ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ДЕТАЛИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

СЕРИЯ ИИ-04-0

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ

ВЫПУСК 12

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ БЛОКОВ - СТЕНОК ЖЕСТКОСТИ И ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ БЛОКОВ ДЛЯ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ КАРКАСНОЙ КОНСТРУКЦИИ СЕРИИ ИИ-04 С СЕТКОЙ КОЛОНН 6×9; 6×6; 6×4.5; 6×3 М.

13654
ЦЕНА 2-21

gost.e-ecolog.ru

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ ТИПОВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ
ГОССТРОЯ СССР

Москва, А-445, Смольная ул., 22
Сдано в печать 18/II 1961 г.
Заказ № 3067 Тираж 150 экз.

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ДЕТАЛИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

СЕРИЯ ИИ-04-0

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ

ВЫПУСК 12

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ БЛОКОВ – СТЕНОК ЖЕСТКОСТИ И ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ БЛОКОВ ДЛЯ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ КАРКАСНОЙ КОНСТРУКЦИИ СЕРИИ ИИ-04 С СЕТКОЙ КОЛОНН 6×9; 6×6; 6×4.5; 6×3м.

РАЗРАБОТАНЫ:
ЦНИИЭП учебных зданий

УТВЕРЖДЕНЫ ГОСГРАЖДАНСТРОЕМ
И ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ С 1.I. 1976г
ПРИКАЗ N 263 ОТ 24.XI. 1975г

19654 2

	Лист	Стр.
1. Содержание альбома.	С-1И	2
2. Пояснительная записка.	1 ÷ 31	3 ÷ 32
3. Монтажные схемы вентиляционных блоков-стенок жесткости.	32 ÷ 37	34 ÷ 39
4. Монтажные схемы вентиляционных блоков.	38 ÷ 41	40 ÷ 43
5. Пример решений проемов в стенах, выполняемых из бесконсольных вентиляционных блоков.	42	44
6. Расчетные схемы блоков из своей плоскости.	43	45
7. Схемы раскладки перекрытия.	44	46
8. Монтажные узлы 1 ÷ 3.	45	47
9. Монтажные узлы 4 ÷ 6.	46	48
10. Узел 1 при колоннах 400 x 400 мм.	47	49
11. Узел 1 при колоннах 300 x 300 мм.	48	50
12. Узел 2 при колоннах. 400 x 400 и 300 x 300 мм	49	51
13. Узел 3 при колоннах 400 x 400 мм.	50	52
14. Узел 3 при колоннах 300 x 300 мм.	51	53
15. Детали: обетонирование металлических консолей, крепление вентрешеток, заделка пустот, перекрытие каналов, горизонтальный стык блоков.	52	54
16. Примеры привязок в колоннах закладных деталей М-13 для крепления вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.	53а	55
17. Монтажные детали ММД-31 ÷ ММД-41	54	56

Внесены исправления ст. инженер [signature] К. Медведская / 12.03.76г

Т.К.	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.	Серия ИИ-040
1975	Содержание альбома.	Выпуск 12 / Лист С-1И

13654 3

Копировал [illegible]
г. Москва

Копировал Архипова

I Общая часть.

Указания содержат характеристику и рекомендации по применению сборных железобетонных вентиляционных блоков-стенок жесткости /блоки типа „ВБС"/ и вентиляционных блоков /блоки типа „ВБ"/.

При разработке настоящих указаний использован материал альбома ИИ-04-0, выпуск 6-„Указания по применению изделий связевого каркаса, относящийся к разделу – „Диафрагмы жесткости".

Раздел IV данных указаний разработан при участии, в качестве консультанта, доктора технических наук, профессора Дроздова П.Ф.

II. Область применения и характеристика изделий.

Вентиляционные блоки-стенки жесткости и вентиляционные блоки предназначены для применения в общественных зданиях и зданиях административно-бытового назначения, выполняемых в конструкциях связевого каркаса серии ИИ-04.

Не допускается применять вентиляционные блоки-стенки жесткости и вентиляционные блоки для вентиляции помещений, из которых осуществляется вытяжка агрессивной газовой среды, а так же среды, нагретой до температуры выше 50°С. При оценке степени агрессивного воздействия газовой среды на бетон, а также характеристики агрессивных газов руководствоваться СНиП II-В.9.73. Допускаемые нагрузки на блоки и расчетные схемы блоков из своей плоскости даны на листе 43.

Для каркасов с колоннами сечением 40×40 см и 30×30 см вентиляционные блоки и блоки-стенки жесткости приняты одинаковыми, толщиной 240 мм, с круглыми пустотами ф146 мм, при этом зазор между блоком и колонной сечением 40×40 см составляет 20 мм, между блоком и колонной сечением 30×30 см – 70 мм. Зазоры между блоками и колоннами, а также между самими блоками заполнить бетоном марки 200.

По горючести блоки относятся к несгораемым конструкциям и имеют предел огнестойкости - 2,5 часа.

Вентиляционные блоки-стенки жесткости /блоки типа „ВБС"/ запроектированы из тяжелого бетона марки 300, с поэтажной разрезкой для высот этажей 2,8м; 3,3м; 3,6м; 4,2м и технического подполья H=2м, с одной и двумя консолями для опирания панелей перекрытий и без консолей.

Вентиляционные блоки /блоки типа „ВБ"/ запроектированы из тяжелого и легкого бетонов марок 200 и 300. Блоки с одной и двумя консолями приняты одноэтажными, для высот этажей 2,8м; 3,3м; 3,6м; 4,2м и технического подполья H=2м, бесконсольные – одно и двухэтажные для тех же высот этажей.

Предусмотрен вариант металлических консолей, привариваемых к закладным деталям блоков. Блоки с металлическими консолями не могут применяться в тех случаях, когда пролет панелей перекрытий заканчен между блоками.

III. Указания по подбору и расчету диафрагм жесткости.

Пространственная устойчивость здания в обоих направлениях обеспечивается вертикальными диафрагмами жесткости. Нагрузки на диафрагмы передаются дисками перекрытий. Диафрагмы образуются заполнением каркаса вентиляционными блоками-стенками жесткости /блоки типа ВБС/. Колонны каркаса и стенки жесткости работают совместно в результате сварки закладных деталей. Закладные детали колонн и стенок жесткости свариваются между собой. Горизонтальный стык между стенкой жесткости и верхним обрезом фундамента осуществляется без сварки закладных деталей - с помощью мелкозернистого бетона марки 200. Количество 6-метровых диафрагм, в зависимости от этажности здания и нагрузок на

13654 4

перекрытие может быть ориентировано определено по графику на рис. 1 по допустимому моменту [Mg] на диафрагму. Количество диафрагм определяется делением расчетного ветрового момента, действующего на здание, на величину [Mg].

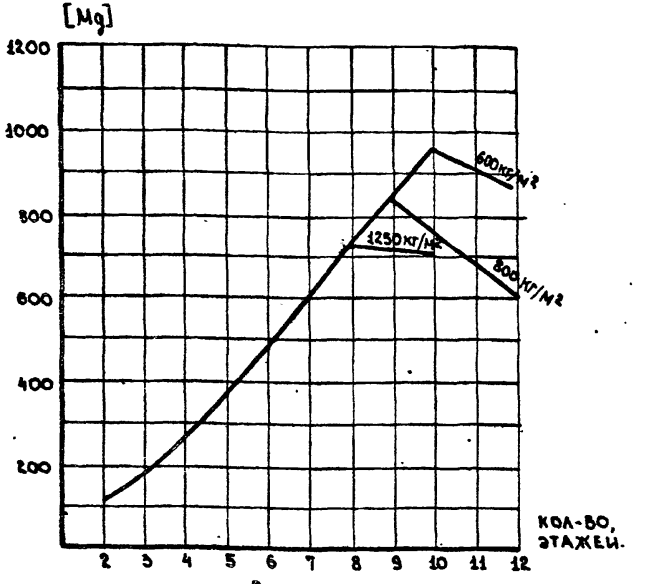


Рис. 1

Величина расчетного ветрового момента, действующего на здание, определяется по таблице №1 при длине здания 60м. Если длина здания не равна 60м, табличные значения расчетных изгибающих моментов следует изменить пропорционально фактической длине здания. Если здание разделено на блоки деформационными или температурно-усадочными швами, то количество диафрагм подбирается на каждый блок отдельно в зависимости от его фактической длины. Количество диафрагм, принятое ориентировчно с помощью графика, приведенного на рис. 1, должно быть проверено расчетом по методике, изложенной в разделе IV.

IV. Расчет устойчивости здания.

Подбор диафрагм производиться в соответствии с рекомендациями приведенными в данном разделе. Для зданий до 3х этажей с подвалом производится только проверка прочности диафрагм по нормальному сечению. Проверка вертикальных швов и жесткости здания может не производиться.

IV-1. Система координатных осей и определение центра жесткости

Все расчеты выполняются в системе прямоугольных координат. Оси координат в плане располагаются параллельно разбивочным осям здания /см. рис. 2/. Начало координат принимается в центре жесткостей вертикальных диафрагм, расстояния „a_y" и „a_z" до которого от произвольной точки „А" определяется по формулам:

$$a_y = \frac{\sum (Bi_z \cdot \bar{Y}i)}{\sum Bi_z}; \quad a_z = \frac{\sum (Bi_y \cdot \bar{Z}i)}{\sum Bi_y} \quad (IV.1)$$

В формулах (IV.1) приняты следующие обозначения:

Bi_z - жесткость i-той диафрагмы, параллельной оси „Z".

Bi_y - жесткость i-той диафрагмы, параллельной оси „Y".

$\sum Bi_z$; $\sum Bi_y$ - суммарные жесткости всех диафрагм одного направления соответственно в плоскости „Z" и плоскости „Y".

$\bar{Z}i$ - расстояние от центра i_y-той диафрагмы до оси, параллельной координатной оси „Y" и проходящей через точку „А".

$\bar{Y}i$ - расстояние от центра i_z-той диафрагмы до оси, параллельной координатной оси „Z" и проходящей через точку „А".

Zi - расстояние от центра „i_y"-той диафрагмы до координатной оси „Y"

Yi - расстояние от центра „i_z"-той диафрагмы до координатной оси „Z"

Жесткости диафрагм „Bi_z" и „Bi_y" принимаются с учетом коэффициента деформации „$K_{деф}$" — $Bi = Boi \times K_{деф}$; где:

Boi - принимается по таблице 2.

$K_{деф}$ - определяется по графику на рис. 3

Т.К.	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.	Серия ИИ-04-0	
1975	Пояснительная записка.	Выпуск 12	Лист 2

Копировал | В. Архипова

13654 5

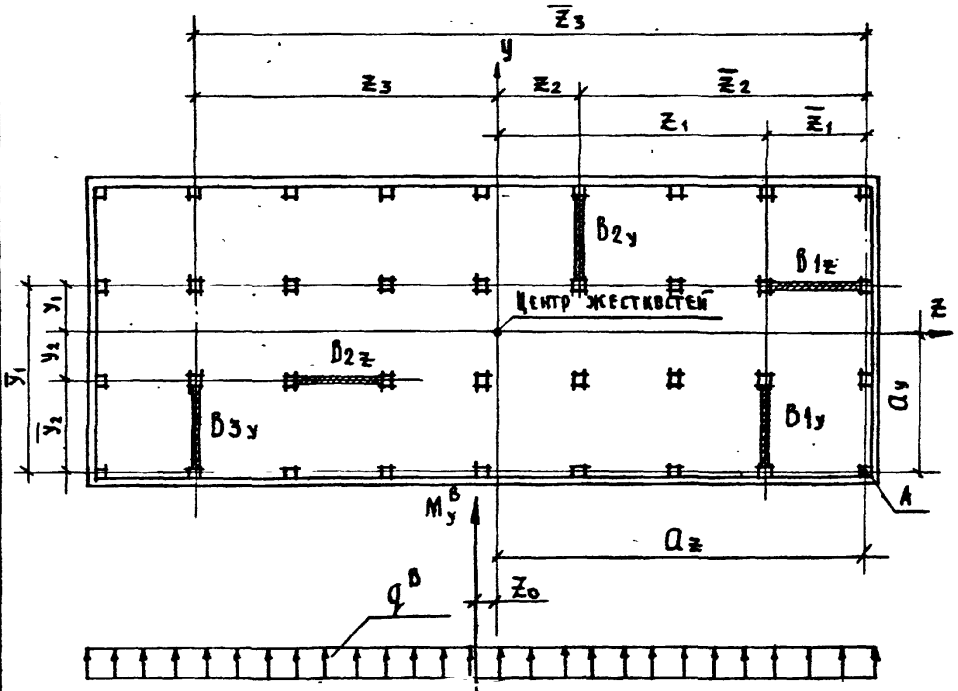


Рис. 2

При всех дальнейших расчетах координаты „y" и „z" каждой диафрагмы принимаются положительными или отрицательными в соответствии с направлением координатных осей „y" и „z", принятым на рис. 2 / положительное направление оси „z" – вправо, оси „y" – вверх /. На рис.2 положительными координатами считаются: z_1; z_2; y_1; отрицательными – z_3; y_2.

График „К деф."

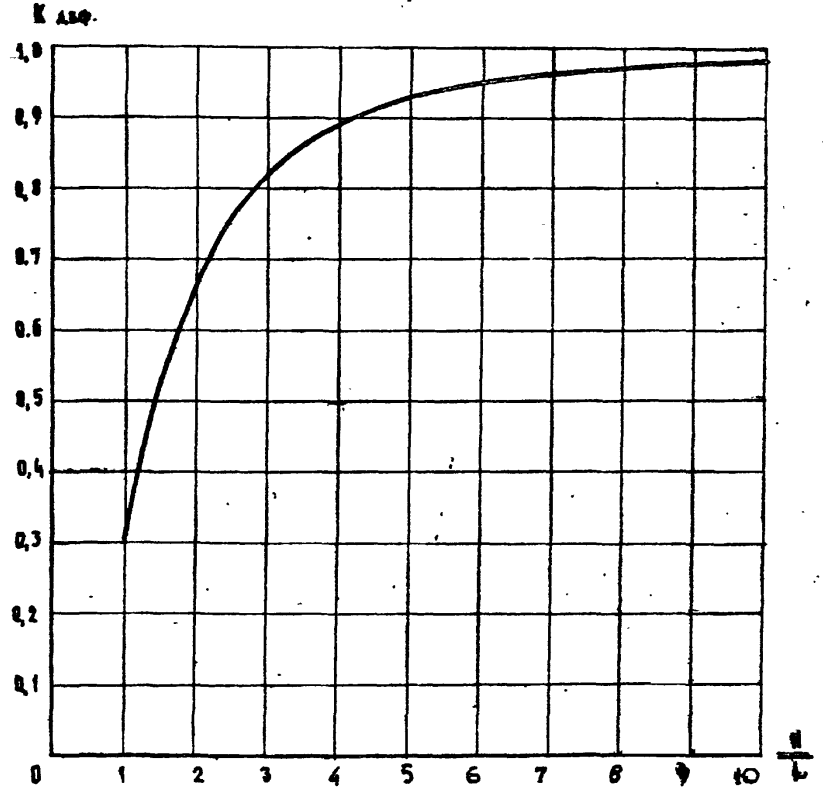


Рис. 3

H – высота диафрагмы

L – длина диафрагмы

ТК	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков	Серия ИИ-04-9	
1975	Пояснительная записка	Выпуск 12	Лист 3

IV-2. Нагрузки, действующие на здание

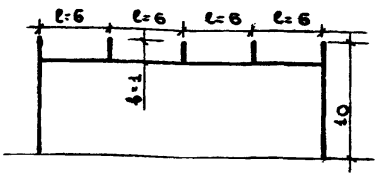
1. Горизонтальные нагрузки.

Ветровая нагрузка на здание определяется по СНиП II-6-74, как сумма статической и динамической составляющих. Статическая составляющая учитывается во всех случаях. Динамическая составляющая, вызываемая пульсациями скоростного напора ветра, учитывается только при расчете многоэтажных зданий высотой более 40м. Значения статических составляющих ветровой нагрузки приведены в табанце 1. Динамическая же составляющая, зависящая не только от скоростного напора, но также и от соотношений геометрических размеров здания, определяется в каждом конкретном случае отдельно и суммируется со статической составляющей, данной в табанце 1 для составляющей высоты здания. Величина динамической составляющей определяется по СНиП II-6-74.

Расчетные величины габаритов /длина, ширина и высота над уровнем земли/ здания должны учитывать увеличение „парусности" его за счет различных выступающих /западающих/ частей фасада и кровли. К номинальным значениям проекций фасада добавляется приведенная проекция выступов /западов/ „b" в зависимости от их числа „m" и расстояний между ними „ℓ". Если $\ell/b > 10$, то добавка равна „$m \times b$", если $\ell/b < 10$, то добавка равна „$0{,}1\, m \times \ell$".

Пример А. Определить расчетную ширину здания при ее номинальном значении 18м, если здание по длине имеет 10 западов /m/ при их глубине $b = 3$м и длине каждого $\ell = 6$м. Поскольку $\ell/b = 6/3 = 2 < 10$, то ширина фасада составит: $B_ф = 18 + 0{,}1 \cdot 10 \cdot 6 = 24$м.

Пример Б. Определить расчетную высоту здания при ее номинальном значении 10м. и ширине 24м. если по фасаду имеется парапет, а на кровле имеются сплошные выступы по длине здания с шагом 6м, высотой $b = 1$м.



Поскольку $\ell/b = 6/1 = 6 < 10$, высота здания составит: $H = 10 + 0{,}1 \cdot 4 \cdot 6 = 12{,}4$м.

В табанце 1 /на листе 6/ даны величины статической ветровой нагрузки „q_0" и „q" на высоте H, изгибающие моменты „M" и поперечные силы „Q" для I-го ветрового района.

Величины „q_0" соответствуют ординатам эпюры ветровой нагрузки, заданной по СНиП, величины „q" – ординатам трапециедальной эпюры, эквивалентной заданной по СНиП.

Изгибающие моменты „M" и поперечные силы „Q" определены от трапециедальной эпюры и даны для сечения на уровне земли при соответствующей высоте здания. Приведенные нагрузки действуют на здание или отдельный блок здания длиной 60м. При длине здания не равной 60м, табанчные значения ветровых нагрузок и усилий следует изменить пропорционально фактической длине грузового фронта, умножением табанчной величины на коэффициент $K_1 = \frac{\ell_ф}{60}$. Для II, III и IV ветровых районов нагрузки и усилия находятся путем умножения табанчных значений на поправочные коэффициенты, приведенные в табанце на листе 6. При определении статических ветровых нагрузок и усилий учтены коэффициенты: аэродинамический $C = 1{,}4$, перегрузки $n = 1{,}2$ и коэффициенты „K", учитывающие возрастание скоростного напора ветра с увеличением высоты.

Гл. инженер Б. Кузьмина. Копировал С. Зимина. Типография ЦИТП Госстроя СССР г. Москва. С. Архипова

Ветровые усилия в любом уровне „X" выше земли для зданий высотой более 10 м. определяются по формулам:

$$M_x = \frac{qx^2}{2}\left(1+\frac{\alpha-1}{3H}x\right);\quad Q_x = qx\left(1+\frac{\alpha-1}{2H}x\right),$$ где:

q - ветровая нагрузка на высоте „H" - по таблице 1 /ордината трапецеидальной эпюры/

H - высота здания

α - коэффициент, принимаемый по таблице 1, соответствующий высоте здания „H".

x - отсчитывается от верха здания.

Для зданий, высотой 10м и ниже, ветровые усилия в любом уровне определяются по формулам:

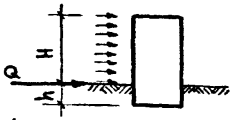
$$M_x = M\frac{x^2}{H^2};\quad Q_x = Q\frac{x}{H},$$ где:

M и Q - табличные значения для здания высотой „H"

x - отсчитывается от верха здания.

Ветровой момент на расстоянии „h" ниже уровня земли определяется по формуле:

$$M_h = M + Qh$$



Погонные нагрузки по длине здания, действующие на диск перекрытия определяются по формуле:

$$q_0^{эт} = \frac{q_0 \ell_ф}{60} h_{эт},$$ где:

q_0 - ветровая нагрузка в уровне перекрытия - по таблице 1 /ордината эпюры, заданной по СН и П/

$\ell_ф$ - фактическая длина здания

$h_{эт}$ - высота этажа

2. Вертикальные нагрузки.

Вертикальными нагрузками на диафрагмы являются реакции ригелей, опирающихся на диафрагменные колонны, нагрузки от панелей перекрытий, опирающихся непосредственно на стенки жесткости, собственный вес конструкций диафрагмы и вес стенового ограждения /для диафрагм, примыкающих к фасадным осям/. Перечисленные нагрузки приложены к отдельным элементам диафрагмы жесткости центрально или внецентренно относительно собственных осей элементов диафрагмы. Элементами диафрагмы являются диафрагменные колонны и стенка жесткости, состоящая из вентиляционных блоков типа „ВБС"/ вентиляционные блоки-стенки жесткости/. Так как вентиляционные блоки имеют одинаковый модуль деформации и равноценные приведенные площади /с учетом арматуры/ на единицу длины блока, стенка жесткости считается одним элементом, с осью симметрии, проходящей по середине стенки. Если вертикальные нагрузки приложены центрально к элементам диафрагмы и вызывают одинаковые деформации этих элементов, то момент от вертикальной нагрузки не возникает. Если же деформации элементов диафрагмы различны, то в диафрагме возникает момент от вертикальной нагрузки, так как элементы диафрагмы связаны между собой сваркой закладных деталей. Кроме того момент от вертикальной нагрузки возникает и в том случае, когда нагрузки приложены к элементам диафрагмы внецентренно относительно их собственных осей. Подробные указания о вычислении момента от вертикальной нагрузки даны в разделе IV-3.

ТАБЛИЦА 1

/Статические нагрузки и усилия на здание длиной 60м в I ветровом районе/

Тип местности „А"

„H" М	„q_0" Т/М	„q" Т/М	„M" ТМ	„Q" Т	Коэфф „α"
60	4,76	4,90	7408,80	223,44	0,52
58	4,71	4,85	6852,46	213,70	0,52
56	4,65	4,78	6370,78	206,11	0,53
54	4,60	4,73	5861,88	189,01	0,53
52	4,54	4,65	5343,78	186,18	0,54
50	4,49	4,60	4887,50	177,10	0,54
48	4,43	4,52	4425,98	169,22	0,55
46	4,38	4,44	4039,86	159,30	0,56
44	4,32	4,37	3637,93	151,90	0,57
42	4,27	4,29	3254,05	142,34	0,58
40	4,21	4,21	2930,16	134,72	0,59
38	4,13	4,15	2606,78	124,58	0,59
36	4,05	4,0	2255,04	115,20	0,60
34	3,97	3,94	2004,04	109,84	0,63
32	3,89	3,86	1739,16	101,28	0,64
30	3,81	3,78	1513,89	94,12	0,65
28	3,72	3,69	1287,66	86,78	0,67
26	3,64	3,59	1092,07	79,33	0,69
24	3,56	3,47	909,41	71,62	0,72
22	3,48	3,36	748,07	65,04	0,75
20	3,40	3,24	602,64	57,67	0,78
18	3,26	3,17	482,72	51,92	0,81
16	3,13	3,0	368,64	45,12	0,87
14	2,99	2,84	272,75	38,56	0,94
12	2,86	2,75	196,81	32,67	0,98
10	2,72	—	136,0	27,20	—
8	2,72	—	87,04	21,76	—
6	2,72	—	48,96	16,32	—
4	2,72	—	21,76	10,88	—

Тип местности „Б"

„H" М	„q_0" Т/М	„q" Т/М	„M" ТМ	„Q" Т	Коэфф „α"
60	3,95	4,06	5846,40	168,08	0,38
58	3,88	3,98	5355,48	161,58	0,39
56	3,82	3,89	4879,61	152,48	0,40
54	3,75	3,84	4478,97	145,15	0,40
52	3,68	3,81	4172,40	140,66	0,41
50	3,61	3,69	3736,12	131,0	0,41
48	3,54	3,62	3377,89	123,37	0,42
46	3,48	3,53	3027,71	117,07	0,43
44	3,41	3,45	2671,60	109,70	0,44
42	3,34	3,37	2437,31	103,32	0,45
40	3,27	3,20	2099,20	93,44	0,46
38	3,19	3,18	1907,44	89,51	0,48
36	3,11	3,10	1667,30	83,70	0,49
34	3,02	3,0	1458,0	77,52	0,51
32	2,94	2,92	1255,83	71,0	0,52
30	2,86	2,83	1081,71	65,38	0,54
28	2,78	2,73	921,35	59,69	0,56
26	2,70	2,64	767,39	54,22	0,58
24	2,62	2,57	636,53	48,72	0,58
22	2,53	2,46	577,92	43,29	0,60
20	2,45	2,20	396,0	37,40	0,70
18	2,32	2,15	320,43	34,05	0,76
16	2,18	2,01	244,41	29,58	0,83
14	2,04	1,90	180,61	25,27	0,90
12	1,91	1,84	128,50	21,19	0,91
10	1,77	—	88,50	17,70	—
8	1,77	—	56,64	14,16	—
6	1,77	—	31,86	10,62	—
4	1,77	—	14,16	7,08	—

Таблица поправочных коэффициентов.

Ветровые районы	I	II	III	IV
Поправочные коэффициенты	1.0	1.3	1.67	2.04

Примечание: Области, относящиеся к местностям типов „А" и „Б", см. СНиП II-6-74

Т.К.	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.	Серия ИИ-04-0	
1975	Пояснительная записка	Выпуск 12	Лист 6

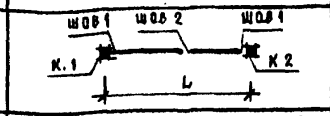
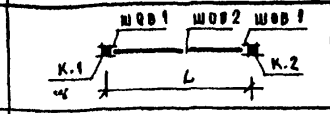
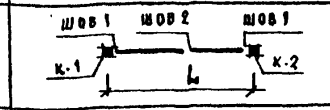
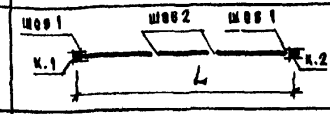
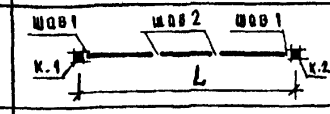
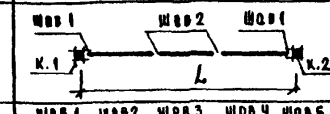
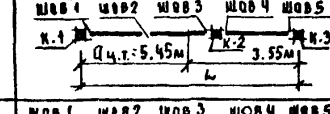
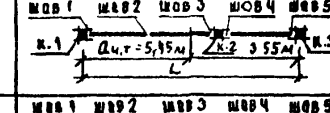
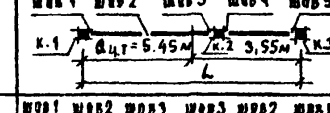
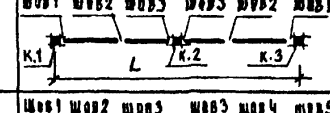
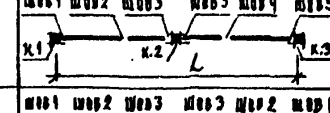
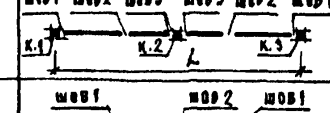
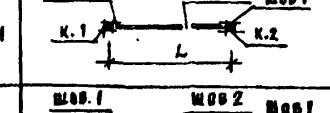
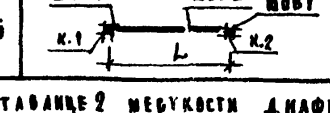
Копировал | В. Архипова

Г. Москва

13654 9

Жесткостные и геометрические характеристики диафрагм с колоннами сеч. 40×40 см

Таблица 2

Тип диафрагмы	Эскиз поперечного сечения диафрагмы	Длина L	Марка бетона колонн: Колонна К.1	Колонна К.2	Колонна К.3	Площадь поперечного сечения „F" м²	Геометрическ. центр тяжести „$a_{ц.т.}$" м	Момент инерции „J" м⁴	Жесткость при изгибе „B_0" тм²	Статический момент отсеченной части диафрагмы „S" м³: Шов 1	Шов 2	Шов 3	Шов 4	Шов 5
1		6.0	300	300	—	1.248	3.0	5.31	$13,5\times10^6$	0.48	1.12	—	—	—
2		6.0	300	400	—	1.248	3.0	5.40	$13,7\times10^6$	0.53	1.17	—	—	—
3		6.0	400	400	—	1.248	3.0	5,60	$14,2\times10^6$	0.53	1.17	—	—	—
4		9.0	300	300	—	1.746	4.5	15,40	$39,2\times10^6$	0.72	2.1	—	—	—
5		9.0	300	400	—	1.746	4.5	15,70	$40,0\times10^6$	0.79	2.18	—	—	—
6		9.0	400	400	—	1.746	4.5	15,90	$40,4\times10^6$	0.79	2.18	—	—	—
7		9.0	300	300 и 400	300	1.838	см. эскиз	16,90	$42,9\times10^6$	0.87	2.57	1.54	1.45	0.57
8		9.0	300	300 и 400	400	1.838		17,30	$43,8\times10^6$	0.87	2.57	1.70	1.50	0.63
9		9.0	400	300 и 400	400	1.838		17,50	$44,5\times10^6$	0.96	2.66	1.70	1.50	0.63
10		12.0	300	300	300	2.264	6.0	33,07	$84,0\times10^6$	0.96	3.10	3.75	—	—
11		12.0	300	300 и 400	400	2.264	6.0	33,60	$85,5\times10^6$	0.96	3.10	3.84	3.19	1.06
12		12.0	400	300 и 400	400	2.264	6.0	34,2	$87,0\times10^6$	1.06	3.19	3.84	—	—
13		4.5	300	300		1.02	2.25	2,59	$6,5\times10^6$	0.36	0.68	—	—	—
14		4.5	300	400		1.02	2.25	2,69	$6,8\times10^6$	0.40	0,72	—	—	—
15		4.5	400	400		1.02	2.25	2,78	$7,0\times10^6$	0.40	0.72	—	—	—

В таблице 2 жесткости диафрагм „B_0" приняты с коэффициентами:
0,85 — по СНиП II-В. 1-62
0,95 — на деформацию горизонтальных швов

ТК 1975 Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков

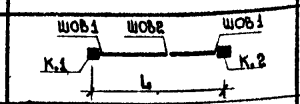
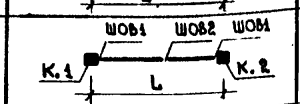
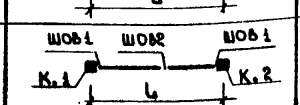
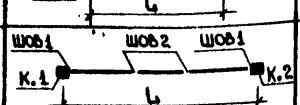
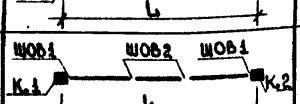
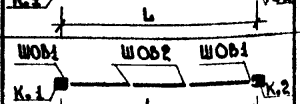
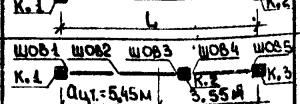
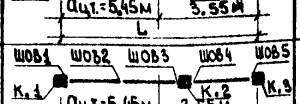
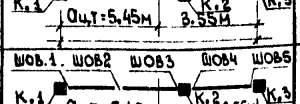
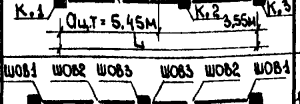
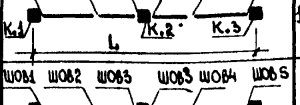
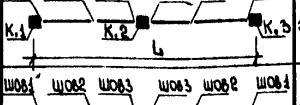
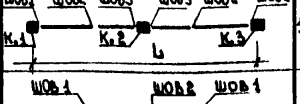
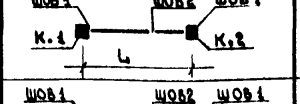
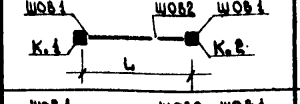
Пояснительная записка.

