

ТИПОВЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ
И УЗЛЫ

СЕРИЯ 1.020-1/87

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

ВЫПУСК 0-5

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

Жм 32828 л 437

ТИПОВЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ
И УЗЛЫ

СЕРИЯ 1.020-1/87

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

ВЕРТУСЬ 0-5

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

РАЗРАБОТАНЫ

ЦНИИПРОМЗДАНИИ

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
ИНСТИТУТ

КАТЕДРА ПРОЕКТА

НИИХБ ГОССТРОЯ СССР

ДИРЕКТОР ИНСТИТУТА
ЗАВ.ЛАБОРАТОРИЕЙ
ЗАВ.СЕКТОРОМ

ДИРЕКТОР ИНСТИТУТА

ВНУТРЕН

ЭКСПЕРТ

НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ

ДИРЕКТОР
КАТЕДРЫ
ПРОЕКТА

ДИРЕКТОР

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

Вх. 32828.12

Bx. 32828 A. 3

1.020-1/87. 0-5

Содержание

Итого	Лист	Листов
Р		1

ЦНИПРОМЗДОВНИЙ

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Методикой следует пользоваться при обосновании величин эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели, заменяющих фактические нагрузки (см. п.1.5 настоящей Методики) от оборудования, складываемых материалов, транспортных средств (напольных и подвесных), а также нагрузку от людей.

Нагрузку на колонны и фундаменты следует определять исходя из вычисленных значений эквивалентных временных нагрузок на ригели с учетом коэффициентов сочетаний $\eta_c = 0,9; 0,8; 0,7$. 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 загромождения 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 та же усилие, что и фактическая нагрузка, т.е.

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

33х 32828 л. 4

1.020-1/87. 0-5-1п3

Шиф. метод.	Подпись и дата	Шиф. исполн. №	усилия, что и фактическая нагрузка, т.е.		
			$M_{факт} = M_{факт} \text{ и } Q_{факт} = Q_{факт}, \text{ где}$		
			$B_x 32828 \text{ л. 4}$		
			I. 020-I/87. 0-5-1п3		
328 ат.	Расшифров.	Рисунки	МЕТОДИКА определения эквивалентных временных равномерно распределенных нагрузок на ригели перекрытий		СТАДИИ РАБОТЫ ПРОЕКТА
328 ат.	Секции	Секции			Р 1 14
328 ат.	Дополн.	Дополн.			МЕТОДИКА

Изв., $Q_{\text{эв}}$ - момент и поперечная сила в ригеле от эквивалентной временной равномерно распределенной нагрузки;
И факт., $Q_{\text{факт}}$ - 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 подвешенного транспорта, временных перегородок и др., а также нагрузка от людей, сформированная в предположении:

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

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

возможного наибольшего скопления людей на свободных от оборудования площадях;

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

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

Вх. 32828 и 5

1.020-1/87.0-5- ИПЗ

Лист

2

Изд. № 1000 Подпись и дата 01.01.1987 №

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 ригаль 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 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия".

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

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

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

Лх 32828 Л.6

1.020-1/87.0-5- IIIЗ

Итого
3

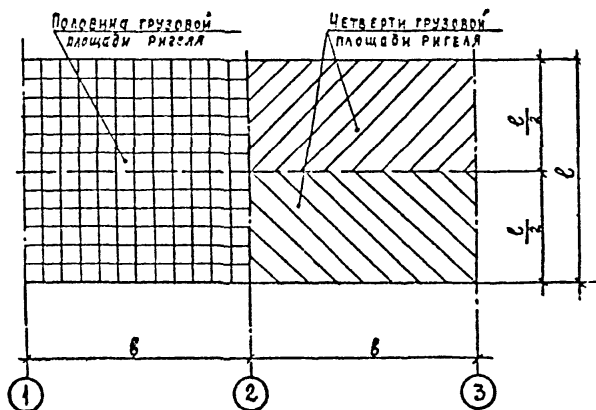


Рис. 1.1

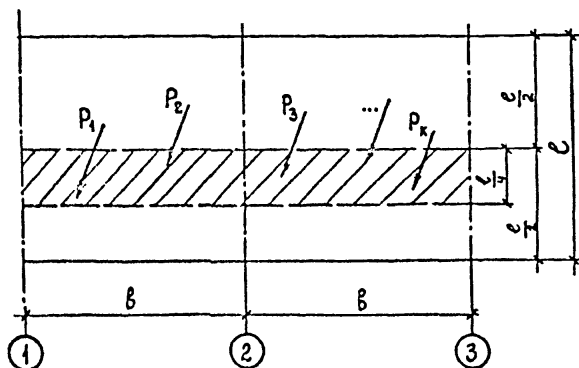


Рис. 1.2

Исх. № подл. Подпись и дата

Зх. 32828 л. 7

1.020-1/87.0-5-1ПЗ

Лист

4

2. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЭКВИВАЛЕНТНЫХ НАГРУЗОК

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

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

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

$$q_{изк}^m = K_1 \cdot \frac{p_L}{b l} \quad (2.1)$$

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

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

b - шаг ригелей, в м;

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.

Вх. 32828 № 8

И.020-1/87.0-5- ИПЗ

Лист

5

И.020-1/87.0-5- ИПЗ

Диаграммы изолиний K_I построены для четверти грузовой площади ригеля (см. рис. I.1). Для удобства вычислений диаграммы на рис. 2.1 и 2.3 приведены для всей грузовой площади. Для проведения расчетов диаграммы изолиний K_I выполняются на прозрачной бумаге.

Коэффициент K_I изменяется от 0 до 2. На диаграммах изолиний K_I приведен с интервалом 0,1, что должно без интерполяции обеспечить точность оценки нагрузок $\pm 5\%$.

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

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

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

$$q_{\text{экв}}^M = \sum q_{i \text{ экв}}^M = K_{i1} \frac{P_i}{b^2} + K_{i2} \frac{P_i}{b^2} + \dots + K_{in} \frac{P_i}{b^2}$$

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

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

Вх. 32828 л. 9

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

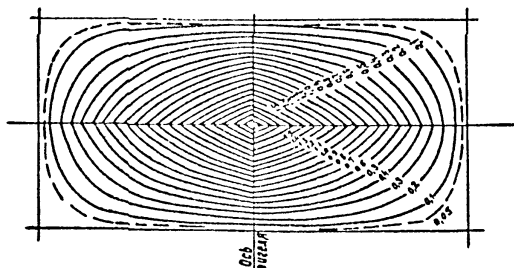


Рис. 2.1

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

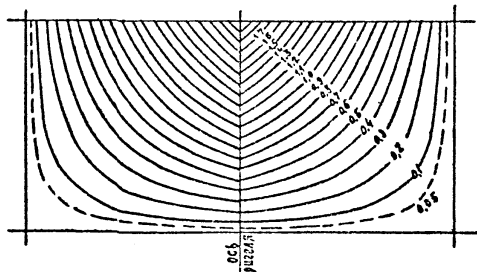


Рис. 2.2

Вх. 32828 Л. 10

1.020-1/87.0-5 - 1ПЗ

Лист
7

Уч. № 1020-1/87.0-5 - 1ПЗ

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

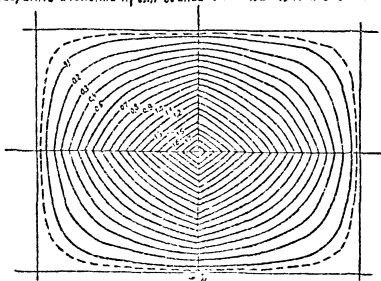


Рис. 2.3

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

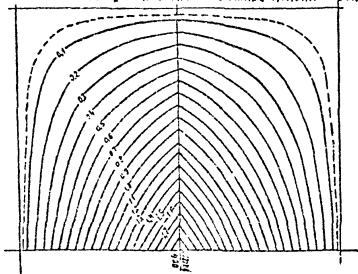


Рис. 2.4

Вх. 32828 л. 11

1. 020-1/87. 0-5 - 103

Лист

8

Рис. 2.3. 2.4. 2.5. 2.6. 2.7. 2.8. 2.9. 3.0. 3.1. 3.2. 3.3. 3.4. 3.5. 3.6. 3.7. 3.8. 3.9. 4.0. 4.1. 4.2. 4.3. 4.4. 4.5. 4.6. 4.7. 4.8. 4.9. 5.0. 5.1. 5.2. 5.3. 5.4. 5.5. 5.6. 5.7. 5.8. 5.9. 6.0. 6.1. 6.2. 6.3. 6.4. 6.5. 6.6. 6.7. 6.8. 6.9. 7.0. 7.1. 7.2. 7.3. 7.4. 7.5. 7.6. 7.7. 7.8. 7.9. 8.0. 8.1. 8.2. 8.3. 8.4. 8.5. 8.6. 8.7. 8.8. 8.9. 9.0. 9.1. 9.2. 9.3. 9.4. 9.5. 9.6. 9.7. 9.8. 9.9. 10.0.

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:

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

где P_i, b, l — те же обозначения, что и в формуле (2.1),
 K_2 — коэффициент приведения сосредоточенной нагрузки к равномерно распределенной, определяемый в соответствии с п. 2.6 настоящей Методики.

2.6. Коэффициент K_2 определяется графическим способом с помощью соответствующих диаграмм изолиний (см. рис. 2.2 и 2.4). Диаграммы изолиний K_2 построены для масштаба 1:100 при сетке колонн 6х6 и 9х6 м.

Диаграммы изолиний K_2 построены для половины грузовой площади ригеля (см. рис. 1.1). Для удобства вычислений диаграммы на рис. 2.2. и 2.4 приведены для всей грузовой площади. Для проведения расчетов диаграммы K_2 выполняются на прозрачной бумаге.

Коэффициент K_2 изменяется от 0 до 2. На диаграммах изолиний K_2 приведен с интервалом 0,1, что позволяет без интерполяции обеспечить точность оценки нагрузок $\pm 5\%$.

Вх. 32828 и. 12

1.020-1/87.0-5-1ПЗ

ИУМ
9

ИЗДАНИЕ ПОДПИСЬ И ДАТА ВНЕШНИЙ

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

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

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

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

2.7. Для определения эквивалентной нагрузки на ригель от нагрузки, занимающей часть грузовой площади ригеля, распределенная нагрузка должна быть заменена одной или несколькими равнодействующими. При этом площадь под нагрузкой должна быть разделена между половинками грузовой площади ригеля (см. рис. 1.1) если нагрузка расположена более чем на половине грузовой площади ригеля. Замена распределенной нагрузки сосредоточенной производится для каждой половинки грузовой площади ригеля. Дальнейшие вычисления производятся согласно п. 2.5 (см. пример № 4).

Вх 32828 л. 13

1.020-1/87.0-5-113

Лист

10

Уч. № подл. Принят и дат

Пример расчета № 1

Сила $P = 1$ то 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)

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

$P = 1$ тс, $b = c = 6$ м.

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

Диаграмма изолиний K_1 для сетки колонн 6×6 м в масштабе 1:100, выполненная на прозрачной бумаге, накладывается на чертеж. При этом ось ригеля на диаграмме совмещается с осью анализируемого ригеля по оси "2". Точка приложения силы P находится между изолиниями $K_1 = 0,5$ и $0,6$. Согласно п.2.3. Методики для расчета эквивалентной нагрузки используется большее из двух значений K_1 .

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

Пример расчета № 2

Нагрузка $q = 1$ то/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.

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

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

Всх 32828 а 14

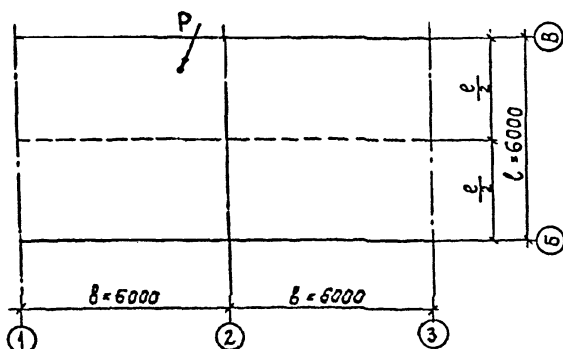


Рис. 2.5

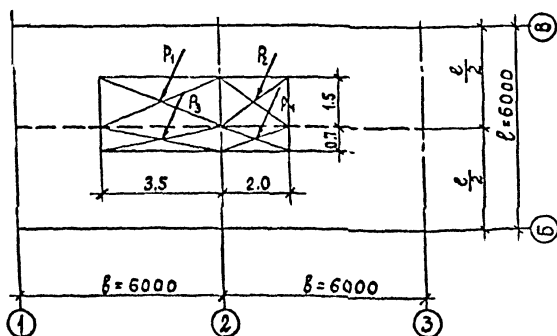


Рис. 2.6

Вх 32828 л. 15

I.020-1/87.0-5-1ПЗ

Лист
12

Имя, № подл. Подпись и дата
Визирование

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

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

Дальнейшие расчеты проводятся идентично приведенным в примере I.

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

Пример расчета № 3

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

По формуле (2.2)

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

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

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

Диаграмма изолиний K_2 для сетки колонн $6 \times 6 \text{ м}$ 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 .

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

Вх 32828 д.16

1.020-1/87.0-5- ИПЗ

Лист
13

Инв. № подл. Подпись и дата

Пример расчета № 4

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

Нагрузка располагается на двух половинках грузовой площади (см.рис.1.1). Согласно п.2.7 Методики площадь под нагрузкой распределяется между половинами грузовой площади (по оси анализируемого ригеля), и для каждой части распределенная нагрузка заменяется равнодействующей сосредоточенной силой, приложенной в центре тяжести площади

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

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

Дальнейшие расчеты проводятся идентично проведенным в примере № 3.

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

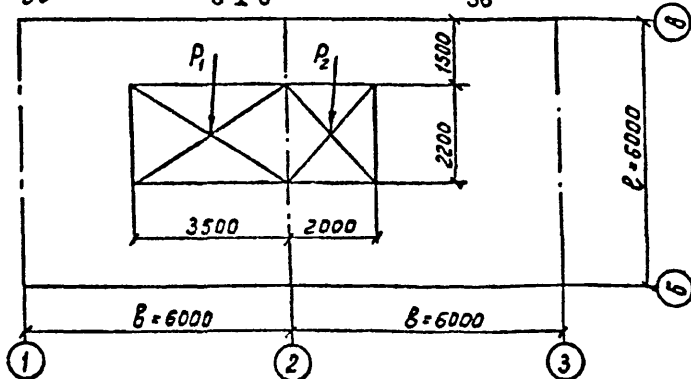


Рис. 2.7

Вх 32828-14

I.020-1/87.0-5-III

Лист

14

Имя, Номер, Подпись и дата составления

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Конструкция узлов каркаса не рассчитана 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 ИИСи км. Будышева 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 быстронарастающей ползучести при кратковременном нагружении, развитие деформаций длительной ползучести при длительном нагружении, податливость сопряжений отдельных элементов и образование трещин в растянутой или менее статор колонне связевой панели при действии местных моментов от перемещения связевой панели.

По указанным рекомендациям выбран 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-

Вх. 32828 л. 18

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Число подл. Подпись и дата (подпись и дата)

Имя отд.	Коды	Роль	Расчет связевого каркаса	Статический лист	Листов
Имя отд.	ГОРЬКОВА	Роль	многоэтажных производственных зданий со стальными связями	Р	I 119
Г.И.П.	МАРЧЕНКО	Роль		ЦНИИПРОМЗДАНИИ	
Ст. в.м.	ГОРЬКОВА	Роль			
И.О.Ф.	САВИЧЕНКО	Роль			

нему ряду колонн), если это решение удовлетворяет расчету.

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

Однако в температурном блоке здания могут быть использованы вертикальные устои разных типов, например, в поперечном направлении наряду со связевыми панелями со стальными связями, вертикальными устоями могут являться стенки лестничных клеток, выполненные из сборных железобетонных диафрагм. Расчет каркаса с разнокестковыми устоями приведен в разделах 4.1, 4.2, 4.3.

1.5. Размещать связевые панели одного направления следует, как правило, в одном пролете (шаге) или в двух соседних пролетах (шагах), располагая их в разных плоскостях, как показано на рис. 2.1. При этом расстояние от связевой панели до края температурного блока должно быть не более 30 м.

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

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

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

Шифр проекта
Подпись и дата
Колонки инв. №

Вх. 32828 л. 19

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

лист

2

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

2. ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЛИЧЕСТВА СВЯЗЕВЫХ ПАНЕЛЕЙ

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

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

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

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

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

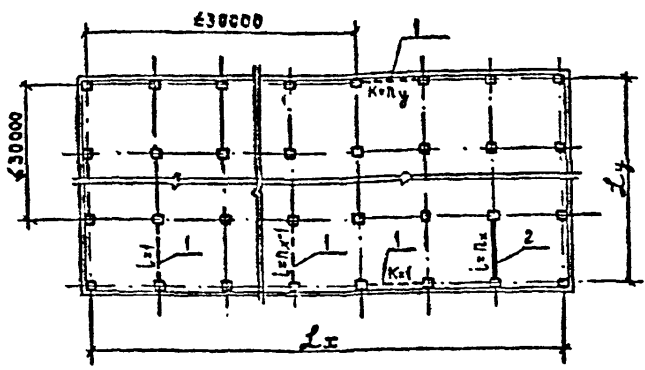
Итого: Подписи и дата: _____

Вх. 32828.1.20

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

3



1-связевые панели
2-диафрагмы жесткости

Рис. 2.1

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

3. РАСЧЕТ КАРКАСА С СИММЕТРИЧНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ СВЯЗЕЙ

3.1. Сбор нагрузок

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

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

Вх. 32828 л.21

I.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист
4

Имя, фамилия, подпись и дата применения

Эта связь определяется следующим образом:

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

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

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

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

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

где $K_{\lambda i}$ - коэф., определяемый по табл. 7;

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

$K_{\phi i}$ - коэф., учитывающий увеличение перемещения связевой панели вследствие поворота ее фундамента;

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

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

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

Вх. 32828 Л. 22

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

5

Изд. № 1000. Подпись и дата. Проверено №

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

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

где m - этажность рассматриваемого здания;
 $H_{эт}$ - высота второго и последующих этажей;
 M_j - момент от неравномерно приложенной вертикальной нагрузки на j -ом этаже;
 t_{mj} - коэф., определенный по табл. 1.

Таблица 1

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

3.1.4. Если рассматривается расчетный случай, когда момент от неравномерной вертикальной нагрузки в уровне перекрытия принят одинаковым по всем этажам и равным максимальному моменту от приложения всей полезной нагрузки на одну из колонн связевой панели (см. рис. 3.1), то значение коэффициента β может быть определено по графикм на рис. 3.2.

