

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ  
И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ДЕТАЛИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

**ИИ-04**

СБОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ЗДАНИЙ КАРКАСНОЙ КОНСТРУКЦИИ

Серия ИИ-04-0

**УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ**

ВЫПУСК 6

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО  
КАРКАСА С СЕТКОЙ КОЛОНН 6×6; 6×4,5 и 6×3м  
РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ

Тиражировано Свердловским фильмото ЦБП

630062 г.Славяновск-62 ул.Генеральская, 3-А

Заказ 2256 Тираж 1000 Цена 1-65

Изд.2/2522 1964 г.

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ  
И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ДЕТАЛИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

**ИИ-04**

**СБОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ЗДАНИЙ КАРКАСНОЙ КОНСТРУКЦИИ**

СЕРИЯ ИИ-04-0

**УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ**

ВЫПУСК 6

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО  
КАРКАСА С СЕТКОЙ КОЛОНН 6×6; 6×4,5 и 6×3 м

**РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ**

РАЗРАБОТАНЫ  
ЦНИИЭП  
торгово - бытовых  
зданий и туристских  
комплексов совместно  
с НИИЖБ Госстроя СССР

УТВЕРЖДЕНЫ И ВВЕДЕНЫ  
В ДЕЙСТВИЕ с 1/X-1973г  
Государственным комитетом  
по гражданскому строительству  
и архитектуре при Госстрое СССР  
Приказ № 173 от 13/XII - 1973г

СОДЕРЖАНИЕ ВЫПУСКА  
ПЕРЕЧЕНЬ СЕРИЙ И ВЫПУСКОВ

Пояснительная записка

1. Общая часть	1	5
2. Область применения изделий серии	1-2	5-6
3. Характеристика изделий серии	2-5	6-9
4. Компонировка здания и подбор элементов каркаса	5-8	9-12
5. Указания по подбору и расчету диафрагм жесткости	8-15	12-19
Пример расчета №1	15-20	19-24
Пример расчета №2	20-24	24-28
6. Указания по проектированию и расчету диска перекрытия	24-26	28-30
7. Проектирование малоэтажных зданий без диафрагм жесткости в плоскости рам	27	31

Таблица для подбора колонн в малоэтажных зданиях при отсутствии диафрагм в плоскости рам	28	32
Ветровые нагрузки Основные положения	29	33
Таблица ветровых усний для зданий длиной 60 м	30	34
Подбор диафрагм жесткости в зданиях до 4-х этажей с подвалом	31	35
Таблицы для подбора диафрагм жесткости в зданиях до 4-х этажей с подвалом	32	36
Графики несущей способности колонн	33	37
Примеры компоновочных схем каркаса	34	38
Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости в плоскости рам	35	39
Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости перпендикулярных плоскости рам	36	40
Монтажные схемы диафрагм жесткости с проемами	37	41

Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 6+6+6 м с лестничной задоль рамы в крайнем пролете	38	42
Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 6+6+6 м с лестничной задоль рамы в среднем пролете	39	43
Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 6+6+6 м с лестничной поперек рамы	40	44
Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 6+3+6 м	41	45
Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 3+4,5+4,5 м	42	46
Примеры решения деформационных швов	43	47
Монтажная схема лестничных маршей при высоте этажа 3,3 м	44	48
Монтажная схема лестничных маршей при высоте этажа 3,6 м	45	49
Монтажная схема лестничных маршей при высоте этажа 4,2 м	46	50
Примеры расположения дополнительных закладных деталей в ригелях для крепления стальных плит перекрытия	47	51
Показатели расхода материалов для каркаса с колоннами сеч. 40x40 см	48	52
Показатели расхода материалов для каркаса с колоннами сеч. 30x30 см	49	53

ТК	Указания по применению изделий
1973	Содержание выпуска

# ПЕРЕЧЕНЬ СЕРИЙ И ВЫПУСКОВ РАБОЧИХ ЧЕРТЕЖЕЙ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА ИИ 04 С СЕТКОЙ КОЛОНН 6x6, 6x4,5, 6x3 м

