	4,8		554	33,0		554	33,0		–	–		289	17,1
	6,0+4,8		618	34,2		618	34,2		–	–		380	17,7
	6,0		–	–		–	–		–	–		–	–

Вх. 32828 л. 116

1.020-1/87. 0-5 - 2ПЗ

Табл. IV.10

Максимальные расчетные значения N_{tot} в подколонниках одноэтажных производственных зданий, соответствующие несущей способности связевой панели

Этажность здания. Нэт. или $H_1 + H_{эт}$, м	N_{tot}, кН	Тип связевой панели: 1 — пространственная продольного направления	2 — пространственная продольного направления	3 — пространственная поперечного направления	4 — пространственная поперечного направления
		Сетка колонн, м: 6×6	6×9	6×6	6×9	6×6	6×9	6×6	6×9
		Пролет связевой панели, м: 6	9	6	9
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие кПа: 20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10
2	3,6	–	11	–	–	24	–	–	11	–	–	–	24	–	–
	4,2	39	21	21	48	31	36	31	13	21	19	51	28	34	25
	4,8	39	27	27	49	37	45	31	14	29	24	51	45	44	30
	6,0	39	42	42	49	45	70	31	23	28	37	51	49	42	34
3	3,6;4,8+3,6	–	39	–	–	54	–	–	38	–	–	–	63	–	–
	4,2	34	40	27	70	39	33	43	40	40	32	41	57	28	30
	4,8;6,0+4,8	34	31	42	70	58	35	57	52	51	47	48	61	60	51
	6,0;7,2+5,0	34	53	53	70	80	81	28	50	43	51	59	63	84	62
4	3,6;4,8+3,6	–	52	–	–	59	–	–	52	–	–	–	79	–	–
	4,2	25	40	37	46	43	34	22	40	37	35	57	67	32	30
	4,8;6,0+4,8	23	47	45	67	60	48	23	46	45	50	57	77	62	60
	6,0;7,2+5,0	23	45	45	60	80	82	23	45	43	51	82	80	51	62
5	3,6;4,8+3,6	–	48	–	–	59	–	–	51	–	–	–	68	–	–
	4,2	23	37	35	44	41	32	25	35	35	33	42	57	45	43
	4,8;6,0+4,8	24	43	42	56	52	44	27	42	41	45	51	75	46	75
	6,0;7,2+5,0	–	36	45	–	79	77	27	45	40	40	–	68	74	72
6	3,6;4,8+3,6	–	45	–	–	56	–	–	48	–	–	–	82	–	–
	4,2	–	33	33	–	38	30	–	34	33	41	–	51	42	–
	4,8;6,0+4,8	–	41	40	–	54	42	–	40	39	42	–	73	57	75
	6,0;7,2+5,0	–	54	35	–	–	–	–	53	23	–	–	–	–	–

Таблица 11

Начальный расчетный момент $M_{табл.}$ в тс.м. заделки колонны при нагрузке, поступающей несущей способности связевой панели.

Этаж	Высота [illegible] $N_{ст}$ или $N_1 + N_{ст}$, м	Тип связевой панели													
		Треугольные продольного направления		Пятиугольные продольного направления		Треугольные поперечного направления				Пятиугольные поперечного направления					
		Сетка колонн, м													
		6x6		9x6		6x6		9x6		6x6		9x6			
		Пролет связевой панели													
		6								9		6			9
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м2													
		2000	1000		2000	1000		2000	1000			2000	1000		
2	3,6	—	3	—	—	13	—	—	3	—	—	—	11	—	—
	4,2	3	3	3	8	15	17	2	3	4	2	9	12	14	8
	4,8	3	4	3	8	12	14	2	3	4	2	9	13	13	11
	6,0	3	2	2	8	10	14	3	2	2	6	9	10	9	8
3	3,6; 4,8+3,6	—	5	—	—	18	—	—	4	—	—	—	18	—	—
	4,2	2	6	3	8	18	15	6	5	5	2	7	22	12	12
	4,8; 6,0+4,8	2	6	4	8	12	13	4	5	5	3	7	13	19	12
	6,0; 7,2+5,0	2	2	2	8	15	14	2	5	2	5	7	16	10	8
4	3,6; 4,8+3,6	—	2	—	—	10	—	—	3	—	—	—	15	—	—
	4,2	2	2	2	10	11	11	3	3	3	5	9	15	10	20
	4,8; 6,0+4,8	2	2	2	10	12	12	2	3	2	6	9	15	15	15
	6,0; 7,2+5,0	2	2	2	10	12	15	2	2	2	6	9	10	8	11
5	3,6; 4,8+3,6	—	2	—	—	10	—	—	3	—	—	—	14	—	—
	4,2	2	2	2	9	10	11	2	2	3	4	2	15	13	12
	4,8; 6,0+4,8	2	2	2	9	5	12	2	3	3	5	1	18	12	16
	6,0; 7,2+5,0	—	2	2	—	13	14	—	2	2	3	—	9	10	12
6	3,6; 4,8+3,6	—	2	—	—	10	—	—	3	—	—	—	15	—	—
	4,2	—	2	2	—	11	11	—	3	3	4	—	15	10	—
	4,8; 6,0+4,8	—	2	2	—	12	12	—	3	2	4	—	17	12	17
	6,0	—	2	2	—	—	—	—	2	2	—	—	—	—	—