Серия ИН-04-0 Выпуск 12 Лист 7

13654 10

Жесткостные и геометрические характеристики диафрагм с колоннами сечением 30×30см

Таблица 2

Тип диафрагмы	Эскиз поперечного сечения диафрагмы	Длина L м	Марка бетона колонн: колонна 1	колонна 2	колонна 3	Площадь поперечного сечения, м²	Геометрический центр тяжести, $O_{ц.т}$, м	Момент инерции, J_y, м⁴	Жесткость при изгибе, B_0, т·м²	Статистический момент отсеченной части диафрагмы, S, м³: шов 1	шов 2	шов 3	шов 4	шов 5
1.		6,0	300	300	—	1,10	3,0	4,00	$10,1\times10^6$	0,27	0,91	—	—	—
2.		6,0	300	400	—	1,10	3,0	4,10	$10,4\times10^6$	0,30	0,94	—	—	—
3.		6,0	400	400	—	1,10	3,0	4,20	$10,6\times10^6$	0,30	0,94	—	—	—
4.		9,0	300	300	—	1,60	4,5	12,5	$31,7\times10^6$	0,41	1,79	—	—	—
5.		9,0	300	400	—	1,60	4,5	12,6	$32,0\times10^6$	0,45	1,79	—	—	—
6.		9,0	400	400	—	1,60	4,5	12,7	$32,2\times10^6$	0,45	1,79	—	—	—
7.		9,0	300	300 и 400	300	1,63	см. эскиз	13,9	$35,2\times10^6$	0,49	2,19	1,25	1,20	0,32
8.		9,0	300	300 и 400	400	1,63	см. эскиз	14,2	$36,0\times10^6$	0,54	2,34	1,28	1,26	0,35
9.		9,0	400	300 и 400	400	1,63	см. эскиз	14,3	$36,3\times10^6$	0,54	2,34	1,28	1,23	0,35
10.		12,0	300	300	300	2,12	6,0	28,0	$71,0\times10^6$	0,54	2,68	3,33	—	—
11.		12,0	300	300 и 400	400	2,12	6,0	28,3	$72,0\times10^6$	0,59	2,73	3,38	—	—
12.		12,0	400	300 и 400	400	2,12	6,0	28,6	$72,5\times10^6$	0,59	2,73	3,38	—	—
13.		4,5	300	300	—	0,88	2,25	1,90	$4,8\times10^6$	0,2	0,52	—	—	—
14.		4,5	300	400	—	0,88	2,25	1,95	$4,9\times10^6$	0,22	0,54	—	—	—
15.		4,5	400	400	—	0,88	2,25	1,99	$5,0\times10^6$	0,22	0,54	—	—	—

В таблице 2 жесткости диафрагм, B_0 приняты с коэффициентами:
0,85 – по СНиП II-В.1-62
0,95 – на деформацию горизонтальных швов.

1975 Т.К.
Пояснительная записка
Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.
Серия ИИ-04-О
Выпуск 12
Лист 8
13654 11

IV-3 Определение изгибающих моментов в диафрагмах жесткости.

1. От горизонтальной нагрузки

При условии совпадения точки приложения равнодействующей горизонтальной нагрузки с центром жесткостей будет иметь место только поступательное перемещение здания. В этом случае расчетный момент на здание „M^{or}" вычисляется по формуле:

$$M_y^{or} = M_y \cdot \ell_y \; ; \quad M_z^{or} = M_z \cdot \ell_z \quad (\text{IV}.2)$$

Суммарный момент на здание „M^{or}" распределяется между диафрагмами по формулам (IV.5) см. лист 10.

В формуле (IV.2) приняты следующие обозначения:

M_y; M_z – моменты от горизонтальной нагрузки соответственно в плоскости „У" и „Z", принимаемые по таблице 1, с учетом, в необходимых случаях, указаний, приведенных в разделе IV-2.

ℓ_y; ℓ_z – коэффициенты продольного изгиба, вычисляемые по формулам раздела IV.-4.

В формулах (IV.2) и в дальнейших расчетах „M_y^{or}" и „M_z^{or}" считаются положительными, если направление ветровой нагрузки совпадает с направлением одноименных координатных осей и отрицательными, если направление ветровой нагрузки противоположно направлению одноименных координатных осей. При несовпадении точки приложения равнодействующей горизонтальной нагрузки с центром жесткостей поступательные перемещения будут сопровождаться закручиванием. В этом случае необходимо вычислить суммарный бимомент в уровне низа диафрагм по формуле:

$$\pm \text{Б}M_y^r = M_y^{or} \cdot Z_o \cdot \ell_{yz} \; ; \quad \pm \text{Б}M_z^r = M_z^{or} \cdot y_o \cdot \ell_{yz} \quad (\text{IV}.3), \text{ где:}$$

M_y^{or}; M_z^{or} – вычисляется по формулам (IV.2)

y_o; Z_o – эксцентриситеты равнодействующих горизонтальных нагрузок относительно центра жесткости /см. рис. 2/

ℓ_{yz} – коэффициент продольного изгиба /см. раздела IV-4/.

В формуле (IV.3) моменты от горизонтальных нагрузок „M_y^{or}"; „M_z^{or}" и эксцентриситеты „y_o"; „Z_o" принимаются со своими знаками в зависимости от направления их относительно координатных осей, причем направлением для „y_o"; „Z_o" считается направление от координатной оси в сторону равнодействующей горизонтальной нагрузки.

Полные изгибающие моменты „M_{iy}^r" и „M_{iz}^r" в каждой диафрагме жесткости вычисляется по формулам:

$$M_{iy}^r = M_{iy}^{or} + \Delta M_{iy} \; ; \quad M_{iz}^r = M_{iz}^{or} + \Delta M_{iz} \quad (\text{IV}.4), \text{ где:}$$

M_{iy}^{or}; M_{iz}^{or} – изгибающие моменты в данной диафрагме от поступательных перемещений.

ΔM_{iy}; ΔM_{iz} – дополнительные изгибающие моменты от закручивания здания.

В формулы (IV.4) значения „M_i^{or}" подставляются со своими знаками в соответствии с направлением относительно координатных осей „У" и „Z", а значения „ΔM_i" со знаками, полученными в результате вычислений по формулам (IV.6)

Изгибающий момент „M_i^{or}" в данной диафрагме от поступательных перемещений вычисляется по формулам: (IV.5-1) – для средних диафрагм и (IV.5-2) – для крайних диафрагм.

ТК	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.	Серия ИЦ-04-0	
1975	Пояснительная записка.	Выпуск 12	Лист 9

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. № | Инв. № дубл. | Подпись и дата | Копировал | Формат А4
Н.Кузьмина
В.Архипова
Инженер
Электрика зданий г. Москва.

1. Для средних диафрагм:

$$M_{iy}^{or} = \frac{M_y^{or}}{L}\left(\frac{m_1 \overset{i}{\ell}_{i-1} B_{iy}}{B_{iy}+B_{i-1y}} + m_2\frac{\overset{i}{\ell}_{i-1}}{2} + \frac{m_1 \overset{i}{\ell}_{i+1} B_{iy}}{B_i+B_{i+1}} + m_2\frac{\overset{i}{\ell}_{i+1}}{2}\right) \qquad (\text{IV}.5\text{-}1)$$

$$M_{ix}^{or} = \frac{M_x^{or}}{L}\left(\frac{m_1 \overset{i}{\ell}_{i-1} B_{ix}}{B_{ix}+B_{i-1x}} + m_2\frac{\overset{i}{\ell}_{i-1}}{2} + \frac{m_1 \overset{i}{\ell}_{i+1} B_{ix}}{B_i+B_{i+1}} + \frac{\overset{i}{\ell}_{i+1}}{2}\right)$$

2. Для крайних диафрагм:

$$M_{iy}^{or} = \frac{M_y^{or}}{L}\left(\frac{m_1 \overset{i}{\ell}_{i+1} B_{iy}}{B_{iy}+B_{i+1y}} + m_2\frac{\overset{i}{\ell}_{i+1}}{2}\right) + \frac{M_y^{or}}{L}\ell_k \qquad (\text{IV}.5\text{-}2)$$

$$M_{ix}^{or} = \frac{M_x^{or}}{L}\left(\frac{m_1 \overset{i}{\ell}_{i+1} B_{ix}}{B_{ix}+B_{i+1x}} + m_2\frac{\overset{i}{\ell}_{i+1}}{2}\right) + \frac{M_x^{or}}{L}\ell_k$$

В формулах (IV.5-1) и (IV.5-2) приняты следующие обозначения:

m_1 – переменный по величине коэффициент, учитывающий влияние жесткостей диафрагм, в зависимости от расстояний между ними, при распределении суммарного момента от горизонтальной нагрузки между диафрагмами.

m_2 – переменный по величине коэффициент, зависящий от расстояний между диафрагмами.

Коэффициенты "m_1" и "m_2" принимаются по таблице 3 в зависимости от расстояния между парой рассматриваемых диафрагм.

$\overset{i}{\ell}_{i-1}; \overset{i}{\ell}_{i+1}$ – расстояние между "i-той" диафрагмой, для которой определяется величина момента, и соседними диафрагмами, расположенными соответственно слева и справа от "i-той" диафрагмы.

B_i – жесткость диафрагмы, для которой определяется величина момента.

$B_{i-1}; B_{i+1}$ – жесткости соседних диафрагм, расположенных соответственно слева и справа от "i-той" диафрагмы.

ℓ_k – длина концевого участка диска перекрытия.

L – длина здания или температурного блока здания.

При определении долей моментов от горизонтальной нагрузки, приходящихся на средние диафрагмы, рассматриваются поочередно 3 диафрагмы, где "i-той" является средняя диафрагма /для которой определяется величина момента/ "$i_{той}-1$"; "$i_{той}+1$" – соседние диафрагмы расположенные соответственно слева и справа от "$i_{той}$" диафрагмы.

Значения коэффициентов "m_1" и "m_2" Таблица 3

Расстояния между диафрагмами	3 м	6 м	12 м	18 м	24 м	30 м	36 м	42 м	48 м и более
*m_1	0,764	0,667	0,554	0,25	0,177	0,17	0,164	0,161	0,158
*m_2	0,236	0,333	0,446	0,75	0,823	0,83	0,836	0,839	0,842

* Промежуточные значения "m_1" и "m_2" определяются по интерполяции. При этом $m_1+m_2=1$.

Необходимо также учитывать понижающие коэффициенты на диафрагмы, расположенные по глубине здания более 18 м вдоль расчетного направления. Значения понижающих коэффициентов приведены в таблице 11

13654 13

ТАБЛИЦА 3,1

Глубина здания	18м	24м	30м	36м	42м	48м	54м	60м
Понижающий коэффициент	1	0,94	0,87	0,80	0,75	0,73	0,71	0,70

Пример 1. Определить изгибающие моменты в диафрагмах в зависимости от жесткостей диафрагм и расстояний между ними /рис. 4/. Момент от горизонтальной нагрузки, действующей на здание, равен 2400тм.

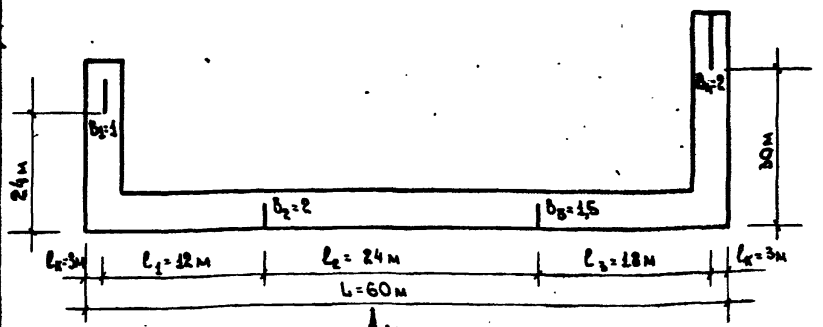


Рис. 4

При определении моментов в диафрагмах „B_1''" и „B_4''" используется формула (IV.5-2) - в диафрагмах „B_2''" и „B_3''" – формула (IV.5-1)

$$M_1^{or}=\frac{2400}{60}\left(\frac{0,554\times12\times1}{1+2}+0,446\frac{12}{2}\right)+\frac{2400}{6}\times3=315\text{ тм}$$

$$M_2^{or}=\frac{2400}{60}\left(\frac{0,554\times12\times2}{2+1}+0,446\frac{12}{2}+\frac{0,177\times24\times2}{2+1,5}+0,823\frac{24}{2}\right)=776\text{тм}$$

$$M_3^{or}=\frac{2400}{60}\left(\frac{0,177\times24\times1,5}{1,5+2}+0,823\frac{24}{2}+\frac{0,25\times18\times1,5}{1,5+2}+0,75\frac{18}{2}\right)=816\text{тм}$$

$$M_4^{or}=\frac{2400}{60}\left(\frac{0,25\times18\times2}{2+1,5}+0,75\frac{18}{2}\right)+\frac{2400}{60}\times3=493\text{тм}$$

Проверка: $\sum M_i^{or}=315+776+816+493=2400$ тм

Для диафрагм „B_1''" и „B_4''" необходимо учесть понижающие коэффициенты, так как они удалены в глубину здания более 18м вдоль расчетного направления. Понижающие коэффициенты принимаются по таблице 3,1 окончательные моменты на диафрагмах „B_1''" и „B_4''"

$M_1^{or}=315\times0,94=296$ тм

$M_4^{or}=493\times0,87=429$тм

Остаток момента распределяется между диафрагмами „B_2''" и „B_3''"

Дополнительный момент на диафрагмы „B_2''" и „B_3''"

$$\Delta M=\frac{315+493-296-429}{2}=41,5$$

Окончательные моменты на диафрагмах „B_2''" и „B_3''"

$M_2^{or}=776+41,5=817,5$ тм

$M_3^{or}=816+41,5=857,5$ тм

Проверка: $\sum M_i^{or}=296+429+817,5+857,5=2400$тм

Дополнительный изгибающий момент „$\Delta M_i''$" в данной диафрагме, возникающий от закручивания здания, вычисляется по формулам:

1) При действии горизонтальной нагрузки в плоскости координатной оси „y''":

$$\Delta M_{iy}=\pm\delta M_y^r\frac{z_i B_{iy}}{\mathcal{D}_{yz}};\quad M_{iz}=-\Delta M_{iz}=-\left(\pm\delta M_y^r\right)\frac{y_i B_{iz}}{\mathcal{D}_{yz}}\qquad(IV.6\text{-}1)$$

2) При действии горизонтальной нагрузки в плоскости координатной оси „z''"

$$\Delta M_{iz}=\pm\delta M_z^r\frac{y_i B_{iz}}{\mathcal{D}_{yz}};\quad M_{iy}=-\Delta M_{iy}=-\left(\pm\delta M_z^r\right)\frac{z_i B_{iy}}{\mathcal{D}_{yz}}\qquad(IV.6\text{-}2)$$

В формулы (IV.6) координаты диафрагм „y_i''" и „z_i''" подставляются со своими знаками, в соответствии с направлением относительно координатных осей „y''" и „z''", а значение „δM^r" со знаком, полученным в результате вычислений по формуле (IV.3)

Копировал Оформил В.Архипова
г. Москва

Общая жесткость D_{yz} пространственной несущей системы при повороте здания определяется по формуле:

$$D_{yz} = \sum (B_{iy} \times x_i^2 + B_{ix} \times y_i^2) \quad (\text{IV}.7)$$

2. От вертикальной нагрузки.

Как уже упоминалось в разделе IV-2, причиной возникновения момента от вертикальной нагрузки при ее центральном приложении к элементам диафрагмы, является различная деформация этих элементов. Так как элементы диафрагмы связаны между собой сваркой закладных деталей, то вследствии различной деформации элементов возникает момент во всей диафрагме. Величина деформации зависит не только от площади поперечного сечения и марки бетона, но также и от количества арматуры, содержащейся в том или ином элементе диафрагмы. Поэтому, чтобы правильно определить величину момента от вертикальной нагрузки, необходимо найти положение условного ц.т. поперечного сечения системы с учетом приведенных площадей элементов диафрагмы. Если диафрагменные колонны имеют одинаковую несущую способность и расположены симметрично относительно середины поперечного сечения диафрагмы /$2^{\text{х}}$ колонные и симметричные $3^{\text{х}}$-колонные диафрагмы/, то условный центр тяжести системы совпадает с геометрическим центром тяжести /см. таблицу 2/. Если же в $2^{\text{х}}$ колонных /а также крайние колонны в симметричных $3^{\text{х}}$ колонных диафрагмах/ применяются колонны с различной несущей способностью, как в $3^{\text{х}}$ колонных диафрагмах колонны расположены не симметрично относительно середины поперечного сечения системы, то такие диафрагмы являются несимметричными.

Положение условного центра тяжести поперечного сечения системы для таких диафрагм определяется по формуле:

$$y_{y.t} = \frac{\sum F_{пр} \cdot a}{\sum F_{пр}} \quad (\text{IV}.8), \text{ где:}$$

$F_{пр}$ - приведенные площади /с учетом арматуры и марки бетона/ элементов диафрагмы.

a - расстояние от центра тяжести элемента диафрагмы до оси крайней колонны.

$y_{y.t}$ - расстояние от оси крайней колонны /относительно которой брались расстояния "a" /до центра тяжести сечения.

Приведенные площади колонн и вентиляционных блоков-стенок жесткости даны в таблице 4.

Таблица 4

Вентиляционные блоки-стенки жесткости блоки типа "ВБС"		Колонны										
		Приведенные площади поперечного сечения колонн $м^2$										
Марка блока	Приведенная площадь поперечного сечения блока $F_{бл}$, $м^2$	Колонны сечением 300×300 с несущей способностью при центральном сжатии					Колонны сечением 400×400 с несущей способностью при центральном сжатии					
		110т	*140т	170т	230т	290т	240т	290т	340т	400т	520т	580т
Блоки типа "ВБС-30" /длиной 2980 мм/	0,507	0,093	0,106 / 0,098	0,107	0,119	0,131	0,168	0,185	0,190	0,207	0,224	0,241
Блоки типа "ВБС-26" /длиной 2560 мм/	0,438	* Для колонн сечением 300×300 во второй графе, в числителе дана приведенная площадь колонн марок: КВК-333-14, КВК-336-14, КВК-342-14, КВР-333-14, КВР-336-14, КВР-342-14, КК-333-14, КК-336-14, КК-342-14, КР-333-14, КР-336-14, КР-342-14. Для всех остальных колонн сечением 300×300 с несущей способностью при центральном сжатии 140т приведенная площадь указана в знаменателе.										
Блоки типа "ВБС-15" /длиной 1480 мм/	0,275											

г. Москва. | В. Архипова | Копировал

Копировал Архипова
г. Москва

После определения положения центра тяжести системы момент от вертикальной нагрузки, возникающий в диафрагме, определяется, как алгебраическая сумма моментов от вертикальных сил относительно условного центра тяжести поперечного сечения диафрагмы:

$\pm M_i^{ов} = \sum N e \zeta$ (IV.9), где:

N - вертикальные нагрузки на элементы диафрагмы, определяемые по грузовой площади /нагрузки приложены центрально/

e - эксцентриситеты вертикальных сил „N" относительно условного центра тяжести поперечного сечения диафрагмы.

ζ - коэффициент продольного изгиба /см. раздел IV-4/.

В формуле (IV.9) эксцентриситеты сил „e" принимаются со своими знаками в соответствии с направлением координатных осей.

Пример 2. Определить момент, возникающий в 2^{й} колонной диафрагме от вертикальной нагрузки. Нагрузки приложены к элементам диафрагмы центрально и составляют $N_{1к}=200$т; $N_{2к}=320$т; $q_c=15$т/пм. Расстояние между осями колонн - $L=6$м. Длина стенки жесткости - $l_c=5{,}6$м. Несущая способность при центральном сжатии колонны „K_1" - 240т, колонны „K_2" - 400т. Стенка жесткости состоит из блоков: типа „ВБС-30" /длина блока 2980мм/ и типа „ВБС-26" /длина блока 2560мм/.

Все обозначения приняты в соответствии с рис. 5.

Приведенные площади колонн и стенки жесткости принимаются по таблице 4.

$F_c^{пр} = 0{,}507 + 0{,}438 = 0{,}945$ м^2

$F_{1к}^{пр} = 0{,}168$ м^2

$F_{2к}^{пр} = 0{,}207$ м^2

По формуле (IV.8) - $y_{ц.т} = \dfrac{0{,}168\times 6 + 0{,}945\times 3}{0{,}168+0{,}207+0{,}945} = 2{,}91$ м

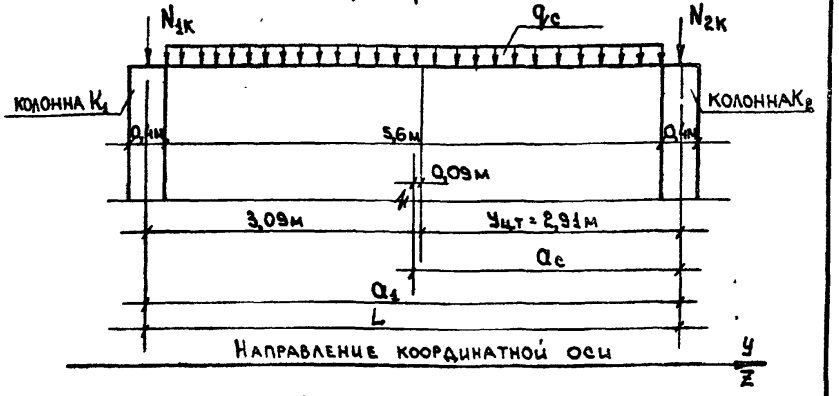


Рис.5

По формуле (IV.9): $M_д^{ов} = +320\times 2{,}91 - 200\times 3{,}09 - (15\times 5{,}6\times 0{,}09) = 307$ тм

В приведенном примере коэффициент продольного изгиба „ζ" условно не учитывается.

Положение условного центра тяжести и величина момента „$M_д^{ов}$" в 3^{й} колонных диафрагмах определяется аналогично.

Полные изгибающие моменты в диафрагмах от вертикальной нагрузки определяются аналогично определению полных моментов от горизонтальной нагрузки:

$M_i^{в} = M_i^{ов} + \Delta M_i^{в}$ (IV.10), где:

$M_i^{ов}$ - вычисляется по формулам (IV.9) или (IV.13)

$\Delta M_i^{в}$ - дополнительный момент от вертикальной нагрузки, возникающий в „i-той" диафрагме в результате закручивания здания.

В формулу (IV.10) значение „$M_i^{ов}$" подставляется со своим знаком в соответствии с направлением относительно координатных осей „У" и „Z", а значение „$\Delta M_i^{в}$" со знаком, полученным в результате вычислений по формулам (IV.11). Дополнительный момент „$\Delta M_i^{в}$" при действии вертикальной нагрузки в плоскости координатной оси „У" определяется по формуле:

$$\Delta M_{iy}^{в} = \pm \delta M_y^{в} \frac{Z_i B_{iy}}{D_{yz}} \; ; \quad \Delta M_{iz}^{в} = -\left(\pm \delta M_y^{в}\right) \frac{Y_i B_{iz}}{D_{yz}} \qquad (IV.11\text{-}1)$$

При действии вертикальной нагрузки в плоскости координатной оси „Z" – по формуле:

$$\Delta M_{iz}^{в} = \pm \delta M_z^{в} \frac{Y_i B_{iz}}{D_{yz}} ; \quad \Delta M_{iy}^{в} = -\left(\pm \delta M_z^{в}\right) \frac{Z_i B_{iy}}{D_{yz}} \qquad (IV.11\text{-}2)$$

В формулы (IV.11) координаты диафрагм „Y_i" и „Z_i" подставляется со своими знаками, в соответствии с направлением относительно координатных осей „У" и „Z", а значение „$\delta M^{в}$" со знаком, полученным в результате вычислений по формуле (IV.12). Суммарный бимомент на здание, возникающий от вертикальной нагрузки, находиться по формуле:

$$\pm \delta M_y^{в} = \sum M_{Ay}^{ов} \cdot Z_i \cdot \eta_{yz} \; ; \quad \pm \delta M_z^{в} = \sum M_{Az}^{ов} \cdot Y_i \cdot \eta_{yz} \qquad (IV.12)$$

В формулу (IV.12) значение момента „$M_A^{ов}$" и координаты „Y_i" и „Z_i" подставляются со своими знаками, в соответствии с направлением относительно координатных осей „У" и „Z".

Рассмотренные случаи справедливы при центральном приложении вертикальной нагрузки к элементам диафрагмы.

Если вертикальная нагрузка приложена к элементам диафрагмы внецентренно и удельное значение этой нагрузки различно, то она приводится к центральной нагрузке и моментам относительно собственных осей элементов диафрагмы. Эти моменты в принятой системе координат положительны, если направление их совпадает с направлением координатных осей и отрицательны, если направлены противоположно координатным осям. После чего момент от вертикальной нагрузки, приложенный центрально к элементам диафрагм, определяется точно в соответствии с методикой, изложенной ранее, и суммируется с моментами „M^{o}", возникающими в элементах диафрагмы от внецентренного приложения сил относительно их собственных осей.

$$M_i^{ов} = \left(\sum N_e + \sum M^{o}\right)\eta \qquad (IV.13)$$

Пример 3. Условия задачи те же, что примере 2, этой лишь разницей, что силы „$N_{1к}$" и „$N_{2к}$" приложены к колоннам внецентренно. Эксцентриситет силы „$N_{1к}$" равен 0,2м и направлен противоположно координатной оси (e_{o1}=-0,2м). Эксцентриситет силы „$N_{2к}$" равен 0,3м и направление его совпадает с направлением координатной оси (e_{o2}=+0,3м). В данном случае силами „$N_{1к}$" и „$N_{2к}$" является сумма всех вертикальных сил, приложенных к колонне в уровне всех вышележащих этажей. Эксцентриситет „e_o", есть сумма моментов всех сил, поделенная на сумму сил.

$$e_o = \frac{\sum N_i \times e_{oi}}{\sum N_i} \qquad (IV.14)$$

Силы „$N_{1к}$" и „$N_{2к}$" приводятся к центральному положению относительно собственных осей колонн и определяются моменты „$M_{1к}^{o}$" и „$M_{2к}^{o}$"

$$M_{1к}^{o} = 200 \cdot (-0{,}2) = -40\text{тм} \; ; \quad M_{2к}^{o} = 360 \times 0{,}3 = 108\text{тм}$$

ТК.	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков	Серия ИИ-04-0	
1975	Пояснительная записка	Выпуск 12	Лист 14

В Архипова
Копировал
Т.Москва.
13654 17

Копировал Архипова г. Москва

Момент от вертикальной нагрузки, приложенной центрально, подсчитан в примере 2 и равен +307тм. Суммарный момент определяется по формуле (IV.14) $M_A^{ов} = +307 - 40 + 108 = +375$ тм.