ИИ-04 и выпуск 6	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С СЕТКОЙ КОЛОНН 6x6, 6x4,5 и 6x3 м.	ИИ-04 1 выпуск 9	Квадратный связевого каркаса сечением 30x30 см для зданий с высотой этажа 4,2 м Опалубка и армирование
ИИ-04-1 выпуск 1	Железобетонные фундаменты под колонны сечением 300x300 мм для зданий в 1-4 этажа	ИИ-04-2 выпуск 10 часть I	Квадратный связевого каркаса сечением 30x30 см для зданий с высотой этажа 3,5; 3,6 и 4,2 м Арматурные изделия Объемные каркасы
ИИ-04-1 выпуск 3 ИИ-04-2 выпуск 3	Фундаменты для колонн сечением 40x40 см Квадратный связевого каркаса сечением 40x40 см для зданий с высотой этажа 2,4 м и 3,3 м Опалубка и армирование	ИИ-04 2 выпуск 10 часть II	Квадратный связевого каркаса сечением 30x30 см для зданий с высотой этажа 3,5; 3,6 и 4,2 м Арматурные изделия Плоские каркасы Закаленные арматура и
ИИ-04 2 выпуск 4	Квадратный связевого каркаса сечением 40x40 см для зданий с высотой этажа 3,6 м. Опалубка и армирование	ИИ-04 2 выпуск 11 часть I	Квадратный связевого каркаса сечением 40x40 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 3,3 м
ИИ-04 2 выпуск 5	Квадратный связевого каркаса сечением 40x40 см для зданий с высотой этажа 4,2 м Опалубка и армирование	ИИ-04-2 выпуск 11 часть II	Квадратный связевого каркаса сечением 40x40 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 3,6 м
ИИ-04-2 выпуск 6 часть I	Квадратный связевого каркаса сечением 40x40 см для зданий с высотой этажа 2,4; 3,3; 3,6 и 4,2 м Арматурные изделия Объемные каркасы	ИИ-04 2 выпуск 11 часть III	Квадратный связевого каркаса сечением 40x40 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 4,2 м
ИИ-04-2 выпуск 6 часть II	Квадратный связевого каркаса сечением 40x40 см для зданий с высотой этажа 2,4; 3,3; 3,6 и 4,2 м Арматурные изделия Плоские каркасы	ИИ-04 2 выпуск 12 часть I	Квадратный связевого каркаса сечением 30x30 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 3,3 м
ИИ-04 2 выпуск 7	Квадратный связевого каркаса сечением 30x30 см для зданий с высотой этажа 3,3 м Опалубка и армирование	ИИ-04 2 выпуск 12 часть II	Квадратный связевого каркаса сечением 30x30 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 3,6 м
ИИ-04 2 выпуск 8	Квадратный связевого каркаса сечением 30x30 см для зданий с высотой этажа 3,6 м. Опалубка и армирование	ИИ-04 2 выпуск 12 часть III	Квадратный связевого каркаса сечением 30x30 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 4,2 м
		ИИ-04 2 выпуск 13	Многоэтажные колонны для связевого каркаса сечением 30x30 см для зданий с высотой этажа 3,3 м, 3,6 м и 4,2 м Опалубка и армирование и Объемные каркасы

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ 04 0
И973	Перечень серий и выпусков	выпуск лист 6