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л.118

Таблица 12

Этажность	Высоты этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Значение эквивалентной жесткости 10^{-7} В/м в тс м² (при воздействии ветровой нагрузки) связевых панелей типа: треугольные продольные		пятиугольные продольные	
		Сетка колонн, м			
		6×6; 9×6		6×6; 9×6	
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия до 2000 кгс/м²	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия до 2000 кгс/м²
2	3,6	2L160×11	0,0652	2L160×11	0,023
	4,2		0,080		0,028
	4,8		0,096		0,033
	6,0		0,1302	2L180×12	0,0368
3	3,6		0,1434	2L160×11	0,045
	4,8+3,6				
	4,2		0,155		0,056
	4,8		0,190		0,078
	6,0+4,8			2L180×12	0,109
	6,0		0,28		
	7,2+6,0	2L180×12	0,24	2L200×12	
4	3,6		0,250	2L180×12	0,133
	4,8+3,6				
	4,2		0,290		0,1474
	4,8		0,311		0,157
	6,0+4,8				
	6,0		0,230		0,1877
	7,2+6,0			2L200×12	0,189
5	3,6		0,332	2L180×12	0,193
	4,8+3,6				
	4,2		0,374		0,218
	4,8		0,331		0,232
	6,0+4,8				
	6,0		0,468		0,283
	7,2+6,0			2L200×12	0,288
6	3,6		0,592	2L180×12	0,124
	4,8+3,6				
	4,2		0,461		0,295
	4,8		0,372		0,301
	6,0+4,8				
	6,0		0,616		0,411

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л.119

Продолжение табл. 12

Значение эквивалентной жесткости 10^{-3} В·кН·м²/пог. м при воздействии ветровой нагрузки) связевых панелей типа

Треугольные поперечного направления

Этажность	Высота этажей Hэт или H1+Hэт, м	Сетка колонн 6×6 м: Сечение сплошное	Временная нормативная нагрузка на перекр. до 2,00 кгс/м²	Сечение сплошное	Временная нормативная нагрузка на перекр. до 2000 кгс/м²	Сетка колонн – 9×6: Пролет сб. панели-6 м: Сечение сплошное	Временная нормативная нагрузка на перекр. до 1000 кгс/м²	Сечение сплошное	Временная нормативная нагрузка на перекр. до 1500 кгс/м²	Пролет сб. панели-9 м: Сечение сплошное	Временная нормативная нагрузка на перекр. до 1000 кгс/м²	Временная нормативная нагрузка на перекр. до 1500 кгс/м²
2	3,6	2Д160×11	0,0123		—	2Д180×11	—		—		—	—
	4,2		0,100				0,102				0,095	0,124
	4,8		0,117				0,122				0,138	0,205
	6,0		0,146				0,138				—	0,302
3	3,6		0,1555		—		—		—		—	—
	4,8+3,6										0,241	0,309
	4,2		0,180				0,144				0,400	0,40
	4,8		0,1946				0,158				—	
	5,0+4,8										—	
	6,0		0,241		0,323		0,220		0,316		—	0,630
	7,2+6,0		—				—				—	—
4	3,6		0,248		0,333		—		—		—	
	4,8+3,6						—		—		0,337	0,432
	4,2		0,311		0,417		0,288		0,388	2Д180×12	0,392	
	4,8		0,30		0,397		0,275		0,312		—	0,698
	5,0+4,8										—	
	6,0		0,316		0,334		0,216		0,441		—	0,771
	7,2+6,0	2Д180×12	—	2Д200×14		2Д180×12	—	2Д200×14			—	—
5	3,6		0,335		0,435		—		—		—	
	4,8+3,6		0,373		0,513		0,357		0,521		0,424	0,626
	4,2										0,535	
	4,8		0,429		0,572		0,360		0,581		—	0,829
	5,0+4,8										—	
	6,0		0,5154		0,400		0,486		0,582		—	0,979
	7,2+6,0		—				—				—	—
6	3,6		0,390		0,563		—		—		—	—
	4,8+3,6						—		—		0,604	0,791
	4,2		0,540		0,724		0,445		0,695		0,602	
	4,8		0,555		0,744		0,319		0,719		—	0,994
	5,0+4,8										—	
	6,0		0,650		0,765		0,586		0,888		—	0,865

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/87. 0-5 – 2 ПЗ

Инв. 103

Вх. 32828 л. 120

Продолжение табл. 12

Значение эквивалентной жесткости 10^{-7} Вэкв·см² при возведении ветровой нагрузки) связевых панелей типа

Пятиэтажные поперечного направления

Этажность	Высоты этажей H_1 и H_2, м	Сетка колонн 6×6 м: Расчетное сечение	Сетка колонн 6×6 м: Фактическое сечение	Сетка колонн – 9×6 м: Пролет св. панели-6 м: Расчетное сечение	Сетка колонн – 9×6 м: Пролет св. панели-6 м: Фактическое сечение	Сетка колонн – 9×6 м: Пролет св. панели-9 м: Расчетное сечение	Сетка колонн – 9×6 м: Пролет св. панели-9 м: Фактическое сечение
2	3,6	2Д 160×11	2Д 160×12	2Д 150×11	2Д 180×12	2Д 160×12	2Д 200×14
	4,2						
	4,8						
	5,0						
3	3,6						
	4,5+3,6						
	4,2						
	4,8						
	5,0						
	7,2+6,0						
4	3,6	2Д 150×12	2Д 200×14	2Д 180×12	2Д 200×14		
	4,8+3,6						
	4,2						
	4,8						
	5,0+4,8						
	5,0						
	7,2+6,0						
5	3,6						
	4,8+3,6						
	4,2						
	4,8						
	5,0+4,8						
	5,0						
	7,2+6,0						
6	3,6						
	4,8+3,6						
	4,2						
	4,8						
	5,0+4,8						
	5,0						