Коэффициент продольного изгиба „ζ" в приведенном примере условно не учитывается.

Если равнодействующая нагрузки „q_c" так же приложена внецентренно к стенке жесткости относительно ее собственной оси, то возникающий при этом момент учитывается в формуле (IV.14)

Для уменьшения момента от вертикальной нагрузки диафрагменные колонны следует подбирать в соответствии с вертикальными силами, действующими на них: под большую нагрузку устанавливать колонны с большей несущей способностью, под меньшую – с меньшей несущей способностью.

После определения моментов „$M_A^{ов}$", возникающих непосредственно в каждой диафрагме, они распределяются между диафрагмами в зависимости от их жесткостей и расстояний между ними.

Распределение моментов от вертикальной нагрузки между диафрагмами.

Как упоминалось ранее, распределение моментов между диафрагмами зависит от жесткостей диафрагм и расстояний между ними. При распределении момента от горизонтальной нагрузки это обстоятельство учитывалось с помощью коэффициента „m_1", значения которого даны в таблице 3. Коэффициент „m_1" может быть применен и при распределении моментов от вертикальной нагрузки между диафрагмами. Допущенная при этом погрешность будет невелика. Жесткости диафрагм, при распределении моментов от вертикальной нагрузки принимаются следующие:

а) для диафрагмы, на которой возникает момент, жесткость принимается с коэффициентом $m_1 = 1$.

б) для i-той диафрагмы жесткость принимается с коэффициентом „m_1", значение которого зависит от расстояния между рассматриваемой диафрагмой и диафрагмой, на которой возникает момент.

Исходные жесткости диафрагм „B_i" принимаются с учетом коэффициента „$K_{доп}$". Момент в i-той диафрагме:

$$\pm M_i^B = \frac{M_A^B \times B_i \times m_1}{\sum B_i \times m_1} \quad (IV.15)$$

Моменты от вертикальной нагрузки распределяются между диафрагмами поочередно от каждой исходной диафрагмы /при наличии в ней момента/, полученные результаты для каждой диафрагмы суммируются /см. пример 4/.

IV-4. Учет продольного изгиба

Суммарные расчетные изгибающие моменты и бимомент, действующие на все здание, следует умножать на коэффициенты продольного изгиба, которые определяются по формулам:

$$\zeta_y = 1 + \frac{H^2 \sum P_i}{8 \sum B_{iy}} (1 + 4R_y) \quad (IV.16)$$

$$\zeta_z = 1 + \frac{H^2 \sum P_i}{8 \sum B_{iz}} (1 + 4R_z) \quad (IV.17)$$

$$\zeta_{yz} = 1 + \frac{H^2 \sum P_i (y_i^2 + z_i^2)}{8 D_{yz}} (1 + 4R_{yz}) \quad (IV.18), \text{ где:}$$

R_y; R_z; R_{yz} - характеристики податливости основания здания при поступательных перемещениях в направлении осей „У" и „Z" и при закручивании.

D_{yz} - см. формулу (IV.7)

H - высота здания

В формулах (IV.16) ÷ (IV.18) суммирование производиться для всех колонн и диафрагм здания. При этом $\leq P_i$ - вес здания. Крутильную характеристику вертикальной нагрузки при равномерном распределении нагрузок в плане и по этажам вычисляется по формуле:

$$\leq P_i\left(y_i^2+z_i^2\right)=\frac{\leq P_i}{F}\left(J_y+J_z\right), \text{ где:}$$

F - площадь плана здания.

J_y; J_z - моменты инерции плана здания относительно осей „У" и „Z" соответственно.

Характеристики податливости основания здания равны:

$$R_y=\frac{\leq B_{iy}}{H\leq m_{iy}}\ ;\quad R_z=\frac{\leq B_{iz}}{H\leq m_{iz}}\ ;\quad R_{yz}=\frac{D_{yz}}{H\leq\left(m_{iy}z_i^2+m_{iz}y_i^2\right)} \quad (IV.19)$$

В формулах (IV.19) обозначено:

m_{iy}; m_{iz} - коэффициенты жесткости основания фундамента каждой диафрагмы, а суммирование распространяется на все диафрагмы.

Коэффициент „m_i" жесткости основания под фундаментом диафрагмы, вычисляется в соответствии с указаниями СНиП II-15-74

$$m_i=\frac{E_{cp}\left(\frac{\ell}{x}\right)^3}{(1-\mu^2_{cp})K} \quad (IV.20); \text{ где:}$$

ℓ - размер фундамента в плоскости диафрагмы, остальные обозначения по СНиП II-15-74 (п. 5.21). Коэффициент „K" вычисляется по графикам для „K_1" или „K_2" по рис. 4 СНиП II-15-74.

При абсолютно жестком основании для каждого фундамента следует принимать $\frac{1}{m_i}=0$ и характеристики податливости основания для всего здания $R=0$

IV-5. Проверка прочности диафрагм

1. Прочность диафрагм по нормальному сечению.

После определения моментов, возникающих в диафрагмах от горизонтальной и вертикальной нагрузок, полный изгибающий момент в диафрагме определяется по формулам:

а) при совпадении равнодействующей горизонтальной нагрузки с центром жесткостей:

$$M_{i_д}=M_i^{вг}+M_i^{в} \quad (IV.21)$$

б) при несовпадении равнодействующей горизонтальной нагрузки с центром жесткостей:

$$M_{i_д}=M_i^{г}+M_i^{в} \quad (IV.22)$$

„$M_i^{г}$" - определяется по формуле (IV.4)

„$M_i^{вг}$" - определяется по формулам (IV.5-1); (IV.5-2)

„$M_i^{в}$" - определяется по формуле (IV.10)

Моменты „$M_i^{г}$"; „$M_i^{вг}$"; „$M_i^{в}$" принимается со своими знаками.

Проверка прочности диафрагм производиться в соответствии с формулой СНиП II-В.1-62 для внецентренно сжатых элементов, с учетом допустимых нагрузок на элементы диафрагмы. При этом растягивающие напряжения на уровне оси кладки растянутой от изгиба не допускается (см. рис. 7).

Схема нагрузок на диафрагму, расчетная схема и допускаемые виды повреждений приведены на рис. 6 и 7.

Схема нагрузок на диафрагму

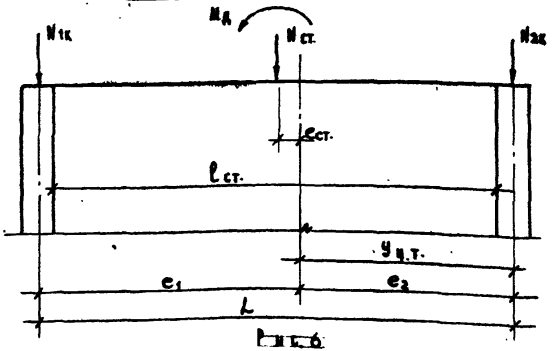


Рис.6

Расчетная схема

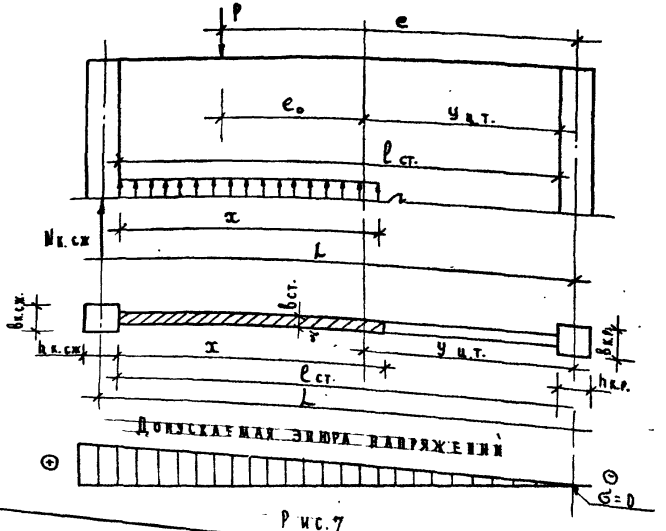


Рис.7

На рис. 6 и 7 приняты следующие обозначения:

$P = N_{1к} + N_{2к} + N_{ст}$ - равнодействующая вертикальных нагрузок

$N_{1к}$ - вертикальная нагрузка на колонну, сжатую от изгиба

$N_{2к}$ - вертикальная нагрузка на колонну, растянутую от изгиба

$N_{ст}$ - вертикальная нагрузка на стенку жесткости

$M_д$ - изгибающий момент, действующий на диафрагму

$N_{к.сж}$ - предельно допускаемая нагрузка при центральном сжатии на колонну сжатую от изгиба

L - длина диафрагмы

$l_{ст}$ - длина стенки жесткости

$e = e_o + y_{ц.т}$ - эксцентриситет равнодействующей „P" относительно оси колонны, растянутой от изгиба.

$e_o = \frac{M_д}{P}$ - эксцентриситет равнодействующей „P" относительно условного центра тяжести диафрагмы.

x - высота сжатой зоны стенки жесткости.

$b_{к.сж}$; $b_{к.р}$ - ширина колонны соответственно сжатой и растянутой от изгиба.

$h_{к.сж}$; $h_{к.р}$ - высота колонны соответственно сжатой и растянутой от изгиба.

$b_{ст} = 12$ см - приведенная к монолитному сечению толщина стенки жесткости.

Приведенная толщина $b_{ст} = 12$ см определена с учетом ослабления поперечного сечения стенки жесткости отверстиями, пробиваемыми при открытии вентиляционных каналов. При этом принималось условие, что в зоне,

ТК 1975	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков. Пояснительная записка	Серия ИИ-04-9	Выпуск 12	Лист 17

сжатой от изгиба, открыты все вентиляционные каналы, что является наиболее часто встречающимся случаем для стенок жесткости, находящихся в техническом подполье /нижний ярус блоков-стенок жесткости/. Если вентиляционные каналы, находящиеся в сжатой от изгиба зоне, открываются не все, приведенная толщина стенки жесткости „$\bar{\delta}_{ст}$" может быть увеличена, в зависимости от количества открываемых каналов.

При определении приведенной толщины стенки жесткости „$\bar{\delta}_{ст}$" арматура вентиляционных блоков не учитывалась, что обеспечивает некоторый незначительный запас прочности.

Проверка прочности диафрагмы начинается с определения высоты сжатой зоны „x_o" с учетом несущей способности колонны, сжатой от изгиба „$N_{к.сж}$".

При этом усилие в арматуре колонны, растянутой от изгиба, принимается $F_a R_a = 0$

Двухколонные диафрагмы

$$x_o = \frac{P - N_{к.сж}}{R^{пр}_{ст} \cdot \delta_{ст}} \qquad (\text{IV}.23)$$

1. При $x_o < 0$ прочность диафрагмы проверяется прямоугольному сечению с шириной, равной „$\delta_{к.сж}$"

   Определяется высота сжатой зоны „x"

   $$x = \frac{P - \frac{F_a' R_a}{2}}{R^{пр}_{к.сж} \cdot \delta_{к.сж}} \qquad (\text{IV}.24)$$

   Условие прочности:

   $$Pe \le 0.95 \left[R^{пр}_{к.сж} \cdot \delta_{к.сж} x \left(l_{ст} + \frac{h_{к.сж}}{2} - \frac{x}{2} \right) + \frac{F_a' R_a'}{2} \left(l_{ст} + \frac{h_{к.сж}}{2} - a' \right) \right] \qquad (\text{IV}.25)$$

2. При $x_o = 0$

   Условие прочности: $Pe \le 0.95\, N_{к.сж}$ $\qquad (\text{IV}.26)$

3. При $0 < x_o \le l_{ст}$; $x = x_o$

   Условие прочности:

   $$Pe \le 0.95 \left[N_{к.сж} \cdot l_{ст} + R^{пр}_{ст} \cdot \delta_{ст} \cdot x \left(l_{ст} + \frac{h_{к.р}}{2} - \frac{x}{2} \right) \right] \qquad (\text{IV}.27)$$

4. При $x_o > l_{ст}$

   $$x = \frac{P - N_{к.сж} - R^{пр}_{ст} \cdot \delta_{ст} \cdot l_{ст} - \frac{F_a R_a}{2}}{R^{пр}_{к.р} \cdot \delta_{к.р}} \qquad (\text{IV}.28)$$

   при этом должно соблюдаться условие:

   $$x = \frac{P - N_{к.сж} - R^{пр}_{ст} \cdot \delta_{ст} \cdot l_{ст} - F_a R_a}{R^{пр}_{к.р} \cdot \delta_{к.р}} \le h_{к.р}$$

   при $x = h_{к.р}$ диафрагма работает на центральное сжатие

   Условие прочности:

   $$Pe \le 0.95 \left[N_{к.сж} \cdot l_{ст} + R^{пр}_{ст} \cdot \delta_{ст} \cdot l_{ст} \left(\frac{l_{ст}}{2} + \frac{h_{к.р}}{2} \right) + R^{пр}_{к.р} \cdot \delta_{к.р} \cdot x \left(\frac{h_{к.р}}{2} - \frac{x}{2} \right) + \frac{F_a R_a}{2} \left(\frac{h_{к.р}}{2} - a \right) \right] \qquad (\text{IV}.29)$$

В формулах (IV.23) ÷ (IV.29) приняты следующие обозначения:

$R^{пр}_{ст} = 1300\ т/м^2$ - призменная прочность бетона стенки жесткости.

$R^{пр}_{к.сж}$; $R^{пр}_{к.р}$ - призменная прочность бетона соответственно колонны, сжатой от изгиба и колонны, растянутой от изгиба.

$F_a' R_a'$; $F_a R_a$ - предельное усилие, воспринимаемое арматурой соответственно колонны, сжатой от изгиба и колонны, растянутой от изгиба.

Остальные обозначения см. рис. 6 и 7.

В формулах (IV.25); (IV.26); (IV.27); (IV.29) и дальнейших формулах коэффициент $k = 0{,}95$ учитывает податливость связей.

Трехколонные диафрагмы

Проверка прочности трехколонных диафрагм производится аналогичным способом. Высота сжатой зоны „x_o" с учетом несущей способности колонны, сжатой от изгиба, и частично средней колонны определяется по формуле:

$$x_o = \frac{P - N_{к.сж} - N'_{к.ср}}{R^{пр}_{ст} \cdot \delta_{ст}} \qquad (\text{IV}.30), \text{ где:}$$

$$N'_{к.ср} = R^{пр}_{к.ср} \cdot h_{к.ср} (\delta_{к.ср} - \delta_{ст}) + F a_{к.ср} \cdot R a_{к.ср} \qquad (\text{IV}.31)$$

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. № | Инв. № дубл. | Подпись и дата | г. Москва | Копировал | Л. Каргина

В формуле (IV.31) приняты обозначения:

$R^{пр.}_{к.ср.}$ - призменная прочность бетона средней колонны

$h_{к.ср}$; $b_{к.ср.}$ - высота и ширина сечения средней колонны

$Fa_{к.ср}$; $Ra_{к.ср.}$ - площадь и расчетное сопротивление арматуры средней колонны

1. При $x < 0$ высота сжатой зоны „x" определяется по формуле:

$$x = \frac{P - N'_{к.ср} - \frac{Fa' \cdot Ra'}{2}}{R^{пр.}_{к.ск.} \cdot b_{к.ск.}} \qquad (IV.32)$$

Условие прочности:

$$Pe \le 0.95 \left[R^{пр.}_{к.ск.} \cdot b_{к.ск.} \cdot x \left(L + \frac{h_{к.ск.}}{2} - \frac{x}{2} \right) + \frac{Fa' R'_a}{2} \left(L + \frac{h_{к.ск.}}{2} - a' \right) + N'_{к.ср} \cdot l_2 \right] \quad (IV.33)$$

2. При $x_0 = 0$

Условие прочности: $Pe \le 0.95 (N_{к.ск.} \cdot L + N'_{к.ср.} \cdot l_2)$ (IV.34)

3. При $0 < x_0 \le l_{ст}$; $x = x_0$

Условие прочности:

$$Pe \le 0.95 \left[N_{к.ск.} \cdot L + R^{пр.}_{ст.} \cdot b_{ст.} \cdot x \left(l_{ст.} + \frac{h_{кр.}}{2} - \frac{x}{2} \right) + N'_{к.ср.} \cdot l_2 \right] \quad (IV.35)$$

4. При $x_0 > l_{ст.}$

$$x = \frac{P - N_{к.ск.} - N'_{к.ср.} - R^{пр.}_{ст.} \cdot b_{ст.} \cdot l_{ст.} - \frac{Fa\, Ra}{2}}{R^{пр.}_{к.р.} \cdot b_{к.р.}} \qquad (IV.36)$$

При этом значение „x", полученное по формуле (IV.36) должно быть $\le h_{к.р.}$

При $x = h_{к.р.}$ диафрагма работает на центральное сжатие.

Условие прочности:

$$Pe \le 0.95 \left[N_{к.ск.} \cdot L + N'_{к.ср.} \cdot l_2 + R^{пр.}_{ст.} \cdot b_{ст.} \cdot l_{ст.} \left(\frac{l_{ст}}{2} + \frac{h_{к.р.}}{2} \right) + R^{пр.}_{к.р.} \cdot b_{к.р.} \cdot x \left(\frac{h_{к.р.}}{2} - \frac{x}{2} \right) + \frac{Fa\, Ra}{2} \left(\frac{h_{к.р.}}{2} - a \right) \right] \qquad (IV.37)$$

В формулах (IV.32) ÷ (IV.37) - $R^{пр.}_{ст.}$; $R^{пр.}_{к.ск.}$; $R^{пр.}_{к.р.}$; $Fa'R'_a$; $Fa\,Ra$ то же, что в формулах (IV.23) ÷ (IV.29)

Остальные обозначения см. рис. 8 и 9.

Схема нагрузок на 3-х колонную диафрагму

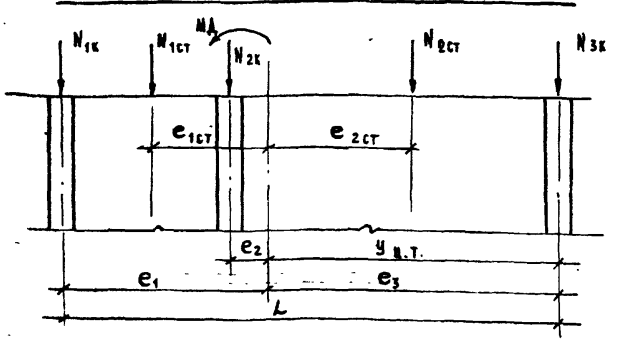


Рис. 8

Расчетная схема

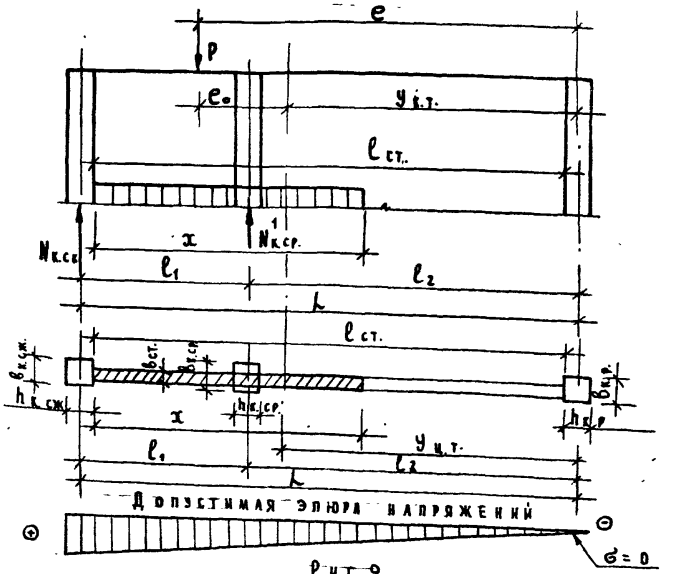


Рис. 9

ТК 1975	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков. Пояснительная записка	Серия ИИ-04-0	Выпуск 12	Лист 19

13654 22

На рис. 8 и 9 приняты следующие обозначения:

$P = N_{1к} + N_{2к} + N_{3к} + N_{1ст} + N_{2ст}$ - равнодействующая вертикальных нагрузок.

$N_{1к}$; $N_{2к}$; $N_{3к}$ - вертикальные нагрузки на колонны соответственно: сжатую от изгиба, среднюю и растянутую от изгиба.

$N_{1ст}$; $N_{2ст}$ - вертикальная нагрузка на стенку жесткости.

$M_д$ - изгибающий момент, действующий на диафрагму.

$N_{к.сж.}$ - предельно допускаемая нагрузка на колонну, сжатую от изгиба.

$N^{в}_{к.ср.}$ - определяется по формуле (IV.31)

l - длина диафрагмы

$l_{ст}$ - длина стенки жесткости

l_1; l_2 - расстояния между колоннами

e_1; e_2; e_3; $e_{1ст}$; $e_{2ст}$ - эксцентриситеты вертикальных нагрузок на элементы диафрагмы относительно условного центра тяжести поперечного сечения диафрагмы.

$e = e_0 + y_{ц.т.}$

$e_0 = \frac{M_д}{P}$ - эксцентриситет равнодействующей „P" относительно условного центра тяжести диафрагмы.

x - высота сжатой зоны стенки жесткости

$b_{к.сж.}$; $b_{к.ср.}$; $b_{к.р.}$ - ширина колонны соответственно: сжатой от изгиба, средней и растянутой от изгиба.

$h_{ст.сж.}$; $h_{к.ср.}$; $h_{к.р.}$ - высота колонны соответственно: сжатой от изгиба, средней и растянутой от изгиба.

2. Прочность диафрагм по вертикальным швам

Вторым критерием несущей способности диафрагмы является прочность ее вертикальных швов:

$$T \le [T] \qquad (IV.38),$$ где:

T - сдвигающая сила по вертикальному шву в пределах одного этажа.

$[T]$ - суммарная несущая способность закладных деталей одного этажа на сдвиг, равная 45 т. при высоте этажа 2,8 и 3,3 м и 60 т. при высоте этажа 3,6 и 4,2 м.

Сдвигающая сила „T" определяется по формуле:

$$T = \pm M_{эт} \frac{\bar{S}}{J} + \left(\frac{N_{эт}}{F_{пр}} \bar{F}_{пр} - \bar{N}_{эт}\right) \qquad (IV.39)$$

Сдвигающее усилие „T" принимается по абсолютному значению независимо от знаков, получающихся в результате вычислений по формуле IV.39.

В формуле (IV.39) приняты обозначения:

$M_{эт}$ - приращение изгибающего момента /от горизонтальной и вертикальной нагрузок/ в пределах высоты этажа.

$N_{эт}$ - полная вертикальная нагрузка, передаваемая на диафрагму с одного этажа.

J - момент инерции поперечного сечения диафрагмы /принимается по таблице 2/.

$F_{пр}$ - приведенная площадь поперечного сечения диафрагмы /принимается по таблице 4/.

$\bar{S}$ - статический момент отсеченной части диафрагмы /принимается по таблице 2/.

$\bar{F}_{пр}$ - часть приведенной площади диафрагмы, расположенной относительно вертикального шва со стороны, соответствующей положительному

направлению координатных осей / в соответствии с рис. 10 площадью „F" будет являться часть площади диафрагмы, расположенной правее вертикального шва /.

N - вертикальная нагрузка, приходящаяся на площадь „F" диафрагмы в одного этажа.

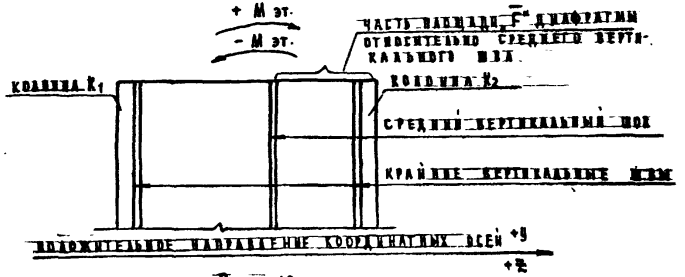


Рис. 10

Приведенная площадь поперечного сечения диафрагмы определяется по формуле:

$$F^{пр} = F_c^{пр} + \leq F_к^{пр} \qquad (\text{IV}.40), \text{ где:}$$

$F_c^{пр}$ - приведенная площадь поперечного сечения стенки жесткости /сумма приведенных площадей блоков заполняющих межколонное пространство/.

$\leq F_{пр.к}$ - сумма приведенных площадей диафрагменных колонн.

Приведенные площади элементов диафрагм даны в таблице 4.

Приращение изгибающего момента в пределах этажа вычисляется по формуле: $M_{эт} = M_{вх} - M_{вх1}$ (IV.41), где:

$M_{вх}$; $M_{вх1}$ - полные изгибающие моменты соответственно в нижнем и верхнем уровнях этажа, в пределах которого определяется сдвигающее усилие „T". В формуле (IV.41) „$M_{эт}^{н}$" принимается со своим знаком в соответствии с направлением относительно координатных осей.

Как правило, наибольшее сдвигающее усилие „T" действует в уровне нижнего этажа, по вертикальным швам, расположенным вблизи нейтральной оси диафрагмы.

IV-6. Указания по расчету диафрагм, не предусмотренных таблицей 2

В таблице 2 приведены характеристики наиболее часто встречающихся типов диафрагм. В практике же возможны различные сочетания элементов, образующих диафрагмы. В этом случае необходимо определить жесткость диафрагмы и статические моменты отсеченных частей поперечного сечения диафрагмы относительно ее нейтральной оси /геометрического ц.т. диафрагмы/. Жесткость „B_o" определяется по формуле:

$$B_o = 0{,}85 \times 0{,}95 \times \leq (J_i + F_i \times a_i^2) E_б \qquad (\text{IV}.42), \text{ где:}$$

J_i; F_i - собственный момент инерции и площадь поперечного сечения элемента диафрагмы /см. таблицу 5 и примечания к ней/

a_i - расстояние от центра тяжести поперечного сечения элемента диафрагмы до геометрического центра тяжести всего сечения диафрагмы.

$E_б$ - модуль упругости бетона /в формуле IV.42 принимается для бетона марки 300/.

13654 24

Статические моменты „S" вычисляются по формуле:

$$S = F_{от} \cdot d \qquad (\text{IV}.43),$$ где:

$F_{от}$ - площадь поперечного сечения отсеченной части диафрагмы.

d - расстояние от центра тяжести отсеченной части до нейтральной оси диафрагмы

Положение нейтральной оси /геометрического центра тяжести/ полного поперечного сечения диафрагмы определяется по формуле:

$$c = \frac{\Sigma F_i l_i}{\Sigma F_i} \qquad (\text{IV}.44),$$ где:

F_i - см. формулу (IV.42)

l_i - расстояния от ц.т. элементов диафрагмы до любой произвольной точки /предпочтительное расстояние „l_i" принимать до оси любой колонны/.

Расстояние „C" отсчитывается от точки, относительно которой брались расстояния „l_i".

Собственные геометрические характеристики элементов, из которых могут быть составлены диафрагмы, приводятся в таблице 5.

Таблица 5

Наименование и марка элемента диафрагмы	Эскиз	*Площадь поперечн. сечения „F" м²	* Момент инерции „J" м⁴	Центр тяж. сечения м
Колонны.	400 / 400	0,16	0,0021	0,20
	300 / 300	0,09	0,0006	0,15
Блоки типа „ВБС-30"	2980	0,497	0,395	1,49
Блоки типа „ВБС-26"	2580	0,430	0,248	1,28
Блоки типа „ВБС-15"	1480	0,271	0,058	0,74

* Для колонн из бетона марки „400" площади и моменты инерции принимать с коэф. K=1,1

IV-7. Проверка жесткости здания.

Перемещение любой точки вершины здания в направлении координатных осей складывается из поступательных перемещений и дополнительных перемещений за счет закручивания вокруг центра жесткостей.

Поэтому полный прогиб /смещение верхней точки здания/ „f_y" или „f_z" определяется по формулам:

$$f_y = f_y^o + (f_{бм_y})z; \quad f_z = f_z^o + (f_{бм_z})y \qquad (\text{IV}.45),$$ где:

y, z - координаты наиболее удаленных в плане от центра жесткостей точек здания /принимаются по абсолютному значению, независимо от направления их относительно координатных осей/.

$$f_y^o = [M_y^н]\frac{H^2}{4\Sigma Bi_y}; \qquad f_{y_ф}^o = [M_{ф_y}^н]\frac{R_y H^2}{\Sigma Bi_y} \qquad (\text{IV}.46)$$

$$f_z^o = [M_z^н]\frac{H^2}{4\Sigma Bi_z}; \qquad f_{z_ф}^o = [M_{ф_z}^н]\frac{R_z H^2}{\Sigma Bi_z} \qquad (\text{IV}.47)$$

$$f_{бм} = \pm БМ^н \frac{H^2}{4D_{yz}}; \qquad f_{ф_{бм}} = \pm БМ_ф^н \frac{R_{yz} H^2}{D_{yz}} \qquad (\text{IV}.48)$$

$$[M_y^н] = \frac{M_y^{ог} + \Sigma M_y^в}{1,2}; \qquad [M_z^н] = \frac{M_z^{ог} + \Sigma M_z^в}{1,2} \qquad (\text{IV}.49)$$

В формулы (IV.46) и (IV.47) подставляются абсолютные значения „$M_y^н$" и „$M_z^н$" независимо от знаков, получающихся в результате вычислений по формуле (IV.49)

$M_y^{ог}$; $M_z^{ог}$ - определяется по формуле (IV.2) и подставляются в формулу (IV.49) со своими знаками.

