

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ  
И УЗЛЫ ЗДАНИЙ И ОБОРУЖЕНИЙ

СЕРИЯ 1.020-1/83

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

ВЫПУСК 0-5

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

19828

ЦЕНА 2-91

*вып. 0-5*

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ ТИПОВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ  
ГОССТРОЯ СССР

Москва, А-445, Смольная ул., 22

Сдано в печать  $\overline{VI}$  1987 года

Заказ № **6960**

Тираж **1750** экз.

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ  
И УЗЛЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

СЕРИЯ 1.020-1/83

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

ВЫПУСК 0-5

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

РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ

РАЗРАБОТАНЫ

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

ГЛ. ИНЖЕНЕР ИН-ТА *В. Гранев* В. ГРАНЕВ

НАЧ. ОТДЕЛА *Э. Кодыш* Э. КОДЫШ

ГЛ. ИНЖ. ПР-ТА *Н. Марченко* Н. МАРЧЕНКО

ЦНИИЗП ТОВАРО-БЫТОВЫХ  
ЗДАНИЙ И ТУРИСТСКИХ  
КОМПЛЕКСОВ

ДИРЕКТОР  
НАЧ. ОТДЕЛА

*В. Лепский*  
*Б. Вольнский*

В. ЛЕПСКИЙ  
Б. ВОЛЬНСКИЙ

НИИЖБ ГОССТРОЯ СССР

ЗАМ. ДИРЕКТОРА ИН-ТА *Н. Корovin* Н. КОРОВИН

РУК. ЛАБОРАТОРИИ *В. Васильев* В. ВАСИЛЬЕВ

МИСИ ИМ. КУЙБЫШЕВА

ПРОРЕКТОР  
ЗАВ. КАФЕДРОЙ  
ПРОФЕССОР

*С. Ухов*  
*В. Байков*  
*Н. Складнев*

С. УХОВ  
В. БАЙКОВ  
Н. СКЛАДНЕВ

УТВЕРЖДЕНЫ  
И ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ  
С 01.09.1984 г

ПОСТАНОВЛЕНИЕ ГОССТРОЯ СССР  
ОТ 13.07.1984 г №112

Обозначение	Наименование	Стр.
I.020-I/83.0-5 01ПЗ	Методика определения эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели перекрытий	3
I 020-I/83.0-5 02ПЗ	Расчет связевого каркаса многоэтажных производственных зданий со стальными связями	17
I.020-I/83.0-5 03ПЗ	Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий из ребристых плит и из многопустотных панелей при поэтажном замоноличивании	145
I.020-I/83.0-5 04ПЗ	Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий при монтаже без поэтажного замоноличивания	149

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

Нач. отд.	Кадыш	<i>[Signature]</i>		
Нач. отдела	Лопшик	<i>[Signature]</i>		
ГМП	Морченко	<i>[Signature]</i>		
Руководит.	Левина	<i>[Signature]</i>		

I.020 - 1/83. 0-5 00

Содержание

Листов	Лист	Листов
Р		1
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ		

## І. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

І.І. Методикой следует пользоваться при обосновании величин эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели, заменяющих фактические нагрузки (см. п.І.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.

І.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 загрузки одной или нескольких смежных плит на этаже или части этажа.

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

$$M_{эkv} = M_{факт} \text{ и } Q_{эkv} = Q_{факт}, \text{ где}$$

І.020-І/83.0-5 ОІПЗ

МЕТОДИКА определения эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели перекрытий

Страница	Лист	Листов
Р	І	14

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

Зав. отд.	Родинавич	Родинавич
Нач. отд.	Селю	Селю
И. спец.	Яков	Яков

Шифр проекта, Должность и дата

Мэкс, Q экв - момент и поперечная сила в ригеле от эквивалентной временной равномерно распределенной нагрузки;  
М факт, Q факт- то же, от фактической нагрузки

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

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

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

возможного наиболее невыгодного (с точки зрения 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

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 П-6-74 "Нагрузки и воздействия".

Нагрузка от веса временных перегородок должна приниматься в соответствии с требованиями п.3.6 главы СНиП П-6-74 "Нагрузки и воздействия".

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

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

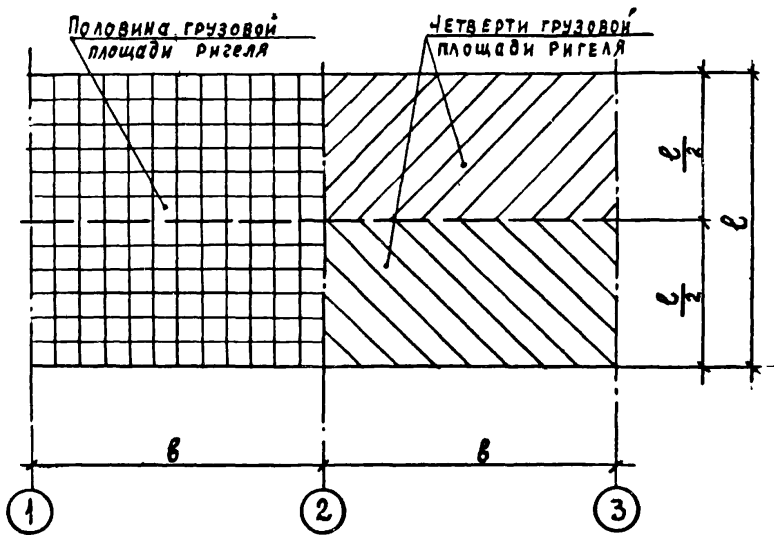


Рис. 1.1

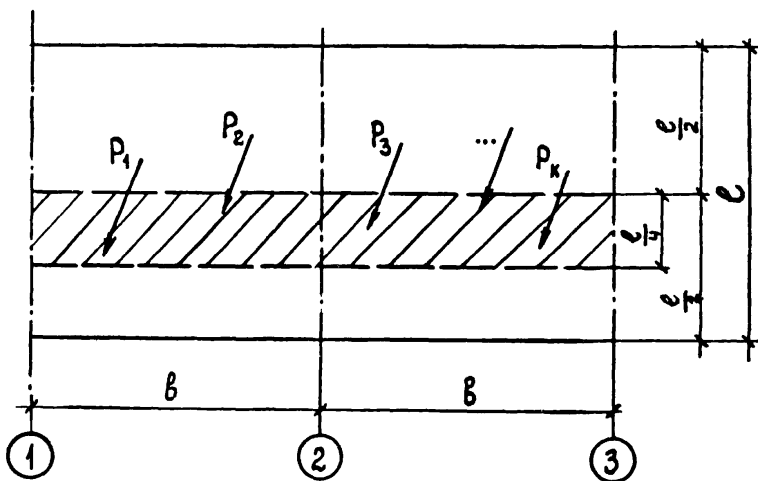


Рис. 1.2



## 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:

$$q_{\text{экв}}^M = K_1 \cdot \frac{P_i}{b l} \quad (2.1)$$

где  $P_i$  - 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;

$l$  - 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.

Диаграммы изолиний  $K_I$  построены для четверти грузовой площади ригеля (см. рис. I.I). 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  $K_I$  приведены 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  $q_{i экв}^M$  от силы  $P_i$  (см. пример расчета № 1).

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.

$$q_{эkv}^M = \sum q_{i экв}^M = K_{i1} \frac{P_1}{B^2} + K_{i2} \frac{P_2}{B^2} + \dots + K_{in} \frac{P_n}{B^2}$$

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, распреде-

Изм. № 001. Подпись и дата. Взам. инв. №

ДИАГРАММА ИЗОЛИНИЙ  $K_1$  ДЛЯ ЗДАНИЙ  
С СЕТКОЙ КОЛОНН  $6 \times 6$  М. М 1 : 100

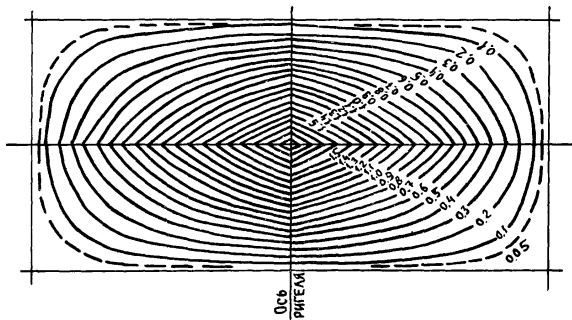


Рис. 2.1

ДИАГРАММА ИЗОЛИНИЙ  $K_2$  ДЛЯ ЗДАНИЙ  
С СЕТКОЙ КОЛОНН  $6 \times 6$  М. М 1 : 100

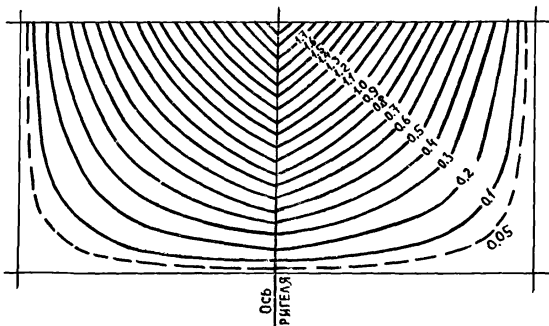


Рис. 2.2

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

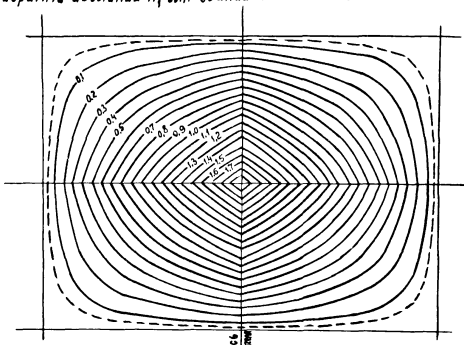


Рис. 2.3

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

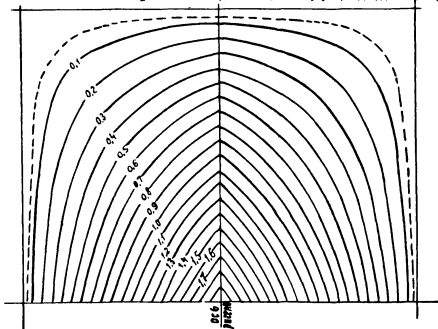


Рис. 2.4

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

$$q_{изкв}^a = K_2 \frac{P_i}{8l} \quad (2.2)$$

где  $P_i, b, l$  - 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  $K_2$  приведены с интервалом 0,1, что позволяет без интерполяции обеспечить точность оценки нагрузок  $\pm 5\%$ .

При определении коэффициента  $K_2$  диаграмма изолиний накладывается на чертеж так, чтобы ось ригеля на диаграмме совместилась с осью ригеля на чертеже, а точка 0 на диаграмме, соответствующая максимуму  $K_2$ , совместилась 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, назначение  $K_2$  производится по большему из двух возможных значений без интерполяции.

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

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

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

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. I.I) если нагрузка расположена более чем на половине грузовой площади ригеля. Замена распределенной нагрузки сосредоточенной производится для каждой половины грузовой площади ригеля. Дальнейшие вычисления производятся согласно п.2.5 (см. пример № 4).

### Пример расчета № I

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)

$$q_{\text{экр}}^M = K_1 \cdot \frac{P}{b \cdot l};$$

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

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

Диаграмма изолиний  $K_I$  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  $K_I=0,5$  и  $0,6$ . Согласно п.2.3. Методики для расчета эквивалентной нагрузки используется большее из двух значений  $K_I$ .

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

### 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.

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

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

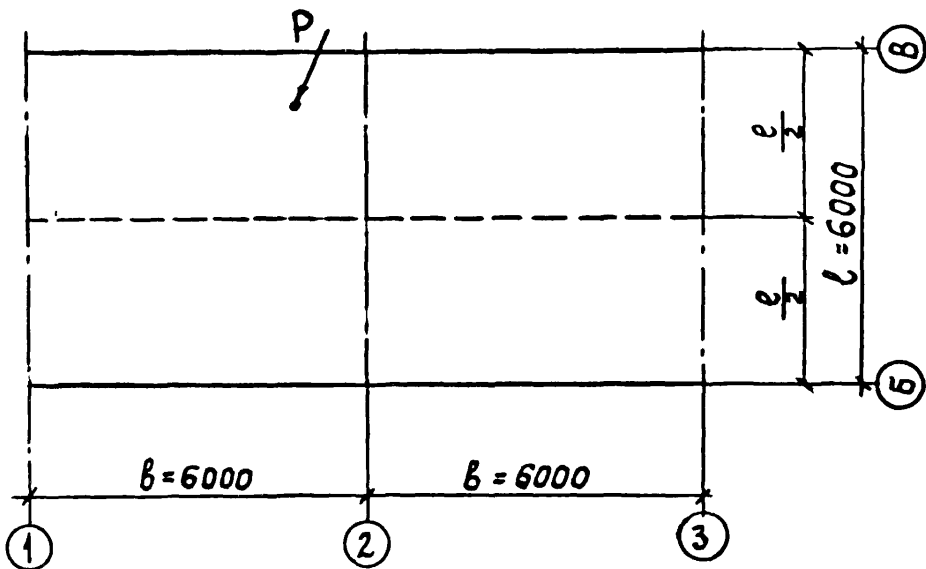


Рис. 2.5

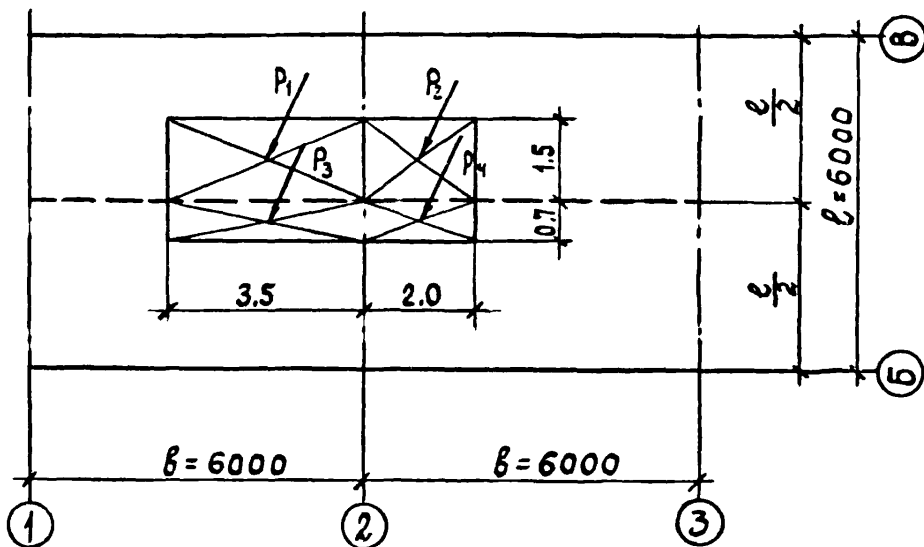


Рис. 2.6



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

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

Дальнейшие расчеты проводятся идентично приведенные в примере I.

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

### Пример расчета № 3

Сила  $P = 1$  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 поперечной силе

По формуле (2.2)

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

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

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

Диаграмма изолиний  $K_2$  для сетки колонн  $6 \times 6$  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  $K_2$ .

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

Ил. № 1001. Подпись и дата. Электрон. № 15

### Пример расчета № 4

Нагрузка  $q = 1$  тс/м<sup>2</sup> расположена на площади 5,5х2,2м, как показано на рис.2.7. Требуется определить эквивалентную нагрузку по поперечной силе на ригель по оси "2".

Нагрузка располагается на двух половинах грузовой площади (см.рис.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

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

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

Дальнейшие расчеты проводятся идентично проведенным в примере № 3.

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

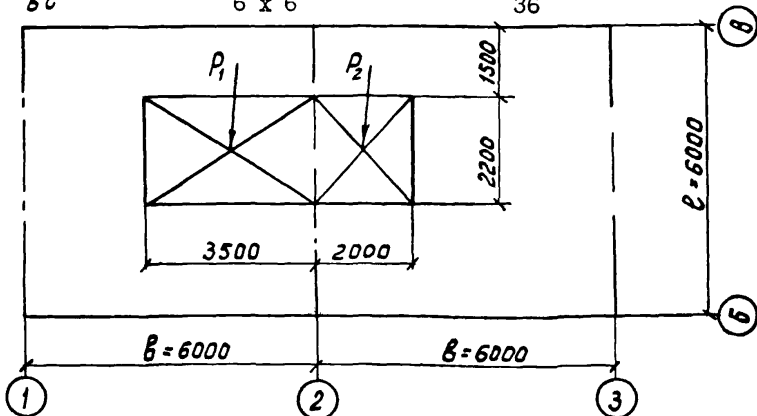


Рис. 2.7

### 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

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

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

Так, при определении эквивалентных жесткостей связевых панелей и других данных в табл. 6 + 16, полученных в результате статического расчета, согласно "Рекомендациям" было учтено: развитие неупругих деформаций в бетоне железобетонных элементов вследствие быстройнарастающей ползучести при кратковременном нагружении, развитие деформаций длительной ползучести при длительном нагружении, податливость сопряжений отдельных элементов и образование трещин в растянутой или менее сжатой колонне связевой панели при действии местных моментов от перемещения связевой панели.

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

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

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

Лист № 19 подл. Подпись и дата. 25.03.80

				I.020-I/83.0-5 02ПЗ			
				Расчет связевого каркаса многоэтажных производственных зданий со стальными связями	Стадия	Лист	Листов
					Р	I	128
Исполн.	Провер.	Инженер	Инженер	ЦНИИПРОМЗДАНИЙ			
Мок. отд.	Кодыш	25.03.80	25.03.80				
Материалы	Морченко	25.03.80	25.03.80				
ГИП	Морченко	25.03.80	25.03.80				
Ст. инж.	Попович	25.03.80	25.03.80				

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 разножесткостными 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 первой диафрагмы. Применение разножесткостных 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 колоннами и со связями, приведенными в выпуске О-2 "Указания по применению изделий"

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

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 деталей.

## 2. ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЛИЧЕСТВА СВЯЗЕВЫХ ПАНЕЛЕЙ

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

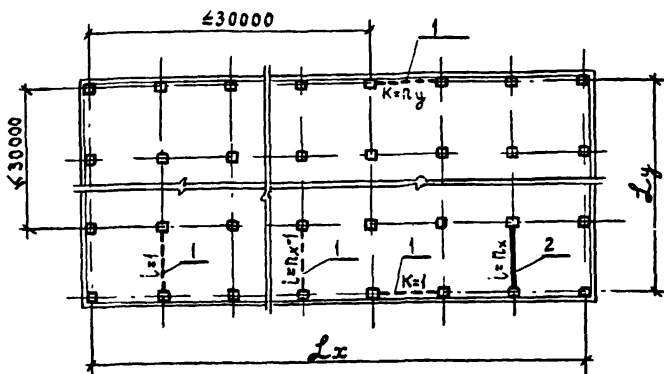
$$n_x = \frac{L_x}{L^w}, \quad n_y = \frac{L_y}{L^w}, \quad (2.1)$$

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.

Шв. № подл. Подпись и дата. Взам. № Шв. №



1-связевые панели  
2-диафрагмы жесткости

Рис. 2.1

Если величина вертикальной нагрузки или габаритный размер здания отличаются от приведенных в табл. 6, то значенке  $L^w$  находится по интерполяции.

### 3. РАСЧЕТ КАРКАСА С СИММЕТРИЧНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ СВЯЗЕЙ

#### 3.1. Сбор нагрузок

3.1.1. Значения ветровых нагрузок для Шрайона по скоростному напору ветра (местность типа А) собранных с фронта 24 м даны в табл. 4. Коэффициент перехода на ветровую нагрузку для I, II и IV районе 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-

Дую связь определяется следующим образом:

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

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 связевых 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 связевой панели согласно п. 3.2.1.

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

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

- где  $K_{ii}$  - коэф., определяемый по табл. 7;
- $n$  - число рядовых колонн (всех колонн здания кроме связевых);
- $K_{\phi i}$  - коэф. ., учитывающий увеличение перемещений связевой панели вследствие поворота ее фундамента;
- $K_{ki}^{max}$  - максимальное значение коэффициента  $K_{ki}$ , учтенное при определении несущей способности связевой панели при совместном действии ветровой и вертикальной нагрузки и приведенное в табл. 14.

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

Изменит. №

Подпись и дата

Имя, фамилия

где  $B_{эi}^n$  - эквивалентная жесткость связевой панели при действии неравномерных вертикальных нагрузок (см. табл. I3);  
 $C_{\phi}$  - характеристика податливости основания.

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

где  $n$  - этажность рассматриваемого здания;  
 $H_{эт}$  - высота второго и последующих этажей;  
 $M_j$  - момент от неравномерно приложенной вертикальной нагрузки на  $j$ -ом этаже;  
 $t_{mj}$  - коэф., определяемый по табл. I.

Таблица I

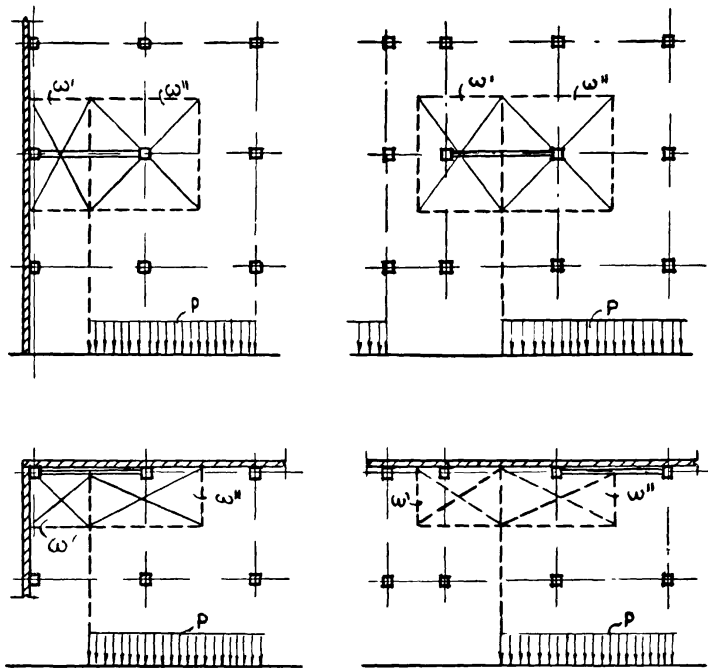
Этажность, $n$	$t_{mj}$ при $j =$					
	I	2	3	4	5	6
2	1,500	2,000	-	-	-	-
3	2,500	4,000	4,500	-	-	-
4	3,500	6,000	7,500	8,000	-	-
5	4,500	8,000	10,500	12,000	12,500	-
6	5,500	10,000	13,500	16,000	17,500	18,000

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 приложений всей полезной нагрузки на одну из колонн связевой панели (см. рис. 3.1), то значение коэффициента  $\beta$  может быть определено по графикам на рис. 3.2.

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



### СХЕМЫ ЗАГРУЖЕНИЯ СВЯЗЕВОЙ ПАНЕЛИ ПОЛЕЗНОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКОЙ



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

Рис. 3.1

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

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

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

$k_c$  — коэффициент, определяемый по указаниям табл. 4 приложения 3 СНиП П-15-74.

3.1.6. Если условие (3.2) не соблюдается ( $K_{Ri} > K_{Ri}^{max}$ ) <sup>или  $K_{Ri} < 0$</sup>  следует изменить фундамент или увеличить количество связевых панелей.