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

Вх. 32820 л. 121

Таблица 13

Этажность	Высоты этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Значение эквивалентной жесткости 10^{-7} В' экв в тс·м² (при воздействии вертикальной нагрузки) связевых панелей типа: треугольные продольные					пятиугольные продольные				
		Сетка колонн, м									
		6×6			9×6		6×8			9×6	
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м² 2000	1000	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекр. 1000 кгс/м²	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекр. кгс/м² 2000	1000	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекр. 1000 кгс/м²
3	3,6; 4,8+3,6	2L160×11	0,65	0,62	2L180×12	—	2L160×11	—	0,60	2L180×12	—
	4,2		0,63	0,56		0,67		1,3	0,78		1,13
	4,8		0,64	0,60	2L200×14	0,61		0,61	0,73		1,14
	6,0+4,8					0,61					1,14
	6,0		0,57	0,59		0,54	2L180×12	1,36	2,4	2L200×14	0,86
	7,2+6,0	2L180×12	0,82			0,54					0,86
4	3,6; 4,8+3,6		—	0,6		—		—	0,6	2L180×12	—
	4,2		0,7	0,53	2L180×12	0,64		1,05	0,78		0,77
	4,8; 6,0+4,8		0,65	0,44	2L200×14	0,55		0,62	0,73		0,84
	6,0		0,52	0,56		0,57		0,71	0,92	2L200×14	1,06
	7,2+6,0					0,57					1,06
5	3,6; 4,8+3,6		—	0,71		—		—	0,65	2L180×12	—
	4,2		0,87	0,56	2L180×12	0,46		0,89	0,82		0,87
	4,8; 6,0+4,8		0,8	0,56	2L200×14	0,55		0,51	0,79		1,1
	6,0		0,43	0,53		0,83		0,99	0,82	2L200×14	0,92
	7,2+6,0					0,83					0,92
6	3,6; 4,8+3,6		—	0,83		—		—	0,98	2L200×14	—
	4,2		—	0,92	2L180×12	0,85		—	1,18		1,04
	4,8; 6,0+4,8		—	0,92	2L200×14	0,85		—	1,16		1,07
	6,0		—	0,66		0,83		—	0,9	2L180×12	1,08

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л. 122

Продолжение табл. 13

Значения эквивалентной жесткости 10^{-3} $B_{экв}$, $т с \cdot м^2$ (при возрастании вертикальной нагрузки) связевых панелей типа

треугольные — поперечного направления

Этажность здания	Этажность здания, для которого $H_{эт}$ или $H_{эт} \cdot N$, м	Сетка колонн 6×6 м: Расчетная сейсмичность	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²		Расчетная сейсмичность	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²		Сетка колонн 9×6 м: Пролет связевой панели 6 м — Расчетная сейсмичность	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²	Пролет связевой панели 9 м — Расчетная сейсмичность	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²	
			2000	1600		2000	1600					
3	3,6 (3,0+3,6)	21.160×11	—	0,47	21.200×14	—	—	21.160×11	—	21.180×12	—	21.180×12 — —
	4,2		0,45			—	—		0,47		0,94	0,94
	4,8		0,46			—	—		0,52		0,7	1,03
	5,0+4,2		0,41			0,41					—	
	6,0		0,42	0,44		0,57		21.160×12	0,53		—	0,76
	7,2+6,0		—	—					—		—	
4	3,6 (3,0+3,6)		—	0,54		—	0,54	21.200×14	—	21.200×14	—	— —
	4,2		—	0,47		—	0,41		0,55		1,17	1,14
	4,8 (4,0+4,8)		0,42			0,55			0,58		0,75	1,22
	6,0		0,44	0,47		0,64	0,47		0,49		—	0,89
	7,2+6,0		—	—					—		—	
5	3,6 (3,0+3,6)	21.180×12	—	0,65		—	0,64		—		—	— —
	4,2		—	0,56		—	0,56		0,56		1,48	1,45
	4,8 (4,0+4,8)		0,43			0,62			0,69		0,9	1,47
	6,0		0,5	0,68		0,72	0,5		0,72		—	1,32
	7,2+6,0		—	—							—	
6	3,6 (3,0+3,6)		—	0,66		—	0,71		—		—	— —
	4,2		—	0,6		—	0,79		0,73		1,25	1,44
	4,8 (4,0+4,8)		—	0,55		—	0,75		0,9		0,7	1,50
	6,0		—	0,63		—	0,6		1,19		—	1,16