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

Вх. 32828 Л.23

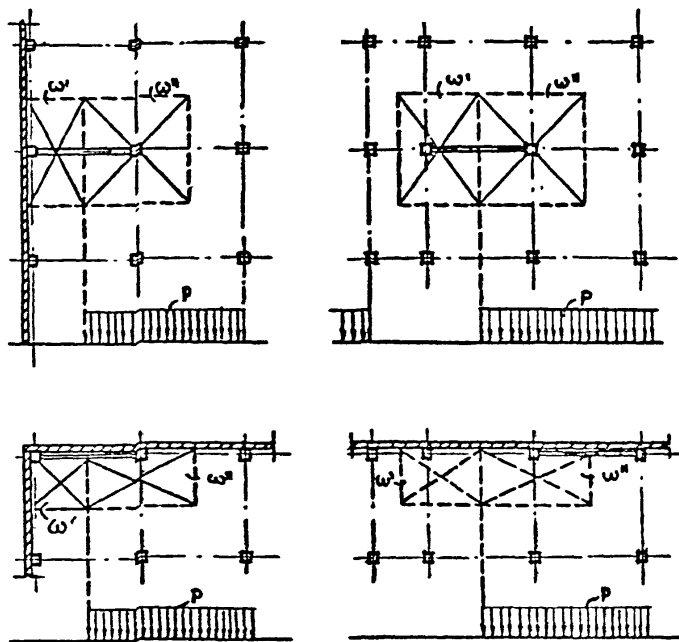
I.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

6

Изд. № 101. Подписано в печать

СХЕМЫ ЗАГРУЖЕНИЯ СВЯЗЕВОЙ ПАНЕЛИ ПОЛЕЗНОЙ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКОЙ



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

Рис. 3.1

Вх. 32828 л.24

И.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист
7

Шифр
Подпись
Дата
Визирование

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

где E_{rp}, μ_{rp} соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона грунтового основания;

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Вх. 32 828 л 26

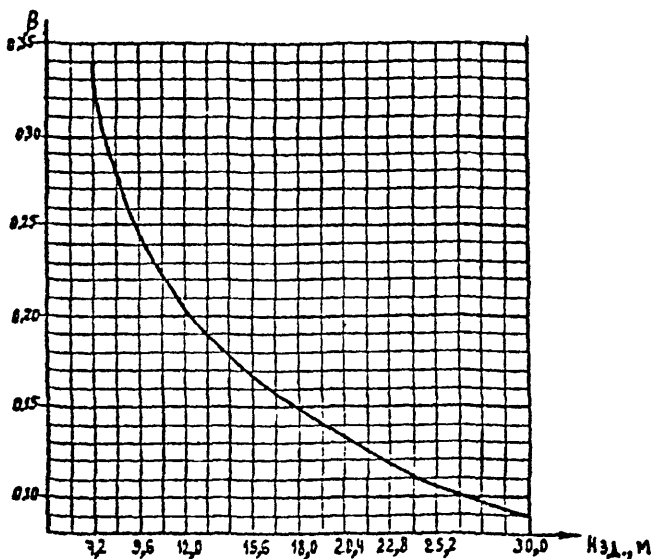


Рис. 3.2

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^v , полученные по указаниям п.3.1.8, значения M_i ветр и Q_i следует сопоставить со значениями соответствующих величин в табл.9.

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

Вх. 32828 Л.26

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

9

Шифр по плану
 Подпись и дата
 Владелец

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 нагрузок 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:

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

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

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

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

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

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

Рекомендуется принимать следующие веса элементов здания:

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

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

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

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

Вх. 32828 Л.27

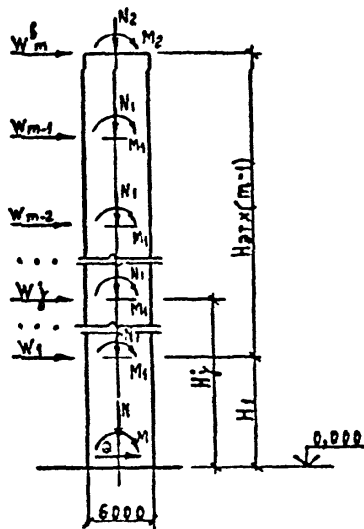
I.020-I/67.0-5-2ПЗ

Лист

10

Уд. 19.001.1. Подпись и дата

Схема приложения нагрузок к связевой панели



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

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

$N = N_1(m-1) + N_2$ (в том числе N от собств. веса);
 $Q = \sum_j W_j + W_m$

Рис. 3.3

Вх. 32828 Л. 28

I.020-I/67.0-5-2ПЗ

Автом.

II

Имя, Имя, Подпись, Дата, Взамин, И.

ригели высотой 600 мм для ребристых плит-

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

ребристые плиты перекрытий -

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

многопустотные плиты перекрытий -

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

наружные ограждающие конструкции - по конкретному проекту;

полы - по конкретному проекту.

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

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

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

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

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

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

$$H_j = H_1 + H_{3r} \cdot (j - 1); \quad (3.13)$$

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

Лх. 32828 и 29

W_j, W_m^6 - 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_j - значение максимального момента от неравномерновертикальной нагрузки в уровне перекрытия (см. рис. 3.1 и 3.3);

j - порядковый номер рассматриваемого этажа;

m - этажность здания;

H - высота здания;

H_1 - высота первого этажа;

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

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

B'_j, B''_j - значения эквивалентных жесткостей связевой панели при действии соответственно ветровой и неравномерной вертикальной нагрузок, приведенные в табл. 12 и 13.

3.3. Расчет элементов каркаса

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

3.3.2. Колонны связевых панелей.

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

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

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

Вх. 52828 л. 30

1.020-1/87.0-5 - 2ПЗ

Автом

13

Шк. № 100. Подпись и дата (заполнить)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Q - по указаниям п. 3.1.8;

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

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

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

Лх. 32828 и 31

1.020-1/87.0-5 - 2ПЗ

Лист

14

Исх. № 32828 и 31
Подпись
Визировать

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

где $M_{\text{табл}}^{\text{табл}}$ — по табл. 11.

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

СХЕМА РАСЧЕТА МОНОЛИТНОГО ФУНДАМЕНТА

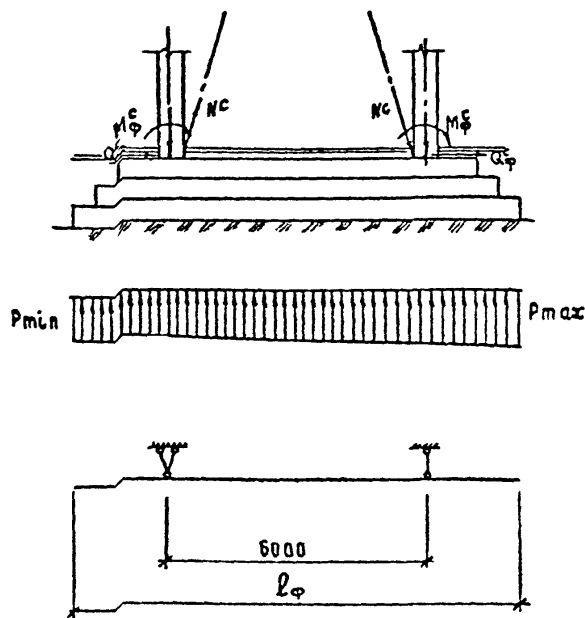


Рис. 3.4

Вх. 32828 л. 32

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

15

Инв. № подл. / Подпись и дата / Исполнитель

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

В конкретных случаях дополнительный момент на уровне верха фундамента рядовых колонн (по поперечному или продольному направлению разбегочных 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;

$\delta_c^{ветр}, \delta_c^{верт}$ — высота здания;
— 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 разбегочных осей) определяется по формуле:

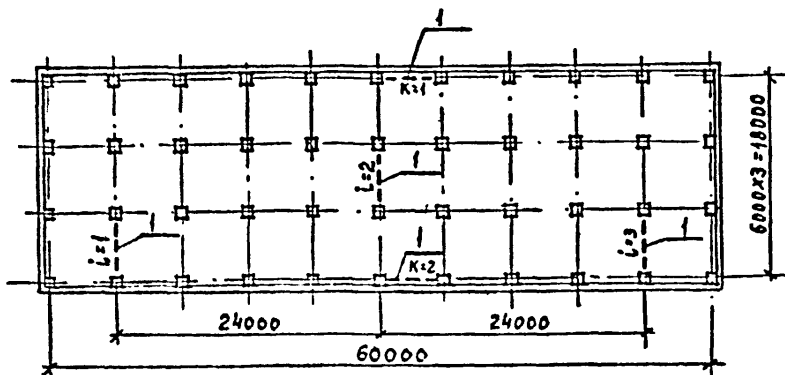
$$Q_{\Phi}^p = \frac{0,3 \cdot Q}{n}, \quad (3.18)$$

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

Вх. 32828.33

3.4. Примеры расчета каркаса зданий с симметричным расположением связей

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



I-этажные связи

Рис. 3.5

Здание четырехэтажное, имеет сетку колонн 6х6м, высоты этажей 4,8 м. Временная нормативная нагрузка на перекрытие - 1000 кгс/м². Здание расположенное во II ветровом районе. Тип местности (по СНиП 2.01.07-85) - В.

В продольном направлении используются треугольные, в поперечном - пятиугольные связи указанные в выпуске 0-2 "Указания по применению изделий для зданий с перекрытиями из ребристых плит" марок сечением 21180х12. Стены - самонесущие.

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

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

Вх 32828 л. 34

I.020-I/87.0-5 - 213

Лист

17

Инв. № докум. Подпись и дата Выход из архива

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

на каждую связь продольного направления:

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

Определяет коэффициент, учитывающий поворот фундамента.

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

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

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

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

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

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

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

в уровне покрытия с учетом снеговой нагрузки:

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

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

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

в уровне покрытия

$$M_{22} = 0.$$

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

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

в уровне покрытия

$$M_{23} = 0.$$

Вх. 32828 Л. 35

1.020-1/87.0-5 - 2пз

Лист

18

Всего листов 18

Итого листов 18

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

для связей $i = 1$ и $l = 3$:

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

Значения t_{mj} — по табл. 1.

для связей $i = 2$:

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

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

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

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

для связей $i = 1$ и $l = 3$:

$$K_{\phi 1} = 1 + \frac{B'_1}{C_{\phi}} \cdot \beta = 1 + \frac{0,155 \cdot 10^7 \text{ тс.м}^2}{0,85 \cdot 10^6 \text{ тс.м}} \cdot 0,141 \frac{1}{\text{м}} = 1 + 0,26 = 1,26$$

Значения B'_i принимаем по табл. 13

для связи $i = 2$.

$$K_{\phi 2} = 1 + \frac{0,135 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,147 = 1,27$$

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

Вх. 32828 л. 36

1.040-1/87.0-5 - 2ПЗ

Лист

19

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

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

$$K_{K1} = \frac{1}{1 - K_{II} \cdot n \cdot K_{\phi 1}} = \frac{1}{1 - 102 \cdot 10^{-3} \cdot 12 \cdot 1,26} = 1,18$$

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

$$K_{K2} = \frac{1}{1 - 102 \cdot 10^{-3} \cdot 12 \cdot 1,27} = 1,18$$

для связей продольного направления:

$$K_{K3} = \frac{1}{1 - 7,17 \cdot 10^{-3} \cdot 20 \cdot 1,54} = 1,28$$

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

$$L'_1 = L_1 \cdot K_{K1} = 20 \cdot 1,18 = 23,6 \text{ м,}$$

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

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

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

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

В случае действия максимального момента от неравномерной вертикальной нагрузки

$$M_{I \text{ верт}}^{\text{max}} = \sum_{j=1}^n M_{ij} = 140,8 + 48,9 = 189,7 \text{ тс.м,}$$

Вх 32828 Л 37

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

лист

20

Сод. №, лист, Подпись и дата, Виза и №

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

При определении крена фундамента связей поперечного направления $i = 1, 2, 3$ следует учесть момент от собственного веса самонесущих стен.

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

$$P = 45 \text{ то}$$

Момент в уровне фундамента от собственного веса стен:

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

В случае действия максимальной нагрузки по всей грузовой площади:

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

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

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

Проверяем несущую способность связевых панелей на растяжения в колоннах:

$$K_2 M_{\text{I}}^{\text{Ветр}} = 0,06 \cdot 247 = 14,8 \text{ то,}$$

$$K_2 = 0,06 - \text{по табл. 8,}$$

$$N_1^{\text{min}} = \sum_{j=1}^m p_{kj} = 0,9(3 \cdot 0,96 \cdot 6,3,23 + 0,98 \cdot 6,3,23) = 67,9 \text{ то,}$$

так как $N_1^{\text{min}} > K_2 M_{\text{I}}^{\text{Ветр}}$ растяжение в крайних колоннах в заделке в фундамент не возникает.

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

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

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

Вх. 32828 л. 38

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист
21

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

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

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

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

Значение эквивалентной жесткости принимаем по табл. 12

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

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

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

Значения B_3 - по табл. 13.

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

Прогиб от крена фундамента:

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

Суммарный прогиб меньше допустимого:

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

Вх 32828 л. 39

I.020-I/87.0-5-203

А-с.м

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

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

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

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

$N^{табл.}$

$Q_{табл.}$ — принимаем по табл. 10,

— " — по табл. 9

Стенки стаканов монолитных фундаментов связевых панелей рассчитываются на следующие усилия

$$Q_{\phi 1}^c = \frac{Q}{2} = \frac{23,6}{2} = 11,8 \text{ то.}$$

$$M_{\phi 1}^c = M_i^{табл.} \cdot \frac{Q}{Q_{табл.}} = 16 \cdot \frac{23,6}{17,8} = 21,2 \text{ то.м.}$$

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

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 . Проверим достаточность показанных на рис. 3.6 связей поперечного направления

В продольном направлении используются треугольные, в поперечном — пятиугольные связи указанных в выпуске 0-2 мварок сечением $2 \times 180 \times 12$

фронт ветровой нагрузки на каждую связевую панель поперечного направления составляет

$$L_i = \frac{60}{2} = 30 \text{ м}$$

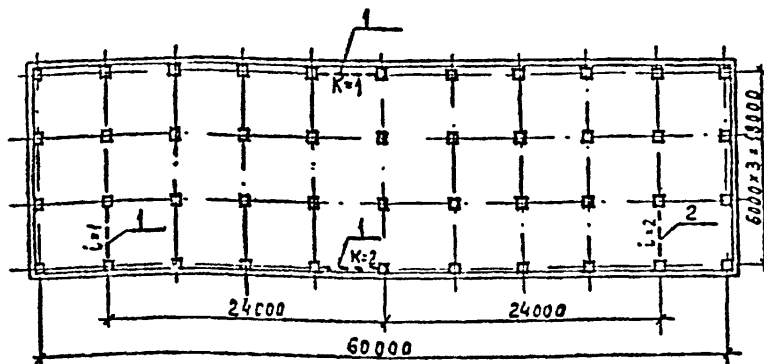
Вх 32828 л.40

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

АУСТ

23

Шифр проекта. Подпись и дата. Владелец проекта.



I - стальные связи

Рис. 3.6

Момент в уровне перекрытия 2х верхних этажей составит

$$M_{31} = 3 (1,27 \cdot 6,6 - 0,96 \cdot 6,3,23) = 81,3 \text{ тс.м, тогда}$$

$$\beta = \frac{m \sum_{j=1}^n M_j}{H_{31} \sum_{j=1}^n t_{mj} M_j} = \frac{4(140,3 + 2,81,5 + 48,9)}{4,8/140,8,3,5 + 81,3(6 + 7,5) + 48,8,8/} = 0,148 \frac{1}{\text{м}}$$

Значение t_{mj} принимаем по табл. I.

$$K_{\varphi 1} = 1 + \frac{B_3}{C_{\varphi}} \cdot \beta = 1 + \frac{0,153 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,148 = 1,27$$

Коэффициент, учитывающий работу каркаса по деформированной схеме составит

$$K_{R1} = \frac{1}{1 - K_{11} \cdot n \cdot K_{\varphi 1}} = \frac{1}{1 - 102 \cdot 10^{-3} \cdot 20 \cdot 1,27} = 1,35$$

K_{11} - по табл. 7

Условный фронт ветровой нагрузки равен:

$$L'_1 = K_{R1} \cdot L_1 = 1,35 \cdot 30 = 40,5 \text{ м}$$

Вх. 32828 л. 41

1.020-1/87.0-5 - 2ПЗ

Лист
24

Усилия в уровне обреза фундамента составят:

$$M_{I \text{ ветр}} \text{ на отм}-0,150 = \frac{L'_1}{24} \cdot 0,671 \cdot 407,0 = 461 \text{ то.м.}$$

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

При расчете на максимальный момент от неравномерной вертикальной нагрузки:

$$M_{1 \text{ max}}^{\text{верт}} = \sum_{j=1}^m M_j = 140,8 + 81,3,2 + 48,9 = 352,9 \text{ то.м.}$$

$$\text{при этом } N_1 = \sum_{j=1}^m P_j = 1,82 \cdot 6,6 + 0,96 \cdot 6,3,23 + 2(1,27 \cdot 6,6 + 0,96 \cdot 6,3,23) + 0,98 \cdot 6,6 + 0,98 \cdot 6,3,23 = 267,0 \text{ то}$$

Момент в уровне фундамента от собственного веса стен

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

При расчете на максимальную нагрузку по всей площади:

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

$$M_1^{\text{верт}} = 90,7 + 63,3 \cdot 2 + 48,9 = 266,2 \text{ то.м.}$$

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

Проверяем несущую способность связевых панелей из условия растяжения в колонне

$$K_2 M_1^{\text{ветр}} = 0,06 \cdot 461 = 27,7 \text{ то.м.}$$

K_2 - по табл. 8

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

Растяжения нет.

Определяем прогиб верха связевой панели от ветровой нагрузки:

Вх. 32828 д. 42

I.020-I/87.0-5-2ПЗ

Лист

25

Умк. Москва. Подписано в печать 10.08.88. 10.08.88. 10.08.88.

от неравномерной вертикальной нагрузки:

прогиб от крена фундамента:

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

4. РАСЧЕТ КАРКАСА С НЕСИММЕТРИЧНЫМ РАСПОЛОЖЕНИЕМ СЪЕМНЫХ ПАНЕЛЕЙ И С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ РАЗНОЕВЕСТНОСТНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ УСТОЕВ

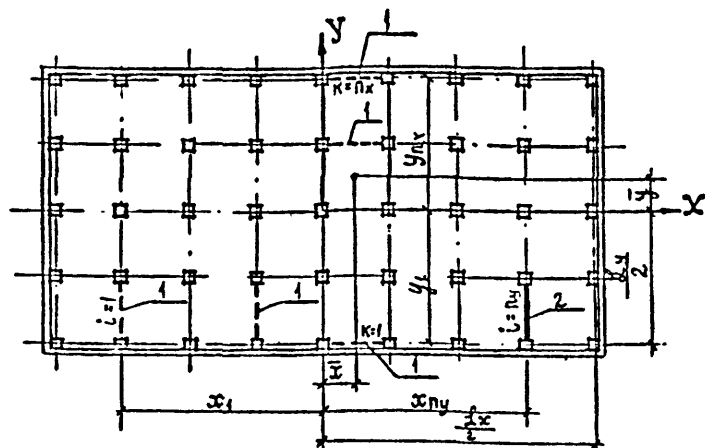
4.1. Сбор нагрузок на связевую панель

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

Расчетные значения ветрового давления для III района

(местность типа А) собранных с фронта 24 м даны в табл.4.
Коэффициенты перехода на ветровую нагрузку для I, II и IV районов
по скоростному напору ветра даны в табл. 3.

Bx. 32828 a. 43



1 - стальные связи
2 - железобетонные диафрагмы

Рис. 4.1

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

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

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

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

Зх 32828 л.44

1.020-1/87.0-5-ЗПЗ

Лист
27

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

$$M_{qli}^{верт} = \frac{\alpha_{yi}}{\sum_{i=1}^n \alpha_{yi}} + \alpha_{yi} \frac{(x-x_0)(x-x_1)}{C_{кр}} \quad (4.4)$$

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

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

где x_0, y_i - координаты центров тяжести связевых панелей или диафрагм жесткости, в которых неравномерная вертикальная нагрузка вызывает изгибающие моменты соответственно $M_{x0}^{верт.}$ или $M_{yi}^{верт.}$

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 K_R на значения ветровых и вертикальных нагрузок по указаниям пп. 3.1.3, 3.1.4 и 3.1.5.

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

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

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

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

Вх. 32828 л. 46

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

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

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

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

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

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

4.2. Проверка несущей способности связевой панели

4.2.1. Полученные значения усилий $M_i^{верт}$, Q_i и N_i не должны превышать значения соответствующие несущей способности связевой панели приведенные в табл. 9 и 15, а значение $M_i^{верт} + M_i^{верт}$ 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 $\frac{l}{500}$ высоты здания.

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

Наибольшее возможное горизонтальное перемещение связевой панели от действия ветровой и вертикальной нагрузок определяется как для консоли (см. формулы (3.11) и (3.12)), жесткость которой эквивалентна жесткости связевой панели.

4.3. Расчет элементов каркаса

4.3.1. Основное положение данного раздела совпадает с положениями раздела 3.3 для каркаса с симметричным расположением

Вх. 32828 л. 47

I.020-I/87,0-5-2пз

Лист

30

Инв. № подл. Подпись и дата. Изменения

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:

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

где $E, \gamma_k, H, \alpha_1, \alpha_2$ - принимать по указаниям п. 3.3.4.

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

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

Пример 3. В здании, рассмотренном в примере I (п.3.4) одна из связевых панелей поперечного направления сечением 21200×14 с прямоугольной решеткой смещена на 6 м, как показано на рис.4.2.