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

$$L'_i = L_i \cdot K_{Ri} \quad (3.6)$$

3.1.8. В зависимости от ветрового района и типа местности по табл. 3 и 5 определяются значения  $M_i^{ветр.}$  и  $Q_i$  на уровне чистого 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:

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

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

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

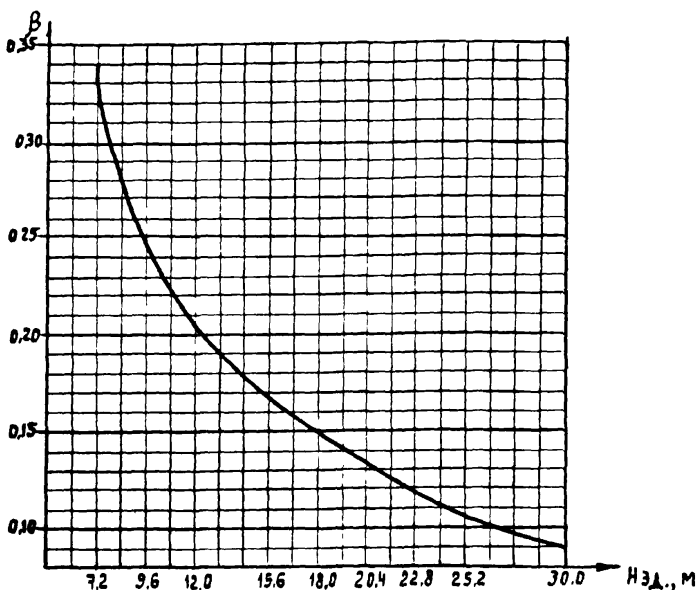


Рис. 3.2

- $p_j$  - суммарная вертикальная нагрузка от действия на связевую панель постоянных, временных и кратковременных нагрузок в уровне перекрытия или покрытия  $j$ -ого этажа;
- $m$  - этажность здания.

### 3.2. Проверка несущей способности связевой панели

3.2.1. В том случае, если  $L_i$  несколько больше  $L^w$ , полученные по указаниям п.3.1.3, значения  $M_i$  ветр и  $Q_i$  следует сопоставить со значениями соответствующих величин в табл.9.

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

Инв. № подл. Листы и дата. Взаминв. №

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

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

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

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 каркаса), полов.

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

Рекомендуется принимать следующие веса элементов здания:

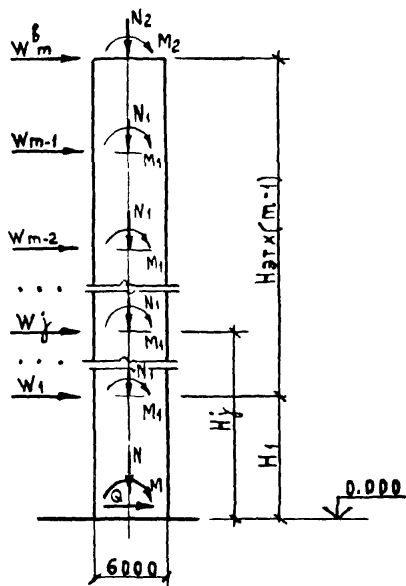
колонны -  $0,4 \times 0,9 = 0,35$  тс/пог.м;

ригели высотой 450 мм для многопустотных панелей 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 панелей -  $0,67 \times 0,9 = 0,60$  тс/пог.м;

Схема приложения нагрузок к связевой панели



$M = M_{\text{вертик.}} + M_{\text{ветр.}}$ ;

$M_{\text{вертик.}} = M_I (m - 1) + M_2$  (в том числе и от собт. веса);

$M_{\text{ветр.}} = \sum_1^{m-1} W_j \cdot [H_1 + H_{2T} (j - 1)] + W_m^\delta [H_1 + H_{2T} (m - 1)]$ ;

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

$Q = \sum_1^{m-1} W_j + W_m^\delta$

Рис. 3.3

Взам.инв.№

Подпись и дата

Шифр подл.

I.020-I/83.0-5 02ПЗ

Лист

II

ригели высотой 600 мм для ребристых плит-

$0,59 \times 0,9 = 0,53$  тс/пог.м;

ребристые плиты перекрытий -

$0,22$  тс/м<sup>2</sup>  $\times 0,9 = 0,2$  тс/м<sup>2</sup>;

многопустотные панели перекрытий -

$0,3$  тс/м<sup>2</sup>  $\times 0,9 = 0,27$  тс/м<sup>2</sup>;

наружные ограждающие конструкции - по конкретному проекту;

полы - по конкретному проекту.

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

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

Если крен фундамента связевой панели полученный по указаниям п. II приложения 3 СНиП П-15-74 от действия неравномерной вертикальной нагрузки не превышает значений  $l_{max}$  в табл. 16, то расчет по деформациям можно не производить.

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

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

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

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

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

- $W_j, W_m^0$  - значения ветровых нагрузок приложенных к связевой панели соответственно в уровне перекрытия  $j$ -ого или верхнего этажей (см.рис. 3.3), которые могут быть приняты по табл.3 и 4;
- $M_1$  - значение максимального момента от неравномерновертикальной нагрузки в уровне перекрытия (см. рис. 3.1 и 3.3);
- $j$  - порядковый номер рассматриваемого этажа;
- $j_m$  - этажность здания;
- $H$  - высота здания;
- $H_1$  - высота первого этажа;
- $H_{2m}$  - высота второго и последующих этажей;
- $H_j$  - расстояние от отм. 0,000 до перекрытия  $j$ -ого этажа (см.рис.3.3)
- $B_3', B_{3k}''$  - значения эквивалентных жесткостей связевой панели при действия 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 П-21-75 "Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования".

#### 3.3.2. Колонны связевых панелей.

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

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

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

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

Рабочие марки колонн связевых панелей приведены в выпуске 0-2 "Указания по применению изделий каркаса".

3.3.3. Размеры монолитного фундамента связевой панели определяются по указаниям главы СНиП П-15-74 "Основания зданий и сооружений" и по указаниям главы СНиП П-17-77 "Свайные фундаменты" с учетом ограничений поворота фундамента.

Расчетная схема связевой панели при определении усилий на уровне низа фундамента принимается в виде консольной балки, 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 связевых панелей не допускается треугольная эпюра давления на грунт (т.е.  $R_{\text{мил}} \neq 0$ ).

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

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

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

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

$Q$  - по указаниям п. 3.1.8;

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

Стенки стаканов монолитных фундаментов связевых панелей рассчитываются на поперечную силу и момент от горизонтальных (ветровых) нагрузок по поперечному или продольному направлению разбивочных осей:

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



$$M_{\Phi}^c = M_I^{\text{табл}} \cdot \frac{Q}{Q_{\text{табл}}}, \quad (3.16)$$

где  $M_I^{\text{табл}}$  - по табл. II.

3.3.4. Фундаменты рядовых колонн каркасов подбираются по материалам выпуска О-1 "Указания по применению изделий каркаса".

#### СХЕМА РАСЧЕТА МОНОЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА

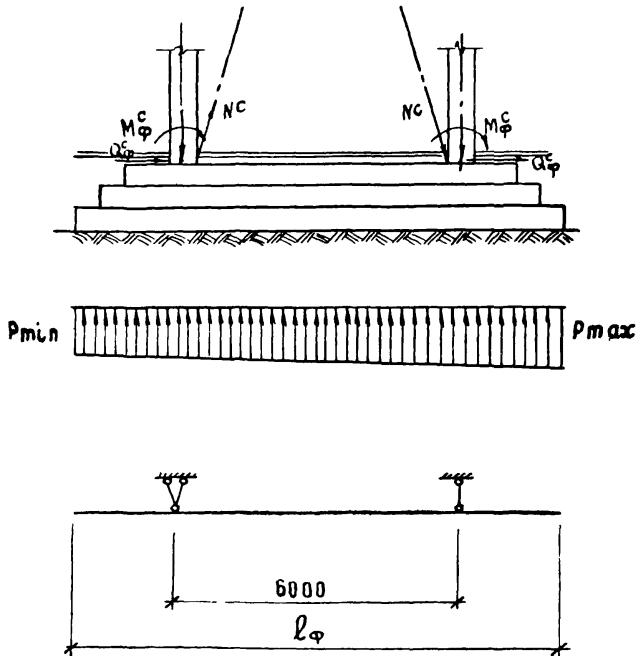


Рис. 3.4

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

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

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

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 указаниям п.3.2.4;

$\alpha_1, \alpha_2$  - см. табл. 2.

Таблица 2

Этажность, м	$\alpha_1$	$\alpha_2$
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

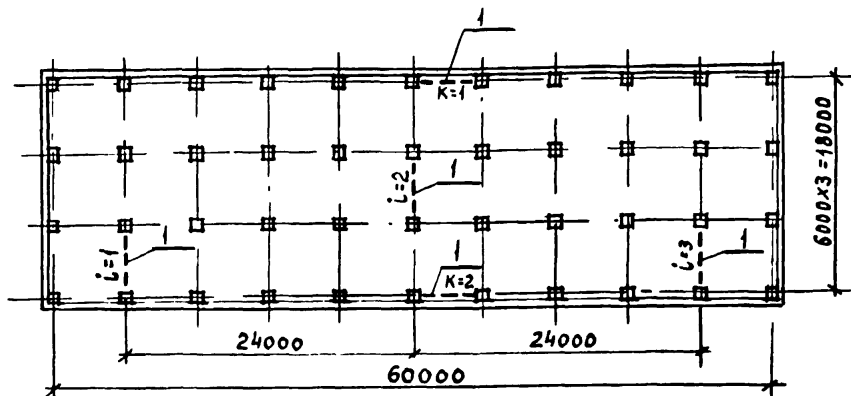
Дополнительная поперечная сила от горизонтальных (ветровых) нагрузок (по поперечному или продольному направлению разбивочных осей) определяется по формуле:

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

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

### 3.4. Примеры расчета каркаса зданий с симметричным расположением связей

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



I-стальные связи

Рис. 3.5

Здание четырехэтажное, имеет сетку колонны 6х6м, высоты этажей 4,8 м. Временная нормативная нагрузка на перекрытие - 1000 кгс/м<sup>2</sup>. Здание расположенное во II ветровом районе. Тип местности (по СНиП П-6-74)-Б.

В продольном направлении используются треугольные, в поперечном - пятиугольные связи указанные в выпуске 0-2 "Указания по применению изделий каркаса" марок.

Стены - самонесущие.

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

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

I.020-I/83.0-5 02ПЗ

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  $i = 1$  момент в уровне перекрытия составит:

$$M_{11} = \frac{l}{2} \cdot (q_{min} \cdot \omega_1 - q_{max} \cdot \omega_2) = 3(1,82 \cdot 6.6 - 0,96.6.3,23) = 140,8 \text{ тс.м,}$$

где  $l = 6 \text{ м}$  - пролет связевой панели;

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

$\omega_1, \omega_2$  - грузовая площадь, приходящаяся на одну связевую колонну (см. рис. 3.1),

в уровне покрытия с учетом снеговой нагрузки:

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

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

$$M_{12} = 3(1,82.6.6 - 0,96.6.6) = 92,8 \text{ тс.м,}$$

в уровне покрытия

$$M_{22} = 0.$$

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

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

в уровне покрытия

$$M_{23} = 0.$$

Взамен инв. №

Подпись и дата

Инв. № подл.

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

для связей  $i = 1$  и  $i = 3$ :

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

Значения  $t_{mj}$  - по табл. 1.

для связи  $i = 2$ :

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

для связей  $K = 1$  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  $C_{\phi}$ , учитывающую податливость основания. По табл. 4 приложения 3 СНиП П-15-74 для фундамента с отношением сторон 3:1 находим  $k_e = 1,07$ .

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

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

для связей  $i = 1$  и  $i = 3$ :

$$K_{\phi 1} = 1 + \frac{B_{\Sigma 1}''}{C_{\phi}} \cdot \beta = 1 + \frac{0,8 \cdot 10^7 \text{ тс.м}^2}{0,85 \cdot 10^6 \text{ тс.м}} \cdot 0,141 \frac{1}{\text{м}} = 1 + 1,33 = 2,33$$

Значения  $B_{\Sigma i}''$  принимаем по табл. 13

для связи  $i = 2$ .

$$K_{\phi 2} = 1 + \frac{0,8 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,147 = 2,38$$

для связей продольного направления  $K = 1$  и  $K = 2$ :

$$K_{\Phi 3} = 1 + \frac{0,5 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,147 = 1,86$$

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

$$K_{R1} = \frac{1}{1 - K_{II} \cdot n \cdot K_{\Phi 1}} = \frac{1}{1 - 7,5 \cdot 10^{-3} \cdot 12,2 \cdot 32} = 1,26$$

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

$$K_{R2} = \frac{1}{1 - 7,5 \cdot 10^{-3} \cdot 12,2 \cdot 38} = 1,27$$

для связи продольного направления:

$$K_{R3} = \frac{1}{1 - 6,24 \cdot 10^{-3} \cdot 20 \cdot 1,86} = 1,3$$

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

$$L'_1 = L_1 \cdot K_{R1} = 20 \cdot 1,26 = 25,2 \text{ м,}$$

$$M_{I \text{ на отм. } -0,200}^{\text{Ветр}} = \frac{L'_1}{24} 0,56 \cdot M^{\text{табл}} = \frac{25,2}{24} \cdot 0,56 \cdot 424,8 = 250 \text{ тс.м,}$$

$$Q_I \text{ на отм. } -0,200 = \frac{L'_1}{24} 0,56 \cdot 0^{\text{табл}} = \frac{25,2}{24} \cdot 0,56 \cdot 35,5 = 20,9 \text{ тс,}$$

здесь 0,56 - коэффициент перехода от ветровой нагрузки для III района по скоростному напору ветра к нагрузке для IIБ ветрового района, принятый по табл. 3;

$M^{\text{табл}}, Q^{\text{табл}}$  - значения расчетного ветрового момента и поперечной силы для III района по скоростному напору ветра при фронте ветровой нагрузки 24 м по табл. 5.

В случае действия максимального момента от неравномерной вертикальной нагрузки

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

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

При определении крена фундамента связей поперечного направления  $i = 1/u_i = 3$  следует учесть момент от собственного веса самонесущих стен.

Вес стен собранный 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:

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

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

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

Проверяем несущую способность связевых панелей на условия растяжения в колоннах:

$$K_2 M_{\text{I ветр}} = 0,06 \cdot 250 = 15 \text{ тс,}$$

$$K_2 = 0,06 - \text{по табл. 8,}$$

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

так как  $N_{\text{I макс}}^{\text{мин}} > K_2 M_{\text{I ветр}}$  растяжение в крайних колоннах в заделке в фундаменте не возникает.

Крен фундамента под связевой панелью определяет по п. II приложения 3 СНиП П-15-74

$$i_1 = \frac{M_{\text{I макс}}^{\text{ветр}} - M_{\text{Ист}}}{C_{\text{ф}}} = \frac{471 - 150,8}{0,85 \cdot 10^6} = 0,38 \cdot 10^{-3},$$

значение  $i_1$  больше  $i_{\text{max}}$  в табл. 16, следовательно необходимо провести проверку связевых панелей по деформациям.

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

$$\delta_{I'}^{\text{встр}} = \frac{1}{B_3'} \cdot \left\{ \sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot H_{3T}^2}{6} (3H - jH_{3T}) + \frac{W_m^6 \cdot H^3}{3} \right\}$$

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

$$0,56 \cdot \frac{24'}{24} = 0,56 \frac{25,2}{24} = 0,588$$

Значение эквивалентной жесткости принимаем по табл. 12

$$\begin{aligned} \delta_{I'}^{\text{встр}} &= \frac{0,588}{0,186 \cdot 10^7} / 8,7 \cdot \frac{4,8^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 4,8) + 8,7 \cdot \frac{9,6^2}{6} (3 \cdot 19,2 - \\ &- 9,6) + 9,7 \frac{14,4^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 14,4) + 8,4 \cdot \frac{19,2^3}{3} / = 0,0134 \text{ м} \end{aligned}$$

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

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

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:

$$\delta_{I'}^{\text{встр}} + \delta_{I'}^{\text{верт}} + \delta_{I'}^{\text{крен}} = 0,0134 + 0,0069 + 0,0073 =$$



$$= 0,0276 \text{ м} < \frac{H}{500} = \frac{19,2}{500} = 0,0384 \text{ м}$$

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

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

$$N = N_{\text{табл}} \cdot \frac{Q}{Q_{\text{табл}}} = 77,0 \cdot \frac{20,9}{41,8} = 38,5 \text{ тс},$$

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

$Q_{\text{табл}}$  - " по табл. 9

Стенки стаканов монолитных фундаментов связевых панелей рассчитываются на следующие усилия

$$Q_{\varphi 1}^c = \frac{Q}{2} = \frac{20,9}{2} = 10,45 \text{ тс},$$

$$M_{\varphi 1}^c = M_i^{\text{табл}} \cdot \frac{Q}{Q_{\text{табл}}} = 13,6 \cdot \frac{20,9}{41,3} = 6,8 \text{ тс.м},$$

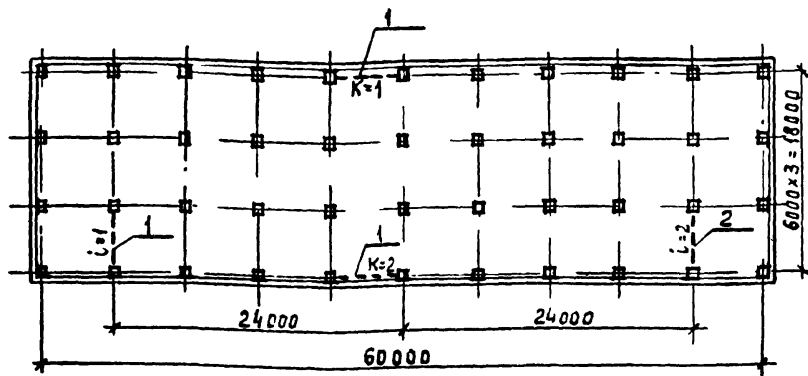
$$M_i^{\text{табл}} - \text{по табл. II}, \quad Q^{\text{табл}} - \text{по табл. 9}.$$

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

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

Фронт ветровой нагрузки на каждую связевую панель поперечного направления составляет

$$L_i = \frac{60}{2} = 30 \text{ м}$$



I - стальные связи

Рис. 3.6

Момент в уровне перекрытия 2х верхних этажей составит

$$M_{3I} = 3(1,27 \cdot 6,6 - 0,96 \cdot 6,3 \cdot 2,3) = 81,3 \text{ тс.м, тогда}$$

$$\beta = \frac{m \sum_i M_i}{H_{3r} \sum_i t_{m_j} M_j} = \frac{4(140,8 + 2,81,3 + 48,9)}{4,8 / 140,8 \cdot 3,5 + 81,3(6 + 7,5) + 48,9 \cdot 8} = 0,148 \frac{\text{I}}{\text{M}}$$

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

$$K_{\varphi I} = 1 + \frac{B_{\Sigma}''}{C_{\varphi}} \cdot \beta = 1 + \frac{0,8 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,148 = 2,39$$

Коэффициент, учитывающий работу каркаса по деформированной схеме составит

$$K_{RI} = \frac{1}{1 - K_{II} \cdot n \cdot K_{\varphi I}} = \frac{1}{1 - 7,5 \cdot 10^{-8} \cdot 20 \cdot 2,39} = 1,56$$

$K_{II}$  - по табл. 7

Условный фронт ветровой нагрузки равен:

$$L' = K_{RI} \cdot L_1 = 1,56 \cdot 30 = 46,9 \text{ м}$$

Усилия в уровне обреза фундамента составят:

$$M_{I \text{ на отн } -0,200}^{\text{ветр}} = \frac{L_1'}{24} \cdot 0,56 \cdot 424,8 = 465 \text{ то.м.}$$

что меньше значения соответствующих несущей способности связевой панели в табл. 9

$$Q_I \text{ на отн } -0,200 = \frac{L_1'}{24} \cdot 0,56 \cdot 35,5 = 38,8 \text{ то}$$

При расчете на максимальный момент от неравномерной вертикальной нагрузки:

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

при этом  $N_I = \sum_{j=1}^m P_j = 1,82 \cdot 6,6 + 0,96 \cdot 6,3,23 + 2(1,27 \cdot 6,6 + 0,96 \cdot 6,3,23) + 0,98 \cdot 6,6 + 0,98 \cdot 6,3,23 = 263,0 \text{ то}$

Момент в уровне фундамента от собственного веса стен

$$M_{I,ст} = 150,8 \text{ то.м (см. пример I)}$$

При расчете на максимальную нагрузку по всей площади:

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

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

$$N_{I \text{ max}} = 1,82,6(6+3,23) + 2 \cdot 1,27,6(6+3,23) + 0,98,6 \cdot (6+3,23) = 295 \text{ то}$$

Проверяем несущую способность связевых панелей из условия растяжения в колонне

$$K_2 M_I^{\text{ветр}} = 0,06 \cdot 465 = 27,9 \text{ то.}$$

$K_2$  - по табл. 8

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

Растяжения вет.

Определяем прогиб верха связевой панели от ветровой нагрузки:

Имя, № подразделения, Подпись и дата, Взамен и №

$$\delta_{I}^{\text{ветр}} = 0,56 \frac{46,9}{24 \cdot 0,186 \cdot 10^7} \cdot [8,7 \frac{4,8^2}{6} (3,19,2-4,8) + 8,7 \cdot \frac{9,6^2}{6} \times \\ \times (3,19,2-9,6) + 9,7 \frac{14,4^2}{6} (3,19,2-14,4) + 8,4 \frac{19,2^2}{3}] = 0,0249 \text{ м,}$$

от неравномерной вертикальной нагрузки:

$$\delta_{I}^{\text{верт}} = \frac{I}{0,8 \cdot 10^7} \cdot [140,8 \cdot 4,8(19,2-2,4) + 81,3 \{9,6(19,2-4,8) + 14,4 \times \\ \times (19,2-7,2)\}] = 0,0046 \text{ м,}$$

прогиб от крена фундамента:

$$\delta_{I}^{\text{крн}} = H \cdot \frac{M_{I \max}^{\text{верт}} - M_{I \text{крн}}}{C_{\phi}} = 19,2 \cdot \frac{352,3 - 150,8}{0,85 \cdot 10^6} = 0,0046 \text{ м}$$

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

$$\delta_{I}^{\text{ветр}} + \delta_{I}^{\text{верт}} + \delta_{I}^{\text{крн}} = 0,0249 + 0,0046 + 0,0046 = \\ = 0,0341 < \frac{H}{500} = 0,0384 \text{ м}$$

#### 4. РАСЧЕТ КАРКАСА С НЕСИММЕТРИЧНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ СВЯЗЕВЫХ ПАНЕЛЕЙ И С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ РАЗНОУРОВНЕВНЫХ 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.

Значения ветровых нагрузок для III района по скоростному напору ветра (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.

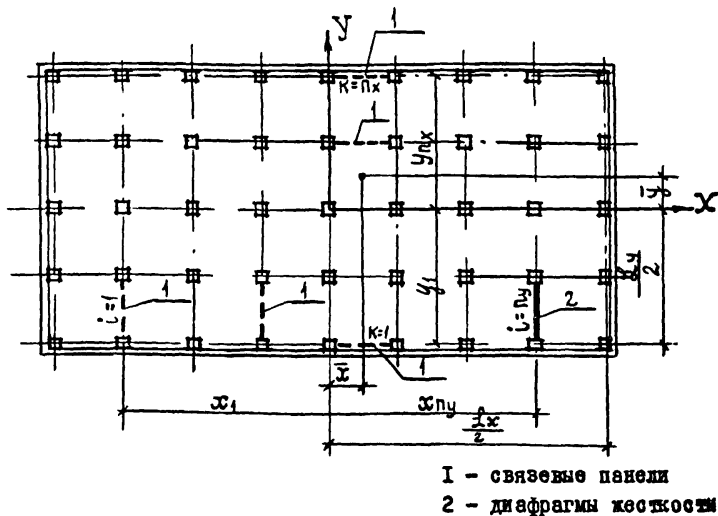


Рис. 4.1

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:

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

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 связевых 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  $OY$  и 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  $B'_i$  и  $B'_эк$  даны в 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. Восприимемые связевыми панелями вертикальные нагрузки могут быть приложены к ним не центрально и вызывать изгибающие моменты  $M_{xi}$  вертик. и  $M_{yk}$  вертик. относительно осей симметрии связевых панелей.

