

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ
И УЗЛЫ ЗДАНИЙ И ОБОРУДОВАНИЙ

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

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 ВОСПОМОГАТЕЛЬНЫХ 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

НАЧ. ОТДЕЛА

ГЛ. ИНЖ. ПР-ТА Н. МАРЧЕНКО

ЦНИИЗП торгово-бытовых
ЗДАНИЙ И ТУРИСТСКИХ
КОМПЛЕКСОВ

ДИРЕКТОР

НАЧ. ОТДЕЛА

НИИЖБ ГОССТРОЯ СССР

ЗАМ. ДИРЕКТОРА ИН-ТА Н. КОРОВИН

РУК. ЛАБОРАТОРИИ А. ВАСИЛЬЕВ

МИСИ ИМ. КУЙБЫШЕВА

ПРОРЕКТОР

ЗАВ. КАФЕДРОЙ

ПРОФЕССОР

В. ЛЕПСКИЙ

Б. БОЛЫНСКИЙ

С. УХОВ

В. БАЙКОВ

Н. СКЛАДЧЕВ

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/830-5 01ПЗ	Методика определения эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели перекрытий	3
I.020-I/83.0-5 02ПЗ	Расчет связевого каркаса многостажных 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

Имя. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №					1.020 - 1/83. 0-5 00		
Нач. отд.	Кадыш	Рез.	Содержание				Статья	Лист	Листов
Нар.контр.	Лопшин	Рез.					Р		1
ГМП	Марченко	Рез.					ЦНИИПРОМЗДАНИЙ		
Резидент	Лебина	Рез.							

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Методикой следует пользоваться при обосновании величин эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели, заменяющих фактические нагрузки (см. п.1.5 настоящей Методики) от оборудования, складироваемых 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 $\eta_c = 0,9; 0,8; 0,7$. Значения коэффициентов сочетаний для временных нагрузок устанавливаются отраслевыми нормами в зависимости от вида производства, размещаемого в здании, и количества этажей.

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

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

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

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

1.020-1/83.0-5 01ПЗ

МЕТОДИКА определения эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели перекрытий

Статья	Лист	Листов
Р	1	14

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

Зав. отд. Радинавич
Нормоконт. Селю
Гл. спец. Яковик

Шифр проекта, Подпись и дата

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

1.4. 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. 1.1).

1.5. 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 кгс/м^2 следует принимать 200 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. №

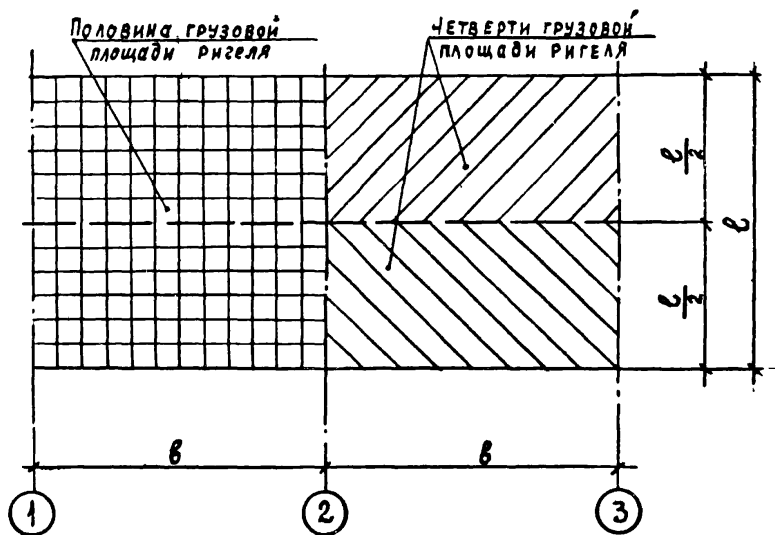


Рис. 1.1

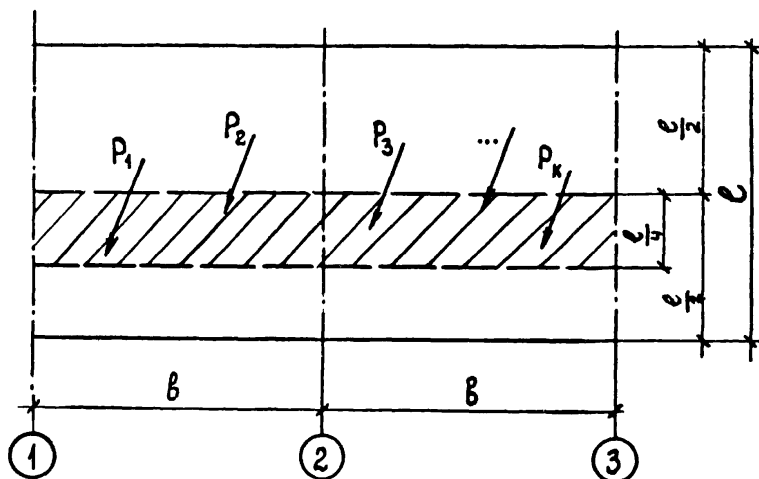


Рис. 1.2

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 6х6 и 9х6 м.

Диаграммы изолиний K_I построены для четверти грузовой площади ригеля (см. рис. 1.1). Для удобства вычислений диаграммы на рис. 2.1 и 2.3 приведены для всей грузовой площади. Для проведения расчетов диаграммы изолиний K_I выполняются на прозрачной бумаге.

Коэффициент K_I изменяется от 0 до 2. На диаграммах изолиний K_I 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 $q_{i\text{экв}}^M$ 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.

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

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-

ДИАГРАММА ИЗОЛИНИЙ K_1 ДЛЯ ЗДАНИЙ
С СЕТКОЙ КОЛОНН 6×6 М. М 1:100

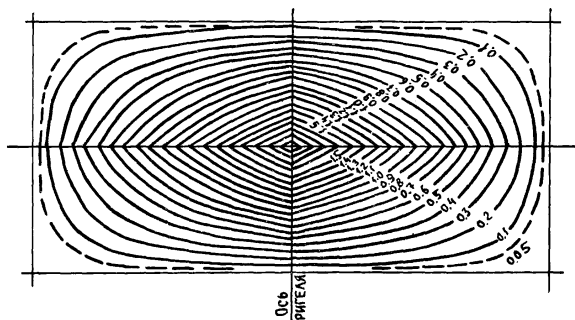


Рис. 2.1

ДИАГРАММА ИЗОЛИНИЙ K_2 ДЛЯ ЗДАНИЙ
С СЕТКОЙ КОЛОНН 6×6 М. М 1:100

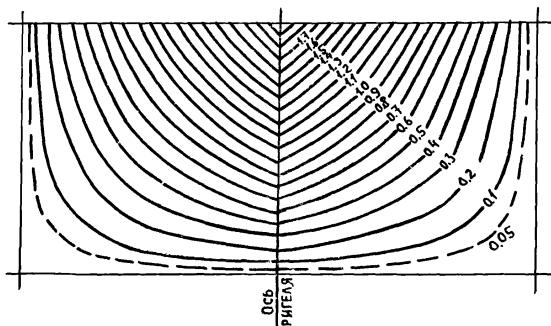


Рис. 2.2

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

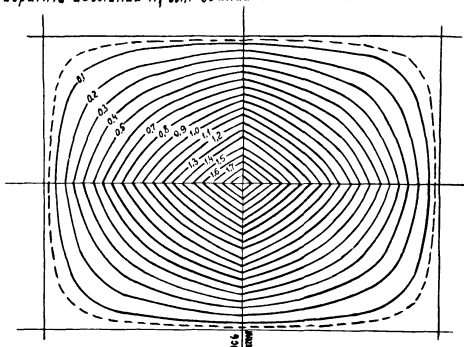


Рис. 2.3

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

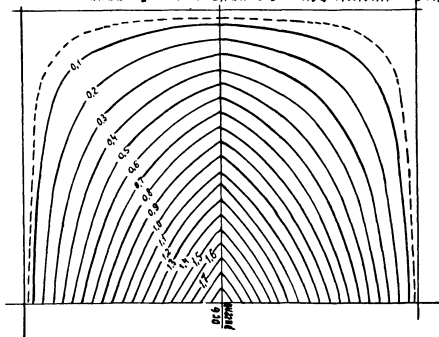


Рис. 2.4

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

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

где P_i, b, c - 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 совместились с осью ригеля на чертеже, а точка 0 на диаграмме, соответствующая максимуму K_2 , совместились 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 $P = I$ тс произвольно приложена к перекрытию с сеткой колонн 6×6 м (рис.2.5). Необходимо определить эквивалентную равномерно распределенную нагрузку на ригель по оси "2" по изгибающему моменту

По формуле (2.1)

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

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

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

Диаграмма изолиний K_I для сетки колонн 6×6 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 .

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

Пример расчета № 2

Нагрузка $q = I$ тс/м² 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.

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

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

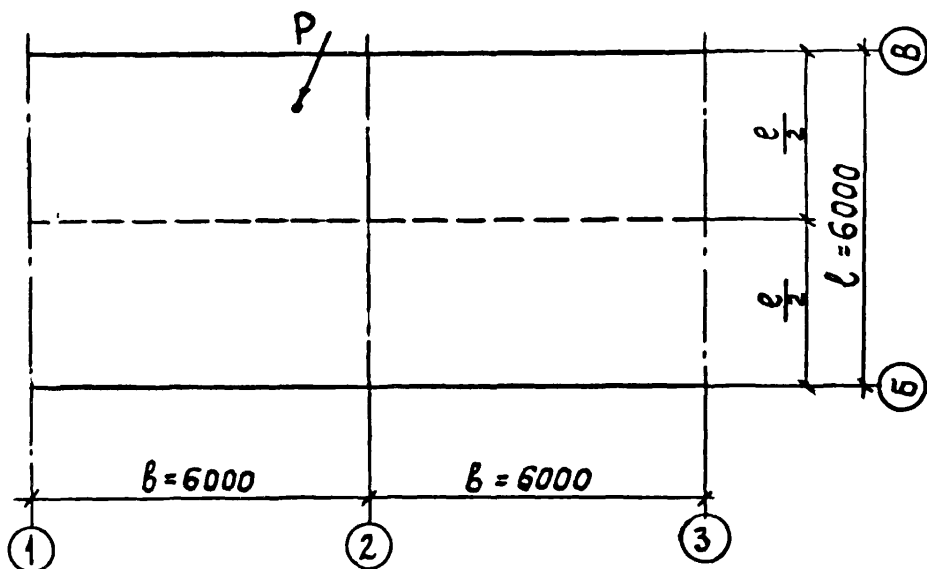


Рис. 2.5

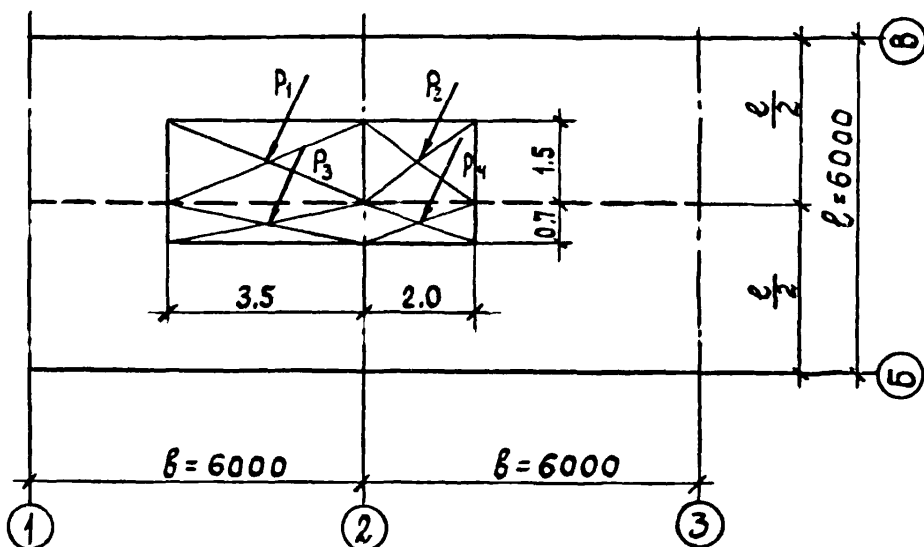


Рис. 2.6

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

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

Дальнейшие расчеты проводятся идентично приведенные в примере I.

$$q_{\text{экв}}^{\text{м}} = \frac{\sum K_i \cdot P_i}{b \cdot l} = \frac{1,1 \times 2500 + 1,3 \times 3000 + 1,2 \times 2450 + 1,5 \times 1400}{6 \times 6} =$$

$$= \frac{14715}{36} = 409 \text{ кгс/м}^2$$

Пример расчета № 3

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

По формуле (2.2)

$$q_{\text{экв}}^q = K_2 \frac{P}{b \cdot l}$$

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

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

Диаграмма изолиний K_2 для сетки колонн $6 \times 6 \text{ м}$ и масштаба 1:100, выполненная на прозрачной бумаге, накладывается на чертеж. При этом ось ригеля на диаграмме совмещается с осью анализируемого ригеля по оси "2", причем точка 0 на диаграмме совмещается с опорой "В" ригеля по оси "2", относительно которой определяется эквивалентная нагрузка. Точка приложения силы P находится между изолиниями $K_2 = 1,2$ и $1,3$. Согласно п.2.6 Методики для расчета эквивалентной нагрузки используется большее из двух значений K_2 .

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

Пример расчета № 4

Нагрузка $q = 1$ тс/м² расположена на площади 5,5х2,2м, как показано на рис.2.7. Требуется определить эквивалентную нагрузку по поперечной силе на ригель по оси "2".

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

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

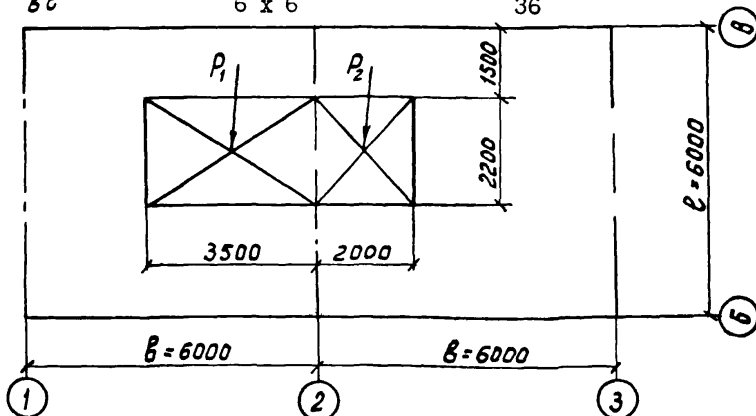


Рис. 2.7

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, называемые 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 быстросотекающей 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-

1.020-1/83.0-5 02ПЗ

Расчет связевого каркаса
многоэтажных производст-
венных зданий со стальны-
ми связями

Стадия Лист Листов
Р I 128

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

Нак. отд. Кобыш
Мартченко
Г.И.П. Мартченко
С.т.м.ж. Попович

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

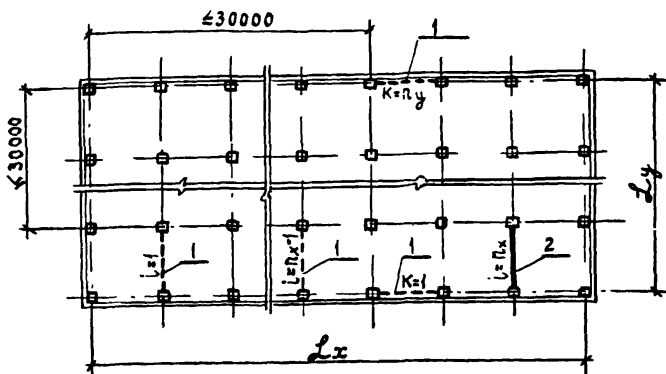
2.1. При компоновке каркаса следует предварительно определить количество связевых панелей исходя из данных табл.6 по формулам:

$$n_x = \frac{L_x}{L_w}, \quad n_y = \frac{L_y}{L_w}, \quad (2.1)$$

где n_x, n_y - число связевых панелей, воспринимающих условия 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.