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

Продолжение табл. 13

Этажность	Высоты этажей $H_{эт}$ или $H_1+H_{эт}$, м	Значение эквивалентной жесткости 10^{-9} в экв в тс·м² (при воздействии вертикальной нагрузки) связевых панелей типа											
		Пятиугольные поперечного направления											
		Сетка колонн – 6×6 м						Сетка колонн – 9×6 м					
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²		Пролет связей панели – 6 м		Пролет св. панели – 9 м			
			2000	1000		2000	1000	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекр. 1000 кгс/м²	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекр. 1000 кгс/м²	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекр. 1000 кгс/м²
3	3,6; 4,8+3,6	2L 180×12	—	0,52	2L 200×14	—	—	2L 160×11	—	2L 180×12	—	2L 200×14	—
	4,2		0,83	0,48		—	—		0,51		1,30		—
	4,8		0,92	0,7		—	—		0,7		0,9		3,5
	6,0+4,8		0,47	0,52		0,79	0,52	2L 200×14	0,7		—		3,5
	6,0		0,73	0,87		1,12	0,87		0,79		—		2,35
	7,2+6,0		—	—		1,19	0,87		0,79		—		2,35
4	3,6; 4,8+3,6		—	0,6		—	0,64		—		—		—
	4,2		0,6	0,63		0,93	0,63		0,71		1,3		2,2
	4,8; 6,0+4,8		0,5	0,8		0,97	0,8		0,8		1,26		3,5
	6,0		0,77	0,87		1,03	0,87		0,81		—		2,5
	7,2+6,0		—	—		1,04	0,83		0,81		—		2,5
5	3,6; 4,8+3,6		—	0,7		—	0,74		—		—		—
	4,2		0,67	0,48		0,83	0,48		0,68		1,68		2,3
	4,8 6,0+4,8		0,51	0,91		0,99	0,91		0,98		1,3		3,3
	6,0		0,8	0,85		1,01	0,85		1,3		—		2,45
	7,2+6,0		—	—		1,04	0,68		1,3		—		2,45
6	3,6; 4,8+3,6		—	0,8		—	0,87		—		—		—
	4,2		—	0,96		—	0,96		0,73		1,42		2,2
	4,8 6,0+4,8		—	1,02		—	1,02		0,91		0,97		2,6
	6,0		—	0,78		—	0,78		1,08		—		—

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л. 124

Таблица 14

Значения K_{Ri}^{max}

Высоты этажей, группы №, H_i, м	Этажность, m	Тип связевых панелей: треугольные связи продольного направления				пятиугольные связи продольного направления				треугольные связи поперечного направления				пятиугольные связи поперечного направления			
		Сетка колонн, м: 6×6		9×6		6×6		9×6		6×6		9×6		6×6		9×6	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м²: 1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500
3,6	2	1,2				1,5				1,2				1,4	1,3	1,4	1,3
3,6; 4,8+3,6	3	1,3	1,25	1,3	1,25	1,6	1,5	1,6	1,5	1,3				1,5	1,4	1,5	1,4
	4	1,5	1,4	1,5	1,4	1,7	1,5	1,7	1,5	1,5	1,4	1,5	1,4	1,6	1,45	1,6	1,45
	5	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8		1,8	1,7	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8	1,75	1,8	1,75
	6	1,8	1,75	1,8		1,8		1,85		1,8				1,8	1,75	1,8	1,75
4,2	2	1,2				1,8				1,2				1,4	1,3	1,45	1,4
	3	1,4	1,3	1,4	1,3	1,8	1,75	1,8	1,75	1,4	1,3	1,4	1,3	1,45	1,4	1,8	1,6
	4	1,6	1,4	1,6	1,4	1,8	1,7	1,75	1,7	1,6	1,4	1,6	1,4	1,85	1,6	1,85	1,6
	5	1,8	1,75	1,8		1,75	1,5	1,75	1,5	1,8	1,7	1,8	1,7	1,85			1,7
	6	1,8	1,7	1,8	1,7	1,65	1,6	1,65	1,5	1,65				1,85			1,7
4,8	2	1,2				1,65				1,2				1,5	1,3	1,4	1,3
4,8; 6,0+4,8	3	1,4	1,3	1,4	1,3	1,8	1,75	1,8	1,75	1,4	1,3	1,4	1,3	1,8	1,5	1,8	1,6
	4	1,6	1,4	1,6	1,4	1,7	1,5			1,6	1,4	1,6	1,4	1,85	1,7	1,85	1,7
	5	1,7	1,5	1,7	1,5	1,7	1,5	1,55	1,4	1,65	1,5	1,65	1,5	1,7	1,5	1,7	1,5
	6	1,7	1,4	1,7	1,4	1,65	1,45	1,5	1,35	1,5	1,4	1,5	1,4	1,7	1,55	1,7	1,55
6,0	2	1,2				1,6	1,5	1,6	1,5	1,2				1,5			
6,0; 12+6,0	3	1,3				1,8				1,3				1,7			
	4	1,5	1,4	1,5	1,4	1,6				1,5	1,4	1,5	1,4	1,6			
	5	1,4	1,2	1,4	1,2	1,6				1,4	1,2	1,4	1,2	1,6			
6,0	6	—	1,5	—	1,3	—				—	1,3	—	1,3	—			