- ИИ-04-3  
выпуск 3  
часть 1  
ригели связевого каркаса с колоннами сечением 40 x 40 см. Опалубка и армирование
- ИИ-04-3  
выпуск 3  
часть 1  
ригели связевого каркаса с колоннами сечением 40 x 40 см. Арматурные изделия
- ИИ-04-3  
выпуск 3  
часть 1  
ригели связевого каркаса с колоннами сечением 30 x 30 см. Опалубка и армирование
- ИИ-04-3  
выпуск 4  
часть 1  
ригели связевого каркаса с колоннами сечением 30 x 30 см. Арматурные изделия
- ИИ-04-4  
выпуск 17  
предварительно напряженные многоярусные и ребристые панели длиной 526 и 576 см, армированные стержнями из стали класса А - IV. Метод натяжения - электротермический.
- ИИ-04-4  
выпуск 18  
предварительно напряженные многоярусные и ребристые панели длиной 526 и 576 см, армированные высокопрочной проволокой  $\Phi 5$  класса Вр II с анкерно-грибовым расположением арматуры. Метод натяжения - механический.
- ИИ-04-4  
выпуск 19  
предварительно напряженные многоярусные и ребристые панели длиной 526 и 576 см, армированные стержнями из стали класса Ат-У. Методы натяжения - электротермический и механический.
- ИИ-04-4  
выпуск 20  
панели многоярусные и ребристые длиной 276 см, армированные сварными сетками и каркасами из стали класса А - III.
- ИИ-04-5  
выпуск 4  
стендовые панели из легких и ячеистых бетонов. Материал для проектирования
- ИИ-04-5  
выпуск 5  
стендовые панели из легких бетонов толщиной 250 мм. Опалубочные и арматурные чертежи.

- ИИ-04-5  
выпуск 6  
стендовые панели из легких бетонов толщиной 300 мм. Опалубочные и арматурные чертежи
- ИИ-04-5  
выпуск 7  
стендовые панели из легких бетонов толщиной 350 мм. Опалубочные и арматурные чертежи.
- ИИ-04-5  
выпуск 8  
стендовые панели из ячеистых бетонов толщиной 250 мм. Опалубочные и арматурные чертежи
- ИИ-04-5  
выпуск 9  
стендовые панели из ячеистых бетонов толщиной 300 мм. Опалубочные и арматурные чертежи
- ИИ-04-5  
выпуск 10  
стендовые панели из легких и ячеистых бетонов. Арматурные изделия и закладные детали.
- ИИ-04-6  
выпуск 5  
часть 1  
диафрагмы жесткости связевого каркаса. Опалубка и армирование.
- ИИ-04-6  
выпуск 5  
часть II  
диафрагмы жесткости связевого каркаса. Арматурные изделия.
- ИИ-04-7  
выпуск 1  
железобетонные лестницы для зданий с высотой этажей 3,3 и 4,2 м
- ИИ-04-7  
выпуск 2  
лестницы для зданий с высотой этажа 3,6 м
- ИИ-04-8  
выпуск 1  
металлические монтажные детали для зданий в 4-4 этажи. Ограждения лестниц.
- ИИ-04-8  
выпуск 3  
закладные детали и соединительные элементы для изделий связевого каркаса
- ИИ-04-10  
выпуск 5  
монтажные узлы и детали для связевого каркаса с сеткой колонн 6x6; 6x4,5; 6x3 м
- ИИ-04-10  
выпуск 6  
монтажные узлы и детали панельных стен из легких и ячеистых бетонов.

### ПРИМЕЧАНИЕ

- Настоящий перечень серий и выпусков рабочих чертежей приведен по состоянию на 20 июня 1973 года
- В данный перечень не включены альбомы стальных форм для изготовления изделий

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0	
1973	ПЕРЕЧЕНЬ СЕРИЙ И ВЫПУСКОВ	выпуск 6	лист

Указания содержат характеристику и рекомендации по применению сборных элементов железного каркаса серии ИИ-04 с сеткой колонн  $6 \times 6$ ,  $6 \times 4,5$ ,  $6 \times 3$  м.

В настоящей серии внесены изменения и усовершенствования по сравнению с редакцией 1964-1966 годов:

1. Уменьшен рамный момент в стыке ригеля с колонной с 17,6 тм до 5,5 тм и упрощена конструкция стыка.

2. Стык колонн принят железобетонный с плоскими торцами и полуавтоматической ванной сваркой выпусков арматуры. Это дает возможность отказаться от тяжелых стальных оголовников колонн. Стык вынесен над уровнем пола перекрытия на 640 мм.

3. Разработаны сборные железобетонные диафрагмы повышенной несущей способности.

4. Разработаны железобетонные панели перекрытий в соответствии с ГОСТ 9561-66\*. Исключены сплошные крайние плиты для навески стеновых панелей.