1-связевые панели
2-диафрагмы жесткости

Рис. 2.1

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

3. РАСЧЕТ КАРКАСА С СИММЕТРИЧНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ СВЯЗЕЙ

3.1. Сбор нагрузок

3.1.1. 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.

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

где K_{ki} - 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.

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

Изм. №

Подпись и дата

Изм. №

где $B_{эj}$ - эквивалентная жесткость связевой панели при действии
 неравномерных вертикальных нагрузок (см. табл. I3);
 C_{ϕ} - характеристика податливости основания.

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

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

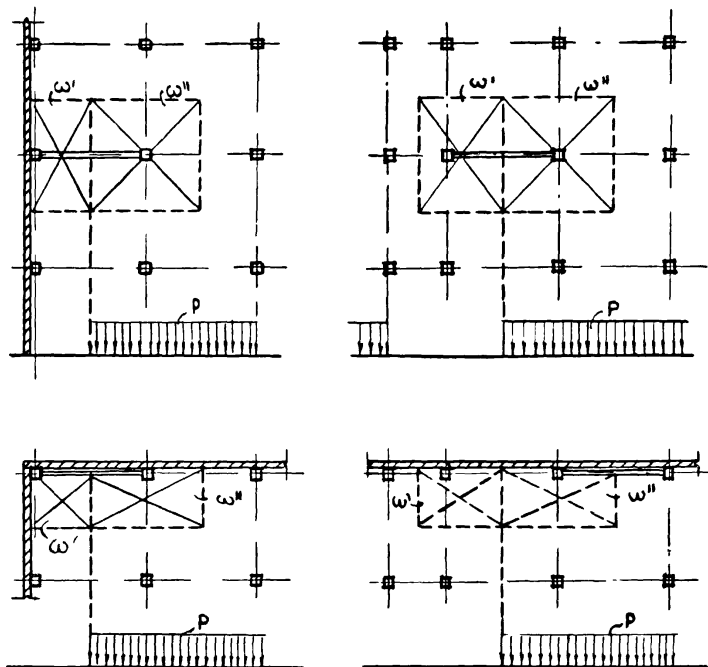
Таблица I

Этажность, m	t_{mj} при $j =$					
	I	2	3	4	5	6
2	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 мо-
 мент 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 пане-
 ли (см. рис. 3.1), то значение коэффициента β может быть опреде-
 лено по графикам на рис. 3.2.

3.1.5. При расчетной схеме основания в виде упругого ли-
 нейнодеформируемого полупространства характеристика C_{ϕ} вычисляет-
 ся по формуле:

СХЕМЫ ЗАГРУЖЕНИЯ СВЯЗЕВОЙ ПАНЕЛИ ПОЛЕЗНОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКОЙ



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

Рис. 3.1

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

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

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

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

3.1.6. Если условие (3.2) не соблюдается ($K_{Ri} > K_{Ri}^{max}$) ^{или $K_{Ri} < 0$} 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:

$$M_{i \text{ вертикал.}} = \sum_{j=1}^m M_j, \quad (3.7)$$

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

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

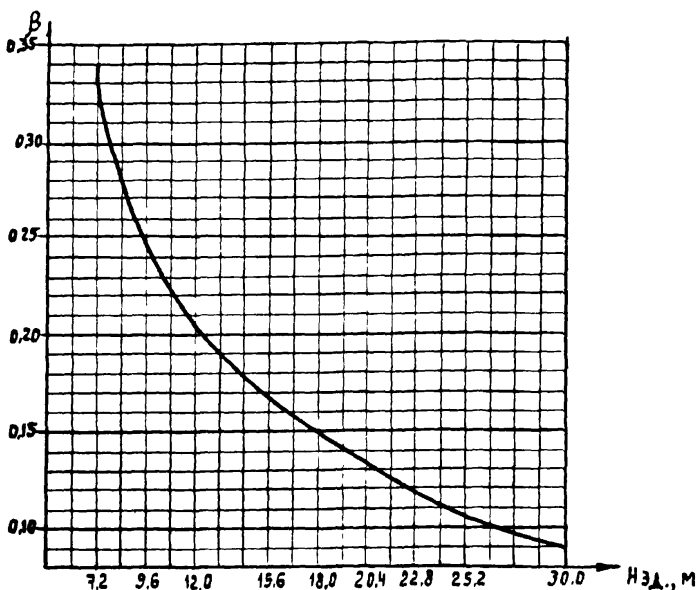


Рис. 3.2

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^* , 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

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

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

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

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:

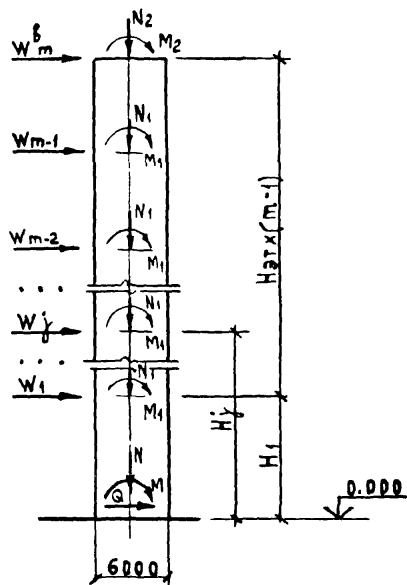
колонны - $0,4 \times 0,9 = 0,35$ тс/пог.м;

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



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

$M_{\text{вертик.}} = M_1 (m-1) + M_2$ (в том числе и от собств. веса);

$M_{\text{ветр.}} = \sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot [H_1 + H_{3T} (j-1)] + W_m^{\delta} [H_1 + H_{3T} (m-1)];$

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

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

Рис. 3.3

ригели высотой 600 мм для ребристых плит-

$0,59 \times 0,9 = 0,53 \text{ тс/пог.м;}$

ребристые плиты перекрытий -

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

многопустотные панели перекрытий -

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

наружные ограждающие конструкции - по конкретному проекту;

полы - по конкретному проекту.

3.2.3. При невыполнении условия (3.9) количество 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 креп 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

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

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

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

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_m - порядковый номер рассматриваемого этажа;
 n - 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 действии соответственно ветровой и неравномерной вертикальной нагрузок, приведенные в табл. 12 и 13.

3.3. Расчет элементов каркаса

3.3.1. Расчет и конструирование сборных железобетонных элементов произведен по главе СНиП 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 приходится 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 колонны в плоскости и из плоскости связевых колонны 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:

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

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

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

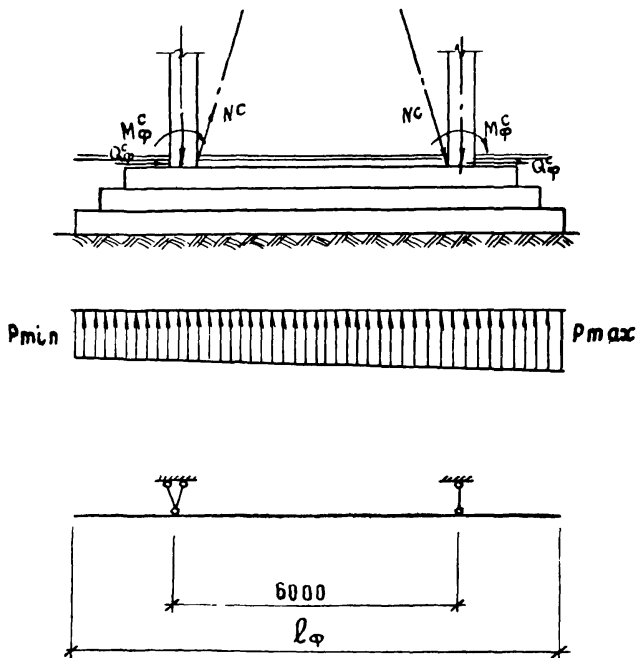


Рис. 3.4

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:

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

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

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

α_1, α_2 - см. табл. 2.

Таблица 2

Этажность, м	α_1	α_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

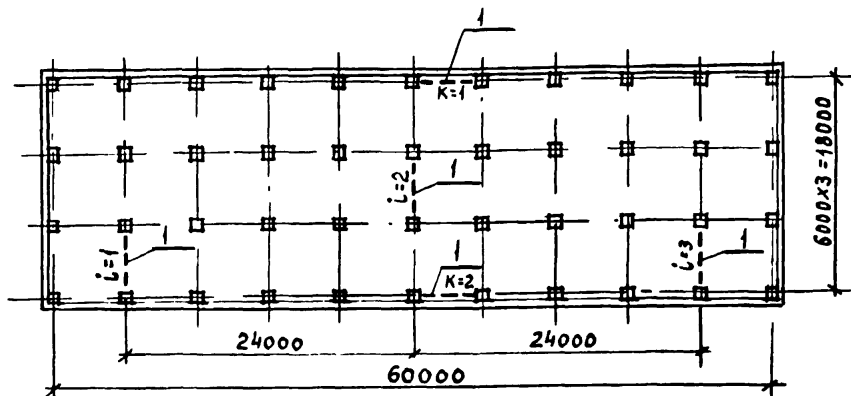
Дополнительная поперечная сила от горизонтальных (ветровых) нагрузок (по поперечному или продольному направлению разбивочных осей) определяется по формуле:

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

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

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

I.020-I/83.0-5 02ПЗ

Лист

И7

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

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 $i = 1u i = 2$ 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 конструкций, посчитанные для конкретных условий;

ω_1, ω_2 - грузовая площадь, приходящаяся на одну связевую колонку (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

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

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

$$M_{23} = 0.$$

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

для связей $i = 1$ и $i = 3$:

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

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

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

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 $i = 3$ 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:

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

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

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

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

$M^{\text{табл}}, Q^{\text{табл}}$ - значения расчетного ветрового момента и поперечной силы для IIIA 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 $i = 1/i = 3$ 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:

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

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

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

Проверяем несущую способность связевых панелей на условия растяжения в колоннах:

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

$$K_2 = 0,06 - \text{по табл. 8,}$$

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

так как $N_{1 \neq}^{m, n} > K_2 M_{\text{IВетр}}$ растяжение в крайних колоннах в заделке в фундамент не возникает.

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

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

значение i больше i_{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.

$$\delta_{I}^{втр} = \frac{1}{B_3'} \cdot \left\{ \sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot H_{зг}^2}{6} (3H - j H_{зг}) + \frac{W_m^6 \cdot H^3}{3} \right\}$$

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

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

Значение эквивалентной жесткости принимаем по табл. 12

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

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

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

Значения B_3'' - по табл. 13.

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

Прогиб от крена фундамента:

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

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

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

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

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

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

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

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

$Q_{\text{табл}}$ - " по табл. 9

Стенки стаканов монолитных фундаментов связевых панелей рассчитываются на следующие усилия

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

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

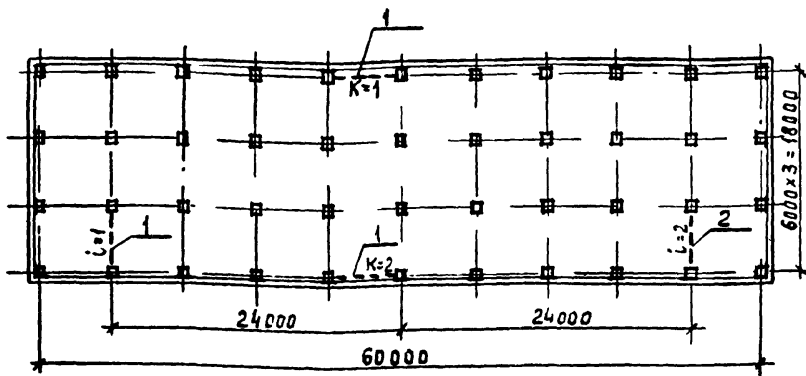
$$M_{\text{табл}} - \text{по табл. 11, } Q_{\text{табл}} - \text{по табл. 9.}$$

Пример 2. Рассмотрим тоже здание, что и в примере 1, но с временной нормативной нагрузкой в уровне перекрытий верхних двух этажей 500 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

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

$$\beta = \frac{\sum_{j=1}^m M_j}{H_{3I} \sum_{j=1}^m t_{mj} M_j} = \frac{4(140,8 + 2,81,3 + 48,9)}{4,8 / 140,8 \cdot 3,5 + 81,3(6 + 7,5) + 48,9 \cdot 8} = 0,148 \frac{I}{M}$$

Значение t_{mj} 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:

$$L'_1 = K_{RI} \cdot L_1 = 1,56 \cdot 30 = 46,9 \text{ м}$$

Усилия в уровне обреза фундамента составят:

$$M_{I \text{ на отм}-0,200}^{\text{ветр}} = \frac{L'_1}{24} \cdot 0,56 \cdot 424,8 = 465 \text{ то.м.},$$

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

$$Q_I \text{ на отм}-0,200 = \frac{L'_1}{24} \cdot 0,56 \cdot 35,5 = 38,8 \text{ то}$$

При расчете на максимальный момент от неравномерной вертикальной нагрузки:

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

$$\text{при этом } N_1 = \sum_{j=1}^m p_j = 1,82 \cdot 6,6 + 0,96 \cdot 6,3,23 + 2(1,27 \cdot 6,6 + 0,96 \cdot 6,3,23) + 0,98 \cdot 6,6 + 0,98 \cdot 6,3,23 = 263,0 \text{ то}$$

Момент в уровне фундамента от собственного веса стен

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

При расчете на максимальную нагрузку по всей площади:

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

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

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

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

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

Растяжения нет.

Определяем прогиб верха связевой панели от ветровой нагрузки:

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

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:

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

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

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

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.

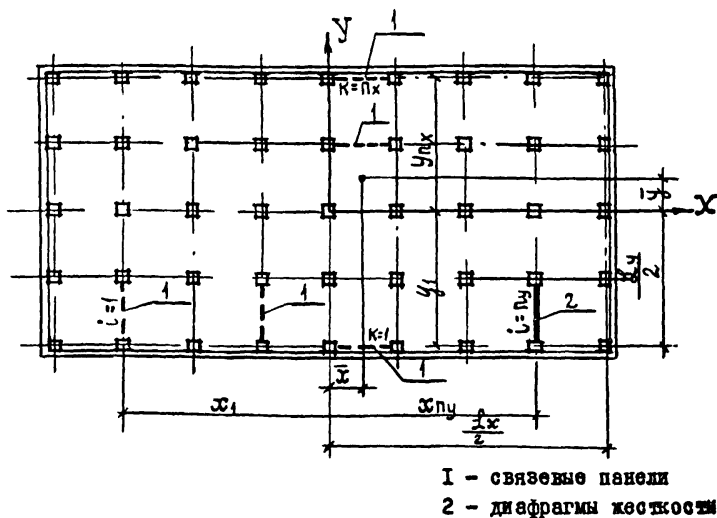


Рис. 4.1

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 связную панель определяется с учетом коэффициента $\gamma_{qi}^{\text{ветр}}$

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

Располагая связные 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 ;

α_{yi}, α_{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'_k 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. Воспринимаемые связевыми панелями вертикальные нагрузки могут быть приложены к ним не центрально и вызывать изгибающие моменты M_{xi} вертик. и M_{yk} вертик. относительно осей симметрии связевых панелей.

