

ТИПОВЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ  
И УЗЛЫ

СЕРИЯ 1.020-1/87

КОНСТРУКЦИИ КАРКАСА МЕХВИДОВОГО 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

№ 32828.1/437

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

ВСТУК 0-5

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

РАЗРАБОТАНЫ

ЦНИИПРОМЗДАНИИ

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ  
ИНСТИТУТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

*[Signature]*

ВЛАНЧЕВ

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ  
ИНСТИТУТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

*[Signature]*

ЗКОДИН  
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ  
ИНСТИТУТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

НИИЖЕ ГОССТРОЯ СССР

ДИРЕКТОР ИНСТИТУТА  
ЗАДАВАТЕЛЬ ПРОЕКТА  
ЗАВ. СЕКТОРОМ

*[Signature]*

ВЕРХОВСКИЙ  
НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ  
ИНСТИТУТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ  
ИНСТИТУТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

*[Signature]*

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ  
ИНСТИТУТ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

УТВЕРЖДЕНЫ  
ГОССТРОЕМ СССР,  
ПРОТОКОЛ ОТ  
12 ДЕКАБРЯ 1988 г.  
№ АЧ-15,  
ВВЕДЕНЫ В  
ДЕЙСТВИЕ С  
1. ИЮЛЯ 1991 г.

Вх. 32828.12

Обозначение документа	Наименование	Стр.
I.020-I/87.0-5- ППЗ	Методика определения эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на плиты перекрытий	3
I 020-I/87.0-5- 2ПЗ	Расчет связевого каркаса многоэтажных производственных зданий со стальными связями	17
I.020-I/87.0-5- 3ПЗ	Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий из ребристых плит и из многопустотных плит при поэтажном замоноличивании	130
I.020-I/87.0-5- 4ПЗ	Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий при монтаже без поэтажного замоноличивания	134

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

Вх. 32828 л. 3

I.020-1/87.0-5

Итого	Лист	Листов
Р		1

*Содержание*

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

Имя	Фамилия	Подпись
М. Кудряв	Горюхова	<i>[Signature]</i>
Винищев	Савельева	<i>[Signature]</i>

## 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Методикой следует пользоваться при обосновании величин эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели, заменяющих фактические нагрузки (см. п.1.5 настоящей Методики) от оборудования, складываемых 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.

1.2. 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.

1.3. Эквивалентной временной нагрузкой называется равномерно распределенная нагрузка в пределах грузовой площади ригеля (см. п.1.4. настоящей Методики) и вызывающая в этом ригеле те же усилия, что и фактическая нагрузка, т.е.

$$M_{экр} = M_{факт} \quad Q_{экр} = Q_{факт}, \text{ где}$$

ИЗХ. 32828 л. 4

И. 020-1/87. 0-5-1пз

Изм. №	Подпись и дата	Исполнитель	МЕТОДИКА определения эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели перекрытий			СТАДИИ ИСП. ПРОТОВ		
			Р	1	14	ЦЕНТРОСПЕДИАН		
308 отз.	Расинский	Рыжов						
Исполнитель	Селях	Селях						
1а отз.	Анош	Селях						

Назв,  $Q_{эв}$  - момент и поперечная сила в ригеле от эквивалентной временной равномерно распределенной нагрузки;  
И факт,  $Q_{факт}$  - то же, от фактической нагрузки

1.4. Грузовая площадь ригеля-это часть площади передвига, загрузка которой в любой точке вызывает усилия в рассматриваемом ригеле. При этом сделано допущение, что опирание ригелей на колонны и глит 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).

1.5. Под фактической нагрузкой подразумевается нагрузка от технологического или иного оборудования, материалов, напольного и подвешенного 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 загрузки 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

*Вх 32828 л 5*

I.020-1/87.0-5- ИПЗ

Лист

2

Имя, Фамилия, Подпись и дата

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

1.6. В тех случаях, когда вычисленные эквивалентные нагрузки на ригель по расчету составляют менее  $200 \text{ кгс/м}^2$  следует принимать  $200 \text{ кгс/м}^2$ .

1.7. 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".

1.8. При выявлении максимальных возможных значений эквивалентных нагрузок рекомендуется перемещать оборудование с носительной сетки колонны с целью выявления максимального значения эквивалентной нагрузки. Практически перемещают диаграмму расчетной нагрузки, полагая ее в наиболее невыгодное с точки зрения нагрузок положение, не допуская однако наложения колонны на оборудование.

Имя, № прол	Подпись и дата	Взам. инв. №

Лх 32828 Л.6

1.020-1/87.0-5- IIIЗ

Итого  
3

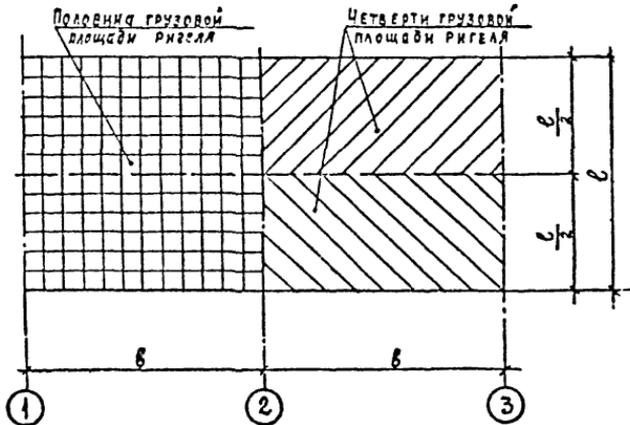


Рис. 1.1

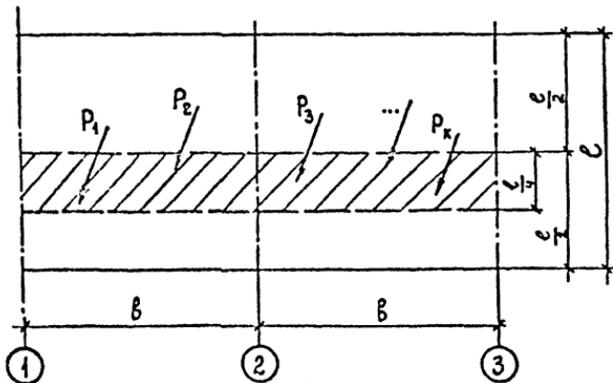


Рис. 1.2

Инв. № подл. Подпись и дата  
Замечания

Зх. 32828 л. 7

1.020-1/87.0-5-1ПЗ

Лист

4

## 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:

$$q_{изкв}^M = K_1 \cdot \frac{p_L}{b \ell} \quad (2.1)$$

где  $p_L$  - сосредоточенная нагрузка или равнодействующая нагрузки, распределенной по ограниченной площади, в кгс или тс;

$K_1$  - коэффициент приведения сосредоточенной нагрузки к равномерно распределенной, определяемый в соответствии с п.2.3. настоящей Методики;

$b$  - шаг ригелей, в м;

$\ell$  - пролет ригеля, измеренный в осях колонн, в м.

2.3. Коэффициент  $K_1$  определяется графическим способом с помощью соответствующих диаграмм изолиний (см. рис.2.1 и 2.3). Диаграммы изолиний  $K_1$  построены для масштаба 1:100 при сетке колонн 6x6 и 9x6 м.

Момент или тс

Момент и сила

Момент

№х 32828 №8

И.020-1/87.0-5- ИПЗ

Лист

5

Диаграммы изолиний  $K_I$  построены для четверти грузовой площади ригеля (см. рис. I.1). Для удобства вычислений диаграммы на рис. 2.1 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  $K_I$  приведен с интервалом 0,1, что должно без интерполяции обеспечить точность оценки нагрузок  $\pm 5\%$ .

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, значение  $K_I$  производится по большему из двух возможных значений без интерполяции.

После определения  $K_I$  по формуле (2.1) может быть определено значение эквивалентной нагрузки  $Q_{зкв}^M$  от силы  $P_i$  (см. пример расчета в I).

Полная эквивалентная нагрузка на ригель определяется путем суммирования значений нагрузок, вычисленных по формуле (2.1) для каждой из сосредоточенных сил, расположенных в пределах грузовой площади ригеля.

$$Q_{зкв}^M = \sum Q_{i зкв}^M = K_{11} \frac{P_1}{\delta \delta} + K_{12} \frac{P_2}{\delta \delta} + \dots + K_{1n} \frac{P_n}{\delta \delta}$$

Не допускается использовать графический метод определения нагрузок по чертежам, выполненным в масштабе менее 1:100.

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

Вх. 32828 л. 9

Диаграмма изолиний  $K_1$  для зданий с сеткой колонн 6x6 м. М 1:100

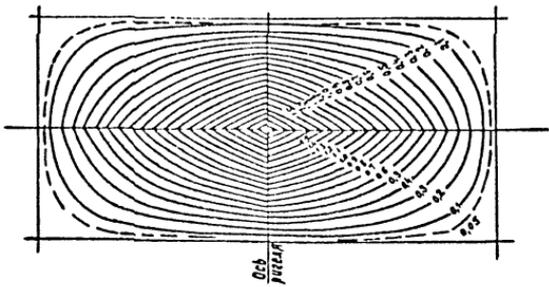


Рис. 2.1

Диаграмма изолиний  $K_2$  для зданий с сеткой колонн 6x6 м. М 1:100

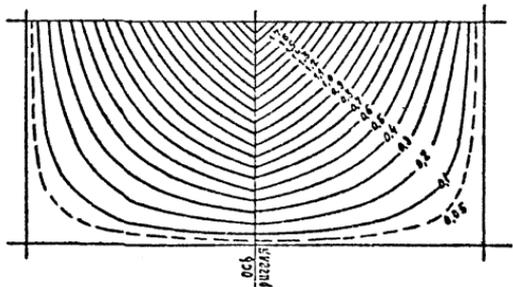


Рис. 2.2

ИЗДАНИЕ 1984 ГОДА. Издательство «Архитектура»

Вх. 32828 л. 10

1.020-1/87.0-5 - 1ПЗ

Лист 7



ленная нагрузка должна быть заменена одной или несколькими равнодействующими. При этом площадь под нагрузкой должна быть разделена между четвертями грузовой площади ригеля (см.рис.1.1), 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:

$$q_{\text{экв}}^a = K_2 \frac{P_i}{b \ell} \quad (2.2)$$

где  $P_i, b, \ell$  — те же обозначения, что и в формуле (2.1),  
 $K_2$  — 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 1:100 при сетке колонн 6х6 и 9х6 м.

Диаграммы изолиний  $K_2$  построены для половины грузовой площади ригеля (см.рис.1.1). 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  $K_2$  приведен с интервалом 0,1, что позволяет без интерполяции обеспечить точность оценки нагрузок  $\pm 5\%$ .

*Вх. 32828 л. 12*

1.020-1/87.0-5-1ПЗ

Лист  
9

При определении коэффициента  $K_2$  диаграммы изолиний накладываются на чертеж так, чтобы ось ригеля на диаграмме совпала с осью ригеля на чертеже, а точка  $O$  на диаграмме, соответствующая максимуму  $K_2$ , совпала с опорой ригеля, относительно которой определяется  $q_{экв}$ . 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, значение  $K_2$  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  $1 : 100$ .

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. 1.1) 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).

Вх 32828 л. 13

1.020-1/87.0-5-1ПЗ

Лист

10

## Пример расчета № 1

Сила  $P = 1$  тс произвольно приложена к перекрытию с сеткой колонн  $6 \times 6$  м (рис.2.5). Необходимо определить эквивалентную равномерно распределенную нагрузку на ригель по оси "2" по изгибающему моменту

По формуле (2.1)

$$q_{\text{экв}}^m = K_1 \cdot \frac{P}{b \cdot l};$$

$$P = 1 \text{ тс, } b = l = 6 \text{ м.}$$

Чертеж на рис.2.1. выполнен в масштабе 1:100.

Диаграмма изолиней  $K_1$  для сетки колонн  $6 \times 6$  м и масштаба 1:100, 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  $K_1=0,5$  и  $0,6$ . Согласно п.2.3. Методики для расчета эквивалентной нагрузки используется большее из двух значений  $K_1$ .

$$q_{\text{экв}}^m = 0,6 \times \frac{1,0}{6 \times 6} = 0,017 \text{ тс/м}^2 = 17 \text{ кгс/м}^2$$

## Пример расчета № 2

Нагрузка  $q = 1$  тс/м<sup>2</sup> расположена на площади  $5,5 \times 2,2$  м, 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.1.1). 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.

$$P_1 = 3,5 \times 1,5 \times 1,0 = 5,25 \text{ тс} = 5250 \text{ кгс}$$

$$P_2 = 2,0 \times 1,5 \times 1,0 = 3,00 \text{ тс} = 3000 \text{ кгс}$$

Всх 32828 а 14

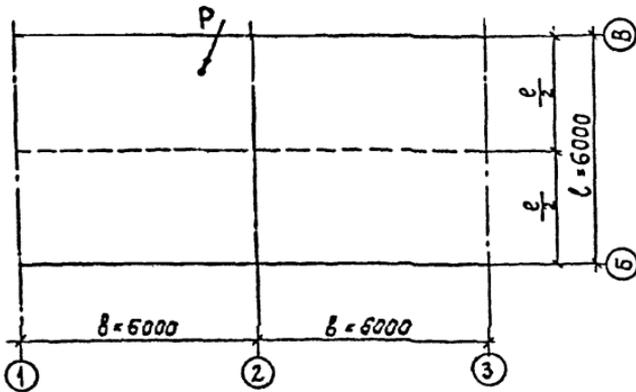


Рис. 2.5

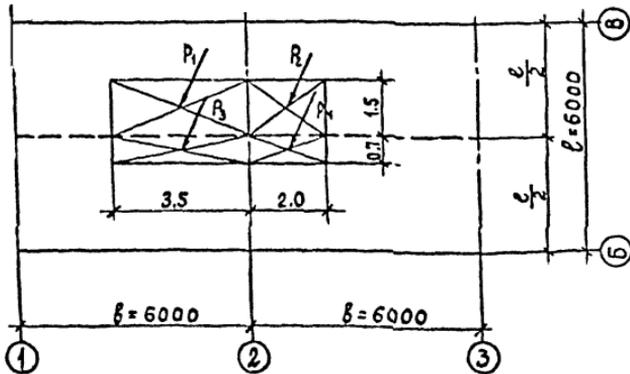


Рис. 2.6

Вх 32828 л. 15

Имя, № подл., фамилия и дата  
 Взаменитель

I.020-1/87.0-5-1ПЗ

Лист  
12

$$P_3 = 3,5 \times 0,7 \times 1,0 = 2,45 \text{ то} = 2450 \text{ кгс}$$

$$P_4 = 2,0 \times 0,7 \times 1,0 = 1,40 \text{ то} = 1400 \text{ кгс}$$

Дальнейшие расчеты проводятся идентично приведенные в примере I.

$$q_{\text{экс}}^{\text{м}} = \frac{\sum K_i \cdot P_i}{b \cdot l} = \frac{1,1 \times 5250 + 1,3 \times 3000 + 1,2 \times 2450 + 1,5 \times 1400}{6 \times 6} = \frac{14715}{36} = 409 \text{ кгс/м}^2$$

### Пример расчета № 3

Сила  $P = 1 \text{ то}$  произвольно приложена к перекрытию с сеткой колонн  $6 \times 6 \text{ м}$  (рис.2.5). Необходимо определить эквивалентную равномерно распределенную нагрузку на ригель по оси "2" по поперечной силе

По формуле (2.2)

$$q_{\text{экс}}^{\text{а}} = K_2 \frac{P}{b \cdot l}$$

$$P = 1 \text{ то}, \quad b = l = 6 \text{ м}$$

Чертеж на рис.2.2 выполнен в масштабе 1:100.

Диаграмма изолиний  $K_2$  для сетки колонн  $6 \times 6 \text{ м}$  и масштаба 1:100, 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  $K_2$ .

$$q_{\text{экс}}^{\text{а}} = 1,3 \times \frac{1,0}{6 \times 6} = 0,036 \text{ то/м}^2 = 36 \text{ кгс/м}^2$$

Вх 32828 д.16

1.020-1/87.0-5- ИПЗ

Лист  
13

## Пример расчета № 4

Нагрузка  $q = 1 \text{ то/м}^2$  расположена на площади  $5,5 \times 2,2 \text{ м}$ , как показано на рис.2.7. Требуется определить эквивалентную нагрузку по поперечной силе на ригель по оси "2".

Нагрузка располагается на двух половинках грузовой площади (см.рис.1.1). 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

$$P_1 = 3,5 \times 2,2 \times 1,0 = 7,70 \text{ то} = 7700 \text{ кгс}$$

$$P_2 = 2,0 \times 2,2 \times 1,0 = 4,40 \text{ то} = 4400 \text{ кгс}$$

Дальнейшие расчеты проводятся идентично проведенным в примере № 3.

$$q_{\text{экв}} = \frac{\sum ki \cdot Pi}{B \cdot l} = \frac{0,8 \times 7700 + 0,9 \times 4400}{6 \times 6} = \frac{10120}{36} = 281 \text{ кгс/м}^2$$

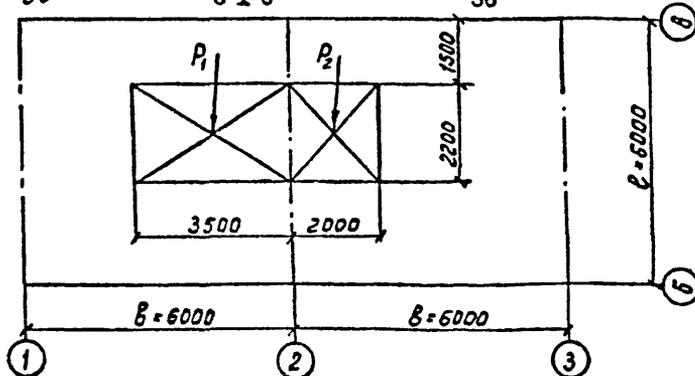


Рис. 2.7

Вх 32828 / 14

I.020-1/87.0-5-103

Лист  
14



нему ряду колонн), если это решение удовлетворяет расчету.

1.4. 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 разнокестковыми устоями приведен в разделах 4.1, 4.2, 4.3.

1.5. 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. 2.1. При этом расстояние от связевой панели до края температурного блока должно быть не более 30 м.

1.6. 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 порной диафрагмы. Применение разнокестковых вертикальных устоев одного направления должно быть обосновано требованиями организации производства.

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

Если в связевых панелях используются изделия надбюджетной разрезки 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 выполненных в конкретном проекте.

Шифр проекта  
Подпись и дата  
Листов из №

Вх. 32828 л. 19

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

2

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

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

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.

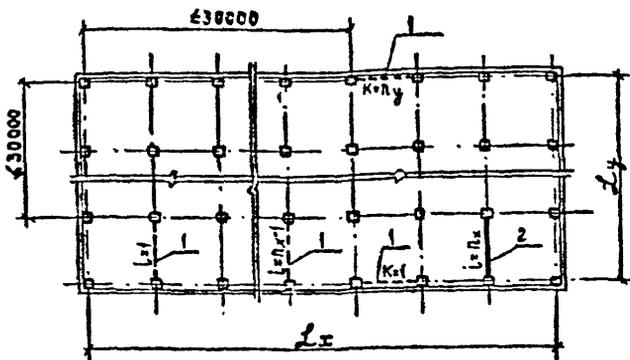
Иск. № 1002. Подписи и дата

Вх 32828 Л.20

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

3



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  $L^w$  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 дан 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 каж-

*Вх. 32828 л.21*

I.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

4

Эта связь определяется следующим образом:

$$L_i = \frac{L_x}{n_x}; \quad L_k = \frac{L_x}{n_x} \quad (3.1)$$

Значения  $L_i$ ,  $L_k$  должны быть близкими значениям максимального фронта ветровой нагрузки в табл. 6 и, как правило, не должны превышать их.

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L^w$ , приведенный в таблице 6 получен в результате расчета связанных панелей по деформированной схеме при самом неблагоприятном загрузении, которое в конкретном проекте может не быть. Поэтому, когда значения  $L_i$  или  $L_k$  несколько превышают значения  $L^w$ , следует дополнительно провести проверку несущей способности связанной панели согласно п. 3.2.1.

3.1.3. При оборе нагрузок на фундамент следует учесть совместную работу связанных панелей и рядовых колонн при расчете по деформированной схеме, вводя коэффициент  $K_{fi}$  на значения ветровых нагрузок.

$$K_{fi} = \frac{1}{1 - K_{ii} \cdot n \cdot K_{pi}} \leq K_{fi}^{max}, \quad (3.2)$$

где  $K_{ii}$  - коэф., определяемый по табл. 7;  
 $n$  - число рядовых колонн (всех колонн, кроме связанных);

$K_{pi}$  - коэф., учитывающий увеличение перемещения связанной панели вследствие поворота ее фундамента;

$K_{fi}^{max}$  - максимальное значение коэффициента  $K_{fi}$ , учтенное при определении несущей способности связанной панели при совместном действии ветровой и вертикальной нагрузки и приведенное в табл. 14.

$$K_{fi} = 1 + \frac{\delta' z_i}{C_{\phi}} \cdot \beta < 2 \quad (3.3)$$

Для двухэтажных зданий принимать  $K_{fi} = 1$

Вх. 32828 Л. 22

Л.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

5

Имя, фамилия, Подпись и дата

где  $B'_{эл}$  - эквивалентная жесткость связевой панели при действии ветровых нагрузок (см. табл. 12);  
 $C_{\phi}$  - характеристика податливости основания.

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

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. 1.

Таблица 1

Этажность, $m$	$t_{mj}$			при $j \neq$		
	1	2	3	4	5	6
2	1,500	2,000	-	-	-	-
3	2,500	4,000	4,500	-	-	-
4	3,500	6,000	7,500	8,000	-	-
5	4,500	8,000	10,500	12,000	12,500	-
6	5,500	10,000	13,500	16,000	17,500	18,000

3.1.4. 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. 3.1), то значение коэффициента  $\beta$  может быть определено по графикм на рис. 3.2.

3.1.5. При расчетной схеме основания в виде упругого линейнодеформируемого полупространства характеристика  $C_{\phi}$  вычисляется по формуле:

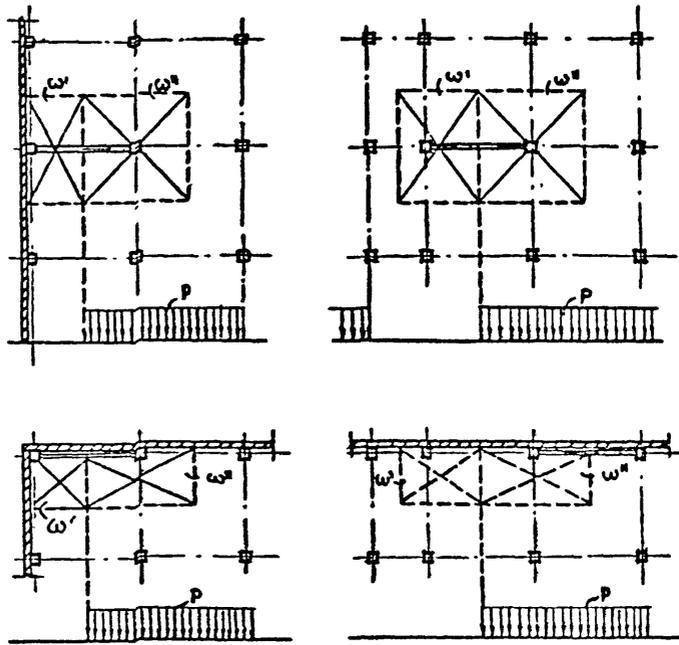
ЦИЛ № 1001  
 Подпись  
 Дата

*Вх. 32828 Л. 23*

I.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист  
6

СХЕМЫ ЗАГРУЖЕНИЯ СВЯЗОВОЙ ПАНЕЛИ ПОЛЕЗНОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКОЙ



$\omega', \omega''$  - грузовая площадь на одну колонну

Рис. 3.1

Вх. 32828 л.24

I.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист  
7

Шифр и дата  
Подпись и дата  
Взятки и др.

$$C_{\varphi} = \frac{E_{rp} \cdot l_{\varphi}^3}{8 \cdot (1 - \mu_{rp}^2) \cdot k_e}, \quad (3.5)$$

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

$l_{\varphi}$  - длина фундамента под связевой панелью (размер в плоскости изгиба связевой панели);

$k_e$  - коэффициент, определяемый по указаниям табл. 5 приложения 2 СНиП 2.02.01-83.