Распределение изгибающих моментов от неравномерных вертикальных нагрузок аналогично распределению горизонтальных нагрузок с той разницей, что вместо эквивалентных жесткостей связевых панелей при действии ветровых нагрузок при определении коэффициентов  $K_{qi}$  вертик. и  $K_{ak}$  вертик. следует вводить эквивалентные жесткости при действии вертикальных нагрузок  $B''_i$  и  $B''_эк$  (см. табл. 13).

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

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

$$K_{qii}^{верт} = \frac{\alpha y_i}{\sum_{i=1}^n \alpha y_i} + \alpha y_i \frac{(x - x_a)(x - x_i)}{C_{кр}} \quad (4.4)$$

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

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

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

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  $K_{\alpha}$  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:

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

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  $M_{i}^{ветр}$  и  $Q_i$  в уровне чистого пола и обреза фундамента для фронта ветровой

Взамен инв. №  
Полить и дата  
Инв. № подл.

нагрузки  $Z'_i$ , 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:

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

где  $K_{\alpha i}^{\text{вент}}$  - 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 усилия  $M_i^{\text{вент}}$ ,  $Q_i$  и  $N_i$  не должны превышать значения соответствующие несущей способности связевой панели приведенные в табл. 9 и 15, а значение  $M_i^{\text{вент}} + M_i^{\text{вент}}$  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  $\frac{I}{500}$

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



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:

$$M_{\Phi}^P = \frac{0,85 E J_K}{H^2} \cdot (\alpha_1 \cdot \delta_K^{ветр.} + \alpha_2 \cdot \delta_K^{верт.}) \quad (4.9)$$

где  $E, J_K, H, \alpha_1, \alpha_2$  - принимать по указаниям п. 3.3.4.  
 $\delta_K^{ветр.}$ ;  $\delta_K^{верт.}$  - максимальное смещение верха колонны от действия соответственно ветровой и вертикальной нагрузок при смещении связевых панелей ( $\delta_c^{ветр.}$ ;  $\delta_c^{верт.}$ ) полученном по указаниям п.4.2.3.

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

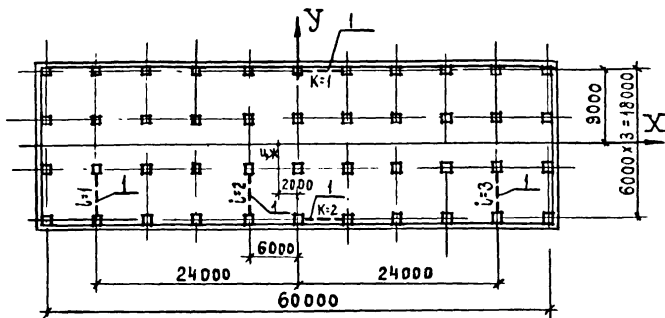
Пример 3. В здании, рассмотренном в примере I (п.3.4) одна из связевых панелей поперечного направления с пятиугольной решеткой смещена на 6 м, как показано на рис.4.2.

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 -  $0,186 \cdot 10^7$  тс.м<sup>2</sup>; связевых панелей продольного направления -  $0,410 \cdot 10^7$  тс.м<sup>2</sup>

$$\alpha_{y1} = \alpha_{yz} = \alpha_{z3} = \frac{B'_{zi}}{B'_{zk}} = \frac{0,186 \cdot 10^7}{0,410 \cdot 10^7} = 0,454;$$



I - стальные связи

Рис. 4.2

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

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi}} = \frac{0,454(-24-6+24)}{3 \cdot 0,454} = -2\text{м},$$

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

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

$$= 0,454 [(-24+2)^2 + (-6+2)^2 + (24+2)^2] + 1 \cdot [(9+0)^2 + (9+0)^2] = 696,$$

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

$$= \frac{0,454}{0,454 \cdot 3} + 0,454 \cdot \frac{-2(-2-24)}{696} = 0,333 + 0,033 = 0,366$$

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

Определяет коэффициент  $K_{\text{вкз}}^{\text{верт}}$ , 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 -  $0,5 \cdot 10^7$  тс.м<sup>2</sup>

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

$$\alpha_{y1} = \alpha_{y2} = \alpha_{y3} = \frac{B''_{zi}}{B''_{zk}} = \frac{0,8 \cdot 10^7}{0,5 \cdot 10^7} = 1,60,$$

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

Тогда:

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

$$C_{\text{кр}} = \sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi} (x_i - \bar{x})^2 + \sum_{k=1}^{n_x} \alpha_{xk} (y_k - \bar{y})^2 = 1,6 \cdot [(-24+2)^2 + (-6+2)^2 + (24+2)^2] + 2 \cdot 9^2 = 2044,$$

$$K_{\text{вкз}}^{\text{верт}} = \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{x} - x_3)(\bar{x} - x_3)}{C_{\text{кр}}} = \frac{1,6}{3 \cdot 1,6} + 1,6 \cdot \frac{(-2+24)(-2-24)}{2044} = 0,333 - 0,446 = -0,113,$$

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

$$K_{\text{вкз}}^{\text{верт}} = \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{n_y} \alpha_{yi}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{x} - x_3)(\bar{x} - x_3)}{C_{\text{кр}}} = 0,333 + 1,6 \cdot \frac{(-2+6)(-2-24)}{2044} = 0,252$$

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

$$K_{Q33}^{\text{верт}} = 0,333 + 1,6 \frac{(-2-24)(-2-24)}{2044} = 0,86$$

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

$$\bar{y} = 0; C_{кр} = 2044,$$

$$K_{Q34}^{\text{верт}} = \alpha y_3 \cdot \frac{(\bar{y} - y_4)(x_3 - \bar{x})}{C_{кр}} = 1,6 \cdot \frac{-2(24+2)}{2044} = -0,18$$

Условный фронт ветровой нагрузки равен:

$$L'_3 = L_x \cdot K_{Q3}^{\text{верт}} \cdot K_{R3} = 60 \cdot 0,366 \cdot 1,26 = 27,7 \text{ м}$$

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

Определяем усилия действующие на связевую панель на отметке 0.000.

Усилия от ветровой нагрузки:

$$M_3^{\text{ветр}} \text{ на отм } 0 = \frac{L'_3}{24} \cdot 0,56 \cdot M_{\text{табл}} = \frac{27,7}{24} \cdot 0,56 \cdot 412 = 266 \text{ то.м.}$$

$$Q = 0,56 \cdot \frac{L'_3}{24} \cdot Q_{\text{табл}} = 0,56 \cdot \frac{27,7}{24} \cdot 85,5 = 22,9 \text{ тс}$$

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

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

от собственного веса самонесущих стоек:

$$M_{3ст} = 150,8 \text{ тс.м}$$

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

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

$$M_{3\max}^{\text{встр}} = \sum_{j=1}^m M_{3j} \cdot (\mathcal{H}_{Q32}^{\text{встр}} + \mathcal{H}_{Q33}^{\text{встр}}) + 2 \sum_{j=1}^m M_{4j} \cdot \mathcal{H}_{Q34}^{\text{встр}}$$

$$= 471(0,252+0,86)+150 \cdot 2 \cdot 0,18 = 582 \text{ тс.м}$$

Максимальный момент от неравномерного нагружения связи  $i = 1$  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  $M_3^{\text{встр}} + M_3 <$  суммы значений по табл. 9 и 15.

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

$$k_2 M_3^{\text{встр}} = 0,06 \cdot 266 = 16,0 \text{ тс} < N_3^{\min} = 67,3 \text{ тс}$$

Здесь  $N_3^{\min}$  - см. пример I;  
 $k_2$  - по табл. 8.

Определяем перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки:

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

где  $W_j, W_m^6$  - см. табл. 3 и 4;  
 $B_3$  - см. табл. 12

$$\delta_3^{\text{встр}} = 0,56 \frac{27,7}{24 \cdot 0,186 \cdot 10^7} \cdot [8,7 \cdot \frac{4 \cdot 8^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 4 \cdot 8) + 8,7 \cdot \frac{9 \cdot 6^2}{6} \times \\ \times (3 \cdot 19,2 - 9 \cdot 6) + 9 \cdot 7 \cdot \frac{14 \cdot 4^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 14 \cdot 4) + 8,4 \cdot \frac{19 \cdot 2^3}{3}] = 0,0146 \text{ м}$$

От неравномерной вертикальной нагрузки:

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

где  $B_3^{\text{в}}$  - см. табл. 13.

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

ИНВ. № 1001. Подпись и дата. Взам. инв. №

$$\delta_{3 \text{ верт.}} = \frac{140,8}{0,8 \cdot 10^7} / 4,8(19,2-2,4) + 9,6(19,2-4,8) + 14,4(19,2-7,2) = 0,0069 \text{ м,}$$

от крена фундамента:

$$\delta_{3 \text{ крен}} = H \cdot \frac{M_{3 \text{ max}}^{\text{верт}} - M_{3 \text{ ст}}}{C_{кр}} = 19,2 \frac{582 - 150,5}{0,85 \cdot 10^6} = 0,0098 \text{ м}$$

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

$$\delta_{1 \text{ ветр}} + \delta_{\text{верт}} + \delta_{1 \text{ крен}} = 0,0148 + 0,0069 + 0,0098 = 0,0315 \text{ м} < \frac{H}{500} = 0,0384 \text{ м}$$

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

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

Требуется проверить достаточность поставленных вертикальных элементов жесткости.

Здание четырехэтажное, имеет сетку колонн 6х6м. Высоты этажей - 4,8 м. Временная нормативная нагрузка на перекрытие - 1000 кгс/м<sup>2</sup>. Расположено здание во II районе по скоростному напору ветра. Тип местности (по СНиП II-6-74) - Б.

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

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

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

$$M_{гр} = 0,23.$$

Производим проверку связи  $i = 1$ .

Перераспределение ветровой нагрузки выполняется по указаниям п. 4.1.2.

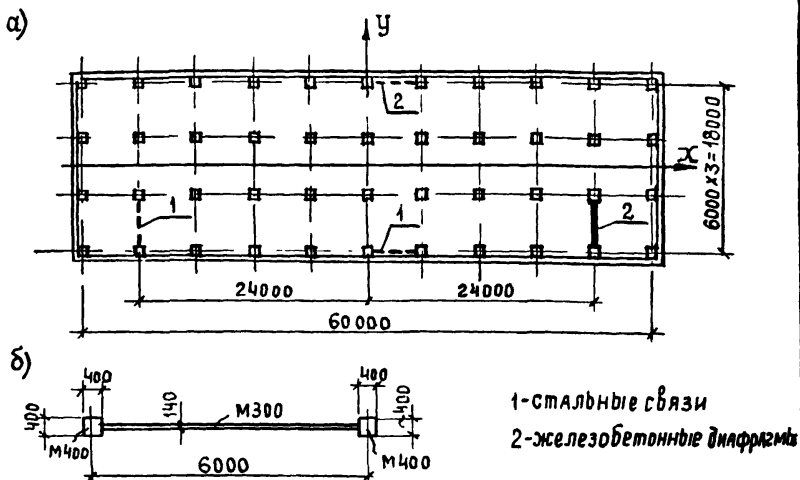


Рис. 4.3

Эквивалентная жесткость при действии ветровой нагрузки связей панели поперечного направления -  $0,186 \cdot 10^7$  тс.м<sup>2</sup>, связей панелей продольного направления -  $0,410 \cdot 10^7$  тс.м<sup>2</sup>, изгибающая жесткость диафрагмы железобетонной -  $1,32 \cdot 10^7$  тс.м<sup>2</sup>.

$$\alpha_{y1} = \frac{0,186}{1,32} = 0,140; \quad \alpha_{y2} = 1;$$

$$\alpha_{x1} = \frac{0,410}{1,32} = 0,311 = \alpha_{x2};$$

$$\bar{x} = \frac{-24 \cdot 0,140 + 24}{1,140} = 18,1 \text{ м};$$

$$\bar{y} = \frac{0,311 \cdot 9 - 0,311 \cdot 9}{2 \cdot 0,311} = 0;$$

$$C_{кр} = 0,14 \cdot (-24 - 18,1)^2 + (24 - 18,1)^2 + 2 \cdot 0,311 \cdot 9^2 = 333;$$

$$K_{q1}^{ветр} = \frac{0,14}{1,14} + 0,14 \cdot \frac{18,1(18,1+24)}{333} = 0,443$$

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

Эквивалентная жесткость связевой 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 -  $0,5 \cdot 10^7$  тс.м<sup>2</sup>.

$$\alpha_{y1} = \frac{0,8}{1,32} = 0,606; \quad \alpha_{y2} = 1; \quad \alpha_{x1} = \alpha_{x2} = \frac{0,5}{1,32} = 0,379;$$

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

$$\bar{y} = \frac{0,379 \cdot 9 - 0,379 \cdot 9}{2 \cdot 0,379} = 0;$$

$$C_{кр} = 0,606(-24 - 5,9)^2 + 1(24 - 5,9)^2 + 2 \cdot 0,379 \cdot 9^2 = 931;$$

$$K_{Q11}^{\text{верт}} = \frac{0,606}{1,606} + 0,606 \cdot \frac{(5,9 + 24)(5,9 + 24)}{931} = 0,959$$

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связи  $K=2$ :

$$K_{Q13}^{\text{верт.}} = 0,606 \cdot \frac{9(-24 - 5,9)}{930} = -0,175,$$

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связи  $K=1$ :

$$K_{Q14}^{\text{верт.}} = 0,175$$

Определяем коэффициент, учитывающий поворот фундамента.

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

По графикам принимаем:

$$\beta = 0,14 \frac{1}{\text{м}}$$

По табл. 4 приложения 3 СНиП П-15-74 для фундамента с отношением сторон  $I_2:4 = 3$  находим  $k_e = 1,07$ .

Тогда:



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

$$K_{\Phi 1} = 1 + \frac{0,30 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,14 = 2,31$$

Коэффициент, учитывающий совместную работу связевых панелей и рядовых колонн:

$$K_{K1} = \frac{1}{1 - 0,0075 \cdot 20 \cdot 2,31} = 1,53$$

Условный фронт ветровой нагрузки:

$$L'_1 = 60 \cdot 0,443 \cdot 1,53 = 40,7 \text{ м}$$

Усилия от ветровой нагрузки:

$$M_1 \begin{matrix} \text{ветр} \\ \text{на отм.0} \end{matrix} = 0,56 \cdot 412 \cdot \frac{40,7}{24} = 392 \text{ тс.м};$$

$$Q = 0,56 \cdot 35,5 \cdot \frac{40,7}{24} = 33,7 \text{ тс.}$$

0,56 - коэф.перехода от ветровой нагрузки для ША района по скоростному напору ветра к нагрузке для ПБ района.

Усилия от вертикальной нагрузки, действующей на связевую панель  $\dot{i} = 1$ :

$$\text{при } N_{\max} = 435 \text{ тс, } M \begin{matrix} \text{верт.} \\ \text{на отм.0} \end{matrix} = 54 \text{ тс.} \cdot 0,959 = 52 \text{ тс.м};$$

$$\text{при } N = 306 \text{ тс, } M \begin{matrix} \text{верт.} \\ \text{на отм.0} \end{matrix} = 471 \cdot 0,959 = 452 \text{ тс.м};$$

$$\text{при } N_{\min} = 88 \text{ тс, } M \begin{matrix} \text{верт.} \\ \text{на отм.0} \end{matrix} = 60 \cdot 0,959 = 58 \text{ тс.м}$$

Усилия от неравномерной вертикальной нагрузки, приложенной к связевым панелям K=1 и K=2 передаваемые на связевую панель  $\dot{i} = 1$ :

$$M \begin{matrix} \text{верт.} \\ \text{на отм.0} \end{matrix} = 280 \cdot 2 \cdot 0,175 = 98 \text{ тс.м}$$

Момент передаваемый на фундамент от собственного веса стен

$$M_{\text{ст}} = 150,5 \text{ тс}$$

Несущая способность по первому предельному состоянию обеспечена.

Определим перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки:

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

$$= 0,56 \frac{1}{0,186 \cdot 10^7} \cdot \frac{40,7}{24} \left\{ 8,7 \frac{4,8^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 4,8) + 8,7 \frac{9,6^2}{6} \times \right.$$

$$\left. \times (3 \cdot 19,2 - 9,6) + 9,7 \frac{14,4^2}{6} (3 \cdot 19,2 - 14,4) + 8,4 \cdot \frac{19,2^3}{3} \right\} = 0,0217 \text{ м}$$

От действия вертикальной нагрузки:

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

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

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

$$\delta_{1 \text{ крен}} = 19,2 \cdot \frac{(456 + 98 - 150,5)}{0,85 \cdot 10^6} = 0,0091 \text{ м}.$$

Суммарный прогиб связевой панели равен:

$$\delta_1 = 0,0217 + 0,0069 + 0,0091 = 0,0377 \text{ м} < \frac{1}{500} H = 0,0384 \text{ м}$$

Горизонтальное смещение диафрагмы жесткости определяется аналогично и равно:

$$\delta_{2 \text{ ветр}} + \delta_{2 \text{ верт}} + \delta_{2 \text{ крен}} = 0,01 \text{ м}$$

Тогда прогиб крайней колонны в уровне покрытия определяется следующим образом:

$$\delta_K = 0,01 + (0,0377 - 0,01) \frac{54 \text{ м}}{48 \text{ м}} = 0,0412 \text{ м} = \frac{1}{466} \cdot H$$

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

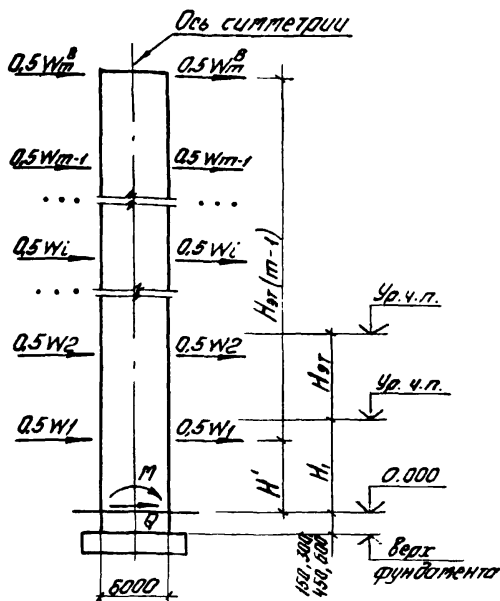


Таблица 3

Высота здания  $H_1 + H_{гр} (m)$

Значение коэффициентов перевода ветровой нагрузки для района по скоростному напору ветра

m	Тип местности							
	I		II		III		IV	
	A	B	A	B	A	B	B	
до 10 м	0,600	0,389	0,778	0,504	1,000	0,649	0,793	
до 20 м		0,432		0,560		0,720	0,880	
до 30 м		0,449		0,582		0,751	0,916	
36 м		0,564		0,731		0,940	1,149	

1.020-1/83.0-5 02173

Лист

41

Таблица 4

Высоты этажей  
Первого

Значение ветровых нагрузок для III района  
(при фронте ветровой нагрузки  $L = 24 \text{ м}$ )  $T_0$

Последующих

Пробланные и поперечные связи при ригеле высотой  $h_{риг} = 450 \text{ мм}$   
пробланные связи при ригеле высотой  $h_{риг} = 600 \text{ мм}$ .

$H_1$	$H_2$	$H_{эж}$	$W_1$	$W_2$	$W_2$	$W_3$	$W_3$	$W_4$	$W_4$	$W_5$	$W_5$	$W_6$
3,6	3,2	3,6	6,6	5,8	6,6	5,8	6,7	6,5	7,3	7,0	7,9	7,4
4,8	4,4	3,6	7,7	—	6,6	6,1	6,9	6,6	7,5	7,2	8,1	7,5
4,2	3,8	4,2	7,7	6,4	7,7	6,8	8,2	7,5	8,9	8,1	9,6	8,4
4,8	4,4	4,8	8,7	6,9	8,7	7,7	9,7	8,4	10,7	9,0	11,4	9,5
6,0	5,6	4,8	9,8	—	8,9	7,9	9,9	8,5	11,0	9,1	11,6	9,6
6,0	5,6	6,0	10,9	8,3	11,4	9,4	13,1	10,2	14,2	11,2	15,2	11,9
7,2	6,8	6,0	12,0	—	11,8	9,6	13,3	10,5	14,5	11,2	—	—

Поперечные связи при ригеле высотой  $h_{риг} = 600 \text{ мм}$

4,2	3,6	4,2	7,5	6,7	7,7	7,1	8,0	7,8	8,8	8,4	9,6	8,8
4,8	4,2	4,8	8,5	7,3	8,7	8,1	9,6	8,9	10,7	9,5	11,4	10,0
6,0	5,4	4,8	9,6	—	8,8	8,2	9,9	9,1	10,9	9,6	11,6	10,2
6,0	5,4	6,0	10,6	8,5	11,3	9,9	13,0	11,3	14,1	11,6	15,1	12,4
7,2	6,6	6,0	12,0	—	11,6	10,2	13,2	11,0	14,3	11,7	—	—

1.020-1/83.0-5 02ПЗ

1982,8

Таблица 5

Высота этажей Нэт или Н <sub>1</sub> + Н <sub>эт</sub> , М	Отмет. ко дакет ного сечения	Значения расчетных ветровых моментов М (тс.м) и поперечных сил Q (тс) для III Я района (фронт ветровой нагрузки L = 24 м) при этажности									
		2		3		4		5		6	
		Q	М	Q	М	Q	М	Q	М	Q	М

Связи продольного и поперечного направления  
при высоте 450 мм

3,6	0,000	124	60,56	190	120,32	26,4	220,68	34,2	361,08	42,5	532,80
	-0,450		66,14		135,12		238,80		376,71		532,15
4,8+3,6	0,000	-	-	204	148,52	27,8	267,04	35,9	416,08	44,3	601,00
	-0,450		-		160,61		279,54		432,22		620,91
4,2	0,000	141	80,46	22,2	173,82	31,1	313,90	40,6	503,72	50,5	742,94
	-0,450		87,50		184,91		329,44		524,01		768,18
4,8	0,000	156	101,76	25,1	226,12	35,5	412,04	46,8	667,68	58,7	994,12
	-0,150		104,08		229,87		417,35		674,68		1002,9
6,0+4,8	0,000	-	-	266	267,52	37,2	469,92	48,7	743,6	60,8	1089,76
	-0,150		-		271,50		475,40		750,80		1098,87
6,0	0,000	19,2	157,32	31,7	358,72	45,6	664,56	60,8	1090,48	76,7	1632,52
	-0,150		160,19		363,47		671,39		1092,99		1644,01
7,2+6,0	0,000	-	-	334	413,12	47,6	743,08	62,8	1187,24	-	-
	-0,150		-		418,13		750,21		1195,55		-

Связи продольного и поперечного направления при высоте 450 мм  
600 мм (значения Q и М по отпм Q,000 - как  
при высоте 450 мм)

4,2	-0,600	14,1	88,8	22,2	187,04	31,1	322,46	40,6	527,98	50,5	773,1
		15,6	106,44	25,1	233,65	35,5	422,7	46,8	687,72	58,7	1047,73
6,0+4,8	-0,300	-	-	26,6	275,5	37,2	480,95	48,7	758,2	60,8	1107,80
		19,2	163,08	31,7	368,1	45,6	678,18	60,8	1108,6	76,7	1655,5
7,2+6,0	-	-	-	33,4	423,05	47	757,28	62,8	1205,9	-	-

1.020-1/83. 0-5 02ПЗ

1/83

43

## Продолжение таблицы 5

Высоты эталонной Н<sub>г</sub> или Н<sub>г</sub>+Н<sub>з</sub>, м

Отметка каменного основания

Значения расчетных ветровых моментов М (тс.м) и поперечных сил Q (тс) для III Я района (фронт ветровой нагрузки L = 24 м) при эталонности

2		3		4		5		6	
Q	M	Q	M	Q	M	Q	M	Q	M

Связи поперечного направления при длине высотой 600 мм

4,2	0,000		82,1		110,12		315,62		505,06		748,02
	-0,600	14,2	87,78	22,3	185,5	3,0	327,94	40,4	521,14	50,4	768,10
4,8	0,000		104,56		230,84		419,16		677,2		1020,04
	-0,300	15,8	106,1	25,3	233,37	35,7	422,73	47,0	681,9	58,9	1041,53
6,0+4,8	0,000		—		268,92		477,16		751,84		1123,36
	-0,300	—	—	26,6	272,58	37,4	481,50	48,8	756,63	60,8	1129,37
6,0	0,000		159,12		304,68		687,08		1090,52		1641,23
	-0,300	19,2	161,04	31,8	307,86	46,2	690,54	60,5	1101,43	76,5	1648,05
7,2+6,0	0,000		—		421,84		757,04		1193,24		—
	-0,300	—	—	33,8	425,22	47,8	755,82	62,8	1199,52	—	—

1.020-1/83. 0-5 02.173

№62

44

Таблица 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L \times B \times M$   
 воспринимается одной связью при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

2-х этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нам или Н+Нам М	Крен фунда- менты, $i_{max}$ см 100/12,15	Сетка колонн, м							
		6x6				9x6			
		Пролет связевой панели, м							
		6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>							
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

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

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8	0-i <sub>max</sub>	30				27			
6,0	0	30	27	24	27		21		
	i <sub>max</sub>				27		21		

1020-1/83. 0-5 02 ПЗ

ИЛС И ПОСЛЕ ВОЗВРАТА И ЛЕТА КАРМ. СЛОН. П.