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

$$\mathcal{K}_{qii}^{\text{верт}} = \frac{\alpha_{yi}}{\sum_{i=1}^n \alpha_{yi}} + \alpha_{yi} \frac{(x - x_a)(x - x_i)}{C_{кр}} \quad (4.4)$$

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

$$\mathcal{K}_{qik}^{\text{верт}} = \alpha_{yi} \frac{(\bar{y} - y_i)(x_i - \bar{x})}{C_{кр}} \quad (4.5)$$

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

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

4.1.4. Учет совместной работы связевых панелей и рядовых колонн при расчете по деформированной схеме осуществляется введением коэффициента \mathcal{K}_α 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:

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

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 $M_i^{\text{ветр}}$ и Q_i в уровне чистого пола и обреза фундамента для фронта ветровой

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:

$$M_i^{верт} = \sum_{j=1}^n M_j \cdot K_{ai}^{верт}, \quad (4.7)$$

где $K_{ai}^{верт}$ - определяется по указаниям п. 4.1.3.

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

где M_j, P_j, n - по указаниям п.3.1.9.

4.2. Проверка несущей способности связевой панели

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

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

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

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:

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

где $E, J_K, H, \alpha_1, \alpha_2$ - принимать по указаниям п. 3.3.4.
 $\delta_K^{верт.}$; $\delta_K^{верт.}$ - 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 устоями

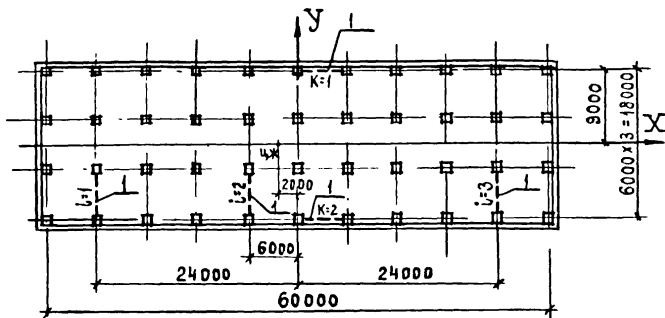
Пример 3. В здании, рассмотренном в примере I (п.3.4) одна из связевых панелей поперечного направления с пятиугольной решеткой смещена на 6 м, как показано на рис.4.2.

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.м²; связевых панелей продольного направления - $0,410 \cdot 10^7$ тс.м²

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



I - стальные связи

Рис. 4.2

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

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

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

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

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

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

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

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

Определяет коэффициент $K_{qz}^{верт}$, 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.м², для треугольных связей продольного направления - $0,5 \cdot 10^7$ тс.м²

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

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

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

Тогда:

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

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

$$K_{qz1}^{верт} = \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{ny} \alpha_{yi}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{x} - x_3)(\bar{x} - x_3)}{C_{кр}} = \frac{1,6}{3 \cdot 1,6} + 1,6 \cdot \frac{(-2+24)(-2-24)}{2044} = 0,333 - 0,446 = -0,113,$$

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

$$K_{qz2}^{верт} = \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{ny} \alpha_{yi}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{x} - x_3)(\bar{x} - x_3)}{C_{кр}} = 0,333 + 1,6 \cdot \frac{(-2+6)(-2-24)}{2044} = 0,252$$

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:

$$M_{3 \text{ на отм } 0}^{\text{ветр}} = \frac{L'_3}{24} 0,56 \cdot M_{\text{табл}} = \frac{27,7}{24} 0,56 \cdot 412 = 266 \text{ тс.м},$$

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

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 $K = 2$:

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

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

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

Максимальный момент от неравномерного нагружения связи

$i = 1$ обратного направления и в расчете не учтен.

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

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

$$K_2 M_3^{\text{вент}} = 0,06 \cdot 266 = 16,0 \text{ тс} < N_3^{\min} = 67,3 \text{ тс}$$

Здесь N_3^{\min} - см. пример I;

K_2 - по табл. 8.

Определяем перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки:

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

где W_j, W_m - см. табл. 3 и 4;

B_3 - см. табл. 12

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

От неравномерной вертикальной нагрузки:

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

где B_3^n - см. табл. 13.

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

$$\delta_3^{\text{верт.}} = \frac{140,8}{0,8 \cdot 10^7} / 4,8(19,2-2,4) + 9,6(19,2-4,8) + 14,4(19,2-$$

$$-7,2) = 0,0069 \text{ м,}$$

от крена фундамента:

$$\delta_3^{\text{крен}} = H \cdot \frac{M_{3\text{max}}^{\text{верт}} - M_{3\text{ст}}}{C_{\text{кр}}} = 19,2 \frac{582 - 150,5}{0,85 \cdot 10^6} = 0,0098 \text{ м}$$

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/м². 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/м²,

$$M_{\text{гр}} = 0,23.$$

Производим проверку связи $i = 1$.

Перераспределение ветровой нагрузки выполняется по указаниям п. 4.1.2.

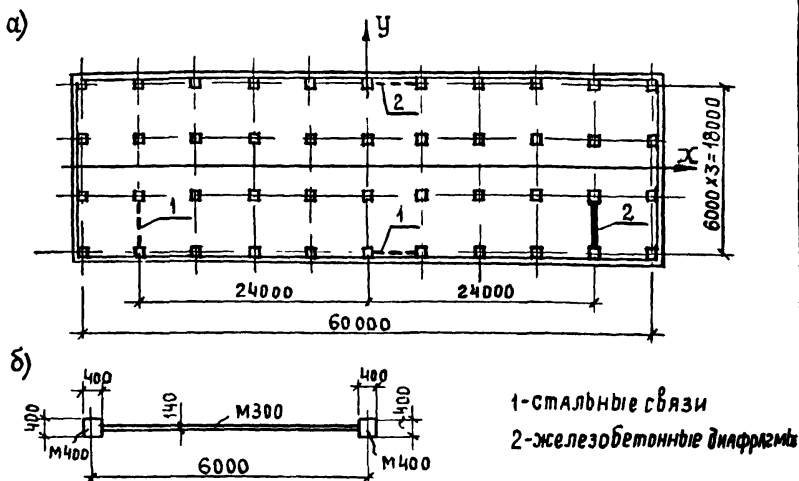


Рис. 4.3

Эквивалентная жесткость при действии ветровой нагрузки связевой панели поперечного направления - $0,186 \cdot 10^7$ тс.м², связевых панелей продольного направления - $0,410 \cdot 10^7$ тс.м², изгибающая жесткость диафрагмы железобетонной - $1,32 \cdot 10^7$ тс.м².

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

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

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

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

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

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

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

Эквивалентная жесткость связей панели при действии вертикальной нагрузки для связей панели поперечного направления - $0,80 \cdot 10^7$ тс.м², для связей панелей продольного направления - $0,5 \cdot 10^7$ тс.м².

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

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

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

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

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

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:

$$\beta = 0,14 \text{ } 1/\text{м}$$

По табл. 4 приложения 3 СНиП II-15-74 для фундамента с отношением сторон 12:4 = 3 находим $k_e = 1,07$.

Тогда:

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

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

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:

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

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

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 $\dot{i} = 1$:

$$\text{при } N_{\text{max}} = 435 \text{ тс, } M_{\text{на отм.0}}^{\text{верт.}} = 54 \cdot 0,959 = 52 \text{ тс.м};$$

$$\text{при } N = 306 \text{ тс, } M_{\text{на отм.0}}^{\text{верт.}} = 471 \cdot 0,959 = 452 \text{ тс.м};$$

$$\text{при } N_{\text{min}} = 88 \text{ тс, } M_{\text{на отм.0}}^{\text{верт.}} = 60 \cdot 0,959 = 58 \text{ тс.м}$$

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

$$M_{\text{на отм.0}}^{\text{верт.}} = 280 \cdot 2 \cdot 0,175 = 98 \text{ тс.м}$$

Момент передаваемый на фундамент от собственного веса стен

$$M_{\text{ст}} = 150,5 \text{ тм}$$

Несущая способность по первому предельному состоянию обеспечена.

Определим перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки:

$$\delta_{1, \text{ветр}} = \frac{1}{B_3} \left\{ \sum_{j=1}^{m-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot h^2}{6} (3H - j \cdot h) + \frac{W_m^8 \cdot H}{3} \right\} =$$

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

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

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:

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

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.

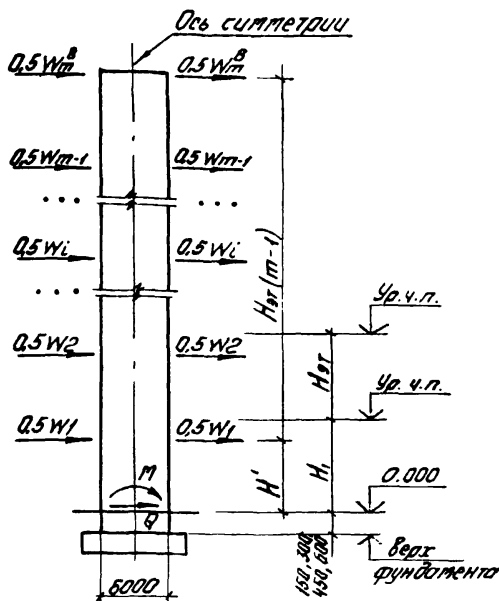


Таблица 3

Высота здания $H_t + H_{st} (m)$

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	B
до 10 м	0,600	0,389	0,778	0,504	1,000	0,549	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 этажа

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

H_1	H_2	после- дующий H_{37}	W_1	W_2	W_2	W_3	W_3	W_4	W_4	W_5	W_5	W_6
Продольные и поперечные связи при ригеле высотой $h_{риг} = 450 \text{ мм}$ продольные связи при ригеле высотой $h_{риг} = 600 \text{ мм}$												
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	10,8	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

19828

Таблица 5

Высоты этажей Нэт или Н _г + Н _{эт} , м	Отмет. ко д расчет ного этажа	Значения расчетных ветровых моментов М (тс.м) и поперечных сил Q (тс) для III А района (фронт ветровой нагрузки L = 24 м) при этажности									
		2		3		4		5		6	
		Q	M	Q	M	Q	M	Q	M	Q	M

Вдвзл продольного и поперечного направления
при расчете высотой 450 мм

3,6	0,000 -0,450	124	60,56 66,14	190	120,32 135,12	264	220,68 238,80	342	361,08 376,71	425	533,80 553,15
4,8+3,6	0,000 -0,450	—	—	204	148,52 160,61	278	267,04 279,54	359	416,08 432,22	44,3	601,00 620,91
4,2	0,000 -0,450	141	80,46 87,50	222	173,82 184,91	311	313,90 329,44	406	503,72 524,01	50,5	742,94 768,18
4,8	0,000 -0,150	156	101,76 104,08	251	220,12 229,87	35,5	412,04 417,35	468	667,68 674,68	58,7	994,12 1002,9
6,0+4,8	0,000 -0,150	—	—	266	267,52 271,50	37,2	469,92 475,40	48,7	743,6 750,89	60,8	1089,76 1098,87
6,0	0,000 -0,150	192	157,32 160,19	317	358,72 363,47	45,6	664,56 671,39	60,8	1090,48 1099,99	76,7	1632,52 1644,01
7,2+6,0	0,000 -0,150	—	—	334	413,12 418,13	47,6	743,08 750,21	62,8	1187,24 1195,55	—	—

Вдвзл продольного и поперечного направления при расчете высотой 450 мм
600 мм (значения Q и M по отпм Q,000 - как

4,2	-0,600	141	88,8	222	187,04	311	322,46	406	521,98	50,5	773,1
4,8	—	156	106,44	251	233,65	35,5	422,7	468	681,72	58,7	1041,73
6,0+4,8	—	—	—	266	275,5	37,2	480,95	48,7	758,2	60,8	1107,89
6,0	-0,300	192	163,08	317	369,1	45,6	678,18	60,8	1108,6	76,7	1635,5
7,2+6,0	—	—	—	334	423,05	47	757,28	62,8	1205,9	—	—

1.020-1/83. 0-5 02.113

Продолжение таблицы 5

Высоты эталонной Н_г или Н_г+Н_{эт}, м

Отметка ка расчетного сечения

Значения расчетных ветровых моментов М (тс.м) и поперечных сил Q (тс) для III А 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 расчете высотой 600 мм

4,2	0,000		82,1		110,12		315,52		505,06		748,02
	-0,600	14,2	87,78	22,3	185,5	310	327,94	40,4	521,14	50,4	768,10
4,8	0,000		104,55		230,84		419,16		677,2		1020,04
	-0,300	15,8	108,1	25,3	233,37	357	422,73	47,0	681,9	58,9	1044,93
6,0+4,8	0,000		—		268,92		477,16		751,84		1103,36
	-0,300	—	—	26,5	272,58	374	481,50	48,8	756,63	60,8	1109,37
6,0	0,000		159,12		304,68		687,08		1096,52		1641,23
	-0,300	19,2	161,04	31,8	357,86	46,2	690,54	60,5	1101,43	76,5	1648,05
7,2+6,0	0,000		—		421,84		751,04		1193,24		—
	-0,300	—	—	33,8	425,22	47,8	755,82	62,8	1198,52	—	—

1020-1/83. 0-5 02 ПЗ

1067

44

Таблица 6

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

2-х этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота	Крен	Сетка колонн, м							
		6x6				9x6			
этажей	фунда- мента,	Пролет связевой панели, м							
		6							
Нэт.	i макс. см 100/100	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
или Н+Нэт.		36		60		36		60	
м		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²							
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8; 6,0	$0-i$ макс	30				27			

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8	$0-i$ макс	30				27			
6,0	0	30		27		24		27	
	i макс	30		27		24		27	

1020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Дет.

45

Нум. и подл. чертежа и листа Крен, см/м

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L_{\text{в.в.м}}$
выполняемый одной сборной панелью при симметричном
расположении в плане здания смежных панелей
одинаковой жесткости

2^х этижные зрания

I ветровой район, тип местности А

Сетка колонн М

 $\sigma \times \sigma$

0x5

Пролет связевой панели, м

5

Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м

30

60

30

60

временная нормативная нагрузка на перекрытие, $\frac{\text{кгс}}{\text{м}^2}$

500

100

20

500

100

22

500

10

2	5
---	---

2	1
---	---

Треугольные связи продольного направления

36.
42.
48.
60

Pinos

30

27

Пятиугольные связи продольного направления

3.6,
4.2,
4.8

$$0 \div L_{\text{MAX}}$$

30

27

60

0

27

24

21

27

18

1.020-1/83 0-5

02173

45

Продолжение табл 6

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

2 × этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

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

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8; 6,0	0-l _{max}	30				27			
-----------------------------	--------------------	----	--	--	--	----	--	--	--

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8	0-i _{max}	30				27	
6,0	0	30	27	24	21		
	i _{max}					27	21

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист

47

Продолжение табл. 6

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

2х этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Высота этажного здания или H+H _т м	Крен фунда- мента или i, град с/м	Сетка колонн, м									
		6 × 6					9 × 6				
		Пролет связевой панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36		60		36		60			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8	0-l _{max}	30				27
6,0	0					
	l _{max}	30	27	30	27	

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8	0-Лимма	30				27	
	0						
6,0	Лимма	24	21	20	18	27	18

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

Лист

48

Иск. и подл. Подпись и дата
 В.М.И.И.И.