5. Разработаны стеновые панели с навеской на колонны из легких бетонов (с объемным весом от 700 до 1100 кг/м<sup>3</sup>) и из тяжелых бетонов (с объемным весом от 500 до 700 кг/м<sup>3</sup>), унифицированные с аналогичной серией панелей для промзданий.

6. В серию включены изделия для строительства зданий с высотой этажа 3,6 м.

7. Для зданий с колоннами сеч.  $40 \times 40$  см предусмотрены конструктивные элементы для восприятия расчетной нагрузки 1250 кг/м<sup>2</sup> (без собственного веса плит перекрытия).

8. Унифицированы арматурные каркасы и закладные детали. Сокращен сортамент арматурной и профильной стали.

9. Разработаны рабочие чертежи групповых стальных форм для изготовления изделий, а также реконструкции форм серии ИИ-04, уже имеющихся в заводском производстве для изготовления колонн железного каркаса.

## 2. Область применения изделий серии

2.1. Изделия серии предназначены для применения в проектировании и строительстве гражданских зданий и зданий административно-бытового назначения промышленных предприятий для обычных условий строительства при снеговой и ветровой нагрузках для I-IV районов СССР по СНиП II-A, 11-62.

Изделия для каркаса с колоннами сечением  $30 \times 30$  см предназначены для зданий в 1-4 этажа с подвалом с сеткой колонн  $6 \times 6$  и  $6 \times 3$  м и унифицированными расчетными нагрузками на перекрытия 450, 600 и 800 кг/м<sup>2</sup>.

Изделия для каркаса с колоннами сечением  $40 \times 40$  см предназначены для зданий в 5-12 этажей с подвалом с сеткой колонн  $6 \times 6$ ,  $6 \times 4,5$ ,  $6 \times 3$  м и унифицированными расчетными нагрузками на перекрытия 450, 600, 800 и 1250 кг/м<sup>2</sup> и для зданий в 1-4 этажа с подвалом с сеткой колонн  $6 \times 6$ ,  $6 \times 4,5$ ,  $6 \times 3$  м и унифицированными расчетными нагрузками на перекрытия 1250 кг/м<sup>2</sup>.

Изделия серии запроектированы для высот этажей 3,3, 3,6, 4,2 м. Высота подвала может быть равной высоте типового этажа 3,3, 3,6 и 4,2, а также, при применении средних колонн, - 1,85; 2,16, 2,75 м. Для каркаса с колоннами сечением  $40 \times 40$  см рассмотрены изделия для верхнего технического этажа высотой 2,4 м.

2.2. Величины расчетных и нормативных равномерно распределенных нагрузок для плит перекрытий и покрытий, а также погонных нагрузок для ригелей, принятые в соответствии с указаниями по применению унифицированных нагрузок СН 382-67 без учета собственного веса конструкций, приведены в таблице 1.

ГК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0	
1973	Пояснительная записка	Выпуск 6	Лист 1

ТАБЛИЦА 1

Вид нагрузки	Величина нагрузки							
	для балок кг/м <sup>2</sup>				для перегородок м			
А. Расчетная	450	600	800	1250	4.0	5.2	7.2	9.0
Б. Нормативная	360	500	670	1050	3.4	4.4	6.2	7.8
В т.ч. длительно действующая	210	350	520	900	2.95	3.5	5.3	6.6
То же, для покрытий с легким утеплителем	150	150	150	150	—	—	—	—
В. Временные расчетные	280	390	600	1080	1.6	2.3	3.6	5.4
Р. Временные нормативные	200	300	500	900	1.2	1.8	3.0	4.5

Примечания: 1. Расчетная несущая способность входит в маркировку изделий.

2. Ригели под нагрузку 9 т/м предусмотрены только в каркасе с колоннами сечением 40×40 см.

3. Издания серии запроектированы и предназначены для зданий I степени огнестойкости по СНиП I-A 5-70.

4. Каркас зданий в обоих направлениях запроектирован по серийной схеме. Здания высотой до 2-3 этажей могут выполняться без диафрагм жесткости в плоскости рам в случаях, указанных в разделе 7.