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л. 125

Таблица 15

Этажность	Высоты этажей $H_{эт.}$ или $H_1+H_{эт.}$, м	Максимальное значение $M_{верт.}$ в тс.м и N в тс (см. рис. 3.3) при следующих вариантах загружения									
		На грузовой площади одной из связевых колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны - полезная нагрузка отсутствует (рис. 3.1)				На грузовой площади одной из связевых колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны - 0,5 полезной нагрузки				Полезная нагрузка распределена равномерно	
		Сетка колонн 6 х 6м									
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		2000		1500		2000		1500		2000	1500
		$M_{верт.}$	N	$M_{верт.}$	N	$M_{верт.}$	N	$M_{верт.}$	N		
2	3,6	—	—	243	156	—	—	167	135	—	227
	4,2	295	182	247	161	245	203	208	176	265	232
	4,8	295	182	247	161	245	203	208	177	265	233
	6,0	295	184	247	163	246	205	208	179	257	235
3	3,6; 4,8+3,6	—	—	435	264	—	—	283	221	—	372
	4,2	540	312	442	271	438	355	363	301	445	380
	4,8; 6,0+4,8	540	313	442	272	438	356	363	303	445	381
	6,0; 7,2+6,0	540	316	442	273	439	359	363	306	449	384
4	3,6; 4,8+3,6	—	—	628	371	—	—	400	307	—	517
	4,2	783	443	637	380	631	506	518	427	625	527
	4,8; 6,0+4,8	783	444	637	382	631	508	518	428	625	529
	6,0; 7,2+6,0	783	449	637	384	632	512	518	433	631	533
5	3,6; 4,8+3,6	—	—	821	479	—	—	616	393	—	662
	4,2	1027	574	832	490	824	658	673	552	805	675
	4,8; 6,0+4,8	1027	575	832	492	824	660	673	554	807	677
	6,0; 7,2+6,0	1027	580	832	495	825	666	673	559	812	682
6	3,6; 4,8+3,6	—	—	1013	586	—	—	632	479	—	807
	4,2	—	—	1025	600	1017	810	828	677	935	822
	4,8; 6,0+4,8	—	—	1025	603	1017	813	828	680	967	825
	6,0	—	—	1025	605	1017	819	828	685	967	831

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л. 126

Продолжение табл. 15

Этажность	Высоты этажей Нэт или Н1 + Нэт, м	Максимальное значение Мрасч. в тн. и Nтс (см. рис. 3.3) при следующих вариантах сооружения									
		на грузовой площади бонов из связевых колонн - полезная нагрузка, у других полезная нагрузка отсутствует		на грузовой площади бонов из связевых колонн - 0,5 полезной нагрузки, у других полезная нагрузка отсутствует				полезная нагрузка воспринимается связями	
		Сетка колонн 6 х 6 м									
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²									
		1000		500		1000		500		1000	500
		Мрасч.	N	Мрасч.	N	Мрасч.	N	Мрасч.	N	N	
2	3,6	194	135	138	111	165	145	122	114	195	158
	4,2	198	140	143	116	167	147	124	119	200	163
	4,8	198	140	143	116	167	148	124	118	204	164
	6,0	153	142	143	118	168	150	124	120	207	165
3	3,6+3,6	338	224	226	173	280	241	193	180	306	234
	4,2+3,6	344	228	233	180	282	244	195	185	315	241
	4,8+3,6	344	230	233	182	282	245	195	184	316	242
	6,0+3,6	344	233	233	184	283	248	195	187	319	245
4	3,6+4,8	442	318	314	236	395	338	255	245	464	309
	4,2+4,8	450	317	323	245	397	341	257	251	430	319
	4,8+4,8	450	319	323	247	397	342	257	251	432	321
	6,0+4,8	450	324	323	251	398	345	257	255	436	326
5	3,6+6,0	625	394	402	258	510	438	335	342	533	385
	4,2+6,0	635	405	413	310	512	444	336	347	545	397
	4,8+6,0	635	403	413	312	512	443	338	348	547	399
	6,0+6,0	635	415	413	317	512	446	338	353	553	405
6	3,6+6,0	762	480	492	360	625	532	407	376	645	451
	4,2+6,0	782	495	503	375	627	534	410	384	661	476
	4,8+6,0	782	491	503	377	627	535	410	384	663	478
	6,0	782	505	503	384	627	543	410	391	670	485

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/87.0-5 – 2ПЗ

Лист 110

Вх. 32828 л. 127

Продолжение табл. 15

Этажность	Высоты этажей Hэт. или H1+Hэт., м	Максимальное значение Mверт. в тс.м и N в тс. (см. рис. 3.3) при следующих вариантах загружения									
		на грузовой площади одной из связевых колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны - полезная нагрузка отсутствует (см. рис. 3.1)				на грузовой площади одной из связевых колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны - 0,5 полезной нагрузки				Полезная нагрузка распределена равномерно	
		Сетка колонн 9х6м, пролет связевой панели - 6 м									
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		1000		500		1000		500		1000	500
		Mверт.	N	Mверт.	N	Mверт.	N	Mверт.	N	N	N
2	4,2	208	165	152	142	199	192	145	153	246	204
	4,8	208	166	152	142	199	193	145	154	247	205
	6,0	208	168	152	144	200	195	146	155	249	207
3	4,2	356	256	245	218	338	318	230	240	383	299
	4,8; 6,0+4,8	356	257	245	219	338	319	230	241	384	300
	6,0; 7,2+5,0	356	270	245	221	339	323	231	245	386	303
4	4,2	505	366	337	294	477	444	315	327	519	393
	4,8; 6,0+4,8	505	368	337	295	477	446	316	329	521	395
	6,0; 7,2+6,0	505	372	337	299	478	451	315	334	524	399
5	4,2	653	456	430	370	616	571	400	415	656	488
	4,8; 6,0+4,8	653	458	430	372	616	573	401	417	658	490
	6,0; 7,2+6,0	653	474	430	377	617	579	401	423	663	496
6	4,2	801	565	522	446	755	697	485	502	793	583
	4,8; 6,0+4,8	801	569	522	449	756	700	485	505	795	585
	6,0	801	576	522	455	756	707	485	512	801	592