Продолжение табл. 9

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

2.5. Этанжные здания

III Ветровой район, тип местности Б

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

0

27

6,0

1 этаж

30

27

30

27

Пятиугольные связи продольного направления

3,6;
4,2;
4,8

0-4 этаж

30

27

0

6,0

24

21

18

1 этаж

27

18

1.020-1/83. 0-5

02 ПЗ

1020

40

Длина и шаг
 продольных и поперечных связей

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L_{н.в.м}$
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой высоты

2-х этажные здания

III ветровой район, тип местности II

Высота этажей Нэт. или Н+Нэт. м	Крем фунда- мента $l_{тах}$ 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, кг/м²									
		500		1000		2000		500		1000	

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,2; 4,8	$0 \div i_{max}$	30				27
	0					
6,0	i_{max}	30	24	30	24	

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,2	$0 \div l_{max}$	30		30		24		
				24				
4,8	0	30		24				
	l_{max}	30		24		24		
6,0	0	20		18	16		24	
	l_{max}	20		18	16			
						24		18

1.020-1/83 0-5 02 ПЗ

Лист

50

Число и наименование листов в сборе

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
воспринимаемый одной связью панелей при симметричном
расположении в плане здания связевых панелей
однородной местности

2 & 3-этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нэт. или Нг+Нэт. м	Крен фунда- мента и т.п. с.м. табл. 10	Ветих колонн, м											
		6×6						9×6					
		Пролет связевой панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м²											
		500	1000	2000	500	1000	2000	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	D=I _{max}	30		30			
6,0		30	24	30	24	30	24

1.020-1/83. 0-5

02 ПЗ

Лист
51

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-этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Высота этажей Нэт или Н+Нэт м	Крен фунда- мента Л, тмх с.м. табл. 5	Сетка колонн, м													
		6×6						9×6							
		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 ²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
		Треугольные связи поперечного направления													

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

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6	0-1 max	30						
4,2		30			30			27
4,8								27
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 длиной смежной панели при симметричном
 расположении в плане здания смежных панелей
 одинаковой жесткости

2-х этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

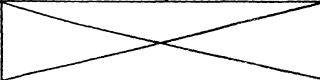
Сетка колонн, м

Высота этажей Нэт. или Н ₁ +Н ₂ м	Креп. фунда- менты L _{тах} см. табл. 6	6×6			9×6						
		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, кг/м ²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,2; 4,8	$D = L_{\text{тах}}$	30		30			
6,0	$L_{\text{тах}}$						
	D	30		30			
	$L_{\text{тах}}$	27					

Пятиугольные связи поперечного направления

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

1.020-1/83. 0-5

02 ПЗ

Лист

53

Н₁ и N₂ под углом и для ветров

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки 1 м в м
воспринимаемый 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 Нэт или Нг+Нэт м	Крен фунда- мента β , град или б.м. табл. 6	Сетка колонн, м									
		6x6					9x6				
		Пролет связевой панели, м									
		6					9				
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		12	60	18	54	18	54				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,0	0- β , град										
4,2	0										
4,8	β , град										
6,0	0										
	β , град										

Пятиугольные связи поперечного направления

3,0	0- β , град										
4,2											
4,8											
6,0											

1.020-1/83. 0-5

0.2 ПЗ

Лист

58

Приложение табл. 6

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

2-х этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Высота этажей Нэт. или Н+Нэт м	Крем фунда- мента, Л, м См. табл. 15	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				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6	0	30	27			
	Л, м		24			
4,2;	0	30	27	30	27	30
4,8	Л, м		24			
6,0	0	27	24	27	21	30
	Л, м		21			

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6	0	30	27	30	20				
	Л, м								
4,2	0 ÷ Л, м	30	27	30	20	30	24	18	
4,8					18	30	24	24	18
6,0						24	18	18	18

1020-1/83. 0-5

02ПЗ

1027

56

Продолжение табл. 6

Максимальный проект ветровой нагрузки L_w в м.
 восприимчивости обной связевой панели для симметрич-
 ном расположении в плане здания связевой
 панелей одинаковой жесткости

3х этажные здания

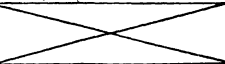
I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нэт или Нг+Нэт, м	Класс фундам. мент и т.п. с.м. табл. 6	Ветка колонн, м									
		6 x 6					9 x 6				
		Пролет связевой панели, м									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36		60		36		60			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0-1 этаж	30			30	<div></div>
4,2	0				24	
	1 этаж					
4,8; 6,0+4,8	0	30	24	30	24	
	1 этаж		24			
6,0; 7,2+6,0	0		27			
	1 этаж		21			18

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0-1 max	30					
4,2		30			27	27	
4,8; 6,0+4,8		30	27	30	24	27	22,5
6,0; 7,2+6,0			24		18		

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

Лист

54

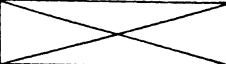
Продолжение табл. 6
 Максимальный фронт ветровой нагрузки L_n в м
 воспринимаемой одной связевой панелью при симметричном
 размещении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости.

3-х этажные здания

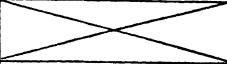
I ветровой район, тип местности В

Высота этажей Нэт и Н+Нэт м	Крем фунда- мента и т.п. с.м. таблицы	Ветка 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, кг/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 L, max	30						30		
4,2	0 L, max							27		
4,8; 6,0+4,8	0 L, max	30		27	30		24	27	27	
				24			21			
				24			18			
6,0; 7,2+6,0	0 L, max	30	27	21	30	27	18	24		
				18			15			

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0-0,5 м	30				27					
4,2						21					
4,8; 6,0+4,8		30		24	30		18	27			
				21			16				
6,0; 7,2+6,0		30	27	18	24	16	27	22,5	18		

1020-1/83 0-5 02/83

1020

58

Ветер. нагрузка и давление ветра на здания

Продолжение таблицы 6
Максимальный фронт ветровой нагрузки L и B 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 Н-эт или Н+Нэт, м	Крен фунда- мента и т.п. см. табл. 5	Ветка колонны, м									
		6x6					9x6				
		Пролет связевой панели, м									
		Б									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36		60		36		60			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6;	0	30				30			
4,8+3,6	и т.п.					27			
4,2	0	30				24			
	и т.п.					21			
4,8;	0	30				18	27		
6,0+4,8	и т.п.					16			
6,0;	0	27				15	24		
7,2+6,0	и т.п.					14			

Пятиугольные связи продольного направления

3,6;	0	30				30			
4,8+3,6	и т.п.					27			
4,2	0	30				24	27		
	и т.п.					21			
4,8;	0	30				18	27		
6,0+4,8	и т.п.					16			
6,0;	0	30				15	22,5		
7,2+6,0	и т.п.					14			

1.020-1/83.0-5 02.173

Лист

59

Приложение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L, м$
 встроимые или свисающие панели при симметричном
 расположении в плане между свисающими панелями
 одинаковой жесткости

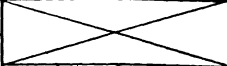
3-е этажные здания

II ветровой район, тип местности А

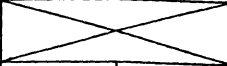
Сетки колонн, м

Высота этажей Нэт или Н+Нэт. м	Крен фунда- мента i тах см. табл. 5	Сетка колонн, м											
		6x6					9x6						
		Пролет свисающей панели, м											
		6											
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		36		60		36		60					
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м ²											
500		1000		1000		500		1000		500		1000	

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i, max	30		30		30				
4,2	0 i, max					24				
4,8; 6,0+4,8	0 i, max					20	27	24	27	20
6,0; 7,2+6,0	0 i, max					18	27			
						16				
		24	21	16	24	21	13,5	22,5	18	

Пятиугольные связи продольного направления

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

1.020-1/83. 0-5

02/83

Лист
80

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_n 8 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

Сетка колонн, м

6 × 6

9 × 6

Пролет связевой панели, м

6

Длина здания в направлении действия
ветровой нагрузки, м

36

60

36

60

Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

500

1000

Треугольные связи продольного направления

3,6;

0

4,8+3,6

L, м

30

30

4,2

L, м

30

27

30

24

4,8;

0

6,0+4,8

L, м

24

18

27

24

6,0;

0

7,2+6,0

L, м

24

21

18

24

21

16

14

27

22,5

22,5

Пятиугольные связи продольного направления

3,6;

4,8+3,6

30

27

4,2

L, м

30

27

30

24

27

22,5

4,8;

6,0+4,8

24

27

18

22,5

18

15

6,0;

7,2+6,0

24

18

21

15

1.020-1/83 0-5 0273

Лист

61

Исх. и подл. прошито и дано в 3-х экз.

Продолжение табл. 6

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

3-е этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Сетки колонн, м

Высота этажей	Крен фунда- мента	Ветрика колонн, м							
		6х6				9х6			
Нэт	мента	Пролет связевой панели, м							
		6							
или Н+Нэт м	с.м. табл. 16	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
м		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²							
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6;	0	30	30	30	27	<div></div>				
4,8+3,6	i_{max}				27					27
	0				27					24
4,2	i_{max}				21	18	27	21	27	18
	0				24	18				
4,8	i_{max}				18	15		27		27
	0	18	18	27	14	27				22,5
6,0+4,8	i_{max}		15		12					
	0		14		10,5	18				18
12+6,0	i_{max}		12		10,5					

Пятиугольные связи продольного направления

3,6;	0	30	27	27	21				
4,8+3,6	l, т.к.			24					
4,2	0-l, т.к.	27	24		21	18	22,5		18
			18		14	14			
4,8;			24		14	14	18	15	18
6,0+4,8			18		12	12		15	
		20	18	14	18	16	12	18	15
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 Н+эт. или Н+Нэт. м	Хрен фунда- мента и т.п. см. табл. 15	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/м ²											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;	0	30										
4,8+3,6	L _{max}	30										
	0				24							
4,2	L _{max}	30	21	30		20	30	16	30	24	30	21
4,8;	0			30	21	30						
6,0+4,8	L _{max}	21	18									
6,0;	0			30	21							
7,2+6,0	L _{max}	24	16									

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6		30					
4,2 4,8; 6,0+4,8	0-1 этаж	30			24		
6,0; 7,2+6,0	0 1 этаж	30	24	30	24	30	24
				21			

1.020-1/83. 0-5

02113

Лист

63

Продолжение табл. 5

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

3 ± этажные здания

I Ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

6 × 6

9 × 6

Пролет связевой панели, м

6

9

Длина здания в направлении действия
ветровой нагрузки, м

12

60

18

54

18

54

Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м^2

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

500

1000

500

1000

500

1000

500

Высота Крен
этажей фунда-
мента
Нэт
или
Н+Нэт, табл. 15
м

Треугольные связи поперечного направления

3,6;	0	30												
4,8+3,6	l max	30			24									
4,2	0	30	27	30	21	30	15	30	12	30	18	30	16	
	l max													16
4,8;	0		24											18
6,0+4,8	l max													15
		30												
6,0;	0	21	21	18	16	30		27		30				
7,2+6,0	l max		18		18									135

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6		30							
4,2	0-l _{max}	30	27	30	24	30			21
4,8; 6,0-4,8			24	30	27	18	30	27	
6,0; 7,2+6,0	0 l _{max}	21	21	18	16	30	27	24	20
			18						

1.020-1/83. 0-5 02ПЗ

Всего

64

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L в м
 распространяемый одной боковой панелью при симметричном
 расположении в плане здания боковых панелей
 одинаковой жесткости

3^х этажные здания

II Ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нэт или Н+Нэт, м	Крен фунда- мента i, тых см. табл. 8	Сетка колонн, м															
		6x6						9x6									
		Пролет боковой 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 ²															
		500		1000		2000		500		1000		2000		500		1000	

Треугольные связи поперечного направления

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

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-1/2 max	30							
4,2		30	27	30	24	30			21
4,8; 6,0+4,8			24	30	27				
6,0; 7,2+6,0	0 1/2 max	24	21	18	16 15	30	27	24	20

1.020-1/83. 0-5

02113

Лист

65

1.020-1/83. 0-5
 02113
 Лист
 65

Продолжение табл. 6

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

З Σ этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Высота 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

Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м²

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;

0

30

4,8+3,6

l-тях

30

24

4,2

0

24

21

30

105

30

9

30

135

30

12

4,8;

0

30

21

30

16

6,0+4,8

l-тях

18

13,5

30

6,0;

0

18

16

15

13,5

7,2+6,0

l-тях

12

24

21

30

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6;

4,8+3,6

30

21

4,2

0-l-тях

30

24

30

21

30

21

20

4,8;

6,0+4,8

21

24

18

30

27

24

24

18

6,0;

0

16

16

15

14

12

7,2+6,0

l-тях

10,5

27

24

21

20

16

1.020 - 1/83. 0-5

02/83

10/83

Имя и фамилия: Подпись: Дата: Номер документа:

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	Характер фунда- мента	Сетка колонн, м									
		6x6					9x6				
Нат или Н+Нат, м	Этаж	Пролет связевой панели, м									
		6					9				
Н+Нат, м	Этаж	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		12	60	18	54	18	54	18	54	18	54
Н	Этаж	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кг/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

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

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0- i_{max}	30				27					
4,2		30	24	30	21	30			27	20	
4,8; 6,0+4,8			21	27	24	16	30	27	24		24
6,0; 7,2+6,0	0 i_{max}	18	18	16	15	13,5	27	24	21	21	16
	16		12								

1.020-1/83.0-5

02 ПЗ

Лист
57

Наименование, дата, автор, редактор

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L и B м,
 соответствующий одной связной панели при симметричном
 расположении в плане здания связных панелей
 одинаковой жесткости

3.2. этикетные здания

III Ветровой район, тип местности Я

Сетка колонн, м

Высота этажей Н _{эт} или Н _{н+Н_{эт}} м	Крем фунда- мента и т.п. с.м. табл. 5	Сетка колонн, м													
		6 × 6				9 × 6									
		Пролет связевой панели, м													
		6				9									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м													
		12	60	18	54	18	54								
		Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²													
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000
		Треугольные связи поперечного направления													
		3,6; 4,8+3,6	$\frac{B}{L}$ т.п.	30			24								
4,2	$\frac{B}{L}$ т.п.	30	27	30	21										
4,2	0	30	24	30	18	30	9	30	8	30	10,5	30	10		
	$\frac{B}{L}$ т.п.		21		16										
4,8; 6,0+4,8	0	30	18	27	13,5	30	27	30							
$\frac{B}{L}$ т.п.	16		12												
6,0; 7,2+6,0	0	13,5	13,5	12	10,5	20	18	30	27						
$\frac{B}{L}$ т.п.	12		10												
Пятиугольные связи поперечного направления															
3,6; 4,8+3,6	0 = $\frac{B}{L}$ т.п.	30	24	30	21										
4,2		30	21	30	27	16	30			27	21	16			
4,8; 6,0+4,8		27	16	21	20	13,5	24		21	20					
6,0; 7,2+6,0		14	13,5	12	10,5	21	18	16	13,5						
$\frac{B}{L}$ т.п.	12	10													
		1.020-1/83. 0-5 02.03													
		08													

1.020-1/83. 0-5 02.73

Лист

68

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L \approx 8 \text{ м}$
 восприимчивый односторонний панелей при симметричном
 расположении в плане здания связей панелей
 одинаковой жесткости