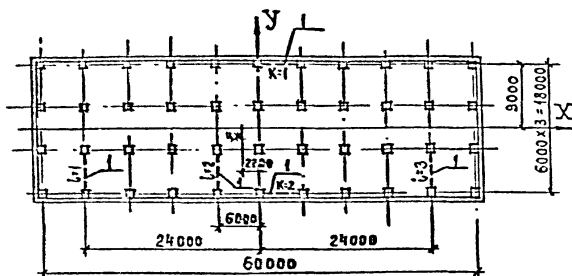
Требуется проверить достаточность показанных на рис. 4.2 связей.

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

Эквивалентная жесткость при действии ветровой нагрузки B'_{zi} связевых панелей поперечного направления - $0,202 \cdot 10^7$ тс.м²; связевых панелей продольного направления - $0,311 \cdot 10^7$ тс.м²

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

Лх.32828-48



I - СТАЛЬНЫЕ СТОЛБЫ

Рис. 4.2

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

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

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

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

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

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

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

32828 149

I.020-I/87.0-5-213

Лист

32

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

Определяет коэффициент $K_{q3}^{вер}$, 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 $-0,65 \cdot 10^7$ тс.м².

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

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

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

Тогда:

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

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

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

$$K_{q3}^{вер} = \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{n_x} \alpha_{yi}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{x} - x_3)(\bar{x} - x_1)}{C_{кр}} =$$

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

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

$$K_{q3}^{вер} = \frac{\alpha_{y3}}{\sum_{i=1}^{n_x} \alpha_{yi}} + \alpha_{y3} \cdot \frac{(\bar{x} - x_3)(\bar{x} - x_1)}{C_{кр}} = 0,333 + 1,23 \cdot \frac{(-2 + 6)(-2 - 24)}{1608,5} = 0,253$$

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

Вх. 32828 и.50

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

33

Шифр, номер, дата, подпись, инициалы, фамилия

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

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

$$\bar{y} = 0; S_{кр} = 1608,5$$

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

Условный фронт ветровой нагрузки равен:

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

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:

$$M_3^{ветр} \text{ на отм } 0 = \frac{L'_3}{24} \cdot 0,67 \cdot H \text{ табл } = \frac{26,1}{24} \cdot 0,67 \cdot 401 = 293 \text{ тс.м,}$$

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

Загружение неравномерной вертикальной нагрузкой осязей $i = 2$ 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 стен:

$$M_{3ст} = 150,8 \text{ тс.м}$$

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

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

Вх. 32828 л. 51

I.020-I/87.0-5-2пз

Лист

34

$$M_{3\max}^{\text{встр}} = \sum_{j=1}^n M_{3j} \cdot (\mathcal{H}_{Q_{32}}^{\text{встр}} + \mathcal{H}_{Q_{33}}^{\text{встр}}) + 2 \sum_{j=1}^n M_{4j} \cdot \mathcal{H}_{Q_{34}}^{\text{встр}} \\ = 471(0,253+0,88)+150 \cdot 2 \cdot 0,179 = 587,3 \text{ т} \cdot \text{м}$$

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

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

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

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

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

Определяем перемещение верха связевой панели от ветровой нагрузки:

$$\delta_3^{\text{встр}} = \frac{1}{B_3^3} \left\{ \sum_{j=1}^{n-1} W_j \cdot \frac{j^2 \cdot H_{37}^2}{6} (3H - j \cdot H_{37}) + \frac{W_n^3 \cdot H^3}{3} \right\}$$

где W_j, W_n^3 — см. табл. 3 и 4;
 B_3 — см. табл. 12

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

От неравномерной вертикальной нагрузки:

$$\delta_3^{\text{встр}} = \frac{M_{31}}{B_3^3} \cdot \sum_{j=1}^{n-1} H_j (H - 0,5 H_j)$$

где B_3^3 — см. табл. 13.

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

Вх. 32828 л. 52

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

35

Инв. № инв. Подпись и дата

$$\delta_z^{\text{верт.}} = \frac{140.8}{0.8 \cdot 10^7} / 4.8(19.2-2.4) + 9.6(19.2-4.8) + 14.4(19.2-7.2) = 0.0069 \text{ м,}$$

от крена фундамента:

$$\delta_3^{\text{крен}} = H \cdot \frac{M_{3\text{max}}^{\text{верт}} - M_{3\text{ст}}}{C_{\text{кр}}} = 19.2 \frac{587.5 - 150.5}{0.85 \cdot 10^6} = 0.0099 \text{ м}$$

Суммарный прогиб меньше допускаемого:

$$\delta_1^{\text{верт}} + \delta^{\text{верт}} + \delta_1^{\text{крен}} = 0.0153 + 0.0069 + 0.0099 = 0.0321 \text{ м} < \frac{H}{500} = 0.0384 \text{ м}$$

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

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

Требуется проверить достаточность поставленных вертикальных элементов жесткости.

Здание четырехэтажное, имеет сетку колонн 6х6м.

Высоты этажей - 4,8 м. Временная нормативная нагрузка на перекрытие - 1000 кгс/м². Расположено здание во II районе по скоростному напору ветра. Тип местности (по СНиП 2.01.07-85) - В.

В продольном и поперечном направлениях используются связи указанных в выпуске 0-2 марок. В продольном направлении - треугольные, в поперечном - пятиугольные сечением 2х200х14.

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

Грунт - песок средней плотности, Е_{гр} = 4000 тс/м²,

$$m_{\text{гр}} = 0.23.$$

Проводим проверку связи $i = I$.

Перераспределение ветровой нагрузки выполняется по указаниям п. 4.1.2.

Вх 32828 Л.53

1.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист
36

Итого: 10000 листов и 10000 листов

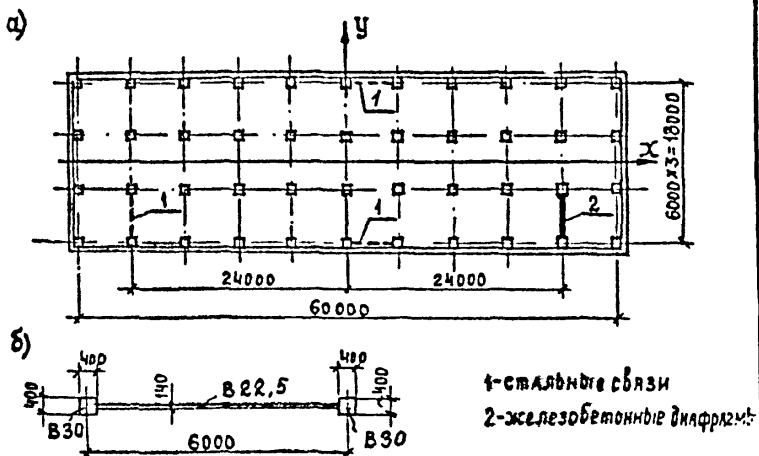


Рис. 4.3

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

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

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

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

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

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

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

Вх. 32828 л. 54

I.020-1/87.0-5-2ПЗ

Лист

37

Инв. № 00001 / Подпись и дата / Исполнитель

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

Эквивалентная жесткость связевой панели при действии вертикальной нагрузки для связевой панели поперечного направления - $0,80 \cdot 10^7 \text{ тс.м}^2$, для связевых панелей продольного направления - $0,6 \cdot 10^7 \text{ тс.м}^2$.

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

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

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

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

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

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связи K=2:

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

при действии неравномерной вертикальной нагрузки в связи K=1:

$$H_{Q14}^{\text{верт.}} = 0,172$$

Определяем коэффициент, учитывающий поворот фундамента.

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

По графиком принимаем:

$$\beta = 0,14 \frac{1}{\text{м}}$$

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

Тогда:

Вх. 32828 Л. 05

1.020-1/87.0-5-203

Август

38

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

$$H_{F1} = 1 + \frac{0,202 \cdot 10^7}{0,85 \cdot 10^6} \cdot 0,173 = 1,36$$

Коэффициент, учитывающий совместную работу связанных панелей и рядовых колонн:

$$H_{11} = \frac{1}{1 - 0,0102 \cdot 20 \cdot 1,36} = 1,38$$

Условный фронт ветровой нагрузки:

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

Усилия от ветровой нагрузки:

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

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

O_1 - 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 $\bar{L} = 1$:

$$\text{при } N_{\text{max}} = \frac{357}{45} \text{ тс, м верт. на отм.0} = \frac{321}{1508 \text{ тс} \cdot 0,948} = 161 \text{ тс.м;}$$

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

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

Усилия от неравномерной вертикальной нагрузки, приложенной к связевым панелям К=1 и К=2 передаваемые на связевую панель $\bar{L} = 1$:

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

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

Лх. 32828 л. 56

I.020-1/87.0-5-2пз

Лист

39

Имя, фамилия, Подпись и дата

Несущая способность по первому предельному состоянию обеспечена.

Определим перемещения верха связевой панели от ветровой нагрузки:

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

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

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

От действия вертикальной нагрузки:

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

Здесь M_1 — момент от вертикальной нагрузки в каждом этаже.

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

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

Суммарный прогиб связевой панели равен:

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

Горизонтальное смещение диафрагмы жесткости определяется аналогично и равно:

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

Тогда прогиб крайней колонны в уровне покрытия определяется следующим образом:

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

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

Инж. Н. Г. Голд, Подпись и дата: 18.08.87

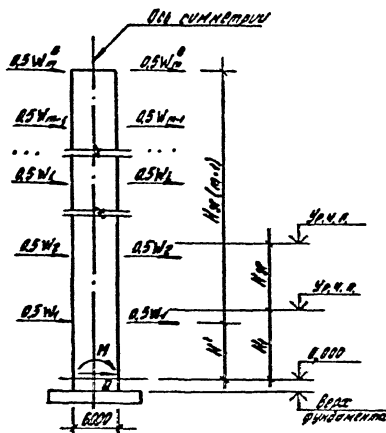


Таблица 3

Возраст пловца М+Н (лет)	Значение коэффициентов перевода результатов полученных для пловца на значение доблания вметра						
	I		II		III		IV
	Три периода						
	A	B	A	B	A	B	B
до 10M	1,000	0,393	0,778	0,599	1,000	0,655	0,821
до 20M		0,544		0,87X		0,825	1,014
до 30M		0,590		0,770		0,875	1,232
до 35M		0,635		0,829		1,05	1,526

U.S. No. 100	Product No.	Serial No.
--------------	-------------	------------

1.020-1187 P-5 - 273

Таблица 4

Высоты этажей			Значение расчетных ветровых нагрузок для II-й категории (по фактору ветровости местности $L = 24 \text{ м}$) T_0									
перебего	на ст.	на ст.	W_1	W_2	W_3	W_4	W_5	W_6	W_7	W_8	W_9	W_{10}

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

3.6	3.2	3.6	6.4	5.5	6.4	5.8	6.8	6.1	7.2	6.6	7.7	7.0
4.0	4.4	3.6	7.5	-	6.4	5.8	6.8	6.3	7.3	6.8	7.9	7.1
4.2	3.8	4.2	7.5	6.1	7.5	6.4	8.0	7.1	8.8	7.6	9.5	8.0
4.8	4.4	4.8	8.6	6.5	8.7	7.3	9.5	8.0	10.3	8.6	11.2	9.0
5.0	5.6	4.8	9.7	-	8.8	7.5	9.8	8.2	10.7	8.7	11.3	9.1
6.0	5.6	6.0	10.7	7.9	11.3	9.1	12.9	9.9	13.9	10.5	14.8	11.1
7.2	6.8	6.0	11.9	-	11.6	9.3	13.1	10.0	14.1	10.6	-	-

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

4.2	3.6	4.2	7.5	6.4	7.5	6.8	8.0	7.5	8.8	8.1	9.5	8.4
4.8	4.2	4.8	8.6	7.0	8.7	7.7	9.5	8.5	10.5	9.0	11.2	9.5
6.0	5.4	4.8	9.7	-	8.8	7.9	9.8	8.7	10.7	9.1	11.3	9.6
6.0	5.4	6.0	10.7	8.3	11.3	9.5	12.9	10.4	13.9	11.0	14.8	11.6
7.2	6.6	6.0	11.9	-	11.6	9.7	13.1	10.5	14.1	11.1	-	-

Удостоверенная печать

Вх 32828 и 59

1.020-1/87.0-5-ЕПЗ

42

Продолжение таблицы 4

Высота стойки			Значения расчетных ветровых нагрузок для II-A района (при факторе ветровой нагрузки $k=1$) кг									
Передняя		Боковая										
H_1	H_2	H_3	W_1	W_2^B	W_2	W_3^B	W_3	W_4^B	W_4	W_5^B	W_5	W_6^B

Продолжение работы при высоте $h_{\text{пр.}} = 150$ и 800 мм

3.6	3.2	3.6	8.1	5.4	6.4	5.5	6.0	5.9	1.2	6.5	7.7	6.8
4.8	4.0	3.6	7.5	-	6.4	5.7	6.8	6.1	7.3	6.6	7.9	6.9
4.2	3.8	4.2	7.5	6.0	7.5	6.9	8.0	6.9	8.8	7.5	8.5	7.8
4.8	4.4	4.8	8.6	6.5	8.7	7.1	8.5	7.9	10.5	8.4	11.2	8.8
6.0	5.6	4.8	9.7	-	8.8	6.7	9.6	8.1	12.7	6.5	11.5	8.9
6.0	5.6	6.0	10.7	7.8	11.3	6.8	12.9	9.7	13.9	10.3	14.8	10.8
7.2	6.8	6.1	11.9	-	11.6	9.1	13.1	9.9	14.1	12.4	-	-

Вх. 32828 л. 60

1.020-1/87.0-5 - 273

Лист

43

Таблица 5

Высота столба Н _{ст} или Н ₁ +Н ₂ , м	Отметка по счету м ₂₀ - м ₁₀	Эквивалентные расчетные ветровые нагрузки (факт) для шп. раб. при этом же									
		2		3		4		5		6	
		0	м	0	м	0	м	0	м	0	м

Поперечные связи при высоте $H_{кр} = 450 \text{ мм}$

3,6	0,000	58	122	218	332	358	418	517
	-0,500	11,9	84	131	235	231	358	538
4,8+3,6	0,000	-	152	259	402	402	491	582
	-0,150	-	18,7	154	131	263	209	281
4,8	0,000	13,6	77	167	303	303	487	724
	-0,500	84	24,4	177	301	318	384	49,3
4,8	0,000	39	220	401	459	651	507	749
	-0,150	13,2	111	224	348	407	658	51,5
6,0+4,8	0,000	-	260	459	725	725	1058	1058
	-0,150	-	26	254	355	454	47,7	524
6,0	0,000	15,2	152	251	408	652	1057	1579
	-0,150	18,6	154	356	408	658	59,3	745
7,2+6,0	0,000	-	404	724	813	1052	1591	-
	-0,150	-	32,8	409	456	761	761	-

Поперечные связи при высоте $H_{кр} = 600 \text{ мм}$

4,2	0,000	78	168	315	315	399	491	727
	-0,650	13,9	87	162	324	324	517	49,7
4,8	0,000	110	222	415	415	654	58	759
	-0,320	15,6	115	229	253	250	45,3	874
6,0+4,8	0,000	-	262	463	463	658	58	531
	-0,320	-	26,4	270	37,0	463	46,1	727
6,0	0,000	154	354	457	586	742	52,9	1054
	-0,320	240	160	363	453	670	1063	75,2
7,2+6,0	0,000	-	487	723	723	1081	1595	1595
	-0,320	-	33,2	477	471	763	618	1177

Вс. 32828 и 61

1.020-1/87. 0-5-213

Линия №1 или №2 или №3	Сечение или №1-2 или №3-4	Продольные моменты M (тсм) и поперечных сил $Q(1\sigma)$ для $Q(1\sigma)$ (фронт бетона $L = 24$ м) при $Q(1\sigma)$									
		для $Q(1\sigma)$					для $Q(1\sigma)$				
		при $Q(1\sigma)$					при $Q(1\sigma)$				
		2		3		4		5		6	
		Q	M	Q	M	Q	M	Q	M	Q	M

Продольные сечения при высоте $h_{пр} = 450$ мм

36	0.050	12.8	61	10.3	127	253	224	331	353	441	527
	-0.550		67		135		236		375		547
40+36	0.050	-	-	19.6	157	25.8	265	34.6	410	42.8	592
	-0.150		-		160		263		415		589
42	0.050	13.5	61	21.3	172	23.9	309	39.3	498	48.1	736
	-0.550		87		183		324		518		760
48	0.050	15.1	107	23.5	225	34.7	411	45.7	662	57.3	981
	-0.550		110		229		416		633		980
50+40	0.050	-	-	25.2	256	34.4	469	47.5	735	58.8	1072
	-0.150		-		260		474		742		1080
60	0.050	18.5	157	26.8	320	44.6	662	52.1	1071	74.5	1597
	-0.150		153		325		669		1079		1608
72+60	0.000	-	-	32.5	411	46.5	735	61.1	1155	-	-
	-0.150		-		416		743		1175		-

Продольные сечения при высоте $h_{пр} = 600$ мм

42	0.050	12.5	79	11.3	157	23.9	315	33.5	492	49.1	728
	-0.550		87		163		324		518		760
48	0.050	15.1	110	23.6	222	34.7	416	45.7	633	57.3	973
	-0.350		105		229		416		663		980
50+48	0.000	-	-	25.2	252	34.4	463	47.5	728	58.8	1053
	-0.550		-		260		474		742		1081
60	0.050	12.5	157	26.8	315	44.6	632	52.1	1052	74.5	1516
	-0.350		159		325		651		1079		1608
72+60	0.050	-	-	32.5	423	46.5	769	61.1	1157	-	-
	-0.350		-		416		743		1175		-

Дх. 32.828.62

1.020-1/87.0-5-213

Таблица 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки k, m в м, востриниженный осями связей панели для симметрич. ном расположении в плане здания связей панели жесткости

2-х этажное здание

1-ветровой район

Высота	Кран	Сетка колонн, м									
		8х8				9х9					
толщ	фунда	пролет связей панели, м									
		6									
Нат	мект	Длина здания в направлении действия									
		ветровой нагрузки, м									
или	См.	36		60		36		60			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²									
Нат	Полос	1000	1500	2000	1000	1500	2000	300	1000	300	1000

Треугольные связи продолжного направления

36	См	30		30	
4,2					
4,8					
60					

Пятиугольные связи продолжного направления

36	См	30		30	
4,2					
4,8					
60					
30	См	30	27	30	30
27		27	24	27	27

Здесь и далее
отсутствуют
значения.