3.1.6. Если условие (3.2) не соблюдается ( $K_{\text{н}i} > K_{\text{н}i}^{\text{max}}$ ) следует заменить фундамент или увеличить количество связевых панелей.

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

$$L_i' = L_i \cdot K_{\text{н}i} \quad (3.6)$$

3.1.8. В зависимости от ветрового района и типа местности по табл. 3 и 5 определяются значения  $M_i^{\text{ветр.}}$  и  $Q_i$  на уровне чистого пола, и на отметке верха фундамента для фронта ветровой нагрузки  $L_i'$  приходящегося на каждую связевую панель.

3.1.9. Момент от неравномерной вертикальной нагрузки следует принимать по формуле:

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

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

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

Вх. 32828 Л 26

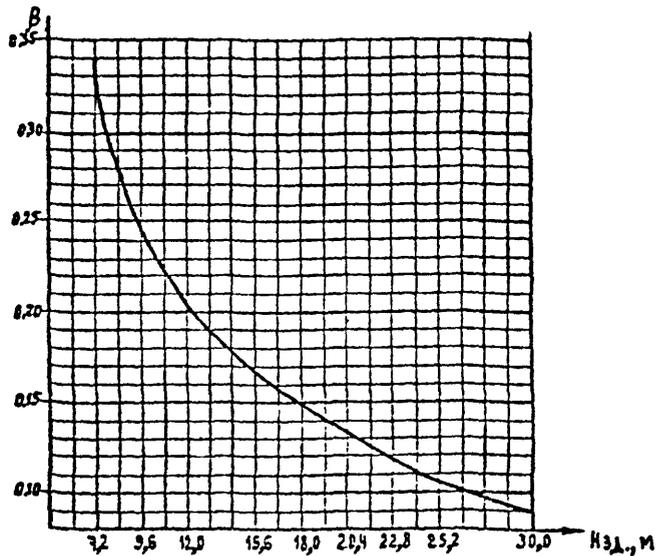


Рис. 3.2

$P_i$  - 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  $L_i$  несколько больше  $L^*$ , 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 проверке несущей способности связевой панели по одному из элементов (по несущей способности колонн на внецентренное сжатие, на

Вх. 32828 Л.26

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

3.2.2. При минимальном пригрузе от вертикальных нагрузок и при действии максимальной горизонтальной (ветровой) нагрузки в колонках 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:

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

где  $N_i^{min}$  - минимальное продольное усилие в колонне в тс;  
 $K_2$  - коэффициент, принимаемый в табл. 8;  
 $M_i^{верт.}$  - по п. 3.2.1 в тс.м

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

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 карниза), полов.

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

Рекомендуется принимать следующие веса элементов здания:

колонны -  $0,4 \times 0,9 = 0,35$  тс/пог.м;

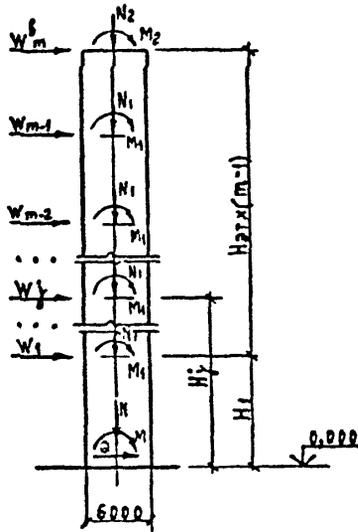
ригели высотой 450 мм для многопустотных плит перекрытий -  $0,38 \times 0,9 = 0,34$  тс/пог.м;

ригели высотой 450 мм для ребристых плит перекрытий -  $0,43 \times 0,9 = 0,39$  тс/пог.м;

ригели высотой 600 мм для многопустотных плит -  $0,67 \times 0,9 = 0,60$  тс/пог.м;

Вх. 32828 л.27

Схема приложения нагрузок к связевой пакеле



$M = M_{\text{взвртк.}} + M_{\text{встр.}}$ ;  
 $M_{\text{взвртк.}} = N_1(m-1) + N_2$  (в том числе и от собственного веса);

$$M_{\text{встр.}} = \sum_j W_j \cdot [H_1 + H_{\text{ст}}(j-1)] + W_m^{\text{в}} [H_1 + H_{\text{ст}}(m-1)];$$

$$N = N_1(m-1) + N_2 \quad (\text{в том числе и от собственного веса});$$

$$Q = \sum_j W_j + W_m^{\text{в}}$$

Рис. 3.3

Вх. 32828 Л. 28

Имя, И.О.Ф. Подпись дата

I.020-I/67.0-5-2ПЗ

Лист II

ригели высотой 600 мм для ребристых плит-  
 $0,59 \times 0,9 = 0,53 \text{ тс/пог.м}$ ;

ребристые плиты перекрытий -  
 $0,22 \text{ тс/м}^2 \times 0,9 = 0,2 \text{ тс/м}^2$ ;

многопустотные плиты перекрытий -  
 $0,3 \text{ тс/м}^2 \times 0,9 = 0,27 \text{ тс/м}^2$ ;

наружные ограждающие конструкции - по конкретному проекту;  
 полы - по конкретному проекту.

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

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

Если креп фундамента связевой панели полученный по указаниям п. 9 приложения 2 СНиП 2.02.01-85 от 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

$$\sigma_c^{\text{ветр.}} = \frac{1}{B_3'} \cdot \left\{ \sum_{j=1}^{m-1} W_j \right\} \cdot \frac{j^2 \cdot H_{Эг}^2}{6} (3H - j \cdot H_{Эг}) \quad (3.11)$$

$$\sigma_c^{\text{верт.}} = \frac{M_1}{B_3''} \cdot \sum_{j=1}^{m-1} H_j \cdot (H - 0,5H_j) \quad (3.12)$$

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

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

Вх. 32828 и 29

$W_j, W_m^6$  - значения ветровых нагрузок, приложенных к связевой панели соответственно в уровне перекрытия  $j$ -ого или верхнего этажа (см. рис. В.3), которые могут быть приняты по табл. 3 и 4;

$M_j$  - значение максимального момента от неравномерновертикальной нагрузки в уровне перекрытия (см. рис. 3.1 и 3.3);

$j$  - порядковый номер рассматриваемого этажа;

$m$  - этажность здания;

$H$  - высота здания;

$H_1$  - высота первого этажа;

$H_{2m}$  - высота второго и последующих этажей;

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

$B_3', B_{3x}''$  - 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 максимальных значениях вертикальных нагрузок в сочетании с моментом и поперечной силой, которые возникают при действии горизонтальных (ветровых) нагрузок.

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

Вх. 52828 л. 30

1.020-1/87.0-5 - 2ПЗ

Лист

13

Шк. № 1000. Подпись и дата

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

Рабочие марки колонн вязевых панелей приведены в выпуске 0-2. Указания по применению панелей для зданий с перекрытиями из железобетонных плит.

3.3.3. Размеры монолитного фундамента вязевой 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 вязевой панели при определении усилий на уровне низа фундамента принимается в виде консольной балки, нагруженной невыгодными сочетаниями нагрузок (см. рис. 3.3). При этом следует учитывать моменты, возникающие на уровне низа фундаментов от несимметричного нагружения колонн вертикальными нагрузками.

Значения расчетных усилий на уровне обреза фундамента следует принимать по указаниям п.п. 3.1.8 и 3.1.9.

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

Монолитный фундамент между вязевыми 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

$$N^c = N^{табл} \cdot \frac{Q}{Q_{табл}}, \quad (3.14)$$

где  $N^{табл}$  - принимается по табл. 10;

$Q$  - по указаниям п. 3.1.8;

$Q_{табл}$  - соответствует несущей способности вязевой панели и принимается по табл. 9.

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

$$Q_p^c = \frac{Q}{2}, \quad (3.15)$$

Лх. 32828 и. 31

1.020-1/87.0-5 - 2ПЗ

Л. 27

14

Информ. Подпись авто. Размещена

$$M_{\phi}^c = M_{\phi}^{табл.} \cdot \frac{Q}{Q_{табл.}} \quad (8.16)$$

где  $M_{\phi}^{табл.}$  — по табл. VI.

3.3.4. Фундаменты рядовых колонн каркасов подбираются по материалам выпуска 0-1 "Указания по применению изделий для зданий с перекрытиями из многослойных плит и плит типа ТТ."

СХЕМА РАСЧЕТА МОНОЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА

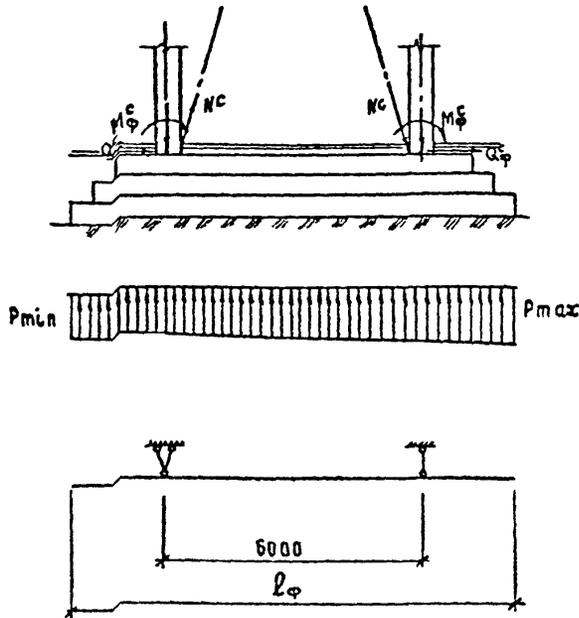


Рис. 3.4

Вх. 32828 л. 32

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

15

В колонках 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 разблочных осей) определяется по формуле:

$$M_{\Phi}^p = \frac{0,85 E J_k}{H^2} \cdot (\alpha_1 \cdot \delta_c^{ветр} + \alpha_2 \cdot \delta_c^{верт}), \quad (3.17)$$

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

$H$  - высота здания;

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

$\alpha_1, \alpha_2$  - см. табл. 2.

Таблица 2

Этажность, п.	$\alpha_1$	$\alpha_2$
2	1,000	0,750
3	1,778	1,000
4	2,250	1,125
5	2,560	1,200
6	2,778	1,250

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

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

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

Вх. 32828.п.33

Л.020-1/87.0-5-2ПЗ

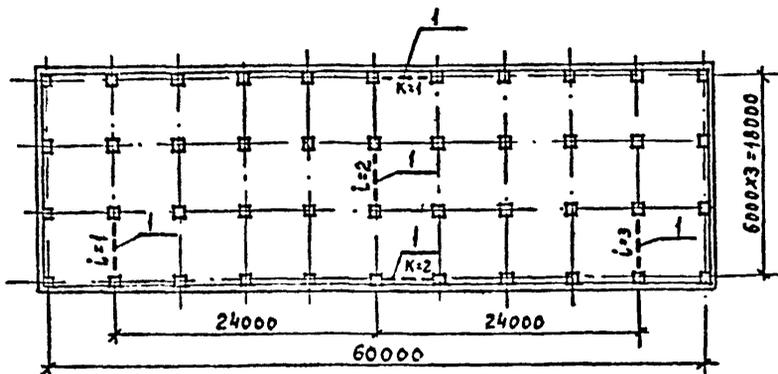
Лист

16

Срок хранения. Подпись и дата. Изменения.

### 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 панелью.



I-стальные связи

Рис. 3.5

Здание четырехэтажное, имеет сетку колонн  $6 \times 6$  м, высоты этажей 4,8 м. Временная нормативная нагрузка на перекрытие -  $1000 \text{ кг/м}^2$ . Здание расположенное во II ветровом районе. Тип местности (по СНиП 2.01.07-85) - В.

В продольном направлении используются треугольные, в поперечном - пятиугольные связи указанные в выпуске 0-2 "Указания по применению изделий для зданий с перекрытиями из ребристых плит" марок сечением 21180x12. Стены - самонесущие.

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

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

*Вх. 32828 л. 34*

I.020-I/67.0-5-213

Лист

17

$$L_i = \frac{L_x}{n_x} = \frac{60}{3} = 20 \text{ м}$$

на каждую связь продольного направления:

$$L_k = \frac{L_y}{n_y} = \frac{18}{2} = 9 \text{ м}$$

Определяет коэффициент, учитывающий поворот фундамента.

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

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

$$M_{11} = \frac{l}{2} \cdot (q_{max} \cdot \omega'' - q_{min} \cdot \omega') =$$

$$= 3(1,82 \cdot 6 \cdot 6 - 0,96 \cdot 6 \cdot 3,23) = 140,8 \text{ то.м.}$$

где  $l = 6 \text{ м}$  - пролет связей павели;

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

$\omega', \omega''$  - грузовая площадь, приходящаяся на одну связевую колонну (см. рис. 3.1),

в уровне покрытия с учетом снеговой нагрузки:

$$M_{21} = 3(0,98 \cdot 6 \cdot 6 - 0,98 \cdot 6 \cdot 3,23) = 48,9 \text{ то.м.}$$

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

$$M_{12} = 3(1,82 \cdot 6 \cdot 6 - 0,96 \cdot 6 \cdot 6) = 92,9 \text{ то.м.}$$

в уровне покрытия

$$M_{22} = 0.$$

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

$$M_{13} = 3(1,82 \cdot 3,23 \cdot 6 - 0,95 \cdot 3,23 \cdot 6) = 50,0 \text{ то.м.}$$

в уровне покрытия

$$M_{23} = 0.$$

Вх. 32828 л. 35

1.020-1/87.0-5 - 2п3

Лист

18

Коэффициент  $\beta$  для рассмотренных выше случаев определяется по формуле (3.4):

для связей  $l = I$  и  $l = 3$ :

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

Значения  $t_{mj}$  — по табл. I.

для связи  $l = 2$ :

$$\beta = \frac{4 \cdot 3 \cdot 92,9}{4,8 \cdot 92,9 \cdot (3,5+6+7,5)} = 0,147 \frac{1}{\text{м}}$$

для связей  $K = I$  и  $K = 2$ :

$$\beta = \frac{4 \cdot 3 \cdot 50}{4,8 \cdot 50(3,5 + 6 + 7,5)} = 0,147 \frac{1}{\text{м}}$$

Определяем  $C_{\phi}$ , учитывая податливость основания. По табл. 5 приложения 2 СНиП 202.01-83 для фундамента с отношением сторон 3:1 находим  $k_e = 1,07$ .

$$C_{\phi} = \frac{E_{\text{гр}} \cdot e_{\text{гр}}^3}{8(1 - \mu_{\text{гр}}^2) \cdot k_e} = \frac{4000 \cdot 12^3}{8 \cdot (1 - 0,23^2) \cdot 07} = 0,85 \cdot 10^6 \text{ тс.м}$$

Значение коэффициента  $K_{\phi i}$ , учитывающего увеличение перемещения связевой панели вследствие поворота ее фундамента составят:

для связей  $l = I$  и  $l = 3$ :

$$K_{\phi 1} = 1 + \frac{B_{31}}{C_{\phi}} \cdot \beta = 1 + \frac{0,152 \cdot 10^7 \text{ тс.м}^2}{0,85 \cdot 10^6 \text{ тс.м}} \cdot 0,141 \frac{1}{\text{м}} = 1 + 0,26 = 1,26$$

Значения  $B_{31}$  принимаем по табл. 13  
для связи  $l = 2$ .

$$K_{\phi 2} = 1 + \frac{0,152 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,147 = 1,27$$

для связей продольного направления  $K = I$  и  $K = 2$ :

*Вх. 32828 л. 36*

1.060-1/87.0-5 - 2ПЗ

Лист  
19

$$K_{\phi 3} = 1 + \frac{0,3 \Pi \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,147 = 1,54$$

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

$$K_{R1} = \frac{1}{1 - K_{II} \cdot n \cdot K_{\phi 1}} = \frac{1}{1 - 102 \cdot 10^{-3} \cdot 12 \cdot 1,26} = 1,18$$

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

$$K_{R2} = \frac{1}{1 - 102 \cdot 10^{-3} \cdot 12 \cdot 1,27} = 1,18$$

для связи продольного направления:

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

Значения условного фронта ветровой нагрузки  $L'_i$  и усилия передаваемых на фундамент связей наветлей  $i = 1$  и  $i = 3$  составят:

$$L'_1 = L_1 \cdot K_{R1} = 20 \cdot 1,18 = 23,6 \text{ м,}$$

$$M_{I \text{ Ветр}} \text{ на отк. } -0,150 = \frac{L'_1}{24} \cdot 0,67 \Pi \cdot q^{\text{табл.}} = \frac{23,6}{24} \cdot 0,67 \cdot 1407,0 = 247 \text{ тс.м,}$$

$$Q_I \text{ на отк. } -0,150 = \frac{L'_1}{24} \cdot 0,67 \Pi \cdot q^{\text{табл.}} = \frac{23,6}{24} \cdot 0,67 \cdot 34,8 = 23,0 \text{ тс.}$$

здесь 0,67I - коэффициент перехода от ветровой нагрузки для III района по скоростному напору ветра к нагрузке для IV ветрового района, принятый по табл. 3;

$\Pi$  табл. 3,  $q^{\text{табл.}}$  - значения расчетного ветрового момента и поперечной силы для III района по значению давления ветра при фронте ветровой нагрузки 24 м по табл. 5.

В случае действия максимального момента от неравномерной вертикальной нагрузки

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

Вх 32828 и 37

I.020-1/87.0-5-2ПЗ

лист

20

при этом 
$$N_1 = \sum_{j=1}^m p_j = 3(1,82 \cdot 6 \cdot 6 + 0,96 \cdot 6 \cdot 3,23) + 0,98 \cdot 6 \cdot 6 + 0,98 \cdot 6 \cdot 3,23 = 307 \text{ тс},$$

При определении крена фундамента связей поперечного направления  $i = \frac{1}{\alpha} i' = 3$  следует учесть момент от собственного веса самонесущих стен.

Усилие от веса стен собранных с площади  $H \times C$  составит:

$$P = 45 \text{ тс}$$

Момент в уровне фундамента от собственного веса стен:

$$M_{\text{Ист}} = 45 \cdot 3,35 = 150,8 \text{ тс.м}$$

В случае действия максимальной нагрузки по всей грузовой площади:

$$M_{\text{II}} = 3 \cdot 1,82 \cdot 6 \cdot (6 - 3,23) = 90,7 \text{ тс.м},$$

$$M_{\text{I верт}} = 90,7 \cdot 3 + 48,9 = 221 \text{ тс.м},$$

$$N_{\text{I max}} = 3 \cdot 1,82 \cdot 6 \cdot (6 + 3,23) + 0,98 \cdot 6 \cdot (6 + 3,23) = 357 \text{ тс}$$

Проверяем несущую способность связевых панелей на растяжения в колоннах:

$$K_2 M_{\text{I ветр}} = 0,06 \cdot 247 = 14,8 \text{ тс},$$

$$K_2 = 0,06 - \text{по табл. 8},$$

$$N_{\text{I min}} = \sum_{j=1}^m p_{\text{кж}} = 0,9(3 \cdot 0,96 \cdot 6 \cdot 3,23 + 0,98 \cdot 6 \cdot 3,23) = 67,9 \text{ тс},$$

так как  $N_{\text{I min}} > K_2 M_{\text{I ветр}}$  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.

$$i_1 = \frac{M_{\text{Ист}} - M_{\text{Ист}}}{C_{\text{ф}}} = \frac{471 - 150,8}{0,85 \cdot 10^6} = 0,33 \cdot 10^{-3},$$

значенке  $i$  больше  $i_{\text{max}}$  в табл. 16, следовательно необходимо провести проверку связевых панелей по деформациям.

Вх. 32828 л. 38

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист  
21

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

$$\delta_{I \text{ ветр}} = \frac{1}{B_3} \cdot \left\{ \sum_{j=1}^{n-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot H_{3T}^2}{6} (3H - jH_{3T}) + \frac{W_n^2 \cdot H^2}{3} \right\}$$

Так как значения  $W_j$  и  $W_n^2$  в табл. 4 даны при фронте ветровой нагрузки 24 м в ПА ветровом районе, в расчет вводим дополнительный коэффициент равный

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

Значение эквивалентной жесткости принимаем по табл. 12

$$\begin{aligned} \delta_{I \text{ ветр}} &= \frac{0,66}{0,157 \cdot 10^7} / 8,7 \cdot \frac{1,8^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 4,8) + 8,7 \cdot \frac{9,6^2}{6} (3 \cdot 19,2 - \\ &- 9,6) + 9,7 \cdot \frac{14,4^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 14,4) + 8,4 \cdot \frac{19,2^2}{3} = 0,0181 \text{ м} \end{aligned}$$

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

$$\delta_{I \text{ верт}} = \frac{M_{II}}{B_3} \cdot \sum_{j=1}^{n-1} H_j (H - 0,5 H_j)$$

Значения  $B_3$  - по табл. 13.

$$\begin{aligned} \delta_{I \text{ верт}} &= \frac{140,8}{0,8 \cdot 10^7} / 4,8 (19,2 - 2,4) + 9,6 (19,2 - 4,8) + 14,4 (19,2 - 7,2) / = \\ &= 0,0069 \text{ м.} \end{aligned}$$

Прогиб от крена фундамента:

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

Суммарный прогиб меньше допустимого:

$$\delta_{I \text{ ветр}} + \delta_{I \text{ верт}} + \delta_{I \text{ крен}} = 0,0181 + 0,0069 + 0,0073 =$$

Вх 32828 л.39

1.020-1/87.0-5-2П3

Л-см

22

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

Аналогично следует проверить несущую способность связанных панелей  $i = 2$ ,  $K = 1$  и  $K = 2$ .

Находим усилия  $N_i$ , передаваемые на закладную деталь монолитного фундамента под связевую панель  $i = 1$  ( $i = 3$ ).

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

$N_{\text{табл.}}$  - принимаем по табл. 10,  
 $Q_{\text{табл.}}$  - " " по табл. 9

Стенки стоек монолитных фундаментов связевых панелей рассчитываются на следующие усилия

$$Q_{\text{ст}}^c = \frac{Q}{2} = \frac{23,6}{2} = 11,8 \text{ то.}$$

$$M_{\text{ст}}^c = M_{\text{ст}}^{\text{табл.}} \cdot \frac{Q}{Q_{\text{табл.}}} = 16 \cdot \frac{23,6}{17,8} = 21,2 \text{ то.м.}$$

$M_{\text{ст}}^{\text{табл.}}$  - по табл. 11,  $Q_{\text{табл.}}$  - по табл. 9.

Пример 2. Рассмотрим тоже здание, что и в примере 1, но с временной нормативной нагрузкой в уровне перекрытий верхних двух этажей  $500 \text{ кгс/м}^2$ . Проверим достаточность показанных на рис. 3.6 связей поперечного направления

В продольном направлении используются треугольные, в поперечном - пятиугольные связи указанных в выпуске 0-2 мварок сечением  $21180 \times 12$   
 фронт ветровой нагрузки на каждую связевую панель поперечного направления составляет

$$L_i = \frac{60}{2} = 30 \text{ м}$$

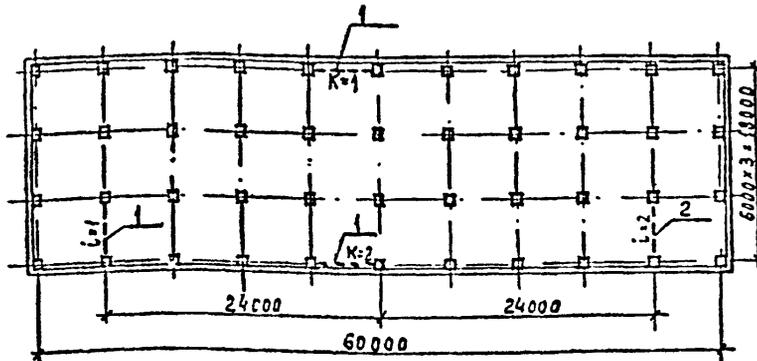
Лх 32828 л.40

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

АУСТ

23

Шифр проекта. Подпись и дата. Владелец проекта.