$\Sigma M_y^в$; $\Sigma M_z^в$ - суммарные моменты от вертикальной нагрузки всех диафрагм одного направления. „$M_y^в$"; „$M_z^в$" определяется по формуле (IV.15).

Т.К.	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.	Серия ИИ-04-0	
1975	Пояснительная записка.	Выпуск 12	Лист 22

Копировал Архипова
Москва

$\leq M_y^B$ или $\leq M_x^B$ подставляется в формулу (IV.49) со своим знаком, полученным в результате суммирования моментов от вертикальной нагрузки.

Суммарный бимомент, действующий на здание, определяется по формуле:

$$БМ_y'' = \frac{\pm БМ_y^г \pm БМ_{yz}^B}{1,2}; \quad БМ_x'' = \frac{\pm БМ_x^г \pm БМ_{xz}^B}{1,2} \quad (IV.50), \text{ где:}$$

$БМ_y^г$; $БМ_x^г$ - определяются по формуле (IV.3) и подставляются в формулу (IV.50) со своими знаками.

$БМ_{yz}^B$ - суммарный бимомент от вертикальной нагрузки определяется по формуле:

$$БМ_{yz}^B = \leq M_y^B \cdot x_i - \leq M_x^B \cdot y_i \quad (IV.51), \text{ где:}$$

$\leq M_y^B$; $\leq M_x^B$ - см. пояснения к формуле (IV.49)

x_i; y_i - см. рис. 2

В формулу (IV.51) моменты от вертикальных нагрузок „M_y^B"; „M_x^B" и координаты „x_i"; „y_i" подставляются со своими знаками, в зависимости от их направлений относительно координатных осей.

Правила знаков:

1. Если в формуле (IV.50) знаки „$БМ^г$" и „$БМ_{yz}^B$" совпадают, то величина „$БМ^г$" в формулу (IV.48) подставляется со знаком „+", независимо от того, какой знак „$БМ''$" получился в результате вычислений по формуле (IV.50).

2. Если в формуле (IV.50) знаки „$БМ^г$" и „$БМ_{yz}^B$" различны, но абсолютная величина „$БМ^г$" > „$БМ_{yz}^B$", то в формулу (IV.48) значение „$БМ''$" подставляется со знаком „+", независимо от того, какой знак „$БМ''$" получится в результате вычислений по формуле (IV.50).

3. Если в формуле (IV.50) знаки „$БМ^г$" и „$БМ_{yz}^B$" различны, но абсолютная величина „$БМ^г$" < „$БМ_{yz}^B$", то в формулу (IV.48) значение „$БМ''$" подставляется со знаком „−", независимо от того, какой знак „$БМ''$" получился в результате вычислений по формуле (IV.50).

Нормативные моменты в уровне фундаментов определяется по формулам:

$$M_\phi = M'' + \frac{Q}{1,2} h; \quad БМ_\phi'' = БМ'' + \frac{Q \cdot x_0 (y_0)}{1,2} h \quad (IV.52), \text{ где:}$$

h - расстояние от планировочной отметки земли до низа фундамента.

Q - принимается по таблице 1.

„x_0" или „y_0" - эксцентриситеты равнодействующей горизонтальной нагрузки относительно центра жесткостей.

В зависимости от знака „$БМ''$", прогиб здания от закручивания „$f_{БМ}$" вычисленный по формуле (IV.48) будет иметь положительное или отрицательное значение и со своим знаком подставляется в формулу (IV.45)

D_{yz} - см. формулу (IV.7).

R_y; R_x; R_{yz} - см. формулу (IV.19).

В формуле (IV.45) первые слагаемые учитывают деформацию здания за счет изгиба конструкций, вторые - за счет податливости основания.

Относительный прогиб здания не должен превышать:

$$\frac{f}{H} \leq \frac{1}{1000}.$$

Проверка жесткости здания должна производиться, как при положительном, так и при отрицательном направлении ветра.

Копировал Архипова В. г. Москва

Пример 4. Расчет устойчивости здания с 2½ колонными диафрагмами.

Произвести проверку прочности и жесткости 9-эт. здания с техподпольем ($H_{тп}$=2м), размером в плане 60×18м, строящегося в I-ом ветровом районе, тип местности А. Высота этажа 3,6м. Унифицированная расчетная нагрузка на перекрытие равна 600 кг/м² /без учета собственного веса конструкций/. Здание с неполным каркасом. Высота здания от верха парапета до планировочной отметки земли 34,5м. Основанием фундаментов являются пески средней крупности, имеющие следующие упругие характеристики:

$E_{ср}$=4500т/м²; μ=0,3.

Определение горизонтальной /ветровой/ нагрузки:

Горизонтальная нагрузка определяется по таблице 1 н, с учетом фактической высоты здания, приводится в таблице 6.

* Таблица 6

Расчетные моменты от горизонтальной нагрузки	Здание высотой 36 м	Здание высотой 34,5м
в уровне планировочной отметки земли.	2255,04	$\frac{2255,04-2004,04}{2} 0,5+2004,04 =$ = 2067тм
в уровне низа диафрагм.	—	2067+110,5×0,8=2155тм

* в таблице 6 величина, равная 0,8м - расстояние от планировочной отметки земли до низа диафрагмы; Q=110,5т - поперечная сила на уровне планировочной отметки земли при высоте здания 34,5м.

По графику на рис. 2 для 9-этажного здания с техническим подпольем, при унифицированной нагрузке на перекрытие 600 кг/м², по допустимому моменту $[M_\phi]$ определяется приближенно количество диафрагм $n=\frac{2155}{950}=2,27$. Принимается 3 диафрагмы, длиной поперечного сечения L=6м, 2½ колонные.

Расположение диафрагм в плане показано на рис. 11.

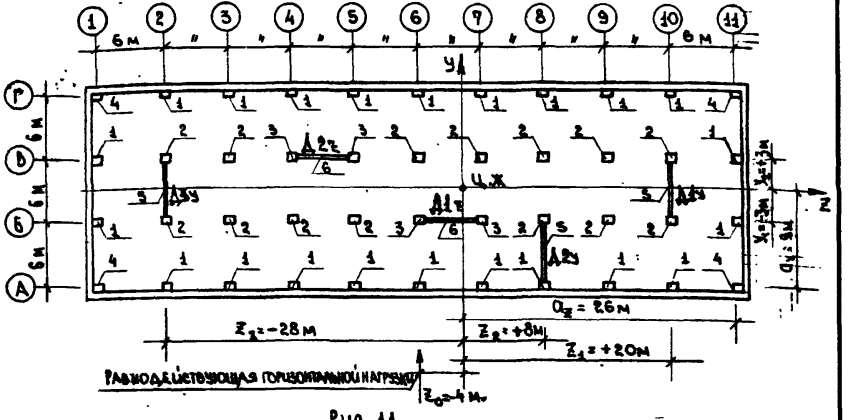


Рис. 11.

Сбор вертикальных нагрузок:

При сборе вертикальных нагрузок учитывается все нагрузки, приходящиеся на элемент несущей системы здания в зависимости от грузовой площади, с учетом собственных весов этих элементов.

Результаты сбора вертикальных нагрузок, приведены в таблице „7".

Таблица 7

№№ вертикальных элементов (по рис. 11)	Кол-во одинаковых по нагрузке вертикальных элементов	Расчетные вертикальные нагрузки.			
		Наибольшие		Наименьшие.	
		на 1 элемент.	на все элементы	на 1 элемент	на все элементы
1	22	200	4400	110	2420
2	14	320	4480	170	2380
3	4	175	700	95	380
4	4	105	220	65	260
5	3	85	255	85	255
6	2	350	700	180	360

Всего: 10755т. Всего: 6055т.

Определение центра жесткостей диафрагм:

Принимаются следующие типы диафрагм /см. таблицу 2/.

Диафрагмы $Д1_y$; $Д3_y$ - типа 3; $B = 14{,}2\times10^6\times0{,}94 = 13{,}3\times10^6$.

Диафрагмы $Д2_y$ - типа 2; $B = 13{,}7\times10^6\times0{,}94 = 12{,}9\times10^6$

Диафрагмы $Д1_z$; $Д2_z$ - типа 1; $B = 13{,}5\times10^6\times0{,}94 = 12{,}7\times10^6$

Жесткости диафрагм „B" определены с учетом „$K_{деф.}$", принятого по графику на рис. 3.

Положение центра тяжести относительно оси „Z" из-за симметричного расположения диафрагм „$Д1_z$" и „$Д2_z$" соспадает с равнодействующей горизонтальной нагрузки в плоскости „Z" - $a_y = 9$м.

$$a_z = \frac{(13{,}3\times54+12{,}9\times18+13{,}3\times6)10^6}{(13{,}3+12{,}9+13{,}3)\,10^6} = \frac{1030\times10^6}{39{,}5\times10^6} = 26\text{ м}$$

Вычисление коэффициента продольного изгиба

Для диафрагм в плоскости „Y" принимаются фундаменты размером в плане $a = 3$ м; $l = 12$ м.

Вычисляются коэффициенты жесткости основания:

$$m = \frac{E_{ср.}\left(\frac{l}{2}\right)^3}{(1-\mu^2_{ср.})K} = \frac{4500\left(\frac{12}{2}\right)^3}{(1-0{,}3^2)\,1{,}25} = 8{,}5\times10^5\text{ тм},$$ где:

$K = 1{,}25$ по рис. 4 СНиП II-Б.1-62 при $n = \frac{12}{3} = 4$ характеристика податливости основания в плоскости оси „Y".

$$R_y = \frac{\Sigma B_{iy}}{H\cdot\Sigma m_{iy}} = \frac{39{,}5\times10^6}{35{,}3\times3\times8{,}5\times10^5} = \frac{395}{900} = 0{,}438$$

Коэффициент продольного изгиба при максимальных вертикальных нагрузках /$\Sigma P = 10755$т по таблице 7/.

$$\eta_{y_{max}} = 1 + \frac{H^2\Sigma P}{8\Sigma B_{iy}}(1+4R_y) = 1 + \frac{35{,}3^2\times10755}{8\times39{,}5\times10^6}(1+4\times0{,}438) = 1{,}10$$

Коэффициент продольного изгиба при минимальных вертикальных нагрузках /$\Sigma P = 6055$/.

$$\eta_{y_{min}} = 1 + \frac{35{,}3^2\times6055}{8\times39{,}5\times10^6}(1+4\times0{,}438) = 1{,}06$$

$$\eta_{yz} = 1 + \frac{H^2\Sigma P_i(y_i^2+z_i^2)}{8D_{yz}}(1+R_{yz})$$

При вычислении коэффициента „η_{yz}" условно принято $R_{yz} = 0$ /для здания с абсолютно жестким основанием/.

$$D_{yz} = 13{,}3\times10^6\times20^2 + 12{,}9\times10^6\times8^2 + 13{,}3\times10^6\times28^2 + 12{,}7\times10^6(3^2+3^2) = 16{,}8\times10^9\text{ тм}^4.$$

Крутильная характеристика вертикальной нагрузки вычисляется по приближенной ф-ле:

$$\Sigma P_i(y_i^2+z_i^2) = \frac{\Sigma P_i}{F}(J_y+J_z) = \frac{10755}{1080}(35{,}4\times10^4+2{,}9\times10^4) = 4{,}02\times10^6\text{ тм}^2,$$ где:

площадь здания $F = 60\times18 = 1080$ м^2.

моменты инерции плана здания $J_y = \frac{18}{3}(34^3+26^3) = 35{,}4\times10^4$ м^4

$J_z = \frac{60}{3}(9^3+9^3) = 2{,}9\times10^4$ м^4

Т.К.	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.	Серия ИИ-04-0	
1975	Пояснительная записка.	Выпуск 12	Лист 25

13654 28

В. Архипова
Копирова
г. Москва

$$\zeta_{y2}=1+\frac{35,3^2\times4,02\times10^6}{8\times16,8\times10^9}=1+\frac{5,53\times10^9}{134,4\times10^9}=1,04$$

Определение изгибающих моментов в диафрагмах от горизонтальной нагрузки:

В примере производится расчет при максимальных вертикальных нагрузках.

Момент $M_y^{or''}$ в уровне низа диафрагм вычисляется по формуле (IV.2)

$$M_x^{or}=\pm2155\times1,10=+2380\text{ тм}.$$

По формулам (IV.5-1) и (IV.5-2):

$$M_{x1}^{or}=+\frac{2380}{60}\left(\frac{0,554\times12\times13,5\times10^6}{13,3\times10^6+12,9\times10^6}+0,446\,\frac{12}{2}\right)+\frac{2380}{60}\,6=+478\text{ тм}.$$

$$M_{x2}^{or}=+\frac{2380}{60}\left(\frac{0,554\times12\times12,9\times10^6}{13,3\times10^6+12,9\times10^6}+0,446\,\frac{12}{2}+\frac{0,164\times36\times12,9\times10^6}{13,3\times10^6+12,9\times10^6}+0,836\,\frac{36}{2}\right)=+948\text{ тм}.$$

$$M_{x3}^{or}=+\frac{2380}{60}\left(\frac{0,164\times36\times13,3\times10^6}{12,9\times10^6+13,3\times10^6}+0,836\,\frac{36}{2}\right)+\frac{2380}{60}\,6=+954\text{ тм}$$

Проверка: $\sum M_x^{or}=478+948+954=2380\text{ тм}$

Равнодействующая горизонтальной нагрузки не совпадает с центром жесткости, необходимо вычислить дополнительные изгибающие моменты $\Delta M_{xi}^{r''}$ в диафрагмах, возникающие от закручивания здания.

По формуле (IV.3): $\Delta M_y^r=+2380\times(-4)\times1,04=-9901\text{ тм}$

По формуле (IV.6): $\Delta M_{y1}=-9901\,\frac{20\times13,3\times10^6}{16,8\times10^9}=-149\text{ тм}$

$$\Delta M_{y2}=-9901\,\frac{8\times12,9\times10^6}{16,8\times10^9}=-59\text{ тм}$$

$$\Delta M_{y3}=-9901\,\frac{28\times13,3\times10^6}{16,8\times10^9}=+219\text{ тм}$$

Вычисление дополнительных моментов $\Delta M_x^{r''}$ в примере опущено.

Полные изгибающие моменты в диафрагмах от горизонтальной нагрузки вычисляются по формуле (IV.4)

$$M_{y1}^r=+478-149=+329\text{ тм}$$

$$M_{y2}^r=+948-59=+889\text{ тм}$$

$$M_{y3}^r=+954+219=+1173\text{ тм}$$

При совпадении равнодействующей горизонтальной нагрузки с центром жесткостей, моменты в диафрагмах от горизонтальной нагрузки были бы равны величинам, вычисленным по формулам (IV.5).

Моменты от вертикальной нагрузки. В данном примере внецентренно загружена только диафрагма „Д2у". Тип диафрагмы и вертикальные нагрузки соответствуют принятым в примере 2, поэтому изгибающий момент в диафрагме „Д2у" равен $+307\text{ тм}\times1,12=+344\text{ тм}$ / в примере 2 коэффициент продольного изгиба „φ" условно не учитывался /. Момент от вертикальной нагрузки распределяется между диафрагмами в соответствии с формулой (IV.15):

$$M_{y1}^B=\frac{344\times13,3\times10^6\times0,554}{(13,3\times0,554+12,9+13,3\times0,164)10^6}=\frac{2539,23\times10^6}{22,45\times10^6}=+113\text{ тм}$$

$$M_{y2}^B=\frac{344\times12,9\times10^6}{22,45\times10^6}=+198\text{ тм}$$

$$M_{y3}^B=\frac{344\times13,3\times10^6\times0,164}{22,45\times10^6}=+33\text{ тм}$$

Если бы моменты M_{xi}^{or} вертикальной нагрузки возникали и на других диафрагмах, то они распределялись бы между диафрагмами так же, в соответствии с формулой (IV.15), а полученные результаты для каждой диафрагмы от каждого распределения суммировались. Вычисленная сумма являлась бы полным моментом в диафрагме от вертикальной нагрузки. Дополнительный момент от вертикальной нагрузки при закручивании здания по формуле (IV.12).

$$\Delta M_y^{B''}=[113\cdot(+20)+198\cdot(+8)+33\cdot(-28)]\times1,04=+2752\text{ тм}$$

Дополнительные изгибающие моменты $\Delta M_{xi}^{B''}$ определяются по формуле (IV.11).

После вычислений получим значения: $\Delta M_{x1}=+44\text{ тм}$; $\Delta M_{x2}=+177\text{ тм}$; $\Delta M_{x3}=-61\text{ тм}$.

Полный расчетный момент в диафрагме Д2у: $M_{y2}=889+198+177=1104\text{ тм}$.

Равнодействующая вертикальной нагрузки: $P=200+320+85=605\text{ т}$; $e_0=\frac{1104}{605}=1,82\text{ м}$; $e=(1,82+2,91)=4,73\text{ м}$

Проверка прочности диафрагмы на внецентренное сжатие.

Несущая способность колонны, сжатой от изгиба - 400т

По формуле (IV.23) определяется x_0

$$x_0 = \frac{605 - 400}{4300 \cdot 0,12} = 0,246 \qquad 0 < 0,246м < l_{ст} = 5,6м.$$

Прочность диафрагмы проверяется по формуле (IV.27): $P \cdot e = 605 \times 4,73 = 2860$тм.

$$0,95\left[400 \times 6 + 4300 \times 0,12 \times 0,246\left(5,6 + \frac{0,4}{2} - \frac{0,246}{2}\right)\right] = 2487тм < 2860тм$$

Прочность диафрагмы не обеспечивается, необходимо уменьшить расстояние между диафрагмами жесткости или увеличить несущую способность диафрагменной колонны, сжатой от изгиба. При этом величина момента от вертикальной нагрузки изменится - необходимо сделать перерасчет.

В таком же порядке должны быть проверены на прочность по нормальному сечению другие диафрагмы.

Проверка прочности диафрагм должна производиться при действии горизонтальной нагрузки как при положительном, так и при отрицательном направлении ветра, а также при максимальных и минимальных вертикальных нагрузках.

Проверка прочности на внецентренное сжатие изменной диафрагмы в примере не производиться. На прочность по вертикальным швам проверяется диафрагма, принятая в данном примере.

Проверка прочности вертикальных швов диафрагмы:

Проверяется средний шов в пределах технического этажа. Стенки жесткости имеют три связи, суммарная несущая способность связей - 45т.

Проверка производится по формуле (IV.39)

$$M_{эт} = 1104 - 1104\frac{33,3^2}{35,3^2} = 124тм.$$

$$F_{пр} = 0,945 + 0,176 + 0,004826 \cdot 6,35 + 0,16 + 0,001256 \cdot 6,35 = 1,32м^2$$

$$F_{пт} = 0,438 + 0,176 + 0,004826 \cdot 6,35 = 0,644м^2$$

$$N_{эт} = \frac{645}{10} = 64,5т$$

$$N_{эт} = \frac{85}{10}0,26 + \frac{330}{10} = 34,2т$$

Так как изгибающий момент имеет положительное направление, в формулу (IV.39) $M_{эт}^{"}$ подставляется со знаком „+"

$$T = 124\frac{4,17}{5,4} + \left(\frac{64,5}{1,32}0,644 - 34,2\right) = 24 < [T] = 45т$$

Прочность шва внецгечена.

При действии ветровой нагрузки в отрицательном направлении, при условии, если момент от вертикальной нагрузки останется неизменным, сдвигающее усилие „T" будет равно:

$$M_{эт} = (-889 + 198 + 17) - (-889 + 198 + 17)\frac{33,3^2}{35,3^2} = -78т$$

$$T = -78\frac{4,17}{5,4} + \left(\frac{64,5}{1,32}0,644 - 34,2\right) = -19,2т;\ 19,2 < [T] = 45т$$

Прочность шва обеспечена.

Проверка жесткости здания:

По формулам (IV.49) и (IV.52) определяются моменты „$M_y^{"}$" и „$M_{yy}^{"}$"

$$M_y^{"} = \frac{2380 + 344}{1,2} = 2270тм$$

$$M_{yy}^{"} = 2270 + 110,5 \times 1,4 = 2325тм$$

1,4 - расстояние от планировочной отметки до низа фундамента.

По формуле (IV.51): $БМ_{32}^{в} = +344 \cdot (+8) = +2752тм^2$.

Суммарный бимомент, действующий на здание, по формуле (IV.50)

$$БМ_y^{"} = \frac{-9901 + 2752}{1,2} = -5958тм^2$$

Так как „$БМ_y^{"}$" по абсолютной величине больше „$БМ_{yz}^{в}$" в формуле (IV.52) значение „$БМ_y^{"}$" подставляется со знаком „+".

$$БМ^{н}_{фу} = 5958 + \frac{110,5\times8}{1,2}1,4 = 6989\ тм^2$$

Определяется прогиб здания от поступательных перемещений за счет деформации несущих конструкций и за счет податливости фундамента по формуле (IV.46).

1. От деформации несущих конструкций:

$$f_0 = 2270\ \frac{(34,5+0,8)^2}{4(13,3+12,9+13,3)10^6} = \frac{2,83\times10^6}{158\times10^6} = 0,018м$$

2. От податливости основания:

$$f_{оф} = 2325\ \frac{0,438\times35,3^2}{39,5\times10^6} = \frac{1,26\times10^6}{39,5\times10^6} = 0,032\ (\text{«}R_3\text{»}\ \text{см. лист 25})$$

Прогиб от закручивания здания:

1. От деформации несущих конструкций:

$$f_{бм} = 5958\ \frac{35,3^2}{4\times16,8\times10^9} = \frac{0,0079\times10^9}{67,2\times10^9} = 0,00011м\ (\text{«}\varphi_{y2}\text{»}\ \text{см. лист 25})$$

2. От податливости основания:

В примере «R_{y2}» условно принят равным 0, поэтому:

$f_{\varphi бм} = 0$.

Суммарные прогибы определяются по формуле (IV.45)

1. От деформации несущих конструкций

Наиболее удаленным от центра жесткостей является торец здания по оси «1» - $\chi = 34$ м.

$$f = 0,018 + 0,001\times34 = 0,0214$$

$$\frac{f}{H} = \frac{0,0214}{35,3} = \frac{1}{1650} < \frac{1}{1000}$$

2. От податливости основания

$$f = 0,032;\ \frac{f}{H} = \frac{0,032}{35,3} = \frac{1}{1100} < \frac{1}{1000}$$

Прогиб здания, как от деформации несущих конструкций, так и от податливости основания /при условно принятой характеристики податливости основания $R_{y2}=0$/ находится в пределах допустимого.

Расчет здания в продольном направлении включает определение суммарных изгибающих моментов с учетом продольного изгиба, проверку несущей способности диафрагм при различных сочетаниях нагрузок и проверку деформативности здания. Этот расчет выполняется так же, как и в продольном направлении.

Пример 5. Проверить прочность 3-х колонной диафрагмы при следующих данных: $P=1100$т; $M=1800$т; $N_{к.ст.}=520$т. Средняя колонна имеет сечение 400×400, армирована $6\phi32$ AIII, $F_a=0,004826м^2$; марка бетона 400, $R_{пр.}=1700$т/м². Длина диафрагмы $L=12$ м; $\ell_{ст}=11,6$ м; диафрагма симметричная - $y_{т.т.}=6$ м.

По формуле (IV.31) определяется величина $N_{к.ср.}$

$$N'_{к.ср.} = 1700\times0,4\,(0,4-0,12) + 0,004826\times34000 = 354,5т \approx 354т$$

По формуле (IV.30) $\chi_0 = \frac{1100-520-354}{1300\times0,12} = 1,45м$

$$e_0 = \frac{1800}{1100} = 1,64м;\ e = 1,64+6 = 7,64м$$

$$P\cdot e = 1100\times7,64 = 8404тм$$

т.к. $0 < \chi_0 < \ell_{ст} = 11,6$, прочность диафрагмы проверяется по формуле (IV.35)

$$0,95\left[520\times12 + 1300\times0,12\times1,45\left(11,6+\frac{0,4}{2}-\frac{1,45}{2}\right)+354\times6\right] =$$

$$= 0,95\,(6240+1728+2124) = 9587тм > 8404тм$$

Прочность диафрагмы на внецентренное сжатие обеспечена.

V. Указания по проектированию и расчету диска перекрытия.

V-1. Рекомендация по назначению размеров диска:

Диск перекрытий может не рассчитываться, если длины его консольных и

балочных участков не превышают предельно допустимых величин, которые определяются с помощью графика на рис. 12.

На графике отложены предельно допустимые длины /в метрах/: $\ell_к$ - консольных участков и $\ell_б$ - балочных участков в зависимости от величин ветровых нагрузок $q_o^{эт}$, действующих на расчетный диск перекрытия здания, которые определяются по формуле, приведенной на листе 5.

При одинаковых диафрагмах длина консольного участка диска принимается равной расстоянию от края здания до первой диафрагмы, длина балочного участка - расстоянию между двумя соседними диафрагмами. Если жесткости диафрагм отличаются более, чем в 2 раза, длина консольного участка принимается равной расстоянию от края здания до первой более жесткой диафрагмы, а длина балочного участка - расстоянию между ближайшими более жесткими диафрагмами рис. 13. При этом предельные величины $\ell_к^{пр}$ и $\ell_б^{пр}$ будет определяться по графику на рис. 12 с некоторым запасом, и в случае необходимости, могут быть уточнены расчетом диска по приведенной ниже методике.

Значения предельно допустимых длин консольных и балочных участков перекрытия

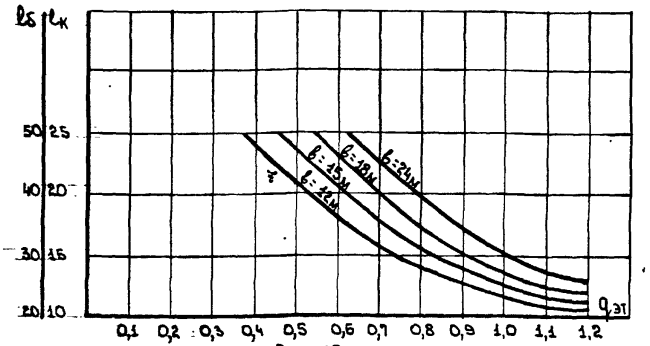


Рис. 12

Не рекомендуется в зданиях со связевым каркасом увеличивать расстояние между диафрагмами свыше 48м. и вылет консольных участков свыше 24м, если это не обосновывается специальным расчетом и дополнительными конструктивными мерами /например, усилением нижних перекрытий/.

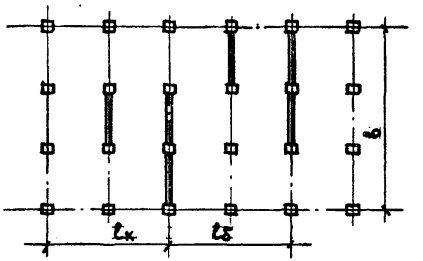


Рис. 13

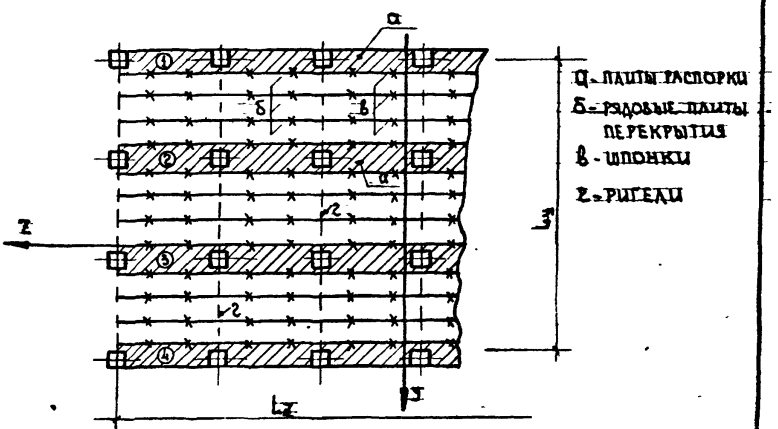


Рис. 14

Т.К.	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков	серия	ИИ-04-0
1975	Пояснительная записка.	выпуск 12	лист 29

V-2. Определение изгибающих моментов в диске перекрытия и продольных усилий в распорках и ригелях.

На диск перекрытия действуют горизонтальные ветровые нагрузки „$q_o^{вт}$" определяемые по формуле, данной на листе 5.

Вертикальные диафрагмы играют роль упруго-смещающихся опор для диска перекрытий. Реакция диафрагм „R_{iy}" и „R_{iz}" вычисляются по формулам:

$$R_{iy} = -W_y \frac{B_{iy}}{\sum B_{iy}} - [W_y Z_o - W_z y_o] \frac{Z_i B_{iy}}{D_{yz}}$$

$$R_{iz} = -W_z \frac{B_{iz}}{\sum B_{iz}} + [W_y Z_o - W_z y_o] \frac{y_i B_{iz}}{D_{yz}} \qquad (V.1)$$

, где:

W_y; W_z – ветровая нагрузка на один этаж /равнодействующая/.

y_o; Z_o – расстояние от точки приложения равнодействующей ветровой нагрузки до начала координат /центра жесткостей диафрагм/.