1.020-1/87. 0-5-273

1/87
46

Продолжение табл. 6
Максимальный фронт ветровой нагрузки L в м,
всприимчивый боной сводовой поперек при симмет-
ричном расположении в плане сводовых панелей
одинаковой жесткости

2-х этажное здание

в ветровой район

сетка колонн, м

Ветер	Крен	6х6		8х8				
		Пролет сводовой панели, м						
Плот	Метр	6						
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м						
Ветер	Метр	35		60				
		35		60				
Ветер	Метр	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²						
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	1000

Треугольные связи продольного направления

3,5	L=0	30	30	30	
4,2					
4,8	L=0	30	30	30	
6,0	L=0				

Пятиугольные связи продольного направления

3,5	L=0	30	30	30	
4,2	L=0				
4,8	L=0	30	30	30	
6,0	L=0				

1.020-1/87. 0-5-2.13

47

Вх. 32828 Л. 64

Продолжение таблицы
 Максимальный фронт ветровой нагрузки L в м,
 соответствующий обшлю обшивочной панели при симметричном
 расположении в плане здания связей между панелями
 обшивочной зашивки

2.3 Этажные здания

III ветровой район

Высота панельного этажа или этажа м	Фронт руководя мента или этажа м	Сетка колонн, м			
		6x6		9x6	
Нзп или Нкн	Стор см. или м	Пролет обшивочной панели, м			
		b			
Нкн	Стор см. или м	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м			
		36	60	36	60
Н	Стор см. или м	Временная нормативная нагрузка на покрытие $q_{тн}$, кг/м ²			
		1000	1500	2000	3000

Треугольные связи продольного направления

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

Пятиугольные связи продольного направления

3,6	$i=0$				
	i_{max}	30			
4,2	$i=0$	30			
	i_{max}	30			
4,8	$i=0$	30			
	i_{max}	30			
6,0	$i=0$	30			
	i_{max}	30			

1.020-1/87. 0-5-273

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт дотраховой нагрузки $L_{\text{м.ВМ}}$,
 соответствующий длине обшивки панели при симметричном
 расположении в плане ее края относительно панели
 несущей конструкции

2.4. ЭТАЖНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Дотраховый район

		Сетка колонн, м					
Высота	Крыша	6х6			9х6		
этажа	этажа	Пролет обшивки панели					
		6			9		
Низ	Крыша	Длина эскиза в направлении действия					
эта	этажа	дотраховой нагрузки, м					
Крыша	этажа	12	60	18	54	18	54
М		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²					
		150	200	250	300	350	400

Требуемая длина перекрытия, м

3,6	l=0	30			30	
4,2						
4,8	l=0	30			30	
6,0		30			30	
	l=0	30	27	24		

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6	l=0	30			30	
4,2		30			30	
4,8	l=0	30			30	
6,0		30			30	
	l=0	30	27	24		
	l=0	27	24	21		

Вх. 32828.1.66

1.020-1/87.0-5-213

49

Условные обозначения: 1. 2. 3. 4. 5. 6. 7. 8. 9. 10. 11. 12. 13. 14. 15. 16. 17. 18. 19. 20. 21. 22. 23. 24. 25. 26. 27. 28. 29. 30. 31. 32. 33. 34. 35. 36. 37. 38. 39. 40. 41. 42. 43. 44. 45. 46. 47. 48. 49. 50. 51. 52. 53. 54. 55. 56. 57. 58. 59. 60. 61. 62. 63. 64. 65. 66. 67. 68. 69. 70. 71. 72. 73. 74. 75. 76. 77. 78. 79. 80. 81. 82. 83. 84. 85. 86. 87. 88. 89. 90. 91. 92. 93. 94. 95. 96. 97. 98. 99. 100.

Продолжение табл. 6
Максимальный фронт ветровой нагрузки L и BH ,
воспринимаемый рамой связей поперечной или симметричной
расположения в плане здания связей поперечной
одинаковой жесткости

21 этажные здания

II ветровой район

Высота этажа или Н ₁ +Н ₂ м	Крен фунда- мента или см. полюс	Сетка колонн, м											
		6x6				9x6							
		Пролет связей поперечн. м											
		6				9							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
		12		60		18		54		18		54	
Временная нормативная нагрузка по перекрытию, кг/м ²													
		1000		1500		2000		1000		1500		2000	

Треугольные связи поперечного направления

3,6	i max	30								
4,2										
4,8										
6,0	i=0	30	30	27	30					
	i max		24	21						

Пятиугольные связи поперечного направления

3.6	i=0	30		24			
				21			
4.2; 4.8	1.001				24	30	30
6.0		24	21	20	24	21	

Вх. 32828.167

1.020-1/87. 0-5-273

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L , м, воспринимаемый одной связевой панелью при симметричной расстановке в плане зданий связевых панелей одинаковой жесткости

2-х этажные здания

II ветровой район

Высота панели	Креп. фунда.	Сетка колонн, м					
		6x6			9x9		
Кл. или М	Кл. или М	Пролет связевой панели, м					
		6			9		
или Кл. или М	или Кл. или М	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
М	М	Временная нормативная нагрузка на перекрытие кг/м ²					
		1000	1000	2000	500	500	500

Треугольные связи поперечного направления

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

Пятиугольные связи поперечного направления

3,6	или	30	30					
			27	21	30			
4,2; 4,8	или	30	30		30			
			27		30	27	30	
6,0	или	21	18	15	21	18	30	

Вх 32828,68

1.020-1/07. 0-5-273

Л.С.Т.

51

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L в м,
соответствующий одной связевой панели при симметрич-
ном расположении в плане здания связевых
панелей одинаковой жесткости

3-х этажные здания

Г ветровой район

Ветер- ная напря- женность или число ветров, N	Крем фунда- мента или столб св. столба	Сетка колонн, м							
		6x6				9x6			
		Пролет связевой панели, м							
		6							
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		38		68		35		60	
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²							
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000

Треугольные связи продолженного направления

3,6; 4,8-6,0	l=0 l=max	30				30			
						27			
4,2; 4,8; 6,0-6,6	l=0 l=max	30				30	30		
						27			
6,0; 7,2-9,0	l=0 l=max	30	21	27	20	30	27		
		24	20	21	24	16	24	21	

Пятиугольные связи продолженного направления

3,6; 4,8-6,0	l=max	30				24			
						27			
4,2; 4,8; 6,0-6,6		30	24			20	30	24	
		24	21	21	16	24	21		

1. 020-1/87. 0-5-273

Лх. 32828. Л. 69

Лх
52

Лх. 32828. Л. 69

Примечание таблицы
Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, рассчитанный по
длине срезовой панели при симметричном расположении
в панели срезовой панели осевого жесткости

3.3 этажные здания										
II ветровой район										
Этаж	Класс	Длина колонн, м								
		6x6				9x6				
Срез	Срез	Пролет срезовой панели, м								
НЗ	НЗ	6								
НЗ	НЗ	Длина здания в направлении действия								
НЗ	НЗ	ветровой нагрузки, м								
НЗ	СН	35		60			35		60	
		Временная нормативная нагрузка на кровлю, кг/м²								
Н	НЗ	1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	1500

Треугольные сдвиги при симметричном расположении										
3.5:	i=0	30				27	30			
4.2:	i=0					24				
4.2:	i=0					27				
4.8:	i=0					24				
4.8:	i=0	30		30		24	30		27	
5.0:	i=0	24	18	21	15	24	21	24	18	21
5.0:	i=0	21	15	18	15	21	18	21	15	18

Пятиугольные сдвиги при симметричном расположении										
3.5:	i=0	30				30	27	24	30	
4.2:	i=0					27	24	21		
4.8:	i=0					24	21	18		
5.0:	i=0					21	18	15		
5.0:	i=0	27	24	21	24	21	18	15	27	24
5.0:	i=0	24	21	18	24	21	18	15	24	21
5.0:	i=0	21	18	15	21	18	15	12	21	18

1.020-1/87, 0-5-273

Лист
53

Вх. 32828 л. 90

Предположение тогда в
Максимальный пролет стеновой перегородки $L_{\text{ст}} = 8 \text{ м}$,
вспершивающий собой связевой панелей для симметрич-
ном расположении в плане здания связевых панелей
одинаковой жесткости

III Петербургский район

Вспомогательные		Крем		Ветки колонн, м									
Этаж		рубли		6x6					9x8				
Мат		монта		Пролет световой панели, м									
или		смет		6									
Материал		смет		Плоско здание в направлении действия ветровой нагрузки, м									
м		м²		36		60		36		60			
				Временная нормативная нагрузка на перемычки, кПа									
				1000		1500		2000		2500		3000	
				Трехсторонние связи продольного направления									
3,6; 4,8-1,5		L=0		30		30		24					
		L=0,5				27		21					
4,2		L=0				30		24					
		L=0,5				27		24		30		30	
4,8; 6,0-1,5		L=0				27		24				27	
		L=0,5		30		24		24				30	
6,0; 7,2-1,5		L=0		20		150		18		13,2		20	
		L=0,5		18		140		15		120		18	
										16		15	
				Пятисторонние связи продольного направления									
3,6; 4,8-1,5		L=0		30		27		24		20			
		L=0,5		27		24		21		27			
4,2		L=0		24		21		18		15			
		L=0,5		24		21		18		15		24	
4,8; 6,0-1,5		L=0		18		15		13,2		18		15	
		L=0,5		15		15		15		13,2		18	
6,0; 7,2-1,5		L=0		15		15		15		13,2		18	
		L=0,5		15		15		15		13,2		18	
				1.020-1/87.0-5-2/13									
				54									

1.020-1/87.0-5-273

Bx. 32828 л. 71

54

Продолжение таблицы

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м,
вспринимаясь общей высотой здания при симметричном
расположении в плане здания связей поперечного
соединяющей жесткости

3-х этажные здания

3-х этажные здания

Сетка колонн, м

8x8

9x8

Пролет связей поперечного

6

9

Длина здания в направлении действия
ветровой нагрузки, м

12

60

18

54

18

54

Временная нормативная нагрузка на кровлю, кг/м²

100 150 200 250 300 350 400 450 500 550 600 650 700 750 800 850 900 950 1000

Треугольные связи поперечного направления

3,6;

1:0

4,8; 1,5

1:0,5

4,2

1:0

4,8;

1:0

6,0; 1,5

1:0,5

6,0;

1:0

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

7,2; 1,5

1:0,5

1.020-1/87.0-5-2/13

Збх.32828 л.42

1000

55

[illegible]

3.6:	$i=0$	30	30	27		
4.6+4.5	$i=1$		27	24		
4.2	$i=2$	30	30	24	30	
	$i=3$		24	15	30	27
4.8:	$i=4$		30	27	30	
5.0+4.8	$i=5$	27	24			

42, 40, 50+26	1 meter							30
63, 22+50	1 meter							
		15	15 13.2	14 12	15	15 13.2		

42; 48; 5048	1max							30
60; 7258	1min	15	15	13,2	16	15		
			14	12		14	30	

Bx. 32828 n. 73

Продолжение табл. 6

Максимальный статистический модуль $L_{\text{м.в.}}$,
 воспроизводимый одной образной панелью при симметричном
 расположении 8 плечев зонной образной панели
 обинковидной жесткости

3-я эпюжная зона

III-й ступенчатый район

Сетка колонн, м

Высота этажа Н _{эт} или Н _н м	Число этажей или этажей м	6x6				9x6			
		Пролет образной панели, м							
		6				9			
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		12	60	18	54	18	54		
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кПа							
		10,2	15,2	10,2	15,2	10,2	15,2	10,2	15,2

Вспомогательные связи поперечного направления

Сечение - 2L 160 x 11

3,6; 4,5x5,5	L _{м.в.}	30		30		21		18	
4,2		27		27					
4,8; 5,7x6,8		18	16	15	13,2	12	15	14	

Сечение - 2L 160 x 12

4,2	L _{м.в.}	13,2				21		18	
4,8									
5,0; 7,2x5,0									
		13,2	12	10,8	10	13,2	10,8		

Сечение - 2L 200 x 14

4,2	L _{м.в.}	14				21		18	
4,8; 5,5x4,8									
5,0; 7,2x5,3									
		14	13,2	12	10,8	14	12	14	12

1.023-1/87. 0-5-213

Лж. 32828 Л. 76

Предварительные данные											
Нормативный фронт ветровой нагрузки q_w в м, расположенный в плане здания сориентирован по симметричной оси здания относительно											
4-х этажное здание											
Городской район											
Длина колонн, м											
Взлетная площадка	Крыша	6x6					9x6				
		Пролет срезной панели, м									
		6									
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
		36									
Н.з. или Н.т.	м. панель	36		60		35		60			
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²									
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	500	1000	500	1000
Треугольные связи продольного направления											
3,6:	$l=0$	30		27	30	27					
4,8+3,6	l_{max}			21	30	27					
4,2	$l=0$			24	30	24	27				
	l_{max}			21	24	18					
4,8:	$l=0$			12		10,5	27		22,5		
6,0+4,8	l_{max}	24	27	10,8	20	21					
6,0:	$l=0$	18		8	16		7,5		18		16
7,2+6,0	l_{max}	16			15		7		16		15
Пятиугольные связи продольного направления											
3,6:	$l=0$	30		27	30		21				
4,8+3,6	l_{max}				27						
4,2	$l=0$	27		24	24	20	22,5		18		
	l_{max}	24		21	21	18					
4,8:	$l=0$	21		16	18		14	18		15	
6,0+4,8	l_{max}				16						
6,0:	l_{max}	16		15			10,8		15		13,5
1.020-1/87. 0-5-213											
											60

Вх. 32828 Л. 77

Продолжение табл. 6											
Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м, соответствующий одной срезовой панели при симметричном расположении в плане здания срезовых панелей одинаковой жесткости											
4-й этаж здания											
III ветровой район											
Сетка колонн, м											
8x6											
Пролет срезовой панели м											
6											
Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м											
36 60 36 60											
Временная нагрузка на перекрытия, кг/м ²											
1000 1500 2000 1000 1500 2000 500 1000 500 1000											
Требуемые сдвиги пролетного назначения											
3,6;	i=0	30	20	30	27	16					
4,8; 3,6	Lmax					14					
	i=0	27	16	24	16	22,5					
4,2	Lmax	24				13,2					
4,8;	i=0	20	9,0	18	13,2	18	15				
6,0; 4,8	Lmax	15	13	8,6	15	7,7	18				
6,0;	i=0	12	-	10,8	12	10,8	12	10,8			
7,2; 6,0	Lmax	10,8		10,5	-	10,8	10,5				
Требуемые сдвиги пролетного назначения											
3,6;	i=0	24	20	24	16						
4,8; 3,6	Lmax			20							
	i=0	18	15		15	15	13,5				
4,2	Lmax	18			14		12				
4,8;	i=0	15	13,2	12	12,8	12	11,2				
6,0; 4,8		14	13,2	12	12,8						
6,0;	i=0	11,8	9,6	10	8,6	11,2	9				
7,2; 6,0	Lmax	11,8	9,6	10	8,6						
1.020-1/87. 0-5 - 2/73										10,5	6,2

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

4-е этажные здания

Гветровый район

Сетка колонн, м

Ветеро-зона	Крен	Сетка колонн, м									
		8x8					9x9				
Этаж	рубли	пролет связевой панели, м									
		6					9				
К.п.	Lmax	длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м									
или	Lmin										
К.п.ч.	Lmax	12	60	18	54	18	54				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия $K_{сн}$, кПа									
м	Lmin										
		1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500	5000	5500
ТРЕБОВАНИЕ К СТОЛУ ПОДЪЕМНИКА											

Треугольные связи поперечного

сечения $2 \times 1,25 \times 1,2$

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

Сечение - 2L 200x14

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

1.020-1/87.0-5 - 213

Вх. 32828 л. 80

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L \approx 8H$,
ветровикомовый односторонней панели при симметрич.
ном расположении в плане. Зонах односторонней панели
различной жесткости

4-е стандартные значения
и ветровую нагрузку

Высота панели	Креп.	Сетка колонн, м					
		6x6			9x6		
Панель	функция нагрузки	Проект односторонней панели, м					
на ст.		6			9		
или на ст.	I max сч. нагрузки	Длина шага в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	20	18	24	18	24
H	панель	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²					
		1000	1500	2000	1000	1500	2000

Требуемые для проектирования нагрузки

Сечение - 2L 100 x 12

3.6:	L=0	30	27	27	21	18		
4.6-3.5	L max			24	18	15		
4.2	L=0	30	27	27	21	15	30	27
	L max			24	18	15	18	15
4.8:	L=0	27	24	21	18	15	27	21
6.0-4.8	L max			20	18	12	24	18
6.0:	L=0	16		13.2	6		13.2	
7.2-5.0	L max			7.5	12	-	15	12

Сечение - 2L 200 x 14

3.6:	L=0	30	27	27	21	15		
4.6-3.5	L max			24	18	14		
4.2	L=0	30	27	21	27	15	30	27
	L max			20	18	14	27	24
4.8:	L=0	27	24	19	21	12	27	21
6.0-4.8	L max			16	24	18	24	18
6.0:	L=0	16		12	13.2	9	13.2	9
7.2-5.0	L max			10.8	12	8.5	15	12

1.020-1/87. 0-5-203

Бх. 32828 Л.81

1000
65

Примечание табл. 6
Максимальный фронт ветровой нагрузки $L_{\text{вн}}$,
воспринимаемый обрывом свайовой панели при симметрич-
ном расположении в плане здания свайовых панелей
с учетом жесткости

4 и эти же значения

в ветровом районе

Виды	Крем	Ветиха колонн, м							
		6x6			9x6				
Строит	Фундаментов	Пролет свайовой панели, м							
		6			9				
Класс или	этаж сч.	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		12	60	18	54	18	54		
№ кат.	панели	Взвешенная нормативная нагрузка на покрытие, кг/м ²							
		100	200	300	400	500	600	700	800
		Полученная свайой воспринимаемая нагрузка							
		Сечение - 24100 x 12							

3,5; 4,8+3,8	L _{max}	18		12		15		12	
4,2									
4,8; 5,0+4,8		13,2		10		13,2		10	
5,0; 7,2+5,0									
		10,8	12	9,0	1,7	12,8	9,0		

Сечение - 24200 x 14

3,5; 4,8+3,5	L=0	30	27	27	23	21	15					
	L _{max}											
4,2	L=0				24			27	13	15	15	
									13			
					21				13			
4,8; 5,0+4,8	L _{max}	27		24	20	23	15	24	21	20	15	14
5,0; 7,2+5,0		15	15		120	15	10,8	15	13,2			

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

Л.С.

56

Вх. 32828 л. 82

Максимальный фронт ветровой нагрузки l_w 8м,
 воспринимается одной створкой панели при симметрич-
 ном расположении в плане створки с обеих панелей
 одинаковой жесткости

43 створчатые здания

III ветровая зона

Высота факт	Крыш сущест- вующей	Сторона здания, м		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²					
		8х6	9х6	8	9	12	60	18	64	18	54
Нав.	плоская	полюс с обеих панелей, м									
или	лестн.										
настил	плоск.										
м											
Требования к ветри поперечного направления											

Сечение - 2L 180x12

3,6; 48x1,5	l=0	27	24	21	24	18	16				
	lmax	24	21	20	18	16	13,2				
4,2	l=0	27	24	21	24	18	16	27	24		
	lmax	24	21	20	18	16	13,2	24	16		
4,8; 48x1,8	l=0	27	24	21	24	18	16	27	24		
	lmax	24	21	20	18	16	13,2	24	16		
6,0; 72x1,8	l=0	27	24	21	24	18	16	27	24		
	lmax	24	21	20	18	16	13,2	24	16		
6,6; 72x2,0	l=0	27	24	21	24	18	16	27	24		
	lmax	24	21	20	18	16	13,2	24	16		

Сечение - 2L 200x14

3,6; 48x1,5	l=0	27	24	21	24	18	16				
	lmax	24	21	20	18	16	13,2				
4,2	l=0	27	24	21	24	18	16	27	24	30	24
	lmax	24	21	20	18	16	13,2	24	18	27	21
4,8; 48x1,8	l=0	27	24	21	24	18	16	27	24	30	24
	lmax	24	21	20	18	16	13,2	24	18	27	21
6,0; 72x1,8	l=0	27	24	21	24	18	16	27	24	30	24
	lmax	24	21	20	18	16	13,2	24	18	27	21
6,6; 72x2,0	l=0	27	24	21	24	18	16	27	24	30	24
	lmax	24	21	20	18	16	13,2	24	18	27	21

1.020-1/87.0-5-213

Лист

87

Вх. 32828 Л. 83

Максимальный фронт ветровой нагрузки $L_{\text{вн}}$,
 воспринимаемый одной стороной панели
 при расположении в плане здания связей без симметрии
 обонной жесткости

4-х этажные здания
 I ветровой район

Высота этажа, м	Крыша руслы, м/м	Сетка колонн, м		Пролет связей поперек, м	
		8x8	9x8	8	9
Нит	Lmax см	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м			
		12	18	24	30
Нит	Lmax	Средняя нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²			
		1000	1500	2000	2500

Пятиэтажные связи поперечного направления

Сечение - 2L 180 x 12

3,6; 4,8+3,6	i=1	24	15		
4,2	i=0	21	14		
4,8; 5,0+4,8	Lmax	15	10,8	30	24
6,0; 7,2+6,0		14	10,8	14	10,8

Сечение - 2L 200 x 14

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

1.020-1/87 0-5-2 ПЗ

Бх. 32828 л. 85

Лист
64

продолжение табл. 6
 Максимальный расход горячей воды Q_{max} в
 водопроводных сетях с учетом потерь при гравита-
 ричном расположении в плане здания и в стояках
 водопроводной сети