I - стальные связи

Рис. 3.6

Момент в уровне перекрытия 2х верхних этажей составит

$$M_{21} = 3(1,27 \cdot 6,6 - 0,96 \cdot 6,3,23) = 81,3 \text{ тс.м, тогда}$$

$$\beta = \frac{m \sum M_j}{H_{21} \sum t_{mj} M_j} = \frac{4(140,3 + 2,81,5 + 48,9)}{4,8/140,8,3,5 + 81,3(6+7,5) + 48,8,8/} = 0,148 \frac{1}{\text{м}}$$

Значение  $t_{mj}$  принимаем по табл. I.

$$K_{\phi 1} = 1 + \frac{B_{\Sigma}}{C_{\phi}} \cdot \beta = 1 + \frac{0,153 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,148 = 1,27$$

Коэффициент, учитывающий работу каркаса по деформированной схеме составит

$$K_{RI} = \frac{1}{1 - K_{II} \cdot n \cdot K_{\phi 1}} = \frac{1}{1 - 10,2 \cdot 10^{-3} \cdot 20 \cdot 1,27} = 1,35$$

 $K_{II}$  - по табл. 7

Условный фронт ветровой нагрузки равен:

$$L'_1 = K_{RI} \cdot L_1 = 1,35 \cdot 30 = 40,5 \text{ м}$$

Вх. 32828 л. 41

I.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист  
24

Усилия в уровне обреза фундамента составят:

$$N_{I \text{ ветр}} \text{ на отн } -0,150 = \frac{L_1'}{24} \cdot 0,67I \cdot 407,0 = 46I \text{ то.м.}$$

$$Q_I \text{ на отн } -0,150 = \frac{L_1'}{24} \cdot 0,67I \cdot 34,8 = 39,4 \text{ то}$$

При расчете на максимальный момент от неравномерной вертикальной нагрузки:

$$M_{I \text{ max}}^{\text{верт}} = \sum_j^m M_j = 140,8 + 81,3,2 + 48,9 = 352,9 \text{ то.м.}$$

$$\text{при этом } N_I = \sum_j^m P_j = 1,82 \cdot 6,6 + 0,96 \cdot 6,3,23 + 2(1,27 \cdot 6,6 + 0,96 \cdot 6,3,23) + 0,98 \cdot 6,6 + 0,98 \cdot 6,3,23 = 267,0 \text{ то}$$

Момент в уровне фундамента от собственного веса стен

$$M_{I \text{ ст}} = 150,9 \text{ то.м (см. пример 1)}$$

При расчете на максимальную нагрузку по всей площади:

$$M_{II} = 3 \cdot 1,27 \cdot 6(6-3,23) = 63,3 \text{ то.м.}$$

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

$$N_{I \text{ max}} = 1,82 \cdot 6(6+3,23) + 2 \cdot 1,27 \cdot 6(6+3,23) + 0,98 \cdot 6 \cdot (6+3,23) = 296 \text{ то}$$

Проверяем несущую способность связевых панелей из условия растяжения в колонне

$$K_2 M_{I \text{ ветр}} = 0,06 \cdot 46I = 27,7 \text{ то.}$$

$K_2$  - по табл. 8

$$N_I^{\text{min}} = \sum_j^m P_{ckj} = 67,3 \text{ то (см. пример 1)}$$

Растяжки нет.

Определяем прогиб верха связевой панели от ветровой нагрузки:

*Лх. 32828 д. 42*

I.020-I/87.0-5-2ПЗ

$$\delta_I^{\text{вотр}} = 0,617 \frac{40,5}{24 \cdot 0,155 \cdot 10^7} \left[ 8,7 \frac{4,8^2}{6} (3,19,2-4,8) + 8,7 \cdot \frac{2,6^2}{6} \times \right. \\ \left. \times (3,19,2-9,6) + 9,7 \frac{14,4^2}{6} (3,19,2-14,4) + 8,4 \frac{19,2^2}{6} \right] = 0,0285 \text{ м.}$$

от неравномерной вертикальной нагрузки:

$$\delta_I^{\text{вотр}} = \frac{I}{0,8 \cdot 10^7} \left[ 40,8 \cdot 4,8 (19,2-2,4) + 81,3 \left[ 9,6 (19,2-4,8) + 14,4 \times \right. \right. \\ \left. \left. \times (19,2-7,2) \right] \right] = 0,0046 \text{ м.}$$

прогиб от крена фундамента:

$$\delta_I^{\text{крен}} = H \frac{M_{\text{ветр}}^{\text{ветр}} - M_{\text{ветр}}}{C_{\text{ф}}} = 19,2 \cdot \frac{352,3 - 150,8}{0,85 \cdot 10^6} = 0,0046 \text{ м}$$

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

$$\delta_I^{\text{вотр}} + \delta_I^{\text{вотр}} + \delta_I^{\text{крен}} = 0,0285 + 0,0046 + 0,0046 = \\ = 0,0377 < \frac{H}{500} = 0,0384 \text{ м}$$

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

##### 4.1. Сбор нагрузок на связевую панель

4.1.1. Для связевого каркаса наиболее неблагоприятным является случай одновременного длительного действия от неравномерного вертикального нагружения связевых панелей постоянной, временной и снеговой нагрузками и кратковременного действия усилий от ветровой нагрузки.

Расчетные значения ветрового давления для III района

(местность типа А) собранных с фронта 24 м даны в табл. 4.

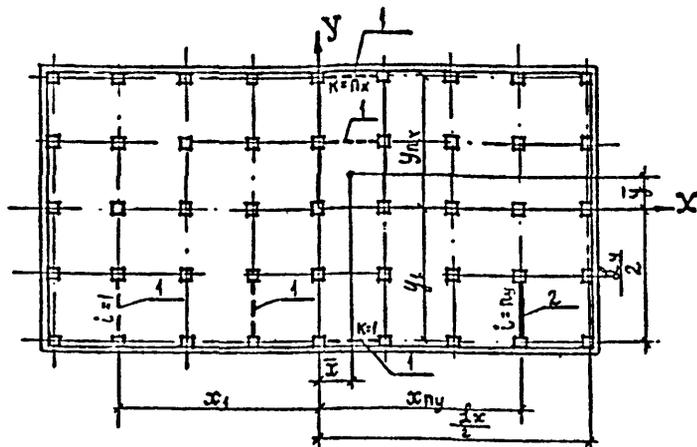
Коэффициенты перехода на ветровую нагрузку для I, II и IV районов по скоростному напору ветра даны в табл. 3.

Вх. 32828 л. 43

I.020-I/87.0-5-2ПЗ

Лист

26



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  $K_{qi}^{\text{ветр}}$

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

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

$$C_{кр} = \sum_{i=1}^{ny} \alpha_{yi} (x_i - \bar{x})^2 + \sum_{k=1}^{nx} \alpha_{xk} (y_k - \bar{y})^2 \neq 0 \quad (4.2)$$

Вх. 32828 л. 44

I.020-I/87.0-5-2ПЗ

Лист  
27

где  $C_{кр}$  - характеристика сопротивления каркаса кручению;  
 $\bar{x}, \bar{y}$  - координаты центра кручения здания (см. рис. 4.1);  
 $x_i, y_i$  - координаты центров тяжести отдельных панелей или диафрагм жесткости, сопротивляющихся действию нагрузки соответственно в направлении осей  $OY$  и  $OX$ ;

$n_y, n_x$  - количество связевых панелей и диафрагм жесткости, сопротивляющихся действию нагрузки соответственно в направлении осей  $OY$  и  $OX$ ;

$\alpha_{yi}, \alpha_{xk}$  - отношение жесткости  $i$ -той связи, сопротивляющейся действию нагрузки в направлении оси  $OY$  к жесткости  $k$ -той связи, сопротивляющейся действию нагрузки в направлении оси  $OX$ , к некоторой произвольной жесткости  $B_0$ ; в качестве  $B_0$  рекомендуется принимать значение жесткости одной из связевых панелей.

Эквивалентные жесткости связевых панелей при действии на них ветровой нагрузки  $B_{yi}$  и  $B'_{xk}$  см. табл. 12.

Входящие в формулы (4.1 + 4.3) величины  $\bar{x}$  и  $\bar{y}$  вычисляются по формулам:

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

При выводе формулы (4.1) + (4.3) положительное направление осей и направление действия внешней нагрузки принято таким, как показано на рис. 4.1.

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

Распределение изгибных 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  $B''_{xk}$  (см. табл. 13).

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

*Вх. 32828 л. 45*

Инв. № подл. Подпись и дата. Стр. № из №

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

$$M_{Qik}^{верт} = \frac{\alpha y_i}{\sum_{i=1}^{n_k} \alpha y_i} + \alpha y_i \frac{(x-x_0)(x-x_1)}{C_{кр}} \quad (4.4)$$

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

$$M_{Qik}^{верт} = \alpha y_i \frac{(\bar{y} - y_i)(x_i - \bar{x})}{C_{кр}} \quad (4.5)$$

где  $x_0, y_0$  - координаты центров тяжести связевых панелей или диафрагм жесткости, в которых неравномерная вертикальная нагрузка вызывает изгибающие моменты соответственно  $M_{x_0}^{верт.}$  или  $M_{y_0}^{верт.}$

При вводе формул 4.1 + 4.5 за положительное направление действия внешней нагрузки принято направление осей OX и OY.

4.1.4. Учет совместной работы связевых панелей и рядовых колонн при расчете по деформированной схеме осуществляется введением коэффициента  $K_R$  на значения ветровых и вертикальных нагрузок по указаниям пп. 3.1.3, 3.1.4 и 3.1.5.

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

$$L'_i = L_x \cdot K_{qi} \cdot K_{Ri} \quad (4.6)$$

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

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

Вх. 32828 л. 46

нагрузки  $Q'_i$ , приходящегося на каждый вертикальный устой, полученного по указаниям п. 4.1.5.

4.1.7. Момент от неравномерной вертикальной нагрузки следует также уточнить с учетом пространственной работы каркаса:

$$M_i^{\text{верт}} = \sum_{j=1}^m M_j \cdot K_{qi}^{\text{верт}}, \quad (4.7)$$

где  $K_{qi}^{\text{верт}}$  - определяется по указаниям п. 4.1.3.

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

где  $M_j, P_j, m$  - по указаниям п.3.1.9.

#### 4.2. Проверка несущей способности связевой панели

4.2.1. Полученные значения уюлки и  $M_i^{\text{ветр.}}$ ,  $Q_i$  и  $N_i$  не должны превышать значения соответствующие несущей способности связевой панели приведенные в табл. 9 и 15, а значение  $M_i^{\text{ветр.}} + M_i^{\text{верт}}$  не должно превышать сумму соответствующих величин в табл. 9 и 15.

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  $\frac{l}{500}$  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 (3.11) и (3.12)), жесткость которой эквивалентна жесткости связевой панели.

#### 4.3. Расчет элементов каркаса

4.3.1. Основным положением данного раздела совпадают с положениями раздела 3.3 для каркаса с симметричным расположением

*Вх. 32828 л. 47*

I.020-I/87,0-5-2пз

Лист

30

связей.

Однако значение  $Q$  в формулах (3.14), (3.15), (3.16) и (3.18) следует принимать по указаниям п.4.1.6.

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

$$M_{\Phi}^p = \frac{0,85 E J_k}{H^2} \cdot (\alpha_1 \cdot \delta_k^{верх} + \alpha_2 \cdot \delta_k^{верт.}) \quad (4.9)$$

где  $E, J_k, H, \alpha_1, \alpha_2$  - принимать по указаниям п. 3.3.4.  
 $\delta_k^{верх}$ ;  $\delta_k^{верт.}$  - 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  $21200 \times 14$  с прямоугольной решеткой смещена на 6 м, как показано на рис. 4.2.

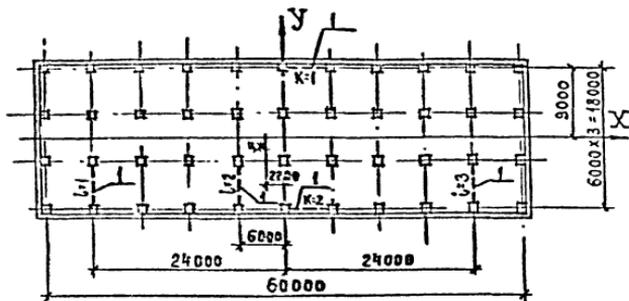
Требуется проверить достаточность показанных на рис. 4.2 связей.

Производим проверку связи  $i = 3$ . Перераспределение ветровой нагрузки выполняется по указаниям п.п. 4.1.2, 4.1.3, 4.1.4.

Эквивалентная жесткость при действии ветровой нагрузки  $B'_{zi}$  связевых панелей поперечного направления -  $0,202 \cdot 10^7$  тс.м<sup>2</sup>; связевых панелей продольного направления -  $0,311 \cdot 10^7$  тс.м<sup>2</sup>

$$\alpha_{y1} = \alpha_{y2} = \alpha_{y3} = \frac{B'_{zi}}{B'_{zk}} = \frac{0,202 \cdot 10^7}{0,311 \cdot 10^7} = 0,65;$$

Вх. 32828 - 48



I - СТАЛЬНЫЕ СЪЕМЫ

Рис. 4.2

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

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi}} = \frac{0,65 \cdot (-24 + 24)}{3 \cdot 0,65} = -24,$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{k=1}^{n_x} \alpha_{xk} \cdot y_k}{\sum_{k=1}^{n_x} \alpha_{xk}} = \frac{1 \cdot (9 - 9)}{2 \cdot 1} = 0,$$

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

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

$$\eta_{кр}^{нстп} = \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{\bar{x} (\bar{x} - I_3)}{C_{кр}} =$$

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

bx 32828/49

I.020-I/87.0-5-2113

Лист

32

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

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

Эквивалентная жесткость при действии вертикальной нагрузки определяется по табл. 13 и равна для пятиугольных связей поперечного направления  $-0,8 \cdot 10^7$  тс.м<sup>2</sup>, для треугольных связей продольного направления  $-0,65 \cdot 10^7$  тс.м<sup>2</sup>

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

$$\alpha_{y1} = \alpha_{y2} = \alpha_{y3} = \frac{B_{31}^n}{B_{3K}^n} = \frac{0,8 \cdot 10^7}{0,65 \cdot 10^7} = 1,23,$$

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

Тогда:

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

$$C_{кр} = \sum_{i=1}^{n_x} \alpha_{yi} (x_i - \bar{x})^2 + \sum_{k=1}^{n_y} \alpha_{xk} (y_k - \bar{y})^2 = 1,23 \cdot [(-24+2)^2 + (-6+2)^2 + (24+2)^2] + 2 \cdot 9^2 = 1608,5$$

$$K_{Q3}^{верт} = \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{n_x} \alpha_{yi}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{x} - x_3)(\bar{x} - x_1)}{C_{кр}} = \frac{1,23}{3 \cdot 1,23} + 1,23 \cdot \frac{(-2+24)(-2-24)}{1608,5} = 0,333 - 0,437 = -0,104,$$

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

$$K_{Q3}^{верт} = \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{n_x} \alpha_{yi}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{x} - x_3)(\bar{x} - x_1)}{C_{кр}} = 0,333 + 1,23 \cdot \frac{(-2+6)(-2-24)}{1608,5} = 0,253$$

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

Шк. № 0014. Подпись и дата. Место инв. №

Вх. 32828 и.50

$$K_{Q33}^{\text{верт}} = 0,333 + 1,23 \frac{(-2-24)(-2-24)}{1608,5} = 0,85$$

при действии момента в плоскости связи  $K=1$ :

$$\bar{y} = 0; S_{кр} = 1608,5$$

$$K_{Q34}^{\text{верт}} = \alpha_{43} \cdot \frac{(\bar{y} - y_4)(x_3 - \bar{x})}{S_{кр}} = 1,23 \frac{-2(24+2)}{1608,5} = -0,179$$

Условный фронт ветровой нагрузки равен:

$$L'_3 = L_x \cdot K_{Q3}^{\text{ветр}} \cdot K_{R3} = 60 \cdot 0,369 \cdot 1,18 = 26,1 \text{ м}$$

Определение величины  $K_{R3} = K_{R4}$  дано в примере 1 раздела 3.4.

Определяем усилия действующие на связевую панель на отметке 0,000.

Усилия от ветровой нагрузки:

$$M_3^{\text{ветр}} \text{ на отм } 0 = \frac{L'_3}{24} \cdot 0,671 \cdot \text{табл} = \frac{26,1}{24} \cdot 0,671 \cdot 401 = 293 \text{ тс.м.}$$

$$Q = 0,671 \cdot \frac{L'_3}{24} \cdot \text{табл} = 0,671 \cdot \frac{26,1}{24} \cdot 34,8 = 27,4 \text{ тс}$$

Загружение неравномерной вертикальной нагрузкой осязей  $i = 2$  и  $i = 3$  принимаем таким же, как и в примере 1 связи  $i = 1$ :

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

от собственного веса самонесущих стоек:

$$M_{3ст} = 150,8 \text{ тс.м}$$

Определяем максимальный момент от вертикальной нагрузки в связях  $K = 1$  и  $K = 2$ :

$$\sum_{j=1}^m M_{4j} = 3,50 = 150 \text{ тс.м}$$

Вх. 32828 л. 51

1.020-1/87.0-5-2пз

Лист

34

$$M_{3\max}^{\text{встр}} = \sum_{j=1}^n M_{3j} \cdot (\mathcal{H}_{Q_{32}}^{\text{встр}} + \mathcal{H}_{Q_{33}}^{\text{встр}}) + 2 \sum_{j=1}^m M_{4j} \cdot \mathcal{H}_{Q_{34}}^{\text{встр}}$$

$$= 474(0,253+0,88) + 150 \cdot 2,0,179 = 587,3 \text{ т} \cdot \text{м}$$

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

Полученные значения усилий  $M_3^{\text{встр}}$ ,  $Q$  и  $N$  не превышают значений в табл. 9 и 15, а  $M_3^{\text{встр}} + M_3^{\text{встр}} <$  сумми значений по табл. 9 и 15.

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

$$K_2 M_3^{\text{встр}} = 0,06 \cdot 293 = 17,6 \text{ т} < N_3^{\text{min}} = 67,3 \text{ т}$$

Здесь  $N_3^{\text{min}}$  - см. пример I;  
 $K_2$  - по табл. 8.

Определяем перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки:

$$\delta_3^{\text{встр}} = \frac{1}{B_3^2} \left\{ \sum_{j=1}^{n-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot H_{3T}^2}{6} (3H - j \cdot H_{3T}) + \frac{W_m^2 \cdot H^3}{3} \right\}$$

где  $W_j, W_m^2$  - см. табл. 3 и 4;  
 $B_3$  - см. табл. 12

$$\delta_3^{\text{встр}} = 0,671 \frac{26,1}{24,0 \cdot 202 \cdot 10^7} \cdot \left[ 8,7 \cdot \frac{4,8^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 4,8) + 8,7 \cdot \frac{2,6^2}{6} \times \right. \\ \left. \times (3 \cdot 19,2 - 9,6) + 9,7 \frac{14,4^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 14,4) + 8,4 \frac{19,2^3}{3} \right] = 0,0153 \text{ м}$$

От неравномерной вертикальной нагрузки:

$$\delta_3^{\text{встр}} = \frac{M_{31}}{B_3^2} \cdot \sum_{j=1}^{n-1} H_j (H - 0,5 H_j)$$

где  $B_3^2$  - см. табл. 13.

$M_{31}$  - момент, возникающий в связи  $i = 3$  в уровне перекрытия от неравномерной вертикальной нагрузки.

Вх. 32828 л. 52

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист  
35

$$\delta_z^{\text{верт.}} = \frac{140,8}{0,8 \cdot 10^7} / 4,8(19,2-2,4) + 9,6(19,2-4,8) + 14,4(19,2-7,2) = 0,0069 \text{ м,}$$

от крена фундамента:

$$\delta_3^{\text{КРЕН}} = H \cdot \frac{M_{3\text{max}}^{\text{верт}} - M_{3\text{ст}}}{C_{\text{кр}}} = 19,2 \frac{587,5 - 150,5}{0,85 \cdot 10^6} = 0,0099 \text{ м}$$

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

$$\delta_1^{\text{ВЕТР}} + \delta^{\text{верт}} + \delta_1^{\text{КРЕН}} = 0,0153 + 0,0069 + 0,0099 = 0,0321 \text{ м} < \frac{H}{500} = 0,0384 \text{ м}$$

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 кг/м<sup>2</sup>. Расположено здание во II районе по скоростному напору ветра. Тип местности (по СНиП 2.01.07-85) - В.

В продольном и поперечном направлениях используются связи указанных в выпуске 0-2 марок. В продольном направлении - треугольные, в поперечном - пятиугольные сечением 2х200х44.

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

Грунт - песок средней плотности, Егр. = 4000 тс/м<sup>2</sup>,

$$M_{\text{гр}} = 0,29.$$

Проводим проверку связи  $i = 1$ .

Перераспределение ветровой нагрузки выполняется по указаниям п. 4.1.2.

Вх 32828 Л.53

1.020-1/87.0-5-213

Лист  
36

Имя, фамилия, должность, дата, инициалы

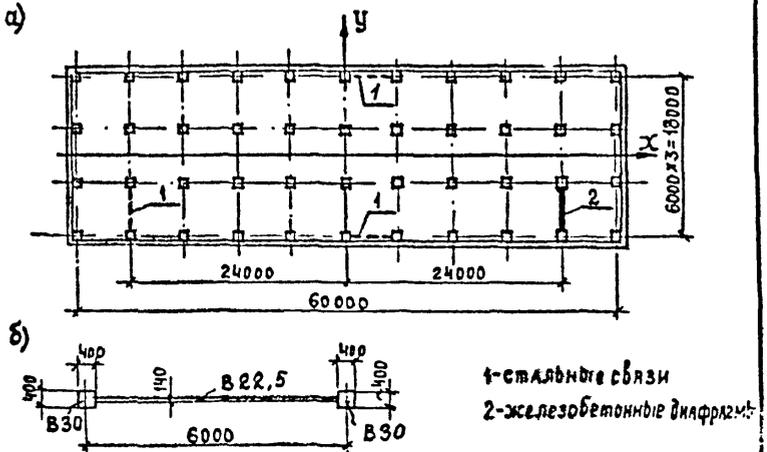


Рис. 4.3

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

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

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

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

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

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

$$\mu_{Q1}^{ветр} = \frac{0,153}{1,153} + 0,153 \cdot \frac{17,6(17,6+24)}{344} = 0,459$$

Вх. 32828 л. 54

I.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

37

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

Эквивалентная жесткость связей панели при действии вертикальной нагрузки для связевой панели поперечного направления  $0,80 \cdot 10^7$  тс.м<sup>2</sup>, для связевых панелей продольного направления -  $0,62 \cdot 10^7$  тс.м<sup>2</sup>.

$$\alpha_{y1} = \frac{0,8}{1,32} = 0,606; \quad \alpha_{y2} = 1; \quad \alpha_{x1} = \alpha_{x2} = \frac{0,62}{1,32} = 0,492;$$

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

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

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

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

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связи K=2:

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

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связи K=1:

$$H_{Q14}^{\text{верт.}} = 0,172$$

Сределяем коэффициент, учитывающий поворот фундамента.