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л. 128

Продолжение табл. 15

Этажность	Высоты этажей Нэт или Н1 + Нэт, м	Максимальное значение Мверт. в тс м. и N в тс (см. рис. 3.3) при следующих вариантах загружения									
		На грузовой площади одной из связевых колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны - полезная нагрузка отсутствует (см. рис. 3.1)				На грузовой площади одной из связевых колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны 0,5 полезной нагрузки				Полезная нагрузка распределена равномерно	
		Сетка колонн 9 х 6, пролет связевой панели - 9 м									
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м²									
		1000		500		1000		500		1000	500
		Мверт.	N	Мверт.	N	Мверт.	N	Мверт.	N		
2	4,2	449	207	324	171	388	221	289	175	311	251
	4,8	449	208	324	171	388	221	289	176	312	252
	6,0	450	210	325	173	388	223	289	177	314	254
3	4,2	777	339	527	266	655	366	457	275	491	371
	4,8; 6,0+4,8	777	341	527	267	655	367	457	277	492	372
	6,0; 7,2+6,0	778	344	528	271	655	370	457	279	495	375
4	4,2	1106	472	731	362	923	512	625	375	670	490
	4,8; 6,0+4,8	1106	473	731	363	923	513	625	378	672	492
	6,0 7,2+6,0	1107	478	732	368	923	517	625	381	676	495
5	4,2	1434	604	934	457	1190	657	793	475	850	610
	4,8; 6,0+4,8	1434	606	934	458	1190	659	793	478	852	612
	6,0; 7,2+6,0	1435	611	935	465	1190	664	793	482	857	617
6	4,2	1763	736	1138	553	1457	803	951	576	1030	739
	4,8; 6,0+4,8	1763	738	1138	555	1457	805	951	580	1032	732
	6,0	1754	745	1139	562	1457	812	951	584	1038	738

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л. 129

Таблица 16

Этажность	Высоты этажей $H_{эт.}$ или $H_1+H_{эт.}$, м	Значение $i_{max} \times 10^3$ для							
		Тип связевых панелей							
		Треугольные связи продольного направления		Пятиугольные связи продольного направления		Треугольные связи поперечного направления		Пятиугольные связи поперечного направления	
		Сетка колонн в м							
		6×6	6×9	6×6	6×9	6×6	6×9	6×6	6×9
2	3,6	1	–	0,3	–	1	–	0,8	–
	4,2	1	1	0	0	1	1	0,2	0
	4,8	1	1	0,2	0	1	1	0,2	0,3
	6,0	1	1	0	0	1	1	0	0,1
3	3,6:4,8+3,6	0,8	–	0	–	0,4	–	0	–
	4,2	0,7	0,6	0	0	0,9	0,8	0	0
	4,8	0,6	0,7	0	0,2	0,5	0,5	0	0
	6,0+4,8	0,6	0,7	0	0,2	0,5	0,5	0	0
	6,0	0,7	1	0	0	0,9	0,9	0	0
	7,2+6,0	0,7	1	0	0	0,9	0,9	0	0
4	3,6:4,8+3,6	0,8	–	0,4	–	0,8	–	0,2	–
	4,2	0,8	0,8	0,5	0,3	0,9	0,8	0,3	0
	4,8:6,0+4,8	0,5	0,6	0,2	0,7	0,5	0,6	0	0
	6,0	0,4	1	0	0	0,3	1	0	0
	7,2+6,0	0,4	1	0	0	0,3	1	0	0
5	3,6:4,8+3,6	0,5	–	0,3	–	0,5	–	0,2	–
	4,2	0,5	0,2	0,3	0,4	0	0,8	0	0
	4,8:6,0+4,8	0,2	0	0,1	0,4	0,2	0,4	0,2	0,2
	6,0	0	1	0	0,2	0,2	0,5	0	0,7
	7,2+6,0	0	1	0	0,2	0,2	0,5	0	0,7
6	3,6:4,8+3,6	0,6	–	0,6	–	0,5	–	0,2	–
	4,2	0,7	0,3	0,7	0,3	0,6	0,3	0,2	0
	4,8:6,0+4,8	0,5	0	0,5	0,1	0,4	0,2	0	0
	6,0	0	–	0	–	0	–	0	–

Вх. 32828 л. 130

1.020-1/87.05 – 2 ПЗ

Лист 113

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

I. Пространственная работа каркаса обеспечивается совместно вертикальными устоями из стальных связей и горизонтальными дисками перекрытий. Растягивающие усилия, возникающие в перекрытиях при действии горизонтальных нагрузок, воспринимаются межколонными плитами. Отсутствие таких плит (или их замена рядовыми плитами) недопустимо. В зданиях с вертикальными стальными связями жесткий горизонтальный диск должен быть и в уровне покрытия. Соединение плит перекрытий и покрытий между собой и с изделиями каркаса должно выполняться строго по указаниям выпусков 0-I,0-2.

2. Отверстия в перекрытиях не должны превышать 20% площади перекрытий.

3. При назначении шага связевых панелей расстояние от края здания (или края температурного блока) до ближайшего вертикального устоя $\ell_к$ (см.рисунок) не должно превышать значений, приведенных в таблице I, а расстояние между соседними элементами жесткости $\ell_б$ не должно превышать значений, приведенных в таблице I более чем в 2 раза.