5-й этажные здания

Здание район

Виды	Класс	Витки колонки М							
		6х6		9х6					
Этаж	Класс	Продлит стальной панели М							
		6							
или	Класс	Длина здания в направлении действия ветровых нагрузок							
		Ветровые нагрузки							
М	Класс	36	60	36	60				
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия кг/м ²							
		1000	1500	2000	2500	3000	3500	4000	4500

Требуемые длины продольного использования

3,6; 4,8;3,6	L=1	30	18	30	24	15		
4,2	L=0	27	21	20	21	18		
4,8; 6,0;4,8	L=0	21	20	-	18	16	19	15
6,0; 7,2;6,0	L=0	12	-	10,8	-	-	12	10,8

Пятиэтажные здания продольного использования

3,6; 4,8;3,6	L=0	21	21	18	20	18	15		
4,2	L=0	20	16	16	13,2	18	15		
4,8; 6,0;4,8	L=0	16	10,8	10	14	10,5	8,57	12	10,5
6,0; 7,2;6,0	L=0	12	10,2	-	10,5	10,8	-	12	10,5

1.020-1/87.0-5-2113

Лж. 32828.86

Продолжение табл. 6

Космический ракетный двигатель на базе ЛНВ,
вспомогательный двигатель сгоревшей поперечной
расположен в плане латвия сгоревшей латвия
сгоревшей латвия

5 км. от станции Елань
и восточной части

ГЕРМАН КОРНИН. N

676	956
-----	-----

შევეს ცხვეწის გონივრუ. მ

1

[illegible]

10	25	
----	----	--

100 100 100 100

1910	1911	1912	1913	1914	1915	1916	1917	1918	1919	1920	1921	1922	1923	1924	1925	1926	1927	1928	1929	1930	1931	1932	1933	1934	1935	1936	1937	1938	1939	1940	1941	1942	1943	1944	1945	1946	1947	1948	1949	1950	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	1960	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972	1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984	1985	1986	1987	1988	1989	1990	1991	1992	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039	2040	2041	2042	2043	2044	2045	2046	2047	2048	2049	2050	2051	2052	2053	2054	2055	2056	2057	2058	2059	2060	2061	2062	2063	2064	2065	2066	2067	2068	2069	2070	2071	2072	2073	2074	2075	2076	2077	2078	2079	2080	2081	2082	2083	2084	2085	2086	2087	2088	2089	2090	2091	2092	2093	2094	2095	2096	2097	2098	2099	2100	2101	2102	2103	2104	2105	2106	2107	2108	2109	2110	2111	2112	2113	2114	2115	2116	2117	2118	2119	2120	2121	2122	2123	2124	2125	2126	2127	2128	2129	2130	2131	2132	2133	2134	2135	2136	2137	2138	2139	2140	2141	2142	2143	2144	2145	2146	2147	2148	2149	2150	2151	2152	2153	2154	2155	2156	2157	2158	2159	2160	2161	2162	2163	2164	2165	2166	2167	2168	2169	2170	2171	2172	2173	2174	2175	2176	2177	2178	2179	2180	2181	2182	2183	2184	2185	2186	2187	2188	2189	2190	2191	2192	2193	2194	2195	2196	2197	2198	2199	2200	2201	2202	2203	2204	2205	2206	2207	2208	2209	2210	2211	2212	2213	2214	2215	2216	2217	2218	2219	2220	2221	2222	2223	2224	2225	2226	2227	2228	2229	2230	2231	2232	2233	2234	2235	2236	2237	2238	2239	2240	2241	2242	2243	2244	2245	2246	2247	2248	2249	2250	2251	2252	2253	2254	2255	2256	2257	2258	2259	2260	2261	2262	2263	2264	2265	2266	2267	2268	2269	2270	2271	2272	2273	2274	2275	2276	2277	2278	2279	2280	2281	2282	2283	2284	2285	2286	2287	2288	2289	2290	2291	2292	2293	2294	2295	2296	2297	2298	2299	2300	2301	2302	2303	2304	2305	2306	2307	2308	2309	2310	2311	2312	2313	2314	2315	2316	2317	2318</
------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	------	--------

10	210	120	150	250	300	160	500	1000
----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	------

2. СЛУЖБА ПОСРЕДОВАНОМ РАТНОМ СТАЊУ

24	15	24	21	13.2
----	----	----	----	------

21	15	21	18		
----	----	----	----	--	---

13	14			12	
----	----	--	--	----	--

16	13 P	16	15	13 P	18	15
----	------	----	----	------	----	----

271	871			
-----	-----	--	--	--

-	15	15	-	15	125
---	----	----	---	----	-----

		14	15	15.5
--	--	----	----	------

1	2	3	4
---	---	---	---

9	13	1	5
---	----	---	---

ПОДПИСЬ СЕВЕРУ ПРОДОЛЖАЮЩЕЙ НАПРАВЛЕНИЯ

18	16			123	
----	----	--	--	-----	--

16	15	18	15	12
				10

X

	19		12	
		17		

130	15	100	15	10
-----	----	-----	----	----

12.2	14	12.0	13	12
------	----	------	----	----

8	85	103	86	77		108
---	----	-----	----	----	--	-----

6.0	10.8	8.0	7.5	11.2	10.0
					9

[illegible]

-	8.6	-	10	8.6
---	-----	---	----	-----

[illegible]

1.020-1187 0-5-203

0-30000-82

55X. 52-828 N. 8.f

Year	Total Population (%)	White Population (%)
1950	12.0	11.0
1960	11.5	10.5
1970	12.5	11.5
1980	14.0	13.0
1990	15.5	14.5
2000	16.5	15.5
2010	17.5	16.5
2020	18.0	17.0
2030	18.5	17.5
2040	18.5	17.5
2050	18.5	17.5

1.020-1/87. 0-5-273

Вх. 32.828 л. 87

Приложение табл. 6
Максимальный фронт ветровой нагрузки $L_{\text{в.в.н.}}$,
воспринимаемый одной связью поперёк при симметрич-
ном расположении в плане здания связью панелей
основной жесткости

5-й этаж и ниж. этажи

III ветровой район

Высота этажа или этажа или этажа или этажа	Крыш или мансарда или мансарда или мансарда	Сетка колонн, м							
		6x6				9x6			
		Пролет связей поперёк, м							
		6							
		Длина связи, в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		35		60		35		60	
Н	Темп-та	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кг/м ²							
		1000	1500	2000	1000	1500	2000	1000	1500

Примерные связи различного направления

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

Пятиугольные связи различного направления

3,6; 4,6+3,6	$i=0$	16	15	13,2	14	13,2	10,8			
	i_{max}	15			13,2	12				
4,2	$i=0$	14	10,8		12	10		12	10,8	
		13,2								
4,8; 6,0+4,8	i_{max}	10,8	7,7	7	10	7	6	9	7,7	
6,0; 7,2+6,0		8,6	—		7,7	—		8,6	7,7	

1.020-1/87. 0-5-213

Вх. 32828.88

1231
11

Продолжение табл. 6
 Минимальный расчет расстояния между колоннами L_{\min} м,
 обеспечивающий длину связей панели при симметрич-
 ном размещении в плане здания связей панели
 одинаковой жесткости

Дляэтажные здания

I ветровый район

Ветер. район	Класс здания	Сетка колонн, м									
		8x6					9x6				
или класс здания	или класс здания	Пролет связей панели, м									
		6					9				
или класс здания	или класс здания	Длина здания в направлении действия ветрового потока, м									
		12 60 18 34 18 54 18 54									
или класс здания	или класс здания	Временная нормативная нагрузка на перекрытия кг/м ²									
		12 100 210 100 100 210 500 100 500 100 500 100 500 100									
или класс здания	или класс здания	Трехсторонние связи поперечного направления									
		12 100 210 100 100 210 500 100 500 100 500 100 500 100									

Сечение - 2L 180x12

3,6; 4,8+3,6	$i=0$	30	27	24	21	18				
				21	18	12				
4,2	i_{\max}	27	24	20		18	12	27	20	
4,8; 6,0+4,8		24	21	10,5	18	15	7,7	24	18	
6,0; 7,2+6,0		15	12	6,5	12	10,8	6,5	15	12	

Сечение - 2L 200x14

3,6; 4,8+3,6	$i=0$	30	27	24	18					
			24		12					
4,2	i_{\max}	27	24	20	21	18	12	30	21	
4,8; 6,0+4,8	$i=0$	24		12	18	16	7,7	24	18	30
	i_{\max}	24		12	18	16	7,7	21	18	24
6,0; 7,2+6,0	$i=0$	15	10,5	12	7,7	15	12	21	20	18
	i_{\max}	15	10,5	12	7,7	15	12	21	18	16

1.020-1/87.0-5-213

Вх. 32828 л. 89

1200
72

Производство таб. 6
Максимальная длина ватерной нагрузки 1 м в м.
Вспрыкиваемый один срезанный кусок по сундучу
ручком расположенный в левом углу ватерной
панели соединяется с ватерной

5 м ватерной ватерной

Ватерной ватерной

Адрес	Крем	Сетевая ватерная
Правый	Сундук	8x6
Крем	Сундук	9x6
Крем	Сундук	Пролет ватерной панели, м
или	Сундук	6
или	Сундук	9
или	Сундук	Длина ватерной ватерной ватерной
или	Сундук	12
или	Сундук	18
или	Сундук	24
или	Сундук	30
или	Сундук	36
или	Сундук	42
или	Сундук	48
или	Сундук	54
или	Сундук	60
или	Сундук	66
или	Сундук	72
или	Сундук	78
или	Сундук	84
или	Сундук	90
или	Сундук	96
или	Сундук	102
или	Сундук	108
или	Сундук	114
или	Сундук	120
или	Сундук	126
или	Сундук	132
или	Сундук	138
или	Сундук	144
или	Сундук	150
или	Сундук	156
или	Сундук	162
или	Сундук	168
или	Сундук	174
или	Сундук	180
или	Сундук	186
или	Сундук	192
или	Сундук	198
или	Сундук	204
или	Сундук	210
или	Сундук	216
или	Сундук	222
или	Сундук	228
или	Сундук	234
или	Сундук	240
или	Сундук	246
или	Сундук	252
или	Сундук	258
или	Сундук	264
или	Сундук	270
или	Сундук	276
или	Сундук	282
или	Сундук	288
или	Сундук	294
или	Сундук	300
или	Сундук	306
или	Сундук	312
или	Сундук	318
или	Сундук	324
или	Сундук	330
или	Сундук	336
или	Сундук	342
или	Сундук	348
или	Сундук	354
или	Сундук	360
или	Сундук	366
или	Сундук	372
или	Сундук	378
или	Сундук	384
или	Сундук	390
или	Сундук	396
или	Сундук	402
или	Сундук	408
или	Сундук	414
или	Сундук	420
или	Сундук	426
или	Сундук	432
или	Сундук	438
или	Сундук	444
или	Сундук	450
или	Сундук	456
или	Сундук	462
или	Сундук	468
или	Сундук	474
или	Сундук	480
или	Сундук	486
или	Сундук	492
или	Сундук	498
или	Сундук	504
или	Сундук	510
или	Сундук	516
или	Сундук	522
или	Сундук	528
или	Сундук	534
или	Сундук	540
или	Сундук	546
или	Сундук	552
или	Сундук	558
или	Сундук	564
или	Сундук	570
или	Сундук	576
или	Сундук	582
или	Сундук	588
или	Сундук	594
или	Сундук	600
или	Сундук	606
или	Сундук	612
или	Сундук	618
или	Сундук	624
или	Сундук	630
или	Сундук	636
или	Сундук	642
или	Сундук	648
или	Сундук	654
или	Сундук	660
или	Сундук	666
или	Сундук	672
или	Сундук	678
или	Сундук	684
или	Сундук	690
или	Сундук	696
или	Сундук	702
или	Сундук	708
или	Сундук	714
или	Сундук	720
или	Сундук	726
или	Сундук	732
или	Сундук	738
или	Сундук	744
или	Сундук	750
или	Сундук	756
или	Сундук	762
или	Сундук	768
или	Сундук	774
или	Сундук	780
или	Сундук	786
или	Сундук	792
или	Сундук	798
или	Сундук	804
или	Сундук	810
или	Сундук	816
или	Сундук	822
или	Сундук	828
или	Сундук	834
или	Сундук	840
или	Сундук	846
или	Сундук	852
или	Сундук	858
или	Сундук	864
или	Сундук	870
или	Сундук	876
или	Сундук	882
или	Сундук	888
или	Сундук	894
или	Сундук	900
или	Сундук	906
или	Сундук	912
или	Сундук	918
или	Сундук	924
или	Сундук	930
или	Сундук	936
или	Сундук	942
или	Сундук	948
или	Сундук	954
или	Сундук	960
или	Сундук	966
или	Сундук	972
или	Сундук	978
или	Сундук	984
или	Сундук	990
или	Сундук	996
или	Сундук	1000

Треугольные сечения потерь ватерной

Сечение - 2L 120x12

36;	i=0	30	27	20	24	21	14.2				
48;	i=0			18	15	10					
48;	i=0	24	18	16	21	15	10.8	24	20		
60;	i=0			18	15	12	6	18	15		
60;	i=0	18	15	16	13.2	10	6	18	15		
60;	i=0			18	15	12	6	18	15		
72;	i=0	12	12	10	10	10	12	10	10		
72;	i=0			12	10	10	12	10	10		
72;	i=0	12	12	10	10	10	12	10	10		

Сечение - 2L 200x18

36;	i=0	30	27	20	24	21	14.2				
48;	i=0			18	15	10					
48;	i=0	27	20	16	21	15	10.8	24	20	30	24
60;	i=0			18	15	12	6	18	15	24	21
60;	i=0	20	18	16	13.2	10	6	18	15	24	21
60;	i=0			18	15	12	6	18	15	24	21
72;	i=0	12	12	10	10	10	12	10	10	15	15
72;	i=0			12	10	10	12	10	10	15	15
72;	i=0	12	12	10	10	10	12	10	10	15	15

1.020-1/87.0-5-213

Вх 32828 л. 91

Продольные табл.

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_n в м
встречаемый стеной сферической панели при симметрич-
ном расположении в плане здания сферических панелей
сферической жесткости

5-й этажные здания

II ветровой район

Ветра	Крен	Сетка колонн, м					
		8x8			9x8		
Панель	Сфера	Пролет сферической панели, м					
ИП	ИП	6			9		
или	Л, м	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м					
или	С.м.	12	60	18	54	18	54
или	Л, м	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²					
М		100	150	200	250	300	350

Пятиугольные связи поперечного направления

Сечение - 21 180 x 12

36; 40,15	L=0	30	27	24	20	18	12				
					18						
4,2		24	20	18	18	12,8		21	18		
4,8; 5,2,40	L, м	18	18	15	16	10		12	10,8		
6,0; 7,2,50		9	8,6	7	6			9	6		

Сечение - 21 200 x 14

36; 40,15	$i=0$	30		27	21	20	15					
					20	20	15					
4,2	i_{max}	27	24	18	20	18	15	21	18	20	15	
4,8; 5,2,40	$i=0$	21	13,2	12	18	10,8	9,6	12	10,8		9,6	
					10						9	
6,0; 7,2,50	i_{max}	10		9,6	8	7	10	8	8,4	8	7,7 7	

1.020-1/87.0-5 - 2113

Лист
15

Вх. 32828 л. 92

Продолжение п. 1.3.6
Максимальный пролет ветровой нагрузки L в м,
выполняемый одной стеновой панелью при дан-
ном расположении в плане здания стеновых панелей
единичной жесткости

5-ти этажные здания

III ветровой район

Высота	Крыш	Сетка колонн, м					
		6x6			9x6		
Этаж	Фундамент	Пролет стеновой панели, м					
		6			9		
Нат. шп.	и т.п.	Длина здания, в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
Нат. шп.	и т.п.	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²					
		120	600	2000	1000	1500	2000

Треугольные связи поперечного направления

Сечение - 24,130x12

3,6; 4,8+3,6	$L=0$	27	18	12	21	18	12				
		24	16	10,8	15	12					
4,2	L_{max}	18	16	13,2	15	12	10	18	15		
4,8; 6,0+4,8	$L=0$		15		12	10,8		16	12		
	L_{max}	16	12	8,8	10,8	10		16	10		
6,0; 7,2+6,0	$L=0$				8,4			10	8		
	L_{max}	10			8			10	8		

Сечение - 24,203x14

3,6; 4,8+3,6	$L=0$		27	18	21	18	12				
			24		15	15	10,8				
4,2	L_{max}	27	24		15	15	10,8	20	16	24	21
4,8; 6,0+4,8	$L=0$		16	16	13,2	12		16	13,2	21	18
	L_{max}	16	15	12,8	12	10,8	8	16	12	21	16
6,0; 7,2+6,0	$L=0$				8,4			10	8	14	13
	L_{max}	10		8,8	8			10	8	14	12

1.020-1/87. 0-5-273

Вх. 32828 Л. 93

Продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки L_w в м,
соответствующий одной срезовой панели при симметрич-
ном расположении в плане здания срезовых панелей
выносаемой жесткости

5-ти этажные здания

III ветровый район

Высота этажа	Крыш	Стекло колонки, м					
		6х6			9х6		
Высота зд.	Срезовой панель	Полет срезовой панели, м					
		6			9		
Высота зд.	Линия среза	Длина здания, в направлении действия ветровой нагрузки, м					
		12	60	18	54	18	54
Высота зд.	Панель	Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²					
		100	150	200	300	400	500

Пятиэтажные здания поперечного направления

Сечение - 21 160 x 12

3,6; 4,6х3,6	Lmax	27	24	21	18	15	13,2		
4,2		18	18	14	18	14	10	16	13,2
4,8; 6,0х4,8		18	14		13,2	7	-	10	8
6,0; 22х6,0		7		8		8	-	7	6

Сечение - 21 200 x 14

3,6; 10х3,6	$l=0$	27		24	18	18	14				
				21			13,2				
4,2	l_{max}	20	18	14	18	15	10	16	14	13	13,2
4,8; 6,0х4,8	$l=0$	18			15						
		15	12,8	8	15	8,8	8	10,5	9	9	7,7
6,0; 22х6,0	l_{max}	8			8,8	8		8	8	8,8	8,7

1.020-1/87.0-5-273

Дж. 32828 л. 94

1.020
77

Примечание табл. 6
Максимальный фронт ветровой нагрузки $L_{\text{вн}}$ в м,
взвешивающий собой размеры панелей, симметрич-
но расположенных в плане здания с обеих сторон
поперечной оси симметрии

6-ти этажные здания

I ветровой район

Сетки колонн, м

Высота этажа	Крыш плоский	Сетки колонн, м			
		6x6		9x6	
Низ или Низ	Низ или Низ	Пролет с обеих сторон, м			
		6			
М	М	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м			
		35	60	35	60
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²			
М	М	1000	1500	1000	1500
		500	750	500	750

Требуемые связи продольного направления

3,6	$i=0$	27					
4,8+3,6	i_{max}			16			
4,2	$i=0$	21		20			15
	i_{max}	20					13,5
4,8	$i=0$	16	13	16	13,2	18	15
6,0+4,8		16	14	13,2	10,8		13,5
6,0	i_{max}	10,8		9,6		10,8	9,6

Пятиугольные связи продольного направления

3,6	$i=0$			15			
4,8+3,6	i_{max}	16					
4,2	$i=0$			14			
	i_{max}	15		12		13,5	12
4,8	$i=0$		12	12	10,8		12
	i_{max}			10,8	10		10,8
6,0+4,8	$i=0$	13,2		12		13,2	12
	i_{max}		—	10,8	—		10,8

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

1.020

78

Лж. 32828 Л. 93

Продолжение табл. 6
Максимальный расчет ветровой нагрузки l и l_{max} в м, действующий на одну связную панель при симметричном расположении в плане здания связных панелей относительно жесткости

6-ти этажные здания

II ветровой район

Высота этажей	Крыш	Сетка колонн, м							
		6x6				9x6			
Этаж	Связь	Пролет связевой панели, м							
		6							
Нат. или Нат. и м	панель м	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
		36		60		36		60	
Нат. и м	панель м	Временная нормативная нагрузка на перекрытия q , кг/м ²							
		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750
		Треугольные связи продольного направления							