Продолжение табл. 6											
Максимальный фронт ветровой нагрузки L <sub>н</sub> в м воспринимаемой одной связью панелей при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости											
2 ± этажные здания											
I ветровой район, тип местности А											
Высота этажей	Крен фунда- мента	Ветка колонн, м									
		6 × 6			9 × 6						
Нэт или Нн + Нэт	в т.ч. с.м.	Пролет связевой панели, м									
		6									
Н	табл. 16	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36	60		36		60				
Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м <sup>2</sup>											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,2; 4,8; 6,0	0-1/т.к.	30					27				
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,2; 4,8	0-1/т.к.	30					27				
6,0	0	27		24		21		27		18	
	1/т.к.							27		18	
1020-1/83. 0-5										Лист 46	



Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_m$  в м  
 расширяемый для связей панели при симметричном  
 расположении в плане здания связывающих панелей  
 одинаковой жесткости

2 × этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен руины	Сетка колонн, м							
		6 × 6				9 × 6			
Нэт	кенто	Пролет связевой панели, м							
		6							
или	l, тах	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
Н+Нэт м	с.м. табл. 15	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м <sup>2</sup>							
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8; 6,0	0-l тах	30				27			

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8	0-l тах	30				27			
6,0	0	30	27	24	21	27		21	
	l тах								

1.020-1/83. 0-5 02 173

Лист

47

## Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_m$  в м  
 воспринимается одной связевой панелью при симметричном  
 расположении в плане здания связевой панели  
 одинаковой жесткости

## 2х этажные здания

## II ветровой район, тип местности А

Высота этажа Нэт или Н+Нэт м	Крен фунда- мента $\beta$ град или с/м табл. 10	Сетка колонн, м									
				6 x 6		9 x 6					
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36	60	36	60						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м <sup>2</sup>									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	300	1000

## Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8	$\beta = \beta_{\text{град}}$	30				27
	0					
6,0	$\beta_{\text{град}}$	30	27	30	27	

## Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8	$\beta = \beta_{\text{град}}$	30				27
	0					
6,0	$\beta_{\text{град}}$	24	21	20	18	
						27

1.020-1/83. 0-5 02.173

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_n$  в м  
 воспроизводимый одной связевой панелью при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

2-й этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажа Нэт или Н+Нэт м	Крен фунда- мента $\beta$ , ток см. табл. 10	Сетка колонн, м	
		6x6	9x6
Пролет связевой панели, м			
6			
Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м			
36		60	
36		60	
Временная нормативная нагрузка на перекрытие, $K^2/m^2$			
500		1000	
2000		500	
1000		2000	
500		1000	
500		1000	

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8	0-4-этаж	30				27
	0					
6,0	6-этаж	30	27	30	27	

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8	0-4-этаж	30				27
	0					
6,0	6-этаж	24	21	18	27	18

1.020-1/83. 0-5

02 ПЗ

1/2  
40

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L$  и  $B$  м  
воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном  
расположении в плане здания связевых панелей  
одинаковой высоты

2-х этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Высота этажей	Крем фунда- мента	Сетка колонн, м									
		6 x 6				9 x 6					
Нэт. или Н+Нэт. <td rowspan="2">i тах см. табл. 10 <td colspan="8">Пролет связевой панели, м</td> </td>	i тах см. табл. 10 <td colspan="8">Пролет связевой панели, м</td>	Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36	60	36	60						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м <sup>2</sup>									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8	$0 \div i_{\text{тах}}$	30							
	0					21			
6,0	i тах	30	24	30	24				

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,2	$0 \div i_{\text{тах}}$	30		30					
				21					
4,8	0			30					
	i тах	30		21		21			
6,0	0			16					
	i тах	20	18	16		21		18	

1.020-1/83 0-5 02 ПЗ

Лист

50

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_w$  в м  
 воспринимается одной связью панелей при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

2 & этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота колонн, м

6x6

9x6

Пролет связевой панели, м

6

9

Длина здания в направлении действия  
 ветровой нагрузки, м

12

60

18

54

18

54

Временная нормативная нагрузка на перекрытия,  $kH/m^2$

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

500

1000

500

1000

500

1000

500

1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;  
4,2;  
4,8;  
6,0

0-1 этаж

30

30

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6;  
4,2;  
4,8

0-1 этаж

30

30

6,0

30

27

30

24

30

27

1.020-1/83. 0-5

02 ПЗ

лист

51

Масштаб и дата. Подпись и штамп инженера

## Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L$  и  $B$  м  
воспринимаемый одной смежной панелью при симметричном  
расположении в плане здания смежных панелей  
одинаковой жесткости

2<sup>я</sup> этажные здания

## I ветровой район, тип местности А

Высота этажей Нэт или Н+Нэт м	Крен руины монта Л, тпх с.м. табл. 6	Сетка колонн, м											
		6x6						9x6					
		Пролет смежной панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м <sup>2</sup>											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000
		Треугольные связи поперечного направления											

3,6; 4,2	0-j тпх							30					
4,8	0							30					
	i тпх	30						27					
6,0	0							30					
	i тпх							27					

## Пятиугольные связи поперечного направления

3,6	0-l тпх	30						X						
4,2								27						
4,8		30						30						
6,0		30		24		21		30		21		27		21

1,020-1/83 0-5 02 ПЗ

Лист  
52

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_m$  в м  
воспринимаемый одной стороной панели при симметричном  
расположении в плане здания ветровых линеек  
одинаковой жесткости

2х этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота колонн, м

6x6

9x6

Пролет связевой панели, м

6

9

Длина здания в направлении действия  
ветровой нагрузки, м

12

60

18

54

18

54

Временная нормативная нагрузка на перекрытие,  $kN/m^2$ 

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

500

1000

500

1000

500

1000

500

1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;  
4,2;  
4,8 $D = l_{max}$ 

30

0

30

30

6,0

 $l_{max}$ 

27

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6

30

4,2;  
4,8

30

27

30

27

6,0

30

27

24

30

27

30

27

1.020-1/83. 0-5

02 ПЗ

Лист

53

Инд. и подг. таблицы и плана ветровых связей

## Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_w$  в м  
 Выпрямительный фронт здания при симметричном  
 расположении в плане здания свая свайной панели  
 одинаковой жесткости

2-х этажное здание

I ветровой район, тип местности А

Высота колонн, м

6 × 6

9 × 6

Пролет свая свайной панели, м

6

9

Длина здания в направлении действия  
ветровой нагрузки, м

12

60

18

54

18

54

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м<sup>2</sup>

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

Треугольные сваи поперечного направления

3,6

0- $l_{\text{свая}}$ 

30

4,2;

0

30

27

4,8

 $l_{\text{свая}}$ 

30

24

30

30

6,0

0

30

27

6,0

 $l_{\text{свая}}$ 

30

21

30

24

30

Пятиугольные сваи поперечного направления

3,6

0- $l_{\text{свая}}$ 

30

27

4,2

0- $l_{\text{свая}}$ 

30

27

27

30

21

4,8

0- $l_{\text{свая}}$ 

30

27

24

30

24

21

6,0

0- $l_{\text{свая}}$ 

30

21

18

30

20

21

18

1.020-1/83

0-5

02 ПЗ

1007

54



Продолжение табл. 6

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

2-х этажные здания

III Ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен фунда- мента	Сетка колонн, м											
		6x6					9x6						
Нэт или Нг+Нэт м	i, т/мх б.м. табл. 16	Пролет связевой панели, м											
		6					9						
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м <sup>2</sup>											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,0	0-й этаж	30	30				
4,2	D			30	27	30	30
4,8	i-й этаж						
6,0	0			30	27	30	30
6,0	i-й этаж	24	24	27	27		

Пятиугольные связи поперечного направления

3,0	0-й этаж	30							
4,2		30	27	27	30	30	24		
4,8								24	30
6,0		30	21	21	30	20	24	20	

1.020-1/83. 0-5

0,2.173

Лист

58

М.П. и подпись. Проверено и дана. Дата. Имя. Подпись.

## Приложение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L$  и  $B$  м  
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном  
 развлочении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

2-х этажные здания

III ветровой район, тип местности Я

Высота этажей	Крем фунда- мента,	Сетка колонн, м											
		6 x 6					9 x 6						
Нэт. или Н+Нэт	с.м. табл. 15	Пролет связевой панели, м											
		6					9						
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54	18	54	18	54		
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6	0	30							
	l-тяж								
4,2:	0	30				30	27	30	
	l-тяж								
6,0	0	27	24	30		27	21	30	
	l-тяж								

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6	0	30 27 30 20							
	l-тяж								
4,2	0=l-тяж	30	27	30	20	30		24	18
						18	30	24	24
6,0	0=l-тяж	24	18	16	24	16		18	16
						18	16	18	16

1.020-1/83. 0-5 02ПЗ

10/27

56

Продолжение табл. 6

Максимальный проект ветровой нагрузки  $L_m$  в м.  
всприимительной обной связевой панелью для симметрич-  
ном расположении в плане здания связевой  
панелей одинаковой жесткости

3х этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Кат или H+H <sub>н</sub> М	Кран ручной	Ветка колонн, м				
		6 x 6		9 x 6		
	Меню i-этаж с.м. табл. 6	Пролет связевой панели, м				
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м				
			36	60	36	60
	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м <sup>2</sup>					
			500	1000	2000	500
		500	1000	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	D-i-этаж					30		
4,2		30				27		
4,8; 6,0+4,8	i-этаж			27	24		27	
6,0;		30			30	27		
7,2+6,0	i-этаж			27	18			

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	D-i-этаж							
4,2		30				27	27	
4,8; 6,0+4,8				27	24			
6,0;		30			30	18	27	22,5
7,2+6,0				27	18			

1.020-1/83. 0-5 02/73

Лист

54

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_w$  в м  
 воспринимаемой одной связевой панелью при симметричном  
 размещении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости.

3-х этажные здания

I ветровой район, тип местности Я

Высота этажей	Крем фунда-	Ветка колонн, м									
		6x6				9x6					
Нэт или Н+Нэт м	мента l, т/м - см. табл. 6	Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36		60		36		60			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м <sup>2</sup>									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 l, т/м	30						30		X	
		30						27			
4,2	0 l, т/м	30						24		27	
		27		30		21		18			
4,8; 6,0+4,8	0 l, т/м	30		24		30		21		27	
		24		18		30		24		18	
6,0; 7,2+6,0	0 l, т/м	30		27		21		18		24	
		27		18		30		24		15	

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 l, т/м	30						27		X	
		30						21			
4,2	0 l, т/м	30						24		27	
		24		30		21		18		27	
4,8; 6,0+4,8	0 l, т/м	30		21		30		18		27	
		21		18		30		24		18	
6,0; 7,2+6,0	0 l, т/м	30		27		18		24		16	
		27		18		30		24		16	

Нэт и Н+Нэт - высота и шаг связи соответственно

## Продолжение таблицы 6

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

## 3-х этажные здания

## I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен фундамента	Ветка колонны, м							
		6x6				9x6			
		Пролет связевой панели, м							
		Б							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		Н±Н±1, м		36		60		36	
М	с.ч. табл. 6	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м <sup>2</sup>							
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

## Треугольные связи продольного направления

3,6;	0							30	X	
4,8+3,6	в.т.п.	30						27		
4,2	0							24	27	
	в.т.п.							21		
4,8;	0							18		
6,0+4,8	в.т.п.	30	24		30		18	27		
6,0;	0							15	24	
7,2+6,0	в.т.п.	27		18		27		15		

## Пятиугольные связи продольного направления

3,6;		30						X		
4,8+3,6										
4,2	0-в.т.п.							24	27	
4,8;		30		24		30		18		
6,0+4,8				24				18		
6,0;				24				15	27	22,5
7,2+6,0		30	27	21	27	24	15			

1.020-1/83.0-5

02.173

Лист

59

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L, м$  в  $M$   
 востребованной длины связей панелей при симметричном  
 расположении в плане ячеек связей панелей  
 одинаковой жесткости

3-х этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Сетки колонн,  $M$

Высота этажей Нэт или Н+Нэт. М	Крен фунда- мента	6x6		9x6	
		Пролет связей панели, $M$			
	i, $M$ или Табл. 6	6			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, $M$			
		35	60	35	60
Временная нормативная нагрузка на перекрытие, $Kг/м^2$					
500 1000 1000 500 1000 2000 500 1000 500 1000					

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i, $M$			30			30	X			
4,2	0 i, $M$	30		27	30		24				
4,8; 6,0+4,8	0 i, $M$			24			18	27			
6,0; 7,2+6,0	0 i, $M$	24	21	16	24	21	16	22,5		18	
13,5											

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0- i, $M$	30		27		24		X				
4,2				24		30						20
4,8; 6,0+4,8		30		18		27	24	18	22,5		18	15
6,0; 7,2+6,0		24	21	18	20	21	15	22,5		18		

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

лист  
80

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_n$  в м  
всплошным или одной связевой панелью при симметричном  
расположении в плане здания связевых панелей  
одинаковой жесткости

3-х этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента	6x6		9x6							
		Пролет связевой панели, м									
Наг лон	и т.п.	6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
Н+Нт. м	с.к. табл. 10	36	60	30	60						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м <sup>2</sup>									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 L, т.п.					30	X			
4,2	0 L, т.п.	30	30	30	30	24				
	27		16			24				
	21		18			27				
4,8; 6,0+4,8	0 L, т.п.					18				
6,0; 7,2+6,0	0 L, т.п.	24	21	18	24	21	16	27	22,5	22,5
				16			14			

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 L, т.п.					X			
4,2		30	30	27	30				
			27	27	18				
			24	27	18	22,5	18	15	
4,8; 6,0+4,8									
6,0; 7,2+6,0		24	18	21	15				

1.020-1/83 0-5 02173

Лист

61

## Продолжение табл. 6

Максимальный пролет ветровой нагрузки  $L_m$  в м  
выпрямленной одной связевой панелью при симметричном  
расположении в плане здания связевых панелей  
одинаковой жесткости

## 3-х этажные здания

## III ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен рублидо Нэт мантя	6x6		9x6				
		Пролет связевой панели, м						
или Нг+Нэт М	i, т/яч с/я. табл. 16	6						
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м						
		36	60	36	60			
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>								
		500	1000	2000	500	1000	500	1000

## Треугольные связи продольного направления

3,6;	0	30	30	30	27	X			
4,8+3,6	i, т/яч		27		27				
4,2	0	30	21	30	24	27	21	27	18
	i, т/яч				16				
4,8	0	30	24	30	18	27	27	27	27
	i, т/яч				16				
6,0+4,8	0	30	18	27	14	27	27	27	22,5
	i, т/яч				15				
6,0;	0	18	14	18	12	18	18	18	18
12+6,0	i, т/яч				12				

## Пятиугольные связи продольного направления

3,6;	0	30	27	27	27	X			
4,8+3,6	i, т/яч								
4,2	0	27	24	21	18	27	27	27	18
4,8;									
6,0+4,8	0	27	18	24	14	18	15	18	12
6,0;									
12+6,0	0	27	18	24	14	18	15	18	12
12+6,0									

1.020-1/83. 0-5

02/73

лист

62



Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L = 8 \text{ м}$   
 восприимчивый одной связевой панелью при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

3-х этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей или №-эт. м	Хар- актери- стики фунда- мента и т.п. см.	Ветра колонн, м					
		6x6			9x6		
		Пролет связевой панели, м					
		6			9		
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/см <sup>2</sup>					
		500	1000	2000	500	1000	2000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;	0	30							
4,8+3,6	1 этаж	30							
4,2	0					30			
4,8;	1 этаж	30							
6,0+4,8	0					30	21	30	30
6,0;	1 этаж	30				30			
7,2+6,0	0								
	1 этаж	30				30			

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6;		30							
4,8+3,6		30							
4,2	0-1 этаж					30			
4,8;		30							
6,0+4,8	0					30	21	30	30
6,0;	1 этаж	30				30			
7,2+6,0	0								
	1 этаж	30				30			

1.020-1/83. 0-5

02113

Лист

63

Продолжение табл. 5

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

3 ± этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Высота этажной Нэт или Н+Нэт, м	Крен фунда- мента i, т.к. с.м. табл. 15	Сетка колонн, м		Направление действия ветровой нагрузки, м							
		6 × 6	9 × 6	54				18			
Пролет связевой панели, м		6		9							
Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м		12		60							
Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м <sup>2</sup>		500		1000							
<b>Треугольные связи поперечного направления</b>											
3,6; 4,8+3,6	0 i, т.к.	30		X							
4,2	0 i, т.к.	30	24								
4,8; 6,0+4,8	0 i, т.к.	30	24	30	15	30	12	30	18	30	16
6,0; 7,2+6,0	0 i, т.к.	21	18	18	13,5	30	27	30			
<b>Пятиугольные связи поперечного направления</b>											
3,6; 4,8+3,6	0	30		X							
4,2	0; i, т.к.	30	27								
4,8; 6,0+4,8	0 i, т.к.	30	24	30	27	18	30	27	30	21	
6,0; 7,2+6,0	0 i, т.к.	21	18	18	13,5	30	27	24	20		
1.020-1/83.0-5											02П3

Макс. фронт ветровой нагрузки L\_w в м.

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_n$  в м  
 для различных длин обвязки панели при симметричном  
 расположении в плане здания обвязочных панелей  
 одинаковой жесткости

3<sup>х</sup> этажные здания

II Ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нэт или Нн+Нэт, м	Крен фунда- мента i, т.к. см. табл. 8	Сетка колонн, м											
		6x6				9x6							
		Пролет обвязочной панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54	18	54	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м <sup>2</sup>											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;	0	30				X							
4,8+3,6	i, т.к.	30											
4,2	0	30	27	30	21	30	16	30	135	30	20	30	18
	i, т.к.				16						18		16
4,8;	0	30	24	30	18	30							
6,0+4,8	i, т.к.				15								
6,0;	0	24	21	20	16	30	27	30					
7,2+6,0	i, т.к.				135								

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6;	0	30				X							
4,8+3,6		30											
4,2	i, т.к.	30	27	30	24	30						21	
4,8;						24	30	27	18				
6,0+4,8	0	24	21	18	16					30	27	24	20
6,0;						i, т.к.	15						
7,2+6,0													

1.020-1/83. 0-5

02113

лист

65

Продолжение табл. 6

Максимальной фронт ветровой нагрузки  $L_m$  в м, воспринимаемой одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей одинаковой жесткости

3-х этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Высота этажей	Крен фундамента или $H_1 \cdot H_2$ табл. 8	Сетка колонн, м									
		6 x 6					9 x 6				
		Пролет связевой панели, м									
		6					9				
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		12	60	18	54	18	54	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м <sup>2</sup>									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;	0	30											
4,8+3,6	l-тяж	30				24							
4,2	0	24				30	19,5	30	9	30	13,5	30	12
	l-тяж	30				21							
4,8;	0	21				16							
	5,0+4,8	l-тяж	18				13,5						
6,0;	0	15				13,5							
	7,2+6,0	l-тяж	18	16	15	12	24	21	30				

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6;		30				21						
4,8+3,6		30				27						
4,2	0-6-тяж	24				30	30				27	20
	l-тяж	30				21						
4,8;	0	21				30	27	24	24			
	5,0+4,8	l-тяж	18				12					
6,0;	0	14				12						
	7,2+6,0	l-тяж	16	16	15	14	10,5	27	24	21	20	16

1.020 - 1/83. 0-5

02.173

Продолжение табл. 6

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

3-х этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен фундамента	Сетка колонн, м							
		6x6	9x6						
Нэт или Н+Нэт, м	Л, м	Пролет связевой панели, м							
		6	9						
Н+Нэт, м	Л, м	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		12	60	18	54	18	54		
М	Табл. 10	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м <sup>2</sup>							
		500	1000	2000	500	1000	500	1000	500

Треугольные связи поперечного направления

3,0;	0	30											
4,8+3,0	0	30											
4,2	0	30	24	30	24	30	12	30	10	30	15	30	13,5
	Л, м												
4,8;	0	30	24	30	16	30							
6,0+4,8	Л, м					21	13,5						
6,0;	0	18	18	16	15	27	24	21	30				
7,2+6,0	Л, м								16	12			

Пятиугольные связи поперечного направления

3,0;	0	30											
4,8+3,0		27											
4,2	0-4 м	30	24	30	21	30				27			
						21	27	24	16	30	27	24	24
4,8;	0	18	18	16	15	13,5	27	24	21	21			
6,0+4,8										16	12	16	
6,0;	Л, м	18	16	16	15	13,5	27	24	21	21			
7,2+6,0										12	16		

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист  
67

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_n$  в м,  
 расположенный одной связью панелей при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

3 &amp; этижные здания

III Ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей Нэт или Н+Нэт, м	Класс фунда- мента i т.к с.м. табл. 5	6x6		9x6			
		Пролет связевой панели, м					
		6			9		
		Длина здания, в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м <sup>2</sup>					

Треугольные связи поперечного направления

3,6;	$\frac{0}{i \text{ т.к}}$	30				24							
4,8+3,6	$\frac{0}{i \text{ т.к}}$	30	27	30	21								
4,2	0	30	24	30	18	30	9	30	8	30	10,5	30	10
	i т.к		21		18								
4,8;	0		18	27	13,5	30	27	30					
6,0+4,8	i т.к		18		12								
6,0;	0		13,5	12	10,5	20	18	30	27				
6,2+6,0	i т.к		12		10								

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6;	0=i т.к	30				24							
4,8+3,6		30	24	30	21								
4,2		30	21	30	27	18	30	27	21	16			
		i т.к	27	18	21	13,5					24	21	20
4,8;		0	14	13,5	12	10,5	21	18	16		13,5		
6,0+4,8				12		10							

1.020-1/83. 0-5 02.73

Лист

68

## Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L \approx 8 \text{ м}$   
 восприимчивый одной связевой панелью при симметричном  
 расположении в плане здания связевой панели  
 одинаковой жесткости