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

По графику принимаем:

$$\beta = 0,14 \frac{1}{\text{м}}$$

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

Тогда:

Вх. 32828 Л. 05

I.020-1/87.0-5-203

Авст

38

$$C_{\Phi} = \frac{4000 \cdot 12^3}{8 \cdot (1 - 0,23^2) \cdot 1,07} = 0,85 \cdot 10^6 \text{ тс.м}$$

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

Коэффициент, учитывающий совместную работу связевых панелей и рядовых колонн:

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

Условный фронт ветровой нагрузки:

$$L'_1 = 60 \cdot 0,459 \cdot 1,38 = 38,0 \text{ м}$$

Усилия от ветровой нагрузки:

$$M_{\text{ветр}} \text{ на отв.0} = 0,671 \cdot 401 \cdot \frac{38,0}{24} = 426 \text{ тс.м}$$

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

$O_0$  - коэф. перехода от ветровой нагрузки для ША района по скоростному порыву ветра к нагрузке для ПБ района.

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

$$\text{при } N_{\text{мах}} = 357 \text{ тс, м верт. на отв.0} = 321 - 1508 \text{ тс.м} \cdot 0,948 = 161 \text{ тс.м}$$

$$\text{при } N = 307 \text{ тс, м верт. на отв.0} = 474 \cdot 0,959 = 452 \text{ тс.м}$$

$$\text{при } N_{\text{мин}} = 67,3 \text{ тс}$$

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

$$M_{\text{верт}} \text{ на отв.0} = 150 \cdot 2 \cdot 0,172 = 51,6 \text{ тс.м}$$

$$\text{Момент передаваемый на фундамент от собственного веса стоек} \\ M_{\text{ст}} = 150,5 \text{ тс}$$

Лх. 32828 л. 56

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

39

Несущая способность по первому предельному состоянию обеспечена.

Определим перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки:

$$\delta_{1 \text{ ветр}} = \frac{1}{B^3} \left\{ \sum_{j=1}^{n-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot h^2}{6} (3H - j \cdot h) + \frac{W_n^0 \cdot H}{3} \right\} =$$

$$= 0,671 \frac{1}{0,802 \cdot 10^7} \cdot \frac{38,0}{24} \left\{ 8,7 \frac{1,6^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 4,8) + 8,7 \frac{9,6^2}{6} \times \right.$$

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

От действия вертикальной нагрузки:

$$\delta_{1 \text{ верт}} = \frac{M_1}{B^3} \cdot \sum_{j=1}^{n-1} H_j \cdot (H - 0,5H_j)$$

Здесь  $M_1$  — момент от вертикальной нагрузки в каждом этаже.

$$\delta_{1 \text{ верт}} = \frac{440,8}{0,8 \cdot 10^7} \cdot [4,8(19,2 - 2,4) + 9,6(19,2 - 4,8) + 14,4(19,2 - 7,2)] = 0,0069 \text{ м};$$

$$\delta_{1 \text{ креп}} = 19,2 \cdot \frac{(452,516 - 150,5)}{0,85 \cdot 10^6} = 0,008 \text{ м}.$$

Суммарный прогиб связевой панели равен:

$$\delta_1 = 0,022 + 0,0069 + 0,008 = 0,0369 \text{ м} < \frac{1}{500} H = 0,0384 \text{ м}$$

Горизонтальное смещение диафрагмы жесткости определяется аналогично и равно:

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

Тогда прогиб крайней колонны в уровне покрытия определяется следующим образом:

$$\delta_K = 0,0156 + (0,0369 - 0,0156) \frac{54 \text{ м}}{48 \text{ м}} = 0,0415 \text{ м} = \frac{1}{466} H$$

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.

ИВБ-М. Устойчивость и деформации



Таблица 4

Высоты этажей			Значение расчетных ветровых нагрузок для 10% района (по фактору ветровости местности $L = 24 м$ ) $z_0$									
H	H'	H <sub>з</sub>	W <sub>1</sub>	W <sub>2</sub>	W <sub>3</sub>	W <sub>4</sub>	W <sub>5</sub>	W <sub>6</sub>	W <sub>7</sub>	W <sub>8</sub>	W <sub>9</sub>	W <sub>10</sub>
			W <sub>1</sub>	W <sub>2</sub>	W <sub>3</sub>	W <sub>4</sub>	W <sub>5</sub>	W <sub>6</sub>	W <sub>7</sub>	W <sub>8</sub>	W <sub>9</sub>	W <sub>10</sub>

Поперечные связи при ригеле высотой  $h_{\text{риг.}} = 450 \text{ мм}$

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	5.6	6.6	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	10.3	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  $h_{\text{риг.}} = 600 \text{ мм}$

4.2	3.6	4.2	7.5	6.4	7.5	6.6	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	-	-

ИПР-МЗСА, Ленинградская обл., Ленинский район

Бх 32828Л 59

1.820-1/87.0-5-2 ПЗ

42

Приложение таблицы 4

Высоты стержней			Значения расчетных ветровых нагрузок для ЦР района (при фронте ветровой нагрузки $L_{вн} = 10$ м)										
первого		второго											
$H_1$	$H_1'$	$H_2$	$W_1$	$W_2^a$	$W_2$	$W_3^a$	$W_3$	$W_4^a$	$W_4$	$W_5^a$	$W_5$	$W_6^a$	$W_6$
Преодоление свеса при высоте $h_{св} = 150$ и $800$ мм													
3,6	3,2	3,6	8,1	5,4	6,4	5,5	6,0	5,9	12	6,5	7,7	6,8	
4,8	4,0	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	6,9	8,0	6,9	8,8	7,5	8,5	7,8	
4,8	4,4	4,8	8,6	6,5	8,7	7,1	8,5	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	12,7	6,5	11,5	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	10,8	
7,2	6,8	6,0	11,9	-	11,6	8,1	13,1	9,9	14,1	10,4	-	-	

Вх. 32828 а. 60

1.020-1/87.0-5 - 273

Лист  
43

Таблица 5

Высота этажа Н <sub>эт</sub> или Н <sub>к+кл.</sub> м	Отметка по счету +0,00 м/в	Эквивалентные расчетные ветровые нагрузки М (тс.м) и поперечные сил Q (тс) для шп. района I (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 <sub>риг</sub> = 450 мм											
3,6	0,000		58		122		218		332		517
	-0,500	11,9	64	18,4	131	23,5	231	33,2	358	41,8	538
4,8+3,6	0,000	-	-		152		259		407		582
	-0,150	-	-	19,7	154	19,1	263	29,9	407	29,1	588
4,2	0,000		77		167		303		487		724
	-0,500	13,6	84	24,4	177	30,1	318	39,4	507	49,3	749
4,8	0,000		89		224		348		477		658
	-0,150	13,2	111	24,8	224	34,8	401	45,9	651	51,5	858
6,0+4,8	0,000	-	-		260		407		658		977
	-0,150	-	-	2,6	254	35,5	454	47,7	725	52,4	1058
6,0	0,000		152		251		359		459		652
	-0,150	18,6	154	31,1	351	44,8	454	59,3	658	74,5	979
7,2+6,0	0,000	-	-		404		724		1058		1591
	-0,150	-	-	32,8	409	46,6	761	81,3	1181	-	-
Поперечные связи при ригеле высотой h <sub>риг</sub> = 600 мм											
4,2	0,000		78		21,8		168		31,5		315
	-0,650	13,9	87	21,8	162	31,5	324	39,9	491	49,7	727
4,8	0,000		110		25		222		41,5		654
	-0,300	15,6	115	25	229	35,3	415	46,3	654	58	974
6,0+4,8	0,000	-	-		262		407		658		977
	-0,300	-	-	26,4	270	37,0	474	48,1	727	52,9	1054
6,0	0,000		154		31,5		354		45,3		657
	-0,300	20,0	160	31,5	363	45,3	474	59,6	1053	75,2	1595
7,2+6,0	0,000	-	-		487		723		1081		1578
	-0,650	-	-	33,2	497	47,1	763	61,8	1177	-	-

Дж. 32,828 и 61

1.020-1/87. 0-5 - 213



Таблица 6

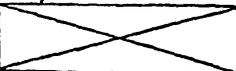
Максимальный пролет ветровой нагрузки  $h, m$  в  $M$ ,  
востригивающий обрыв связевой панели при симметрич-  
ном расположении в плане здания связевых панелей  
единоковой жесткости

2-х этажные здания

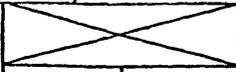
I ветровой район

Высота Крен		Сетка колонн, м									
		8x8				9x9					
этажи фунда- ментов		пролет связевой панели, м									
крат. или целые		6									
или целые		Длина здания, в направлении действия ветровой нагрузки, м									
или целые		36	60	36	60						
или целые		временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>									
или целые		1020	1500	2000	1020	1500	2000	300	1020	300	1020

Треугольные связи продолженного направления

36	l, max	30	30		
4,2; 4,8; 6,0					

Пятиугольные связи продолженного направления

36	l, max	30	30				
4,2						30	30
4,8							
6,0						27	24

 - здесь и далее  
отсутствие  
значений.

1.020-1/87.0-5-273

1/87  
46

1.020-1/87.0-5-273

Продолжение табл. 6  
 Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L$  в м,  
 максимальный боковой свдвиг  $l$  по длине при симмет-  
 ричном расположении в плане свдвигов панелей  
 одинаковой жесткости

в 1-этажном здании

в ветровой район

сетка колонн, м

Высота этажа м	Крыша плоская	8x8		8x8					
		Пролет свдвиговой панели, м							
Высота этажа м	Крыша плоская	Длина здания в направлении свдвигов ветровой нагрузки, м							
		35	60	35	60				
Высота этажа м	Крыша плоская	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>							
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,5	L=0	30	30	X	
4,2					
4,8	L=0	30	30	30	
5,0					
5,0	L=0	30	27		

Пятиугольные связи продольного направления

3,8	L=0	30	30	X	
4,2	L=0				
4,8	L=0	30	30	30	30
4,8	L=0				
5,0	L=0	24	21	24	21

1.020-1/87. 0-5-213

47

Вх. 32828 Л.64

Продолжение таблицы  
 Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_{\text{вн}}$  в м,  
 соответствующий обдуву обшивкой панелей для симметричного  
 расположения в плане здания связей типа панелей  
 одинаковой жесткости

2-х этажные здания  
 III ветровой район

Высота этажа	Фронт рублика мента	Сетевые колонны, м									
		6x6					9x6				
Н.эт или Н.ч.эт	L, м или L <sub>св</sub> , м	Пролет обшивки панелей, м									
		b									
М	L, м	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36	60	36	60						
Временная нормативная нагрузка на покрытие $q_{\text{вн}}$ , кг/м <sup>2</sup>											
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6	i=0										
	i <sub>max</sub>	30									
4,2; 4,8; 6,0	i=0	30					30				
	i <sub>max</sub>	30	27	24	30	27					

Пятиугольные связи продольного направления

3,6	i=0										
	i <sub>max</sub>	30									
4,8	i=0	30					30				
	i <sub>max</sub>	27	24	21	27	24					
6,0	i=0	27					27				
	i <sub>max</sub>	24	20	18	24	20					

См. также Приложение 2, таблица 1

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L$  и  $B$ М,  
 соответствующий длине обшивки панелей при симметричном  
 расположении в плане здания обшивки панелей  
 относительно центра здания

24 Этажные здания

Гостраблэ райк

Высота этажа	Крыш	Сетка колонн М								
		6x6		9x6						
Нзх	Или КНзх	Пролет обшивки панели								
		6		9						
Или КНзх	или или	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки М								
		12	60	18	54	18	54			
М	или	Векторная нормативная нагрузка по периметру, кг/м <sup>2</sup>								
		120	150	220	150	220	150	220	150	220

Треугольные связи поперечного направления

3,6

или

4,2

4,8

30

6,0

или

или

30

27

24

30

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6

или

или

4,2

4,8

30

6,0

или

30

30

24

30

30

27

21

30

Вх. 32828 Л.66

1.020-1/87.0-5-273

или

49

Итого: 1.020-1/87.0-5-273

Продолжение табл. 6  
 Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L = 8M$ ,  
 воспринимаемый рамой связей поперек при симметричном  
 расположении в плане здания связей поперек  
 одинаковой жесткости

2-х этажные здания

II ветровой район

Высота этажа	Крен фунда	Сетка колонн, м										
		6x6					9x6					
Кат. или Никат. М	Менла 1 max см. подоб	Пролет связи поперек, м										
		6					9					
Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м												
		12	60	18	54	18	54					
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>												
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6	i max	30							
		30							
4,2; 4,9	i=0	30		27		30			
		30		24					
6,0	1 max	30		24		30			
		30		21					

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6	i=0	24									
		21									
4,2; 4,8	1 max	30				30					
		24									
6,0		24		21		20		21		21	
		24		21		20		21		21	

Вх. 32828.167

1.020-1/87. 0-5-273

Продолжение табл. 6  
 Максимальный шаг сетки ветровой нагрузки  $L_{\text{в.в.}}$ , воспринимаемый одной связью панели при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

23 этажные здания

II ветровой район

Высота этажа Н.э. или Н.н.т. М	Класс функции класс катег. см. Табл. 5	Сетка колонн, м							
		6x6				9x9			
		Пролет связевой панели, м							
		6				9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		12	30	18	54	18	54		
Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м <sup>2</sup>									
1000	1000	2000	500	500	500	500	500	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							
	$i=0$							30	24
4,2; 4,8	$i=0$	30		30					
	$i_{max}$	27			30	27	30		
6,0	$i=0$	21		18	15	21	18	Вх 32828, 68	
	$i_{max}$			21	18				

ТАБЛ. 67. СЕТКА ПОПЕРЕЧНОГО НАПРАВЛЕНИЯ

1.020-1/07. 0-5-273

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L$  в м, благоприятный сдвиг связей по углам при симметричном расположении в плане зонной связевой панели одинаковой жесткости

3-х этажные здания

I ветровой район

Ветерная зона	Край фундамента	Сетка колонн, м							
		8x8				9x6			
Наз или №, №, №, №	Мембрана или сток	Пролет связевой панели, м							
		6							
№, №, №, №	СН табл. 15	Длина зоны в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		38	49	35	60				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м <sup>2</sup>							
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8x6	L=0 L=1	30				30			
		27				27			
4,2; 4,8; 6,0x6	L=1 L=2	30				30			
		27				27			
6,0; 7,2x6	L=0 L=1	30	21	27	20	30	21	27	
		24	20	21	24	16	24	21	

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8x6	L=0 L=1	30				24			
		27				27			
4,2; 4,8; 6,0x6	L=1 L=2	30				24			
		30	24	20	30	24	21	24	
6,0; 7,2x6	L=0 L=1	24	21	21	16	24	21	24	
		24	20	21	24	16	24	21	

1.020-1/87.0-5-273

Лист 52

Дж. 32828. Л. 69

Таблица 15. Расчеты и таблица 15. Ветровая нагрузка

*Примечание таблицы*

Максимальный фронт ветровой нагрузки в м, в зависимости от длины обшивочной панели при симметричном расположении в панели длины обшивочной панели относительно жесткости

**3-х этажные здания  
в ветровой район**

<i>Сетка колонн</i>	<i>М</i>	<i>Сетка колонн, м</i>							
		<i>6x6</i>				<i>9x6</i>			
<i>Сетка обшивки</i>	<i>М</i>	<i>Пролет обшивочной панели, м</i>							
		<i>6</i>							
<i>Мат. обшивки</i>	<i>М</i>	<i>Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м</i>							
		<i>55</i>		<i>60</i>		<i>35</i>		<i>60</i>	
<i>Мат. обшивки</i>	<i>М</i>	<i>Временная нормативная нагрузка на кровлю, кг/м<sup>2</sup></i>							
		<i>1000</i>	<i>1500</i>	<i>2100</i>	<i>1000</i>	<i>1500</i>	<i>2000</i>	<i>500</i>	<i>1000</i>

*Треугольные связи продольного направления*

<i>3.5:</i>	<i>48x45</i>	<i>i=0</i>	<i>30</i>				<i>27</i>		<i>30</i>	
							<i>24</i>			
<i>4.2:</i>		<i>i=0</i>	<i>30</i>				<i>27</i>		<i>30</i>	
							<i>24</i>			
<i>4.8:</i>	<i>60x45</i>	<i>i=1</i>	<i>30</i>		<i>30</i>		<i>30</i>		<i>27</i>	
			<i>27</i>		<i>24</i>					
<i>6.0:</i>	<i>22x20</i>	<i>i=2</i>	<i>24</i>	<i>18</i>	<i>21</i>	<i>15</i>	<i>24</i>		<i>21</i>	
			<i>21</i>	<i>15</i>	<i>18</i>	<i>15</i>	<i>21</i>		<i>18</i>	

*Пятиугольные связи продольного направления*

<i>3.5:</i>	<i>48x45</i>		<i>30</i>				<i>30</i>		<i>27</i>		<i>24</i>			
							<i>27</i>		<i>24</i>					
<i>4.2:</i>			<i>30</i>				<i>27</i>		<i>24</i>		<i>30</i>		<i>27</i>	
							<i>27</i>		<i>24</i>		<i>30</i>		<i>27</i>	
<i>4.8:</i>	<i>60x45</i>	<i>i=0</i>	<i>27</i>	<i>24</i>	<i>21</i>	<i>24</i>	<i>21</i>	<i>15</i>	<i>27</i>		<i>24</i>			
			<i>20</i>		<i>18</i>		<i>15</i>		<i>15</i>		<i>20</i>		<i>18</i>	

1.020-1/87, 0-5-273

Продолжение табл 6  
 Максимальный пролет ветровой нагрузки  $L_w$  в м,  
 распределенный по ширине связей панелей для симметрич-  
 ных распалубки в плане здания связей панелей  
 одинаковой высоты

3-5 этажные здания  
 III ветровой район

Высота этажа м или этаж м	Крем рунды мента с м панель	Сетка колонн, м									
		8x8		9x9							
		Пролет связей панелей, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		30	60	30	60						
		Средняя нормативная нагрузка на горизонтальную									
		100	150	200	100	150	200	500	1000	500	1000

Технология связи продольного направления

3,6:	l=0	30	30			24	X
4,2:3,6	l=max		27			24	
4,2:	l=0	30	30			24	30
	l=max		27				27
7,8:	l=0	30	27	30	27	30	30
6,0:4,8	l=max		24	24	24		24
6,0:	l=0	20	15,0	18	13,2	20	18
7,8:6,0	l=max	18	14,0	15	12,0	18	15

Технология связи поперечного направления

3,6:	l=0	30	24	27	24	20	X
4,2:3,6				21			
4,2:	l=max	27	24	21			27
4,8:				24	21	18	
6,0:4,8							
6,0:	l=0	15	15	15	13,2	18	15
7,8:6,0				15			

1.020-1/87.0-5-213

Лх. 32828.2.91

Проблема тозв

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_w$  в м, расположенный в плане здания симметрично относительно его оси симметрии

3-й этажное здание

3-й этажное здание

Сетка колонн, м

Высота этажа	Площадь этажа	6 x 6		9 x 6			
		Пролет между колоннами, м					
Нах. этаж или этаж с.м.	или этаж с.м.	6		9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
Число этажей	или этаж с.м.	12	50	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на кровлю, кг/м <sup>2</sup>					
М	или этаж с.м.	120	150	150	150	150	150
		120	150	150	150	150	150

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8; 6,0	L=0	30	30	27	30	30	
4,8; 6,0	L=0						30
4,2	L=0	30	30	20	30	30	
6,0	L=0						30
6,0; 7,2; 9,0	L=0	21	18	15	21	18	
7,2; 9,0	L=0	21	20	16	14	21	16

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8; 6,0	L=0	30	30	27	20	30	24	30
4,2								
4,8; 6,0; 7,2	L=0	27	24	21	18	16	24	20
6,0								
6,0; 7,2; 9,0	L=0	21	18	16	15	21	16	30
9,0								

1.020-1/87.0-5-213

150

55

Бж.32828 л.42

Продолжение таблицы  
 Наклонный фронт двоякой кривизны с в.м.,  
 двусторонней осью скрепов поперек при симметричном  
 расположении в плане скрепов скреповые панели  
 обшивки из древесины

3 х этажные здания  
 II ветровой район

Высоты	Крыш	Сетка колонн, м			
		8x8		8x8	
Этажи	Сквозь	Габарит скреповой панели, м			
		6		9	
Нат. высота или	L, м	Диаметр стержня в продольном сечении скреповой панели, м			
		12	18	54	54
Нат. высота, м	H, м	Вращающая кривизна скреповой панели поперечного сечения			
		120	150	180	225

Треугольные скрепы поперечного сечения

Сечение - 2x180x11

30;	l=0	30	30	27	30	30	27	24
48x30	L, м		27	24				
42;	l=8	30	30	24	30	30	27	21
60x48	L, м		24	15	30	27		
48;	l=20	30	30	27	30	30	27	24
60x48	L, м		27	24				

Сечение - 2x180x12

42;	L, м	15	15	14	15	15	13,2	12	13,2	30
60x48										
60;	l=0	15	15	14	15	15	13,2	12	13,2	30
72x60	L, м		14	12	16	14				

Сечение 2x225x14

42;	L, м	15	15	13,2	15	15	13,2	12	13,2	30
60x48										
60;	l=0	15	15	13,2	15	15	13,2	12	13,2	30
72x60	L, м		14	12	16	14				

1.020-1/87.0-5-273

33x32828 л.93

1.020-1/87.0-5-273

56

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $q_{\text{в.м.}}$ ,  
распределенный по одной стороне панели при симметричном  
распределении в плане здания соединяемых панелей  
одинаковой жесткости

3-е этажные здания

II ветровой район

Ветер колонн, м

Высота Кран

5,6

9,6

Площадь фрон. ст.