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

Пятиугольные связи продольного направления

3,6; 4,8+3,6	$l=0$	12,2	X	12	X	X			
	l_{max}	12							
4,8	$l=0$	10,8	X	10,8	X	11,2			
	l_{max}	10,8		9					
4,8; 6,0+4,8	$l=0$	10,8	X	10,8	X	10,8			
	l_{max}	10,8		9,6					
	$l=0$	10,8	X	10,8	X	10,8			
	l_{max}	10,8		9,6					

1.020-1/87. 0-5 - 2 пз

19

Вх 32828.1.96

Предельные прола 6
 Нормативный фронт ветровой нагрузки $h_{вн}$,
 расположенный одной стороной панели с ее симметрич-
 ном расположением в плане здания связывается с темной
 боковой стороной

6-ти этажные здания
 III ветровой район

		Сетка колонн, м							
Высота	Крыш	6x6				3x3			
этажа	руковод.	Пролет связевой панели, м							
		6							
Н.в.	м.к.т.	Длина здания в направлении действия							
или	Стор.	ветровой нагрузки, м							
	см.	35		60		35		60	
Н.в.эт.	таблиц	Единичная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²							
м		1000	1500	1000	1500	500	750	500	750

Треугольные связи продольного направления

3,6:	$i=0$	18		18			
4,8:3,6	i_{max}	18		18,2			
	$i=0$	15				12,5	12
4,2	i_{max}	13,2		12			10,8
4,8:	$i=0$		10,5	10,8	9,6	12	
6,0:4,8		10,8	10	9,6	8,6		11,25
	i_{max}	7		6		7	6

Пятиугольные связи продольного направления

3,6:	$i=0$			10			
4,8:3,6	i_{max}			9,6			
	$i=0$			10			9
4,2	i_{max}			9,6		9	7,7
4,8:	$i=0$	9	8,6	8,4	7,7		8,4
6,0:4,8	i_{max}	8,6	8		7,2	8,6	8
	$i=0$	9		8,4		9	8,4
	i_{max}	8,6		8		8,6	8

1.020-1/87. 0-5-273

Вх.32828.1.97

Продолжение табл. 6
 Исчисленный фронт дворовой дорожки 1 м в 1 м,
 расположенный вдоль связей поперечной оси симметрич-
 ным расположением в плане здания связей поперечной
 дорожки

6-ти этажные здания
 Дворовой район

Виды	Класс	Сетка колонн, м					
		6x6			9x9		
Этаж	Фундамент	Пролет связей поперечн. м					
		6			9		
Нст.	Истор.	Длина здания в направлении оси симметрии					
		Дворовой дорожки, м					
Шт.	См.	12	60	18	54	18	54
		Средняя нормативная нагрузка на поверхность, кг/м²					
Нч.шт.	П.шт.	1000	1500	1000	1500	500	750
		500	750	500	750	100	500
М		500	750	500	750	500	750

Примечание: связи поперечной дорожки
 ширина 2,1 100 x 12

3,6	1-0		20				
4,8	1-0	30	18				
4,2	1-0	21	15				

Сетка 2,1 200 x 14							
3,6	1-0		21				
4,8	1-0	30	20				
4,2	1-0	24	16				
4,8	1-0	9	7,7	20	15	21	15
4,2	1-0	20	15	18	16	10,5	10
4,8	1-0	—	—	—	—	9	8,6

1.020-1/87 0-5-2/13

82

Вх. 32828 А.99

продолжение табл. 6

Максимальный фронт ветровой нагрузки k_w в м, воспринимаемый одной стороной панели при симметричном расположении в плане здания связей панели с конструкцией

6-ти этажные здания

ветровой район

Высота Крен	Полная ширина	Сетка колонн, м								
		8х8				9х9				
Н	или	см	Пролет связей панели, м							
			6				9			
Н	или	см	Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м							
			12	60	18	54	18	54		
Н	или	см	Разрешенная нормативная нагрузка на перекрытия кг/м ²							
			1000	1500	1000	1500	500	500	500	500
			Примечание: связи поперечного направления							
			сечение 2L 100 x 12							

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

сечение 2L 200 x 14

3,6; 4,8; 6,0	$l=0$	27	X	20	X				
	l_{max}	24		16					
4,2	$l=0$	21	X	18	X	15	24	20	
	l_{max}	18		12,2			21	16	
4,8; 6,0; 7,2	$l=0$		X	12	X	13,2	24	20	18
	l_{max}	15		10,8		12	20	18	15

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

83

Лх. 32828 Л.100

Предложение табл. 6
 Максимальный размер ветровой нагрузки L_w в м,
 расположенный вблизи свай свайного поля симметрич-
 ным расположенным в плане здания свайные панели
 ветровой нагрузки

6-ти этажные здания

II Ветровой район

Сетка колонн, м

Высота этажа, м	Крыш форма	6х6		9х9						
		Пролет свайной панели, м								
1-эт. или Млкт, этаж	плоск. или Млкт, этаж	6		9						
		Длина здания в направлении действия ветровой нагрузки, м								
М		12	80	18	54	18	54			
		Базисная нормативная нагрузка на перекрытия $q_{н.к.}$								
		1500	1500	1000	500	750	500	750	500	750
					500	750	500	750	500	750

Исчисленные ветры поперечного направления

Сечение 2х120х12

3,0; 4,0; 1,5	l=1	21	15
	l=0,5		
			14
4,2	l=0	18	12
	l=0,5	14	10,5

Сечение 2х200х14

3,0; 4,0; 1,5	l=0	21	15	15	13,2	10,8	15	10,8
	l=0,5							
4,2	l=0	18	12	12	13,2	10,8	15	10,8
4,0; 5,0; 1,5	l=0,5	13,2	-	10,5	-	12	6	-

1.020-1/87. 0-5 - 273

86

Вх. 32828 д. 103

Таблица 9

Этажность	Высоты этажей Нэт или Нит, м	Значение $K \times 10^3$					
		Тип связей панелей					
		Треугольные продольного направления					
		Сетка колонн, м					
		6x6			9x9		
	Сечение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м^2		Сечение связей	Временная норма- тивная нагрузка на перекрытие, кгс/м^2		
							2000
2	3,8	21,160x11	3,5	1,61	21,160x11	—	—
	4,2		3,5	1,99		3,39	3,0
	4,8		3,5	2,13		3,57	3,17
	6,0		3,52	2,33		4,21	3,54
3	4,8+3,6	21,160x11	7,6	3,38	21,160x11	—	—
	4,2		7,9	4,39		7,34	6,03
	6,0+4,8		12,0	4,37		4,39	6,08
	7,2+6,0		6,85	5,17		7,16	5,90
4	4,8+3,6	21,180x12	12,9	5,04	21,180x12	—	—
	4,2		9,35	5,73		9,11	8,45
	6,0+4,8		16,5	7,17		9,75	7,61
	7,2+6,0		17,9	13,6		12,3	9,71
5	4,8+3,6	21,180x12	12,3	7,5	21,180x12	—	—
	4,2		15,35	2,56		15,81	11,7
	6,0+4,8		22,8	9,87		17,24	13,0
	7,2+6,0		20,3	15,4		15,2	11,7
6	4,8+3,6		—	9,4		—	—
	4,2		—	8,15		15,73	12,7
	6,0+4,8		—	9,27		17,4	13,1
	6,0		—	15,1		18,2	14,4
Л.х. 32828 Л. 104							
1020-1/87. 0-5 - 2 п3							

Лит. № подл. Сведения об авторе, издании

Продолжение табл. 7

Этажность	Высоты этажей Н _{эт} или Н _г + Н _{эт} , м	Значение $K_1 \times 10^3$					
		Тип связей панелей					
		Пятиугольные параллельного направления					
		Решка колесная, м					
		6×6			9×6		
	Речение связей	Временная нормативная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²			Речение связей	Временная норма- тивная нагрузка на перекрытие, кгс/м ²	
			2300	1000		1000	500
2	3,6	—	—	3,82	—	—	—
	4,2	21150×11	7,75	4,56	21150×11	7,32	6,48
	4,8	—	7,6	4,73	—	7,02	6,23
	5,0	21180×12	8,53	7,41	21180×12	12,5	9,28
3	4,8+3,6	—	—	6,31	—	—	—
	4,2	21150×11	11,9	8,52	21150×11	12,5	12,3
	4,8	—	—	—	—	13,1	12,7
	5,0+4,8	21180×12	9,83	7,02	21180×12	14,4	11,8
	5,0	—	13,9	8,28	—	—	—
4	4,8+3,6	—	13,0	7,2	—	—	—
	4,2	21180×12	12,6	8,51	21180×12	15,4	14,1
	5,0+4,8	—	15,94	12,1	—	15,49	10,8
	5,0	—	19,7	14,1	—	20,0	14,7
	—	—	—	—	—	—	—
5	4,8+3,6	—	18,4	9,75	—	—	—
	4,2	21180×12	18,6	11,4	21180×12	17,57	14,8
	5,0+4,8	—	24,2	12,8	—	17,75	13,6
	5,0	—	25,0	18,7	—	24,4	18,7
6	4,8+3,6	—	—	9,69	—	—	—
	4,2	21180×12	—	10,4	21180×12	20,53	16,1
	5,0+4,8	—	—	11,47	—	21,3	16,0
	5,0	—	—	13,1	—	30,0	19,5
	—	—	—	—	—	—	—

Вх 32828 л.105

1.020-1/87. 0-5 - 213

Продолжение табл. 7

Этажность	Высота этажей, м или $H_1 + H_{\text{эт}}$, м	Значение $K, \times 10^3$						
		Тип связей панелей						
		Треугольные поперечного направления						
		Сетка колонн, м						
		6x6						
	Сечение связей		временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²		Сечение связей		временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²	
			2000	1000			2000	1000
2	3,6	2L160x11	37,4	2,2	—	—	—	
	4,2		—	2,2				
	4,8		—	2,3				
	6,0		4,15	2,93				
3	4,8+3,6	2L160x11	—	3,81	—	—	—	
	4,2		9,4	4,21				
	6,0+4,8		8,15	4,64				
	6,0		9,56	5,37				
4	7,2+6,0	2L180x12	—	—	2L200x14	7,5	4,22	
	4,8+3,6		—	5,3		13,8	5,3	
	4,2		16,5	6,5		14,6	5,9	
	6,0+4,8		16,7	6,58		14,6	5,9	
5	6,0	2L180x12	19,8	8,66	2L200x14	16,4	9,15	
	7,2+6,0		—	—		18,7	7,34	
	4,8+3,6		—	8,11		17,3	7,5	
	4,2		17,3	8,3		24,4	8,41	
6	6,0+4,8	2L180x12	24,4	9,3	2L200x14	23,1	13,2	
	6,0		24,1	10,5		—	8,74	
	7,2+6,0		—	—		—	8,92	
	4,8+3,6		—	11,2		—	10,1	
6	4,2	2L180x12	—	9,8	2L200x14	—	13,4	
	6,0+4,8		—	11,1		—	—	
	6,0		—	15,7		—	—	
	—		—	—		—	—	

Дх 32828 Л. 106

1.020 - 1/89. 0-5 - 2 ПЗ

89

Продолжение табл. 9

Этажность	Высоты этажей Н _{эт} или Н ₁ +Н _{эт} , м	Значение $K_1 \cdot 10^3$							
		Тип связейых панелей							
		Пятиугольные поперечного направления							
		Сетка колонн, м							
		6x6							
		Сечение связей	Временная нормативная на- грузка по перекрытию, кгс/м ²		Сечение связей	Временная нормативная на- грузка по перекрытию, кгс/м ²			
			2000	1000		2000	1000		
2	3,6	2L150x11	—	4,2	—	—	—		
	4,2		9,0	5,1					
	4,8		7,0	4,5					
	5,0		2L150x12	9,8				7,2	
3	4,8+3,6	2L150x11	—	5,9				—	—
	4,2		13,6	7,6					
	4,8		12,5	8,3					
	5,0+4,8	2L150x12	—	—					
	5,0		11,1	8,8					
	7,2+5,0		—	—		12,2	11,7		
4	4,8+3,6	2L150x12	13,8	7,0		13,4	6,8		
	4,2		17,4	9,4		16,0	7,7		
	5,0+4,8		18,3	10,2		16,0	8,9		
	5,0		21,8	12,7		13,2	11,8		
	7,2+5,0		—	—	2L200x14	19,0	8,87		
	4,8+3,6		19,6	13,9		20,6	10,1		
5	4,2		20,5	11,5		25,6	9,7		
	5,0+4,8		25,6	14,3		25,6	16,75		
	5,0		20,6	13,5		—	10,9		
	7,2+5,0		—	—		—	11,5		
6	4,8+3,6		—	—		12,9	—	10,9	
	4,2			—		15,6	—	11,5	
	5,0+4,8			—		19,9	—	12,5	
	5,0			—		19,9	—	13,5	
		1.020-1/87. 0-5 - 2 п3							
		50							

1.020-1/87. 0-5 - 2 ПЗ

Ж. 32828 Л. 107

Указ. на под. панели и слязы

Продолжение табл. 7													
Значения $K \times 10^3$													
Тип связевых панелей													
Треугольные поперечного направления													
Сетка колонн — 9×6 м													
Этажность	Высота этажей Н _{эт} или Н _{эт} + Н _{пл} , м	Пролет связевой панели — 6 м				Пролет связевой панели — 5 м							
		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²		Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кгс/м ²					
		1000	500	1000	500	1000	500	1000	500				
2	4,2	11×0,21×7,2	3,56	3,15	—	—	4,18	—	4,67				
	4,8		4,23	3,71			2,60		2,60				
	6,0		4,90	4,35			—		2,85				
	4,2		6,84	6,53			5,68		6,28				
	4,8		21×0,21×7,2	7,17			6,04		—	—	4,85	5,21	
6,0+4,8	—	—											
6,0	5,71	4,70			—	—							
7,2+6,0	—	—			—	—							
4	4,2	21×0,21×12			9,16	7,18		10,9			8,54	8,42	—
	4,8		10,18	8,03			7,41		7,84				
	6,0+4,8						—		—				
	6,0						11,4		9,01	—		—	
	7,2+6,0						—		—	—		—	
5	4,2	21×0,21×12	13,5	10,3	13,1	11,5	10,54	—	11,1				
	4,8		13,0	9,97			10,43		10,92				
	6,0+4,8						—		—				
	6,0						14,4		11,1	—	—		
	7,2+6,0						—		—	—	—		
6	4,2	21×0,21×12	15,77	11,9	15,7	12,6	13,1	—	14,75				
	4,8		15,6	11,8			14,0		14,64				
	6,0+4,8						—		—				
	6,0						—		12,9	—	—		
	1.020-1/87. 0-5 - 2 ПЗ												

Продолжение табл. 7

Автоматическая высота установки м		Значение $K \times 10^3$				Тип связей панелей			
		Пятиугольные поперечного направления				Сетка колонн 9х6 м			
		Размер связей панели - 6 м				Размер связей панели - 9 м			
		временная нормативная нагрузка на перекрытие кг/м ²		временная нормативная нагрузка на перекрытие кг/м ²		временная нормативная нагрузка на перекрытие кг/м ²		временная нормативная нагрузка на перекрытие кг/м ²	
		1000	500	1000	500	1000	500	1000	500
2	4,2	6,56	6,39	—	—	—	—	11,95	13,14
	4,8	6,48	5,66	—	—	—	—	12,5	13,74
	6,0	—	—	10,4	9,28	—	—	—	13,74
3	4,2	11,63	9,34	—	—	—	—	14,34	15,77
	4,8	12,2	9,27	—	—	—	—	14,34	15,77
	6,0	9,92	8,17	9,92	8,17	—	—	—	13,02
	7,2+6,0	—	—	—	—	—	—	—	—
4	4,2	11,74	9,26	11,9	9,39	13,44	—	14,78	—
	4,8	—	—	12,19	8,96	13,44	—	14,78	—
	6,0+4,8	11,4	9,01	—	—	—	—	13,56	—
	6,0	15,17	12,85	15,1	12,0	—	—	15,72	—
	7,2+6,0	—	—	—	—	—	—	—	—
5	4,2	15,54	12,7	15,8	12,9	15,89	—	17,92	—
	4,8	—	—	—	—	15,29	—	17,92	—
	6,0+4,8	15,2	11,7	15,3	12,5	—	—	17,13	—
	6,0	17,53	13,43	—	—	—	—	20,8	—
	7,2+6,0	—	—	18,8	14,4	—	—	20,4	—
6	4,2	20,45	15,39	21,4	15,1	20,55	—	20,96	—
	4,8	—	—	—	—	—	—	—	—
	6,0+4,8	12,55	13,55	18,4	14,6	—	—	—	—
	6,0	—	17,88	—	12,7	—	—	25,8	—

Дх 32828 л. 109

1.020 - 1/87. 0-5 - 2 13

108
92

Таблица 8
Коэффициент K_2 для определения растяжения в колоннах от ветровой нагрузки
в м²

Этаж- ность	Высоты этажей H, м	Тип связей		Этаж- ность	Высоты этажей H, м	Тип связей	
	соединяющие поперечные и продольные	соединяющие поперечные и продольные	соединяющие поперечные и продольные		соединяющие поперечные и продольные		
Сетка колонн 6×6 и 3×6 м				Сетка колонн 6×6 и 9×6 м			
2	3,6	0,07	0,01	4	6,0	0,135	0,04
	4,2; 4,8	0,065	0,015		7,2; 6,0	0,120	0,035
	6,0	0,06	0,065	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	0,09
4	3,6	0,115	0,055		4,8; 3,6	0,115	0,075
	4,8; 3,6	0,095	0,045		4,2	0,125	0,095
	4,2	0,11	0,06		4,8	0,125	0,095
	4,8	0,105	0,06		6,0; 4,8	0,117	0,07
	6,0; 4,8	0,095	0,03		6,0	0,125	0,085

Дж. 32828 Л.110

1.020-1/87.0-5-2173

Лист

97

Длина волны		Толщина							
		Нормальная спектральная (НЧ) в м.м. на ст.м. (в м.м.) без учета погрешности с погрешностью коллимирования (328 у.р. 25а) с погрешностью коллимирования							
		Треугольный переделанный переделанный							
		Сетка колонки - 6х6м				Сетка колонки - 9х6м			
Сечение	Сечение	Сечение				Сечение			
		М.м.м.		Q		М.м.м.		Q	
2	3,6	—	—	111	227	—	—	—	—
	4,2	161	23,2	147	25,8	147	25,8	—	—
	4,8	204	31,2	105	28,6	105	28,6	—	—
	6,0	257	32,6	88	35,1	88	35,1	—	—
3	3,6	—	—	251	37,9	—	—	—	—
	4,0+3,6	—	—	237	40,6	—	—	—	—
	4,2	272	—	372	47,5	254	32,4	—	—
	4,8	285	42,7	355	42,7	315	55,1	—	—
4	5,0+4,8	455	45,2	455	45,2	375	57,2	—	—
	6,0	257	22,8	342	35,1	344	50,9	—	—
	7,2+5,0	297	24,1	393	31,7	325	31,9	—	—
	3,6	—	—	452	42,9	—	—	—	—
5	4,0+3,6	—	—	505	52,5	—	—	—	—
	4,2	263	28,5	451	44,8	423	42	—	—
	4,8	205	17,8	434	37,3	423	37	—	—
	6,0+4,8	235	10,5	495	39,1	423	55,3	—	—
6	6,0	157	11,4	379	28,0	322	28,2	—	—
	7,2+5,0	185	11,9	424	27,1	427	27,4	—	—
	3,6	—	—	420	48,2	—	—	—	—
	4,0+3,6	—	—	532	48,5	—	—	—	—
7	4,2	315	25,5	504	40,6	485	35,9	—	—
	4,8	—	—	492	34,6	492	34,6	—	—
	6,0+4,8	—	—	550	55,0	550	55,0	—	—
	6,0	—	—	432	24,3	454	25,5	—	—
8	7,2+5,0	—	—	475	25,1	489	25,4	—	—
	3,6	—	—	554	44,2	—	—	—	—
	4,0+3,6	—	—	625	45,1	—	—	—	—
	4,2	—	—	518	37,2	451	31,1	—	—
9	4,8	—	—	533	53,5	—	—	—	—
	6,0+4,8	—	—	624	32,7	611	34,1	—	—
	6,0	—	—	525	43,7	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—