4х этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Высота этажей или Нэт или Н+Нэт, м	Брен фунда- мента, этаж и так в м. табл. 6	Сетка колонн, м										
		6x6					9x6					
		Пролет связей панелей, м										
		Б										
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м										
		36		60		36		60				
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²												
500		1000		2000		500		1000		2000		
Треугольные связи продольного направления												
3,6;	0	30		30	30		24					
4,8+3,6	в т.ч.			24			16					
4,2	0	30		21	30		18	21				
	в т.ч.						15					
4,8;	0	30		18	30		16	21		22,5		
6,0+4,8	в т.ч.						13,5					
6,0;	0	24		16	21		13,5	22,5		18		
7,2+6,0	в т.ч.			15			12					
Пятиугольные связи продольного направления												
3,6;	0	30			30			21				
4,8+3,6	в т.ч.											
4,2	0	30		21	30	21	16	21		22,5		
	в т.ч.					24						
4,8;	0	30	21	21	24	21	14	22,5		18		
6,0+4,8	в т.ч.											
6,0;	0	24	21	16	20	18	12	18		15		
7,2+6,0	в т.ч.			15								
1.020-1/83. 0-5 02173												Лист 69

Продолжение табл. 6

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

4-х этажные здания

I Ветровой район, тип местности Я

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^2

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

500

1000

Треугольные связи продольного направления

3,6;	0	30	24	30	21				
4,8+3,6	1 этаж		21		16				
	0		18		15				
4,2	1 этаж		16		13,5	27			
4,8;	0	30	15	27	12	27	22,5	22,5	
6,0+4,8	1 этаж		13,5						
6,0;	0	30	12	18	16	10,5	18	15	
8+6,0	1 этаж								
						10			

Пятиугольные связи продольного направления

3,6;	0	30	27	27	21				
8+3,6	1 этаж		24		18				
4,2	0-1 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

Исх

70

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

4-е этajeные здания

II Ветровой район, тип местности Б

Высота этажей или Н+Н+Н 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/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

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

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 l, max	30		30	27		21	27	
				27			16		
4,2	0 l, max	30	27	21	24	16	14	22,5	18
				16	24	21	12		
4,8; 6,0+4,8	0 l, max	24	21	14	21	20	12	18	15
6,0; 7,2+6,0	0 l, max	18	12	16	10,5	18	15		

1.020-1/83 0-5

02 пз

Лист

74

Исх. и пояс. Подпись и дата

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_m в м
 в зависимости от длины связи при симметричном
 расположении в плане здания связей панели
 одинаковой жесткости

4 X этажные здания

II ветровой район, тип местности Я

Высота этажей Нэт. ши Н+Нэт. м	Крен фунд- мента в м. табл. 16	Сетка колонн, м									
		6x6					8x8				
		Пролет связей панели, м									
		Б									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36		60		36		60			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
				500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6;	0	24		30		18			
4,8+3,6	l, м								
	0	30		18		15			
4,2	l, м								
	0	27		24		10,5		21	
4,8;	l, м								
6,0+4,8	l, м	27	24	13,5	24	21	10,5	22,5	18
	0	13,5		10,5		9,6		15	
6,0;	l, м								
7,2+6,0	l, м	13,5	10	14	8,5	15	13,5	12	

Пятиугольные связи продольного направления

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

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

1007

72

ши и табл. 16

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L_w B M$
всплывающего лодки связанной лодкой при симметричном
расположении в плане лодки связанных лодок
одинаковой жесткости

4-е этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота этажей	Крен	Ветровая колонна, м									
	Фундамент	6 × 6					9 × 6				
№ эт	Меня	Пролет сквозной панели, м									
или	Л. т. т. к.	6									
Н+Нэт	С. м.	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
М	Габариты	36		60		36		60			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3.6;	0	30		24	30		18			
4.8+25	i _{max}			18			15			
4.2	0	30		18	27		16	27		22.5
i _{max}	16			13.5						
4.8;	0	27	24	13.5	24	21	10.5	27	22.5	22.5
6.0+48	i _{max}			12						
6.0;	0	16	15	10.5	15	14	10	15	12	
7.2+60	i _{max}			10						9

Пятиугольные связи продольного направления

3,5;	0	30		24	30	24	18			
4,8+35	imax				27					
4,2	0-4max	21		18	21	20	14	22,5	18	15
4,8;		20	18	12	18	16	10	15		
6,0+4,8										
8,0;										
7,2+8,0	16	15	10,5	14	13,5	9,6	15	13,5	12	

1020-1/83 0-5

0273

19828

Auct

73

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L \leq 8 \text{ м}$
 востребованной панелью при симметричном
 расположении в плане здания связей панелей
 одинаковой жесткости

4 X элеваторные здания

III ветровой район, тип местности А

Высота этажей Нэт или Н+Нэт, м	Крем фунда- мента l, м или табл. 16	Сетка колонн, м							
		6×6				9×6			
		Пролет связей панелей, м							
		6							
Нэт или Н+Нэт, м	Крем фунда- мента l, м или табл. 16	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²							
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

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

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0 l, м	24	21 18	21	16				
4,2	0 l, м	20	18	16	12				
4,8; 6,0+4,8	0+1, м	16	15	12	14	10	13,5	12	
6,0; 7,2+6,0	0 l, м	12	9	10,5	8	12	11,2	9	

1020-1/83 0-5 02 п3

Лист

74

Продолжение табл. 6

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

4-х этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей	Креп. фунда- менты, Нэт или Н+Нэт м	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				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

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

Пятиугольные связи поперечного направления

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

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L и B м
 воспринимаемых одной связью панелей при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

4 x этажные здания

I Ветровой район тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей Нэт ши Нг+Нгт м	Крен фунда- мента, i, прох см. табл. 5	Сетка колонн, м																								
		6x6						9x6																		
		Пролет связевой панели, м																								
		6						9																		
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м																								
		12			60			18			54															
		18			54			18			54															
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²																								
500			1000			2000			500			1000			2000			500			1000			2000		

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 L _{max}	30				21 16										
4,2	0 L _{max}	30	27 24	30		18 15	30				30					
4,8; 6,0+4,8	0 L _{max}		21 16	30	27	13,5 12	30	27								
6,0; 7,2+6,0	0-1,5 L _{max}		21		15	18			15	10,5					21	20

Пятиугольные связи поперечного направления

36; 48+36	0-1	30	27	30	21										
4,2		30	21	30	27	16	30	10,5	27	9	30	14	30	10,5	
4,8; 6+4,8			21	27	24	14	30	24		30		24			
6,0; 72+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 и B м
 воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

4х этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота
этажей
Нэт
или
Н+Нэт
и

Крен
фунда-
мента,
и т.п.
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

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²

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 L _{max}	30				21							
4,2	0 L _{max}	30	24	30		16	30			30			
4,8; 6,0+4,8	0 L _{max}		21	30	21	13,5	30		27				
6,0; 7,2+6,0	0 L _{max}		18			30	27	12	30			24	
			21			15	18	16	10,5			21	20

Пятиугольные связи поперечного направления

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

1.020-1/83. 0-5 02.73

Лист
77

Наименование, размеры и шаг привязки

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

4-х этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Ветка колонн, м

Высота этажей Нэт или Н+Нэт м	Крен фунда- мента; и т.д. см. табл. 10	Ветика колонн, м															
		6x6						9x6									
		Пролет связевой панели, м															
		6						9									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м															
		12		60		18		54		18		54					
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²																	
500		1000		2000		500		1000		2000		500		1000		2000	

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²

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	30	30		18								
	1,5 м		27		15								
	0		18		15								
4,2	1,5 м	30	27	30		27	16	30		27	30		
	0			15		24	13,5	27		24			
	1,5 м			12		21	10,5	27		24			
4,8; 6,0-4,8	0	30	27	15		24	12	27		24	30		
	1,5 м			13,5		21	10,5	27		24			
	0			12		21	9	27		24			
6,0; 12-6,0	0	16	12	13,5		24	9,6	18		16	24		
	1,5 м			12		21	9	18		16			
	0			13,5		24	9,6	18		16			

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8-3,6	0-1,5 м	30		21		30		16								
		30		21		21		13,5								
		30		21		21		13,5								
4,2		30		21		21		13,5	30	8	24	7	30	10	24	9
		27		18		21		13,5	24	21	20	27	27	20	20	20
4,8; 6,0-4,8	0-1,5 м	18		16		15		13,5	16	13,5	13,5	18	18	13,5	13,5	13,5
		18		16		15		13,5	16	13,5	13,5	18	18	13,5	13,5	13,5
		18		16		15		13,5	16	13,5	13,5	18	18	13,5	13,5	13,5

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист

78

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L и B м
 воспринимаемый 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, 1:тах см. табл.10	Сетка колонн, м											
		6х6						9х6					
		Пролет связевой панели, м											
		6						9					
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12			60			18			54		
		18			54			18			54		
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²											
500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

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

Пятиугольные связи поперечного направления

30;	0	30	24	30	18										
4,8+3,6	1:тах														
4,2	0-1:тах	30	21	27	24	16	30	8	27	7	30	10	24	9	
4,8;		27	18	21	14	24	24		21	27		21			
6,0+4,8		27	18	21	14	24			21						
6,0;		18	16	15	14	10,5	16	14	13,5	18	15				

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист

79

Нач. и прод. Продольных и поперечных связей

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w 8 м
 воспринимается одной связевой панелью при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 двенадцатой этажности

4х этажные здания

III ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

Высота этажей Нэт или Нт+Нэт м	Крен фунда- мента, °	Сетка колонн, м											
		6×6					9×6						
		Пролет связевой панели, м											
		6					9						
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	60	18	54	18	54						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;	0	30		24	30		16	<div></div>			
4,8+3,6	L _{MAX}			21			13,5				
4,2	0			16			12				
	L _{MAX}			13,5	27	24	10,5	27	21	30	27
4,8;	0	24	21	12	20	18	9,6	21	18		24
6,0+4,8	L _{MAX}			10,5							
6,0;	0	12		9,6	10,5		8	14	12	20	16
7,2+6,0	L _{MAX}						7,5			18	

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6;	0	Средняя температура воздуха													
4,8+3,6	L _{max}	30	18	30	16										
4,2	0-L _{max}	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;		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 пз

Лист
80

Продолжение табл. 6

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

5-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота Крен

6 x 6

9 x 6

этажей фундамента,

Пролет связевой панели, м

Нэт

6

Длина здания в направлении действия
ветровой нагрузки, м

или

Н+Нэт

м

L, м

с.м.

табл. В

36

60

36

60

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

500

1000

500

1000

Треугольные связи продольного направления

3,6;

0

24

18

4,8+3,6

L, м

30

18

30

15

4,2

L, м

13,5

30

21

12

21

22,5

4,8;

6,0+4,8

L, м

30

21

10,8

24

21

10

21

22,5

18

6,0;

7,2+6,0

L, м

14

—

13,5

12

—

13,5

13,5

13,5

11,25

Пятиугольные связи продольного направления

3,6;

0

24

16

4,8+3,6

L, м

30

21

30

21

4,2

L, м

21

24

14

24

21

13,5

22,5

22,5

18

13,5

4,8;

6,0+4,8

L, м

21

10,8

20

18

10

18

13,5

18

13,5

13,5

6,0;

7,2+6,0

L, м

14

13,5

—

12

—

12

12

12

14,2

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист

81

Продолжение табл. 6

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

5-го этажного здания

I Ветровой район, тип местности А

Высота	Крен	Сетка колонн, м							
		6x6				9x6			
Этаж	Фундамент	Пролет связевой панели, м							
		6							
Нэт	Мент	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
или Н+Нэт	см. табл. 5	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²							
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000

Треугольные связи продольного направления

3,6;	0	30		18	30		16			
4,8+3,6	0-1,7м			16			13,5			
4,2	0-1,7м	30	27	12	21		10,8	27	22,5	18
4,8;	0	24	21	10	21	18	9	18		13,5
6,0+4,8	0-1,7м	21		9			8,5			
6,0;	0-1,7м	14	13,5	—	12		—	13,5	12	

Пятиугольные связи продольного направления

3,6;	0	30		27	18	24	21	16		
4,8+3,6	0-1,7м							15		
4,2	0-1,7м	21		13,5	20	18	12	18	13,5	
4,8;		18	16	10,5	16	15	10	13,5		12
6,0+4,8		14	12	—	12	10,5	—	12	11,2	10,8

1.020-1/83 0-5 02/13

Лист
82

Вет. нагрузка на крышу и стены здания

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L \leq 8 \text{ м}$
 для длинных и широких связей размерами при симметричном
 расположении в плане связей: панели
 одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей Нэт или Н+Нэт м	Крен фунда- мента, i, % с.м. табл. 6	Ветерная нагрузка, м									
		6 x 6					8 x 8				
		Пролет связей: панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36		60		36		60			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²									
		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			
	i, %			18			13,5			
4,2		30	27	12	27	24	10,5	27	22,5	18
4,8; 6,0+4,8	0-i, %	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	30	27	21	27	24	16			
	i, %			18			15			
4,2	0	21		14	20		18	13,5	18	18
	i, %			13,5			12	12	13,5	13,5
4,8; 6,0+4,8		18	16	10,8	16	15	10	13,5	13,5	12
6,0; 7,2+6,0	0-i, %	12	10,5	—	10,5	10	—	10,8	9	—

1.020-1/83.0-5 02 ПЗ

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L \leq 8 \text{ м}$,
выполняемый один разрядом панелей при симметричном
расположении в плане здания связанных панелей
рабочей жесткости

5-ти этажные здания

II Ветровой район, тип местности А

Ветка колонны, м

6 x 6

9 x 6

Пролет связей панелей, м

6

Длина здания в направлении действия
ветровой нагрузки, м

30

60

36

60

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

500

1000

Треугольные связи продольного направления

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

1.020 - 1 / 83.0-5 02 ПЗ

Лист
84

Продолжение табл. 6

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

5-й этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Высота	Край	Сетка колонн, м									
		8 × 6					9 × 6				
этажей	фунда-	Пролет связевой панели, м									
Нэт	мента,	Б									
или	л. т. т. в	Длина здания в направлении действия									
		ветровой нагрузки, м									
Нг+Нгг.	т. п. б. т. б.	36		60		36		60			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
М		300	1000	2000	300	1000	2000	300	750	500	750

Треугольные связи продольного направления

3,6;	0						15		
4,8+3,6	б. т. т. в	30		16	30	21	12		
4,2	0-б. т. т. в	21		10,5	21	20	10	22,5	18
4,8;		20	18	9	18	16	8,6	18	13,5
6,0+4,8									
6,0;									
12+6,0		9		—	8,6		—	9	7,7

Пятиугольные связи продольного направления

3,6;	0			18				15			
4,8+3,6	л. т. т. в	24		16		21		14			
4,2	0							10,5			
	л. т. т. в	18	16	10,5	16	15		10		13,5	12
4,8;	0							9			
6,0+4,8	л. т. т. в	15	13,5	10	13,5	12		8,6		12	11,2
6,0;	0-л. т. т. в									11,2	
12+6,0		9,6	9	—	8,6	8,4	—			10,8	
										7,7	

1.020-1/83.0-5 02ПЗ

лист

85

Продолжение табл. 6

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

5-ти этажные здания

III Ветровой район, тип местности Я

Сетка колонн, м

6x6

9x6

Пролет связевой панели, м

6

Длина здания в направлении действия
 ветровой нагрузки, м

36

60

36

60

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

500

1000

Треугольные связи продольного направления

3,6;	0			14			12			
4,8+3,6	1 этаж	24		12	24	21	10,8			
4,2		20	18	10	18	16	9	18	13,5	
4,8;										
6,0+4,8	0-1 этаж	13,5		8,6		13,5	7,5	13,5	12	
6,0;										
7,2+6,0		8,6		—	8,4	8	—	9	7,7	

Пятиугольные связи продольного направления

3,6;	0									
4,8+3,6	1 этаж	20	18	15	18	16	12			
4,2	0									
	1 этаж	15	14	10	13,5	12	9			
4,8;	0							12	11,2	10,8
6,0+4,8	1 этаж	10,5		8	10,5	10,5	7,5	9		9
6,0;										
7,2+6,0	0-1 этаж	9	8,6	—	8,6	8	—	7,7		7,7

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

19828

103

Лист

86

Продолжение табл. 6

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

5-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Ветка колонн, м

Высота этажа Нэт или Н+Нэт м	Крен фунда- мента, или в т.ч. в м табл. 6	1. Ветровой район, тип местности и 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					
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²															
		500		1000		2000		500		1000		2000		500		1000	

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²

100 1000 2000 300 1000 2000 500 1000 500 1000 500 1000 500 1000

Треугольные связи поперечного направления

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

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-4 мм	30				18						
4,2		30	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	

1020-1/83.0-5 02ПЗ

лист

87

Изд. и год: 1983 г. Издательство: Стройиздат

Предложение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L_{в.м}$
 востребованный одной связью панелей при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности А.