### 3. Характеристика изделий серии

3.1. Фундаменты для колонн сечением 30×30 см принимают фундаменты по серии ИИ-04-1 выпуск 1, для колонн сечением 40×40 см — по серии ИИ-04-1 выпуск 3. Железобетонные фундаменты запроектированы стаканного типа на нормативное сопротивление грунта до 2,5 кг/см<sup>2</sup> и могут применяться в малоэтажных зданиях. Башмаки БК-14 и ФК-10 рассчитаны на установку на фундаменте, определяемые в конкретном проекте здания.

Бетон заделки колонн в стакане фундамента к моменту передачи эксплуатационной нагрузки должен быть не ниже марки 200, а для башмака БК-14 не ниже марки 300, так как фундаментам удовлетворяют расчету на продавливание при учете полной высоты фундаментного блока.

3.2. Колонны. Выпуски 3, 4, 5 и 6 серии ИИ-04-2 содержат рабочие чертежи колонн сечением 40×40 см, выпуски 7, 8, 9, 10 серии ИИ-04-2 — рабочие чертежи колонн сечением 30×30 см. Колонны запроектированы для высот этажей 3,3; 3,6 и 4,2 м и для технического этажа высотой 2,4 м / только колонны сечением 40×40 см/.

Колонны сечением 40×40 см для верхнего и нижнего этажей приняты: одноэтажной разрезки, для средних этажей в двух вариантах: одноэтажные и двухэтажные. Наличие в номенклатуре одноэтажных колонн дает возможность компоновать здание с разными высотами этажей.

Колонны сечением 30×30 см разработаны одно и двухэтажной разрезки. Кроме того, предусмотрены 3,4-этажные бесстыковые колонны на всю высоту здания.

В перечисленных выше альбомах колонн приведены примитивы расстановки закладных деталей для крепления диафрагм жесткости, лестничных ригелей и ригелей перпендикулярных плоскости рам. Закладные детали разработаны в серии ИИ-04-8, выпуск 3. В конкретных проектах, в соответствии с принятыми архитектурно-планировочными решениями, необходимо привести опалубочные чертежи колонн с расположением дополнительных закладных деталей и спецификации стали на колонны с учетом этих закладных.

Марки колонн с закладными деталями для навески стеновых панелей разработаны в серии ИИ-04-2, выпуск 11 / части 1, 2, 3 / для колонн сечением 40×40 см и выпуск 12 / части 1, 2, 3 / для колонн сечением 30×30 см.

ГК	Указания по применению изделий	серия ИИ-04-0
1973	Пояснительная записка	выпуск 6 лист 2



Стык колонн по форме принят шапским, безметаллический с ванной сваркой вышестоящей рабочей арматуры и последующим замоноличиванием, выполненным лабораторией сборного и монолитного железобетона НИИЖБ Госстроя СССР. Для соединения ригеля с колонной принят стык со скрепкой консолю. Консоли колонн ригелированы и заанкерены как металлические конструкции на восприятие опирных реакций 55 т (для колонн сечением 40×40 см) и 22,8 т (для колонн сечением 30×30 см), а также изгибающего момента в узле 5,5 тм.

Максимальная несущая способность колонн по центральному сжатию - 580 т для сечения 40×40 см и 280 т для сечения 30×30 см.

**3.3. Ригели.** Ригель ИИ-04-3, выпуск 3 содержит чертежи ригелей для каркаса с колоннами 40×40 см, ригель ИИ-04-3, выпуск 4 - для каркаса с колоннами 30×30 см. Ригели приняты высотой 450 мм таврового сечения с одной или двумя полками по низу для опирания плит перекрытия.

Ригели для каркаса с колоннами 40×40 см имеют длину 5560 мм; 4060 мм и 2560 мм и предназначены для установки соответственно в пролетах 6,0 м; 4,5 м и 3,0 м, ригели для каркаса с колоннами 30×30 см имеют длину 5660 мм и 2660 мм для установки в пролетах 6,0 м и 3,0 м.