Пролет соединяемой панели, м

6

9

Класс ветроустойчивости

Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м

Lmax

12

60

18

30

18

54

Класс ветроустойчивости

Временная нормативная нагрузка на покрытие  $q_{\text{н.в.}}$ 

Lmax

Габариты панели поперечного направления

сечение - 2L 160 x 11

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

30

20

18

27

21

27

21

27

21

24

20

18

27

21

21

20

16

15

20

16

сечение - 2L 117 x 12

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

сечение - 2L 220 x 14

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

сечение - 2L 220 x 14

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

сечение - 2L 220 x 14

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

сечение - 2L 220 x 14

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

4,8

1.020-1/87.0-5-213

57

Вх. 32828 л. 74



Продолжение табл. 6

Максимальный шаг стальной проволоки  $L_{\text{max}}$  в зависимости от вида стальной проволоки при симметричном распределении в плане зонной стальной панели одинаковой жесткости

3<sup>я</sup> этажная зона

III стальной район

сетка колонн, м

Высота этажа	Цена фунд.	6x6		9x6									
		Пролет стальной панели, м											
Нам. или H-1110 м	Lmax м	6		9									
		Длина зонной в направлении действия ветровой нагрузки, м											
м	табл. 15	12	80	18	54	18	54						
		Временная проматывается нагрузка на перекрытие $q_{\text{вн}}$											
		100	150	200	100	150	200	100	150	200	100	150	200

Вспомогательные связи поперечного направления

Сечение - 2L 160 x 8

3,6; 4,5-4,5	Lmax	30		30	X		X	
4,2		27	21	15				
4,8; 5,7-4,8		18	16	15	13,2	12	15	14

Сечение - 2L 160 x 12

4,2	Lmax	X						21	18
4,8; 5,7-4,8		13,2	12	10,8	10	13,2	10,8	X	
5,4		X						X	

Сечение - 2L 200 x 14

4,2	Lmax	X						21	18
4,8; 5,7-4,8		X						X	
5,4		14	13,2	12	10,8	14	12	14	12

1.023-1/87. 0-5-213

Лж. 32828 Л. 76

Продольные связи											
Нормальная сила в бетоне $N$ и момент $M$ в стержневых панелях при симметричном расположении стержней в плане здания срезовой панели одинаковой жесткости											
4-х этажные здания											
Гветаровский район											
Длина колонн, м											
Высота этажа	Креп. стержней	6x6				9x6					
		Пролет срезовой панели, м									
Нз. или Н+Нз.	механ. стерж.	b									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
N	см. панели	36		60		35		60			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>									
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольное направление											
3,6:	L=0			27	30	27					
4,8:3,6	Lmax			21	30	27	15				
4,2	L=0	30		24	30	24	27				
	Lmax			21	24		18	18			
4,8:	L=0			12			10,5	27			
6,0:4,8	Lmax	24	27	10,8	20	21	9,6			22,5	
6,0:	L=0	18				16	7,5	18		16	
	Lmax	16		8		15	7	16		15	
Пятиугольные связи продольное направление											
3,6:	L=0			30		21					
4,8:3,6	Lmax	30		27		27					
4,2	L=0	27		24	24		20				
	Lmax	24	21	21	18		22,5		18		
4,8:	L=0			18	14		18		15		
6,0:4,8	Lmax	21		16	13,2		18		15		
6,0:	L=0							15		13,5	
	Lmax	16		15		10,8		15		13,5	
1.020-1/87. 0-5-213											
										60	

Продолжение табл. 6  
 Максимальную длину борозды для ширины 5 м,  
 расположенную в плане, следует определять суммированием  
 расстояжений в плане между соседними бороздами  
 с учетом их извилистости

4.8. Изменяемые борозды

II вариант плана

Сеть борозд м

Сеть	Класс	615		915							
		Промежуточные борозды м									
Площадь	гектара	6									
		Длина борозд в направлении борозды м									
Ширина	м	35	60	35	60						
		Средняя нормативная ширина по территории м/г									
Норматив	м/г	1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000

Требуемые борозды при нормальном потреблении

3,5; 4,8+3,6	i=0			21	30	18	<del>                    </del>	
	lmax	30		20	27	24		
4,2	i=0			21	27	18	27	
	lmax	27		18	15			
4,8; 6,0+4,8	i=0	24	10,8	21		9	22,5	18
	lmax	21	10	15	8			
6,0; 7,2+5,0	i=0	14	15	6,7	13,2	14	6	13,2
	lmax	14	6	12	-	14		12

Получаемые борозды при нормальном потреблении

3,5; 4,8+3,6	i=0	30		24		18	<del>                    </del>	
	lmax	27						
4,2	i=0	21		21	20	15	18	15
	lmax	21		20	18			
4,8; 6,0+4,8	i=0	18	15	15	16	13,2	15	13,5
	lmax	16		15	15	12		
6,0; 7,2+5,0	i=0	13,2		10,8		10,5	9,5	12
	lmax							

1.020-1/87. 0-5-213

Вх. 32828 и 78

Лист

51

Продолжение табл. 6											
Максимальный фронт ветровой нагрузки $L_w$ в м, соответствующий одной стороне панели при симметричном расположении в плане здания с обеих сторон панели одинаковой высоты											
4-й этажные здания											
III ветровой район											
Высота этажа	Крыш фундамент	Сетка колонн, м									
		8x8			9x6			9x6			
Нам. или Н+Н <sub>1</sub> М	наличие л.м.х. ск. т.б.с.б.	Пролет с обеих сторон м									
		6									
Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки м											
Временная нагрузка $q$ кг/м <sup>2</sup> на перемычку											
1200 1500 2000 1200 1500 2000 500 1000 500 1000											
Треугольные связи поперечного направления											
3,6;	$i=0$	30		20		30		27		16	
4,2-3,6	$i_{max}$									14	
4,2	$i=0$	27		16		24				15	
	$i_{max}$	24								13,2	
4,8;	$i=0$	20		9,0		18				18	
	$i_{max}$	15	13	8,6	15	7,7			18	15	
6,0;	$i=0$	12				10,8				12	
	$i_{max}$	10,8				10,5				10,8	
7,2-6,0	$i_{max}$									10,8	
Пятиугольные связи поперечного направления											
3,6;	$i=0$	24		20		24				16	
4,2-3,6	$i_{max}$					20				15	
4,2	$i=0$	18		15						15	
	$i_{max}$	18								13,5	
4,8;	$i=0$	15		13,2		12				12	
	$i_{max}$	14		13,2		12		10,8		11,2	
6,0;	$i=0$	12		9,6		10		8,6		11,2	
	$i_{max}$	10,8		9,6		10		8,6		9	
1.020-1187.0-5-213											
Вх. 32828 л. 49											
62											

Продолжение табл. 6  
 Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_{\text{вн}}$ ,  
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметрич-  
 ном расположении в плане здания связевые панели  
 одинаковой жесткости

4-е этажные здания

I ветровой район

Сетка колонн, м

Высота этажа	Крен рунду менты	8x8		9x9										
		пролет связевой панели, м												
Кл. или № ст.	Lmax м.	6		9										
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м												
№ ст. м	м.	12	60	18	54	18	54							
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>												
		100	150	200	100	150	200	500	100	500	100	500	100	500

Треугольные связи поперечного

сечения 2, 1, 2, 1, 2

3,6;	i=0			30	27	21		
4,8; 3,6	i max			27	20	15		
4,2	i=0	30		30	27	21	30	30
	Lmax			21	20	15		
4,8;	i=0	30	15	30	24	12	30	27
	Lmax			27	21	10,8		
6,0; 4,8	i=0	20	9,6	15	7,5	20	15	15
	Lmax			9	15			

сечением - 2L 200x14

3,6;	i=0			30	27	21		
4,8; 3,6	i max			27	20	15		
4,2	i=0	30		30	27	21	30	30
	Lmax			21	20	15		
4,8;	i=0	30	21	30	24	15	30	27
	Lmax			27	21	10,2		
6,0;	i=0	20	15	15	10,8	20	15	24
	Lmax			15	10,8			

1.020-1/87.0-5 - 213

1:57

63

Вх. 32828 л. 80

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L \leq 8H$ ,  
 вертикальный размер связей панели при симметрич.  
 размещении в плане. Длина связей панелей  
 одинаковой жесткости

4-е стандартные значения  
 и ветровой район

Высота панели	Креп. соедин. панелей	Сетка колонн, м					
		6x6			9x6		
Креп. узлы	Соед. панелей	Пролет связей панели, м					
		6			9		
Креп. узлы	Соед. панелей	Длина связей в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	18	18	24	18	24
H	Креп. узлы	Верхняя нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>					
		1000	1500	2000	1000	1500	2000

Требуемые связи панелей при проблемах

Сечение - 2L 100 x 12

3.6:	L=0	30	27	27	21	18				
4.8:3.6	Lmax			24	18	15				
4.2:	L=0	27	27	27	21	15	30	27		
6.0:4.8	Lmax			24	18	15			18	
6.0:4.8	L=0	27	27	21	21	14	27	21		
7.2:5.0	Lmax			20	24	18	12	27	18	
6.0:	L=0	16	16	13.2	6		15	13.2		
7.2:5.0	Lmax			7.5	12	-			12	

Сечение - 2L 200 x 14

3.6:	L=0	30	30	27	30	24	15				
4.8:3.6	Lmax			24	18	14					
4.2:	L=0	27	27	21	27	21	15	30	27	30	
6.0:4.8	Lmax			20	18	14	27				21
6.0:4.8	L=0	27	27	19	24	21	12	27	21	30	
7.2:5.0	Lmax			16	24	18	12	24	18	27	
6.0:	L=0	16	16	12	13.2	9		15	13.2	24	
7.2:5.0	Lmax			10.8	12	8.5	12				24

1.020-1/87. 0-5-203

Бх. 32828 Л.81

1/87  
65

Высота панели  
 Креп. узлы  
 Соед. панелей  
 Креп. узлы  
 Соед. панелей  
 H

Продолжение таблицы  
 Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L$  в м,  
 воспринимаемый обрывом связей для панелей при симметрич-  
 ном расположении в плане здания связей для панелей  
 одинаковой жесткости

4-х этажные здания

в ветровой район

Высота здания	Креп. фунда- ментов	Сетка колонн, м									
		6x6			9x9						
Ква. или и.т.д.	Этаж	Пролет связей для панелей, м									
		6			9						
№ к-та	Сх. этажа	Длина здания в направлении обрыва ветровой нагрузки, м									
		12	60	18	54	18	54				
		Взвешивая нормативные нагрузки по ветровой сн. 142									
		100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000

Таблица дана для связи колоннок одинаковой

сечением - 2L 120 x 12

3,5; 4,8+3,8	L <sub>max</sub>	18	12						
4,2								15	12
4,8; 5,0+4,8		13,2	10					13,2	10
5,0; 7,2+5,0		10,8	10					9,0	7,7

Сечение - 2L 200 x 14

3,5; 4,8+3,5	L=0	50	30	21	15						
4,2										L <sub>max</sub>	20
	L=0	21	20	15	21						15
4,8; 5,0+4,8		L <sub>max</sub>	27	24	20					20	15
5,0; 7,2+5,0	15		15	12,0	15	10,8	15	13,2			

1.020-1/87 0-5-273

Л.С.С.

56

Вх. 32828 л. 82

Примерные табл 6  
 Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_w$  в м,  
 соответствующий одной ступенчатой панели при симметрич-  
 ном распределении в плане здания с обеих сторон панели  
 одинаковой жесткости

43 этажные здания

III ветровой район

Высота этажа	Кровля бундла настил	Сетка колонн, м										
		8x8		9x6								
Кл. или класс	Итак или табл.:	Пролет ступенчатой панели, м										
		8		9								
М		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м										
		12	60	18	64	18	54					
		Брекетинная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>										
		1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000	5500	6000

Таблицы даны для поперечного направления

сечение - 2L 180x12

3,6; 40/1,5	$i=0$	27	24	21	24	18	18				
	$i_{max}$	24	21	20	18	13,2					
4,2	$i=0$	27	24	21	24	18	18	27	24		
	$i_{max}$	24	21	20	18	13,2	24	18			
4,8; 48/4,8	$i=0$	27	20	14	20	15	12,5	21	20		
	$i_{max}$	20	13,2	16	15	9,6	20	18			
6,0; 72/6,0	$i=0$				10,8	-	-	10,8			
	$i_{max}$	12	6,0		10,5	-	-	12		10,5	

сечение - 2L 200x14

3,6; 48/1,5	$i=0$		27	24	21	18					
	$i_{max}$	20			21	15	12				
4,2	$i=0$		24	21	24	18	10,8	27	24	20	24
	$i_{max}$	27		20	18	10	24		18	27	21
4,8; 48/4,8	$i=0$	24	21	15	21	18	13,8	21	18	20	24
	$i_{max}$	21	14	13	15	10	20	18	18	27	21
6,0; 72/6,0	$i=0$				10,8			10,8			
	$i_{max}$	12	9,6		10	7,7	12		10	18	16

1.020-1/87.0-5-273

Лист

87

Вх. 32828 л. 83

Проектирование поэтажных планов  
 1. Проектирование поэтажных планов помещений в здании, расположенном в центре города, при симметричном расположении в плане здания разрывов панелей балконов и лоджий

4-й этаж здания

III ветровой район

Виты	Крыш	Сетка колонн М				
		6х6		9х6		
Полы	Фундаменты	Проект сборной плиты М				
		6		9		
Кам.	Столб	Класс здания, в соответствии с требованиями СНиП				
		12	60	18	54	18
Н	Ск.	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>				
		100	150	200	250	300

Плитуемые балки поперечного направления  
 Сечение - 2L 100x12

3,6; 4,6-3,6	Lmax	15		10,8		15		10,8	
4,2		10,8		8,4		10,8		8,4	
4,8; 6,0-4,8		9		8		7,7		6	
6,0; 7,2-6,0		9		8		7,7		6	

Сечение - 2L 200x14

3,6; 4,6-3,6	i=0	27		18		14		12	
4,2	i=0	30	27	24	21	18	15	12	10,8
4,8; 6,0-4,8	i=0	27	24	21	18	15	12	10,8	9,6
6,0; 7,2-6,0	i=0	24	21	18	15	12	10,8	9,6	8,4
	i=0	21	18	15	12	10,8	9,6	8,4	7,2
	i=0	18	15	12	10,8	9,6	8,4	7,2	6,0
	i=0	15	12	10,8	9,6	8,4	7,2	6,0	4,8
	i=0	12	10,8	9,6	8,4	7,2	6,0	4,8	3,6

1.020-1/87.0-5-203

1/87

68

Лх. 32828 л.84

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_{\text{вн}}$ ,  
 Вспринимаясь одной связевой панелью  
 как расположенный в плане здания связевой панелью  
 одинаковой жесткости

4-х этажные здания  
 I ветровой район

Высота этажа	Крыш	Сетка колонн, м					
		8x8			9x8		
Нит	рубли метр	Пролет связевой панели, м					
		8			9		
Нит	м.к.д.б.н.б.	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	18	24	30	36	42
Н	м.к.д.б.н.б.	Средняя нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>					
		1000	1500	2000	2500	3000	3500

Пятиугольные связи поперечного направления  
 (сечение - 2 L 180 x 12)

3,6; 4,8+3,6	$i=1$	30	24	24	15	[Diagram of a cross-section with a diagonal line]			
4,2	$i=0$		21		17				
			24		15				
4,8; 6,0+4,8	$i_{\text{max}}$		15		10,8				
6,0; 7,2+6,0		14	12	10,8	8,6	14	10,8		

(сечение - 2 L 200 x 14)

3,6; 4,8+3,6	$i_{\text{max}}$	30	30	24	20	[Diagram of a cross-section with a diagonal line]			
4,2	$i=0$		27	21	18				
			21	16	21				
4,8; 6,0+4,8	$i_{\text{max}}$		21	16	21				
6,0; 7,2+6,0		13	21	20	14	12	20	16	21

1.020-1/87 0-5-2 ПЗ

Бх. 32828 Л. 85

Таблица 1. Расчетная нагрузка

продолжение табл. 6										
Максимальный расход вращающей мощности $L_{\text{вв}}$ в зависимости от длины связей при симметричном расположении в плане здания 10-этажных панелей сжиговой системы										
5-й этажные здания										
Здания район										
Витки колонн, м										
Высота этажа	Кол-во витков	8x8				9x6				
		Продолжение связей панели, м								
Кол-во или шаг ст. крепления	Кол-во ст.	Длина здания в направлении действия ветровых нагрузок, м								
		36	60	36	60					
М	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кгс/м <sup>2</sup>									
	1020	1520	2020	1520	1020	200	1000	500	1000	
Трёхэтажные связи продольного направления										
3,6; 4,8; 3,6	$L=1$	30	18	30	24	15	X			
	$L_{\text{max}}$	30	24	18	24	20				
4,2	$L=0$	27	21	20	21	18	15	22,5	18	
	$L_{\text{max}}$	24	20	18	20	15	15			
4,8; 6,0; 4,8	$L=0$	21	20	-	18	16	-	19	15	
	$L_{\text{max}}$	20		16	-					
6,0; 7,5; 6,0	$L_{\text{max}}$	12	-	10,8	-	-	-	12	10,8	
Пятиэтажные связи продольного направления										
3,6; 4,8; 3,6	$L=0$	21	20	18	20	18	15	X		
	$L_{\text{max}}$									
4,2	$L=0$	20	18	16	16	12	13,2	18	15	
	$L_{\text{max}}$									
4,8; 6,0; 4,8	$L=0$	16	10,8	10	14	10,5	10	8,57	13,5	12
	$L_{\text{max}}$									
6,0; 7,5; 6,0	$L_{\text{max}}$	12	12,2	-	10,5	10,8	-	12	10,5	
1.020-1/87.0-5-213										
Лит. № 32828.86										

Продолжение табл. 6										
Нормативный объем работ в единицах L <sub>н.в.м.</sub> , выполняемых в составе работ по монтажу и установке стальных конструкций в плане здания с железобетонной стеновой перегородкой										
в м <sup>2</sup> стальной стальной										
в стеновой стене										
Высота	Кран	Сетка раб. м, м								
		6x6				9x9				
Фасад	Фундамент	Площадь стальной панели, м								
		6								
Нст. или М.к.ст.	Монтаж ст. ст.	Классификация работ по монтажу стальной конструкции, м								
		35	40	35	60					
М	модуль	Базисная нормативная стоимость на рабочую силу, м <sup>2</sup>								
		1000	1510	2110	1510	1510	2250	510	1010	510
Треугольные связи по обшивке перегородки										
3,6:	i=0	30	24	16	24	21	13,2			
4,0:3,6	i <sub>max</sub>	24	21	15	24	18	12			
4,2	i=0	21	15	14	15	15	10,8	18	15	
	i <sub>max</sub>			13,2						
4,8:	i=0	15	-	15	15	-	15	13,5		
5,6:4,8	i <sub>max</sub>								14	
6,0:	i=0	10	-	9	-	10	9			
7,2:6,0	i <sub>max</sub>									
Пятиугольные связи по обшивке перегородки										
3,6:	i=0	18	18	15	15	15	13,2			
4,0:3,6	i <sub>max</sub>		16	15						12
4,2	i=0	15	13,2	14	15	10,8	15	12		
	i <sub>max</sub>									
4,8:	i=0	13,2	9	8,6	10,8	8,6	7,5	11,2	10,8	
5,6:4,8	i <sub>max</sub>									9
6,0:	i=0	10	-	8,6	-	10	8,6			
7,2:6,0	i <sub>max</sub>									

1.020-1/87. 0-5-213

Л.с. 32828 Л. 8.7

1/10  
10

Продолжение табл. 6  
 Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_{\text{в.в.н.}}$ ,  
 воспринимаемый одной створкой панелей при симметрич.  
 разм. расположенных в плане звония створках панелей  
 одинаковой жесткости

5-й этажные здания  
 III ветровой район

Высота этажей к/эт. или к/эт.	Крыш плоск. или скл.	Сетка колонн, м								
		6x6				9x6				
		Пролет створкой панели, м								
		6								
		Длина звония, в направлении действия ветровой нагрузки, м								
		35		60		35		60		
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кг/м <sup>2</sup>								
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	750	1000

Прямоугольные связи продольного направления

3,6:	$l=0$	24	21	14	21	18	10,8			
4,6+3,6	$l_{\text{max}}$	21	20	13,2	18	15				
4,2	$l=0$	18	10,8		16	10		15		
	$l_{\text{max}}$	16			15					
4,8:	$l=0$	15	14	-	13,2	12	-	13,2	12	
		5,0+4,8	13,2	-	12					
6,0:	$l_{\text{max}}$	8,4	-	7,7	-	8,4	7,7			
		7,2+6,0	-	-	-	-	-	-	-	

Пятиугольные связи продольного направления

3,6:	$l=0$	18	15		14	13,2	10,8			
4,6+3,6	$l_{\text{max}}$	15			13,2	12				
4,2	$l=0$	14	10,8		12	10	12	10,8		
		13,2								
4,8:	$l_{\text{max}}$	10,8	7,7	7	10	7	6	9	7,7	
		6,0+4,8	-	-	-	-	-	-	-	
6,0:	$l_{\text{max}}$	8,5	-	7,7	-	8,5	7,7			
		7,2+6,0	-	-	-	-	-	-	-	

Высота этажей, м

1.020-1/87. 0-5-2173

Вх. 32828 А. 88



Продольная табл. в  
 нормативной форме (методика) Л и В.Н.  
 для определения длины обшивки панелей  
 или фальшпанелей в плане, а также  
 длины обшивки панелей  
 в продольном направлении

Для стандартной обшивки  
 стандартной обшивки

Вид	Стор.	Сторона колонн, м										
		б x в			в x б							
Панель	Стор.	Протяг обшивки панели, м										
Норм.	Норм.	б			в							
или	Стор.	Длина обшивки в направлении действия ветровой нагрузки, м										
Норм.	Стор.	12	60	18	54	18	54					
Н	Стор.	Коэффициент нормативной нагрузки на перекрытия, м <sup>2</sup>										
		120	150	225	150	150	500	1000	500	1000	500	1000

Поперечная обшивка поперечного направления

Сечение - 2 L 100 x 12

3,6; 4,8-3,6	L=0	30		21	20	15							
4,2		27	21	20	21	18	12	27	21				
4,8; 6,0-4,8		L <sub>max</sub>	24	18		20	10		24	20			
6,0; 7,2-6,0			10,8		9,6			7,0		10,8	9		

Сечение - 2 L 200 x 14

3,6; 4,8-3,6	L=0	30		24	21	15						
4,2		L <sub>max</sub>	30	24	20	24	20	12	24	20	24	18
4,8; 6,0-4,8	L=0		27	18	12	24	12	8,4	16	13,2	14	11,2
6,0; 7,2-6,0		L <sub>max</sub>	12		9,6	8,4	12	9,6	10,5	10	9,6	8,6

1.020-1/87.0-5-2.13

1/17  
13

Лх.32828-а 90

Продолжение табл. 6  
 Максимальная длина ветвей нагрузки  $L_{\text{м}} \text{ в м}$   
 Всприимая часть отбрасываемых при суммировании  
 рачком расположении в плане ветвей без учета  
 панелей соединительных элементов

5 м и менее здания

4 ветровый район

Аэродинамический коэффициент	Крем	Сетка вальки М	
		8x6	9x6
Контр	Контр	Пролет безветров панелей, м	
		6	9
Или	Или	Длина здания в направлении действия ветровых нагрузок	
		12	18
Минус	Минус	12	18
		12	18
Н	Н	Временная нормативная нагрузка по нормативу кг/м <sup>2</sup>	
		1000 1500 2000 1000 1500 2000 500 1000 500 1000 500 1000	1000 1500 2000 1000 1500 2000 500 1000 500 1000 500 1000

Треугольные связи поперечного направления

Сечение - 2L 120x12

36; 48x36	i=0	30	27	20	24	21	12,2				
				18	15	10					
42; 60x48	i=0	24	18	15	21	15	12,8	24	20		
			18	15	12	10	6	18	15		
60; 72x60	i=0	18	15	8,4	13,2	10	6	18	15		
			12	8,8	10	-	12	10	9,6		

Сечение - 2L 200x14

36; 48x36	i=0	30	27	24	21	12,2					
				20							
42; 60x48	i=0	27	20	15	21	15	12,8	24	20	30	24
			20	18	15	15	6	18	15	24	21
60; 72x60	i=0	18	15	8,4	13,2	10	6	18	15	24	21
			12	8,8	10	-	12	10	9,6	15	14

1.020-1/87.0-5-213

Рх 32828 л. 91

Продольные таб. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_n$  в м, вычисляемый вдоль связей панели при симметричном расположении в плане здания связей между панелями одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

II ветровой район

Сетка колонн, м

Высота панели	Крен фунда- ментов	8x6		9x6							
		Пролет связи панели, м									
Нит или Число м	Lmax см	6		9							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
Число м	Lmax см	12	60	18	54	18	54				
		Средняя нормативная нагрузка на перекрытия $q_{ср}$									
		100	150	200	300	400	500	600	700	800	1000

Пятиугольные связи поперечного направления

сечение - 2L100 x 12

36; 40x36	Lmax	i=0	30	27	24	20	18	12				
42			24	20	18	16	10,8	21	16			
48; 50x48			18	16	15	16	10	-	12	10,8		
60; 70x60			9	8,6	7	6	-	-	9	6		

сечение - 2L200 x 14

36; 40x36	Lmax	i=0	30	27	21	20	15						
42			27	24	18	20	18	15	21	16	20	15	
48; 50x48			21	13,2	12	10	10,8	10	9,6	12	10,8		9,6
60; 70x60			10	9,6	8	7	10	-	10	8	8,4	8	7,7

1.020-1/87.0-5 - 213

Лист  
15

Продолжение п. 3. в  
 Максимальный пролет ветровой нагрузки  $L_{max}$  в м,  
 расположенный одной стороной панели под углом  $\alpha$  к  
 нормалью расположен в плане здания с учетом панели  
 одинаковой высоты

5-ти этажные здания  
 III ветровой район

Высота этажа	Кран	Сетка колонн, м									
		5x5		9x6							
Ист. числ	Ист. сч.	Пролет ветровой панели, м									
		6		9							
Ист. числ	Ист. сч.	Длина здания, в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		12	60	18	54	18	54				
Ист. числ	Ист. сч.	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>									
		120	500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