## 48 этажные здания

## I ветровой район, тип местности Б

## Сетка колонн, м

Высота этажей Нэт или Н+Нэт, м	Брен фунд- мента, г.так с.м. табл.6	6x6		9x6							
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36	60	36	60						
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

## Треугольные связи продольного направления

3,6;	0			30			24	X		
4,8+3,6	г.так	30		24	30		16			
4,2	0			30			18	27		
	г.так	30			21	30				
4,8;	0			30			16	27		22,5
6,0+4,8	г.так	30			18	30				
6,0;	0			24			16	22,5		18
7,2+6,0	г.так	24	21		15	21				

## Пятиугольные связи продольного направления

3,6;	0					30			X		
4,8+3,6	г.так	30		30		21					
4,2	0			30			27	27		22,5	
	г.так	30			21	30					24
4,8;	0			30			27	22,5		18	
6,0+4,8	г.так	30	27		21	24					21
6,0;	0			24			20	18		15	
7,2+6,0	г.так	24	21		15	18					12

1.020-1/83. 0-5 02173

Лист

69

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_n B M$   
 Восторжнимой одной связевой панелью при симметричном  
 расположении в плане звония связевых панелей  
 одинаковой жесткости

4-х этажные здания

I Ветровой район, тип местности Я

Сетка колонн, м

Высота этажей Нэт или Н+Нэт м	Колонн фунда-	6x6		9x6						
		Пролет связевой панели, м								
	мента	6								
		Длина звония в направлении действия ветровой нагрузки, м								
	i, этаж	36		60		36		60		
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>								
Н+Нэт м	500		1000		2000		500		1000	

Треугольные связи продольного направления

3,6;	0	30	21	30	21	X			
4,8+3,6	i, этаж		21		16				
4,2	0		18		15				
	i, этаж		16		13,5				
4,8;	0	15	27	12	27	22,5	22,5		
6,0+4,8	i, этаж	13,5							
6,0;	0	18	12	18	16	10,5	18	15	
8+6,0	i, этаж								10

Пятиугольные связи продольного направления

3,6;	0	30	21	27	21	X			
8+3,6	i, этаж		24		18				
4,2	0-i, этаж	24	16	24	21	14	22,5	18	
4,8;		24	21	14	21	20	12	18	15
6,0+4,8		24	21	14	21	20	12	18	15
6,0;		18	12	16	10,5	18	15		
7,2+6,0									

1.020-1/83. 0-5

02 ПЗ

Лист

70



Продолжение табл. 6

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

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажей или Н <sub>к</sub> +Н <sub>т</sub> м	Крен фунда- мента и т.п. см. табл. 5	Ветря колонн, м							
		8x6				9x6			
		Пролет связевой панели, м							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>							
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i, т.п.			30			21	X	
4,2	0 i, т.п.	30		21	30		16		
				18			27	27	
4,8; 6,0+4,8	0 i, т.п.	30		18	30	27			16
				15			13,5	22,5	
6,0; 7,2+6,0	0 i, т.п.	20	18	13,5	18	16	10,5	18	15
				12					

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i, т.п.			30			21	X	
4,2	0 i, т.п.	30		21	24		16		
				16			27	22,5	18
4,8; 6,0+4,8	0 i, т.п.	24	21	14	24	20			
				14					
6,0; 7,2+6,0	0 i, т.п.	18	12	16	18	10,5	18	15	
				10,5					

1.020-1/83 0-5

02 ПЗ

Лист

74

Мас. и поз. Плиты и ст. ветр. связи

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_m$  в м  
в зависимости от одной связевой панели при симметричном  
расположении в плане здания связевых панелей  
в одинаковой жесткости

4 X этажные здания

II ветровой район, тип местности Я

Высота этажей кат. ши Н+Нэт. м	Крен фунд.- мент и т.п. м. табл. 16	Сетка колонн, м																	
		6x6					9x6												
		Пролет связевой панели, м																	
		Б																	
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м																	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>																	
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000								
Треугольные связи продольного направления																			
3,6; 4,8+3,6	0 и т.п.	30		24	30		18	X											
4,2	0 и т.п.			18			16					30	27	16	13,5	27	21		
4,8; 6,0+4,8	0 и т.п.	27	24	13,5	12	24	21					10,5	10	22,5	18				
6,0; 7,2+6,0	0 и т.п.	13,5		10,5	14		9,6					X							
	и т.п.			10			8,5									15	13,5	12	
Пятиугольные связи продольного направления																			
3,6; 4,8+3,6	0 и т.п.	27		24	27	24	18	X											
4,2	0 и т.п.			24	21	16	21									18	14	18	15
4,8; 6,0+4,8	0 и т.п.	18		14	16		10,5									X			
6,0; 7,2+6,0	0 и т.п.			15			10,5					14	13,5	9,0	15				
		15	10,5	14	13,5	9,0	15					13,5	12						
												1020-1/83. 0-5	02 ПЗ	1027					
												72							

ши и табл. 16. Высота и шаг сетки колонн

1020-1/83. 0-5 02 ПЗ

1027  
72

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки Lw в М  
 Всприимчивости одной связевой панели при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

4.2. Эпюграммы здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен фронта	Ветка колонн, М							
		6 × 6		9 × 6					
Нэт или Н+Нэт М	Крен плиты	Пролет связевой панели, М							
		6							
Н+Нэт М	См. таблицы	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, М							
		36	60	36	60				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>							
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0			24	30		18	X		
	l <sub>max</sub>	30		18	27		15			
4,2	0			18	27		16	27		22,5
	l <sub>max</sub>	30		16	27		13,5	27		22,5
4,8; 6,0+4,8	0	27	24	13,5	24	21	10,5	27	22,5	22,5
	l <sub>max</sub>			12						
6,0; 7,2+6,0	0	16	15	10,5	15	14	10	15	15	12
	l <sub>max</sub>			10						

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0			30	24		18	X		
	l <sub>max</sub>	30		24	27		18			
4,2	0-l <sub>max</sub>	21		18	21	20	14	22,5	18	15
		20	18	12	18	16	10	15		
6,0; 7,2+6,0	0-l <sub>max</sub>	16	15	10,5	14	13,5	9,6	15	13,5	12
								10,20-1/83. 0-5		

1020-1/83. 0-5

02 ПЗ

19828

Лист  
73

Изд. и подг. чертежей и таблиц



Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L и B м, воспринимаемой одной связевой панелью при симметричном расположении в плане здания связевых панелей в одноэтажной застройке

4-х этажные здания

I ветровой район тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей	Креп. фундамента,	6 x 6		9 x 6						
		Пролет связевой панели, м								
Нет или Нет	i, м	6		9						
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м								
Нет	и	12	60	18	54	18	54			
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>		500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;	0					24	X					
4,8+3,6	i, м	30				16						
4,2	0	30	24	30	18	30						
	i, м											15
4,8;	0	30	21	30	16	30						
6,0+4,8	i, м											12
6,0;	0	27	18	21	13,5	30	27	24	21	30		
7,2+6,0	i, м											12

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6;	0	30	30	30	24	X							
4,8+3,6												24	
4,2	i, м	30	27	30	18	30	14	30	10,5	30	18	30	14
4,8;						30	27	30	15	30	27	24	30
6,0+4,8	i, м	30	24	21	20	13,5	27	24	20	18	27	20	
6,0;													27
7,2+6,0	i, м	27	24	21	20	13,5	27	24	20	18	27	20	

Лист № 1 из 1 листа

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L$  и  $B$  м  
воспринимаются длиной связей панели при симметричном  
расположении в плане здания связей между панелями  
одинаковой жесткости

4 x этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей Нэт ши Нэ+Нэт м	Класс фунда- мента, I, II, III см. табл. 5	6 x 6		9 x 6									
		Пролет связей панели, м											
		6			9								
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>											
500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 I, II, III	30				21 15	X														
4,2	0 I, II, III	30	27	30	18	30															
4,8; 6,0+4,8	0 I, II, III		24		15	30	27	30													
6,0; 7,2+6,0	0-IV, V		21	30	27			13,5 12	30	27	30										
												21	15	18	15	10,5	21	20	18	30	24

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-IV	30	27	30	21	X								
4,2		30	21	30	27									15
4,8; 6+4,8			21	27	24	14	30	24	30	24				
6,0; 7,2+6,0			21	18	18	16	12	21	20	16	21	16		

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист  
76

Продолжение табл. 6

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

4-х этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей Нэт или Н+Нэт м	Крен фунда- мента, i, т.к.х см. табл. 15	8x6										9x6					
		Пролет связевой панели, м															
		6							9								
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м															
		12		60		18		54		18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>															

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i, т.к.х	30				21																	
4,2	0 i, т.к.х	24		30		16		30															
4,8; 6,0+4,8	0 i, т.к.х	18		30		27						13,5		30		27							
6,0; 7,2+6,0	0 i, т.к.х	21		15		18		16		12		10,5		21		20		18		30		24	

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i-т.к.х	30				24																			
4,2		24		30		27		18						30		12		18		9,6		30		15	
4,8; 6,0+4,8		24		24		15		30		24		30		24		30		24							
6,0; 7,2+6,0		21		20		18		16		13,5		20		18		16		20		16					

1.020-1/83. 0-5 02.173

1967

77

Макс. фронт ветровой нагрузки и шаг ветровой панели

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L, B, M$   
 в зависимости от длины связей при симметричном  
 расположении в плане здания связей из панелей  
 одинаковой жесткости

4 × этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей Нэт или Н+Нэт м	Крен финиш- мента, l, т.к. см. т.к.п.т.в	6 × 6		9 × 6									
		Пролет связей панели, м											
		6				9							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>											

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8-3,6	0			30	30		18							
	l, т.к.			27			15							
4,2	0	30		18	30		27	16	30		27		30	
	l, т.к.			16				13,5						
4,8; 6,0-4,8	0	30		27	15	24		21	12	27		24		21
	l, т.к.				13,5				10,5					
6,0; 12-6,0	0	16		12	13,5	9,6		9	18	16	15	24		21
	l, т.к.								9					

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8-3,6	0- l, т.к.	30		21	30		16								
4,2															
		30		21	27	21	13,5	30	8	24	7	30	10	24	9
4,8; 6,0-4,8		27		18	21		13,5	24	21	20		27		20	
6,0; 12-6,0		18		16	15	13,5	10,5	16	13,5	13,5	18		13,5		

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ



Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L и B м  
вспринимаемый одной связевой панелью при симметричном  
расположении в плане здания связевых панелей  
одинаковой жесткости

4-х этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей Нэт или Н+Нэт м	Крен фунда- мента, i, так см. табл. 15	6x6		9x6									
		Пролет связевой панели, м											
		6			9								
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>											
500		1000		2000		500		1000		500		1000	

Треугольные связи поперечного направления

3,0;	0	30	30			18	X					
4,8+3,0	i, так		27	30	15							
4,2	0	30	18	27	24	15	30	27	30			
	i, так		13,5									
4,8;	0	27	15	21	13		27	24	21	30		
6,0+4,8	i, так		12									
6,0;	0	18	12	15	14	10	18	16	24	21	30	
12+6,0	i, так		9									

Пятиугольные связи поперечного направления

3,0;	0	30	24	30	18	X								
4,8+3,0	i, так													
4,2	0-i, так	30	21	27	24	16	30	8	27	7	30	10	24	9
4,8;		27	18	21	14	24	21	27	21					
6,0+4,8		18	16	15	14	10,5	16	14	13,5	18	15	30		
6,0;	12+6,0													

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Нэт - м, табул. 15, табл. 15, табл. 15

Продолжение табл. 6

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

4х этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента,	6x6		9x6			
		Пролет связевой панели, м					
Нет или	L, м	6			9		
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
Н+Нет м	L, м	12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>					
		500	1000	2000	500	1000	2000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;	0			24	16		X					
4,8+3,6	L, м	30		21	30	13,5						
4,2	0			16	12		X					
	L, м			13,5	27	24						
4,8;	0			12	9,6		X					
6,0+4,8	L, м	24	21	10,5	20	18						
6,0;	0			8		X						
7,2+6,0	L, м	12	9,6	10,5	8							14
										18		

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6;	0			16		X									
4,8+3,6	L, м	30	18	30	16										
4,2	0-3, м	30	27	18	21	20	13,5	24	7	21	6	24	9	20	8
4,8;		21	14	18	16	10,5	20	16		21	16				
6,0+4,8															
6,0;	0-3, м	14	13,5	12	12	10,5	9	13,5	12	10,8	14	12			
7,2+6,0															

1.020-1/83. 0-5 02.73

Изд. в разд. Подпись и дата

## Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L \leq 8$  м  
 воспринимается одной связевой панелью при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента, i, %	6 x 6		9 x 6						
		Пролет связевой панели, м								
Нет или Н+Нет	i, %	6								
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м								
М	табл. 5	36	60	36	60					
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>								
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	2000

Треугольные связи продольного направления

3,6;	0			24			18	X			
4,8+3,6	i, %	30		18	30		15				
4,2								13,5	30	21	12
4,8;	0-i, %	30	21	10,8	24	21	10	21	22,5		18
6,0;		14		-	13,5	12	-	13,5	13,5	13,5	11,25
7,2+6,0											

Пятиугольные связи продольного направления

3,6;	0			24			16	X					
4,8+3,6	i, %	30		21	30		21						
4,2								21	24	14	24	21	13,5
4,8;	0-i, %			21	10,8	20	18	10	18	13,5			
6,0;		14	13,5	-	12	-	12		14,2				
7,2+6,0													

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист

81

## Продолжение табл. 6

Максимальной фронт ветровой нагрузки  $L$  и  $B$  м  
 достигаются при одной связевой панели при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

## 5-го этажное здание

## I Ветровой район, тип местности А

Высота	Крен	Сетка колонн, м									
		6x6				9x6					
этажи	финиш	Пролет связевой панели, м									
		6									
Нэт	мент.	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36		60		36		60			
или Н+Нэт	см. табл. 6	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

## Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0	30		18	30		16	X		
	i, т.п.			16			13,5			
4,2	0-i, т.п.	30	27	12	21		10,8	27	22,5	18
4,8; 6,0+4,8	0	24	21		10	9		18		
	i, т.п.	21	9		21	18				
6,0; 7,2+6,0	0-i, т.п.	14	13,5	-	12		-	13,5	12	

## Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0	30		27	18	24	21	16	X		
	i, т.п.							15			
4,2		21		13,5	20	18	12	18	13,5		
4,8; 6,0+4,8	0-i, т.п.	18	16	10,5	16	15	10	13,5		12	
		14	12	-	12	10,5	-	12	11,2	10,8	

1.020-1/83 0-5 02.03

Лист  
82

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L \leq 8 \text{ м}$   
 двусторонней или одной стороны здания при симметричном  
 расположении в плане здания связевой панели  
 одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента, i, %	6 x 6		8 x 8					
		Пролет связевой панели, м							
Наг или На+Наг	i, %	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
М	Наг+Наг табл. 6	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>							
		500		1000		2000		500	

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i, %	30		18		30		16		X	
		18		13,5							
4,2	0=i, %	30	27	12	27	24	10,5	27	22,5	18	
4,8; 6,0+4,8		24	21	10	21	20	9	22,5	18	13,5	
6,0; 7,2+6,0		10,5	—	10,5	—	12	11,2	9			

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i, %	30		27		21		27		24		16		X	
		18		15											
4,2	0 i, %	21		14		20		18		13,5		18	18	13,5	
		13,5		12		13,5									
4,8; 6,0+4,8	0=i, %	18	16	10,8	16	15	10	13,5		13,5	12				
		12	10,5	—	10,5	10	—	10,8		9					

1.020-1/83.0-5 02 ПЗ

## Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки Lw в м.  
 Выпуклым углом ветры сориентированы параллельно при симметричном  
 расположении в плане здания связанных панелей  
 одинаковой жесткости

## 5-ти этажные здания

## II Ветровой район, тип местности А

Высота этажей	Крен фунда- мента, Нэт. или Н+Нэт. М	Ветка колонны, м		Пролет связей панелей, м		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>	
		6 x 6	9 x 6	6		30	60	30	60
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

## Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0	30		16	27	24	14	X	
	l-тяж			15			12		
4,2	0-l-тяж	24	21	10,5	21	20	10	22,5	18
4,8; 6,0+4,8		18		9		16	8,6	18	13,5
6,0; 7,2+6,0		10,5		-	14,5	10	-	11,2	10,8

## Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0					14	X		
	l-тяж	24	21	16	21	20			13,5
4,2	0					10,5	13,5		
	l-тяж	18	16	10,5	16	15			10
4,8; 6,0+4,8	0							10,8	
	l-тяж	14	13,5	9	13,5	12	8,6		
	0-l-тяж	10,5		-	10	9,6	-	7,7	

1.020 - 1 / 83.0-5 02 ПЗ

## Продолжение табл. 6

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

## 5-74 этажные здания

## III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нэт или Нг+Нгг м	Класс фунда- мента, l в м	Сетка колонн, м									
		6x6					9x6				
		Пролет связевой панели, м									
		Б									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36		60		36		60			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>									
		300	1000	2000	300	1000	2000	500	750	500	750
Треугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0 l в							15	X		
		30	16	30	21	12					
4,2	0	21	10,5	21	20	10	22,5	18			
4,8; 6,0+4,8	0=l в	20	18	9	18	16	8,6	18	13,5		
6,0; 7,2+6,0	0=l в	9	-	8,6	-	9	9,7				
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6; 4,8+3,6	0 l в			18			15	X			
		24	16	21	14						
4,2	0 l в	18	16	10,5	16	15	10,5	13,5			
						10	12				
4,8; 6,0+4,8	0 l в	15	13,5	10	13,5	12	9	11,2			
						8,6	12				
6,0; 7,2+6,0	0=l в	9,6	9	-	8,6	8,4	-	11,2			
								10,8			
								7,7			
1.020-1/83.0-5											02ПЗ
19828											102
85											85

## Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L \leq 8$  м  
 воспринимается одной смежной панелью при симметричном  
 расположении в плане здания смежных панелей  
 одинаковой жесткости

## 5-ти этажные здания

## III Ветровой район, тип местности Я

## Сетка колонн, м

6x6 9x6

## Пролет смежной панели, м

6

Длина здания в направлении действия  
ветровой нагрузки, м

36 60 36 60

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м<sup>2</sup>

500 1000 2000 500 1000 2000 500 1000 500 1000

## Треугольные связи продольного направления

3,6;	0			14			12	X			
4,8+3,6	i-этаж	24		12	24	21	10,8				
4,2		20	18	10	18	16	9	18	13,5		
4,8;		13,5		8,6	13,5		7,5	13,5		12	
6,0;	0-i-этаж	8,6		-	8,4	8	-	9	7,7		
7,2+6,0		8,6		-	8,4	8	-	9	7,7		

## Пятиугольные связи продольного направления

3,6;	0							X			
4,8+3,6	i-этаж	20	18	15	18	16	12				
4,2	0	15		14	10	13,5	12	9	12	11,2	10,8
4,8;		10,5		8	10,5	10,5	7,5	9		7,7	
6,0+4,8	i-этаж	10,5		8	10,5	10,5	7,5	9		7,7	
6,0;		9	8,6	-	8,6	8	-	7,7			
7,2+6,0	0-i-этаж	9	8,6	-	8,6	8	-	7,7			

1.020-1/83. 0-5 02173



Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L$  и  $B$  м  
 восприимчивому одной связевой панели при симметричном  
 расположении в плане здания связевой панели  
 одноэтажной этажности

5-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Ветка колонн, м

Высота этажа	Крен фунда- мента,	6x6		9x6			
		Пролет связевой панели, м					
или H+Hэт м	i, тпх см табл. 6	6			9		
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м<sup>2</sup>

100	1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000
-----	------	------	------	------	------	------	------	------	------	-------

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i, тпх	30	30			16					
						13,5					
4,2	0 i, тпх	30	14	30	27	12	30	30	24	30	
						10,8		27	24		
4,8; 6,0+4,8	0-i, тпх	30	12	27	24	10	30	24	21	30	
6,0; 7,2+6,0		16	-	14	13,5	-	16	15	14	21	18

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-i, тпх	30	30			18						
4,2			21	30	24	13,5	30	24	21	30	21	20
4,8; 6,0+4,8			13,5	24	21	10,5	27	21	16	30	21	
6,0; 7,2+6,0	14	-	10,5	-	15	14	12	16	12			

1.020-1/83.0-5 02 ПЗ

лист

87

Предложение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L<sub>в</sub> в м  
 вострагиваемый одной связевой панелью при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности А.