Высота этажа Нэт или Н+Нэт м	Крен панель- мент, и т.д.	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	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²											
		500		1000		2000		500		1000		2000	

Треугольные связи поперечного направления

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

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 limax	30			27	18 16	ПРОЦЕНКА								
4,2 4,8; 6,0+4,8	0-limax	30	21	24	21	12	27	24	21	20	27	24	20	18	
5,0; 7,2+5,0		13,5	12	-	10,5	10,5	-	15	12	24	18	15	12		
1,020-1/83 0															

1.020-1/83.0-5 02173

Лист
2а

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

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w 8 м
всплошными рядами связей панелей при симметричном
расположении в плане здания связей панелей
одинаковой жесткости

5-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности Б

Высота этажей Нэт или Н+Нэт. М	Крен фунда- мента, ° или см. таблицы	Ветка колонн, м															
		8x6					9x6										
		Пролет связейой панели, м															
		6					9										
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м															
		12		60		18		54		18		54					
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²															
500		1000		2000		500		1000		2000		500		1000		2000	

Треугольные связи поперечного направления

3,6;	0	30	27	30		16						
4,8+3,6	i_{max}		24			13,5						
4,2	i_{max}	30	13,5	27	24	10,5	30	24	21	30	30 27	
4,8; 6,0+4,8			27	12	21	20	9	24	21	20	30	24
6,0; 12+6,0			13,5	-		10,5	-	13,5	12	10,5	18	16

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	D=i _{max}	30				27	18								
4,2		30	21	24	21	12	27		21	20	30	24	20	18	
4,8; 5,0+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		108		12		10,5		

1020-1/83 0-5 02/83

11/17/77

89

Продолжение табл. 6

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

5-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Сетка колонн, м

6 × 6

9 × 6

Пролет связевой панели, м

6

9

Длина здания в направлении действия
ветровой нагрузки, м

12

60

18

54

18

54

Временная нормативная нагрузки на перекрытия, кгс/м²

500

1000

2000

500

1000

2000

500

1000

500

1000

500

1000

500

1000

500

1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;

0

30

21

27

24

13,5

4,8+3,6

L-стак

12

4,2

0

27

12

21

10,5

24

18

30

27

24

4,8;

L-стак

10

24

4,8;

0

21

10

16

8,6

20

18

16

27

24

21

6,0+4,8

L-стак

12

12

10,8

16

15

6,0;

0

12

—

10,5

—

12

10,8

16

15

7,2+6,0

L-стак

12

—

10,5

—

12

10,8

16

15

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6;

4,8+3,6

30

27

27

24

16

4,2

27

12

21

18

10

21

18

24

20

16

4,8;

0-L-стак

21

10,5

16

9

18

15

12

16

12

10,8

20

16

6,0+4,8

21

10,5

16

9

18

15

12

16

12

10,8

20

16

6,0;

0

10,5

—

9

8,6

—

12

10,5

10

12

10

7,2+6,0

10,5

—

9

8,6

—

12

10,5

10

12

10

1020-1/83. 0-5 02ПЗ

Лист

90

Масштаб: 1:100. План и разрез. Страница 106

Приложение табл. 6

Максимальный пролет ветровой нагрузки 1 м 8 м
воспринимаемый одним 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 Нэт. или Н+Нэт м	Крен фунда- мента, i, max см.	6 x 6		9 x 6									
		Пролет связевой панели, м											
		6				9							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12	50	18	54	18	54						
табл. 6		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²											
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 i, max	30	21	30	27	135 12							
4,2	0 i, max	27	12	21		105 10	24	21	20 18	30	27	24	
4,8; 6,0+4,8	0 i, max	21	10	18	16	8,6	21 20	18 16	16	27	21		
6,0; 7,2+6,0	0 i, max	10,5	10,5	-	9,6	9	-	10,5	10	9,6	9	14	12
Получаемые значения													

Пятиугольные связи поперечного направления

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

1.020-1/83. 0-5 02ПЗ

Лист

91

Мат. и метод. Подпись и дата

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м
 востребованный длиной связей панелей при симметричном
 расположении в плане зданий связей между панелями
 боковой жесткости

5-ти этажные здания

III ветровой район, тип местности Я

Высота этажей Нэт или Н+Нэт м	Крен фунда- ментов, или см. табл. 10	Сетка колонн, м									
		6x6					9x6				
		Пролет связей панелей, м									
		6					9				
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		12	60	18	54	18	54				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²									
		500	1000	2000	500	1000	2000	500	1000	500	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 Lmax	30	27	18 16	24	21	12 10,5								
4,2	0 Lmax	21		10	18	16	9	20		16		27	24	21	20
4,8; 6,0+4,8	0 Lmax	16		9	14		1,5	16	15	14	13,5	21		18	
6,0; 7,2+6,0	0 Lmax	10		-	9	8,6	-	9,6		9	8,6	13,5		12	

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0 Lmax	21	24	21	15 13,5								
4,2	0 Lmax	21	10,5	18	16	9	18	16	15	14	20	16	13,5
4,8; 6,0+4,8	0 Lmax	16	9	14	13,5	1,5	15	12 10,5	12 9	10,8 9	16	13,5	
6,0; 7,2+6,0	0 Lmax	8,4	8	-	7,5	7	-	9,6	8,6	8,4	10	8,4	

1.020-1/83. 0-5 02 173

Лист
92

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L_w 8$ м
 воспринимаемый одной связью панелей при симметричном
 расположении в плане здания связевых панелей
 одинаковой жесткости

6-ти этажные здания

I Ветровой район, тип местности Б

Ветла колонн, м

Высота этажей Нэт или Н+Нэт м	Крен фунда- мента, ° или см. табл. 6	2. Ветровая нагрузка, тип местности В							
		Веткая 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/м²							
		500		1000		500		1000	

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0- i_{max}	30		21		
4,2		30	21	21		
4,8; 6,0+4,8	0- i_{max}	24	21	20	22,5	18
				18		
6,0 1,2+6,0	0- i_{max}	12	10,5	13,5	—	12
				—		

Пятиугольные связи продольного направления

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

1.020-1/83. 0-5 0273

Лист
93

Продолжение табл. 6

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

в т.ч. этижные здания

I Ветровой район. тип местности Я

Сетка колонн, м

Высота этажей Нэт. или Нт+Нэт. м	Крен фунда- ментов, в град. см. 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 перекрытия, кгс/м²							
		500	1000	500	1000	500	750	500	750

Треугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	0-1 мм	30	21	24				
4,2		21		18				
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	0-1mm	24	21		20				
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	9

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист
94

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-й этажные здания

I ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей Нэт. или Н+Нэт. м	Крен фунда- мента, i, % см. табл. 18	Сетка колонн, м									
		6 × 6					9 × 6				
		Пролет связевой панели, м									
		6					9				
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		12	60	18	54	18	54				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²									
		500	1000	500	1000	500	150	500	150	500	150

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-i,max	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,max			20									
6,0	0-i,max	14	—	10,5	—	10	—	9	—	—	—	—	—

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-i, max	30		24								
4,2		30	24	21	27	24			18	27	24	21
4,8; 6,0+4,8		27	20	18	24	21	20		16	24	21	20

1.020-1/83. 0-5 02173

Лист

95

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

		Ветка колонн, м							
Высота	Крен	6 × 6				9 × 6			
		Пролет связевой панели, м							
этажной	фунда-	6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
Нэт.	мента,	36		60		36		60	
или	литых								
Н+Нэт.	табл. 15	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²							
м		500	1000	500	1000	500	750	500	750
Треугольные связи продольного направления									
3,6; 4,8+3,6	D=литых	30	24		24				
4,2		24	20	24	20	18		15	
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	D=литых	24	24		20				
4,2	0	18	16		15	15	13,5	12	
	литых	14		13,5	12	12	11,2	9	
4,8; 6,0+4,8	D=литых	14		13,5	12	12	11,2		9
1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ									
Лист 96									

Продолжение табл. 6

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

БТИ этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Высота этажей	Крен фунда-	Сетка колонн, м												
		6x6					9x6							
		Пролет связевой панели, м												
		6												
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м												
Нэт.	монта,	36		60		36		60						
или	л.тах													
Н+Нэт.	- см.													
М	табл. 10	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²												
		500	1000	500	1000	500	750	500	750					
Треугольные связи продольного направления														
3,6; 4,8+3,6	0-л.тах	24	21	21	20									
4,2		18	16		18							15	13,5	
4,8; 6,0+4,8	0	15	14		13,5	13,5		12						
	л.тах			12										
6,0	0-л.тах	10	9,6	9	8,6	9	-	9	-					
7,2+6,0						-	-	-	-					
Пятиугольные связи продольного направления														
3,6; 4,8+3,6	0-л.тах	20	18		16									
4,2		15	13,5	13,5	12							12	11,2	9
4,8; 6,0+4,8		12	10,5		10							9	7,7	
		1020-1/83 0-5 02 ПЗ										Лист 97		

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L_{в.в.}$ м
 Воспринимаемый боной связевой панелей при симметричном
 расположении в плане здания связевой панели
 одинаковой жесткости:

6-ти этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Ветлика колонн, м

Высот Крен

6 x 6

9 x 6

этажи фунда-

Пролет связевой панели, м

6

Нэт мента,

Длина здания в направлении действия
 ветровой нагрузки, м

или L-м.

36

60

36

60

Н+Нэт табл. 16

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²

500

1000

500

1000

500

750

500

750

М

Треугольные связи продольного направления

3,6;
4,8+3,6

24

21

4,2

20

18

16

18

15

4,8;
6,0+4,8

0=L_{мн}

14

14

13,5

15

13,5

12

6,0

8,4

8

7,7

7,5

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

21

20

18

16

4,2

0=L_{мн}

15

14

12

12

11,2

9

4,8;
6,0+4,8

12

10,5

10,5

9

7,7

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

лист

98

Нил и полн. Подпись и дата. Конт. инж.

Продолжение табл. 6

Максимальный фланг ветровой нагрузки L в м
воспринимаемый одной связевой панелью при симметричном
расположении в плане здания связевой панели
вдоль ветровой жесткости

6-ти этажные здания

I ветровой район, тип местности А

Ветика колонн, м

Высота этажей или Н+Н м	Крен фунда- мента, Нэт или i, по с.м. табл. 16	Ветровая нагрузка, м											
		6 × 6				9 × 6							
		Пролет связевой панели, м											
		6				9							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м²											
		500	1000	500	1000	500	750	500	750	500	750	500	750

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-i, т.к.	30	24	21								
4,2	0	24	24	21	24	21	20	18	24	21	21	20
	i, т.к.			18								
4,8; 6,0+4,8	0-i, т.к.	20	16	15	18	16	15	14	20	18	18	
6,0		13,5	-	10,5	-	9,6	-	8,6	-	-	-	-

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-i, т.к.	30	24	21								
4,2	0	24	24	20	21	20	16	15	24	21	18	16
	i, т.к.			16								
4,8; 6,0+4,8	0-i, т.к.	24	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 части или Hэт или H+Hэт м	Крен фунда- мента, i _{тах} см. табл. 15	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			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²													
		500		1000		500		1000		500		1500		500	

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0- i_{max}	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	10	24	21	20	18
	i_{max}							15				
6,0	0- i_{max}	10,5	-	9,6	-	8	-	7,2	-	-	-	-

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0- i_{max}	30	24	21								
4,2		27	20	18	21		16	15	21	20	18	16
4,8; 6,0+4,8		21	16	15	21	18		14	20	18	16	15

1.020-1/83 0-5 02 ПЗ

Лит

101

Низ и под. Подвес и ст. вет. шп. и др.

Продолжение табл 6

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

6-ти этажные здания

II ветровой район, тип местности А

Ветлах колонн, м

Высота	Крен	Сетка колонн, м									
		6 x 6					9 x 6				
этажей	фунда- мента	Пролет связевой панели, м									
Нэт		6					9				
или	и т.п. см. табл. 16	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
Нг+Нэт		12	60	18	54	18	54				
м		временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²									
		500	1000	500	1000	500	750	500	750	500	750

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	D-L _{max}	27										
		27	21	20								
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 _{max}	27										
		27	20	18								
4,2		21	16	15	16	14	13,5	20	18	15	14	
4,8; 6,0+4,8		16	14	12	15	14	13,5	12	16	15	13,5	12

1020-1/83.0-5 02/73

Лист

102

Продолжение табл. 6

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

6-ти этажные здания

III ветровой район, тип местности Б

Сетка колонн, м

Высота этажей или Нэт или Н+Нэт м	Крен фунда- мента, см. табл. 16	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						
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²											
		500	1000	500	1000	500	750	500	750	500	750	500	750

500 1000 500 1000 500 750 500 750 500 750 500 750

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0- i_{max}	30	27	20								
4,2	0	21	18	16	20	16	16	24	21	18	16	
	i_{max}						15					
4,8; 6,0+4,8	0- i_{max}	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_{max}	30	27	21	20							
4,2	0	21	16	16	18	16	14	13,5	20	18	15	14
	i_{max}			15								
4,8; 6,0+4,8	0- i_{max}	16	14	13,5	16	15	14	12	18	16	13,5	

1020-1/83 0-5 02 ПЗ

1027

103

Продолжение табл. 6

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

6 поэтажное здание

III ветровой район, тип местности А

Высота этажей	Крен фунда- мента,	Сетка колонн, м											
		6 x 6				9 x 6							
Нат или	Литер см. табл. 6	Пролет связевой панели, м											
		6				9							
Н+Нат м		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, кгс/м ²											
		300	1000	300	1000	300	1000	300	1000	300	1000	300	1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	0-2 max	21	18	16	НАПРАВЛЕНИЕ											
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	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
ПРЕДПОЛАГАЕМЫЕ ПОКАЗАТЕЛИ																

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6; 4,8+3,6	D-i _{max}	21		18	16	ПОПРЯЖЕНИЕ									
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				