Кроме того, в уровне диска покрытия возникают реакции от эксцентричного приложения вертикальных нагрузок к диафрагмам.

$$\bar{R}_{iy} = \frac{1}{n}\left[P_i e_{iy} - \left\{\frac{B_{iy}}{\sum B_{iy}} \sum P_i e_{iy} + \frac{Z_i B_{iy}}{D_{yz}} \sum P_i (e_{iy} Z_i - e_{iz} y_i)\right\}\right]$$

$$\bar{R}_{iz} = \frac{1}{n}\left[P_i e_{iz} - \left\{\frac{B_{iz}}{\sum B_{iz}} \sum P_i e_{iz} + \frac{y_i B_{iz}}{D_{yz}} \sum P_i (e_{iy} Z_i - e_{iz} y_i)\right\}\right] \qquad (V.2)$$

От совместного действия на диск перекрытия горизонтальных нагрузок и реакций опор строятся эпюры изгибающих моментов в диске, по которым затем определяются растягивающие усилия в распорках и сдвигающие усилия в швах.

Наибольшие усилия от ветровых нагрузок имеют место во втором сверху диске. В диске покрытия возникают дополнительные усилия от внецентренного приложения вертикальных нагрузок к диафрагмам. Таким образом, расчетными являются верхний диск /диск покрытия/ или второй сверху диск.

V-3. Расчет элементов диска перекрытия.

Диски перекрытий должны воспринимать усилия, возникающие от действия ветровой и вертикальной нагрузок и передавать их на диафрагмы.

В конструктивном отношении диск перекрытия представляет собой многопоясную балку /см. рис. 4/, в которой поясами являются панты-распорки „a", соединенные сваркой закладных деталей. Распорки работают на продольные усилия, возникающие от действия изгибающего момента в плоскости перекрытия. Передача поперечных сил обеспечивается соединением на шпонках „$б$" плит перекрытий „$б$".

При расчете дисков перекрытий необходимо проверять прочность распорок шпонок, соединяющих панты перекрытий, соединения ригелей с колоннами и крепление диафрагм к диску.

Стыки ригелей с колоннами проверяются на действие растягивающих усилий в диске от горизонтальных сил, приходящихся на один ригель.

Крепление диска к диафрагме рассчитывается на усилие, равное реакции данной диафрагмы.

Прочность распорок проверяется по растягивающим усилиям из условия:

$$S_p \le [S_p] \qquad (V.3), \text{ где:}$$

$[S] = 10$ т – прочность распорок на растяжение.

S_p – растягивающее усилие в крайних распорках.

Растягивающее усилие в крайней распорке равно:

$$S_p = M_y^{диск} \frac{K_z}{\mathcal{L}_y} \qquad (V.4), \text{ где:}$$

$M_y^{диск}$ – изгибающий момент в расчетном сечении диска от горизонтальных к вертикальных нагрузок, вызывающих изгиб диска в направлении оси „y".

$\mathcal{L}$ – ширина диска

K_z – коэффициент, зависящий от относительных размеров диска.

Коэффициент K_z - вычислять по формуле:

$$K_z = \frac{\gamma + 2}{2\gamma - 1} \quad (V.5), \text{ где:}$$

$\gamma = \frac{2\ell_k}{\ell_y}$ - для консольного участка диска;

$\gamma = \frac{\ell_б}{\ell_y}$ - для балочного участка диска.

Если $\gamma > 3$, следует принять $K_z = 1$

Прочность шпонок, соединяющих панты перекрытий, проверяется на действие сдвигающих усилий „$Q_{шв}$", направленных вдоль шва, из условия

$Q_{шв} \leq [Q_{шв}]$ (V.6), где:

$[Q_{шт}] = 36$т - несущая способность шпоночного шва в пределах длины панели перекрытия.

Сдвигающая сила в шпоночном шве:

$$Q_{шв} = \frac{\Delta M_y^{диск}}{\ell_y} K_z \quad (V.7), \text{ где:}$$

$\Delta M_y^{диск}$ - приращение изгибающего момента в диске в пределах одного шага колонн.

В случае ориентации распорок вдоль оси „У" в формулах (V.4) и (V.7) следует подставлять „$M_x^{диск}$" вместо „$M_y^{диск}$" и „ℓ_x" вместо „ℓ_y".

VI. Указания по применению вентиляционных блоков.

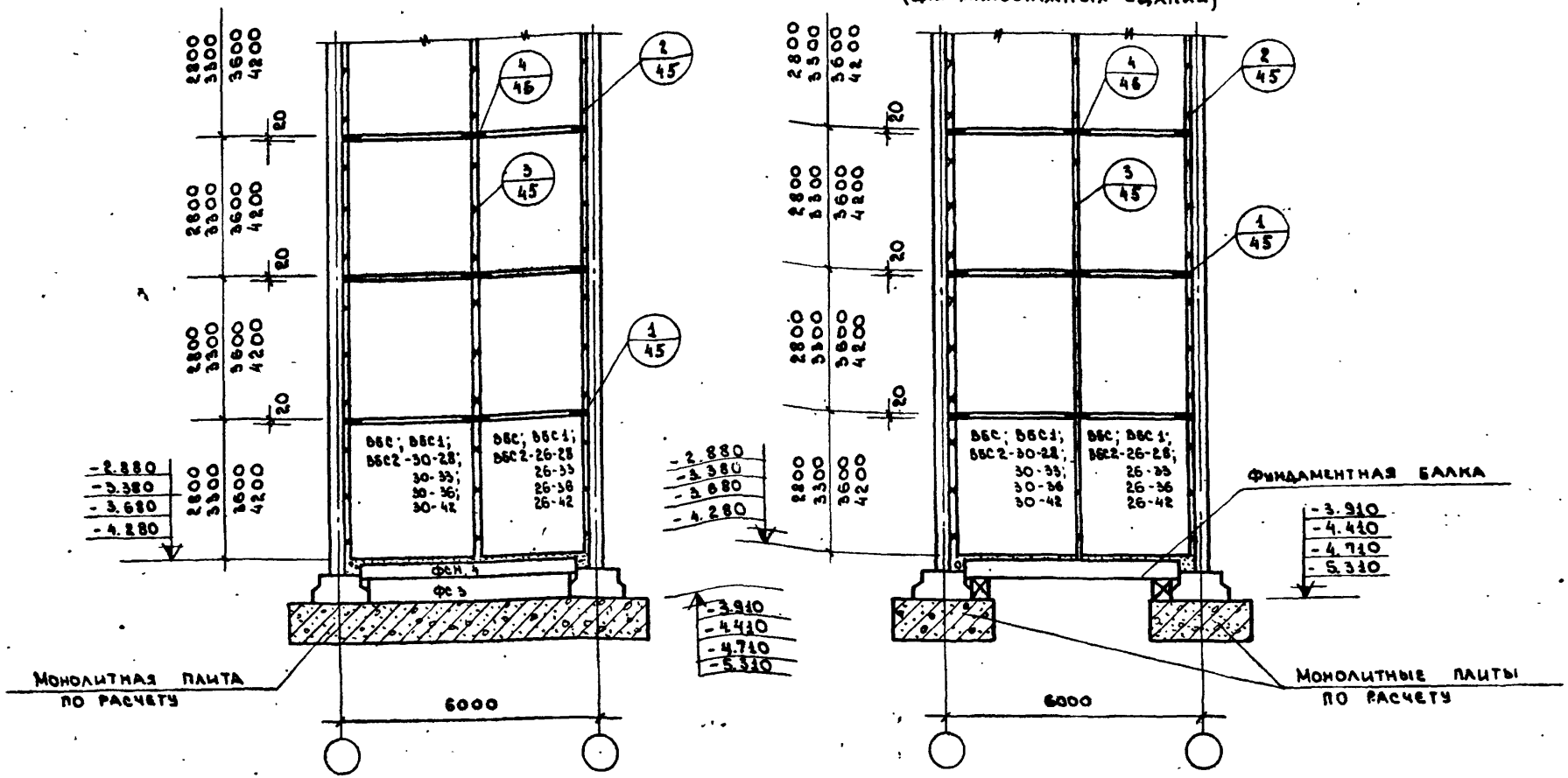
Вентиляционные блоки /блоки типа „ВБ" и „ВБл"/ могут использоваться только в качестве вентиляционных и санитарно-технических коммуникаций, с соблюдением требований, изложенных в разделе II - „Область применения и характеристика изделий". В качестве стенок жесткости для диафрагм вентиляционные блоки применяться не могут. Подбор блоков по несущей способности производится в соответствии с расчетными схемами и таблицей предельно допустимых нагрузок, приведенных на листе 43. При внецентренном загружении они должны быть дополнительно проверены расчетом на конкретное сочетание нагрузок „N" и „M", но при этом нагрузка „N" не должна превышать указанной в таблице.

Вентиляционные блоки крепятся к колоннам и между собой только в верхнем уровне /в уровне перекрытия/. Бесконсольные блоки допускается устанавливать не доводя их до колонн, а так же в плоскости, не совпадающей с плоскостью колонн. В этом случае, в процессе монтажа они должны быть закреплены временными креплениями до окончательной их заделки в перекрытиях. Возможно так же устройство проемов в стенах, выполняемых из бесконсольных вентиляционных блоков. Проемы могут быть на всю высоту этажа, а также и дверные проемы с заделкой кадроемкой части. Примеры решений проемов в стенах из вентиляционных блоков даны на листе 42.

Вентиляционные блоки могут устанавливаться на фундаменты из сборных элементов и на рандбалки, опирающиеся на фундаменты основных несущих конструкций. Предпочтительнее устанавливать вентиляционные блоки на рандбалки, так как в этом случае исключается возможная разница в осадках фундаментов вентиляционных блоков и колонн, или других конструкций, находящихся в едином комплексе с блоками.

Не допускается выводить вентиляционные блоки выше кровли и использовать их в качестве вентиляционных шахт и других вентиляционных устройств на кровле.

Вариант установки блоков на фундаментные балки (для малоэтажных зданий)

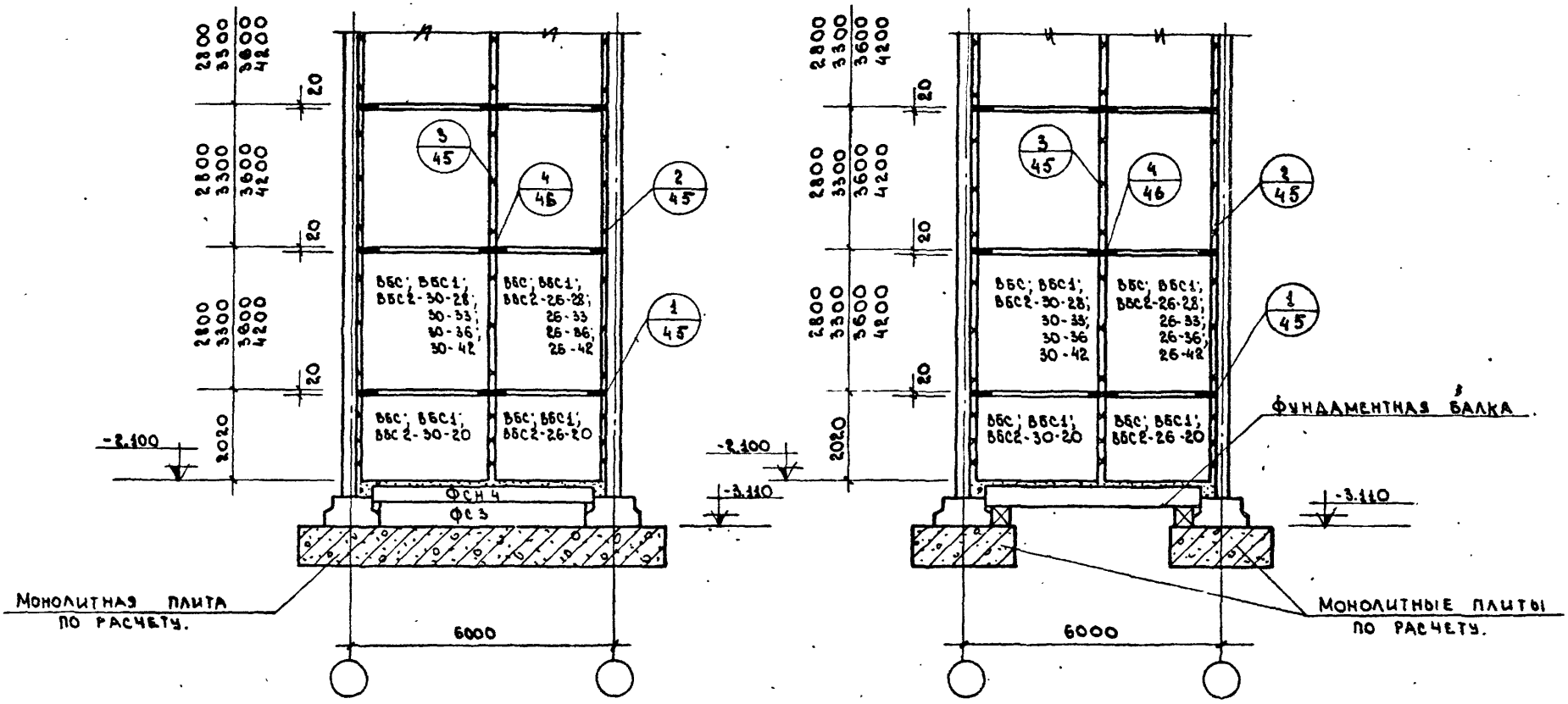


Примечания:

1. При установке блоков на фундаментные балки, несущая способность балок должна быть проверена расчетом.
2. Количество связей стенок жесткости с колоннами и между собой, обозначенных значком „х", на схемах условно показано для высоты этажей 2,8 и 3,3м. При высотах этажей 3,6 и 4,2м стенки жесткости крепятся связями в 4 точках.
3. В марках блоков, цифровые индексы, стоящие в знаменателе и указывающие на несущую способность блоков, условно опущены.
4. Блоки верхних рядов крепятся к оголовникам колонн и между собой монтажными накладными деталями ММД-39, что должно быть оговорено в рабочих чертежах.

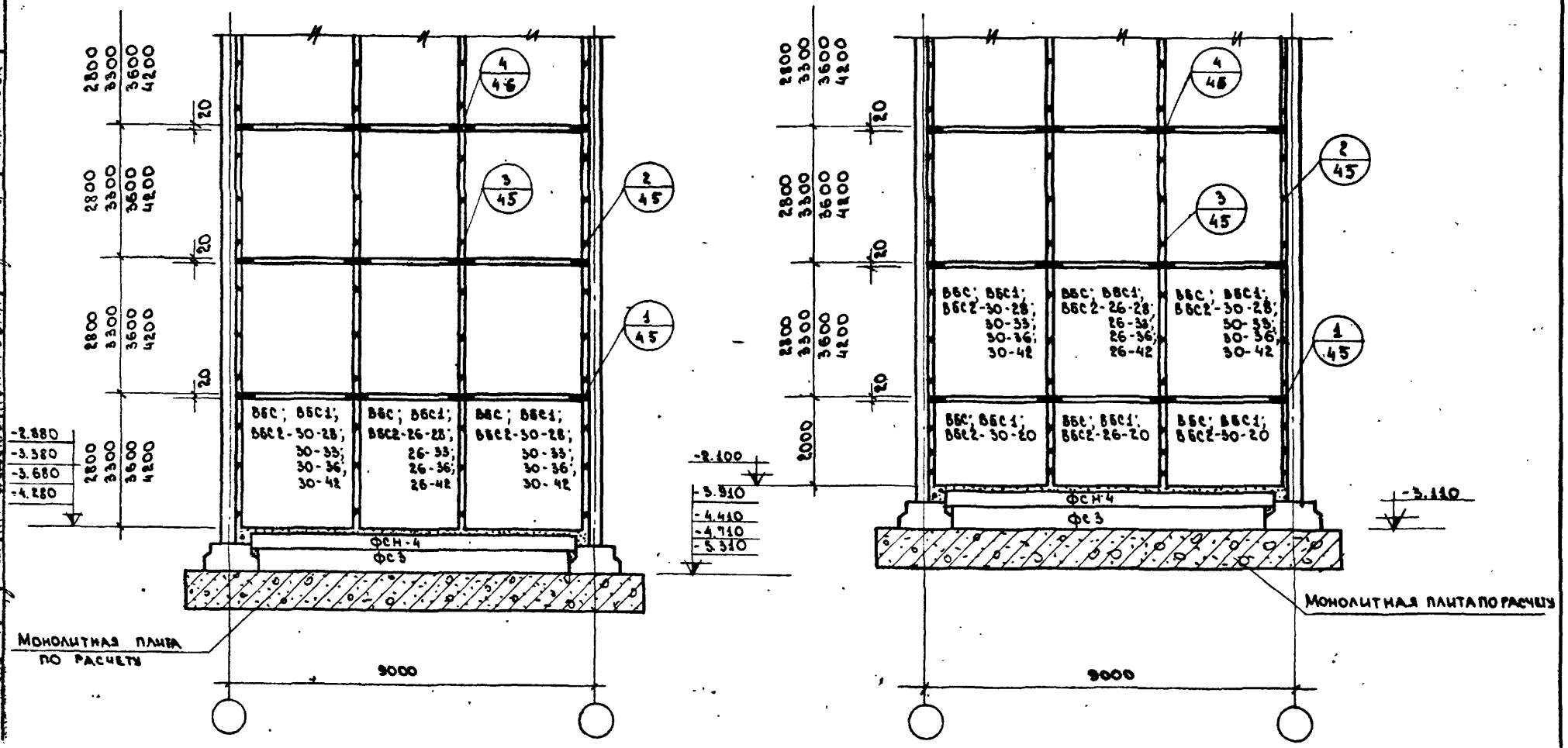
ТК	Указания по применению вентиляционных блоков — стенок жесткости и вентиляционных блоков.	Серия ИИ-04-0	
1975	Монтажные схемы вентиляционных блоков-стенок жесткости.	Выпуск 12	Лист 32

Вариант установки блоков на фундаментные балки. (для малоэтажных зданий)



Примечания см. лист 32.

ТК	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.	серия ИИ-04-0	
1975	Монтажные схемы вентиляционных блоков-стенок жесткости.	выпуск 12	лист 33

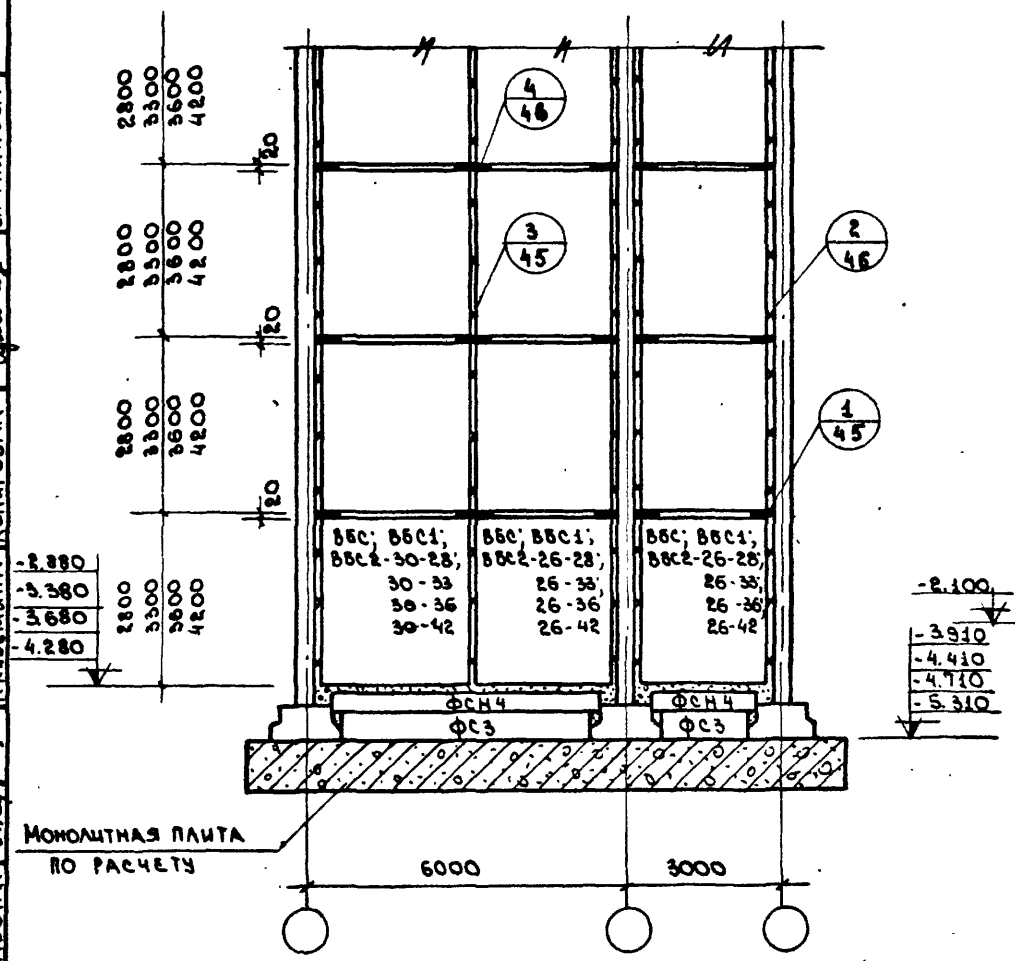


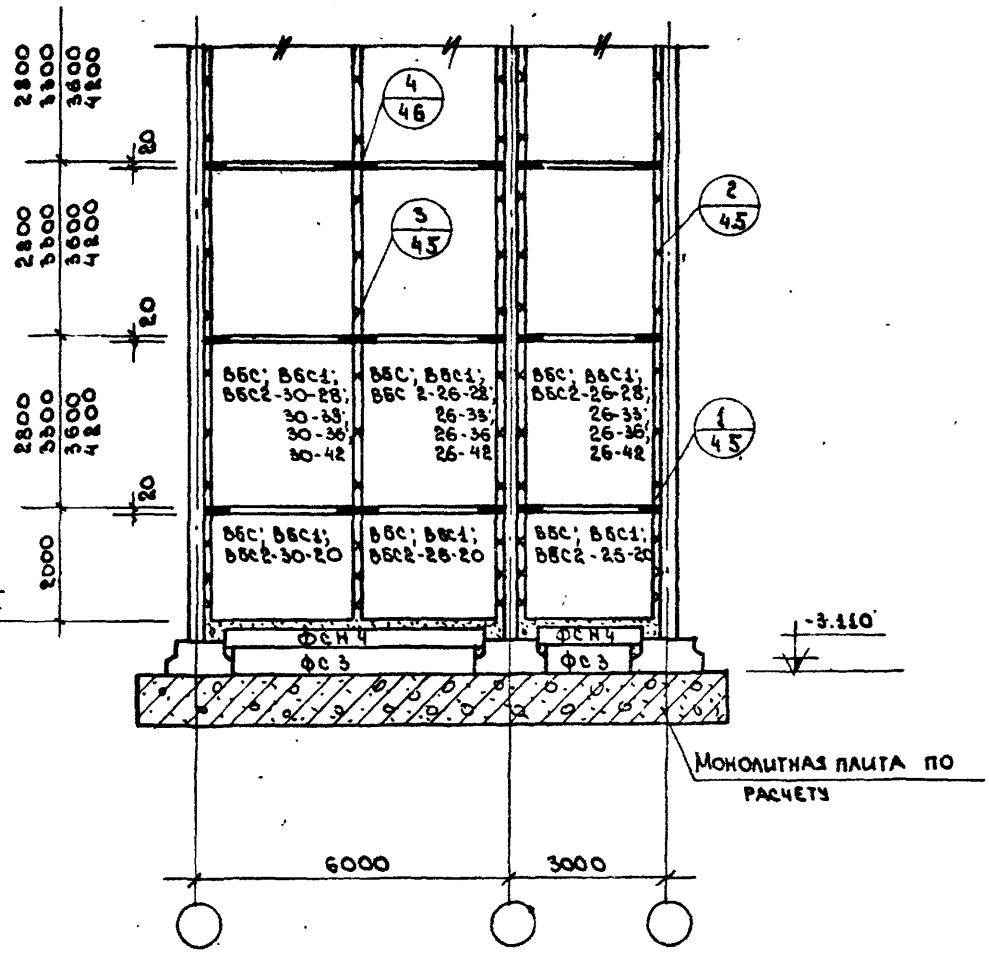
Примечания см. лист 32.

ТК	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков	Серия ИИ-04-0
1975	Монтажные схемы вентиляционных блоков-стенок жесткости.	Выпуск 12 / Лист 34

13654 37

Г. Москва | Газ. Авотал | Т. Недвецкая | Копировал | В. Архипова



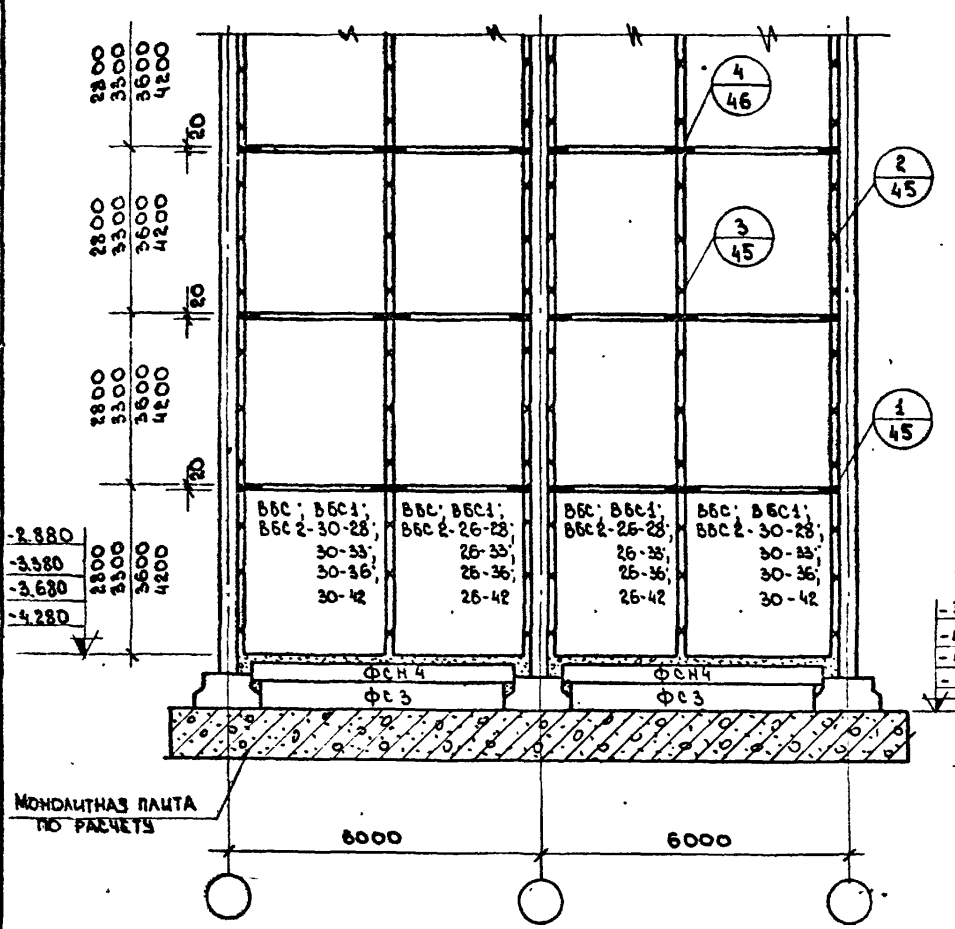


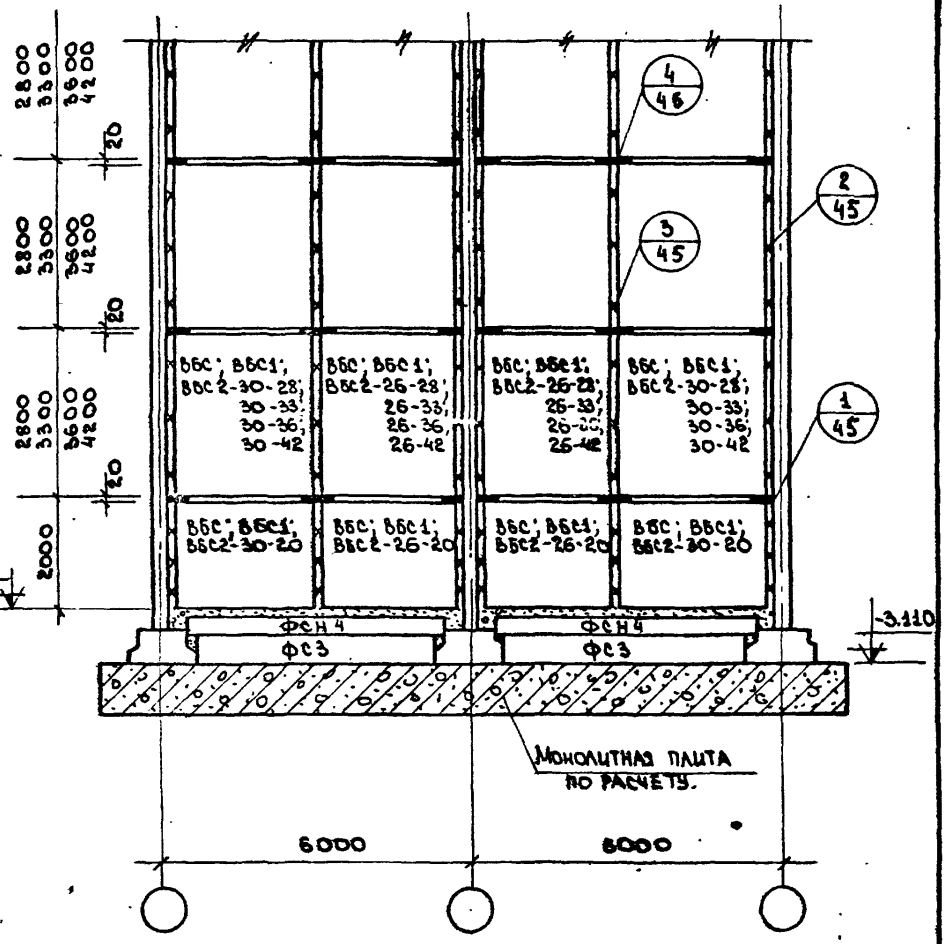
Примечания см. лист 32.