Высота этажей	Крен панель	Ветка колонн, м									
		6 x 6					9 x 6				
Нэт	менты,	Пролет связевой панели, м									
		6					9				
или Н+Нэт	l, м см. табл. 10	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		12	60	18	54	18	54				
М		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;	0	30	27		30		18						
4,8+3,6	l, м		24	30	12								
4,2	0	30	13,5		27	24	10,5	30	24	21	30	27	
	l, м		10										
4,8;	0	27	24	12	21	20	9	24	21	20	30	24	
6,0+4,8	l, м		18										
6,0;	0	16	-		13,5	12	-	16	15	14	13,5	21	18
7,2+6,0	l, м												

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6;	0	30			18									
4,8+3,6	l, м		27		16									
4,2	l, м	30	21	24	21	12	27	24	21	20	27	24	20	18
		27	12	21	18	10	21	16	18	13,5				
6,0;	0	13,5	12	-	10,5	10,5	-	15	12	24		18		
7,2+6,0	l, м						15		12					
										15		12		

1.020-1/83.0-5 0213

Иск. и подл. Подпись и дата

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L<sub>н</sub> в м  
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нэт или Н+Нэт М	Креп. фунда- мента, №эт или Н+Нэт М	Ветка колонн, м										
		6x6					9x6					
		Пролет связевой панели, м										
		6					9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м										
		12	60	18	54	18	54	18	54	18	54	
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>												
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	2000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0	i-тяж	30	27	30		15	X						
				24			13,5							
4,2	0-i-тяж	i-тяж	30	13,5	27	24	10,5	30	24	21	30	27		
4,8; 6,0+4,8				27	12	21	20	9	24	21	20	30	24	
6,0; 7,2+6,0				13,5	-	10,5	-	13,5	12	10,5	18	16		

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0	i-тяж	30	27	18	X									
4,2	0-i-тяж	i-тяж	30	21	24	21	12	27	21	20	30	24	20	18	
4,8; 6,0+4,8				27	12	21	20	10	24	16	20	14	24	18	
6,0; 7,2+6,0				10,5	-	9,6	9	-	12	10,8	12	10,5			

1020-1/83 0-5 02 ПЗ

Имя и подпись разработчика и дата

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_n$  в м  
 боковой и смежной одной связевой панели при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

5-ти этажное здание

II ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента,	6 × 6		9 × 6						
		Пролет связевой панели, м								
Нэт или Н1+Н2 М	i, шаг см. табл. 16	6		9						
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м								
		12	60	18	54	18	54			
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>										
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	2000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0	30	21	27	24	13,5					
	i, шаг										
4,2	0	27	12	21	10,5	24	18	30	27	24	
	i, шаг										10
4,8; 6,0+4,8	0	21	10	16	8,6	20	18	16	27	21	
	i, шаг										24
6,0; 7,2+6,0	0	12	-	10,5	-	12	10,8	16	15	15	
	i, шаг										15

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0	30	27	27	24	16						
												i, шаг
4,2	0	27	12	21	18	10	21	18	24	20	16	
												i, шаг
4,8; 6,0+4,8	0	21	10,5	16	9	18	15	12	16	10,8	20	16
6,0; 7,2+6,0	0	10,5	-	9	8,6	-	12	10,5	10	12	10	10

1020-1/83. 0-5 02.173

Продолжение табл. 6

Максимальный пролет ветровой нагрузки 1 м в м  
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажа	Крен фундамента, и.т.д. или см.	6 x 6		9 x 6									
		Пролет связевой панели, м											
Нэт. или Н+эт. м	табл. 6	6				9							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	50	18	54	18	54						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0					13,5								
	i.т.д.	30	21	30	27	12								
4,2	0					10,5			20					
	i.т.д.	27	12	21		10	24	21	18	30	27	24		
4,8; 6,0+4,8	0					8,6	21	18						
	i.т.д.	21	10	18	16	8,6	20	20	16	16	27	21		
6,0; 7,2+6,0	0													
	i.т.д.	10,5	10,5	-	9,6	9	-	10,5	10	9,6	9	14	12	

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-i.т.д.	30												
						27	24	16						
4,2	0-i.т.д.	30	27	14	21	20	12	21	18		24	21	18	16
		21				12	18	16	9	18	13,5	16	10,9	20
6,0; 7,2+6,0	0-i.т.д.													
		9	9,6	-	7,7	7,5	-	10	9	8,6	10	9		

1.020-1/83.0-5 02ПЗ

И.И. и.т.д. Подпись и дата

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L \leq 8$  м  
 востранимиченной одной связевой панелью при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 основной жесткости

5-ти этажные здания

III ветровой район, тип местности Я

Сетка колонн, м

Высота этажей Нэт или Н+Нэт м	Крен фунда- мента, l, т.к. см. табл. 10	6x6		9x6							
		Пролет связевой панели, м									
		6				9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		12	60	18	54	18	54				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>									
500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6:	0	30	27	18	21	12	X					
4,8+3,6	l, т.к.			16	24	21						
4,2	0	21	10	18	16	9	20	16	27	24	21	20
4,8:	0											
6,0+4,8	l, т.к.	16	9	14	1,5	16	15	14	13,5	21	18	
6,0:	0											
7,2+6,0	l, т.к.	10	-	9	8,6	-	9,6	9	8,6	13,5	12	

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6:	0					15	X							
4,8+3,6	l, т.к.	21	24	21	13,5									
4,2		21	10,5	18	16	9	18	16	15	14	20	16	15	13,5
4,8:														
6,0+4,8	l, т.к.	16	9	14	13,5	1,5	15	12	10,8	12	9	16	13,5	
6,0:														
7,2+6,0		8,4	8	-	7,5	7	-	9,6	8,6	8,4	10	8,4		

1.020-1/83. 0-5 02173

Лист

92

## Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_w 8$  м  
восприимчивости лонной связи под действием при симметричном  
расположении в плане здания связей: панелей  
одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

I Ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн: М

Высота этажей Нэт или Нн+Нэт м	Крен фунда- мента, $i$ в % см. табл. 6	6x6		9x6			
		Пролет связей: панели М					
		Б					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		35	50	35	60		
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>					
		500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,5; 4,8+3,5	0- $i_{max}$	30		21	X		
4,2		30	21	21			
4,8; 6,0+4,8	0	24	21	20	22,5	18	15
	$i_{max}$			18			
6,0 7,2+6,0	0- $i_{max}$	12		10,5	13,5	—	12
					—	—	—

Пятиугольные связи продольного направления

3,5; 4,8+3,5	0- $i_{max}$	30	21		24	X		
4,2		21	20	20	16			
4,8; 6,0+4,8		18	16		15	15	13,5	12

1.020-1/83. 0-5 02.173

Лист  
93

## Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L \times B \times M$   
 воспринимаемой одной связевой панелью при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

в 7ч этажные здания

I Ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- менты, Нэт. или Н1+Нэт. М	6 x 6	9 x 6						
			Пролет связевой панели, м						
Нэт. или Н1+Нэт. М	6 шаг с.м. табл.10	6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36	60	36	60				
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>									
		500	1000	500	1000	500	750	500	750

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0=1 шаг	30	21	24	X			
4,2		21		18	18		15	
4,8; 6,0+4,8		18	16	16	15		13,5	
6,0		12	10,5		12	—	11,2	—
7,2+6,0					—	—	—	—

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0=1 шаг	24	21	20	X			
4,2		18	16	15	15	13,5	12	
4,8; 6,0+4,8		13,5	12	13,5	12	12	11,2	10,8

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист

94



Продолжение табл. 6  
 Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L$  и  $B$  м  
 воспринимаемой ветром поверхностью панелей при симметричном  
 расположении в плане здания связей типа панелей  
 одинаковой жесткости

6-й этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нэт. или Н+Нэт. М	Крен фунда- мента, $i$ макс см. табл. 18	Сетка колонн, м											
		6x6						9x6					
		Пролет связей панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54	12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>											
		500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
		Треугольные связи поперечного направления											
3,6; 4,8+3,6	0= $i$ макс	30		27									
4,2		30	24	21	30	27	24	21	30	27	24	21	
4,8; 6,0+4,8	0	27	24	21	18	24	20	18	27	24	21	20	
	$i$ макс		20										
6,0	0= $i$ макс	14	-	10,5	-	10	-	9	-	-	-	-	
		Пятиугольные связи поперечного направления											
3,6; 4,8+3,6	0= $i$ макс	30		24									
4,2		30	24	21	27	24	20	18	27	24	21	20	
4,8; 6,0+4,8	27	20	18	24	21	16		24	21	20	18		

1.020-1/83. 0-5 02173

## Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L \leq 8 \text{ м}$   
 Воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен фунда-	Ветка колонн, м							
		6 x 6				9 x 6			
Нэт. или Н+Нэт.	Мента, i-так -сМ табл. 15	Пролет связевой панели, м							
		6							
М		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36	60	36	60	36	60	36	60
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>							
		500	1000	500	1000	500	750	500	750
Треугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	0-i-так	30	27	24	X				
4,2		21	20	21					
4,8; 6,0+4,8		18	16	18	15	-			
6,0		10	9,6	9	10,8				9
7,2+6,0		-							
Пятиугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	0-i-так	24	21	20	X				
4,2	0	18	16	15					
	i-так					13,5	12	-	
4,8; 6,0+4,8	0-i-так	14	13,5	12	12	11,2	9		
1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ									
									Лист 95

## Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L \leq 8$  м  
 Возвращаемый одной связью панелей при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

6x6

9x6

Пролет связевой панели, м

6

Длина здания в направлении действия  
ветровой нагрузки, м

36

60

36

60

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м<sup>2</sup>

500

1000

500

1000

500

750

500

750

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	D- $\bar{L}_{max}$	24	21	21	20				
4,2		18		16	18				15
4,8; 6,0+4,8	D- $\bar{L}_{max}$	15	14	13,5	12	13,5	12		
6,0				9					-
7,2+6,0	D- $\bar{L}_{max}$	10	9,6	9	8,6	9	-	9	-

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	D- $\bar{L}_{max}$	20	18	16				
4,2		15	13,5	13,5				
4,8; 6,0+4,8	D- $\bar{L}_{max}$	12	10,5	10	9	9	7,7	

1.020-1/83 0-5 02 ПЗ

Лист

97

*Продолжение табл. 6*

*Максимальный фронт ветровой нагрузки L<sub>в</sub> в м  
воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном  
расположении в плане здания связевой панели  
одинаковой жесткости:*

*6-ти этажные здания*

*III ветровой район, тип местности Б*

Высоты этажей	Крен фунда-	Ветлика колонн, м							
		6 x 6				9 x 6			
Нэт или Н+Нэт	Мента, л.тах - см. табл. 16	Пролет связевой панели, м							
		6							
М		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36	60		36	60			
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>									
		500	1000	500	1000	500	750	500	750

*Треугольные связи продольного направления*

3,6; 4,8+3,6	0-л.тах	24		21		X			
4,2		20	18	16	18				
4,8; 6,0+4,8		14	14	13,5	15	13,5	12		
6,0						7,7	-	7,7	-
7,2+6,0		8,4	8	7,7	7,5	-	-	-	-

*Пятиугольные связи продольного направления*

3,6; 4,8+3,6	0-л.тах	21	20	18	16	X			
4,2		15	14	12	12				
4,8; 6,0+4,8		12	10,5	10,5	9	7,7			

*1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ*

Н.И. и Л.И. Павловы и др. Казань, 1983

## Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_w$  в м  
 возмущенный одной связью панелей при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

в 7-и этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Высота этажей Нэт. или Нн+Нэт м	Крен фунда- мента, i, тых см. табл. 16	Сетка колонн, м							
		6x6				9x6			
		Пролет связевой панели, м							
		б							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>							
		500	1000	500	1000	500	750	500	750
Треугольные связи продольного направления									
3,6;	0	21				X			
4,8+3,6	i, тых	20	18	18	16				
4,2;		15	14	14	13,5	15	13,5	11,25	
4,8;		12	10,5			11,2		10,8	9
6,0+4,8	0-i, тых								
6,0		8	7,7	7,5	7	7,7	-	7,7	-
7,2+6,0						-	-	-	-
Пятиугольные связи продольного направления									
3,6;	0		16			X			
4,8+3,6	i, тых	16	15	14					
4,2		12	10,5	10,5		9	7,7		
4,8;	0-i, тых								
6,0+4,8		9	8,6	8,4		7,7	7,2	6,8	
		1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ							

Иск. и техн. Описание и чертеж. Времен. указ.

Продолжение табл. 6

Максимальный пролет ветровой нагрузки  $L$  в м  
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном  
 расположении в плане здания связевой панели  
 одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Ветиха колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента,	6 x 6		9 x 6			
		Пролет связевой панели, м					
Нэт или Нг+Нэт	i, пох см. табл. 16	6			9		
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
М	табл. 16	12	60	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>					
		500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-i, max	30	24	21									
4,2	0	24	24	21	20	24	21	20	18	24	21	21	20
	i, max				18								
4,8; 6,0+4,8	0-i, max	20	16	15	18	16	15	21	20	18	18		
6,0	0-i, max	13,5	-	10,5	-	9,6	-	8,6	-	-	-	-	-

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-i, max	30	24	21									
4,2	0	24	24	20	18	21	20	16	15	24	21	18	16
	i, max				16								
4,8; 6,0+4,8	0-i, max	21	16	15	20	18	16	14	20	18	16	15	

1.020-1/83 0-5 02 ПЗ

Лист  
100

Продолжение табл 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L \leq 8$  м  
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажной част или H+Hэт м	Крен фунда- мента, $i_{\text{тах}}$ см. табл.16	Сетка колонн, м																
		6 x 6				9 x 6												
		Пролет связевой панели, м																
		6						9										
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м																
		12	60	18	54	18	54	18	54	18	54	18	54					
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м <sup>2</sup>																
		500	1000	500	1000	500	750	500	750	500	750	500	750					
		Треугольные связи поперечного направления																
3,6; 4,8+3,6	0- $i_{\text{тах}}$	30	27	21														
4,2		27	21	18									24	20	18	24	21	20
4,8; 6,0+4,8	0	21	20	16	20	18	16	18	24	21	20	18						
	$i_{\text{тах}}$							15										
6,0	0- $i_{\text{тах}}$	10,5	-	9,6	-	8	-	7,2	-	-	-	-	-					
		Пятиугольные связи поперечного направления																
3,6; 4,8+3,6	0- $i_{\text{тах}}$	30	24	21														
4,2		27	20	18									21	15	21	20	18	16
4,8; 6,0+4,8		21	16	15									21	18	16	14	20	18
		1.020-1/83 0-5 02 ПЗ																
												Лист 101						

Нач. и подп. Проект. и кон. Инст.

## Продолжение табл 6

Максимальной фланк ветровой нагрузки  $L_{w, B}$  и  $M$   
 восторжнимой, одной связевой панелью при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

6 ти этажные здания

II ветровой район, тип местности Я

Ветлах колонн, м

Высота этажей	Крен	6 x 6		9 x 6			
		Пролет связевой панели, м					
Нэт или Н+Нэт м	фунда- мента l, м см. табл. 16	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>							
		500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	D-l, м	X									
		27	21	20	X						
		4,2	21	16	18	16	15	24	21	18	16
		4,8; 6,0+4,8	16	13,5	12	15	13,5	12	18	16	15
6,0	10,5	-	9	-	7,5	-	7	-	-	-	

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	D-l, м	X									
		27	20	18	X						
		4,2	21	16	15	16	14	13,5	20	18	15
4,8; 6,0+4,8	16	14	12	15	14	13,5	12	16	15	13,5	12

1020-1/83.0-5 02 ПЗ

лист  
102



Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L_n \leq 8$  м  
 вострижимлемый одной связевой панелью при симметричном  
 расположении в плане здания связевых панелей  
 одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен фунда- мента,	Сетка колонн, м									
		6 x 6					9 x 6				
Нэт или Н+Нэт	i, т/м см.	Пролет связевой панели, м									
		6					9				
Н+Нэт м	табл. 15	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		12	60	18	54	18	54				
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>											
		500	1000	500	1000	500	750	500	750	500	750

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-i, т/м	30	27	20								
4,2	0	21	18	16								
	i, т/м				15							
4,8; 6,0+4,8	0-i, т/м	16	14	12	16	15	14	12	20	18	16	15
6,0		9	-	7,7	-	6	-	-	-	-	-	-

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-i, т/м	30	27	21	20							
4,2	0	21	16	16	18							
	i, т/м			15								
4,8; 6,0+4,8	0-i, т/м	16	14	13,5	16	15	14	12	18	16	13,5	

Длина связи поперечного направления

1020-1/83 0-5 02 ПЗ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки  $L=8$  м  
 воспринимаемый одной смежной панелью при симметричном  
 распределении в плане здания смежные панели  
 одинаковой жесткости.

6 ти этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей	Край фунда- мента,	6x6		9x6							
		Пролет смежной панели, м									
Нат или	Втах см.	6				9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
Н+Нат м	табл. 6	12	60	18	54	18	54	18	54	18	54
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м <sup>2</sup>									
		300	1000	300	1000	300	750	500	750	500	750

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	D-i_max	21	18	15								
4,2		16	14	13,5	16	15	14	12	20	18	16	16
4,8; 6,0+4,8		12	10,5		12	10,8	10	16	15	14	13,5	
6,0		8,4	-	7,2	-	-	-	-	-	-	-	-

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	D-i_max	21	18	15								
4,2		16	14	12	14	13,5	12	10,8	15	14	14	12
4,8; 6,0+4,8		13,5	12	10,5	12	10,8	10	14	12	10,8	10	

1.020-1/83 0-5 02/73

Лист  
104

Таблица 7

Значения  $K_1 \times 10^3$

Тип связывающих панелей

Треугольные продольного направления	Пятиугольные продольного направления	Треугольные поперечного направления	Пятиугольные поперечного направления
-------------------------------------	--------------------------------------	-------------------------------------	--------------------------------------

Сетка колонн 6x6 м

Временная нормативная нагрузка на перекрытия,  $10^3$

2000 1000 500 2000 1000 500 2000 1000 500 2000 1000 500

Высота этажей Н <sub>эт</sub> или Н <sub>п</sub> + Н <sub>эт</sub> в м	Этажность, м		Значения $K_1 \times 10^3$											
			Сетка колонн 6x6 м											
3,0	2		2000	1000	500	2000	1000	500	2000	1000	500	2000	1000	500
			3,76	1,82	1,61	6,20	3,32	3,38	4,77	2,16	1,91	6,59	4,12	3,54
3,6; 4,8+3,6	3		7,21	3,38	2,77	10,71	6,34	5,19	8,28	3,47	2,84	10,23	5,98	4,90
			12,04	4,45	3,49	13,11	7,48	5,87	12,45	4,78	3,75	12,45	6,99	5,48
4,8	4		16,81	6,95	5,31	18,40	8,31	6,34	17,22	6,95	5,31	17,49	8,21	6,76
			—	8,02	6,01	—	9,12	6,83	—	8,74	6,55	—	10,0	7,51
4,2	2		—	1,97	1,75	—	4,56	4,03	—	2,16	1,91	—	4,94	4,37
			—	4,39	3,60	—	8,52	6,98	—	4,13	3,38	—	8,11	6,64
			—	5,61	4,41	—	9,6	7,54	—	5,43	4,27	—	9,04	6,31
			—	8,26	6,32	—	10,1	7,72	—	7,50	5,73	—	10,1	7,72
4,8	2		—	8,43	6,32	—	10,5	7,89	—	8,98	6,73	—	11,5	8,66
			—	2,13	1,89	—	4,73	4,10	—	2,28	2,02	—	4,41	3,91
4,8; 6,0+4,8	3		—	4,46	3,67	—	7,02	5,77	—	4,33	3,56	—	7,54	6,19
			—	6,24	4,92	—	8,62	6,79	—	5,98	4,71	—	7,50	5,90
			—	8,22	6,30	—	10,7	8,21	—	7,66	5,87	—	9,73	7,40
6,0	2		—	8,79	6,61	—	10,8	8,18	—	9,41	7,07	—	11,59	8,12
			3,65	3,10	2,76	14,41	7,31	6,51	4,54	2,88	2,55	10,19	7,12	6,34
6,0; 7,2+6	3		8,84	4,10	3,38	13,00	7,84	6,47	8,89	4,22	3,48	11,33	7,65	6,32
			14,76	6,98	5,52	19,65	10,8	8,52	14,82	7,10	5,62	17,32	9,02	7,44
6,0	4		21,19	8,85	6,82	28,25	14,4	11,1	21,08	10,1	7,80	23,41	12,9	9,91
			—	14,2	10,8	—	19,1	14,4	—	14,5	11,0	—	17,4	13,1

1.020-1/83 0-2 0273

Продолжение таблицы 7

Значения  $K_1 \times 10^{-3}$ 

Тип связей панелей

Треугольные продольного направления	Пятиугольные продольного направления	Треугольные поперечного направления	Пятиугольные поперечного направления
-------------------------------------	--------------------------------------	-------------------------------------	--------------------------------------

Сетка колонн  $9 \times 6$  м

Пролет связей панели, м

6	6	9	6	9	6
---	---	---	---	---	---

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, $q_n$		нагрузка на перегородки, $q_p$				
1000	500	1000	500	1000	1000	500

Высота этажей Нэт или Нн + Нт - 0,1 м	Этажность, м	Значения $K_1 \times 10^{-3}$															
		Тип связей панелей															
		Треугольные продольного направления		Пятиугольные продольного направления		Треугольные поперечного направления		Пятиугольные поперечного направления									
Сетка колонн $9 \times 6$ м																	
Пролет связей панели, м																	
<table border="1"> <tr> <td>6</td> <td>6</td> <td>9</td> <td>6</td> <td>9</td> <td>6</td> </tr> </table>												6	6	9	6	9	6
6	6	9	6	9	6												
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, $q_n$																	
нагрузка на перегородки, $q_p$																	
		1000	500	1000	500	1000	1000	500	1000	1000	500						
4,2	2	3,39	3,00	7,32	6,48	4,67	3,56	3,15	13,24	7,21	6,39						
	3	7,34	6,03	12,5	10,3	6,28	7,96	6,53	18,47	11,6	9,54						
	4	10,7	8,45	14,1	11,1	9,08	10,9	8,54	18,97	11,9	9,39						
	5	15,3	11,7	19,3	14,8	11,10	15,1	11,5	19,83	16,8	12,9						
	6	16,9	12,7	21,4	16,1	13,1	16,7	12,6	20,4	21,4	16,1						
4,8	2	3,57	3,17	7,02	6,23	2,80	4,18	3,71	8,20	6,38	5,66						
	3	7,39	6,08	13,1	10,7	5,21	7,35	6,04	15,77	11,3	9,27						
4,8; 6,0+4,8	4	9,65	7,61	13,7	10,8	7,84	10,2	8,05	14,70	11,4	9,01						
	5	16,9	13,0	17,7	13,6	10,92	13,3	10,2	17,92	15,2	11,7						
	6	17,4	13,1	21,3	16,0	14,0	15,5	11,8	20,98	19,4	14,6						
6,0	2	4,21	3,74	10,5	9,28	2,85	4,90	4,35	13,74	10,4	9,28						
	3	7,16	5,90	14,4	11,8	5,21	6,73	5,54	13,02	9,92	8,17						
6,0 7,2+6	4	12,3	9,71	18,5	14,7	8,69	11,4	9,01	17,55	15,1	12,0						
	5	15,2	11,7	24,4	18,7	11,52	14,4	11,1	24,45	18,8	14,4						
6,0	6	18,2	14,4	30,0	23,5	14,4	—	12,9	25,8	—	18,7						

1020-1/83 0-5 02 03

ИЮЛ

Коэффициент  $K_2$  для определения растяжения в колоннах от ветровой нагрузки

Таблица 8  
В/М

Этаж- ность	Высоты, этажей $H_1$ или $H_1 + H_2$ в м	Тип связей		Этаж- ность	Высоты, этажей $H_1$ или $H_1 + H_2$ в м	Тип связей	
		Регулярные и поперечные	Нерегулярные и поперечные			Регулярные и поперечные	Нерегулярные и поперечные
Сетка колонн 6×6 и 9×6 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	5	3,6	0,125	0,075
3	3,6	0,10	0,035		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		6	3,6	0,13
4	3,6	0,115	0,055	4,8+3,6		0,115	0,075
	4,8+3,6	0,095	0,045	4,2		0,126	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

1.020-1/83. 0-5 02173

Лист  
107

Таблица 9

Тип связей	Этажность, $M$	Несущая способность связей из панелей (М втр. в т. м на отл. Д и Q в т.) без учета совместной работы с рядовыми колоннами ( без учета коэф. К.Р.) при высоте этажей 8 м.					
		3,6			4,2		
		Сетка колонн $6 \times 6$ м					
		Временная нормативная нагрузка на перегородку, $T_c / m^2$					
		1000		1000		2000	
М втр.	Q	М втр.	Q	М втр.	Q		
Треугольные связи продольного направления	2	110	227	147	258	164,2	284
	3	250	376	370,2	473	376,4	475
	4	428	488	450	445	287,2	28,2
	5	487,5	46,2	504	405	313,1	25,2
	6	549,8	43,8	542	370	—	—
Пятиугольные связи продольного направления	2	138,7	28,4	167	29,3	199	34,4
	3	257,7	38,8	284,5	36,0	301,1	35,7
	4	311	36,2	320	32,2	321,9	32,0
	5	358	33,9	368	30,1	368,7	29,2
	6	427	34,0	416	28,3	—	—
Треугольные связи поперечного направления	2	111	227	147	25,0	164,2	284
	3	250	376	370	46,5	376,4	475
	4	435	507	456	45,1	328,2	32,2
	5	488	46,2	504	41,0	313,1	25,0
	6	555	44,2	565	38,4	—	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	129	264	178	31,2	181,4	314
	3	289	43,5	386	49,3	337,5	42,6
	4	430,7	50,2	446	43,4	445,0	43,7
	5	481,1	46,5	539	43,7	343,9	26,7
	6	565,8	45,1	580	39,4	—	—

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист

108

Продолжение таблицы 9

Тип связи	Этажность, М	Несущая способность связей из панелей (М.метр в т.м на оп.и ч.б.тс) без учета вспомогат. работ с рядовыми колоннами (без учета коэф.к.к) при высоте этажей 8 м.							
		4,8				6,0			
		Сетка колонн 6x6 м							
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, т/м <sup>2</sup>							
1000		2000		1000		2000			
М.метр		Q		М.метр		Q			
Треугольные связи продольного направления	2	186	28,5	209,1	31,6	288	35,1	270,4	32,5
	3	384	42,7	392,4	43,0	340,8	30,1	258,9	22,6
	4	433	37,3	209,6	17,8	378,2	28,0	296,1	19,8
	5	487	34,2	277,7	19,2	425	23,7	305,9	16,4
	6	556,7	32,9	—	—	600	28,2	—	—
	Пятиугольные связи продольного направления	2	186	28,5	191,8	28,9	288	35,1	181,4
3		305	33,9	267,8	29,34	362	32,0	275,7	25,4
4		317	27,3	322,8	27,3	405	27,8	329,8	22,7
5		374	26,2	338,6	23,4	469	26,1	328,2	18,24
6		417,5	24,7	—	—	—	—	—	—
Треугольные связи поперечного направления		2	187	28,5	209,2	31,6	200	24,4	202,1
	3	389	43,2	377,0	43,5	219	19,3	222,4	19,1
	4	432,6	37,3	282,2	24,6	379	20,0	295,4	19,8
	5	487,4	34,2	264,1	18,3	480	20,8	328,9	18,18
	6	537	32,2	—	—	528	21,6	—	—
	Пятиугольные связи поперечного направления	2	217	32,2	222,7	32,7	184	22,5	187,2
3		287	31,9	293,2	32,1	219	19,3	222,4	19,4
4		420	36,2	427,5	36,4	412	28,3	425,9	28,6
5		521	36,5	252,3	16,9	393	21,9	396,5	21,8
6		596,5	35,2	—	—	—	—	—	—

Иск. и конст. Панелей и Оп.т. Пролонг.шт.