1. 020-1/67 0-5 - 273

Вх. 32828 Л. 111

110

94

Этажность		Продолжение табл. 9									
		Нормы скорости (м/мин, в т.ч. на ст.м. буров.) без учета скорости работы срезавших колесными (с учетом λ) срезавших элементов типа									
		практических продолжительности контроля									
		Средняя колонка - 6 x 6 м					Средняя колонка - 9 x 6 м				
Этажность	Эксплуатационный диаметр, мм	Средняя колонка - 6 x 6 м	Средняя колонка - 6 x 6 м				Средняя колонка - 9 x 6 м	Средняя колонка - 9 x 6 м			
			Средняя колонка - 6 x 6 м		Средняя колонка - 6 x 6 м			Средняя колонка - 9 x 6 м		Средняя колонка - 9 x 6 м	
			Метр, Q	Метр, Q	Метр, Q	Метр, Q		Метр, Q	Метр, Q	Метр, Q	Метр, Q
2	3,6	—	—	—	159	23,5	—	—	—	—	—
	4,2	21160x11	185	33,8	158	23,6	21160x11	195	33,8	232	33,8
	4,8	—	—	—	187	28,6	—	—	—	—	—
	6,0	21160x12	183	22,1	184	22,5	21160x12	268	35,1	268	35,1
3	3,6	—	—	—	259	39,9	—	—	—	—	—
	4,2+3,6	—	—	—	314	42,8	—	—	—	—	—
	4,8	21160x11	281	25,5	281	35,5	21160x11	239	31,1	239	31,1
	4,8	—	—	—	283	33,1	—	—	—	—	—
	6,0+4,8	—	—	—	321	31,8	—	—	—	—	—
	6,0	21160x12	281	25,4	316	27,9	21160x12	205	29,5	205	29,5
	7,2+6,0	21160x14	281	28,7	354	29,4	21160x14	260	29,4	260	29,4
	7,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	3,6	—	—	—	313	35,9	—	—	—	—	—
	4,2+3,6	—	—	—	374	38,9	—	—	—	—	—
	4,8	21160x12	223	32,0	323	32,0	21160x12	275	27,4	275	27,4
	4,8	—	—	—	276	23,8	—	—	—	—	—
	6,0+4,8	—	—	—	315	24,9	—	—	—	—	—
	6,0	21160x14	358	21,0	353	25,1	21160x14	353	25,1	353	25,1
	7,2+6,0	—	—	—	359	22,2	—	—	—	—	—
	7,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	3,6	—	—	—	301	28,4	—	—	—	—	—
	4,2+3,6	—	—	—	345	29,8	—	—	—	—	—
	4,8	21160x12	316	27,2	372	33,0	21160x12	315	25,6	315	25,6
	4,8	—	—	—	248	17,3	—	—	—	—	—
	6,0+4,8	—	—	—	275	12,0	—	—	—	—	—
	6,0	21160x14	321	15,2	417	27,3	21160x14	275	18,0	275	18,0
	7,2+6,0	—	—	—	321	15,2	—	—	—	—	—
	7,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6	3,6	—	—	—	314	27,0	—	—	—	—	—
	4,2+3,6	—	—	—	278	22,1	—	—	—	—	—
	4,8	21160x12	—	—	313	23,0	—	—	—	—	—
	4,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	6,0+4,8	—	—	—	372	25,3	21160x12	359	24,2	359	24,2
	6,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	7,2+6,0	—	—	—	425	25,2	—	—	—	—	—
	7,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.020-1/07.0-5 - 273											
Бх. 32828 л. 112											

112

ПРОЕКТ № 10

НАЗНАЧЕНИЕ СПЕЦИАЛЬНОСТИ (НАЗНАЧ. В ТЕМ. НА ОУД. Д. 10) ДРЗ
 УЧЕТНО-СТАТИСТИЧЕСКАЯ РАБОТА С ОБЪЕЗДАМИ КОМПЛЕКСОВ (С. 10) ДРЗ
 СРЕДСТВ ПОПЕРЕЧНОГО НАПРАВЛЕНИЯ

СЕТКА КОМПЛЕКСОВ Д. 10

ВЫСОТА	ВЫСОТА	ВЫСОТА	ВЫСОТА	ВЫСОТА	ВЫСОТА	ВЫСОТА	ВЫСОТА	ВЫСОТА	ВЫСОТА
2000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
МЕТР	МЕТР	МЕТР	МЕТР	МЕТР	МЕТР	МЕТР	МЕТР	МЕТР	МЕТР
3,6	121	24,8	111	22,7					
4,2	181	69,2	147	25,8					
4,8	204	31,0	165	28,6					
5,0	221	64,6	221	24,6					
5,6	210	61,73	251	38,0					
6,0+3,6	219	34,1	271	49,8					
6,2	271	54,9	314	58,9					
6,8	322	42,4	389	43,2					
6,0+4,8	452	44,9	453	45,8					
6,2	220	13,3	220	19,3					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	270	31,4	437	51,0					
8,0+3,6	318	33,1	515	53,7					
8,2	327	32,3	439	45,7					
8,8	278	21,7	435	37,5					
6,0+4,8	315	24,9	498	39,4					
6,0	173	11,9	579	28,0					
7,2+6,0	-	-	-	-					
7,6	327	32,3	427	45,5					
8,0+3,6	375	32,3	555	48,8					
8,2	315	25,5	524	40,8					
8,8	223	14,0	492	34,5					
6,0+4,8	223	14,0	552	35,0					
6,0	251	14,0	462	25,8					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	558	48,8					
8,2	-	-	651	48,7					
8,8	-	-	587	38,4					
6,0+4,8	-	-	348	20,5					
6,0	-	-	351	21,3					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-					
7,6	-	-	-	-					
8,0+3,6	-	-	-	-					
8,2	-	-	-	-					
8,8	-	-	-	-					
6,0+4,8	-	-	-	-					
6,0	-	-	-	-					
7,2+5,0	-	-	-	-				</	

Эксплуатация		Нормы расхода топлива (Масса в т.м. на 1000 м.к. в час) (с учетом расхода топлива на работу с рабочими колесами) (с учетом расхода топлива на работу с рабочими колесами) по методу подсчета поперечного сечения									
		Сетка колонки - 6 x 6 м									
		Средняя скорость движения поезда на пути, км/ч					Средняя скорость движения поезда на пути, км/ч				
		2000		1000		Средняя скорость движения поезда на пути, км/ч	2000		1000		Средняя скорость движения поезда на пути, км/ч
Вид работы		Масса	Q	Масса	Q		Масса	Q	Масса	Q	
2	3,5	—	—	130	25,5	—	—	—	—	—	—
	4,2	21500	144	25,2	144		—	—	—	—	
	4,8	—	219	33,4	218		—	—	—	—	
	6,0	21500	170	21,1	170		—	—	—	—	
3	3,5	—	237	25,7	237	—	—	—	—	—	—
	4,2	21500	261	33,4	343		—	—	—	—	
	4,8	—	258	25,1	227		—	—	—	—	
	6,0	—	174	15,3	157		—	—	—	—	
4	3,5	—	215	20,5	222	—	—	—	—	—	—
	4,2	—	197	17,4	203		—	—	—	—	
	4,8	—	—	—	—		—	—	—	—	
	6,0	—	—	—	—		—	—	—	—	
5	3,5	—	255	23,8	431	21500	215	19	215	19	—
	4,2	—	300	31,3	507		218	220	248	20	
	4,8	—	243	24,3	269		255	22,8	431	50,2	
	6,0	—	204	17,8	208		310	31,3	507	52,8	
6	3,5	—	230	16,2	235	—	314	31,1	445	44,2	—
	4,2	—	241	18,4	259		424	35,6	424	35,6	
	4,8	—	—	—	—		484	38,3	484	38,3	
	6,0	—	—	—	—		415	23,7	356	25,1	
7	3,5	—	453	43,8	379	21500	453	24,9	409	25,2	—
	4,2	—	534	45,9	433		463	43,8	379	35,8	
	4,8	—	335	27,2	519		534	45,9	438	38,6	
	6,0	—	180	12,6	523		335	27,2	519	44,7	
8	3,5	—	201	13,2	552	—	250	17,8	523	35,5	—
	4,2	—	—	—	341		278	18,5	580	37,8	
	4,8	—	—	—	—		—	—	344	21,9	
	6,0	—	—	—	—		—	—	429	22,6	
9	3,5	—	—	—	—	—	—	—	438	35	—
	4,2	—	—	—	431		—	—	435	35,5	
	4,8	—	—	—	435		—	—	435	35,5	
	6,0	—	—	—	552		—	—	552	35,2	
10	3,5	—	—	—	551	—	—	—	554	35,5	—
	4,2	—	—	—	—		—	—	—	—	
	4,8	—	—	—	—		—	—	—	—	
	6,0	—	—	—	—		—	—	—	—	

1.020-1/07. 0-5 - 2/19

Продолжение табл. 9

Этажность	Высота этажей Мтр. или М+Мтр., М	Исходящая способность (Мтр. в тс на отм. 0 и 0,5 тс) без учета совместной работы с связевыми колоннами (без учета 2х) связевых панелей типа											
		предустановленные поперечного направления											
		Сетка колонн - 9х6 м											
		Пролет связевой панели-8м						Пролет связевой панели-9м					
		Сечение связи	Метр.	Q	Сечение связи	Метр.	Q	Сечение связи	Метр.	Q	Сечение связи	Метр.	Q
2	4,2	21,00 x 11	150	25,9	—	—	—	150	25,9	—	—	—	—
	4,8		181	28,9				181	28,9				
	6,0		203	24,5				—	—			318	28,4
3	4,2	21,00 x 11	223	33,0	—	—	—	318	47,7	—	—	378	47,7
	4,8		254	43,2				493	54,1			453	54,1
	6,0+6,6		453	15,2				—	—			518	55,9
	6,0		334	23,3				—	—			554	48,3
	7,2+6,0		—	—				—	—			644	51,4
4	4,2	21,00 x 12	442	43,4	—	—	—	450	45,3	—	—	450	45,3
	4,8		442	57,5				613	51,5			608	51,9
	6,0+4,8		504	39,4				—	—			635	54,2
	6,0		448	50,0				—	—			618	41,6
	7,2+6,0		—	—				—	—			676	43,0
5	4,2	21,00 x 12	500	40,0	—	—	—	631	50,5	—	—	631	50,5
	4,8		489	34,8				570	39,5			594	46,4
	6,0+4,8		555	35,1				—	—			774	50,3
	6,0		484	26,7				—	—			665	35,2
	7,2+6,0		—	—				—	—			752	39,5
6	4,2	21,00 x 12	551	37,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	4,8		551	53,0				—	—			790	45,8
	6,0+4,8		616	34,2				—	—			850	47,6
	6,0		—	—				—	—			—	—

Вх. 32828 Л. 115

1.020-1/87.0-5-273

12.0.7
98

продолжение табл. 9

этажность	высоты этажей Н _т , м Н _к , м Н	Нормированная стоимость (Метр. в т.ч. на отм. 0 и 8 т.ч.) без учета смежной работы в рядовых колоннах, (без учета "ж") связей: панели типа									
		прямоугольный поперечного направления									
		сетка колонн - 9x8 м									
		Продольная панель - 8 м					Продольная панель - 9 м				
		Метр.	Q	Метр.	Q	Метр.	Q	Метр.	Q	Метр.	Q
2	4,2	182	31,2	-	-	103	17,8	-	-	-	-
	4,8	224	33,8	-	-	122	18,5	-	-	-	-
	6,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
3	4,2	199	25,2	112	21,1	183	20,4	147	17,7	-	-
	4,8	178	18,5	-	-	211	25,8	211	25,8	-	-
	6,0+4,8	208	20,5	-	-	230	25,3	230	25,3	-	-
	6,0	202	17,5	-	-	-	-	270	25,8	-	-
	7,2+6,0	-	-	352	31,5	-	-	201	17,5	-	-
4	4,2	263	25,7	418	18,6	-	-	232	18,8	-	-
	4,8	211	17,9	283	25,7	197	18,5	187	18,5	-	-
	6,0+4,8	230	16,7	397	24,9	338	33,2	437	37,1	-	-
	6,0	258	17,6	452	24,5	-	-	458	38,9	-	-
	7,2+6,0	-	-	426	28,6	-	-	461	30,9	-	-
5	4,2	444	35,6	455	23,5	-	-	504	32,0	-	-
	4,8	325	22,6	444	33,6	421	33,5	441	33,5	-	-
	6,0+4,8	321	23,4	325	22,6	-	-	256	17,9	-	-
	6,0	343	18,8	331	24,4	-	-	315	20,5	-	-
	7,2+6,0	-	-	465	26,7	-	-	324	18,2	-	-
6	4,2	502	33,8	502	33,8	-	-	358	18,8	-	-
	4,8	554	33,0	554	33,0	-	-	-	-	-	-
	6,0+4,8	616	34,2	618	34,2	-	-	289	17,1	-	-
	6,0	-	-	-	-	-	-	350	17,7	-	-

Дх. 32828 л. 116

1.020 - 1/87. 0-5 - 273

Таблица И

изданный расчетный момент монта. в.т.м.
зод.м. колонны при нагрузке,
поступающей несущей способностью
свободной панели.

Этаж	Вид нагрузки	Тип свободной панели													
		Поперечная нагрузка			Поперечная нагрузка			Поперечная нагрузка			Поперечная нагрузка				
		Поперечная нагрузка			Поперечная нагрузка			Поперечная нагрузка			Поперечная нагрузка				
		Сумма колонн, м													
		6x6			6x6			6x6			6x6				
		Продольная нагрузка													
		6			9			6			9				
		Безопасность конструкции нагрузки из расчета "м/м"													
		1000	1200	1400	1600	1800	2000	2200	2400	2600	2800	3000	3200		
2	35	-	3	-	-	13	-	-	3	-	-	-	11	-	-
	42	3	3	3	8	15	17	2	3	1	2	9	12	14	8
	48	3	4	3	8	12	14	2	3	4	2	9	13	13	11
	50	3	2	2	8	10	14	3	2	2	6	9	10	9	8
3	35; 48+35	-	3	-	-	18	-	-	4	-	-	-	18	-	-
	42	2	6	3	8	18	15	6	5	5	2	7	22	12	12
	48; 50+48	2	6	4	8	12	13	4	5	5	9	7	13	13	12
	50; 7.8+50	2	2	2	8	15	14	2	5	2	5	7	16	10	8
4	35; 48+35	-	2	-	-	10	-	-	3	-	-	-	15	-	-
	42	2	2	2	10	11	11	3	3	3	5	9	15	10	20
	48; 50+48	2	2	2	10	12	12	2	3	2	6	9	15	15	15
	50; 7.8+50	2	2	2	10	12	13	2	2	2	6	9	10	8	11
5	35; 48+35	-	2	-	-	10	-	-	3	-	-	-	14	-	-
	42	2	2	2	9	10	11	2	2	3	4	2	15	13	12
	48; 50+48	2	2	2	9	5	12	2	3	3	5	1	18	12	16
	50; 7.8+50	-	2	2	-	13	14	-	2	2	3	-	9	10	12
6	35; 48+35	-	2	-	-	10	-	-	3	-	-	-	15	-	-
	42	-	2	2	-	11	11	-	3	3	4	-	15	10	-
	48; 50+48	-	2	2	-	12	12	-	3	2	4	-	17	12	17
	50	-	2	2	-	-	-	-	2	2	-	-	-	-	-
		1.020-1/87. 0-5- 2/13													
		1000 101													

1.020-1/87. 0-5- 2/13

1001

Вх. 32828 Л. 118

Таблица 12

Этажность		Высота этажей Н _{эт} или Н _г - Н _{гн} м	Значение коэффициента жесткости 10^{-3} в м/тс м ² (при воздействии ветровой нагрузки) связей типа					
			треугольные проволочные		пятиугольные проволочные			
			Сетка					
			6х6; 9х6		колонки, м			
					6х6; 9х6			
		сечение связей	временная нормативная нагрузка на перекрытие по 2000 кгс/м^2	сечение связей	временная нормативная нагрузка на перекрытие по 2000 кгс/м^2			
2		3,6	0,0652	21150х11	0,023			
		4,2	0,080		0,028			
		4,8	0,096		0,033			
		6,0	0,1202		0,0358			
3		3,6	21160х11	21180х12	0,0358			
		4,8+3,6						
		4,2	0,1434		0,045			
		4,8	0,155		0,056			
		6,0+4,8	0,190		0,078			
		6,0	0,22		0,100			
4		4,2+6,0	0,24	21180х12	0,100			
		3,6	0,250					
		4,8+3,6	0,290		0,133			
		4,2	0,311		0,1474			
		4,8	0,311		0,157			
		6,0+4,8	0,330		0,1779			
5		6,0	21180х12	21200х12	0,179			
		7,2+6,0						
		3,6						
		4,8+3,6						
		4,2			0,193			
		4,8			0,218			
6		6,0+4,8	21150х12	21150х12	0,232			
		6,0						
		7,2+6,0			0,233			
		3,6			0,258			
		4,8+3,6			0,264			
		4,2			0,295			
		4,8	21180х12	21180х12	0,301			
		6,0+4,8						
		6,0			0,411			
		6,0						
			1.020 - 1.071. 0-5 - 213			102		
			Лх 32828 Л.119					

Условные обозначения: 1.020 - 1.071. 0-5 - 213

Продолжение табл. 29									
Значение эмпирической жесткости 10^{-3} Ваттс/м ² при изде- ствии сетчатой поверхности) срезных панелей типа									
Пятиугольные поперечного направления									
Сетка колонн - 4x6 м									
Эластичность	Высоты стоек Нит или 4x6 м	Значения эмпирической жесткости		Значения эмпирической жесткости		Значения эмпирической жесткости		Значения эмпирической жесткости	
		21x100x12	21x100x12	21x100x12	21x100x12	21x100x12	21x100x12	21x100x12	21x100x12
2	3,6	0,0311	—	—	—	—	—	—	—
	4,2	0,0352	—	—	—	—	—	—	—
	4,8	0,0433	—	—	0,0354	—	0,019	0,0217	—
	5,0	—	—	—	0,0507	—	0,023	0,0294	—
3	3,6	0,0662	—	—	—	—	—	—	—
	4,5x3,6	—	—	—	—	—	—	—	—
	4,2	0,0635	—	—	—	—	—	—	—
	4,8	0,0751	—	—	0,0531	—	0,0415	0,0557	—
4	5,0	0,105	—	—	0,0733	—	0,0555	0,0752	—
	7,2x5,0	—	—	—	0,1132	—	—	—	—
	3,6	—	0,1365	—	—	—	—	—	0,0654
	4,8x3,6	0,127	0,1622	—	—	—	—	—	—
5	4,2	0,142	0,185	—	—	—	—	—	—
	4,8	0,155	0,202	—	0,119	—	0,121	0,158	—
	5,0x4,8	0,179	0,232	—	0,163	—	0,155	0,164	—
	5,0	—	0,202	—	0,185	—	—	—	—
6	7,2x5,0	—	0,202	—	—	—	—	—	—
	3,6	0,193	0,253	—	—	—	—	—	0,199
	4,8x3,6	0,215	0,28	—	—	—	—	—	—
	4,2	—	—	—	—	—	—	—	—
7	4,8	0,257	0,334	—	0,224	—	0,237	0,265	0,268
	5,0x4,8	0,258	0,334	—	0,248	—	0,241	0,250	—
	5,0	—	—	—	—	—	—	—	—
	7,2x5,0	—	0,254	—	0,259	—	0,370	—	0,309
8	3,6	0,265	0,352	—	—	—	—	—	—
	4,8x3,6	—	—	—	—	—	—	—	—
	4,2	0,312	0,405	—	—	—	—	—	—
	4,8	0,357	0,464	—	0,351	—	0,411	0,258	—
9	5,0x4,8	—	—	—	0,309	—	0,456	0,349	0,378
	5,0	0,405	0,512	—	0,541	—	0,703	—	0,43