Сечение - 24,130x12

36; 48+36	$l=0$	27	18	12	21	18	12	10,8				
42	$l_{max}$	18	16	13,2	15	12	10					
48; 60+48	$l=0$		15		12	10,8		-				
60	$l_{max}$	16	12	8,8	10,8	10	8					
60; 72+60	$l=0$				8,4			-				
72	$l_{max}$	10			8		8					

Сечение - 24,200x14

36; 48+36	$l=0$		27	18	21	18	12	10,8				
42	$l_{max}$	27	24		15	15	10,8					
48; 60+48	$l=0$		16	16	13,2	12		6				
60	$l_{max}$	16	15	10,8	12	10,8	8					
60; 72+60	$l=0$				8,4			-				
72	$l_{max}$	10	8,8		8		8					

1.020-1/87. 0-5-203

Вх. 32828 л. 93

Историческая справка

Продолжение табл. 6													
Максимальный фронт ветровой нагрузки $L_w$ в м, соответствующий одной срезовой панели при симметричном расположении в плане здания срезовых панелей относительно жесткости													
5-ти этажные здания													
III ветровый район													
Высота здания, м	Крыша	Сетка колонн, м											
		6x6					9x9						
Этаж	Срезовая панель	Полет срезовой панели, м											
		6					9						
Класс ветровой нагрузки	Линия	Длина здания, в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54						
Угловая зона	Панель	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>											
		100	150	200	250	300	350	400	500	1000	500	1000	500
Пятиугольные связи поперечного направления													
Сечение - 2L 160x12													
3,6; 4,6x3,6	Lmax	27	21	21	18	15	13,2						
4,2		18	18	14	18	14	10	16	13,2				
4,8; 6,0x4,8		18	14		13,2	7	-	10	8				
6,0; 7,2x6,0		7	8		8	-	7	6					
Сечение - 2L 200x14													
3,6; 4,6x3,6	i=0	27	21	21	18	15	14						
4,2	Lmax	20	18	14	18	15	10	16	14	18	13,2		
4,8; 6,0x4,8	i=0	18	18	8	18	8	8	10,5	9	9	7,7		
6,0; 7,2x6,0	Lmax	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	8	6
1.020-1/87.0-5-203											Lmax	77	

Продолжение табл. 6  
 Максимальный фронт ветровой нагрузки  $z_{\text{вн}}$  м,  
 ветроинтенсивная сторона связевой системы при симметрич-  
 ной расстановке в плане здания связевой панели  
 и шаговой застройки

6-ти этажные здания  
 I ветровой район

Высота этажей	Фронт панели	Сетки колонн, м			
		6x6		9x6	
		Пролет связевой панели, м			
		6			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м			
Класс или число этажей	i, макс или min	35	60	35	60
		Время нормативная нагрузка на поверхность, кг/м <sup>2</sup>			
		1000	1500	1000	1500
		500	750	500	750

Треугольные связи продольного направления

3,6 4,8+3,6	i=0	27				
	i, макс			16		
4,2	i=0	27		20		15
	i, макс	20				13,5
4,8 6,0+4,8	i=0	16	13	16	13,2	18
	i, макс	16	14	13,2	10,8	13,5
6,0	i, макс	10,8		9,6		10,8

Пятиугольные связи продольного направления

3,6 4,8+3,6	i=0	16				
	i, макс			15		
4,2	i=0	15		14		
	i, макс			12		13,5
4,8	i=0		12	12	10,8	
	i, макс			10,8	10	12
6,0+4,8	i=0	13,2				13,2
	i, макс			12		12
				10,8		10,8

1.020-1/87. 0-5- 2/73

1.020  
78

Лж. 32828 Л.95

Продолжение табл. 6  
 Максимальная величина ветровой нагрузки  $l$  в м, воспринимаемая одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей в зависимости от жесткости

6-ти этажные здания  
 в ветровой район

Высота, м	Класс	Сетка колонн, м							
		6x6				9x6			
Этаж	Связь	Пролет связевой панели, м							
		6							
Нат. или инт. табль. м	Нат. или инт. табль. м	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36	60	36	60				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия $q$ , кг/м <sup>2</sup>							
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750

Продольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	$l=0$	21	X	20	X	X			
	$l_{max}$	18		15		X			
4,2	$l=0$	18	X	16	X	15		15	
	$l_{max}$			14				12	
4,8; 6,0+4,8	$l=0$	14	X	12	X	15		12,5	
	$l_{max}$	12,2		10,8				10	8
6,0	$l_{max}$	8,6	X	8	X	8,6		8	

Пятиугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	$l_{max}$	13,2	X	12	X	X			
	$l=0$	12		10,8		11,2		9	
4,2	$l_{max}$	10,8	X	10,0	X				
	$l=0$			9,6		8,6			
4,8	$l_{max}$	10,8	X	10,0	X	10,8		9,6	
	$l=0$								
6,0+4,8	$l_{max}$	10,8	X	-	X	10,8		9,6	
	$l=0$			9,6					

1.020-1/87. 0-5 - 273

1.020-1/87. 0-5 - 273

1979

Вх.32828.1.96

Предельные табл. 6  
 Максимальный фронт ветровой нагрузки  $h$  в м,  
 возмозимости одной связевой панели при симметрич-  
 ном раскреплении в плане здания связевой панели  
 одинаковой жесткости

6-ти этажные здания  
 III ветровой район

		Сетка колонн, м															
		6x6				3x3											
		Пролет связевой панели, м															
		6															
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м															
Высота этажа Н в. этажа или Н в. ст. м	Креп. сущид. М.М.М. М	Сетка столб.	35		60		35		60								
			Единичная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>														
		1000		1500		1000		1500		500		750		500		750	

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	$i=0$	18	X	18	X	X	
		$i_{max}$		16		10,2	10,5
4,2	$i=0$	15	X	12	X	12	
		$i_{max}$		13,2		9,6	8,5
4,8; 6,0+4,8	$i=0$	10,8	X	10,5	X	10,8	
		$i_{max}$		10		9,6	8,5
6,0	$i_{max}$	7	X	6	X	7	

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	$i=0$	10	X	10	X	X	
		$i_{max}$		10,8		9,6	9
4,2	$i=0$	10	X	10	X	10	
		$i_{max}$		10,5		9,6	8,4
4,8	$i=0$	9	X	8,6	X	8,4	
		$i_{max}$		8,6		8	7,2
6,0+4,8	$i=0$	9	X	8,4	X	9	
		$i_{max}$		8,6		8	8,6

1.020-1/87. 0-5-273

Вх.32828 Л.97





продолжение табл. 6  
 Максимальный фронт ветровой нагрузки  $k_m$  в м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевой панели относительно оси симметрии

6-ти этажные здания  
 в ветровой район

Высота Крен этажей фунда ментов	№ и л и л	№ и л и л	Сетка колонн, м											
			8x6						9x6					
			Пролет связевой панели, м											
			6						9					
			Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
			12	60	18	54	18	54						
			Фактическая нормативная нагрузка на перемычку кг/м <sup>2</sup>											
			1000	1500	1000	1500	500	750	500	750	500	750	500	750

результаты расчета поперечного направления  
 расчетное  $ZL 100 \times 12$

3,6; 4,8-3,6	$l=0$	27	X	X	18	X
	$l_{max}$	24			15	
4,2	$l=0$	18	12			
	$l_{max}$	15				

расчетное  $ZL 200 \times 14$

3,6; 4,8-3,6	$l=0$	27	X	X	20	X					
	$l_{max}$	24					15				
4,2	$l=0$	21	13,2	18	15			24	20		
	$l_{max}$	18		13,2	21		16				
4,8; 6,0-4,8	$l=0$		6,8	10,8	12	15	13,2	24	20	18	16
	$l_{max}$	15			12		18	15	15		

1.020-1/87. 0-5 - 2/73

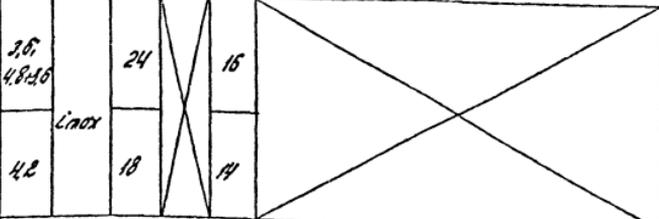
83

Продольные связи  
 Максимальный шаг при вертикальной нагрузке 4м в 1м  
 вертикального сечения связи связевой панели при стандартном  
 ручном разжимании в плане здания связевые панели  
 одинаковой жесткости

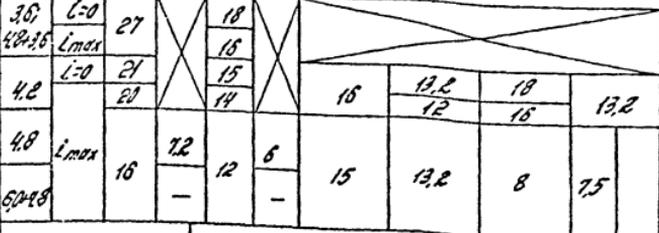
6-ти этажные здания  
 в ветровой зоне

Высота этажа	Крем стено- панели	Густота колонн, м	
		8x6	9x6
№ или контр панели	№ или контр панели	Пролет связевой панели, м	
		6	9
Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м			
		12	60 18 18 18 54
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>			
		1000 1500 1000 1500 500 750 500 750 500 750	750

Пятиугольные связи поперечного направления  
 Сечение 2L 180x12



Сечение 2L 200x14



Панель 100x100, ширина 1,2 м, высота 3,6 м, длина 1,2 м

1.020-1/87.0-5-2 ПЗ

84

Дж. 32828 л. 101

Продолжение табл. 6  
 Максимальный расход ветровой нагрузки  $k_w$  в м, восточном направлении с 1-го этажа по высоте при симметричном расположении в плане здания срезывающего панелей сечением 21х18 см

8-ти этажные здания  
 в ветровой район  
 сетка колонн, м

Этаж	Класс	6x6		9x9							
		Пролет срезывающей панели, м									
Класс	Функциональный класс	8		9							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
Класс	Функциональный класс	12	60	18	54	18	54				
		Величина нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>									
		1200	1500	1800	1500	500	750	500	750	500	750

Треугольные сечения конькового направления  
 Северное 2L 180x12

3,5; 4,8+3,5	$i=0$	21	16	X
	$i_{max}$	20		
4,2	$i=0$	15	10,8	
	$i_{max}$	14	9,5	

Северное 2L 200x14

3,5; 4,8+3,5	$i=0$	21	18	X								
	$i_{max}$	14							13,2			
4,2	$i=0$	15	10,8						15	13,8	20	16
	$i_{max}$	14	9,5						12	10,8	15	15
4,8; 5,1+4,8	$i=0$	12	-	12	10,8	15	15	15	13,2			
	$i_{max}$	12	-	12	10,8	15	15	14	12			

Длина здания по ветру, м

1.020-1/87.0-5-213

Л.х. 32828 л. 102



Таблица 9

Этажность		Высоты этажей Нат или Нн, м	Значение $K \times 10^3$				
			Тип связей панелей				
			Треугольные провольного направления				
			Сетка колонн, м				
		6x6		9x9			
Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>	Сечение связей		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>			
		2000	1000	1000	500		
2	3,8	21,160x11	3,5	1,61	21,160x11	—	—
	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	3,54
3	4,8+3,6	21,160x11	7,6	3,38	21,160x11	—	—
	4,2		7,9	4,39		7,34	6,03
	6,0+4,8		12,0	4,37		4,39	6,08
4	7,2+6,0	21,180x12	6,85	5,17	21,180x12	7,16	5,90
	4,8+3,6		12,9	5,04		—	—
	4,2		9,35	5,73		9,11	8,45
	6,0+4,8		16,5	7,17		9,75	7,61
5	7,2+6,0	21,180x12	17,9	13,6	21,180x12	12,3	9,71
	4,8+3,6		12,3	7,5		—	—
	4,2		15,35	2,56		15,81	11,7
	6,0+4,8		22,8	9,87		17,24	13,0
6	7,2+6,0	21,180x12	20,3	15,4	21,180x12	15,2	11,7
	4,8+3,6		—	9,4		—	—
	4,2		—	8,15		15,73	12,7
	6,0+4,8		—	9,27		17,4	13,1
	6,0		—	15,1		17,2	14,4

Лж. 32828 л. 104

1 020-1/87. 0-5 - 2 п3

Лж. 87

Продолжение табл. 7

Этажность	Высоты этажей Нэт или Нг + Нэт, м	Значение $K_1 \times 10^3$					
		Тип связей панелей					
		Пятиугольные параллельного направления					
		Сетка колонн, м					
		6×6			9×6		
Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м <sup>2</sup>			Сечение связей	Временная норма- тивная нагрузка на перекрытие, кгс/м <sup>2</sup>		
		2300	1000		1000	500	
2	3,6	—	3,82	—	—	—	
	4,2	21150×11	7,75	4,56	21150×11	7,32	6,48
	4,8	—	7,6	4,73	—	7,02	6,23
	5,0	21180×12	8,53	7,41	21180×12	17,5	9,28
3	4,8+3,6	—	6,31	—	—	—	
	4,2	21150×11	11,9	8,52	21150×11	12,5	12,3
	4,8	—	—	—	—	13,1	13,7
	5,0+4,8	21180×12	9,83	9,02	21180×12	14,4	14,8
4	5,0	—	13,0	7,2	—	—	
	4,8+3,6	—	12,6	8,51	—	15,4	14,1
	4,2	21180×12	15,94	12,1	21180×12	15,49	10,8
	5,0+4,8	—	13,7	14,1	—	20,0	14,7
5	5,0	—	18,4	9,75	—	—	
	4,8+3,6	—	18,6	11,4	—	17,57	14,8
	4,2	21180×12	24,2	12,8	21180×12	17,75	13,6
	5,0+4,8	—	25,0	18,7	—	24,4	18,7
6	5,0	—	—	9,69	—	—	
	4,8+3,6	—	—	10,4	—	20,53	15,1
	4,2	21180×12	—	11,47	21180×12	21,3	15,0
	5,0+4,8	—	—	13,1	—	30,0	19,5

Вх 32828 л.105

1.020-1/87. 0-5 - 213

Продолжение табл. 9

Этажность	Высоты этажей, м Н <sub>эт</sub> или Н <sub>п</sub> + Н <sub>эт</sub> , м	Значение $K_1 \times 10^3$					
		Тип связей панелей					
		Треугольные поперечного направления					
		Сетка колонн, м					
6x6							
Сечение связей	Временная норма- тивная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>	Сечение связей		Временная норма- тивная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>			
		2000	1000	2000	1000		
2	3,6	2L160x11	37,4	2,2	—	—	
	4,2		—	2,2			
	4,8		—	2,3			
	6,0		4,15	2,93			
3	4,8+3,6	2L160x11	—	3,81	—	—	
	4,2		9,4	4,21			
	6,0+4,8		8,15	4,64			
	6,0		9,56	5,37			
4	7,2+6,0	2L180x12	—	—	2L200x14	7,5	4,22
	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	2L180x12	—	8,11	2L200x14	18,7	7,34
	4,2		17,3	8,3		17,3	7,5
	6,0+4,8		64,4	9,3		24,4	8,41
	6,0		24,1	10,5		23,1	13,2
6	7,2+6,0	2L180x12	—	—	2L200x14	—	—
	4,8+3,6		—	11,2		—	8,74
	4,2		—	9,8		—	8,92
	6,0+4,8		—	11,1		—	10,1
6,0	—	—	15,9	—	13,4		

Дх. 32828 Л. 106

1.020 - 1/89. 0-5 - 2 13

Лист  
89

Указатель, таблицы и нормы

Продолжение табл. 9

Этажность	Высоты этажей Н <sub>эт</sub> или Н <sub>1</sub> +Н <sub>эт</sub> , м	Значения $K_1 \cdot 10^3$					
		Тип связей панелей					
		Пятиугольные поперечного направления					
		Сетка колонн, м					
6×6							
Сечение связей		Временная нормативная нагрузка по перекрытию, кгс/м <sup>2</sup>		Сечение связей		Временная нормативная нагрузка по перекрытию, кгс/м <sup>2</sup>	
		2000 1000				2000 1000	
2	3,6	2L160×11	—	4,2	—	—	—
	4,2		9,0	5,1			
	4,8		7,0	4,5			
	5,0	2L180×12	9,8	7,2			
3	4,8+3,6	2L150×11	—	5,9	—	—	—
	4,2		13,6	7,6			
	4,8		12,5	8,3			
	5,0+4,8		—	—			
	5,0		11,1	8,8			
	7,2+5,0		—	—			
4	4,8+3,6	2L180×12	13,8	7,0	2L200×14	—	—
	4,2		17,4	9,4			
	5,0+4,8		18,3	10,2			
	5,0		21,8	12,7			
	7,2+5,0		—	—			
5	4,8+3,6	2L180×12	19,6	13,9	2L200×14	—	—
	4,2		20,5	11,5			
	5,0+4,8		25,6	14,3			
	5,0		20,6	15,5			
	7,2+5,0		—	—			
6	4,8+3,6	2L180×12	—	12,9	2L200×14	—	—
	4,2		—	15,6			
	5,0+4,8		—	19,9			
	5,0		—	19,9			

Указаны размеры и состав арматуры

1.020-1/87. 0-5 - 2 ПЗ

Ж.х. 32828 л. 107

Этажность		Высота этажей Н <sub>эт</sub> или Н <sub>эт</sub> +Н <sub>пл.</sub> , м	Продолжение табл. 7									
			Значения $K \times 10^3$									
		Тип связей панелей										
		Треугольные поперечного направления										
		Летка колонн - 9x6 м										
		Пролет связей панели - 6 м				Пролет связей панели - 6 м						
		Средняя нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>	Средняя нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>	Средняя нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>	Средняя нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>			
										1000	500	1000
2	4,2	2L 150x11	3,56	3,15					4,18		4,67	
	4,8		4,23	3,71					2,60		2,60	
	6,0		4,90	4,35					—		2,85	
3	4,2	2L 150x11	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 150x11	5,71	4,90	6,73	5,54			—		4,84	
	7,2+6,0		—	—					—		—	
	4,2		9,16	7,18					10,9		8,54	9,08
4	4,8	2L 200x14	10,18	8,03	10,2	8,05	2L 180x12	2L 200x14	8,42		9,08	
	6,0+4,8		11,4	9,01					7,41		7,84	
	6,0		—	—					—		—	
	7,2+6,0	2L 180x12	—	—	11,4	9,01	2L 200x14	2L 200x14	—		8,28	
	4,2		13,5	10,3					15,1		11,5	11,1
	4,8		—	—					—		—	—
5	6,0+4,8	2L 180x12	13,0	9,97	13,3	10,2	2L 200x14	2L 200x14	10,54		10,92	
	6,0		14,4	11,1					10,43		11,16	
	7,2+6,0		—	—					—		—	—
	4,2	2L 200x14	15,77	11,9	17,9	11,1	2L 200x14	2L 200x14	—		11,16	
	4,8		—	—					—		—	—
	6,0+4,8		15,6	11,8					15,7		12,6	13,1
6	6,0	2L 200x14	—	12,9	—	12,9	2L 200x14	2L 200x14	—		14,64	
	6,0		—	—					—		—	—

1.020-1197. 0-5 - 2 ПЗ

Лх. 32828 Л. 108

Продолжение табл. 7

Значение  $K_1 \times 10^3$

Числ связей панелей

Квадратные поперечного направления

Сетка колонн 9x6 м

Размер связей панели - 6 м

Размер связей панели - 9 м

Высота м	Высота м	Высота м	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кг/м <sup>2</sup>		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кг/м <sup>2</sup>		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кг/м <sup>2</sup>		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кг/м <sup>2</sup>	
			21,60x11		21,60x12		21,60x12		21,60x14	
			1000	500	1000	500	1000	500	1000	500
2	4,2	6,56	6,39	—	—	—	—	11,95	—	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	9,34	—	—	—	—	14,34	—	15,77
	4,8	12,2	9,27	—	—	—	—	14,34	—	15,77
	6,0	9,92	8,17	9,92	8,17	—	—	—	—	13,02
	7,2x6,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	4,2	11,74	9,26	11,9	9,39	—	—	13,44	—	14,78
	4,8	—	—	—	—	—	—	13,44	—	14,78
	6,0x4,8	11,4	9,01	12,19	8,96	—	—	—	—	13,56
	6,0	16,17	12,85	—	—	—	—	—	—	—
	7,2x6,0	—	—	15,1	12,0	—	—	—	—	16,72
5	4,2	13,54	12,7	16,8	12,9	—	—	16,89	—	17,92
	4,8	—	—	—	—	—	—	15,29	—	17,92
	6,0x4,8	13,2	11,7	16,3	12,5	—	—	—	—	17,13
	6,0	17,33	13,43	—	—	—	—	—	—	20,8
	7,2x6,0	—	—	18,8	14,4	—	—	—	—	20,8
6	4,2	20,45	13,39	24,4	16,1	—	—	20,55	—	20,4
	4,8	—	—	—	—	—	—	19,05	—	20,96
	6,0x4,8	12,55	13,55	18,4	14,6	—	—	—	—	—
	6,0	—	17,88	—	12,7	—	—	—	—	25,8

Высота в м, ширина в м, шаг в м

Вх. 32828 Л. 109

1.020 - 1/87. 0-5 - 2 1/3

Лист 92

Таблица 8  
Коэффициент  $K_2$  для определения расстояния в колоннах от вершины нагрузки  
в м<sup>2</sup>

Плоскость	Высоты этажей $H_1, H_2, \dots, H_n$ в м	Тип связей		Этажность $N$	Высоты этажей $H_1, H_2, \dots, H_n$ в м	Тип связей	
		Равносторонние и равнобедренные треугольные	Прямые и косые			Равносторонние и равнобедренные треугольные	Прямые и косые
Сетка колонн 6×6 и 3×6 м				Сетка колонн 6×6 и 9×6 м			
2	3,6	0,07	0,01	4	6,0	0,135	0,04
	4,2; 4,8	0,065	0,015		7,2; 6,0	0,120	0,035
	6,0	0,06	0,065		3,6	0,125	0,075
3	3,6	0,10	0,035	5	4,8+3,6	0,105	0,06
	4,8+3,6	0,08	0,025		4,2; 4,8	0,12	0,08
	4,2; 4,8	0,09	0,04		6,0+4,8	0,11	0,055
	6,0+4,8	0,08	0,01		6,0	0,145	0,07
	6,0	0,115	0,12		7,2+6,0	0,13	0,065
	7,2+6,0	0,105	0,105		3,6	0,13	0,09
4	3,6	0,115	0,055	6	4,8+3,6	0,115	0,075
	4,8+3,6	0,095	0,045		4,2	0,125	0,095
	4,2	0,11	0,06		4,8	0,125	0,095
	4,8	0,105	0,06		6,0+4,8	0,117	0,07
	6,0+4,8	0,095	0,03		6,0	0,125	0,085