Кроме основных закладных деталей, имеющих в чертежах ригелей, необходимо установить дополнительные закладные детали в ригелях торцевых рам для крепления к ним связевых плит / см узлы 15-4 и 15-3 серии ИИ-04-10, выпуск 5 /.

Пример установки этих деталей см. на листе №47 настоящего альбома.

В ригелях, охватывающих внутренний угол здания, требуется установка дополнительных закладных деталей для навески стеновых панелей / см узлы 13-16 серии ИИ-04-10, вып. 6 /.

Примеры установки дополнительных закладных деталей приведены в серии ИИ-04-5, вып. 1.

В конкретных проектах необходимо привести влаубочные чертежи ригелей с дополнительными закладными деталями и дать спецификацию стали на ригели с учетом этих закладных.

Несущая способность ригелей определяется расчетными унифицированными нагрузками 4,0 т / м; 5,2 т / м; 7,2 т / м для каркасов с колоннами, сечением 40×40 см и 30×30 см и 9 т / м только для каркаса с колоннами сечением 40×40 см.

### 3.4. Панели перекрытий серия ИИ-04-4, выпуски 17, 18, 19, 20

Для пролетов 6 м и 5,5 м / пролет примыкающий к температурному шву / запроектированы предварительно напряженные панели перекрытий с тремя вариантами армирования: стержневой арматурой из стали классов А-IV и АТ-V и высокопрочной проволокой класса ВР-И с анкерно-групповым раскреплением арматуры. Для пролета 3 м запроектированы панели с обычным армированием.

Толщина панелей принята 22 см

Панели подразделяются на 3 основных типа:

1. Рядовые многопустотные панели шириной 1490 мм и 1190 мм.
2. Связевые панели шириной 1490 мм, устанавливаемые у колонн.

Они запроектированы в двух вариантах: а) ребристые, конструктивно-технические панели, устанавливаемые в местах образования отверстий для пропуска вертикальных коммуникаций; б) пустотные панели-распорки, устанавливаемые во всех остальных случаях.

3. Пристенные многопустотные панели шириной 1490 мм, устанавливаемые в крайних рядах перекрытия и имеющие в пределах ширины колонны консольные участки.

Связевые и пристенные панели имеют выпуски арматуры для связи между собой или с элементами каркаса торцевых рам с помощью соединительных элементов для обеспечения работы перекрытия как жесткого диска. Расчетные значения на выпуски в пристенной панели - 10 т, на каждый из двух выпусков связевых панелей / распорок / - 5 т. Соединительные элементы рассчитаны на такие же усилия.

Т К	Указания по применению изд.
1973	Пояснительная записка

серия  
ИИ-04-0

Унифицированные нагрузки на панели перекрытий без учета собственного веса панелей, приняты 450 кг/м<sup>2</sup>, 600 кг/м<sup>2</sup>, 800 кг/м<sup>2</sup> и 1250 кг/м<sup>2</sup>.

### 3.5. Панели наружных стен серия ИИ-04-5

Все подробные указания по применению стеновых панелей помещены в выпуске 4 „Стеновые панели из легких и ячеистых бетонов. Материалы для проектирования“. Выпуски 5, 6 и 7 содержат рабочие чертежи панелей из легких бетонов толщиной 20, 30 и 35 см, выпуски 8 и 9 содержат рабочие чертежи панелей из легких бетонов толщиной 25 и 30 см. Арматурные изделия для стеновых панелей приложены в выпуске 10.

Размеры панелей увязаны с размерами оконных блоков, предусмотренных ГОСТ 11214-65.

В панелях предусмотрен плоский горизонтальный стык /без четвертей/.

Панели навешиваются. Все панели /за исключением панелей во внутреннем углу здания/ навешиваются на колонны с помощью соединительных монтажных элементов. Во внутреннем углу здания панели навешиваются на ригели.

### 3.6. ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ

Для каркасов с колоннами сечением 40×40 см и 30×30 см диафрагмы жесткости приняты одинаковыми по серии ИИ-04-6, выпуск 5. При этом зазор между диафрагмой и колонной сечением 40×40 см составляет 20 мм между диафрагмой и колонной, сечением 30×30 см - 70 мм /зазор заполняется бетоном марки М 200/.