1.020-1/П. 0-5 - 2 П3

Вх 32820 Л. 121

Таблица 13

Автоматическая высота пробоины Н, м или Н, мм		Значение эквивалентной жесткости 10^{-5} эк в м^2 из расчета вертикальной нагрузки (средних размеров) типа												
		треугольные пробоины						многоугольные пробоины						
		Ретка												
		толщина, м												
		6x6		9x6		6x8		9x6						
		Степень нагрузки на перевернутой		Степень нагрузки на перевернутой		Степень нагрузки на перевернутой		Степень нагрузки на перевернутой		Степень нагрузки на перевернутой		Степень нагрузки на перевернутой		
		2000 1000		2000 1000		2000 1000		2000 1000		2000 1000		2000 1000		
3	3,5; 5,5x3,5	21180x11	0,65	0,62	2140x12	—	21180x11	—	0,60	2140x12	—	2140x12	—	
	4,2		0,63	0,56		0,67		1,3	0,78		1,13			
	4,8		0,61	0,60		0,61		0,83	1,14					
	5,0x4,8		0,61	0,61		1,14								
	6,0		0,57	0,59		21200x14		0,54	1,36		2,4		21200x14	0,86
7,2x5,0	0,82	0,59	0,54	0,54	0,86									
4	3,5; 5,5x3,5	21180x12	—	0,6	2140x12	—	21180x12	—	0,6	2140x12	—	2140x12	—	
	4,2		0,7	0,53		0,67		1,05	0,78		0,77			
	4,8		0,65	0,44		0,55		0,62	0,73		0,84			
	5,0x4,8		0,57	0,57		1,06								
	6,0		0,52	0,56		21200x14		0,57	0,71		0,92		21200x14	1,06
7,2x6,0	—	0,71	—	—	0,55	—								
5	3,5; 5,5x3,5	21180x12	0,64	0,56	2140x12	0,46	21180x12	0,83	0,82	21180x12	0,84	21180x12	0,84	
	4,2		0,7	0,56		0,55		0,51	0,79		1,1			
	4,8		0,43	0,53		21200x14		0,83	0,59		0,82		21200x14	0,92
	5,0x4,8							0,83						
	6,0		0,43	0,53		21200x14		0,83	0,92		0,92			
6	3,5; 5,5x3,5	21180x12	—	0,83	2140x12	—	21180x12	—	0,98	2140x12	—	2140x12	—	
	4,2		—	0,92		0,85		—	1,18		1,04			
	4,8		—	0,92		0,85		—	1,16		1,07			
	5,0x4,8		—	0,66		0,83		—	0,9		1,07			
	6,0		—	0,66		0,83		—	0,9		1,07			

1.020-1/87. 0-5 - 2 ПЗ

105

1.020-1/87. 0-5 - 2 п3

105

Вх. 32828 л. 122

[illegible]

Таблица 14

Значения $K_{\text{кп}}$

Тип связевых панелей

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

Сетка колонн в м

6x6 3x6 6x6 3x6 6x6 3x6 6x6 3x6

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, т/м²

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	1,3	1,4	1,5	1,4	1,7	1,5	1,7	1,5	1,5	1,4	1,5	1,4	1,6	1,5	1,6	1,5
	5	1,3	1,7	1,8	1,7	1,8				1,4	1,8	1,7	1,8	1,7	1,8	1,75	1,8
	6	1,8	1,75	1,8	1,8				1,45	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	1,6	1,4	1,6	1,4	1,85	1,6	1,85	1,6
	5	1,8	1,75	1,8	1,75	1,75	1,5	1,75	1,5	1,8	1,7	1,8	1,7	1,55			
4,8	2	1,2				1,65				1,65				1,65			
	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	1,25	1,7	1,85
	5	1,7	1,5	1,7	1,5	1,7	1,5	1,55	1,4	1,65	1,5	1,65	1,5	1,7	1,5	1,7	1,5
6,0	2	1,2				1,6	1,5	1,6	1,5	1,2				1,5			
	3	1,3				1,8				1,3				1,7			
	4	1,5	1,4	1,5	1,4	1,6				1,5	1,4	1,5	1,4	1,6			
	5	1,4	1,2	1,4	1,2	1,6				1,4	1,2	1,4	1,2	1,6			
6,0	6	—				—				—				—			

1.020-137.05-273

Лист
108

Вх. 32828 л. 125

		Таблица 15										
		Максимальное значение $M_{кр}$ в т.м и N в тс (см. рис. 3.3) при следующих значениях закрутки										
Эквивалентная высота стоек $H_{ст}$ или $H_{ст.к}$, м		На горизонтальной площадке без изгиба		На горизонтальной площадке с изгибом		На горизонтальной площадке с изгибом		На горизонтальной площадке с изгибом		На горизонтальной площадке с изгибом		
		Колонн - колонн		Колонн - колонн		Колонн - колонн		Колонн - колонн		Колонн - колонн		
		Средняя колонна 6 x 6 м										
Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²												
		1500		2000		1500		2000		1500		
		$M_{кр}$ N		$M_{кр}$ N		$M_{кр}$ N		$M_{кр}$ N		$M_{кр}$ N		
		$M_{кр}$ N		$M_{кр}$ N		$M_{кр}$ N		$M_{кр}$ N		$M_{кр}$ N		
2	3.6	—	—	143	156	—	—	167	135	—	227	
	4.2	235	102	247	161	245	203	208	176	265	232	
	4.8	235	132	247	161	245	203	208	177	265	233	
	6.0	235	164	247	163	246	205	208	179	267	235	
3	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
4	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
5	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
6	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
7	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
8	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
9	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
10	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
11	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
12	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
13	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
14	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
15	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
16	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
17	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
18	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
19	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
20	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
21	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
22	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
23	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
24	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
25	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
26	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
27	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
28	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
29	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
30	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
31	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
32	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	
33	3.6	—	—	143	154	—	—	163	121	—	212	
	4.2	240	112	247	161	246	205	208	179	267	235	
	4.8	240	143	247	161	246	205	208	179	267	235	
	6.0	240	174	247	163	246	205	208	179	267	235	

Продолжение табл. 15

Максимальное значение $N_{\text{вн.т.}}$ в т.н. и $N_{\text{н.т.}}$ (см. рис. 23)
при следующих вариантах загрузки

на возводимой площадке вдоль и в поперечном направлении - полная полез- ная нагрузка, в т.н.	на возводимой площадке вдоль и в поперечном направлении - 1,5 полез- ная нагрузка, в т.н.	полезная нагрузка различная
---	--	-----------------------------------

Сетка колонн 8 x 8 м

Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м²

1000		500		1000		500		1000		500	
Метр.	N	Метр.	N	Метр.	N	Метр.	N	Метр.	N	Метр.	N

2	3,6	194	135	138	111	165	145	122	114	195	138
	4,2	193	140	143	116	167	147	124	119	200	163
	4,8	198	140	143	116	167	148	124	119	204	164
	6,0	193	142	143	118	168	150	124	120	207	165
3	3,6	338	221	225	173	220	241	193	150	316	234
	4,2	344	228	233	180	222	244	195	155	315	241
	4,8	344	230	233	182	222	245	195	154	316	242
	6,0	344	233	233	184	223	245	195	157	319	245
4	3,6	482	317	323	245	395	333	255	215	421	319
	4,2	482	319	323	247	397	334	257	251	420	319
	4,8	482	324	323	251	398	337	257	255	425	326
	6,0	482	324	323	251	398	337	257	255	425	326
5	3,6	625	405	413	310	512	431	312	217	545	299
	4,2	625	405	413	312	512	432	312	219	547	300
	4,8	625	405	413	312	512	432	312	219	547	300
	6,0	625	405	413	312	512	432	312	219	547	300
6	3,6	782	495	503	375	627	534	412	254	661	476
	4,2	782	495	503	375	627	534	412	254	661	476
	4,8	782	495	503	375	627	534	412	254	661	476
	6,0	782	495	503	375	627	534	412	254	661	476

1.020-1/87.0-5-273

Вх. 32828 л. 127

110

продолжение табл. 15

Этажность	Высоты этажей	Нат. или Н+Нэт., м	Максимальное значение МРРр. в т.м и в т.с. (см. рис. 3.3) при следующих вариантах загрузки		Полная полезная нагрузка						
			на грузовой платформе из стальных колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонн - полезная нагрузка считается (см. рис. 3.1)	на грузовой платформе из стальных колонн - полная полезная нагрузка, у другой колонн - 0,5 полезная нагрузка	Полная полезная нагрузка	распределена равномерно					
			Сетка колонн 9х6м, пролет стальной панели - 6м								
			Временная нормативная нагрузка на перекрытия, кг/м ²								
			1000		500		1000		500		
			МРРр. N	МРРр. N	МРРр. N	МРРр. N	МРРр. N	МРРр. N	МРРр. N	МРРр. N	
2	4,2	208	155	152	142	199	192	145	153	246	
	4,8	208	166	162	142	199	193	145	154	247	
	6,0	208	168	162	144	200	195	145	155	249	
3	4,2	355	265	245	219	338	318	230	240	393	
	4,8	355	267	245	219	338	319	230	241	394	
	6,0	355	270	245	221	339	323	231	245	395	
	7,2	355	270	245	221	339	323	231	245	395	
4	4,2	505	366	337	294	477	444	315	327	519	
	4,8	505	368	337	295	477	444	315	327	519	
	6,0	505	372	337	299	478	451	315	334	524	
	7,2	505	372	337	299	478	451	315	334	524	
5	4,2	653	456	427	370	616	571	427	415	656	
	4,8	653	458	427	372	616	573	427	417	658	
	6,0	653	464	427	377	617	579	427	423	663	
	7,2	653	464	427	377	617	579	427	423	663	
6	4,2	801	555	522	448	755	697	522	512	795	
	4,8	801	557	522	449	755	697	522	512	795	
	6,0	801	560	522	453	756	701	522	512	795	
			801	560	522	453	756	701	522	512	795

1.020-1187.0-5 - 279

Вх. 32828 л. 128

Продукты пчелы											
Максимальное значение МЭрт. в т.м. и в т.м. (см. рис. 3.3) при соблюдении норматива загрузки											
Этажность	Высота этажей Нэт или Нн + Нэт. Н	на грузовой площадке одной из сараевых колонн - полная полезная, у дру. сар. колонны - полезная, нагрузка отсутствует (см. рис. 3.1)				на грузовой площадке одной из сараевых колонн - полная полезная нагрузка, у дру. колонны 0,5 полезной нагрузки				нагрузка распределена на ряды пчел	
		сетка колонн 9х6, пролет сараевых пчелов-9м				временная нормативная нагрузка на перекрытия 57/100				57/100	
		1000		500		1000		500		1000	
		МЭрт. N	N	МЭрт. N	N	МЭрт. N	N	МЭрт. N	N	МЭрт. N	N
2	4,2	449	207	324	171	388	221	289	115	311	251
	4,8	449	200	324	171	388	221	289	176	312	252
	6,0	450	210	325	173	388	223	289	177	314	254
3	4,2	777	333	527	266	555	368	457	275	491	371
	4,8	777	341	527	267	555	369	457	277	492	372
	6,0	778	344	528	271	555	370	457	279	495	375
	7,2+6,0	778	344	528	271	555	370	457	279	495	375
4	4,2	1106	472	731	362	923	512	625	375	670	490
	4,8	1106	473	731	363	923	513	625	378	672	492
	6,0	1107	478	732	368	923	517	625	391	676	495
	7,2+6,0	1107	478	732	368	923	517	625	391	676	495
5	4,2	1434	604	934	457	1190	657	793	475	850	610
	4,8	1434	605	934	459	1190	659	793	479	852	612
	6,0	1435	611	935	465	1190	664	793	482	857	617
	7,2+6,0	1435	611	935	465	1190	664	793	482	857	617
6	4,2	1763	726	1138	553	1457	823	951	576	1030	729
	4,8	1763	733	1138	555	1457	805	951	580	1032	732
	6,0	1764	745	1139	562	1457	812	951	584	1039	738
1.020-1/07.0-5 - 2.73										1127	112

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 0-1, 0-2.

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

3. При назначении шага связевых панелей расстояние от края здания (или края температурного блока) до ближайшего вертикального устоя ℓ_k (см. рисунок) не должно превышать значений, приведенных в таблице 1, а расстояние между соседними элементами жесткости ℓ_b не должно превышать значений, приведенных в таблице 1 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.

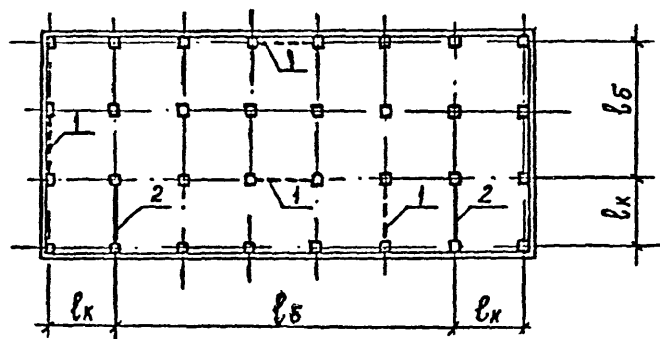
4. Расчетные положения, изложенные ниже, а также данные таблицы 1 относятся к расчету в стадии эксплуатации и в стадии монтажа здания, если замоноличивание перекрытий осуществляется одновременно с монтажом каркаса (позатяжное замоноличивание).

Вх 32828 л. 131

1.070-1/87.0-5- ЗПЗ

Рекомендации по расчету и проектированию дисков перекрытий из ребристых плит и из монолитных плит при поэтажном замоноличивании				Статия	Лист	Листов
				Р	1	4
				ЦЭБПромзданий		
Нач. ин.	Код ин.	В. ин.	С. ин.			
В. ин.	Код ин.	В. ин.	С. ин.			
В. ин.	Код ин.	В. ин.	С. ин.			

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



1 — стальные связи
2 — железобетонные диафрагмы

рис. 1

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

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

Связевые плиты серии I.04I.I-2 и I.042.I-4 рассчитаны на растягивающее усилие 10 тс, стык ригеля с колонной — на усилие 8,0 тс.

Имя, Инициалы, Подпись, дата, Визит, штамп

Вх. 32828 Л. 132

1.020-1/87.0-5- ЭПЗ

Лист
2

Таблица 1

Высота башенки, этажи в в.м.		Длина здания в направлении башенки в м.		Максимальное расстояние R_x (см. рис.1)											
				Сетка колонн 6×6 м											
				Ветровой район и тип местности по СНиП 2.01.01-85											
				I А; I Б; II Б				II А; III Б				III А			
				Временная нормативная нагрузка на покрытие, кПа											
		1000	1500	2000	300	1250	1500	2000	300	1250	1500	2000	300		
3,6	12	18				18				18					
	18	24	30			24				18	24				
	24	30				30				24		30			
	30									30					
	36÷60									30					
4,2	12	18				18				12	18				
	18	24				24				18					
	24	30				24	30			24					
	30					30				30					
	36÷60														
4,8	12	18				18				12					
	18	24				18	24			18					
	24	30				24		30		24					
	30					30				24		30			
	36÷60									30					
6,0	12	18				12	18			12					
	18	24				18				18					
	24	24	30			24				18	24				
	30	30				30				24					
	36									24					
	42									30					
48÷60	30														

В ветровом районе значения R_x даны для зданий с полувентильным расположением ветвей или здания с полувентильной перпендикулярной плоскостью ветвей по нечет 36 м.

Вх. 32.828 л. 133

1020-1/87. 0-5- 3173

Высота вершины горы		Длина, ширина и площадь вершины горы в м, кв. м	Продолжение таблицы 1								
			Максимальное расстояние δx (см. рис.1)								
			Сетка колонн 9x6 м								
			Верхний район и тип местности по СНиП 2.01.07-85								
			I.A, I.B, II.B			II.A, III.B			III.A		
			Временная нормативная нагрузка на покрытие, кПа								
			1020	150	500	1000	150	500	1000	150	500
3,6	18	24			18			18			
	27	30						24			
	36÷60							30			
4,2	18	18	24		18			18			
	27	30			24		30	24			
	36				30			24	30		
	42÷60							30			
	4,8	18	18			18			12	18	
27		24	30		24			24			
36		30						24			
42÷60								30			
6,0		18	18			18			12		
	27	24	30		24			18			
	36, 42	30						24			
	48, 60							30			
	См. примечание на листе 3										
Вх 32828 л.134											
1020-1/87.0-5-3ПЗ											

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

В этих случаях здания сооружаются без поэтажного замоноличивания.

I. Устойчивость здания в поперечном направлении обеспечивается совместной работой связевых панелей, состоящих из колонн и вертикальных стальных связей по колоннам и межколонным плитам по крайним и средним рядам колонн, соединенными между собой и с поперечными ригелями в соответствии с серией I.O.O-I/87 см. 6 - I "Монтажные узлы каркаса" (узлы 56.69).

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

Расстояние между связевыми панелями определяется из следующих условий:

а) В промышленных зданиях, выполняемых в варианте с многонустотными плитами перекрытий, в крайней пристенной плите по крайнему ребру плиты, прилегающей 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

$$z = 0,4 \text{ м}$$

Лх. 32828 Л. 135

I.O.O-I/87.0-5- 4ПЗ

лонные плиты работают как балки с плечом внутренней пары сил
 $\Sigma = 0,4 \text{ м}$

Вх 32828 л. 135

1.010-1/87.0-5- 4ПЗ

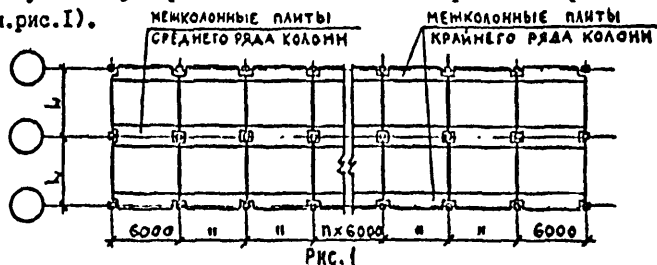
НАЧ. МР.	КОЗЫШ	МЕР.	24.01
СМ. КОМ.	ЗВЕРЕВ	МЕР.	25.01
Г. И. П.	ЗВЕРЕВ	МЕР.	25.01

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

Стр.	Лист	Листов
Р	1	3
ПРОЕКТИРОВАНИЕ		

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

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



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

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

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:

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

б) В промышленных зданиях, выполняемых в варианте с ребристыми плитами перекрытий, в крайней межколонной плите плечо внутренней пары сил $Z = 1,0$ м., а растягивающее усилие на одно ребро равно 7,2 тс, следовательно несущая способность по изгибающему моменту равна:

Дх. 32828 л. 136

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

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

$$\Sigma M \geq 15,5 \text{ тс.м}$$

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

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

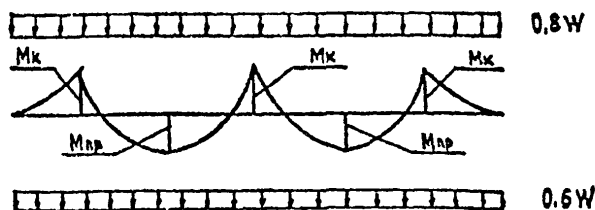


Рис.2

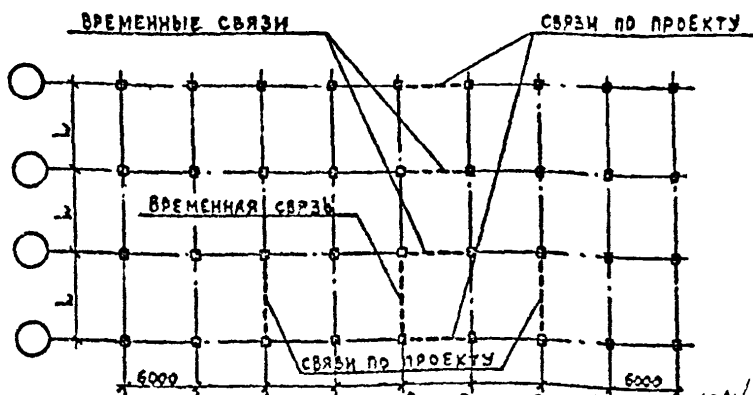


Рис.3

Вх 32828 Л. 134/134

1.020-1/87.0-5-4ПЗ

Лист

3

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