ТК	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.	Серия ИИ-04-0	
1975	Монтажные схемы вентиляционных блоков-стенок жесткости	Выпуск 12	Лист 35

Разработал Г. Кузьмина Копировал В. Архипова. г. Москва.

13654 38





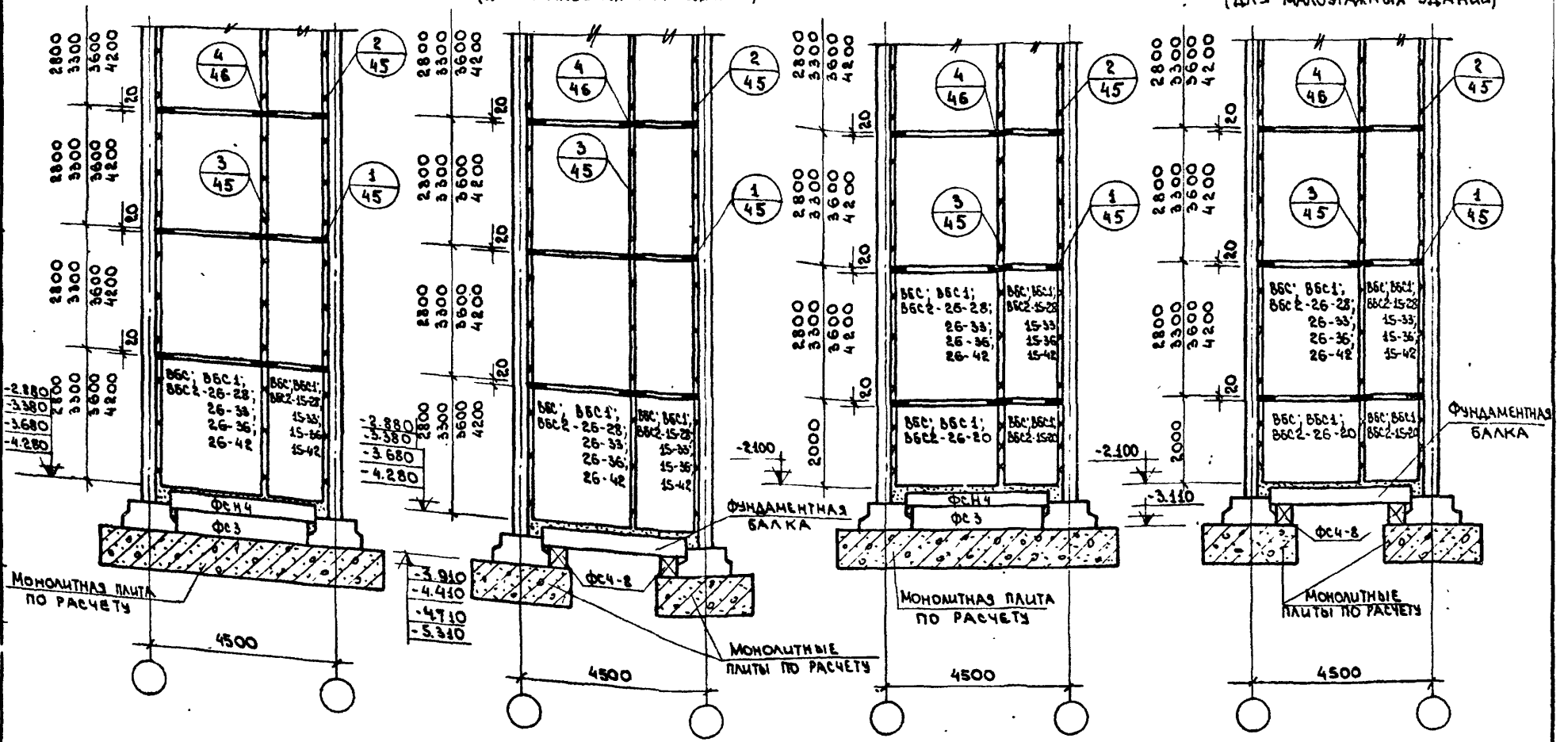
Примечания см. лист 32.

ТК	Указания по применению вентиляционных блоков — стенок жесткости и вентиляционных блоков.	Серия ИИ-04-0	
1975	Монтажные схемы вентиляционных блоков-стенок жесткости.	Выпуск 12	Лист 38

Т. Молева. Разработал. Г. Кузьмина. Копировал. В. Архипова.

13654 39

Вариант установки блоков на фундаментные балки (для малоэтажных зданий)



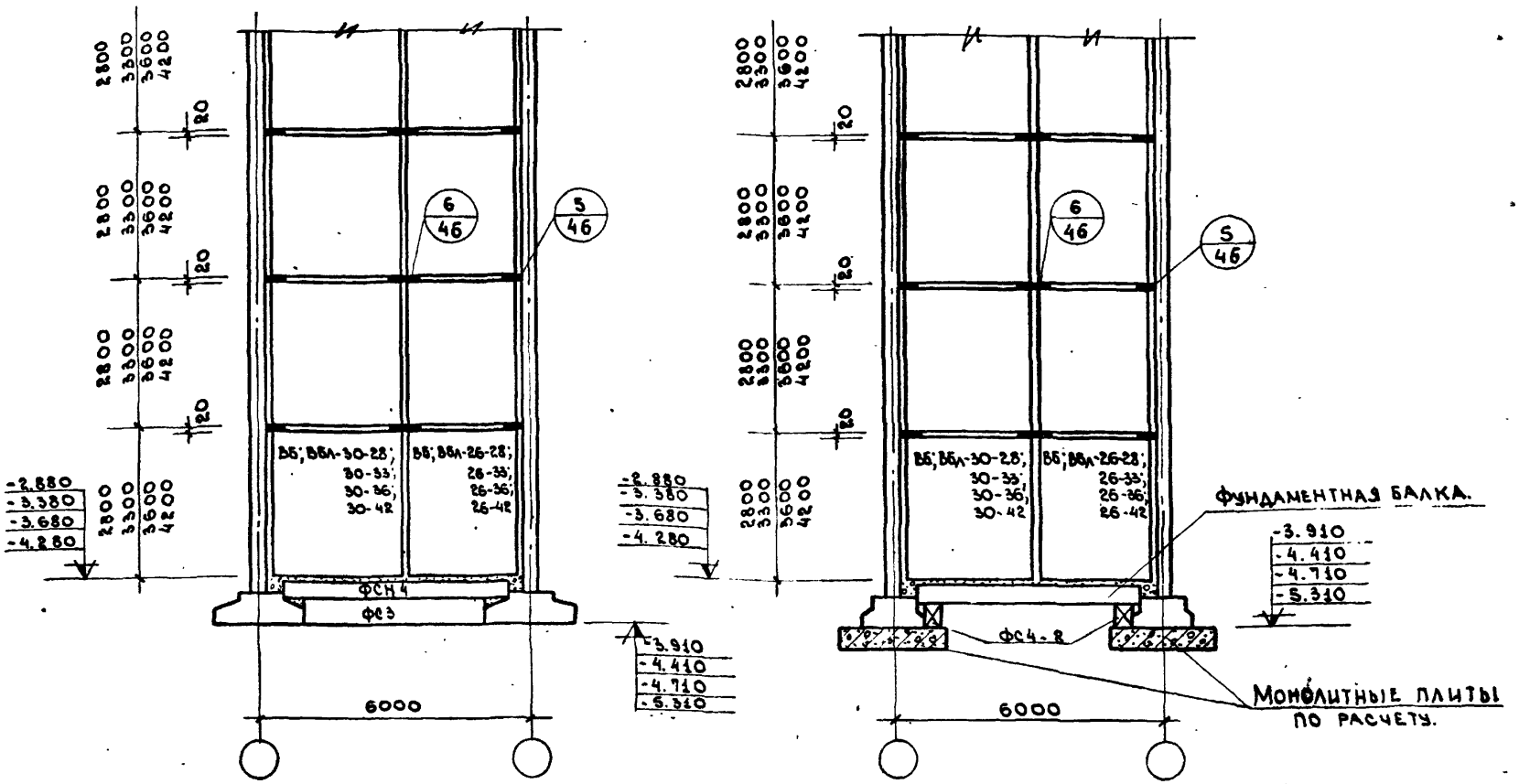
Примечания см. лист 32.

ТК	Указания по применению вентиляционных блоков - стенок жесткости и вентиляционных блоков	Серия ИИ-04-0	
1975	Монтажные схемы вентиляционных блоков-стенок жесткости	Выпуск 12	Лист 37

13654 40

Г. Москва. Разработал Г. Кузьмина Копировал В. Архипова

ВАРИАНТ УСТАНОВКИ БЛОКОВ НА ФУНДАМЕНТНЫЕ БАЛКИ (ДЛЯ МАЛОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ)



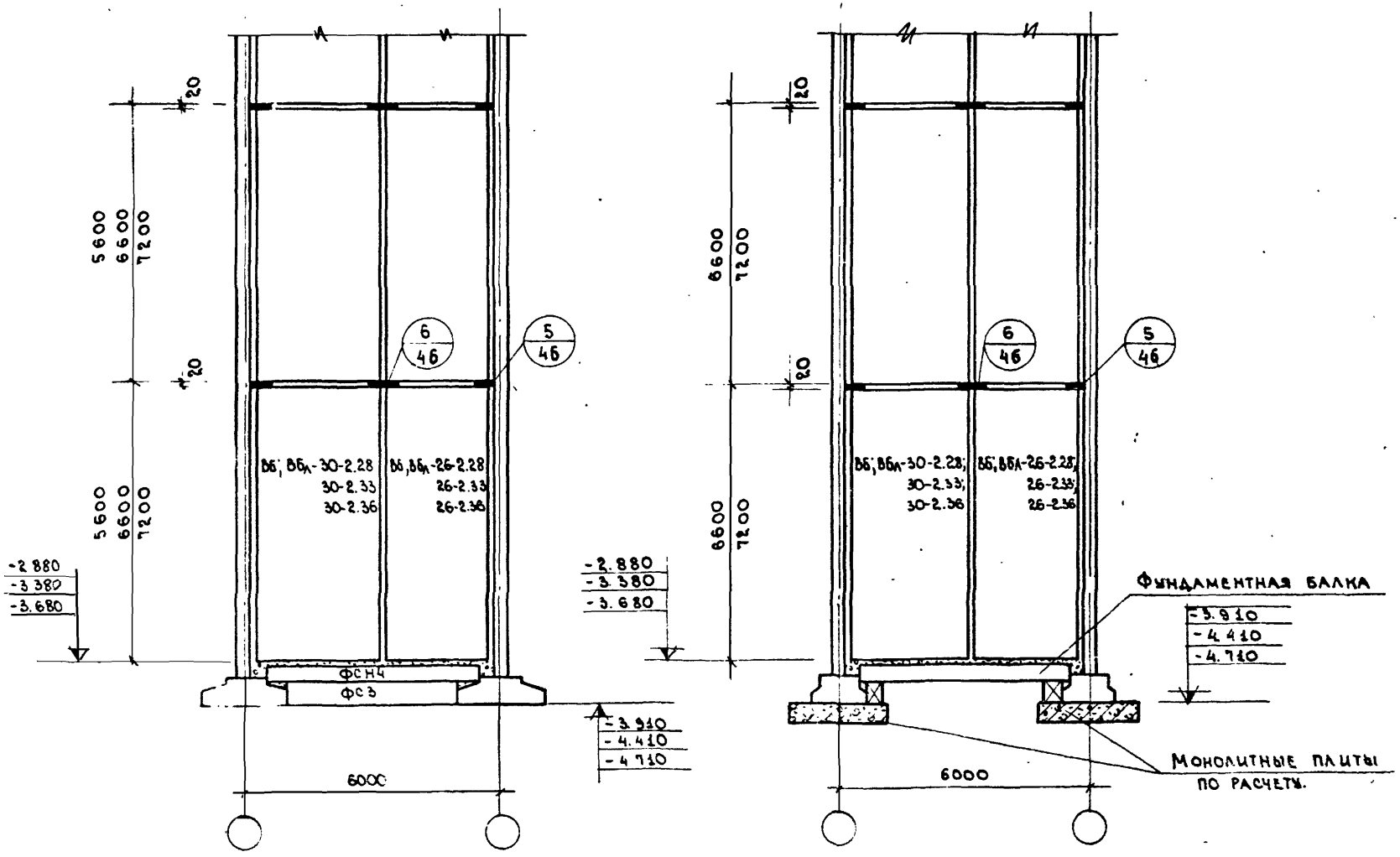
ПРИМЕЧАНИЯ:

1. При установке блоков на фундаментные балки, несущая способность балок должна быть проверена расчетом.
2. В марках блоков, цифровые индексы, стоящие в знаменателе и указывающие на несущую способность блоков, условно опущены.
3. Монтажные схемы вентиляционных блоков даны для пролетов 6м. Для пролетов 4,5м; 9м; 12м, монтажные схемы вентблоков аналогичны монтажным схемам, данным для вентиляционных блоков-стенок жесткости, см. листы 35, 36, 37.

ТК	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.	Серия ИИ-04-0	
1975	Монтажные схемы вентиляционных блоков.	Выпуск 12	Лист 38

Г. Москва. Разработал. Т. Кузьмина Копировал В. Архипова

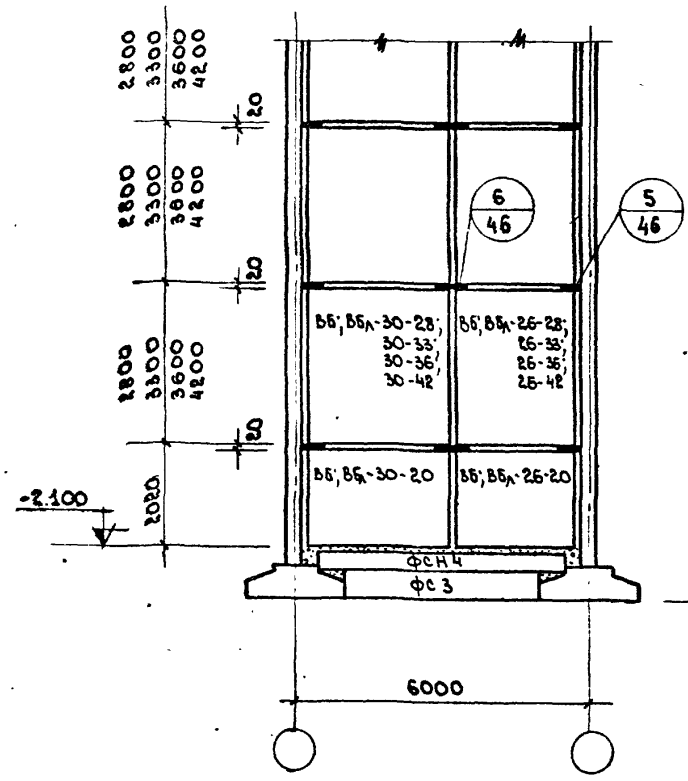
Вариант установки блоков на фундаментные балки (для малоэтажных зданий)

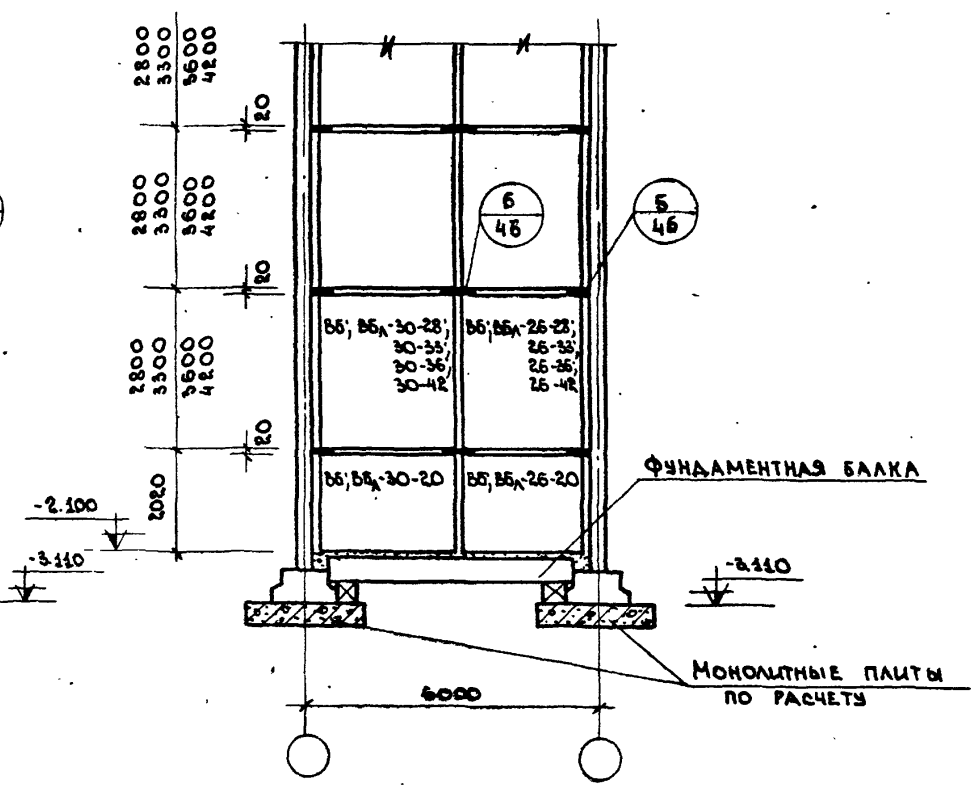


Примечания см. лист 38.

ТК	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.	Серия ИИ-04-0
1975	Монтажные схемы вентиляционных блоков.	Выпуск 12 / Лист 39

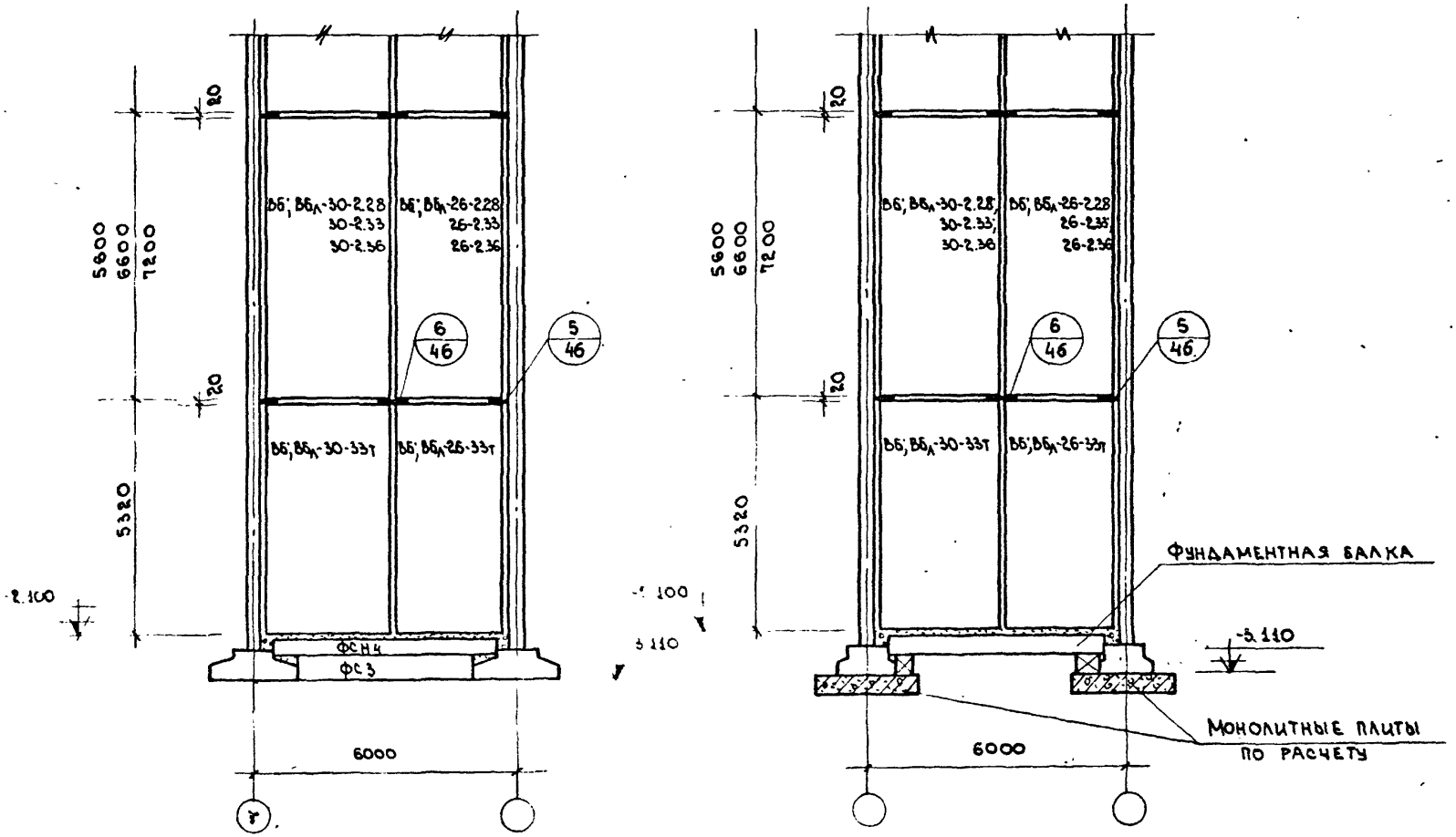
Вариант установки блоков на фундаментные балки (для малоэтажных зданий)





Примечания см. лист 38.

ВАРИАНТ УСТАНОВКИ БЛОКОВ НА ФУНДАМЕНТНЫЕ БАЛКИ (ДЛЯ МАЛОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ)

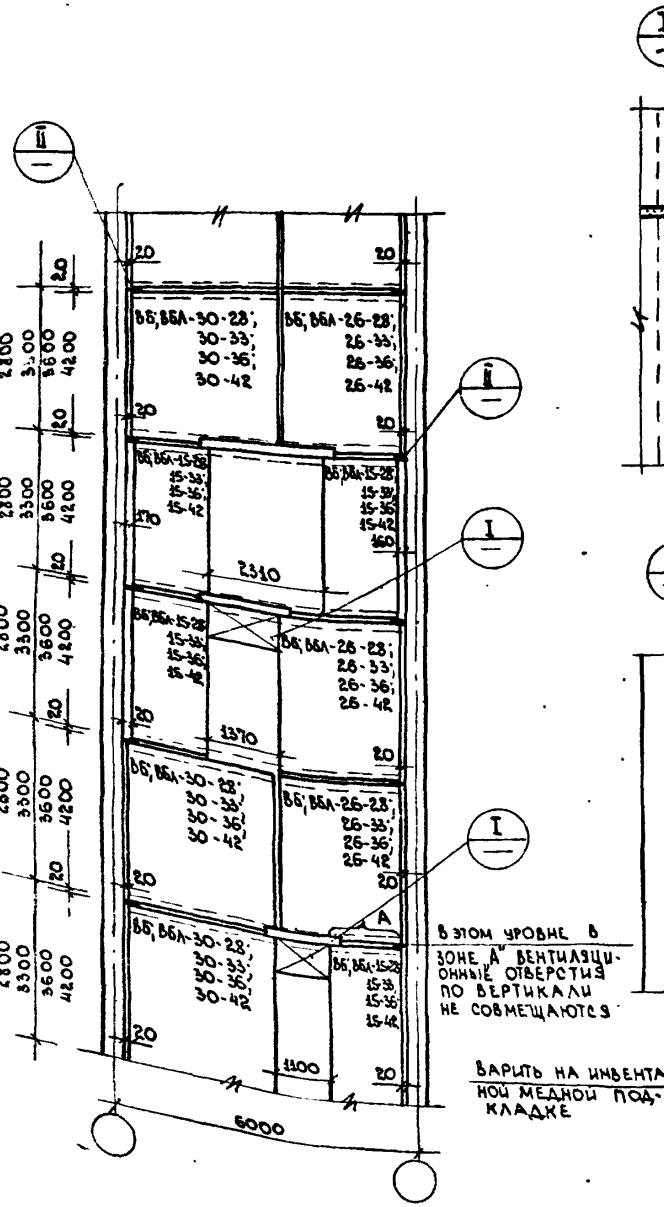


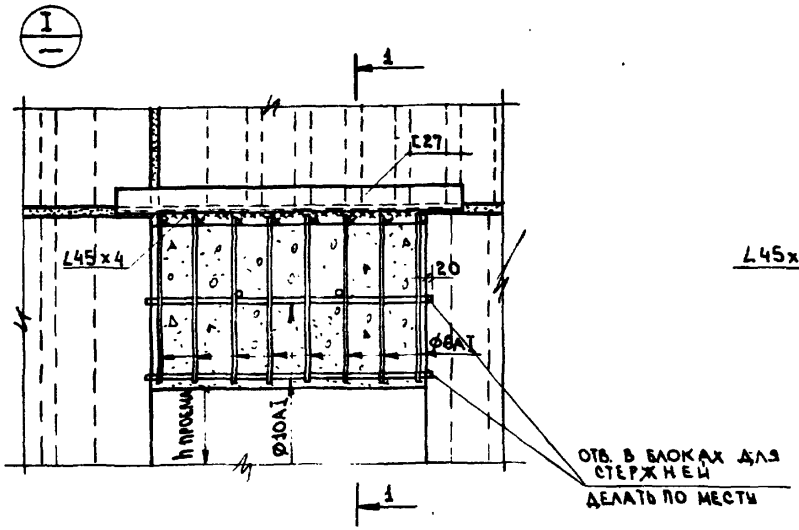
ПРИМЕЧАНИЯ СМ. ЛИСТ 38.

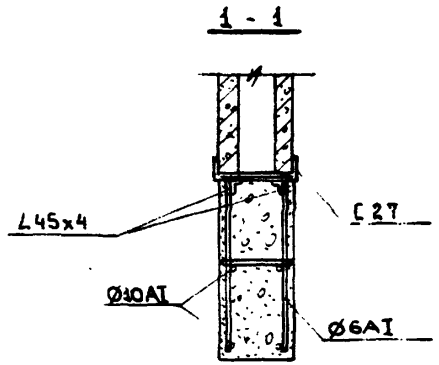
ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ БЛОКОВ-СТЕНОК ЖЕСТКОСТИ И ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ БЛОКОВ.	СЕРИЯ ИИ-04-0	
1975	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ БЛОКОВ.	ВЫПУСК 12	ЛИСТ 41

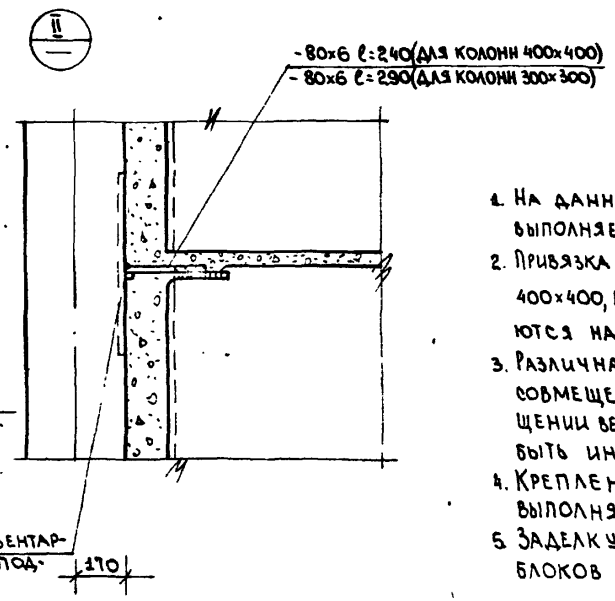
Г. МОСКВА. РАЗРАБОТАЛ. Т. МЕДВЕДСКАЯ. Н. КУЗЬМИНА. КОПИРОВАЛ. В. АРХИПОВА

13654 44









ПРИМЕЧАНИЯ:

1. На данном листе даны примеры решений проемов в стенах выполняемых из бесконсольных вентиляционных блоков.
2. Привязка блоков к колоннам показана для колонн сечением 400х400, при колоннах сечением 300х300 размеры увеличиваются на 50 мм.
3. Различная привязка блоков к колоннам дана с целью совмещения вентиляционных отверстий блоков. При несовмещении вентиляционных отверстий ширины проемов могут быть иными.
4. Крепление блоков к колоннам при привязке 20 мм выполняется по узлу 5/44
5. Заделку надпроемной части выполнять до установки блоков вышележащего этажа.