Диафрагмы жесткости запроектированы толщиной 14 см, сплошные и с проемами, с одной или двумя полками для опирания плит перекрытия и распорочные /диафрагмы устанавливаемые перпендикулярно плоскости рам/.

Диафрагмы запроектированы с поэтажной разрезкой для высот этажей 3,3 м; 3,6 м; 4,2 м для установки в пролетах 6,0 м и 3,0 м. При пролете 4,5 м предусмотрены диафрагмы для высот 3 м и 4,2 м.

Диафрагмы соединяются между собой и с колоннами сваркой закладных деталей в вертикальных швах. Горизонтальный стык диафрагм запроектирован монолитным.

Диафрагмы жесткости устанавливаются на всю высоту здания и доводятся до фундамента. Соединение диафрагм с фундаментом выполняется также, как и в горизонтальном стыке сборных диафрагм. Для этого из фундамента должны быть выпущены анкера 10А<sup>III</sup> через 200 мм /длина выпуска 290 мм/. Зазор 300 мм между диафрагмой и фундаментом замоноличивается бетоном М 200.

### 3.7. Лестницы. Серия ИИ-04-7, выпуск 1, выпуск 2.

Лестницы выполняются из укрупненных сборных железобетонных маршей, объединенных с полуплощадками. Отдельная лестничная площадка запроектирована для верхнего этажа здания.

Для отделки ступеней применяются железобетонные накладные проступи по серии ИИ-04-7, выпуск 1. Ширина марша по накладным проступям 1,35 м. В зданиях с колоннами сечением 30×30 см при примыкании лестниц, расположенных вдоль рам каркаса, к торцевым стенам возникает необходимость ограничивать лестничную клетку ригелями с полками, повернутыми внутрь лестницы. В этом случае верхняя лестничная площадка принимается марки АП-15-14а /имеющая вырезы в опорных консолях/ по серии ИИ-04-14, вып. 3.

В зоне пересечения накладных проступей с полкой ригеля, следует применять укороченные на 10 см проступи марки СТ-1а по серии ИИ-04-14, выпуск 3.

Полы лестничной площадки могут быть двух типов: в виде сборных накладных проступей или в виде мозаичного пола по монолитной плите.

### 3.8. ЗАКАЛАДНЫЕ ДЕТАЛИ И СОЕДИНИТЕЛЬНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Для удобства проведения заготовительно-складских опера-

Т К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0	
1973	Рояснительная записка	выпуск 6	лист 4

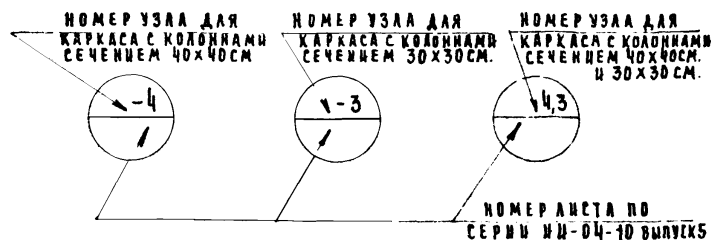
ций на специализированных заводах-изготовителях, заводские детали всех сборных изделий сборного каркаса помещены в отдельном альбоме ИИ-04-8. выпуск 3.

### 3.9. Узлы соединения элементов и монтажные детали

приведены в альбоме ИИ-04-10. выпуск 5.

Монтажные схемы элементов каркаса с маркировкой узлов приведены в настоящем альбоме на листах 34-46

Маркировка узлов, принятая на монтажных схемах:



Монтажные узлы и детали навески стеновых панелей приведены в альбоме серии ИИ-04-10. выпуск 5

Мероприятия по антикоррозийной защите конструкций выполнять в соответствии с указаниями, подлежащими разработке в конкретном проекте здания, согласно требованиям СН 206-62 и СН 262-67 в зависимости от местных факторов агрессивного воздействия среды.

### 4. Компонировка зданий и подбор элементов каркаса

4.1. Компонировка зданий различной конфигурации возможна в поперечном и продольном направлении. Возможно также применение в одном здании смешанной схемы — ригелей поперечного и продольного направления.