Высота этажей и расстояния между ними

Дж. 32828 Л.10

1.020-1/87.0-5-2173

Лист  
97

История работ	Высоты сплошной конт. или картинки, м	Таблица 9								
		История спланировки (Начало в т.ч. на ст. м. 0,4 в т.ч.) без учета особенностей местности с учетом влияния колебания нуля (200 у.р. 200) сферической конической пики								
		регулярный пробный надрезы								
		Сетка колонн - 6х6 м				Сетка колонн - 9х6 м				
Сечение с/рз	Сечение с/рз	Сред. выв. напор. воды (м)				Сечение с/рз	Сечение с/рз	Сред. выв. напор. воды (м)		
		с/рз		с/рз				с/рз		
		М/всп.	Q	М/всп.	Q			М/всп.	Q	
2	3,6	—	—	111	227	—	—	—	—	
	4,2	161	23,2	147	25,8	—	—	147	25,8	
	4,8	204	31,2	105	28,6	—	—	188	28,6	
	6,0	257	32,8	228	37,1	—	—	228	35,1	
3	3,6	—	—	257	37,9	21000	—	—	—	—
	4,0+3,6	—	—	237	40,6		—	—	—	—
	4,2	372	47,5	372	47,5		—	—	254	32,4
	4,8	375	427	375	427		—	—	315	35,1
	6,0+4,8	455	45,2	455	45,2		—	—	375	37,2
	6,0	257	22,8	342	37,1		—	—	344	37,1
7,2+6,0	297	24,1	393	37,7	—	—	325	31,9		
4	3,6	—	—	452	42,9	21000	—	—	—	—
	4,0+3,6	—	—	365	32,5		—	—	—	—
	4,2	263	28,5	451	44,8		—	—	423	42
	4,8	205	17,8	434	37,3		—	—	423	37
	6,0+4,8	235	10,6	495	39,1		—	—	423	35,3
	6,0	157	11,4	379	28,0		—	—	332	28,2
7,2+6,0	185	11,9	424	27,1	—	—	427	27,4		
5	3,6	—	—	428	48,2	21000	—	—	—	—
	4,0+3,6	—	—	552	49,5		—	—	—	—
	4,2	319	25,5	504	40,6		—	—	495	35,9
	4,8	—	—	492	34,6		—	—	492	34,6
	6,0+4,8	—	—	530	33,0		—	—	530	33,0
	6,0	—	—	432	24,3		—	—	434	25,5
7,2+6,0	—	—	475	25,1	—	—	487	25,4		
6	3,6	—	—	554	44,2	21000	—	—	—	—
	4,0+3,6	—	—	625	45,1		—	—	—	—
	4,2	—	—	518	37,2		—	—	451	31,1
	4,8	—	—	533	33,5		—	—	—	—
	6,0+4,8	—	—	621	32,7		—	—	611	34,1
	6,0	—	—	525	43,7		—	—	—	—

История работ

1. 020-1/67.0-5 - 213

Вх. 32828 л. 111

Продолжение табл. 9

Нормальная скорость (Норм. в т.м. на атм. Дюбфт.) без учета геометрии работы срядовичи колесными (без учета Жк) срезываемые поперечный тип

Поперечный продольного направления

Сорта колочн - б х б м

Сорта колочн - ф х м

Итого	Сорт/тип/статус/Н	Сорт/тип/статус/Н	Средняя скорость, м/с				Сорта колочн - ф х м		
			2500		1800		Сорта колочн - ф х м	Сорта колочн - ф х м	
			Метр, Q	Метр, Q	Метр, Q	Метр, Q			
2	3.6		—	—	159	22.5	—	—	
	4.2	2L160x11	195	33.8	158	22.6	2L160x11	195	33.8
	4.8		187	28.6	187	28.8		232	35.9
	6.0	2L160x12	182	32.1	184	22.5	2L160x12	268	35.1
3	3.6		—	—	259	33.9	—	—	
	4.2+3.6		—	—	314	42.8	—	—	
	4.2	2L160x11	281	35.5	281	35.5	2L160x11	239	31.1
	4.8		263	33.1	375	33.9		174	19.3
	6.0+4.8		281	31.8	351	35.9		205	29.5
	6.0	2L160x12	287	35.4	316	27.9	2L160x12	315	27.9
4	3.6		—	—	354	29.4	—	—	
	4.8+3.6		—	—	313	35.9	—	—	
	4.2		—	—	374	38.9	—	—	
	4.8	2L180x12	223	32.0	323	32.0	2L180x12	275	27.4
	6.0+4.8		276	23.8	318	27.5		273	23.4
	6.0		315	24.9	362	28.6		310	24.6
5	3.6		—	—	453	23.2	—	—	
	4.8+3.6		—	—	301	28.4	—	—	
	4.2	2L180x12	315	27.2	372	33.0	2L180x12	315	25.6
	4.8		248	17.3	374	25.2		218	17.3
	6.0+4.8		275	12.0	417	27.3		275	18.0
	6.0		327	13.2	472	25.1		472	25.1
6	3.6		—	—	514	27.0	—	—	
	4.8+3.6		—	—	278	22.1	—	—	
	4.2	2L160x12	—	—	313	23.0	—	—	
	4.8		—	—	372	25.3	2L160x12	359	24.2
	6.0+4.8		—	—	425	25.2		353	21.1
	6.0		—	—	459	25.1		392	21.9

Итого по всем сортам колочн

1.020-1107.0-5 - 273

Вх. 32828 л. 112

2000  
35

Продолжение табл. 9

Нормы расхода (МПа, в том числе на отн. суц. д.р.) без учета стандартной работы с раствором колбаски (св.) чистого КР) для работы на чаше литья

пределовый поперечный надрез

сетка колбаски БХБН

Виды изделий	Высоты стержня Н; или Н <sub>1</sub> и Н <sub>2</sub> , А	Сечение 2000				Сечение 1000			
		Норм. Q		МПа, Q		Норм. Q		МПа, Q	
		МПа, Q	МПа, Q	МПа, Q	МПа, Q	МПа, Q	МПа, Q		
2	3,6	121	24,8	111	22,7				
	4,2	161	32,2	147	25,8				
	4,8	204	31,2	165	28,6				
	6,0	271	24,6	231	24,6				
	3,6	210	31,73	251	33,0				
3	4,8+3,6	245	34,1	271	40,8				
	4,2	271	34,9	304	38,9				
	4,8	322	42,4	389	43,2				
	6,0+4,8	452	44,9	450	45,8				
	6,0	220	19,3	220	19,3	220	19,3	220	19,3
4	3,6	270	31,4	437	31,0	252	29,4	252	22,4
	4,8+3,6	318	33,1	515	33,7	270	31,4	437	31,0
	4,2	327	32,3	459	45,7	318	33,1	515	33,7
	4,8	278	21,7	435	37,5	327	32,3	459	45,4
	6,0+4,8	315	24,9	498	39,4	285	24,5	425	37,5
	6,0	173	11,9	379	26,0	324	25,7	498	37,1
	3,6+6,0	—	—	—	—	288	19,6	379	26,0
	3,6	327	32,3	429	45,5	320	29,5	424	27,1
	4,2+3,6	375	32,3	555	48,0	327	32,3	490	46,5
	4,2	315	25,5	524	46,8	375	32,3	555	48,8
5	4,8	203	14,8	492	34,5	315	25,6	504	46,6
	6,0+4,8	223	14,8	512	36,0	254	19,7	492	34,5
	6,0	251	14,0	462	29,8	297	19,5	550	35,0
	3,6+6,0	—	—	—	—	327	18,2	482	26,8
	3,6	—	—	558	48,8	—	—	522	27,6
6	4,8+3,6	—	—	661	48,7	—	—	558	48,8
	4,2	—	—	587	38,4	—	—	651	48,7
	4,8	—	—	348	20,5	—	—	557	35,4
	6,0+4,8	—	—	351	21,3	—	—	557	32,9
	6,0	—	—	—	—	—	—	416	34,1

Виды изделий: 1. 2. 3. 4. 5. 6.

1.020-1/87.0-5 - 273

Вх. 32828 л. 113

122  
98

Эксплуатация	Средняя скорость движения, м/сек	Несущая способность (Масса в т.м. на 1 м. о. и Q в т.м) без учета собственной работы с расчетными колоннами (с 2х шпалами ЖА) с 2х шпалами ЖА	ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ ТАБЛ. 9							
			ПЕРЕКРЫТИЕ ПО ПЕРЕКРЫТИЮ НАПРАВЛЕНИЯ							
			Сетка колонн - 6 x 6 м							
			Средняя нагрузка на колонны, т/м.кв				Средняя нагрузка на колонны, т/м.кв			
Средняя нагрузка на колонны, т/м.кв	2000	1000	2000		1000		2000		1000	
			Масса	Q	Масса	Q	Масса	Q	Масса	Q
2	3,5				130	26,5				
	4,2	2150x11	144	28,2	144	28,2				
	4,8		219	33,4	218	33,4				
	6,0	2050x12	170	31,1	170	21,1				
3	3,5		237	35,7	239	43,7				
	4,6+3,5	21160x11	261	39,4	343	46,9				
	4,2		258	25,1	227	25,9				
	4,8		174	19,3	187	21,8				
	6,0+4,8		215	21,5	222	22,1				
	6,0		197	17,4	205	18,4				
	7,2+6,0						215	19	215	19
	3,5		255	29,8	431	50,2				
4	4,6+3,5		300	31,3	307	32,8				
	4,2		243	24,3	269	26,8				
	4,8		274	17,8	308	17,8				
	6,0+4,8		230	16,2	235	16,6				
	6,0		241	16,4	259	18,2				
	7,2+6,0						415	23,7	356	25,1
	3,5		463	43,8	379	36,8				
	4,6+3,5	21160x12	534	46,9	433	33,6				
5	4,2		335	27,2	329	34,7				
	4,8		180	12,6	263	25,5				
	6,0+4,8		201	13,2	252	27,8				
	6,0				341	16,9				
	7,2+6,0									
	3,5								429	22,6
	4,6+3,5				431	34,3				
	4,2				485	35,8				
6	4,8				522	39,4				
	6,0+4,8				465	23,8				
	6,0				531	23,8				
	7,2+6,0									
	3,5									
	4,2									

1.020-1/07. 0-5 - 279

Продолжение табл. 9

Этажность	Высоты этажей Н <sub>эт</sub> или Н <sub>и+н<sub>эт</sub></sub> , м	несущая способность (Н <sub>ст</sub> в тс на отм. 0 и 0,9 тс) без учета совместной работы с соседними колоннами (без учета 2х) связевой панели типа												
		горизонтальное поперечного направления												
		Сетка колонн - 9х6 м												
		Пролет связевой панели-8м						Пролет связевой панели-9м						
		Сторона связи	Метр	Q	Сторона связи	Метр	Q	Сторона связи	Метр	Q	Сторона связи	Метр	Q	
2	4,2	21,00 x 11	150	25,9	-	-	-	-	150	25,9	-	-	-	
	4,8		191	28,9	-	-	-	-	191	28,9	-	-	-	
	5,0		203	24,5	-	-	-	-	-	-	-	318	28,4	
3	4,2	21,00 x 11	223	33,0	-	-	-	-	378	47,7	-	-	378	47,7
	4,8		257	43,2	-	-	-	-	493	54,1	-	-	453	54,1
	5,0+5,6		459	15,2	-	-	-	-	-	-	-	-	578	55,9
	5,0		334	23,3	334	22,3	-	-	-	-	-	-	554	48,3
	7,2+5,0		-	-	388	31,1	-	-	-	-	-	-	544	51,4
4	4,2	21,00 x 12	442	43,4	442	43,4	-	-	450	45,3	-	-	450	45,3
	4,8		442	57,5	442	57,5	-	-	519	51,9	-	-	508	51,9
	5,0+4,8		525	39,4	504	39,4	-	-	-	-	-	-	595	54,2
	5,0		442	50,0	448	50,0	-	-	-	-	-	-	618	41,6
	7,2+5,0		-	-	450	31,1	-	-	-	-	-	-	576	43,0
5	4,2	21,00 x 12	500	40,0	500	40,0	-	-	531	50,5	-	-	531	50,5
	4,8		489	34,8	489	34,8	-	-	570	39,5	-	-	594	46,4
	5,0+4,8		555	35,1	555	35,1	-	-	-	-	-	-	774	50,3
	5,0		484	26,7	-	-	-	-	-	-	-	-	665	35,2
	7,2+5,0		-	-	525	27,6	-	-	-	-	-	-	752	39,5
6	4,2	21,00 x 12	551	37,8	551	37,8	-	-	-	-	-	-	-	
	4,8		551	37,8	554	33,0	-	-	-	-	-	-	-	
	5,0+4,2		618	34,2	616	34,2	-	-	-	-	-	-	790	45,8
	5,0		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	550	47,6

Ширину пролета

Вх. 32828 л. 115

1.020-1/87.0-5-273

1:20  
98

продолжение табл. 9

этажность	высоты этажей Н.т. или Н.к.Нут, м	Несущая способность (Метр. в т.ч. не отн. 0 и 0 в т.ч) без учета совместной работы в рядо- вые колонны, (без учета "а") связевой панели типа															
		пятиугольный поперечного направления															
		сетка колонн - 9x8м															
		Панель связей панели - 8м								Панель связей панели - 9м							
21,100x11	Четр.	Q	21,100x12	Четр.	Q	21,100x12	Четр.	Q	21,100x12	Четр.	Q	21,100x12	Четр.	Q	21,100x12	Четр.	Q
2	4,2	182	31,2	-	-	-	-	-	103	17,8	-	-	-	-	-	-	-
	4,8	224	33,8	-	-	-	-	-	122	18,5	-	-	-	-	-	-	-
	6,0	-	-	112	21,1	-	-	-	139	20,4	147	17,7	-	-	-	-	-
3	4,2	199	25,2	-	-	-	-	-	211	25,8	211	25,8	-	-	-	-	-
	4,8	178	19,5	-	-	-	-	-	230	25,3	230	25,3	230	25,3	-	-	-
	6,0+4,8	208	20,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	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	338	33,2	437	37,1	437	37,1	437	37,1
	4,8	211	17,9	397	24,9	-	-	-	-	-	-	438	38,9	438	38,9	438	38,9
	6,0+4,8	239	16,7	452	24,5	-	-	-	-	-	-	461	30,9	461	30,9	461	30,9
	6,0	258	17,6	426	28,6	-	-	-	-	-	-	504	32,0	504	32,0	504	32,0
	7,2+6,0	-	-	465	23,5	-	-	-	-	-	-	441	33,5	441	33,5	441	33,5
5	4,2	444	35,6	444	35,6	421	33,5	421	33,5	-	-	256	17,9	256	17,9	256	17,9
	4,8	325	22,6	325	22,6	-	-	-	-	-	-	315	23,5	315	23,5	315	23,5
	6,0+4,8	321	23,4	321	23,4	415	26,7	415	26,7	-	-	324	18,2	324	18,2	324	18,2
	6,0	343	16,8	415	26,7	-	-	-	-	-	-	358	18,8	358	18,8	358	18,8
6	4,2	502	33,8	502	33,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	4,8	554	33,0	554	33,0	-	-	-	-	-	-	229	17,1	229	17,1	229	17,1
	6,0+4,8	616	34,2	616	34,2	-	-	-	-	-	-	359	17,7	359	17,7	359	17,7
	6,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Дх. 32828 л. 116

1.020 - 1/87. 0-5 - 273

Табл. № 10

Максимальные рекомендуемые скорости полета в полете вблизи Гатчины при отсутствии соответствующей информации о состоянии погоды

Скорость

Эквивалентная  
Крит. или  
Н<sub>1</sub> + Крит.  
м

Тип воздушной пилотажной группы

Регулярная пилотажная группа	Патриотическая пилотажная группа	Патриотическая пилотажная группа	Патриотическая пилотажная группа
------------------------------	----------------------------------	----------------------------------	----------------------------------

Время полета, м

0:15	0:15	0:15	0:15	0:15	0:15	0:15	0:15
------	------	------	------	------	------	------	------

Пролет воздушной пилотажной группы

б	в	г	д
---	---	---	---

Временная нормативная нагрузка на пилотажа

200	1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000
-----	------	------	------	------	------	------	------	------	------	-------

2	3.6	-	11	-	-	24	-	-	11	-	-	-	24	-	
	4.2	39	21	21	48	31	35	31	19	21	19	51	28	34	25
	4.8	39	27	27	48	37	45	31	14	29	24	51	45	44	30
	6.0	39	42	42	48	45	70	31	28	28	31	51	48	42	34
3	3.6:4.0+3.6	-	39	-	-	54	-	-	38	-	-	-	53	-	
	4.2	54	40	27	70	39	33	45	40	40	32	41	51	28	20
	4.8:5.0+4.8	34	51	42	70	59	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	69	64	62
4	3.6:4.0+3.6	-	52	-	-	59	-	-	52	-	-	-	79	-	
	4.2	25	40	37	48	48	34	52	40	37	35	57	67	32	60
	4.8:5.0+4.8	23	47	45	67	60	48	29	45	45	50	53	71	63	60
	6.0:7.2+5.0	29	45	45	60	60	82	29	45	43	51	62	80	51	62
5	3.6:4.0+3.6	-	48	-	-	59	-	-	51	-	-	-	68	-	
	4.2	23	37	35	44	41	32	25	35	35	33	42	57	45	43
	4.8:5.0+4.8	24	43	42	58	52	44	27	42	41	45	51	78	45	75
	6.0:7.2+5.0	-	38	45	-	79	77	27	45	40	40	-	68	74	72
6	3.6:4.0+3.6	-	45	-	-	56	-	-	48	-	-	-	62	-	
	4.2	-	33	33	-	38	30	-	34	33	41	-	51	42	
	4.8:5.0+4.8	-	41	40	-	54	42	-	40	39	42	-	73	67	75
	6.0:7.2+5.0	-	34	35	-	-	-	-	53	53	-	-	-	-	

Максимальная нагрузка на пилотажа

1.020-1107.0-5-2173

В.к. 32828 л. 114

137  
100

Таблица 11

нормальный расчетный момент  $M_{расч}$  в т.м.  
 в области колонны при нагрузке,  
 соответствующей несущей способности  
 стальной панели.

Этаж	Ярус	Панель	Тип стальной панели			
			Панель с прямой кромкой	Панель с прямой кромкой	Треугольная панель	Пятиугольная панель
			Сетка колонн, м			
			6x6	9x6	6x6	9x6
Колонн. сетка						
Тип стальной панели						
Б						
Г						
Д						
Е						
Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_{нп}$						
1,00						
1,20						
1,50						
2,00						
2,50						
3,00						
3,50						
4,00						
4,50						
5,00						
5,50						
6,00						
6,50						
7,00						
7,50						
8,00						
8,50						
9,00						
9,50						
10,00						
10,50						
11,00						
11,50						
12,00						
12,50						
13,00						
13,50						
14,00						
14,50						
15,00						
15,50						
16,00						
16,50						
17,00						
17,50						
18,00						
18,50						
19,00						
19,50						
20,00						
20,50						
21,00						
21,50						
22,00						
22,50						
23,00						
23,50						
24,00						
24,50						
25,00						
25,50						
26,00						
26,50						
27,00						
27,50						
28,00						
28,50						
29,00						
29,50						
30,00						
30,50						
31,00						
31,50						
32,00						
32,50						
33,00						
33,50						
34,00						
34,50						
35,00						
35,50						
36,00						
36,50						
37,00						
37,50						
38,00						
38,50						
39,00						
39,50						
40,00						
40,50						
41,00						
41,50						
42,00						
42,50						
43,00						
43,50						
44,00						
44,50						
45,00						
45,50						
46,00						
46,50						
47,00						
47,50						
48,00						
48,50						
49,00						
49,50						
50,00						
50,50						
51,00						
51,50						
52,00						
52,50						
53,00						
53,50						
54,00						
54,50						
55,00						
55,50						
56,00						
56,50						
57,00						
57,50						
58,00						
58,50						
59,00						
59,50						
60,00						
60,50						
61,00						
61,50						
62,00						
62,50						
63,00						
63,50						
64,00						
64,50						
65,00						
65,50						
66,00						
66,50						
67,00						
67,50						
68,00						
68,50						
69,00						
69,50						
70,00						
70,50						
71,00						
71,50						
72,00						
72,50						
73,00						
73,50						
74,00						
74,50						
75,00						
75,50						
76,00						
76,50						
77,00						
77,50						
78,00						
78,50						
79,00						
79,50						
80,00						
80,50						
81,00						
81,50						
82,00						
82,50						
83,00						
83,50						
84,00						
84,50						
85,00						
85,50						
86,00						
86,50						
87,00						
87,50						
88,00						
88,50						
89,00						
89,50						
90,00						
90,50						
91,00						
91,50						
92,00						
92,50						
93,00						
93,50						
94,00						
94,50						
95,00						
95,50						
96,00						
96,50						
97,00						
97,50						
98,00						
98,50						
99,00						
99,50						
100,00						

СНПБ 101-01-2003

1.020-1/87. 0-5- 213

101

Вх. 32828 Л. 118

Таблица 12

Эластичность	Высоты этажей Н <sub>1</sub> или Н <sub>2</sub> - Н <sub>1</sub> м	Значение коэффициента жесткости $10^3$ в мбтс/м <sup>2</sup> (при возбуждении ветровой нагрузки) связей панелей типа			
		треугольные пробыльные		прямоугольные пробыльные	
		Сетка колонн, м			
		6x6; 9x6		6x6; 9x6	
		Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия по $2000 \text{ кг/м}^2$	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытия по $2000 \text{ кг/м}^2$
2	3,6	2L160x11	0,0652	2L160x11	0,023
	4,2		0,080		0,028
	4,8		0,096		0,033
	6,0		0,1202		0,0358
3	3,6	2L160x11	0,1434	2L160x11	0,045
	4,8+3,6		0,155		0,056
	4,2		0,190		0,078
	4,8		0,22		0,100
4	6,0+4,8	2L180x12	0,24	2L180x12	0,100
	6,0		0,250		0,133
	4,8+3,6		0,290		0,1474
	4,2		0,311		0,157
5	4,8	2L180x12	0,311	2L180x12	0,157
	6,0+4,8		0,332		0,1779
	6,0		0,374		0,193
	7,2+6,0		0,374		0,218
6	3,6	2L180x12	0,331	2L180x12	0,232
	4,8+3,6		0,468		0,233
	4,2		0,592		0,258
	4,8		0,451		0,264
	6,0+4,8	2L180x12	0,372	2L180x12	0,295
	6,0		0,372		0,301
	4,8		0,515		0,411
	6,0				

1.020 - 1/87. 0-5 - 213

Лх. 32828 л. 119

Стр.  
102

Продолжение табл. 12

Значение эквивалентной жесткости  $10^6 \text{ Бж} \cdot \text{б} \cdot \text{т} \cdot \text{м}^{-2}$  при безветровой ветровой нагрузке) стальных панелей типа  
 Треугольные поперечного направления

Этажность	Высоты этажей Н <sub>1</sub> или Н <sub>2</sub> , Н <sub>3</sub> м	Решка колонн 6х6 м		Решка колонн - 9х6			
		Идет св. панели-6 м		Идет св. панели-9 м			
		Средняя жесткость на поперек в кг/м <sup>2</sup>	Средняя жесткость на поперек в кг/м <sup>2</sup>	Идет св. панели-6 м		Идет св. панели-9 м	
				Средняя жесткость на поперек в кг/м <sup>2</sup>			
2	3,6	0,0723	—	—	—	—	—
	4,2	0,100	—	0,102	—	0,095	0,184
	4,8	0,117	—	0,102	—	0,138	0,205
	6,0	0,145	—	0,138	—	—	0,302
3	3,6	0,1555	—	—	—	—	—
	4,8+3,6	0,180	—	0,144	—	0,641	0,300
	4,8	0,1946	—	0,158	—	0,400	0,40
	6,0+4,8	0,241	0,323	0,650	0,318	—	0,630
	6,0	—	—	—	—	—	—
4	3,6	0,208	0,333	—	—	—	—
	4,8+3,6	0,311	0,417	0,259	0,388	0,537	0,432
	4,8	0,30	0,397	0,255	0,312	0,352	0,682
	6,0+4,8	0,316	0,334	0,676	0,441	—	0,771
	6,0	—	—	—	—	—	—
	6,0+6,0	—	—	—	—	—	—
5	3,6	0,355	0,435	—	—	—	—
	4,8+3,6	0,373	0,513	0,357	0,521	0,624	0,626
	4,8	0,429	0,512	0,350	0,581	0,535	0,829
	6,0+4,8	0,5154	0,490	0,686	0,582	—	0,979
	6,0	—	—	—	—	—	—
	6,0+6,0	—	—	—	—	—	—
6	3,6	0,390	0,563	—	—	—	—
	4,8+3,6	0,540	0,524	0,445	0,655	0,654	0,791
	4,8	0,555	0,744	0,319	0,719	0,602	0,994
	6,0+4,8	0,650	0,765	0,595	0,880	—	0,955
6,0	—	—	—	—	—	—	