Если жесткости вертикальных устоев отличаются более, чем в 2 раза, длина консольного участка принимается равной расстоянию от края здания (или температурного блока) до первого более жесткого устоя, а длина балочного участка - расстоянию между двумя более жесткими устоями.

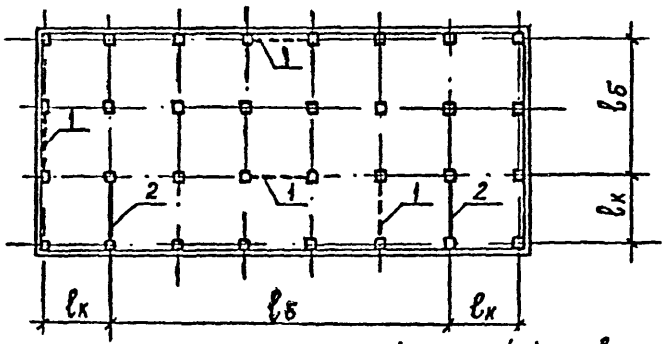
При несоблюдении вышеперечисленных условий необходимо проводить расчет дисков перекрытий в конкретном проекте.

4. Расчетные положения, изложенные ниже, а также данные таблицы I относятся к расчету в стадии эксплуатации и в стадии монтажа здания, если замоноличивание перекрытий осуществляется одновременно с монтажем каркаса (поэтажное замоноличивание).

Вх 32828 л. 131

				I.020-I/87.0-5- ЗПЗ			
Нач.отд.	Кодыш	[illegible]	25.03	Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий из ребристых плит и из многопустотных плит при поэтажном замоноличивании	Стадия	Лист	Листов
Нач.отд.	Марченко	[illegible]	25.03		Р	I	4
ГИП	Марченко	[illegible]	25.03		ЦНИИПромзданий		

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №



1 — стальные связи
2 — железобетонные диафрагмы

Рис. 1

5. Диск перекрытия можно рассматривать как многопоясную балку, в которой поясами являются межколонные плиты. Передача поперечных сил обеспечивается шпоночными соединениями плит.

При расчете дисков необходимо проверять прочность межколонных плит и их соединений с элементами каркаса, а также ригелей перекрытия и узлов опирания ригелей на консоли колонн при действии ветровой нагрузки противоположного направления.

Связевые плиты серии I.041.I-2 и I.042.I-4 рассчитаны на растягивающее усилие 10 тс, стык ригеля с колонной - на усилие 8,0 тс.

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх. 3282в л.132

Таблица 1

Высота здания, м	Длина здания в направлении, перпендикулярном осям рядов колонн, м	Максимальное расстояние l_c (см. рис. 1)							
		Сетка колонн 6×6 м							
		Ветровой район и тип местности по СНиП 2.01.07-85							
		I А; I Б; II Б				II А; III Б			III А
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кПа							
		1000	1500	2000	500	1000	1500	2000	500
3,6	12	18				18			18
	18	24		30		24			18 / 24
	24	30				30			24 / 30
	30								
	36÷60								
4,2	12	18				18			12 / 18
	18	24				24			18
	24	30				24 / 30			24
	30					30			
	36÷60								
4,8	12	18				18			12
	18	24				18 / 24			18
	24	30				24 / 30			24
	30					30			24 / 30
	36								
	42÷60								
6,0	12	18				12 / 18			12
	18	24				18			18
	24	24 / 30				24			18 / 24
	30	30				30			24
	36								
	42								
	48÷60								30

Примечание. В таблице даны значения l_c для зданий с поперечным расположением ригелей. Для зданий с продольным расположением ригелей l_c принимается по данным настоящей таблицы как для зданий с поперечным расположением ригелей при длине здания в направлении, перпендикулярном осям рядов колонн, не менее 36 м.

Инв. № подл. | Подп. и дата | Взам. инв. №

Вх. 32828 л. 133

Продолжение таблицы 1

Высота здания, м	Длина здания, м	Максимальное расстояние Вх (см. рис.1)								
		Сетка колонн 9×6 м								
		Ветровой район и тип местности по СНиП 2.01.07-85								
		I А; I Б; II Б			II А; III Б			III А		
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²								
		1000	750	500	1000	750	500	1000	750	500
3,6	18	24			18			18		
	27	30						24		
	36÷60							30		
4,2	18	18	24		18			18		
	27	30			24	30		24		
	36				30			24	30	
	42÷60							30		
4,8	18	18			18			12	18	
	27	24	30		24			24		
	36	30						24		
	42÷60							30		
6,0	18	18			18			12		
	27	24	30		24			18		
	36,42	30						24		
	48,60							30		

См. примечание на листе 3

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Вх 32828 л.134

1.020-1/87. 0-5 - ЗПЗ

Лист 4

В промышленных зданиях, строящихся в зимний период или в северных районах страны, узлы сопряжений ригелей и плит не всегда могут быть замоноличены поэтажно.

В этих случаях здания сооружаются без поэтажного замоноличивания.

I. Устойчивость здания в поперечном направлении обеспечивается совместной работой связевых панелей, состоящих из колонн и вертикальных стальных связей по колоннам и межколонными плитами по крайним и средним рядам колонн, соединенными между собой и с поперечными ригелями в соответствии с серией I.020-I/87 вып. 6 - I "Монтажные узлы каркаса" (узлы 56..69).