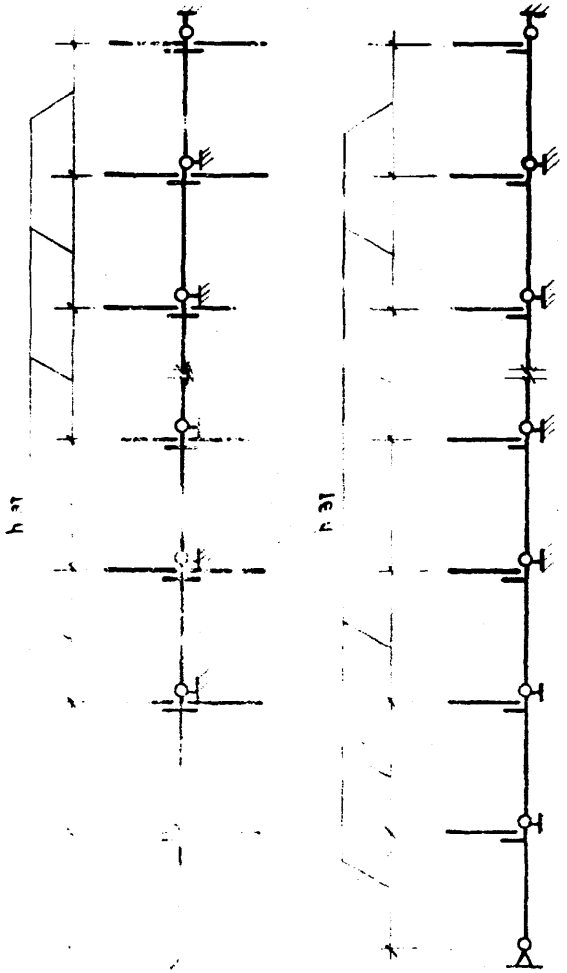
Т.К.	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.	Серия ИИ-04-0	
1975	Пример решений проемов в стенах, выполняемых из бесконсольных вентиляционных блоков.	Выпуск 12	Лист 42

Разработан Госстроем СССР. Москва. Г. Клейменова, Копцарова, В. Архипова

БЛОКИ С КОНСОЛЯМИ.

2х - СТОРОННЕЕ ЗАГРУЖЕНИЕ

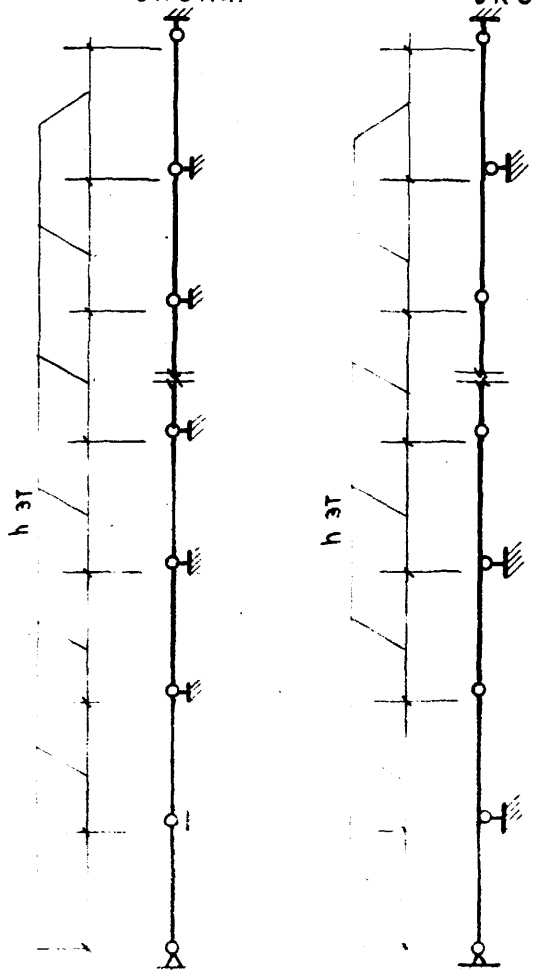
1 - СТОРОННЕЕ ЗАГРУЖЕНИЕ



БЕСКОНСОЛЬНЫЕ БЛОКИ.

ОДНОЭТАЖНЫЕ БЛОКИ.

ДВУХЭТАЖНЫЕ БЛОКИ.



ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫЕ НАГРУЗКИ НА БЛОКИ*		
ХАРАКТЕРИСТИКА ИЗДЕЛИЯ.	ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ ЗАГРУЖЕНИИ	ПРИ ВНЕЦЕНТРЕННОМ ЗАГРУЖЕНИИ
БЛОКИ ИЗ ТЯЖЕЛОГО И ЛЕГКОГО БЕТОНА МАРКИ 300	125 т/п.м	75 т/пм
БЛОКИ ИЗ ТЯЖЕЛОГО И ЛЕГКОГО БЕТОНА МАРКИ 200	85 т/п.м	50 т/пм.

*- ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫЕ НАГРУЗКИ НА БЛОКИ ОПРЕДЕЛЕНЫ ИЗ УСЛОВИЯ ПРОТИВОПОЖАРНОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ОБЕСПЕЧИВАЮЩИЕ ПРЕДЕЛ ОГНЕСТОЙКОСТИ БЛОКОВ. 2,5 ЧАСА, ЧТО ЯВЛЯЕТСЯ ТРЕБОВАНИЕМ ПРОТИВОПОЖАРНЫХ НОРМ.

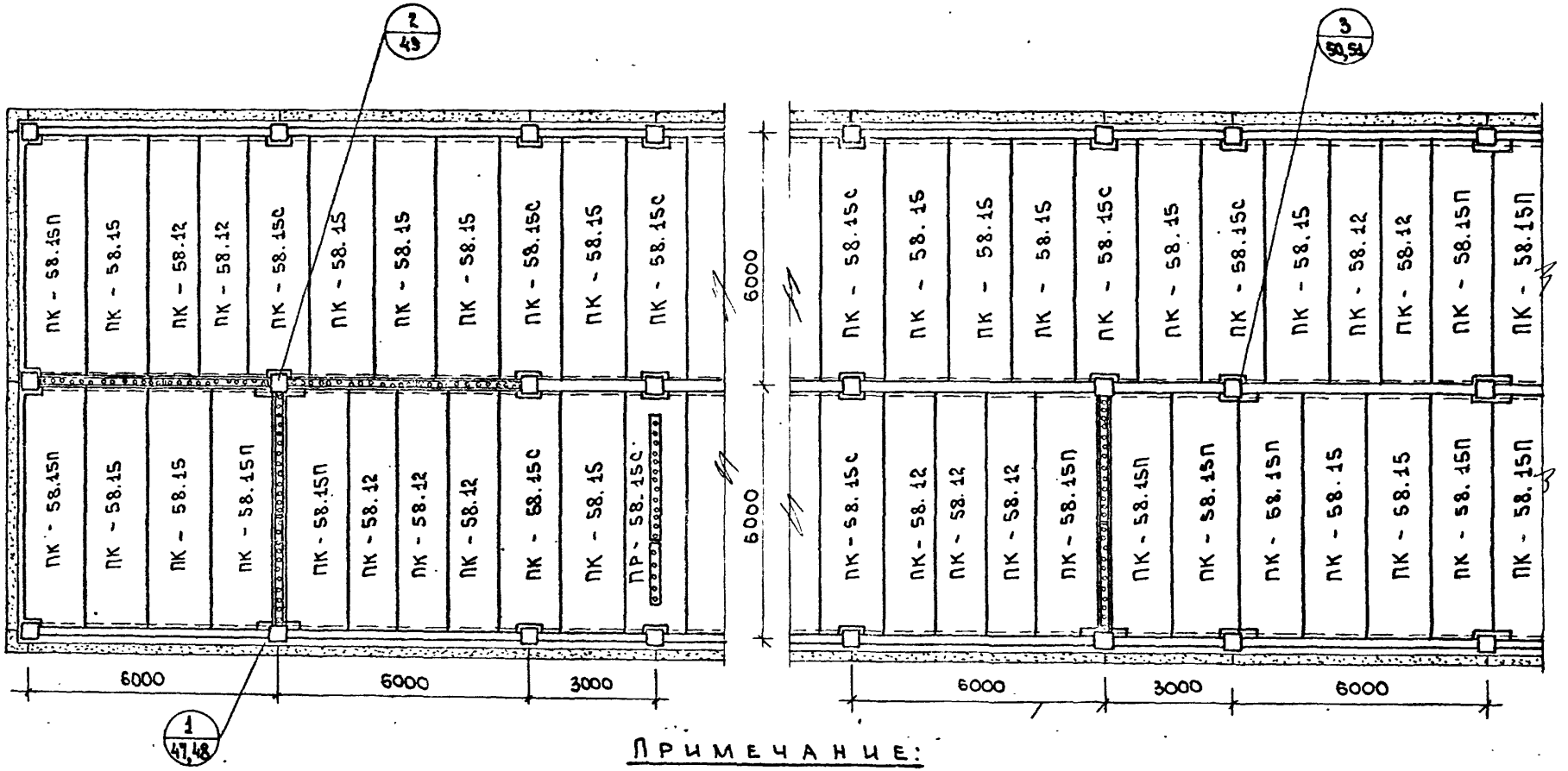
ПРИМЕЧАНИЯ:

1. РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ БЛОКОВ-СТЕНОК ЖЕСТКОСТИ И ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ БЛОКОВ ИЗ СВОЕЙ ПЛОСКОСТИ ПРЕДСТАВЛЯЮТ СОБОЙ ВЕРТИКАЛЬНЫЙ СТЕРЖЕНЬ, РАЗРЕЗАННЫЙ В УРОВНЯХ ПЕРЕКРЫТИЙ НЕСМЕЩАЕМЫМИ ШАРНИРАМИ. НЕСМЕЩАЕМОСТЬ ШАРНИРОВ ОБЕСПЕЧИВАЕТСЯ СВЯЗЬЮ БЛОКОВ С ДИСКАМИ ПЕРЕКРЫТИЙ.
2. УКАЗАНИЯ ПО ПОДБОРУ И РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ БЛОКОВ СМ. ПОЯСНИТЕЛЬНУЮ ЗАПИСКУ, РАЗДЕЛ — „УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ БЛОКОВ.

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ БЛОКОВ-СТЕНОК ЖЕСТКОСТИ И ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ БЛОКОВ.	СЕРИЯ ИИ-04-0	
РАСЧЕТНЫЕ СХЕМЫ БЛОКОВ ИЗ СВОЕЙ ПЛОСКОСТИ	ВЫПУСК 12	ЛИСТ 43

г. МОСКВА | РАЗРАБОТАЛ | Г. КУЗЬМИНА | КОПИРОВАЛ | В. АРХИПОВА

13654 46



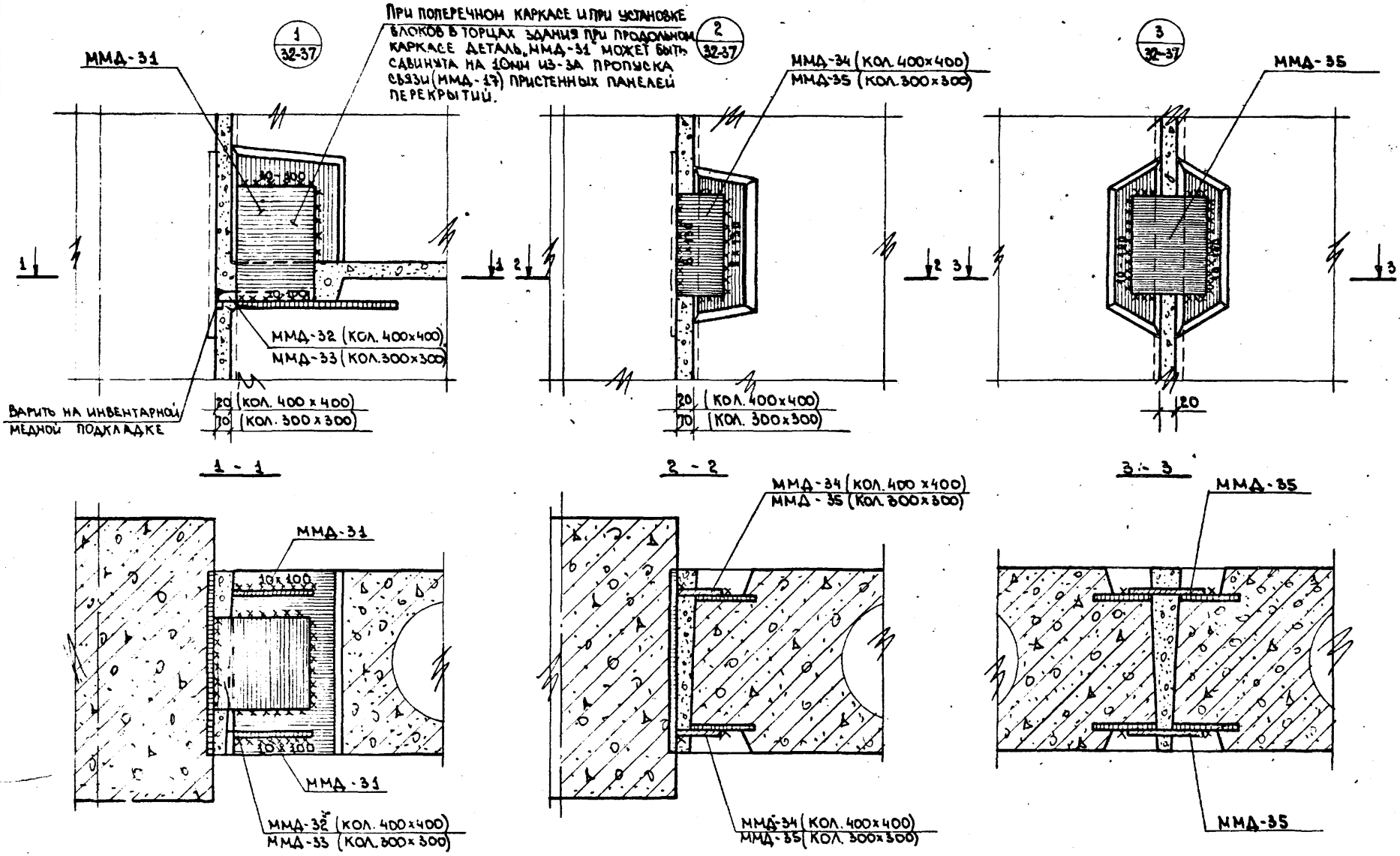
ПРИМЕЧАНИЕ:

Все узлы перекрытий, кроме узлов 1, 2, 3, обозначенных на данном чертеже, выполняются по чертежам альбома ИИ-04-10 выпуск 5.

Т.К.	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.	Серия ИИ-04-0	
1975	Схемы раскладки перекрытия	Выпуск 12	Лист 44

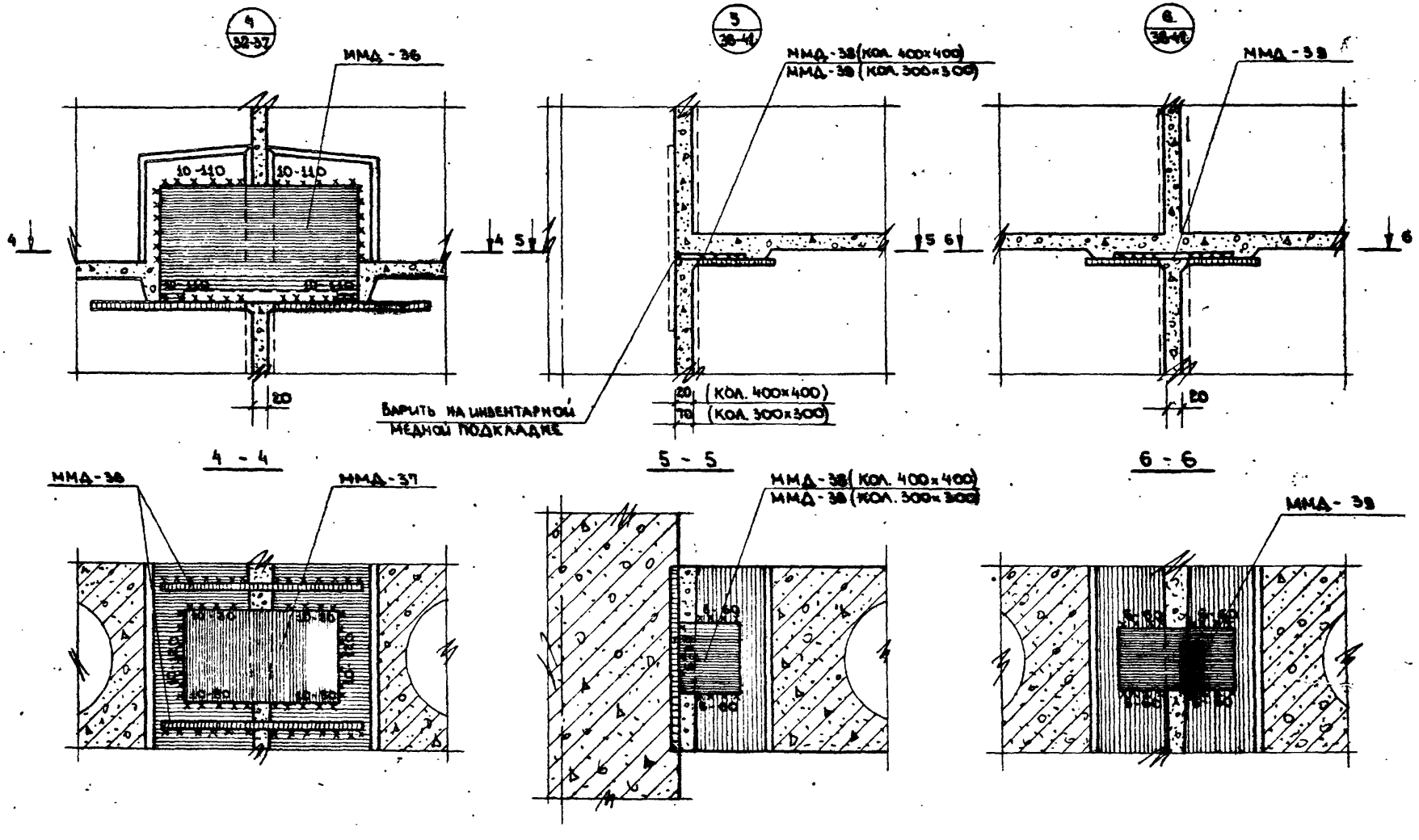
13654 47

Б.ОТАЛ. Д.ПОБЕРЕЗОВСКАЯ КОПИРОВАЛ В.АРКИПОВА



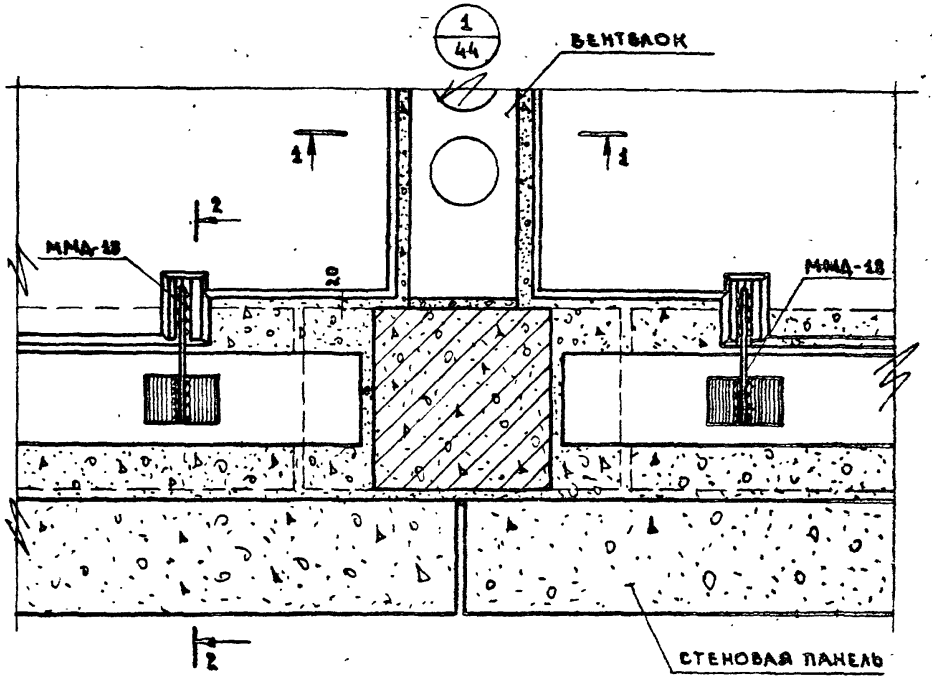
Т.К.	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.	Серия ИИ-04-0
1975	Монтажные узлы 1 ÷ 3	Выпуск 12 / Лист 45

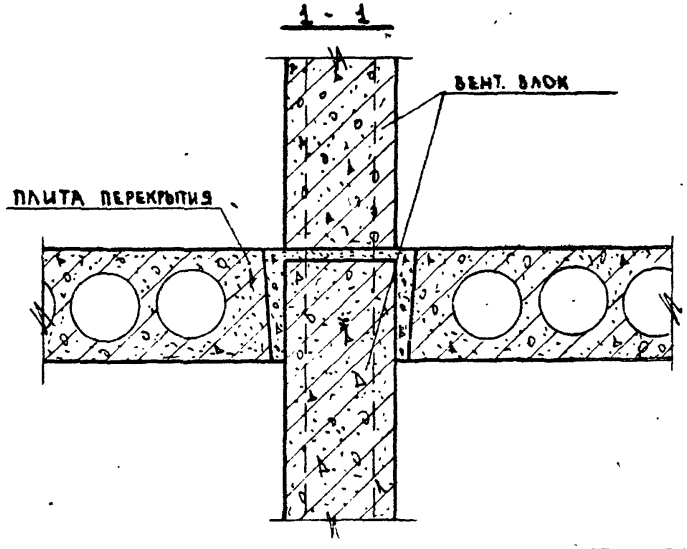
13654 48

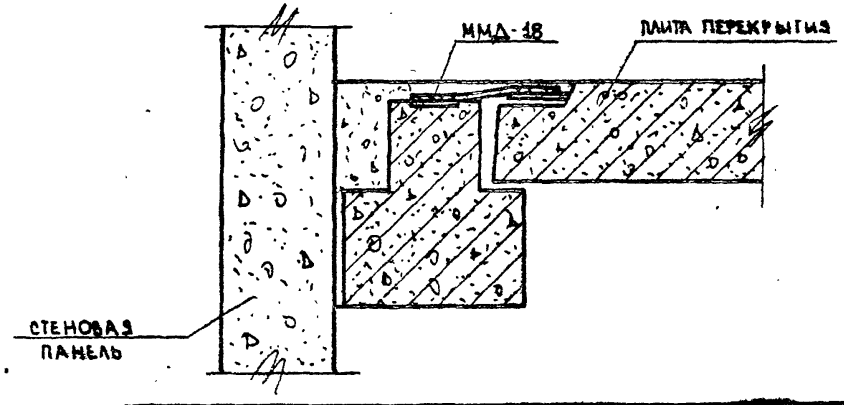


Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ БЛОКОВ – СТЕНОК ЖЕСТКОСТИ И ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ БЛОКОВ.	СЕРИЯ ИИ-94-0
1975	МОНТАЖНЫЕ УЗЛЫ 4 ÷ 6.	ВЫПУСК 12 / ЛИСТ 46

13654 49



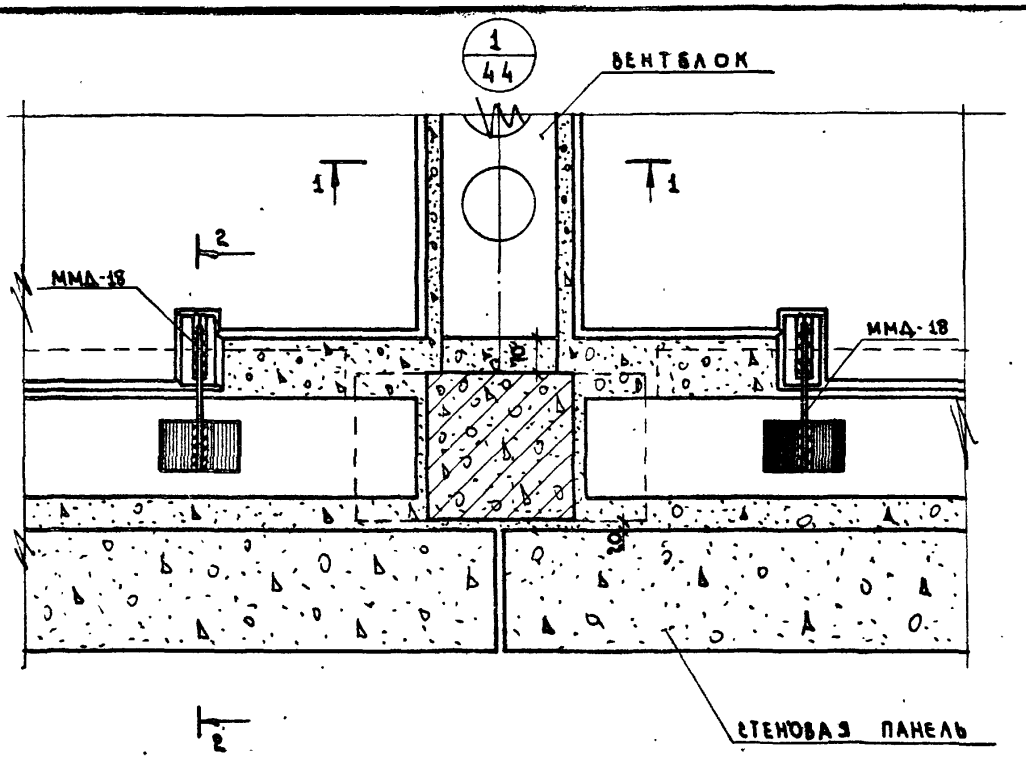


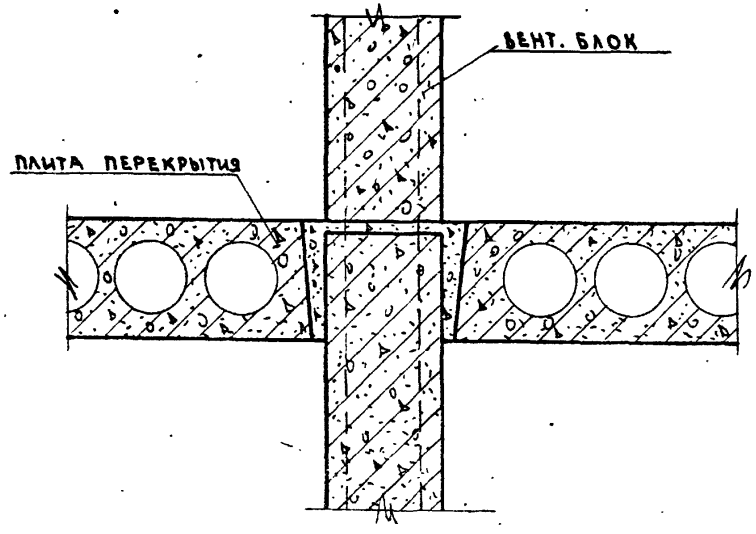


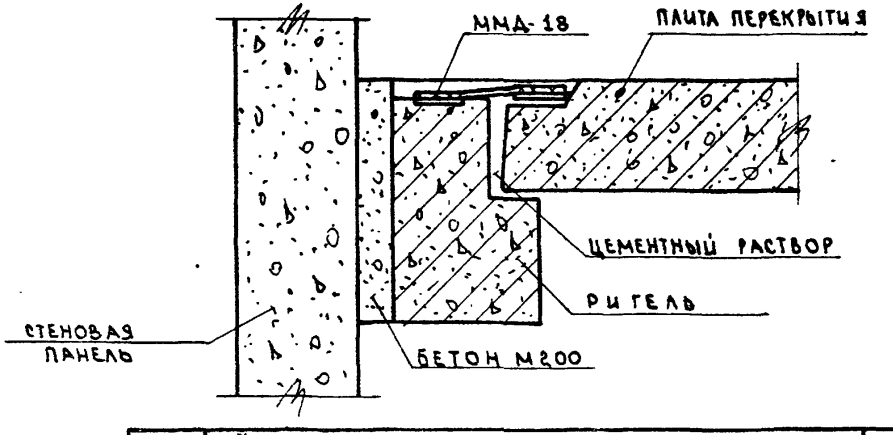
Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ БЛОКОВ-СТЕНОК ЖЕСТКОСТИ И ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ БЛОКОВ	СЕРИЯ ИИ-04-19	
1975	УЗЕЛ 1 ПРИ КОЛОННАХ 400×400 ММ	ВЫПУСК 12	ЛИСТ 47