1020-1/83.0-5 02 ПЗ

Иск. 109

## Продолжение таблицы 9

Тип связи	Этажность, м	Несущая способность связей из пиленой МБетр ВГем (ВГЕ) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета коэффициента К <sub>н</sub> ) при высоте этажей в м									
		4,8+3,6		6,0+4,8				7,2+6,0			
		Сетка колонн 6×6									
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, т/м <sup>2</sup>									
1000		1000		2000		1000		2000			
МБетр. Q		МБетр. Q		МБетр. Q		МБетр. Q		МБетр. Q			
Треугольные связи продольного направления	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	3	296,0	404	456,0	45,2	458,9	45,2	392,5	31,7	299,5	24
	4	505,0	52,5	493,0	38,1	238,9	18,7	424,0	27,2	322,9	20,6
	5	562,0	48,4	543,0	35,6	308,3	2,00	463,0	24,5	—	—
	6	610,0	45,6	610,3	34,0	—	—	—	—	—	—
	Пятиугольные связи продольного направления	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3		305,0	41,6	362,0	35,8	313,1	30,9	417,0	33,7	337,5	27,0
4		366,0	38,1	367,0	28,5	367,9	28,8	454,0	29,1	360,5	22,9
5		357,5	33,9	416,0	27,2	379,9	24,4	511,0	27,1	—	—
6		480,0	35,4	458,0	25,5	—	—	—	—	—	—
Треугольные связи поперечного направления		2	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	3	296,0	404	460,0	45,8	464,3	45,8	252,0	20,4	257,3	20,6
	4	513,0	53,4	493,4	38,1	320,7	25,8	423,0	27,1	32,29	10,6
	5	562,0	48,5	543,0	35,6	293,2	19,03	522,0	27,6	—	—
	6	625,0	46,1	610,0	34,1	—	—	—	—	—	—
	Пятиугольные связи поперечного направления	2	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3		342,0	40,6	340,0	33,8	342,8	33,8	252,0	20,4	257,3	20,6
4		506,0	52,8	479,3	38,0	487,3	38,1	467,0	29,5	465,6	29,6
5		566,0	48,8	580,0	38,0	27,8	18,1	427,4	22,6	—	—
6		637,1	47,0	634,0	36,5	—	—	—	—	—	—

1020-1/83 0-5 02173

Лист

110



## Продолжение таблицы 4

Тип связей	Этажность, м	Несущая способность связей панелей (М.метр. атс. м и Q 87%) без учета боковой нагрузки в рядовых колоннах (без учета коэф. к <sub>л</sub> ) при высоте этажей 0,8 м					
		4,2		4,8		6,0	
		сетка колонн 9х6 м (пролет связей панелей 6-6 м)					
		М.метр	Q	М.метр	Q	М.метр	Q
Треугольные связи продольного направления	2	150,2	26,0	191	290	291	35,1
	3	256,2	32,3	321	35,2	346,4	30,2
	4	423	41,5	437,7	368	391,6	26,3
	5	485	38,8	494	38,8	449,6	24,8
	6	546	37,3	563,4	33,0	632	29,7
Пятиугольные связи продольного направления	2	199	34,4	237,4	36,0	291	35,1
	3	242	30,6	177,7	19,5	368,3	32,1
	4	275	26,9	276,6	23,6	419	28,2
	5	313	25,0	318,3	22,1	471,5	26,1
	6	359,0	24,2	363,2	21,2	—	—
Треугольные связи поперечного направления	2	150	26,0	191	290	202,1	24,4
	3	376,4	47,5	392,4	43,0	332	28,9
	4	442	43,4	440,1	37,5	446,6	30,0
	5	500	40,0	494,4	34,3	482,5	26,7
	6	—	—	563,4	33,0	477	19,5
Пятиугольные связи поперечного направления	2	181,4	31,3	222,7	37,7	186,2	22,5
	3	336	42,4	293,2	32,1	361,0	31,5
	4	262	25,7	394,0	33,6	419	28,2
	5	439,4	35,1	325,1	40,9	482,5	26,7
	6	—	—	563,4	33,0	—	—

1.020-1/83.0-5 02 173

## Продолжение таблицы 4

Тип связей	Этажность, м	Несущая способность связей панелей/метр б.м на 0,1 м и 0,8 м без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета коэф. К <sub>с</sub> ) при высоте этажей 0 м.			
		0,0+4,8		7,2+6,0	
		Сетка колонн 9x6 м (пролет связей панелей-6 м)			
		М без	Q	М без	Q
Треугольные связи продольного направления	2				
	3	375,0	30,6	400,7	32,1
	4	492,0	38,5	428,1	27,2
	5	548,5	35,6	489,2	25,7
	6	617,8	34,0	—	—
Пятиугольные связи продольного направления	2	—	—	—	—
	3	207,8	20,5	426,1	34,1
	4	315,8	24,7	459,0	29,1
	5	353,4	22,8	513,0	27,0
	6	397,2	21,0	—	—
Треугольные связи поперечного направления	2	—	—	—	—
	3	458,9	45,2	383,9	30,8
	4	501,6	39,3	488,2	31,1
	5	548,8	35,6	525,0	27,6
	6	617,9	34,0	—	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	—	—	—	—
	3	342,8	33,8	418,0	33,5
	4	449,1	35,2	458,1	29,2
	5	654,1	42,5	525,0	27,6
	6	617,9	34,0	—	—

Имя и фамилия, должность и дата выдачи

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист  
112

Продолжение табл. 9

Тип связей	Этажность, м	Несущая способность связей панелей (М вето в т и Q в тс) без учета совместной работы с продольными колоннами (без учета коэф. Кв) при высоте этажей 8 м.					
		4,2		4,8		6,0	
		Сетка колонн 9x6 м (пролет связей панели 6-9м)					
		М вето	Q	М вето	Q	М вето	Q
Треугольные связи поперечного напряжения	2	150,2	26	191	28,9	318,2	38,4
	3	376,4	47,5	491,7	53,9	550,7	48,0
	4	577,6	56,7	607,8	57,8	618,4	47,6
	5	702,0	56,2	690,7	47,9	679,8	37,6
	6	—	—	774,7	48,4	—	—
Пятиугольные связи поперечного напряжения	2	102,6	17,8	121,3	18,3	146,4	17,7
	3	210,3	26,5	—	—	266,2	23,2
	4	385	37,8	461,1	39,3	467,2	31,4
	5	515,3	41,2	541,8	37,6	493,4	27,3
	6	—	—	613,7	35,9	—	—

Тип связей	Этажность, м	Несущая способность связей панелей (М вето в т и Q в тс) без учета совместной работы с продольными колоннами (без учета коэф. Кв) при высоте этажей 8 м			
		6,0 + 4,8		7,2 + 6,0	
		Сетка колонн 9x6 м (пролет связей панели 6-9м)			
		М вето	Q	М вето	Q
Треугольные связи поперечного напряжения	2	—	—	—	—
	3	574,9	56,7	637	51,0
	4	692,8	54,2	675,9	43,0
	5	766,9	49,8	1217,1	38,9
	6	849,6	46,8	—	—
Пятиугольные связи поперечного напряжения	2	—	—	—	—
	3	—	—	307,9	24,7
	4	525,5	41,1	510,7	32,5
	5	601,5	39,0	536,9	28,3
	6	673	37,1	—	—

1 020-1/83 0-5 02 ПЗ

Лист  
113

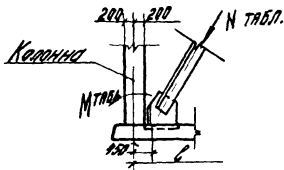


Таблица 10

Тип связей	Этаж-этажи, м	Максимальные расчетные усилия $N_{\text{табл}}$ в тс, передаваемые от раскоса стальной связи 1-го этажа на железобетон в монолитном фундаменте при нагрузке по вертикали панели соответствующей ее несущей способности											
		Сетка колонн 6x6 м; $\rho = 0,1$ Сетка колонн 6x6 м; $\rho = 0,1$											
		При высоте этажей $H_{\text{эт}}$ или $H_{\text{эт}} + H_{\text{эт}} \text{ в м}$											
		3,5: 4,2-4,5	4,8: 5,1-4,8	5,0: 5,2-5,0	5,5: 5,8-5,5	6,0: 6,3-6,0	6,5: 6,8-6,5	7,0: 7,3-7,0	7,5: 7,8-7,5	8,0: 8,3-8,0	8,5: 8,8-8,5		
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м <sup>2</sup>											
		1000			2000			1000					
Треугольные связи поперечного направления	2	17	21	27	42	23	38	21	27	42	X		
	3	38	40	51	53	40	34	37	42	53			
	4	52	40	47	45	36	30	37	45	45			
	5	48	37	43	36	32	28	35	42	45			
	6	45	33	41	34	—	—	33	40	35			
Пятиугольные связи поперечного направления	2	24	36	46	45	33	49	36	46	70			
	3	54	39	58	99	62	79	33	35	98			
	4	59	43	60	87	68	71	34	48	82			
	5	54	41	49	79	65	—	32	44	74			
	6	55	38	54	—	—	—	30	42	—			
Треугольные связи поперечного направления	2	11	13	14	28	27	35	21	28	28	22	26	28
	3	38	40	52	50	42	32	37	51	43	35	50	50
	4	52	40	46	45	36	32	46	46	43	43	48	43
	5	47	36	31	46	38	—	35	41	38	43	45	40
	6	45	25	40	33	—	—	33	39	23	41	42	86
Пятиугольные связи поперечного направления	2	24	35	45	44	42	59	32	22	42	42	48	43
	3	61	57	61	69	76	68	47	60	84	38	61	72
	4	79	57	77	91	95	93	47	69	51	—	102	98
	5	72	57	76	68	86	—	51	46	88	65	94	61
	6	70	51	73	—	—	—	42	67	—	64	97	—

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Таблица 4

Тип связей	Этажность, $n$	Максимальный расчетный момент $M_{max}$ в т·м, передаваемый на фундамент в узле заделки колонны при нагрузке на стеновую панель, соответствующей ее нагрузочной способности																				
		Сетка колонн 6х6 м; $l = 6$ м						Сетка колонн 6х6 м			Сетка колонн 6х6 м											
		При высоте этажей, $H_{эт}$ или $H_1 + H_{эт}$ в м																				
		3,0; 4,0+3,5	4,2	4,8	5,0	5,5; 6,0+4,8+3,5	6,2; 7,2+5,0	4,2	4,8; 5,0+4,8	5,0; 5,2+5,0	4,2	4,8; 5,0+4,8	5,0; 5,2+5,0									
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, $T_0$ / $m^2$																				
1000				2000				1000														
Треугольные связи продольного направления	2	3	3	4	2	2	3	3	3	2	X											
	3	5	5	6	2	2	2	4	4	2												
	4	2	2	2	2	2	2	2	2	2												
	5	2	2	2	2	2	2	2	2	2												
	6	2	2	2	2	-	-	2	2	2												
Пятиугольные связи продольного направления	2	13	18	15	10	9	10	16	14	14												
	3	18	18	11	15	11	12	14	12	14												
	4	9	10	10	12	13	14	10	10	15												
	5	9	9	10	13	14	14	9	10	14												
	6	9	9	10	-	-	-	9	10	-												
Треугольные связи поперечного направления	2	3	3	3	2	4	4	3	3	2							3	3	3			
	3	4	4	4	2	4	4	4	4	2							4	4	4			
	4	2	2	2	2	4	4	2	4	2							5	4	4			
	5	2	2	2	2	4	3	2	2	2							5	4	5			
	6	2	2	2	2	-	-	2	2	2							5	4	-			
Пятиугольные связи поперечного направления	2	10	14	12	10	9	11	12	11	9	12	12	10									
	3	16	21	17	16	15	12	17	16	10	14	15	12									
	4	13	14	14	10	14	14	11	12	8	20	20	17									
	5	12	13	14	9	14	14	11	8	10	18	20	21									
	6	13	13	14	-	-	-	10	12	-	20	24	23									

1.020-1/83.0-5 02 ПЗ

102  
115

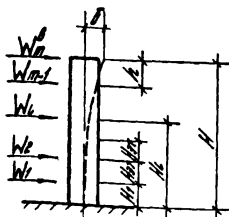


Таблица 12

Тип связей	Этажность, М	Эквивалентная жесткость связей панелей из стальных связей марок, указанных в выписке 0-5 при воздействии ветровой нагрузки $10^{-3}$ в эк., в тс·м <sup>2</sup>					
		Сетка колонн 6×6 м					
		Высоты этажей (Нэт или Н+Нэт), м					
		3,5		4,2		4,8	
временная		нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м <sup>2</sup>					
1000		2000		1000		2000	
Треугольные связи продольного направления	2	0,064	0,202	0,080	0,107	0,096	0,152
	3	0,115	0,139	0,155	0,213	0,162	0,287
	4	0,320	0,287	0,414	0,349	0,410	0,411
	5	0,470	0,400	0,544	0,501	0,550	0,602
	6	0,600	—	0,759	—	0,770	—
	2	0,025	0,023	0,029	0,028	0,037	0,033
Пятиугольные связи продольного направления	3	0,045	0,051	0,056	0,080	0,078	0,100
	4	0,096	0,126	0,127	0,161	0,170	0,196
	5	0,202	0,212	0,251	0,260	0,283	0,309
	6	0,360	—	0,443	—	0,475	—
	2	0,080	0,069	0,101	0,108	0,118	0,148
	Треугольные связи поперечного направления	3	0,142	0,143	0,192	0,222	0,200
4		0,296	0,285	0,407	0,362	0,410	0,430
5		0,480	0,412	0,544	0,503	0,586	0,594
6		0,568	—	0,733	—	0,790	—
2		0,031	0,028	0,033	0,052	0,047	0,078
Пятиугольные связи поперечного направления		3	0,052	0,063	0,067	0,095	0,075
	4	0,118	0,115	0,146	0,191	0,186	0,257
	5	0,228	0,248	0,268	0,311	0,320	0,374
	6	0,344	—	0,411	—	0,476	—

Нач. отд. проектирования и строительства

1.020-1/83.0-5 02173

1057

116

Продолжение табл. 12

Тип связи	Этажность, м	Эквивалентная жесткость стальные панели из стальных связей марок, указанных в выписке 0-9 при действии ветровой нагрузки 10-18 эк. БГ. м <sup>2</sup> сетка колонн 8x8 м							
		Высоты этажей (Нот или Н+Нот), м		4,8 + 3,6		6,0 + 4,8		7,2 + 6,0	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кН/м <sup>2</sup>							
		1000	2000	1000	2000	1000	2000	1000	2000
Треугольные связи параллельного направления	2	0,164	0,152	0,064	0,062	0,096	0,152	0,164	0,152
	3	0,290	0,287	0,148	0,140	0,185	0,287	0,309	0,287
	4	0,415	0,411	0,388	0,388	0,413	0,411	0,435	0,411
	5	0,556	0,601	0,509	0,401	0,546	0,602	0,735	0,601
	6	0,803	—	0,656	—	0,860	—	—	—
	Пятиугольные связи параллельного направления	2	0,038	0,033	0,026	0,023	0,034	0,033	0,038
3		0,104	0,109	0,055	0,051	0,088	0,109	0,117	0,109
4		0,191	0,196	0,121	0,126	0,203	0,196	0,212	0,196
5		0,307	0,309	0,249	0,213	0,316	0,309	0,331	0,309
6		0,457	—	0,417	—	0,548	—	—	—
Треугольные связи перпендикулярного направления		2	0,141	0,20	0,080	0,069	0,118	0,148	0,141
	3	0,280	0,302	0,169	0,144	0,210	0,302	0,312	0,302
	4	0,423	0,430	0,265	0,295	0,436	0,430	0,441	0,430
	5	0,628	0,595	0,481	0,412	0,638	0,594	0,645	0,595
	6	0,810	—	0,616	—	0,814	—	—	—
	Пятиугольные связи перпендикулярного направления	2	0,041	0,04	0,031	0,028	0,047	0,048	0,041
3		0,108	0,117	0,058	0,063	0,083	0,128	0,123	0,117
4		0,215	0,245	0,150	0,154	0,224	0,267	0,269	0,245
5		0,361	0,372	0,269	0,248	0,353	0,374	0,390	0,372
6		0,532	—	0,388	—	0,510	—	—	—

1.020-1/83.0-5 02173

Лист

117

Продолжение таблицы 12

Эквивалентная жесткость связей из стальных стержней марки, указанных в таблице 0-2, при воздействии ветровой нагрузки  $10^{-7}$  в эк., в т. м<sup>2</sup>

Сетка колонн 9 x 6 м (пролет связей по оси В-В м)  
Высоты этажей (Нэт или Н1 + Нэт), м

4,2      4,8      6,0      4,8 + 3,6      6,0 + 4,8      7,2 + 6,0

Тип связи	Этажность, м	Эквивалентная жесткость связей из стальных стержней марки, указанных в таблице 0-2, при воздействии ветровой нагрузки $10^{-7}$ в эк., в т. м <sup>2</sup>					
		Сетка колонн 9 x 6 м (пролет связей по оси В-В м) Высоты этажей (Нэт или Н1 + Нэт), м					
		4,2	4,8	6,0	4,8 + 3,6	6,0 + 4,8	7,2 + 6,0
Треугольные связи поперечного направления	2	0,076	0,093	0,152	—	—	—
	3	0,142	0,155	0,260	0,132	0,181	0,290
	4	0,330	0,350	0,400	0,289	0,388	0,432
	5	0,437	0,420	0,594	0,371	0,452	0,634
	6	0,599	0,500	0,415	0,504	0,588	—
	7	0,728	0,638	0,539	—	—	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	0,028	0,038	0,039	—	—	—
	3	0,058	0,082	0,090	0,060	0,072	0,104
	4	0,144	0,156	0,171	0,137	0,185	0,189
	5	0,222	0,266	0,268	0,186	0,295	0,288
	6	0,342	0,355	—	0,264	0,429	—
	7	0,101	0,163	0,143	—	—	—
Треугольные связи поперечного направления	2	0,188	0,190	0,320	0,168	0,222	0,355
	3	0,390	0,353	0,500	0,341	0,408	0,538
	4	0,491	0,540	0,660	0,446	0,610	0,746
	5	0,703	0,742	0,495	0,594	0,784	—
	6	0,035	0,051	0,043	—	—	—
	7	0,074	0,078	0,132	0,078	0,091	0,155
Пятиугольные связи поперечного направления	2	0,196	0,194	0,240	0,197	0,243	0,262
	3	0,303	0,326	0,372	0,281	0,349	0,410
	4	0,418	0,472	—	0,394	0,521	—
	5	—	—	—	—	—	—

Кол. проств. Подпаса и отагр. Ветер. шпалы

1.020-1/83.0-5 02173

Лист  
118



Продолжение табл. 12

Тип связей	Этажность, м	Эквивалентная жесткость связей при изгибной жесткости стальных связей $M_{ст}$ , циклонная в диапазоне 0-3 при взаимодействии ветровой нагрузки $10^{-1}$ в эк. в т. м <sup>2</sup>					
		Сетка колонн 9x6 м (пролет связей панели $b=9$ м)					
		Высоты этажей (Нэт или Н <sub>1</sub> +Н <sub>2</sub> ), м					
		4,2	4,8	6,0	4,8+3,6	6,0+4,8	7,2+6,0
Треугольные связи поперечного направления	2	0,087	0,200	0,282	0,087	0,200	0,282
	3	0,251	0,413	0,608	0,089	0,413	0,608
	4	0,405	0,653	0,744	0,157	0,653	0,744
	5	0,600	0,798	1,049	0,402	0,798	1,049
	6	0,790	0,950	1,265	0,630	0,950	1,265
	2	0,017	0,015	0,031	0,017	0,015	0,031
Пятиугольные связи поперечного направления	3	0,040	0,055	0,101	0,025	0,055	0,101
	4	0,148	0,148	0,187	0,148	0,148	0,187
	5	0,180	0,250	0,309	0,140	0,250	0,309
	6	0,230	0,360	0,430	0,063	0,36	0,430

Имя и фамилия проектировщика и дата выдачи чертежа

1.020-1/83.0-5 02/73

Лист  
119

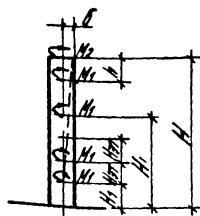


Таблица 13

Эквивалентная жесткость сдвигаемых панелей из сплошной связи марок, указанных в выписке 0-1 при воздействии неравномерной вертикальной нагрузки  $10^{-3} \text{ в} \cdot \text{т} \cdot \text{м}$

Сетка колонн  $5 \times 5 \text{ м}$

Высоты этажей (Нет или  $H_1 + \text{Нет}$ )  $\text{м}$

3,6

4,2

4,8

Время для нормативной нагрузки на перекрытия,  $\text{тс}/\text{м}^2$

1000

2000

1000

2000

1000

2000

Тип связей	Этажность, $\text{м}$	Эквивалентная жесткость сдвигаемых панелей из сплошной связи марок, указанных в выписке 0-1 при воздействии неравномерной вертикальной нагрузки $10^{-3} \text{ в} \cdot \text{т} \cdot \text{м}$					
		Сетка колонн $5 \times 5 \text{ м}$		Высоты этажей (Нет или $H_1 + \text{Нет}$ ) $\text{м}$		Время для нормативной нагрузки на перекрытия, $\text{тс}/\text{м}^2$	
		3,6	4,2	4,8			
		1000	2000	1000	2000	1000	2000
Треугольные связи поперечного направления	2	1,01	0,54	1,03	0,61	1,00	0,68
	3	0,62	0,64	0,55	0,63	0,60	0,64
	4	0,60	0,70	0,53	0,70	0,50	0,69
	5	0,59	0,89	0,56	0,87	0,57	0,84
	6	0,82	—	0,92	—	0,82	—
	Пятиугольные связи поперечного направления	2	3,55	1,93	2,41	1,97	0,63
3		0,90	1,33	0,98	1,33	0,61	1,44
4		0,84	1,00	0,88	1,10	0,69	1,17
5		0,89	1,10	1,03	1,11	0,83	1,11
6		1,04	—	1,17	—	1,19	—
Треугольные связи поперечного направления		2	0,38	0,33	0,41	0,39	0,45
	3	0,46	0,52	0,46	0,52	0,48	1,44
	4	0,51	0,63	0,53	0,64	0,49	0,64
	5	0,57	0,74	0,53	0,75	0,62	0,74
	6	0,71	—	0,80	—	0,82	—
	Пятиугольные связи поперечного направления	2	0,32	0,46	0,37	0,59	0,30
3		0,52	0,73	0,48	0,83	0,70	0,92
4		0,64	0,91	0,63	0,93	0,80	0,97
5		0,74	0,98	0,91	0,99	0,85	1,01
6		0,87	—	0,96	—	1,02	—