При отсутствии замоноличивания между плитами и ригелями, межколонные плиты по крайним и средним рядам колонн образуют систему горизонтальных балок в плоскости перекрытия, рассчитываемых на изгиб в плоскости на воздействие горизонтальных нагрузок от давления ветра с учетом местоположения перекрытия по высоте здания.

Расстояние между связевыми панелями определяется из следующих условий:

а) В промышленных зданиях, выполняемых в варианте с многопустотными плитами перекрытий, в крайней пристенной плите по крайнему ребру плиты, примыкающей к наружной стене, устанавливается дополнительный каркас с нижним стержнем, работающим на растягивающее усилие, равное 10тс; таким образом крайние межколонные плиты работают как балки с плечом внутренней пары сил $z = 0,4$ м

Вх. 32828 л. 135

				I.020-I/87.0-5- 4ПЗ			
				Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий при монтаже без поэтажного замоноличивания	Стадия	Лист	Листов
					Р	I	3
Нач.отд.	Козыш		25.03		ЦНИИПРОМЗДАНИЙ		
Ст.инж.	Зверев		25.03				
ГИП	Зверев		25.03				

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взамен инв. №

Средние межколонные плиты с усилием на одно ребро 5,0 тс работают как балки с плечом внутренней пары сил Z = I,5 м.

Из этого следует, что двухпролетные здания всегда определяют установку вертикальных связей в поперечном направлении (см.рис.I).

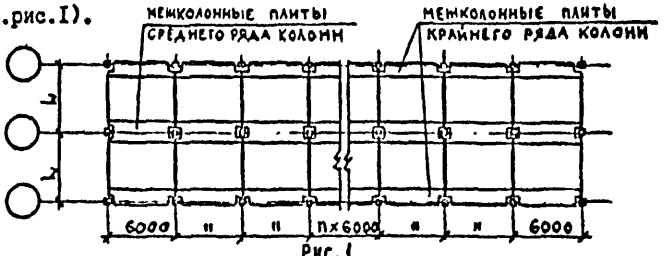


Рис. I

Несущая способность здания в стадии монтажа в поперечном направлении определяется следующим образом:

$$\Sigma M = M_{пр} = M_к ,$$ где

ΣM – несущая способность по суммарному изгибающему моменту крайних и средних межколонных плит в плоскости диска перекрытия.

$M_{пр}$ – тоже по суммарному пролетному изгибающему моменту;

$M_к$ – тоже по суммарному консольному изгибающему моменту; (см.рис.2).

Таким образом $\Sigma M = 2 M_{кр} + M_{ср}$., где $M_{кр}$ – несущая способность по моменту в плоскости диска крайней межколонной плиты; $M_{ср}$ – то же средней межколонной плиты. Следовательно несущая способность по моменту равна:

$$\Sigma M = 2\ (0,4 \times 10,0) + 1,5 \times 5,0 = 15,5 \text{ тс.м}$$

б) В промышленных зданиях, выполняемых в варианте с ребристыми плитами перекрытий, в крайней межколонной плите плечо внутренней пары сил Z = I,0 м., а растягивающее усилие на одно ребро равно 7,2 тс, следовательно несущая способность по изгибающему моменту равна:

Вх. 32828 л. 136

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

$$\Sigma M = 2\,(1{,}0 \times 7{,}2) + 1{,}5 \times 5{,}0 = 21{,}9 \text{ тс.м}$$

Из этого следует, что при монтаже здания с перекрытиями из многопустотных плит без поэтажного замоноличивания в поперечном направлении требуется установка инвентарных временных вертикальных связей если:

$$\Sigma M \geq 15{,}5 \text{ тс.м}$$

а при ребристых плитах, если $\Sigma M \geq 21{,}9$ тс.м

2. Устойчивость здания в продольном направлении всегда обеспечивается установкой инвентарных временных вертикальных связей по колоннам по всем тем продольным рядам колонн, где они не предусмотрены по проекту на период эксплуатации здания (см.рис.3)

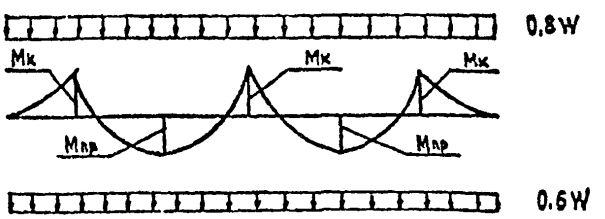


Рис.2

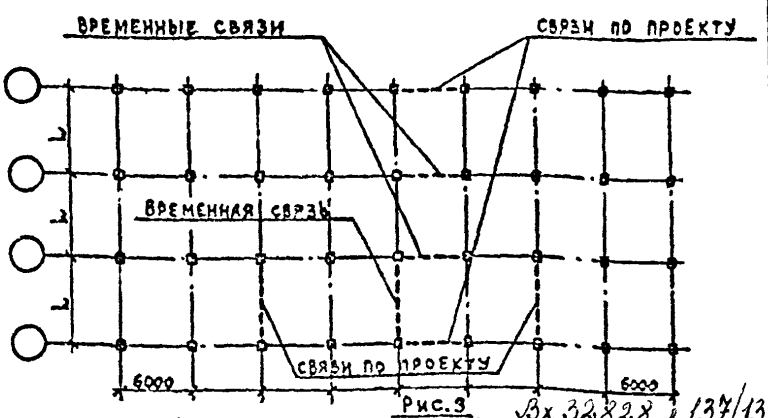


Рис.3

Вх. 32828 л. 137/13

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

gost.e-ecolog.ru