Г. МОСКВА. РАЗРАБОТАЛ [illegible] В. ЗАЛЫВИНА КОПИРОВАЛ [illegible] В. АРХИПОВА

13654 50





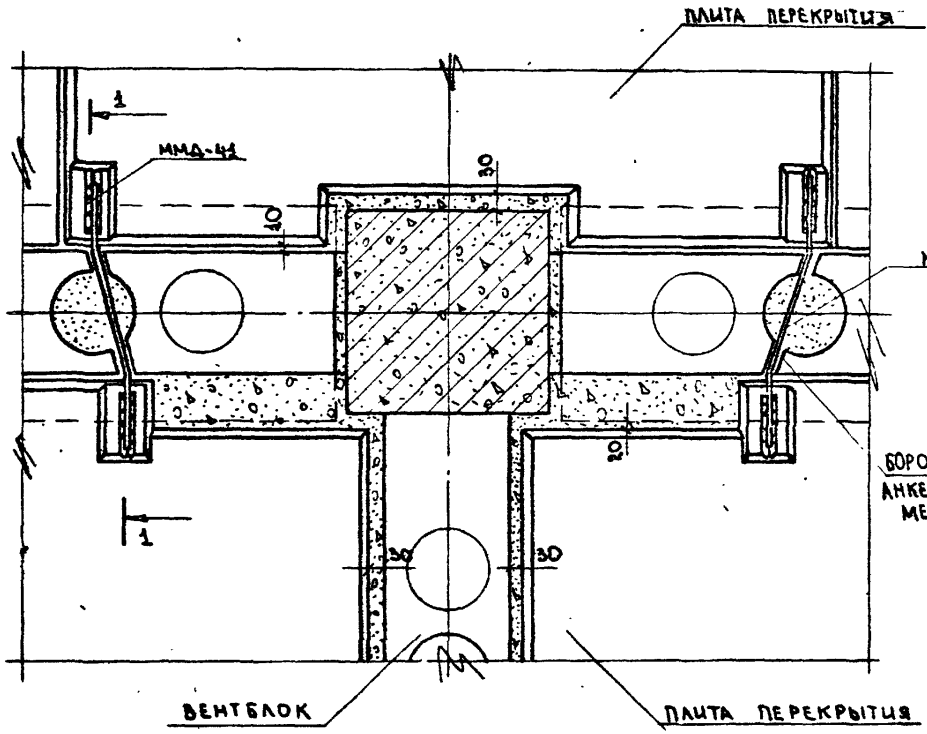


Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ БЛОКОВ - СТЕНОК ЖЕСТКОСТИ И ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ БЛОКОВ	СЕРИЯ ИИ-04-0	
1975	УЗЕЛ 1 ПРИ КОЛОННАХ 300×300 ММ	ВЫПУСК 12	ЛИСТ 48

Г. МОСКВА | РАЗРАБОТАЛ | В. ЗАЛЫБИНА | КОПИРОВАЛ | В. АРХИПОВА

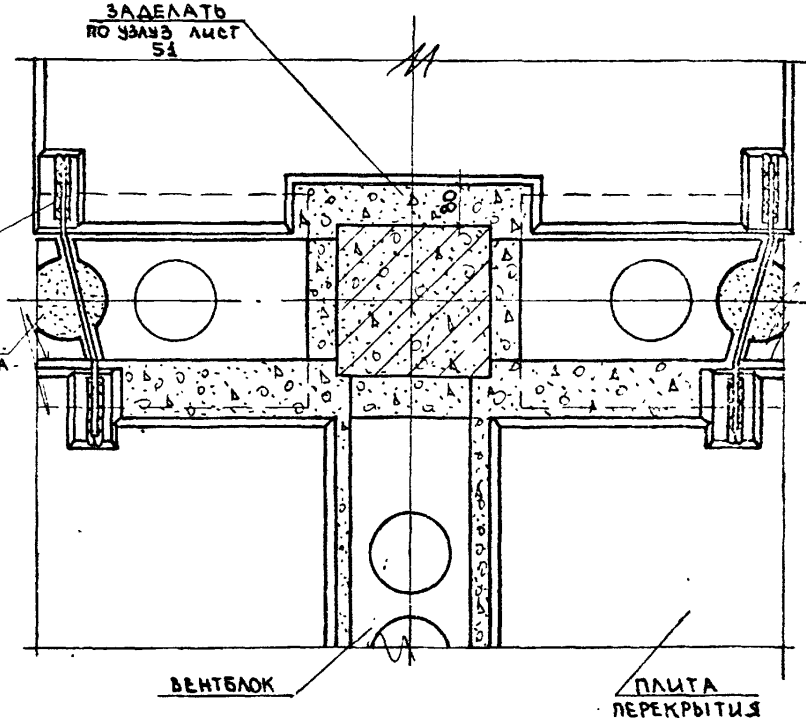
13654 51

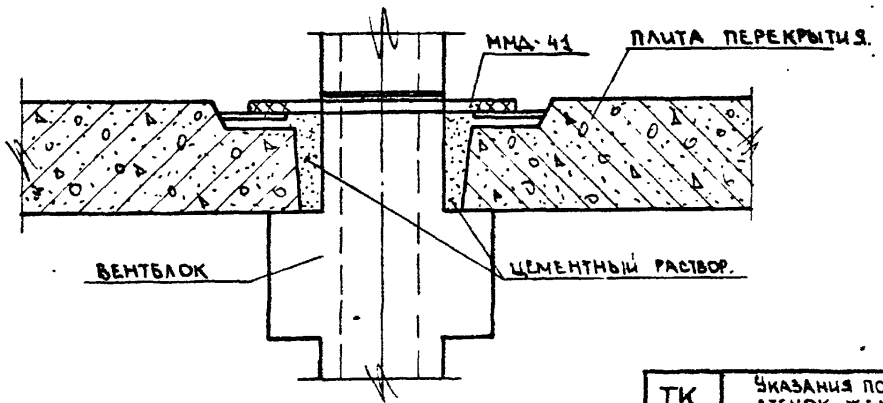
При колоннах 400 х 400



1 - 1

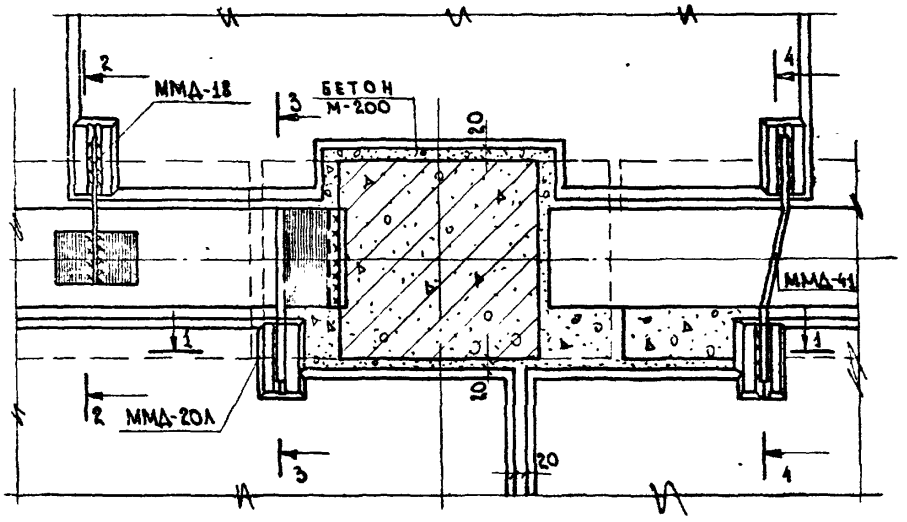
При колоннах 300 х 300



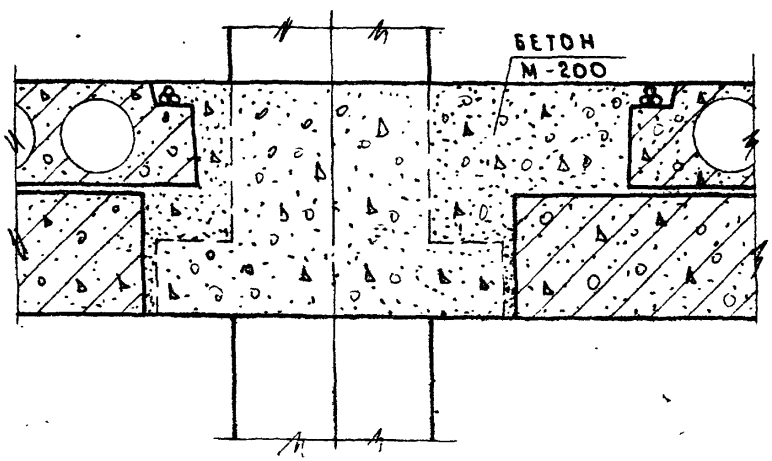


Т.К.	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.	Серия ИИ-04-0	
1975	Узел 2 при колоннах 400х400 и 300х300мм	Выпуск 12	Лист 49

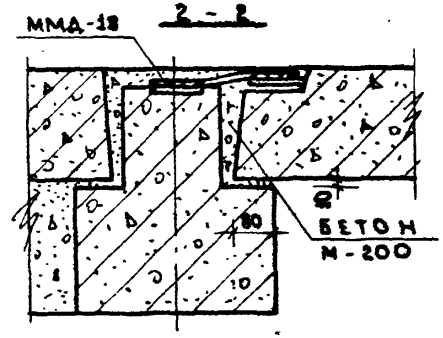
3/44



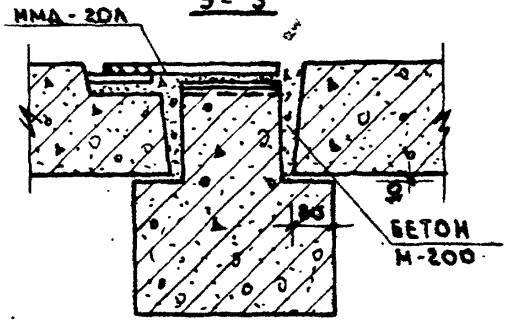
1 - 1



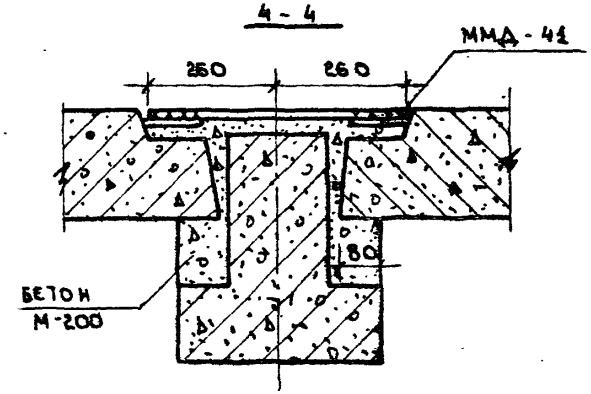
2 - 2



3 - 3



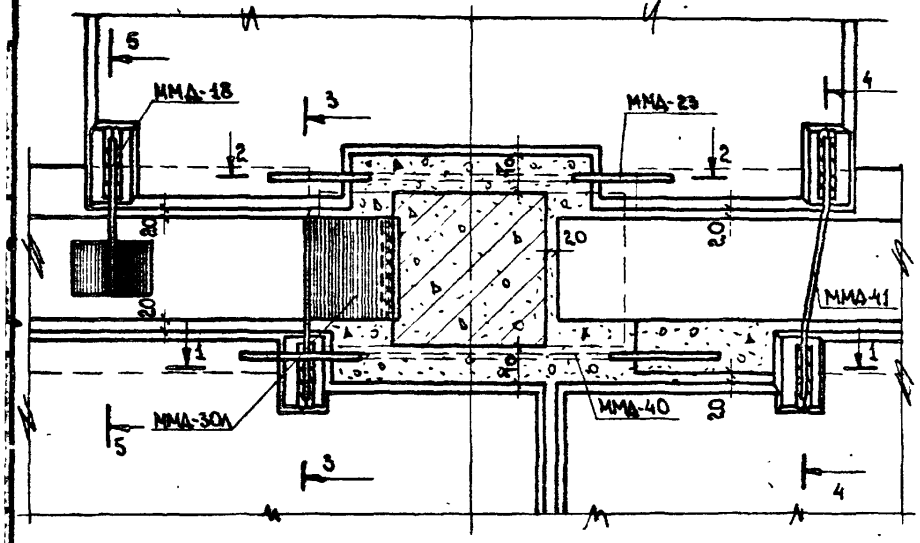
4 - 4



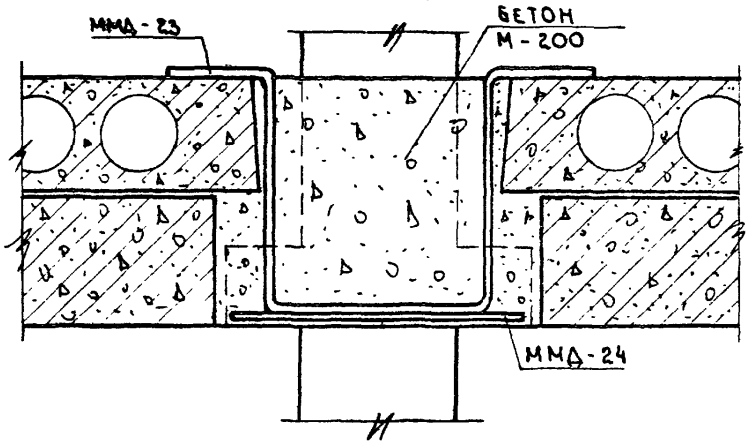
Т.К.	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.	Серия ИИ-04-0
1975	Узел 3 при колоннах 400 х 400 мм.	Выпуск 12 / Лист 58

13654 53

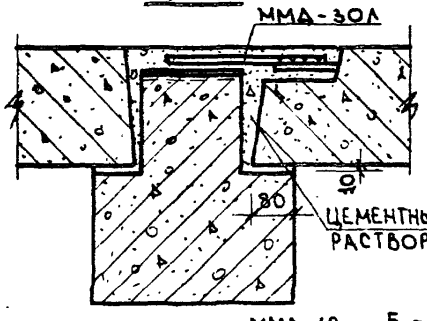
3/44



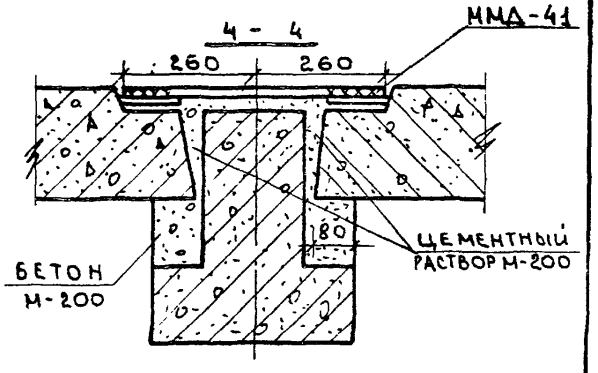
2 - 2



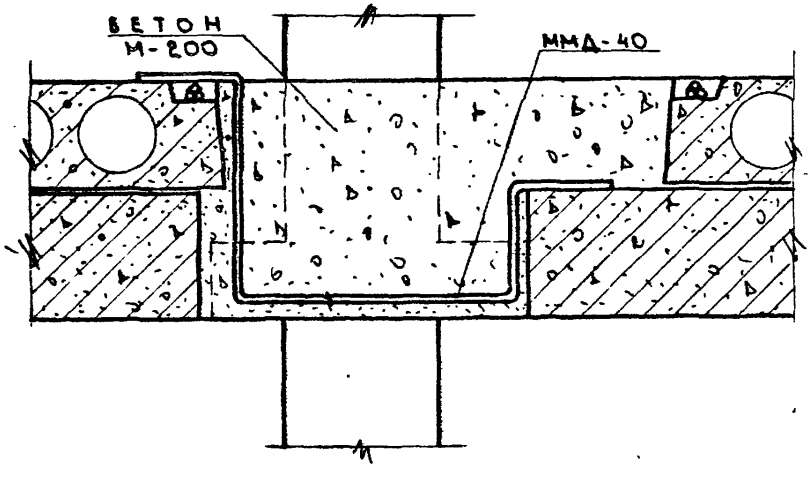
3 - 3



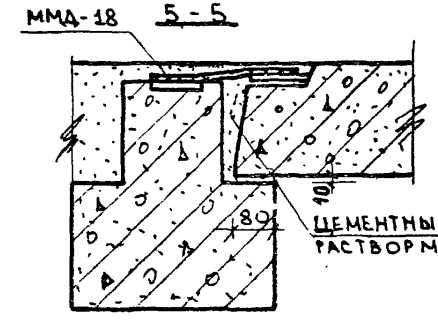
4 - 4



1 - 1

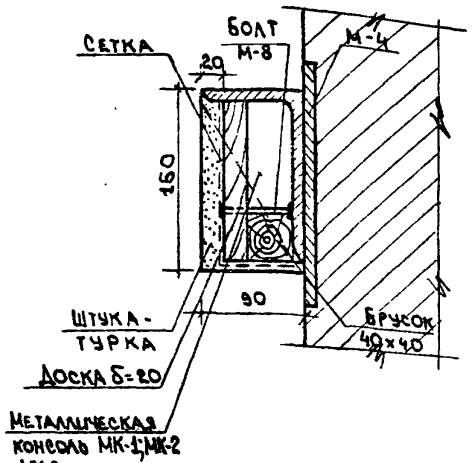


5 - 5

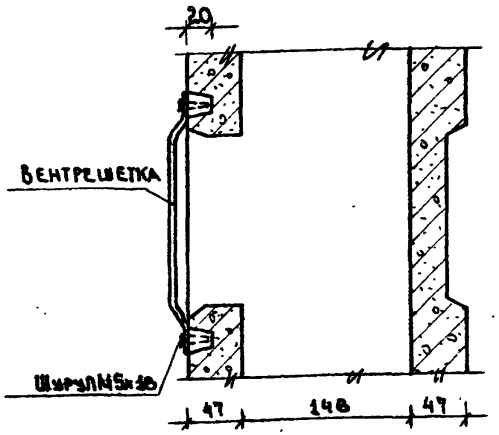


Т.К.	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.	СЕРИЯ ИИ-04-О
1975	Узел 3 при колоннах 300×300мм	Выпуск 12 / Лист 51

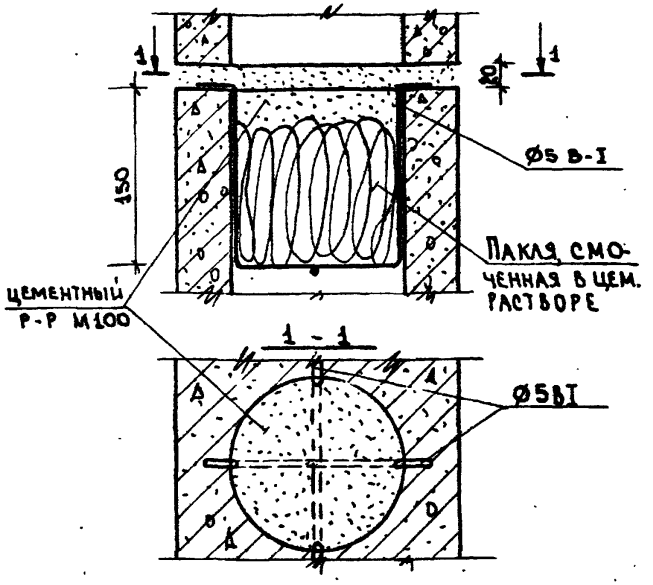
Обетонирование металлических консолей



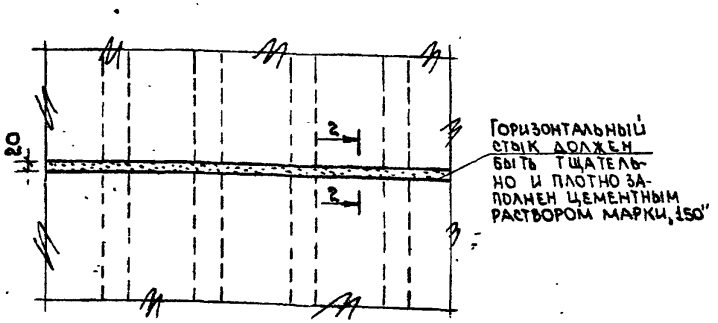
Крепление вентрешеток.



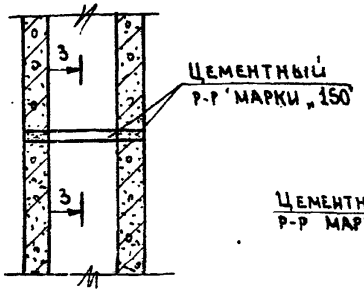
Заделка пустот (перекрытие каналов)



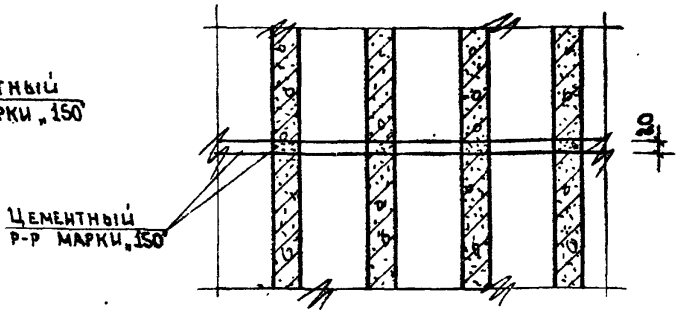
Горизонтальный стык блоков



2 - 2



3 - 3

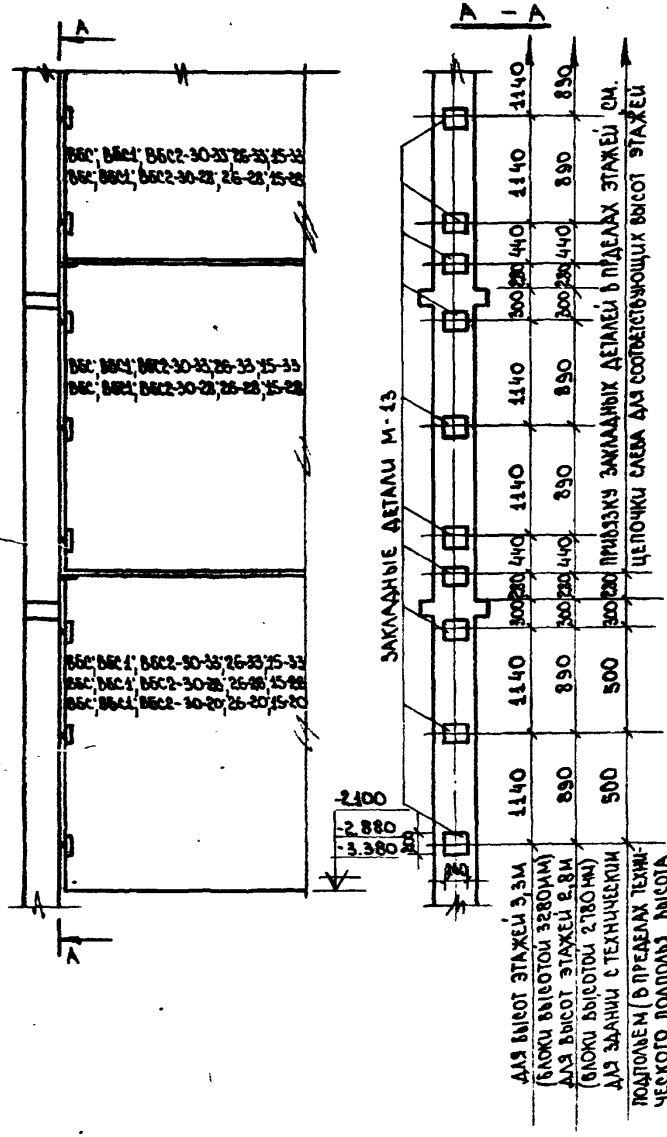


Т.К.	Указания по применению вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.	Серия ИИ-04-0	
1975	Детали: обетонирование металлических консолей, крепление вентрешеток, заделка пустот, перекрытие каналов, горизонтальный стык блоков	Выпуск 12	Лист 52

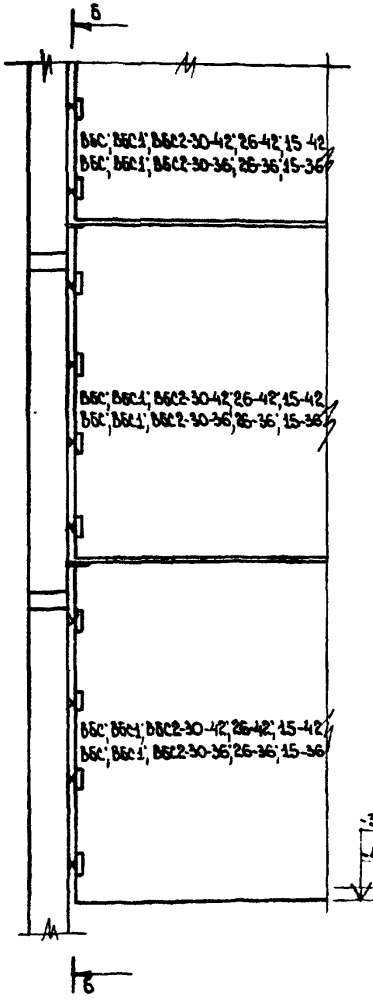
Г. Москва | Разр. Ботал | В. Залыбина | Копировал | В. Архипова

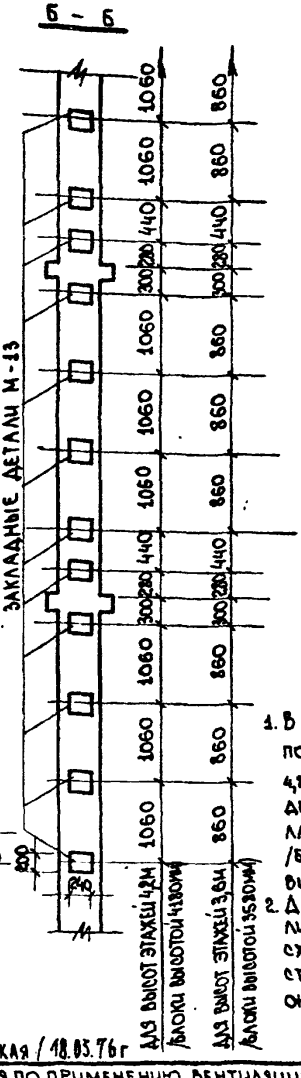
ВЕНТИЛЯЦИОННЫЕ БЛОКИ — СТЕНКИ ЖЕСТКОСТИ.

Здания с высотами этажей 3,3 и 2,8 м и техническим подпольем.

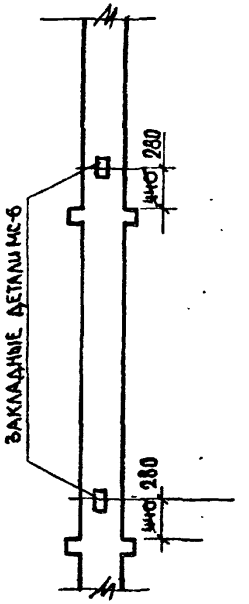


Здания с высотами этажей 4,2 и 3,6 м





Для всех высот этажей.



ПРИМЕЧАНИЯ:

1. В зданиях с техническим подпольем и высотами этажей 4,2 и 3,6 м привязку закладных деталей в колоннах в пределах технического подполья /блок высотой 2000мм/ делать по виду „А-А".
2. Данный лист см. совместно с листами 32 ÷ 41 „Монтажные схемы вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков".

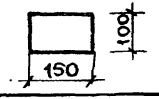
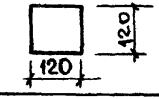
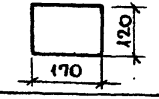
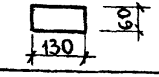
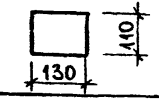
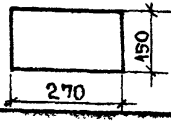
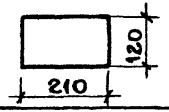
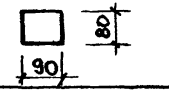
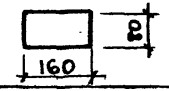
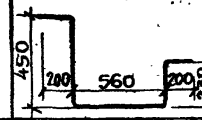
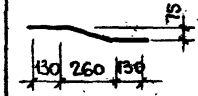
Внесены исправления.
гл. инженер Т. Медведская / 18.05.76г

Т.К.	Указания по применению вентиляционных блоков - стенок жесткости и вентиляционных блоков.	Серия ИИ-04-0
1975	Примеры привязок в колоннах закладных деталей М-13 для крепления вентиляционных блоков-стенок жесткости и вентиляционных блоков.	Выпуск 12. Лист 55

Разработал: Г. Москва, Б. Архипова, Б. Побережовская, Копировал, Армстер

13654 56

Расход стали на одну монтажную деталь.

№№ п/п	Марка детали.	Эскиз	ГОСТ	Профиль	Длина мм	Вес кг
1	ММД-31		103-57	-100×8	150	0.94
2	ММД-32		103-57	-120×12	120	1.36
3	ММД-33		103-57	-120×12	170	1.92
4	ММД-34		103-57	-60×8	130	0.49
5.	ММД-35		103-57	-110×8	130	0.90
6.	ММД-36		103-57	-150×8	270	2,54
7	ММД-37		103-57	-120×12	210	2,37
8.	ММД-38		103-57	-80×6	90	0.33
9	ММД-39		103-57	-80×6	160	0,60
10.	ММД-40		5781-61	ф6AI	1640	2.59
11	ММД-41		5781-61	ф25AI	520	2.00

Примечание:

Монтажные детали ММД-18; ММД-20лев; ММД-23; ММД-24; ММД-30лев. см. альбом ИИ-04-10 выпуск 5.

Т.Кузьмина Копировал ОАП. В.Архипова
ТМ 5/АСОТАП.
gost.e-ecolog.ru