1020-1/83 0-5 02/73

Лист

104

Нат и Н+Нат: Полы, Лестницы и другие временные

Таблица 7

		Значения $K_1 \times 10^3$											
Высота этажей Нат или Нн + Нат в м	Этажность, м	Тип связывающих панелей											
		Треугольные продольного направления			Пятиугольные продольного направления			Треугольные поперечного направления			Пятиугольные поперечного направления		
		Сетка колонн 6×6 м											
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия 10^3											
		2000	1000	500	2000	1000	500	2000	1000	500	2000	1000	500
3,6	2	3,76	1,92	1,61	6,20	3,32	3,38	4,77	2,16	1,91	6,59	4,12	3,64
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
	4	12,04	4,45	3,49	13,11	7,48	5,87	12,45	4,78	3,75	12,45	6,99	5,48
	5	16,81	6,95	5,31	18,40	8,31	6,34	17,22	6,95	5,31	17,49	8,21	6,76
	6	—	8,02	6,01	—	9,12	6,83	—	8,74	6,55	—	10,0	7,51
	2	—	1,97	1,75	—	4,56	4,03	—	2,16	1,91	—	4,94	4,37
	3	—	4,39	3,80	—	8,52	6,98	—	4,13	3,38	—	8,11	6,64
	4	—	5,61	4,41	—	9,6	7,54	—	5,43	4,27	—	9,04	6,31
	5	—	8,26	6,32	—	10,1	7,72	—	7,50	5,73	—	10,1	7,72
4,8	6	—	8,43	6,32	—	10,5	7,89	—	7,50	5,73	—	10,1	7,72
	2	—	2,13	1,89	—	4,73	4,10	—	2,28	2,02	—	4,41	3,91
	3	—	4,46	3,67	—	7,02	5,77	—	4,33	3,56	—	7,54	6,19
4,8; 6,0+4,8	4	—	6,24	4,92	—	8,62	6,79	—	5,98	4,71	—	7,50	5,90
	5	—	8,22	6,30	—	10,7	8,21	—	7,66	5,87	—	9,73	7,40
	6	—	8,79	6,61	—	10,8	8,18	—	9,41	7,07	—	11,59	8,12
6,0	2	3,65	3,10	2,76	14,41	7,31	6,51	4,54	2,88	2,55	10,15	7,12	6,34
	3	8,04	4,10	3,38	12,90	7,84	6,47	8,89	4,22	3,48	11,33	7,65	6,32
	4	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; 7,2+6	5	21,49	8,85	6,82	26,25	14,4	11,1	21,08	10,1	7,80	23,41	12,9	9,91
	6	—	14,2	10,8	—	19,1	14,4	—	14,5	11,0	—	17,4	13,1
		1.020-1/83 0-2 02173											
		19828 122											
		105											

1.020-1/83 0-2 02/73

19828

122

105

Продолжение таблицы 7

Значения $K_1 \times 10^3$

Тип связевых панелей

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

Сетка колонн 9×6 м

Пролет связевой панели, м

6

6

9

6

9

6

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кН/м^2

1000

500

1000

500

1000

1000

500

1000

1000

500

Высота этажей
Нэт или Нэт-Нт 6 м

Этажность, м

4,2

2

3,39

3,00

7,32

6,48

4,67

3,56

3,15

13,44

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

4,8

3

7,39

6,08

13,1

10,7

5,21

7,35

6,04

15,77

11,3

9,27

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

15,6

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

6,0

3

7,16

5,90

14,4

11,8

5,21

6,73

5,54

13,02

9,92

8,17

12+6

4

12,3

9,71

18,6

14,7

8,69

11,4

9,01

17,35

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

18,2

14,4

30,0

19,5

14,4

—

12,9

25,8

—

18,7

1020-1/83 0-5 02 03

10/87

Коэффициент K_2 для определения растяжения в колоннах от ветровой нагрузки

Таблица 8

в/м

87 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	
		треугольные и поперечные	прямоугольные и поперечные			треугольные и поперечные	прямоугольные 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
	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 0273

Лист
107

Таблица 9

Тип связей	Этажность, М	Несущая способность связей из панелей (МБетр. в т. м на отп. 0,1 и 0,8 т) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета коэф. К.Р.) при высоте этажей 8 м.					
		3,6			4,2		
		Сетка колонн 6×6 м					
		Временная нормативная нагрузка на перегородки, тс/м ²					
		1000		1000		2000	
		М Бетр.	Q	М Бетр.	Q	М Бетр.	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	406	313,1	25,2
	6	542,8	43,8	542	370	—	—
Пятиугольные связи продольного направления	2	138,7	284	167	293	199	344
	3	257,7	388	284,5	360	306,1	35,7
	4	311	362	320	322	321,9	32,0
	5	358	339	368	301	368,7	20,2
	6	427	340	416	283	—	—
Треугольные связи поперечного направления	2	111	227	147	260	164,2	284
	3	250	376	370	465	376,4	475
	4	435	507	456	451	328,2	32,2
	5	488	46,2	504	410	313,1	250
	6	555	44,2	565	384	—	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	129	264	178	312	181,4	314
	3	289	435	386	493	337,5	42,6
	4	430,7	502	446	434	445,0	43,7
	5	491,1	46,5	539	437	343,9	26,7
	6	565,8	45,1	580	394	—	—

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист

108

Продолжение таблицы 9

Тип
связи

Этажность, М

Несущая способность связей: панелей (Мбед. в т.с.м на оп. и в т.с.м) без учета совместной работы с рядомыми колоннами (без учета коэф. К_к) при высоте этажей 8 м.

4,8

6,0

Сетка колонн 6×6 м

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, т/м²

1000

2000

1000

2000

Мбед.

Q

Мбед.

Q

Мбед.

Q

Мбед.

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	378,3	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	21,9
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	24,4
3	389	43,2	377,0	43,5	219	19,3	222,4	19,1
4	432,6	37,3	289,2	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	33,0	—	—	508	21,6	—	—

Пятиугольные
связи
поперечного
направления

2	217	33,2	222,7	33,7	184	22,5	187,2	22,5
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	30,5	252,3	16,9	393	21,9	396,5	21,8
6	536,5	25,2	—	—	—	—	—	—

1020-1/83 0-5 02 п3

Продолжение таблицы 9

Тип связей	Этажность, м	Несущая способность свайных соединений (МПа в тм дбтс) без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета коэффициента К _к) 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/м²									
		1000		1000		2000		1000		2000	
		Метр	Q	Метр	Q	Метр	Q	Метр	Q	Метр	Q
Треугольные связи продольного напряжения	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	483,0	38,1	238,9	18,7	424,0	27,2	322,9	20,6
	5	502,0	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 напряжения	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	362,0	28,5	367,9	28,8	454,0	29,1	360,5	22,9
	5	357,5	33,9	416,0	27,2	375,9	24,4	514,0	27,1	—	—
	6	480,0	35,4	458,0	25,5	—	—	—	—	—	—
Треугольные связи поперечного напряжения	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	483,4	38,1	320,7	25,8	423,6	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 напряжения	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	278	18,1	427,4	22,6	—	—
	6	637,1	47,0	654,0	36,5	—	—	—	—	—	—

1020-1/83 0-5 02173

Лист

110

Продолжение таблицы 9

Тип связей	Этажность, м	Нормируемая оплодотворенность связей панелей (Метр. д.с. м и Q 87%) без учета боковой нагрузки в продольных колоннах (без учета коэф. к _л) при длине стержней 0,8 м					
		4,2		4,8		5,0	
		Сетка колонн 9х6 м (пролет связей панелей l=6 м)					
		Метр	Q	Метр	Q	Метр	Q
Треугольные связи продольного направления	2	150,2	26,0	191	29,0	291	35,1
	3	256,2	32,3	321	35,2	346,4	30,2
	4	423	41,5	431,7	36,8	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
Пятигранные 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	29,0	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
Пятигранные 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	—	—

1020-1/83.0-5 02 ПЗ

Продолжение таблицы

Тип связей	Эквивалентность, м	Несущая способность связей панелей/м² бетона на 1 м² и 1 м³ бетона без учета совместной работы с рядовыми колоннами (без учета коэф. К _с) при высоте этажей 8 м.			
		6,0+4,8		7,2+6,0	
		Сетка колонн 9×6 м (пролет связей панелей-6 м)			
		М бетр	Q	М бетр	Q
Треугольные связи продольного направления	2				
	3	375,0	36,6	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	458,0	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	—	—

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Лист

112

Продолжение табл. 9

Тип связей	Этажность, м	Несущая способность связей (панелей) (М втр в тс и Q в тс) без учета водонепроницаемости работ с арматурой колоннами (без учета коэф. К) при высоте этажей 8 м.					
		4,2		4,8		6,0	
		Сетка колонн 9х6 м (пролет связей (панелей) 6-9 м)					
		М втр	Q	М втр	Q	М втр	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	51,8	618,4	41,6
	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 втр в тс и Q в тс) без учета совместной работы с арматурой колоннами (без учета коэф. К) при высоте этажей 8 м			
		6,0 + 4,8		7,2 + 6,0	
		Сетка колонн 9х6 м (пролет связей (панелей) 6-9 м)			
		М втр	Q	М втр	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	727,1	38,9
	6	844,6	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

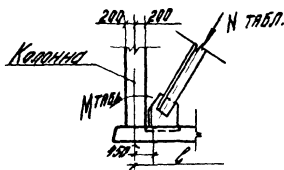


Таблица 10

Тип связей	Этажность, м	Максимальные расчетные усилия Н.ТЯБЛ. в тс, переоборудованные от раскоса стальной связи 1-го этажа на железобетонную в монолитном фундаменте при нагрузке на железобетонную плиту соответствующей ее несущей способности											
		Сетка колонн 6×6 м; С=6м Сетка колонн 6×6,5м Сетка колонн 6×6,5м											
		При вылете этажей Нэт или Нг + Нэт в м											
		3,5; 4,2+3,5	4,2; 4,8+4,2	4,8; 5,4+4,8	5,4; 6,0+5,4	6,0; 6,6+6,0	6,6; 7,2+6,6	7,2; 7,8+7,2	7,8; 8,4+7,8	8,4; 9,0+8,4	9,0; 9,6+9,0	9,6; 10,2+9,6	10,2; 10,8+10,2
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м ²											
		1000				2000		1000					
Треугольные связи поперечного напряжения	2	17	21	27	42	23	38	21	27	42	<div></div>		
	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 напряжения	2	24	36	46	45	33	49	36	46	70			
	3	54	39	58	59	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 напряжения	2	11	13	14	28	27	35	21	20	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 напряжения	2	24	35	45	44	42	59	32	22	42	42	48	43
	3	61	57	61	69	76	68	47	60	84	38	51	72
	4	79	57	77	91	95	93	47	69	51	—	102	98
	5	72	57	76	68	86	—	51	46	88	65	94	91
	6	70	51	73	—	—	—	42	67	—	64	97	—

1.020-1/83. 0-5 02 ПЗ

Док

114

Таблица 4

Тип связей	Этажность, м	Максимальный расчетный момент M_{max} в тс. м, передаваемый на фундамент в узле заделки колонны при нагрузке на стержневую панель, соответствующей ее расчетной способности											
		Сетка колонн 6х6 м; $l = 6$ м						Сетка колонн 6х6 м; $l = 6$ м					
		При высоте этажей, $H_{эт}$ или $H_1 + H_{эт}$ в м											
		3,0; 4,0+3,5	4,2	4,8	6,0	3,5; 4,0+3,5	4,2	4,8	6,0	3,5; 4,0+3,5	4,2	4,8	6,0; 7,2+6,0
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, q_n в $т/м^2$											
		1000				2000				1000			
Треугольные связи продольного направления	2	3	3	4	2	2	3	3	3	2			
	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

115

Продолжение табл. 12

Тип связи		Эквивалентность, М	Эквивалентная жесткость связей для расчета изгибных связей, М, рассчитанная в диапазоне 0-9 при безразличной деформации 10-183,57, М							
			Сетка колонн 8х8 м							
			Высоты этажей (Н _{эт} или Н ₁ +Н _{эт}), м							
			0,0		4,8+3,6		6,0+4,8		7,2+6,0	
			Временная нормативная нагрузка на перекрытия, М							
			1000	2000	1000	2000	1000	2000	1000	2000
Треугольные связи поперечного направления	2	0,164	0,152	0,064	0,062	0,096	0,152	0,164	0,152	
	3	0,280	0,287	0,148	0,140	0,186	0,287	0,309	0,287	
	4	0,415	0,411	0,388	0,388	0,413	0,411	0,426	0,411	
	5	0,566	0,601	0,509	0,401	0,546	0,602	0,735	0,601	
	6	0,803	—	0,656	—	0,860	—	—	—	
	7	—	—	—	—	—	—	—	—	
Пятиугольные связи поперечного направления	2	0,038	0,033	0,026	0,023	0,034	0,033	0,038	0,033	
	3	0,104	0,109	0,056	0,051	0,098	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	—	—	—	
	7	—	—	—	—	—	—	—	—	
Треугольные связи поперечного направления	2	0,141	0,20	0,080	0,069	0,118	0,148	0,141	0,200	
	3	0,280	0,302	0,169	0,144	0,210	0,302	0,312	0,302	
	4	0,423	0,430	0,365	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	—	—	—	
	7	—	—	—	—	—	—	—	—	
Пятиугольные связи поперечного направления	2	0,041	0,04	0,031	0,028	0,047	0,078	0,041	0,040	
	3	0,108	0,117	0,068	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	—	—	—	
	7	—	—	—	—	—	—	—	—	

1.020-1/83.0-5 02/73

Лист 117

1.020-1/83.0-5 02173

Лист
117

Продолжение таблицы 12

Тип связи	Этажность, м	Эквивалентная жесткость связей, полученных из стальных связей марок, указанных в выписке 0-2, при воздействии ветровой нагрузки 10^{-3} в эк., в тс.м ²					
		Сетка колонн 9×6 м (пролет связей поперечной сетки)					
		Высоты этажей (H_1 или $H_1 + H_2$), 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	0,434	0,420	0,504	0,341	0,452	0,634
	6	0,599	0,500	0,415	0,504	0,688	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	0,028	0,038	0,039	—	—	—
	3	0,058	0,082	0,090	0,060	0,042	0,104
	4	0,144	0,156	0,171	0,134	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	—
Треугольные связи поперечного направления	2	0,101	0,103	0,143	—	—	—
	3	0,188	0,190	0,320	0,168	0,222	0,355
	4	0,390	0,353	0,500	0,341	0,408	0,538
	5	0,491	0,540	0,660	0,446	0,610	0,746
	6	0,403	0,742	0,495	0,594	0,784	—
Пятиугольные связи поперечного направления	2	0,035	0,051	0,043	—	—	—
	3	0,044	0,048	0,132	0,048	0,091	0,155
	4	0,196	0,194	0,240	0,194	0,243	0,262
	5	0,303	0,326	0,342	0,281	0,349	0,410
	6	0,418	0,472	—	0,394	0,521	—

1.020-1/83.0-5 02173

Лист
118

Продолжение табл. 12

Тип связей	Этажность, м	Эквивалентная жесткость связей при изгибных связях между колоннами в диапазоне 0-3 при воздействии ветровой нагрузки 10-й в. эк. в т. м ²					
		Сетка колонн 9х6 м (пролет связей панели $b=9$ м)					
		Высоты этажей (Нэт или Н+Нэт), м					
		4,2	4,8	6,0	4,8+3,6	6,0+4,8	7,2+6,0
Треугольные связи поперечного напряжения	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	1,048	0,402	0,798	1,048
	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
Пятиконтные связи поперечного напряжения	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
Подпись и дата
Время

1.020-1/83.0-5 02/83

2007

119

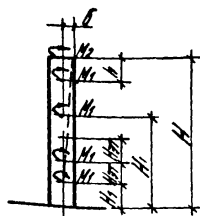


Таблица 13

Эквивалентная жесткость соединений панелей из стальной связи марок, указанных в выписке 0-1 при возведении неравномерной вертикальной нагрузки 10-18° 9х, тс/м