1.020 - 1/87. 0-5 - 2 ПЗ

Л.х. 32828 Л.120

Указ. жесткости, жесткость и жесткость - в кг/м<sup>2</sup>

103



Таблица 13

Этажность	Высота этажа Н <sub>эт</sub> или Н <sub>к</sub> , м	Значение эквивалентной жесткости 10 <sup>-3</sup> эб в т·м <sup>-2</sup> при воздействии вертикальной нагрузки срезных панелей типа													
		треугольные пробы				многоугольные пробы									
		Сетка колонн, м													
		6x6		9x6		6x8		9x6							
Среднее значение	Средняя нагрузка на панель, кг/м <sup>2</sup>	Средняя нагрузка на панель, кг/м <sup>2</sup>	Средняя нагрузка на панель, кг/м <sup>2</sup>	Средняя нагрузка на панель, кг/м <sup>2</sup>	Среднее значение	Средняя нагрузка на панель, кг/м <sup>2</sup>	Средняя нагрузка на панель, кг/м <sup>2</sup>	Среднее значение							
									2000	1000	2000	1000			
3	3,5; 4,2	2180x11	—	—	2180x12	—	—	—							
	4,2								0,65	0,62	—	—	0,60	—	
	4,8								0,63	0,56	0,67	—	1,3	0,78	1,13
	5,0; 4,8								0,61	0,60	0,61	—	0,61	0,63	1,14
	5,0								0,61	0,60	0,61	—	0,61	0,63	1,14
	5,2; 5,0								0,57	0,59	0,54	—	1,36	2,4	0,86
4	3,5; 4,2	2180x12	—	—	2180x14	—	—	—							
	4,2								0,62	0,59	0,54	—	2,4	0,86	0,86
	4,8								—	0,6	—	—	—	0,6	—
	5,0; 4,8								0,7	0,53	0,67	—	1,05	0,78	0,97
	5,0								0,65	0,44	0,55	—	0,62	0,73	0,84
	5,2; 5,0								0,52	0,56	0,57	—	0,71	0,92	1,06
5	3,5; 4,2	2180x12	—	—	2180x14	—	—	—							
	4,2								—	0,71	—	—	0,55	—	
	4,8								0,64	0,56	0,46	—	0,83	0,82	0,84
	5,0; 4,8								0,7	0,56	0,55	—	0,51	0,73	1,1
	5,0								0,43	0,53	0,83	—	0,59	0,82	0,92
	5,2; 5,0								—	0,83	—	—	—	0,98	—
6	3,5; 4,2	2180x12	—	—	2180x14	—	—	—							
	4,2								—	0,92	0,85	—	1,18	1,04	
	4,8								—	0,92	0,85	—	1,16	1,07	
	5,0								—	0,66	0,83	—	0,9	1,07	

Указаны значения жесткости и допустимые нагрузки

1.020-1/87. 0-5 - 2 ПЗ

105

Вх. 32828 л. 122

Продолжение табл. 13

Значение эквивалентной жесткости  $10^4 \text{ кг/см}^2$  в т.ч. в т.ч. м.  
(при воздействии вертикальной нагрузки) с учетом панелей типа

треугольные поперечного направления

Высота этажа или или Н <sub>эт</sub> , м	Сетка колонн 8x8 м				Сетка колонн - 9x8 м			
	Временная нагрузка на перекрытия кг/см <sup>2</sup>		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кг/см <sup>2</sup>		Пролет с/з колонн-8м		Пролет с/з колонн-9м	
	2000	1000	2000	1000	Временная нагрузка на пролет с/з колонн-8м	Временная нагрузка на пролет с/з колонн-9м	Временная нагрузка на пролет с/з колонн-8м	Временная нагрузка на пролет с/з колонн-9м
	2000	1000	2000	1000	1000	1000	1000	1000
3	3,6	—	0,47	—	—	—	—	—
	4,2	0,45		—	—	0,97	0,94	0,94
	4,8	0,46		—	—	—	0,9	—
	5,0+4,5	0,41		0,41		0,52	—	1,03
	6,0	0,42	0,44	0,57		0,53	—	0,76
	7,2+6,0	—	—	—	—	—	—	—
4	3,6	—	0,54	—	—	—	—	—
	4,2	—	0,47	—	0,47	0,55	1,17	1,14
	4,8	0,42		0,55		0,58	0,75	1,22
	5,0	0,44	0,47	—	—	0,49	—	0,89
	7,2+6,0	—	—	0,64	0,47	—	—	—
	8,4+7,2	—	—	—	—	—	—	—
5	3,6	—	0,65	—	0,64	—	—	—
	4,2	—	0,56	—	0,56	0,56	1,48	1,45
	4,8	0,43		0,62		0,69	0,9	1,47
	5,0+4,5	0,5	0,68	0,72	0,5	0,72	—	1,32
	6,0	—	—	—	—	—	—	—
	7,2+6,0	—	—	—	—	—	—	—
6	3,6	—	0,66	—	0,71	—	—	—
	4,2	—	0,6	—	0,79	0,73	1,25	1,44
	4,8	—	0,55	—	0,75	0,9	0,7	1,50
	6,0	—	0,63	—	0,6	1,19	—	1,16

1.020-1/87. 0-5 - 2 п3

Жх. 32828 л.123

175

Продолжение табл. 13

Значение эквивалентной жесткости  $10^{-4} \text{ в}^3/\text{см}^2$  в  $\text{м} \cdot \text{м}^2$  / при бездействии вертикальной нагрузки) стальных панелей типа пятиугольные поперечного направления

Этажность	Высота этажа, м	Сетка колонн - 6x6 м								Сетка колонн - 9x6 м							
		Бременная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>				Бременная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>				Пролет ст. ребр - 6 м				Пролет ст. панели - 9 м			
		2000		1000		2000		1000		Бременная нагрузка на перекр. 1000 кг/м <sup>2</sup>		Бременная нагрузка на перекр. 1000 кг/м <sup>2</sup>		Бременная нагрузка на перекр. 1000 кг/м <sup>2</sup>		Бременная нагрузка на перекр. 1000 кг/м <sup>2</sup>	
		Средн. этаж	Средн. этаж	Средн. этаж	Средн. этаж	Средн. этаж	Средн. этаж	Средн. этаж	Средн. этаж	Средн. этаж	Средн. этаж	Средн. этаж	Средн. этаж	Средн. этаж	Средн. этаж	Средн. этаж	Средн. этаж
3	3,6; 4,1-3,6	—	0,52	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	4,2	0,83	0,48	—	—	—	—	0,51	—	—	—	1,30	—	—	—	—	
	4,8	0,92	0,7	—	—	—	—	0,7	—	—	—	0,9	—	—	3,5	—	
	5,0+4,8	0,47	0,52	0,79	0,52	—	—	0,7	—	—	—	—	—	—	3,5	—	
	5,0	0,73	0,87	1,12	0,87	—	—	0,79	—	—	—	—	—	—	2,35	—	
	5,2+5,0	—	—	1,19	0,87	—	—	0,79	—	—	—	—	—	—	2,35	—	
	3,6; 4,1-3,6	—	0,6	—	0,54	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	4,2	0,6	0,53	0,93	0,53	—	—	0,71	—	—	—	1,3	—	—	2,2	—	
	4,8	0,5	0,8	0,97	0,8	—	—	0,8	—	—	—	1,25	—	—	3,5	—	
	5,0+4,8	0,77	0,87	1,03	0,87	—	—	0,81	—	—	—	—	—	—	2,5	—	
4	3,6; 4,1-3,6	—	—	1,04	0,83	—	—	0,81	—	—	—	—	—	—	2,5	—	
	4,2	—	0,7	—	0,74	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	4,8	0,67	0,48	0,83	0,48	—	—	0,58	—	—	—	1,58	—	—	2,3	—	
	5,0+4,8	0,51	0,91	0,57	0,91	—	—	0,98	—	—	—	1,8	—	—	3,3	—	
	5,0	0,8	0,85	1,01	0,85	—	—	1,3	—	—	—	—	—	—	2,45	—	
	5,2+5,0	—	—	1,04	0,85	—	—	1,3	—	—	—	—	—	—	2,45	—	
	3,6; 4,1-3,6	—	0,8	—	0,87	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	4,2	—	0,95	—	0,95	—	—	0,73	—	—	—	1,42	—	—	2,2	—	
	4,8	—	1,02	—	1,02	—	—	0,91	—	—	—	0,97	—	—	2,6	—	
	5,0+4,8	—	0,78	—	0,78	—	—	1,08	—	—	—	—	—	—	—	—	

Средн. этаж

1.020 - 1/87. 0-5 - 2 ПЗ

Вх. 32828 д. 124

107

Таблица 14

Значения  $K_{\text{кр}}$

Тип связевых панелей

треугольные связи продольного направления	пятиугольные связи продольного направления	треугольные связи поперечного направления	четырёхугольные связи поперечного направления
---	--	---	---

Сетка колонн в м

6x6	9x6	6x6	9x6	6x6	9x6	6x6	9x6
Брутальная нормативная нагрузка на перекрытия, т/м <sup>2</sup>							
1000	500	1000	500	1000	500	1000	500

Высоты этажей  
и число их, м

Этажность, м

3,6	2	1,2				1,5				1,2				1,4	1,3	1,4	1,3
	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
3,6; 4,8; 3,6	4	1,3	1,4	1,5	1,4	1,7	1,5	1,7	1,5	1,5	1,4	1,5	1,4	1,6	1,4	1,6	1,4
	5	1,3	1,7	1,8	1,7	1,8			1,4	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8	1,7
	6	1,3	1,75	1,8	1,8			1,4	1,8			1,8	1,75	1,8	1,75		
4,2	2	1,2				1,8				1,2				1,4	1,4	1,4	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	1,4	1,4	1,8	1,6
	4	1,6	1,4	1,6	1,4	1,8	1,7	1,75	1,7	1,8	1,4	1,6	1,4	1,85	1,6	1,85	1,6
	5	1,8	1,75	1,8	1,75	1,75	1,5	1,75	1,5	1,8	1,7	1,8	1,7	1,65			
	6	1,8	1,7	1,8	1,7	1,65	1,6	1,65	1,5	1,65				1,65			
4,8	2	1,2				1,65				1,2				1,4	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	1,6	1,6	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	1,25	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	1,48	1,5	1,45	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			
	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			
7,2; 6,0	5	1,4	1,2	1,4	1,2	1,6				1,4	1,2	1,4	1,2	1,6			
	6	-	1,5	-	1,3	-				-	1,3	-	1,3	-			

Шаг ступеней, ширина и высота

1.020-1/37.05-273

Лист 108

Таблица 15

Этажность	Высоты этажей Нэт. или Н <sub>н</sub> или, Н	Максимальное значение М <sub>кр.</sub> в т.м и НР тс (см. рис. 3.3) при следующих вариантах загрузки									
		На грузовой площадке Колонн из связевых клеток - колонн пазов для несущих и связей клетки. Пазовый кар- низ не учитывается (см. 3.1)					На грузовой площадке Колонн из связевых к- леток - колонн пазов для несущих, узловых клеток. КН - 0,5 пазовой на- грузки			Пазовая нагрузка коэффициент по равн- ному	
		Сетка колонн 6 x 6 м									
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>									
		1500		2000		1500		2000		1500	
Н <sub>п</sub> / Н <sub>с</sub>		N	M <sub>кр.</sub>	N	M <sub>кр.</sub>	M <sub>кр.</sub>	N	M <sub>кр.</sub>	N	M <sub>кр.</sub>	
2	3,6	-	-	843	156	-	-	167	135	-	227
	4,2	235	102	247	161	245	203	208	176	265	232
	4,8	235	132	247	161	245	203	208	177	265	233
	6,0	235	164	247	153	240	205	208	179	257	235
3	3,6	-	-	435	264	-	-	283	221	-	372
	4,2	540	312	442	271	438	355	353	301	445	360
	4,8	540	313	442	272	438	356	353	303	445	361
	6,0	540	315	442	273	439	359	353	305	449	364
	3,6	-	-	628	371	-	-	400	307	-	517
	4,2	763	443	637	360	631	506	518	427	625	527
4	4,8	763	444	637	362	631	508	518	428	626	528
	6,0	763	449	637	384	632	512	518	439	631	533
	3,6	-	-	821	479	-	-	616	503	-	652
	4,2	1027	574	832	480	824	658	673	552	605	675
	4,8	1027	575	832	492	824	660	673	554	607	677
	6,0	1027	560	832	495	825	665	673	557	612	682
5	3,6	-	-	1013	586	-	-	632	479	-	627
	4,2	-	-	1025	600	1017	810	828	677	935	822
	4,8	-	-	1025	603	1017	819	828	680	937	825
	6,0	-	-	1025	605	1017	819	828	685	937	831

Условные обозначения и примечания

1.020-1/87. 0-5 - 213

Вх. 32828 л. 126



Продолжение табл. 15

Этажность	Высоты этажей Мет. или М+Нэт., М	Максимальное значение $M_{гор.}$ в т.м и Н в т. (см. рис. 3.3) при следующих вариантах загрузки									
		на грузовой площадке одной из связевых колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны - полезная нагрузка отсутствует (см. рис. 3.1)					на грузовой площадке одной из связевых колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны - 0,5 полезной нагрузки				
		Грузовая нагрузка распределена равномерно									
		Сетка колонн 9x6 м, пролет связевой панели - 6 м									
Включенная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>											
1000		500		1000		500		1000		500	
Метр	N	Метр	N	Метр	N	Метр	N	N	N	500	
2	4,2	208	153	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	355	256	245	219	338	318	230	240	393	319
	4,8	355	257	245	219	338	319	230	241	394	320
	6,0+4,8	355	270	245	221	339	323	231	245	395	323
	6,0	355	270	245	221	339	323	231	245	395	323
4	4,2	505	366	337	294	477	444	315	327	519	393
	4,8	505	368	337	295	477	445	316	329	521	395
	6,0+4,8	505	372	337	299	478	451	316	334	524	399
	6,0	505	372	337	299	478	451	316	334	524	399
5	4,2	653	456	420	370	616	571	427	415	656	488
	4,8	653	458	420	372	616	573	427	417	658	490
	6,0+4,8	653	474	420	377	617	579	427	423	663	495
	6,0	653	474	420	377	617	579	427	423	663	495
6	4,2	801	555	522	440	755	697	495	502	793	583
	4,8	801	559	522	440	755	700	495	505	795	585
	6,0	801	576	522	453	755	707	495	512	801	592

1.020-1187.0-5 - 2173

Бх 32823 а.123

111

Продолжение табл. 15

Максимальное значение  $M_{экр.}$  в т. м. и  $N$  в т. (см. рис. 3.3) при следующих вариантах загрузки

на грузовую платформу одной из съездов коллин - полная полезная нагрузка, у другой котлины - полезная нагрузка отсутствует (см. рис. 3.1)	на грузовую платформу одной из съездов коллин - полная полезная нагрузка, у другой котлины полезная нагрузка 0,5 полезной нагрузки	тажевая нагрузка распределена на обе котлины
---	--	--

Этажность

Высоты этажей

Н<sub>э</sub> или Н<sub>к</sub> + Н<sub>э</sub>, м

Сетка коллин 9х6, пролет съездовой платформы - 9 м  
временная нормативная нагрузка на перекрытия  $q_{нн}^{в}$

1000 500 1000 500 1000 500

МПа. N МПа. N МПа. N МПа. N МПа. N

Этажность	Высоты этажей	1000		500		1000		500		1000		500	
		МПа.	N	МПа.	N								
2	4,2	449	207	324	171	388	221	289	195	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	555	368	457	275	491	371		
	4,8:												
	6,0+4,8	777	341	527	267	555	369	457	277	492	372		
	6,0:												
	7,2+6,0	778	344	528	271	555	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	391	676	495		
5	4,2	1434	604	934	457	1190	657	793	475	850	610		
	4,8:												
	6,0+4,8	1434	605	934	459	1190	659	793	479	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	823	951	576	1030	729		
	4,8:												
	6,0+4,8	1763	739	1138	555	1457	805	951	580	1032	732		
	6,0:												
	6,0	1754	745	1129	532	1457	812	951	584	1038	738		

Этажность этажей

1.020-1/07.0-5 - 2/13

В.х. 32828 л. 129

1127  
1128

Таблица 16

Стажность	Высота столба кг. или кг + кг., м	Значение $\delta$ макс $\times 10^3$ для							
		Тип связей				пояс			
		Треугольные связи продольного направления		Пятиугольные связи поперечного направления		Треугольные связи поперечного направления		Пятиугольные связи поперечного направления	
		Сетка колонн в м							
		6x6	6x9	6x6	6x9	6x6	6x9	6x6	6x9
2	3,5	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
	5,0	1	1	0	0	1	1	0	0,1
3	3,5:4,8+3,5	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
	5,0+4,8	0,6	0,7	0	0,2	0,5	0,5	0	0
	5,0	0,7	1	0	0	0,9	0,9	0	0
	7,2+5,0	0,7	1	0	0	0,9	0,9	0	0
4	3,5:4,8+3,5	0,8	-	0,4	-	0,8	-	0,2	-
	4,2	0,8	0,8	0,5	0,3	0,9	0,8	0,5	0
	4,8:5,0+4,8	0,5	0,6	0,2	0,7	0,5	0,6	0	0
	5,0	0,4	1	0	0	0,3	1	0	0
	7,2+5,0	0,4	1	0	0	0,3	1	0	0
	3,5:4,8+3,5	0,5	-	0,3	-	0,5	-	0,2	-
5	4,2	0,5	0,2	0,3	0,4	0	0,8	0	0
	4,8:5,0+4,8	0,2	0	0,1	0,4	0,2	0,4	0,2	0,2
	5,0	0	1	0	0,2	0,2	0,5	0	0,7
	7,2+5,0	0	1	0	0,2	0,2	0,5	0	0,7
	3,5:4,8+3,5	0,6	-	0,5	-	0,5	-	0,2	-
6	4,2	0,7	0,3	0,7	0,3	0,6	0,3	0,2	0
	4,8:5,0+4,8	0,5	0	0,5	0,1	0,4	0,2	0	0
	5,0	0	-	0	-	0	-	0	-

Дж. 32828 н. 130

1.020-1/87.05 - 2 ПЗ

Лист  
113

1. 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 выпуска 0-1,0-2.

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  $l_k$  (см. рисунок) не должно превышать значений, приведенных в таблице I, а расстояние между соседними элементами жесткости  $l_b$  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 монтажом каркаса (позатяжное замоноличивание).

Вх 32828 л. 131

1.070-1/87.0-5- ЭПЗ

Изм. № подл. Подпись и дата. 8.01.87. И.В.Л.А.

				Статия	Лист	Листов
				Р	1	4
				ЦНИИПромзданий		
Нач. шт.	Копия	№	№	Рекомендации по расчету и практическому устройству дисков перекрытий из ребристых плит и из монолитных плит при поэтажном замоноличивании		
Инженер	Материал	№	№			
Р.И.	Материал	№	№			



Таблица 1

Высота берёзы, метра и с. м.	Длина забора в направлении ветровой волны для берёзы, м	Максимальное расстояние $B_x$ (см. рис. 1)											
		Сетка колонн $6 \times 6$ 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 покрытие, кПа													
		1000	1500	2000	300	1200	1500	2000	300	1200	1500	2000	300
3,6	12	18			18			18					
	18	24	30		24			18	24				
	24							24		30			
	30	30			30			30					
	3,6-6,0							30					
4,2	12	18			18			12			18		
	18	24					24		18				
	24				24	30		24					
	30	30			30			30					
	3,6-6,0				30			30					
4,8	12	18			18			12					
	18	24					18	24		18			
	24				24		30		24				
	30	30			30			24			30		
	3,6-6,0				30			30					
6,0	12	18			12	18		12					
	18	24					18		18				
	24	24	30		24			18		24			
	30	30			30			24					
	3,6-6,0				30			30					

В таблице даны значения  $B_x$  для забора с поперечным расстоянием между столбами в направлении перпендикулярной плоскости забора не менее 56 м.

Лх. 32828 л. 133

1.020-1/87. 0-5- 373

		Продолжение таблицы 1									
		Максимальное расстояние $S_k$ (см. рис.1)									
		Сетка колонн $9 \times 6$ м									
		Ветровой район и тип местности по СНиП 2.01.07-85									
		I.A, I.B, II.B			II.A, III.B			III.A			
		Временная нормативная нагрузка на покрытие, $kN/m^2$									
		1000	750	500	1000	750	500	1000	750	500	
Высота ветровой зоны	Длина здания $L$ ветровой зоны $Z$ ветровой нагрузки	18	24		18			18			
		27	30						24		
		36 ÷ 60	30						30		
4,2	18	18	24		18			18			
	27	30			24		30		24		
	36	30			30			24		30	
	42 ÷ 60	30			30			24		30	
4,8	18	18		18			12		18		
	27	24	30		24			24			
	36	30						24			
	42 ÷ 60	30						30			
6,0	18	18		18			12				
	27	24		30		24			18		
	36, 42	30						24			
	48, 60	30						30			

См. примечание на листе 3

Вх 32828 л.134

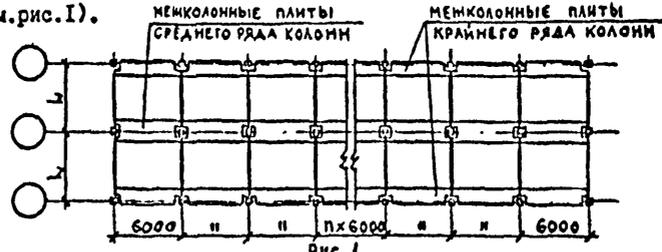
1.020-1/87.0-5-373

Лист  
4



Средние межколонные плиты с усилием на одно ребро 5,0 тс работают как балки с плечом внутренней пары сил  $Z = 1,5$  м.

Из этого следует, что двухпролетные здания всегда определяют установку вертикальных связей в поперечном направлении (см.рис.1).



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

$$\Sigma M = M_{пр} = M_k, \text{ где}$$

$\Sigma M$  - несущая способность по суммарному изгибающему моменту крайних и средних межколонных плит в плоскости диска перекрытия.

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

$M_k$  - 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  $Z = 1,0$  м., а растягивающее усилие на одно ребро равно 7,2 тс, следовательно несущая способность по изгибающему моменту равна:

*Вх. 32828 л. 136*

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

$$\Sigma M = 2 (1,0 \times 7,2) + 1,5 \times 3,0 = 21,9 \text{ тс.м}$$

Из этого следует, что при монтаже здания с перекрытиями из многослойных 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  $\Sigma M \geq 21,9 \text{ тс.м}$

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)

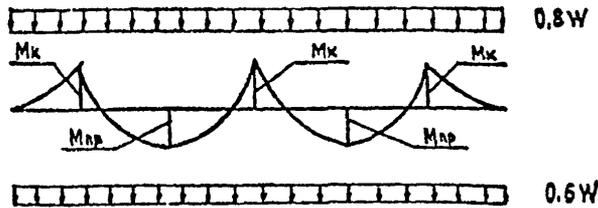


Рис. 2

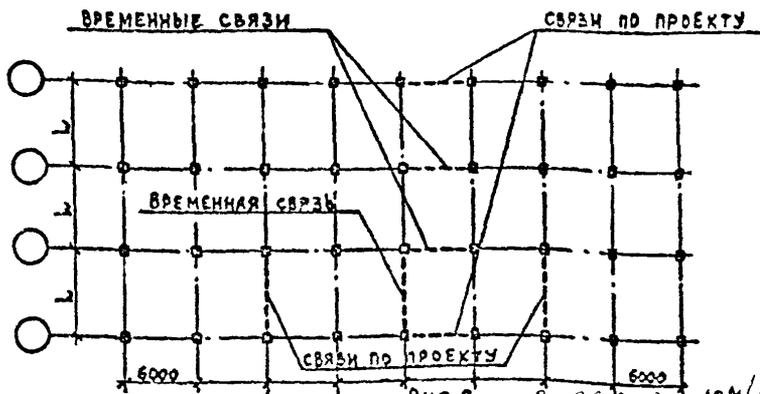


Рис. 3 Вх 32828 Л. 137/138

I.020-1/87.0-5-4ПЗ

Лист  
3