1.020-1/83.0-5 02173

0217

150

Продолжение табл. 13

Тип связи	Высота, м	Эквивалентная жесткость связей панелей из стальных связей марок, указанных в выписке 0-1 при действии несимметричной вертикальной нагрузки 10° 0' 30", тс/м							
		Сетка колонн 6 × 6 м							
		Высоты этажей (Нэт или Н1 + Нэт), м							
		6,0		4,2 + 3,6		6,0 + 4,8		7,2 + 6,0	
		Временная		нормативная		нагрузка на переходы, тс/м²			
		1000	2000	1000	2000	1000	2000		
Треугольные связи продольного направления	2	0,59	0,82	1,01	0,61	1,00	0,75	0,59	0,88
	3	0,59	0,63	0,62	0,65	0,60	0,64	0,59	0,63
	4	0,58	0,69	0,60	0,70	0,50	0,69	0,58	0,69
	5	0,57	0,78	0,59	0,88	0,57	0,95	0,57	0,78
	6	0,66	—	0,82	—	0,92	—	—	—
	7	3,28	2,08	3,55	1,91	0,63	2,04	3,28	2,11
Пятигранные связи продольного направления	3	1,70	1,67	0,80	1,30	0,67	1,52	1,70	1,74
	4	1,01	1,17	0,84	1,08	0,69	1,12	1,01	1,17
	5	0,75	1,13	0,89	1,10	0,83	1,4	0,75	1,13
	6	0,87	—	1,04	—	1,19	—	—	—
Треугольные связи поперечного направления	2	0,40	0,57	0,35	0,39	0,45	0,50	0,52	0,52
	3	0,50	0,55	0,46	0,52	0,48	0,53	0,50	0,56
	4	0,51	0,64	0,51	0,63	0,49	0,64	0,51	0,63
	5	0,48	0,74	0,57	0,74	0,62	0,74	0,48	0,74
	6	0,61	—	0,71	—	0,82	—	—	—
	7	0,81	0,97	0,32	0,59	0,50	0,84	0,81	1,11
Пятигранные связи поперечного направления	3	0,87	1,12	0,52	0,79	0,70	0,99	0,87	1,10
	4	0,83	1,03	0,64	0,82	0,80	1,00	0,83	1,04
	5	0,68	1,04	0,74	0,98	0,95	1,02	0,68	1,05
	6	0,78	—	0,87	—	1,02	—	—	—

1.020-1/83.0-5 02.ПЗ

Лист  
121

Продолжение табл. 13

Тип связи	Этажное сл. м	Эквивалентная жесткость связей панелей из стальных связей мидов, указанных в таблице 0-1 при действии неперпендикулярной вертикальной нагрузки $10^{-7} \text{ в}^2 \text{ эк. тс. м}^2$					
		Сетка колонн $8 \times 8 \text{ м}$ (пролет связей панели $l = 6 \text{ м}$ )					
		Высоты этажей (Нэт или $H_1 + H_{эт}$ )					
		4,2	4,8	6,0	4,8 + 3,6	6,0 + 4,8	7,2 + 6,0
Треугольные связи продольного направления	2	0,97	0,97	0,53	0,97	0,97	0,53
	3	0,67	0,61	0,54	0,69	0,61	0,54
	4	0,56	0,52	0,57	0,52	0,52	0,57
	5	0,61	0,57	0,63	0,55	0,57	0,63
	6	0,87	0,87	0,63	0,71	0,87	0,63
	2	5,02	4,38	13,05	5,02	4,38	13,05
Пятиугольные связи продольного направления	3	1,13	1,14	0,86	1,21	1,14	0,86
	4	0,89	0,94	1,06	0,82	0,94	1,06
	5	0,81	0,97	0,92	0,71	0,97	0,92
	6	1,07	1,09	1,08	0,86	1,09	1,08
	2	0,41	0,41	0,36	0,41	0,41	0,36
	Треугольные связи поперечного направления	3	0,38	0,43	0,53	0,35	0,43
4		0,46	0,54	0,49	0,52	0,54	0,49
5		0,55	0,66	0,72	0,59	0,66	0,72
6		0,75	0,92	1,19	0,60	0,92	1,19
2		0,66	0,49	0,65	0,65	0,49	0,65
Пятиугольные связи поперечного направления		3	0,52	0,66	0,79	0,52	0,66
	4	0,63	0,86	0,81	0,60	0,86	0,81
	5	0,66	0,95	1,03	0,61	0,95	1,03
	6	0,76	0,93	1,08	0,71	0,93	1,08

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист

122

Продолжение табл. 13

Тип связей	Этажность	Эквивалентная жесткость связей из стальных связей марки, указанной в разделе 0-1 при действии нерегулярной вертикальной нагрузки 10-7 8" эк., т/м <sup>2</sup>					
		Сетка колонн 9x6 м (пролет связей панели С=9 м)					
		Высоты этажей (Нэт или Н <sub>1</sub> +Н <sub>эт</sub> ), м					
		4,2	4,8	6,0	4,8+3,6	6,0+4,8	7,2+6,0
Треугольные связи поперечного направления	2	0,70	0,89	1,27	0,70	1,08	1,46
	3	1,09	1,09	1,22	1,07	1,20	1,25
	4	1,32	1,36	1,45	1,30	1,41	1,47
	5	1,70	1,74	1,73	1,69	1,71	1,73
	6	2,08	2,04	2,00	2,07	2,04	2,02
Пятиугольные связи поперечного направления	2	1,02	2,40	5,25	1,02	3,80	6,65
	3	1,51	5,48	8,65	0,71	5,48	10,24
	4	3,07	3,74	5,00	2,75	4,04	5,32
	5	2,68	3,28	4,47	2,32	3,52	4,74
	6	2,34	2,86	3,94	1,90	3,04	4,14

1020-1/83 0-5 0273

1020  
123

Таблица 14

Значения  $K_{Rc}^{max}$

Тип связевых панелей

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

Сетка колонн 8 м

6x6	9x6	6x6	9x6	6x6	9x6	6x6	9x6
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, т/м<sup>2</sup>

1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000	500
------	-----	------	-----	------	-----	------	-----	------	-----	------	-----	------	-----	------	-----

Высота этажей, м  
Итого H<sub>1</sub> + H<sub>2</sub> в м  
Этажность, м

3,6	2	1,2				1,5				1,2				1,4	1,3	1,4	1,3
3,6; 4,8+3,6	3	1,3	1,25	1,3	1,25	1,6	1,5	1,6	1,5	1,3				1,5	1,4	1,5	1,4
	4	1,5	1,4	1,5	1,4	1,7	1,5	1,7	1,5	1,5	1,4	1,5	1,4	1,6	1,45	1,6	1,45
	5	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8				1,4	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8	1,75	1,8
	6	1,8	1,75	1,8		1,8				1,65				1,8	1,75	1,8	1,75
4,2	2	1,2				1,8				1,2				1,45	1,4	1,45	1,4
	3	1,4	1,3	1,4	1,3	1,8	1,75	1,8	1,75	1,4	1,3	1,4	1,3	1,45	1,4	1,8	1,6
	4	1,6	1,4	1,6	1,4	1,8	1,7	1,75	1,7	1,6	1,4	1,6	1,4	1,85	1,6	1,85	1,6
	5	1,8	1,75	1,8		1,75	1,5	1,75	1,5	1,8	1,7	1,8	1,7	1,85			
	6	1,8	1,7	1,8	1,7	1,65	1,6	1,65	1,5	1,65				1,85			
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	1,8	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	1,85	1,7	1,85	1,7
	5	1,7	1,5	1,7	1,5	1,7	1,5	1,55	1,4	1,65	1,5	1,65	1,5	1,7	1,6	1,7	1,5
	6	1,7	1,4	1,7	1,4	1,66	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			
6,0; 7,2+6,0	3	1,3				1,8				1,3				1,7			
	4	1,5	1,4	1,5	1,4	1,6				1,5	1,4	1,5	1,4	1,6			
	5	1,4	1,2	1,4	1,2	1,6				1,4	1,2	1,4	1,2	1,6			
6,0	6	-	1,3	-	1,3	-				-	1,3	-	1,3	-			

1.020-1/83.0-5 02173

Лист  
124

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

Таблица 15

Максимальное значение  $M$  вертикал в том и  $N$  в т  
(см. рис. 33) когда

Полная полезная нагрузка сосредоточена на одной из площадок одной из стоек в  $h$  колонны и отсчитывается у верхней колонны (см. рис.)

На свободной площадке одной из колонн — полная полезная нагрузка у верхней колонны — 0,5 полезной нагрузки

Полезная нагрузка распределена равномерно (M вертикал = 0)

Сетка колонн 8x6

Временная нормативная нагрузка на перекрытия  $1000 \text{ кг/м}^2$

$M$  верт.  $N$   $M$  верт.  $N$   $N$

3,6	2	188,97	136	166,47	149	210
3,6; 4,8+3,6	3	329,97	220	284,97	245	351
	4	470,97	303	403,47	342	492
	5	611,97	386	521,97	438	634
	6	752,97	470	640,47	534	775
4,2	2	188,97	137	166,47	150	210
	3	329,97	221	284,97	246	351
	4	470,97	304	403,47	343	492
	5	611,97	388	521,97	440	634
	6	752,97	472	640,47	536	775
4,8	2	188,97	137	166,47	150	211
4,8; 6,0+4,8	3	329,97	222	284,97	248	354
	4	470,97	307	403,47	345	496
	5	611,97	391	521,97	443	638
	6	752,97	476	640,47	540	781
6,0	2	188,97	139	166,47	152	212
6,0; 7,2+6,0	3	329,97	224	284,97	250	355
	4	470,97	309	403,47	348	498
	5	611,97	394	521,97	446	642
6,0	6	752,97	479	640,47	544	781

1.020-1/83.0-5 02.03

Лист  
125

Продолжение табл 15  
 Максимальное значение  $M$  в верх  $B$  тсм и  $N$  в  $T$   
 ( см. рис. 33) криво

Полная полезная нагрузка распределяется на арочной площадке длиной из расчета: колонн и перегородок у арочной колонны (см. рис. 2) и у арочной площадки длиной из расчета: колонн - полная полезная нагрузка, у арочной колонны - 0,5 полной нагрузки и у арочной площадки (см. рис. 2)

Полная полезная нагрузка распределяется равномерно (  $M$  в верх = 0 )

Сетка колонн 6 x 6 м

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м<sup>2</sup>

Высоты этажей Н <sub>эт</sub> или Н <sub>1</sub> + Н <sub>эт</sub> в м	Этажность	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м <sup>2</sup>										
		2000		1500		2000		1500		2000		
		$M$ в верх	$N$	$M$ в верх	$N$	$M$ в верх	$N$	$M$ в верх	$N$	$N$	$N$	
3,6	2	297	177	248	155	249	204	211	178	298	257	
	3	528	308	434	264	443	358	367	304	526	443	
	3,6, 4,8+3,6	4	761	430	620	373	636	511	523	430	754	629
		5	994	570	805	482	820	665	678	557	982	815
		6	1226	700	991	591	1023	818	834	683	1210	1001
		2	295	178	248	156	249	205	211	178	299	257
4,2	3	527	309	433	265	442	359	365	305	527	443	
	4	760	440	619	375	635	513	520	432	755	630	
	5	992	572	804	484	828	667	675	559	983	815	
	6	1225	703	989	593	1022	821	830	686	1211	1001	
4,8	2	295	178	248	157	249	205	211	178	300	258	
	3	528	310	434	266	442	360	366	305	529	445	
4,8, 6,0+4,8	4	760	442	619	376	635	514	521	432	758	631	
	5	993	574	804	486	829	669	676	559	987	818	
	6	1225	705	990	596	1022	823	831	686	1216	1005	
	2	295	180	248	158	249	206	211	179	301	259	
6,0;	3	528	312	434	269	443	362	367	308	531	447	
	4	761	445	620	380	636	477	523	436	761	635	
7,2+6,0	5	994	578	805	490	830	633	678	565	991	823	
	6	1226	711	991	601	1023	788	834	694	1221	1011	

1.020-1/83. 0-5 02.173

Лист 126



Продолжение таблицы 15

Максимальное значение  $M$  в верх  $B$  том и  $N$  вт (см. рис. 33) когда

Полная полезная нагрузка сосредоточена на одной из стоек панели одной из связываемых колонн и отключает у другой колонны (рис. 33)  
 На арочной площадке одной из колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонны - 0,5 полезной нагрузки  
 Полезная нагрузка распределена равномерно (в верх  $B=0$ )

Сетка колонн  $9 \times 6$  м

Пролет стальной панели

$B$   $9$   $B$   $9$   $B$   $9$

Временная нормативная нагрузка на перекрытия  $1000 \text{ кг/м}^2$

$M$  в верх  $N$   $M$  в верх  $N$   $M$  в верх  $N$   $M$  в верх  $N$   $N$   $N$

Высота этажной  $N$  вт или  $N$  вт +  $N$  вт +  $B$  м  
 Этажность

4,2	2	244,68	174	303	197	206,73	192	270	197	215	321
	3	425,79	282	512	325	349,89	318	453	325	359	536
	4	606,90	390	721	453	493,05	444	637	453	503	750
	5	788,01	497	930	582	636,21	570	820	581	647	965
	6	969,12	605	1139	710	779,37	696	1004	709	791	1180
	4,8	2	244,68	174	304	197	206,73	192	270	197	215
4,8; 6,0+4,8	3	425,79	283	514	326	349,89	319	453	326	360	537
	4	606,90	391	723	455	493,05	446	637	455	505	752
	5	788,01	500	932	583	636,21	572	821	583	649	967
	6	969,12	609	1142	712	779,37	699	1004	712	794	1183
6,0	2	244,68	175	305	199	206,73	196	266	199	216	323
6,0; 7,2+6,0	3	425,79	284	515	329	349,89	321	446	329	361	539
	4	606,90	393	724	458	493,05	446	626	458	506	755
6,0	5	788,01	502	934	588	636,21	571	806	588	651	972
	6	969,12	611	1144	718	779,37	696	986	718	796	1188

Высота этажной  $N$  вт или  $N$  вт +  $N$  вт +  $B$  м

Таблица 16

Высоты стержней Нат или Н-100/ВМ		Этажность, м		Значение $\delta$ тах $\times 10^3$							
				Тип связей по панелям							
				Треугольные связи продольного направления		Пятиугольные связи продольного направления		Треугольные связи поперечного направления		Пятиугольные связи поперечного направления	
				Сетка колонн 8 м							
		8x8	9x6	8x8	9x6	8x8	9x6	8x8	9x6		
3,5, 4,8-3,5	2	1	-	0,3	-	1	-	0,8	-		
	3	0,8	-	0	-	0,4	-	0	-		
	4	0,8	-	0,4	-	0,8	-	0	-		
	5	0,5	-	0,3	-	0,6	-	0,2	-		
	6	0,6	-	0,6	-	0,5	-	0,2	-		
4,2	2	1	1	0	0	1	1	0,2	-		
	3	0,7	0,6	0	0	0,9	0,8	0,2	0		
	4	0,8	0,8	0,5	0,3	0,9	0,8	0	0		
	5	0,5	0,2	0,3	0,4	0	0,8	0,3	0		
	6	0,7	0,3	0,7	0,3	0,6	0,3	0	0		
4,8 6,0+4,8	2	1	1	0,2	0	1	1	0,2	0		
	3	0,6	0,7	0	0,2	0,5	0,5	0,2	0,3		
	4	0,5	0,6	0,2	0,7	0,5	0,6	0	0		
	5	0,2	0	0,1	0,4	0,2	0,4	0	0		
	6	0,5	0	0,5	0,1	0,4	0,4	0,2	0,2		
6,0, 7,2+6,0	2	1	1	0	0	1	1	0	0		
	3	0,7	1	0	0	0,9	0,9	0	0,1		
	4	0,4	1	0	0	0,3	1	0	0		
	5	0	1	0	0,2	0,2	0,5	0	0		
6	0	-	0	-	0	-	0	0,7			
								0	-		

1.020-1/83.0-5

19828

02 ПЗ

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 выпусков 0-I, 0-2.

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

3. При назначении шага связевых панелей расстояние от края здания (или края температурного блока) до ближайшего вертикального устоя  $l_k$  (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.

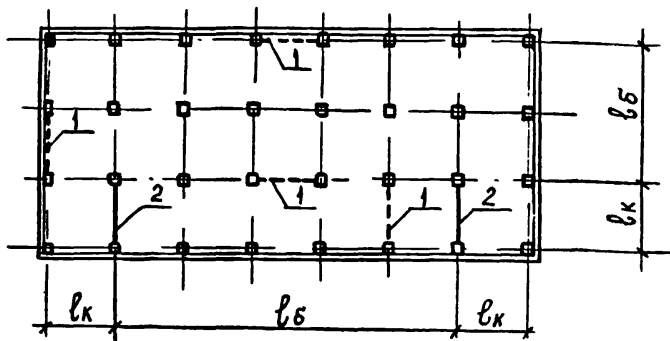
Если жесткости вертикальных устоев отличаются более, чем в 2 раза, длина консольного участка принимается равной расстоянию от края здания (или температурного блока) до первого более жесткого устоя, а длина балочного участка - расстоянию между двумя более жесткими устоями.

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).

I.020-1/83.0-5 0313

				I.020-1/83.0-5 0313			
				Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий из ребристых плит и из многослойных панелей при поэтажном замоноличивании	Страница	Лист	Листов
					Р	1	4
Нач. отд.	Кодыш	<i>Вад</i>	25.03	ЦНИИПромзданий			
Форм.камп.	Марченко	<i>М</i>	25.03				
СНП	Марченко	<i>М</i>	25.03				



1 — стальные связи  
2 — железобетонные диафрагмы

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

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

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

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

I.020-I/83.0-5 ОЖЗ

Лист

2

Таблица 1

Высота ветряной машины в м.	Длина здания в направлении ветра, м.	Максимальное расстояние $S_k$ (см. рис.1)											
		Сетка колонн 6x6 м											
		Ветровой район и тип местности по СНиП II-6-74											
		I А; I Б; II Б				II А; III Б				III А			
Временная нормативная нагрузка на переходные к/п													
		2000	1500	1000	500	2000	1500	1000	500	2000	1500	1000	500
3,6	12	18			18			18					
	18	24	30		24			18	24				
	24	30			30			24		30			
	30							30					
	36-60							30					
4,2	12	18			18			12	18				
	18	24			24			18					
	24	30			24	30		24					
	30				30								
	36-60				30								
4,8	12	18			18			12					
	18	24			18	24		18					
	24	30			24		30		24				
	30				24		30						
	36				30								
	42-60	30											
6,0	12	18			12	18		12					
	18	24			18			18					
	24	24	30		24			18	24				
	30	30			30			24					
	36							30					
	42							30					
48-60	30												

В таблице даны значения  $S_k$  для зданий в поперечном направлении расел при длине зданий в направлении перпендикулярной плоскости расел не менее 36 м.

1020-1/83.0-5 03 ПЗ

Лист

3

Продолжение таблицы 1

Максимальное расстояние  $S_k$  (см. рис.1)Сетка колонн  $9 \times 6 \text{ м}$ 

Ветровой район и тип местности по СНиП-II-6-74

I.A; I.B; II.B

II.A; III.B

III.A

Временная нормативная нагрузка на перекрытие,  $\text{кН/м}^2$ 

1000

750

500

1000

750

500

1000

750

500

Высота  
ветровой зоны  
 $H$ , м

Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки

3,6	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			24	30		
	42 ÷ 60	30			30			24	30		
4,8	18	18			18			18	18		
	27	24	30		24			24			
	36	30			24			24			
	42 ÷ 60				30			30			
6,0	18	18			18			18			
	27	24	30		24			18			
	36, 42	30			24			24			
	48, 60				30			30			

См. примечание на листе 3

1.020-1/83.0-5 03 ПЗ

Лист  
4

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

В этих случаях здания высотой до 5 этажей сооружаются без поэтажного замоноличивания.

1. Устойчивость здания в поперечном направлении обеспечивается совместной работой связевых панелей, состоящих из колонн и вертикальных стальных связей по колоннам и межколонными плитами по крайним и средним рядам колонн, соединенными между собой и с поперечными ригелями в соответствии с серией I.020-I/83 вып. 6 - I "Монтажные узлы каркаса" (узлы 64 ÷ 81).

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

Расстояние между связевыми панелями определяется из следующих условий:

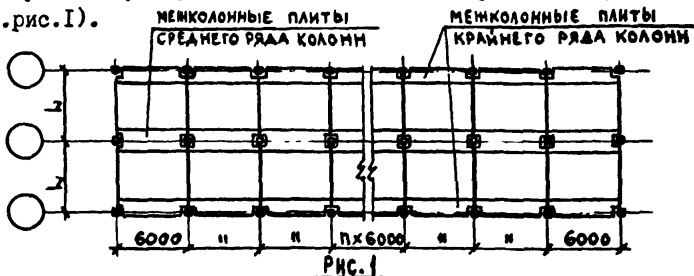
а) В промышленных зданиях, выполняемых в варианте с многупустотными панелями перекрытий, в крайней межколонной плите по крайнему ребру плиты, примыкающей к наружной стене, устанавливается дополнительный каркас с нижним стержнем, работающим на растягивающее усилие, равное  $10t_s$ ; таким образом крайние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

ИНВ. № ПОД. ПОДПИСЬ И ДАТА

				I.020-I/83.0-5 04ПЗ			
				Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий при монтаже без поэтажного замоноличивания	Стадия	Лист	Листов
					Р	1	3
ИМЯ ОТЧ.	Кобыш	<i>[Signature]</i>	25 03	ЦНИИПРОСЗДАНИИ			
НОРМОКОН	ЗВЕРЕВ	<i>[Signature]</i>	25 03				
ГИП	ЗВЕРЕВ	<i>[Signature]</i>	25 03				

Средние межколонные плиты с усилием на одно ребро 5,5 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:

$$\Sigma M = 2 (0,4 \times 10,0) + 1,5 \times 5,5 = 16,25 \text{ тс.м}$$

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:



$$\Sigma M = 2 (1,0 \times 7,2) + 1,5 \times 5,5 = 22,65 \text{ тс.м}$$

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

$$\Sigma M \geq 16,25 \text{ тс.м}$$

а при ребристых плитах, если  $\Sigma M \geq 22,65 \text{ тс.м}$

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)

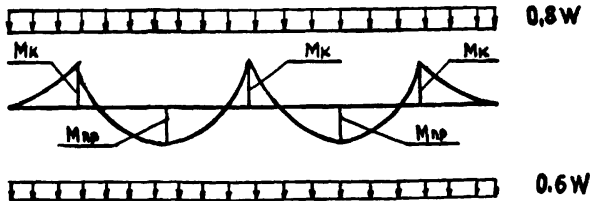


РИС. 2

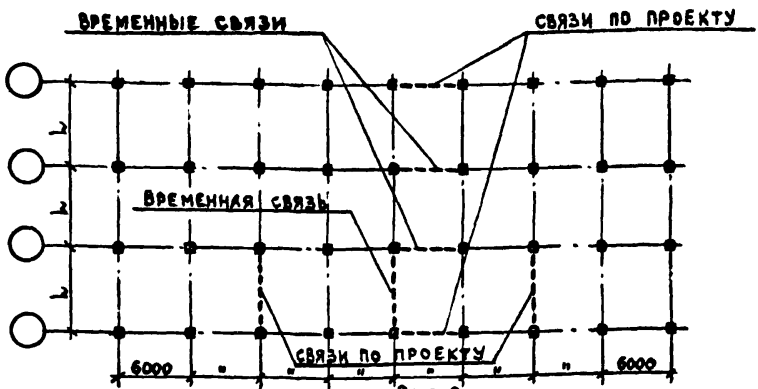


РИС. 3

1.020-1/83.0-5 04ПЗ

Лист

3

Инв. на подл. Подпись и дата. Временный