Сетка колонн 6х6 м

Высоты этажей (Нэт или Н1+Н2+Н3+Н4+Н5+Н6+Н7+Н8+Н9+Н10+Н11+Н12+Н13+Н14+Н15+Н16+Н17+Н18+Н19+Н20+Н21+Н22+Н23+Н24+Н25+Н26+Н27+Н28+Н29+Н30+Н31+Н32+Н33+Н34+Н35+Н36+Н37+Н38+Н39+Н40+Н41+Н42+Н43+Н44+Н45+Н46+Н47+Н48+Н49+Н50+Н51+Н52+Н53+Н54+Н55+Н56+Н57+Н58+Н59+Н60+Н61+Н62+Н63+Н64+Н65+Н66+Н67+Н68+Н69+Н70+Н71+Н72+Н73+Н74+Н75+Н76+Н77+Н78+Н79+Н80+Н81+Н82+Н83+Н84+Н85+Н86+Н87+Н88+Н89+Н90+Н91+Н92+Н93+Н94+Н95+Н96+Н97+Н98+Н99+Н100)

3,6

4,2

4,8

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м²

1000

2000

1000

2000

1000

2000

Тип связей	Этажность, м						
		3,6	4,2	4,8	3,6	4,2	4,8
Треугольные связи продольного напряжения	2	1,01	0,54	1,03	0,61	1,00	0,68
	3	0,62	0,64	0,56	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	0,67	0,84
	6	0,82	—	0,82	—	0,82	—
	7	—	—	—	—	—	—
Пятиугольные связи продольного напряжения	2	3,55	1,93	2,41	1,97	0,63	2,00
	3	0,90	1,33	0,95	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	—
	7	—	—	—	—	—	—
Треугольные связи поперечного напряжения	2	0,35	0,33	0,41	0,30	0,45	0,96
	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	0,63	0,75	0,62	0,74
	6	0,71	—	0,80	—	0,82	—
	7	—	—	—	—	—	—
Пятиугольные связи поперечного напряжения	2	0,32	0,46	0,37	0,59	0,50	0,72
	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	—
	7	—	—	—	—	—	—

1.020-1/83.0-5 02173

1257

150

Продолжение табл. 13

Тип связей		Этажность, м	Эквивалентная жесткость связей, тс/м стальных связей марок, указанных в таблице 0-1, при действии несимметричной вертикальной нагрузки 10^{-2} тс/м ² , тс/м							
			Ветви колонн 6×6 м							
			Высоты этажей (H_1 или H_1+H_2), м							
			6,0		4,2+3,6		6,0+4,8		7,2+6,0	
			Временная		нормативная		нагрузка на перекрытия, тс/м ²			
		1000	2000	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	—	—	—	
	2	3,28	2,08	3,55	1,97	0,63	2,04	3,28	2,11	
Пятигранные связи продольные направления	3	1,70	1,67	0,90	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	1,14	0,75	1,13	
	6	0,87	—	1,04	—	1,19	—	—	—	
Треугольные связи поперечного направления	2	0,40	0,57	0,35	0,39	0,46	0,50	0,52	0,62	
	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	—	—	—	
	2	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	0,92	0,80	1,00	0,83	1,04	
	5	0,68	1,04	0,74	0,98	0,85	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 связей	Этажность	Эквивалентная жесткость связей из стальных связей, мнркс, указанных в таблице 0-1 при действии нормальной вертикальной нагрузки 10-18 тс, тс/м ²					
		Сетка колонн 8х8 м (пролет связей 6 м)					
		Высоты этажей (Нэт или Н1+Н2)					
		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	0,83	0,55	0,57	0,83
	6	0,87	0,87	0,83	0,71	0,87	0,83
	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	1,08	1,08	0,86	1,08	1,08
	2	0,41	0,41	0,36	0,41	0,41	0,36
	3	0,38	0,43	0,53	0,35	0,43	0,53
Треугольные связи поперечного направления	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
	3	0,52	0,66	0,79	0,52	0,66	0,79
	4	0,63	0,86	0,81	0,60	0,86	0,81
Пятиугольные связи поперечного направления	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	Этажи	Эквивалентная жесткость связей панелей из стальных связей марок, указанных в разделе 0-1 при действии нерегулярной вертикальной нагрузки 10-7 8" эк., 10 т/м ²					
		Сетка колонн 9х6 м (пролет связей панели $L=9$ м)					
		Высоты этажей (Нэт или $H_1+H_{эт}$) м					
		4,2	4,8	6,0	4,8+3,6	6,0+4,8	7,2+6,0
Треугольные связи поперечного напряжения	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	1,71	1,73	1,69	1,71	1,73
	6	2,08	2,04	2,00	2,07	2,04	2,02
Пятиугольные связи поперечного напряжения	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	3,71	5,00	2,75	4,04	5,32
	5	2,68	3,28	4,47	2,32	3,52	4,71
	6	2,34	2,86	3,94	1,90	3,04	4,14

1020-1/83 0-5 0273

2007

123

Таблица 14

Значения K_{Rc}^{max}

Тип связевых панелей

треугольные
связи
продольного
направленияпятиугольные
связи
продольного
направлениятреугольные
связи
поперечного
направленияпятиугольные
связи
поперечного
направления

Сетка колонн 8 м

6x6 9x6 6x6 9x6 6x6 9x6 6x6 9x6

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, т/м²

1000 500 1000 500 1000 500 1000 500 1000 500 1000 500 1000 500 1000 500

3,6	2	1,2				1,5				1,2				1,4	1,3	1,4	1,3
3,6; 4,8+3,6	3	1,3	1,25	1,3	1,25	1,6	1,5	1,6	1,5	1,3				1,5	1,4	1,5	1,4
	4	1,5	1,4	1,5	1,4	1,7	1,5	1,7	1,5	1,5	1,4	1,5	1,4	1,6	1,45	1,6	1,45
	5	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8			1,4	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8	1,75	1,8	1,75
	6	1,8	1,75	1,8		1,8			1,65	1,8			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	1,8	1,4	1,6	1,4	1,85	1,6	1,85	1,6
	5	1,8	1,75	1,8		1,75	1,5	1,75	1,5	1,8	1,7	1,8	1,7	1,85			1,7
	6	1,8	1,7	1,8	1,7	1,65	1,6	1,65	1,5	1,65				1,85			1,7
4,8	2	1,2				1,65				1,2				1,4	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	1,65	1,45	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; 12+6,0	3	1,3				1,8				1,3				1,7			
	4	1,5	1,4	1,5	1,4	1,6				1,5	1,4	1,5	1,4	1,6			
	5	1,4	1,2	1,4	1,2	1,6				1,4	1,2	1,4	1,2	1,6			
6,0	6	—	1,3	—	1,3	—				—	1,3	—	1,3	—			

1.020-1/83.0-5 02173

Лист

124

Таблица 15

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

Полная полезная нагрузка
содержащаяся на эрже-
вой площадке одной из
близлежащих колонн и полу-
считается колонны (см. рис.)

На эржевой площадке одной
из колонн - полная полез-
ная нагрузка у общей
колонны - 0,5 полезной
нагрузки

Полезная
нагрузка
распределена
равномерно
(M вертикал = 0)

Сетка колонн 8х6

Временная нормативная нагрузка на перекрытия 1000 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	138	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

Масштаб: Вертикаль и горизонталь

Продолжение табл 15
Максимальное значение M верхн В тсм и N вт
(см. рис. 33) когда

Полная полезная нагрузка сосредоточена на одной из продольных колонн и опирается у другой колонны (см. рис. 2)

На другой продольной колонне из колонн-полная полезная нагрузка, у другой колонны - 0,5 полезной нагрузки

Полезная нагрузка распределена равномерно (M верхн=0)

Сетка колонн 6×6 м

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, тс/м²

2000		1500		2000		1500		2000		1500	
M верхн.	N	M верхн.	N	M верхн.	N	M верхн.	N	N	N	N	N
3,6	2 297	177	248	155	249	204	211	177	298	257	
3,6,	3 528	308	434	264	443	358	367	304	526	443	
4,8+3,6	4 761	430	620	373	636	511	523	430	754	629	
	5 994	570	805	482	830	665	678	557	982	815	
	6 1226	700	991	591	1023	818	834	683	1210	1001	
4,2	2 295	178	248	156	249	205	211	178	299	257	
	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	
4,8,	3 528	310	434	266	442	360	366	305	529	445	
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	1006	
6,0	2 295	180	248	158	249	206	211	179	301	259	
6,0,	3 528	312	434	269	443	362	367	308	531	447	
7,2+6,0	4 761	445	620	380	636	477	523	436	761	635	
	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 02/73

Продолжение таблицы 15

Максимальное значение M в верх 8 тм и N в т (см. рис. 33) когда

Полная полезная нагрузка сосредоточена на одной из двух пролетов одной из связных колонн и отключается 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 (М в верх = 0)

Сетка колонн 9×6 м

Пролет связной панели

Временная нормативная нагрузка на перекрытия 1000 кг/м^2

М в верх N М в верх N М в верх N М в верх N N N

4,2	2	244,68	174	303	197	206,73	192	270	197	215	321
	3	425,79	282	512	325	349,89	319	453	325	359	536
	4	606,90	390	721	453	493,05	446	637	453	503	750
	5	788,01	497	930	582	636,21	570	820	581	647	965
	6	969,12	606	1139	710	779,37	696	1004	709	791	1180
	4,8	244,68	174	304	197	206,73	192	270	197	215	321
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; 7,2+6,0	2	244,68	175	305	199	206,73	196	266	199	216	323
	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

1.020-1/83.0-5 02 173

Таблица 16

Высота этажей Н _{эт} и Н _{н-н}	Этажность, м	Значение δ в $\times 10^3$							
		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
3,6, 4,8-3,6	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	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	0	0
4,8 6,0-4,8	2	1	1	0,2	0	1	0,3	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, 12+6,0	2	1	1	0	0	1	0,2	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.

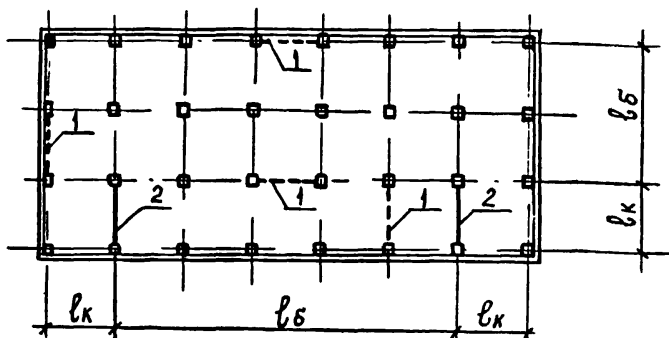
3. При назначении шага связевых панелей расстояние от края здания (или края температурного блока) до ближайшего вертикального устоя l_k (см. рисунок) не должно превышать значений, приведенных в таблице I, а расстояние между соседними элементами жесткости l_b не должно превышать значений, приведенных 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 (поэтажное замоноличивание).

				I.020-1/83.0-5 0313			
				Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий из ребристых плит и из многослойных панелей при поэтажном замоноличивании			
Нач. отд.	Кодыш	25.03					
Норм. карт.	Марченко	25.03					
Гип.	Марченко	25.03					
				Стадия	Лист	Листов	
				P	I	4	
				ЦНИИПромзданий			



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.

Таблица 1

Высота ветряной мачты, м	Длина здания в направлении дей- ствия ветровой на- грузки	Максимальное расстояние L_x (см. рис.1)											
		Сетка колонн 6×6 м											
		Ветровой район и тип местности по СНиП II-Б-74											
		I А; I Б; II Б				II А; III Б				III А			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²											
		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												
4,2	12	18				18				12	18		
	18	24				24				18			
	24	30				24	30			24			
	30					30				30			
	36÷60												
4,8	12	18				18				12			
	18	24				18	24			18			
	24	30				24		30		24			
	30					30				24	30		
	36									30			
	42÷60												
6,0	12	18				12	18			12			
	18	24				18				18			
	24	24	30			24				18	24		
	30	30				30				24			
	36												
	42									30			
	48÷60												

В таблице даны значения L_x для зданий в поперечном направлении расстановки рядов при длине здания в направлении перпендикулярной плоскости рядов не менее 36 м.

1020-1/83.0-5 03 ПЗ

Лист

3

Продолжение таблицы 1

Высота вершины талы H, м	Длина заезда в канаву, измеренная по вершинам ветровой надушки	Максимальное расстояние S_k (см. рис.1)								
		Сетка колонн 9x6 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, KH/m^2								
		1000	750	500	1000	750	500	1000	750	500
3,6	18	24			18			18		
	27	30						24		
	36÷60							30		
4,2	18	18	24		18		18			
	27	30			24	30	24			
	36				30			24	30	
	42÷60							30		
4,8	18	18			18			18	18	
	27	24	30		24		24			
	36	30						24		
	42÷60							30		
6,0	18	18			18			18		
	27	24	30		24		18			
	36, 42	30						24		
	48, 60							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 многопустотными 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 $10t_c$; таким образом крайние межколонные плиты работают как балки с плечом внутренней пары сил

$$z = 0,4 \text{ м}$$

ИНВ. № подл. Подпись и дата - 03.04.83

I.020-I/83.0-5 04ПЗ

НАЧ. ГЛАВ. КОМП. КОБЫШ
НОРМОКОН. ЭВЕРЕВ
ГИП. ЭВЕРЕВ

Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий при монтаже без поэтажного замоноличивания

Стадия Лист Листов
Р 1 3

ЦНИИПРОСЗДАНИИ

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).

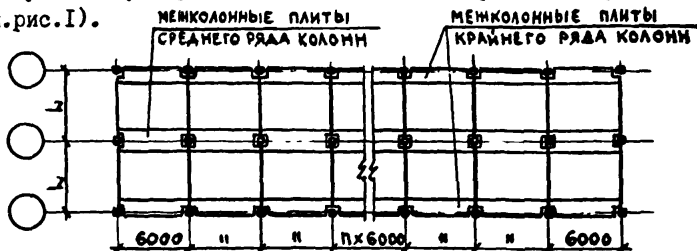


Рис.1

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

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

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

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

M_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 ^{панелей}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)

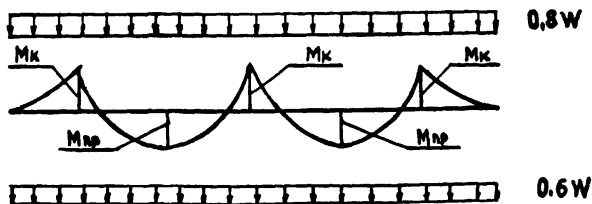


Рис. 2

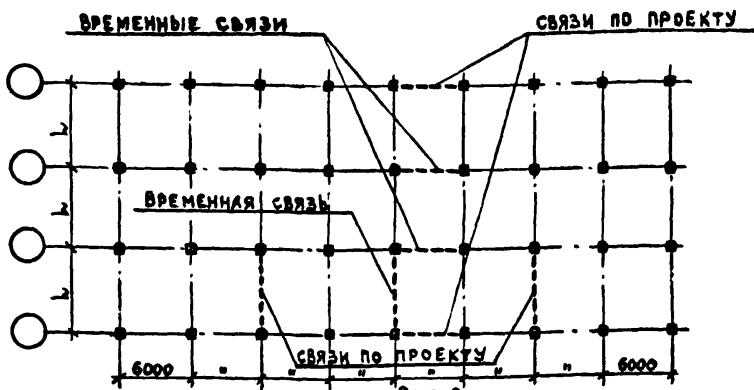


Рис. 3

1.020-1/83.0-5 04ПЗ

Лист

3