Лестничные клетки с размерами 6х3м могут располагаться вдоль и поперек здания. В модуле 6х3м размещаются двухмаршевые лестницы для высот этажей 3,3 и 3,6 м и трехмаршевая для высоты этажа 4,2м с выходами с разных сторон лестничной клетки.

Деформационные швы в зданиях большой протяженности рекомендуется осуществлять установкой парных колонов с сохранением сетки примыкающих пролетов.

Внутренние стены лестничных клеток могут выполняться из сборных диафрагм жесткости или из кирпича — в этом случае они могут быть учтены в расчете как элементы жесткости здания.

При разработке проектов зданий с подвалами, стены подвала должны воспринимать усилия от давления грунта без передачи их на элементы каркаса.

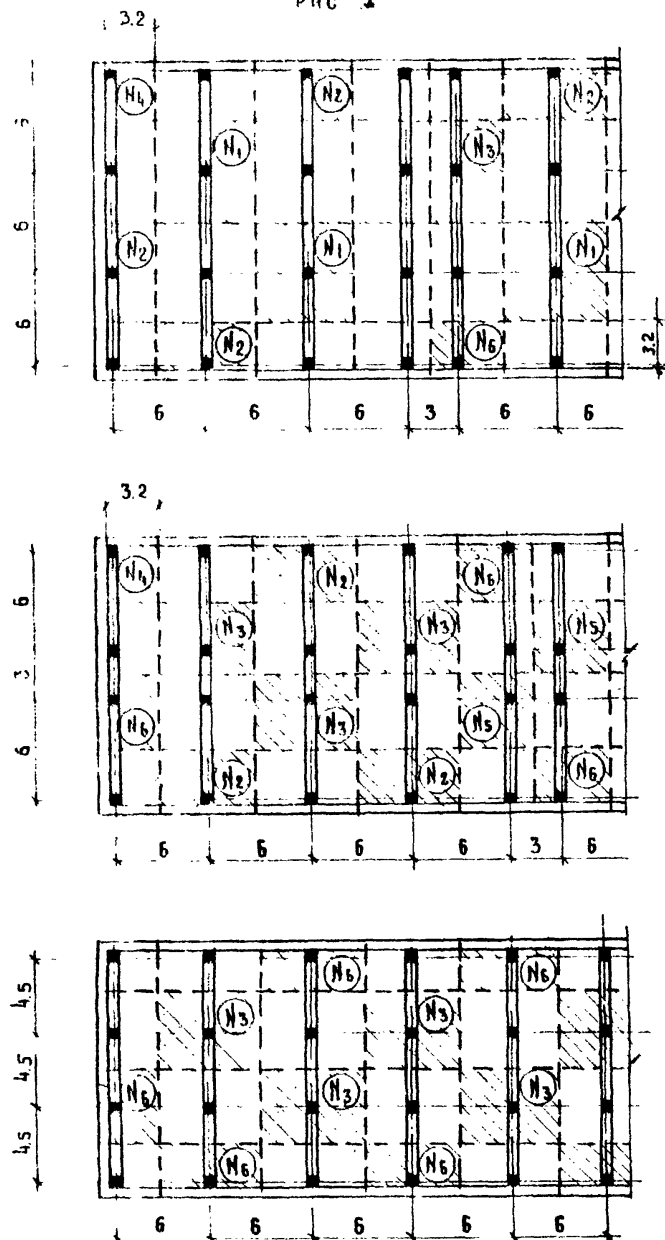
Допускается устройство вертикальных диафрагм из монолитного бетона.

Конструкции каркаса допускают вести опережающий монтаж 3-4<sup>х</sup> этажей без монолитирования стыков колонов и вертикальных стыков диафрагм, при обязательной сварке всех соединений и замоноличивании всех швов и шпонок в дисках перекрытия.

4.2. Многопустотные панели перекрытия подбираются по действующим на них расчетным нагрузкам в соответствии с унифицированными нагрузками по табл. №1 (лист 2) ригели подбираются в зависимости от действующей на них погонной расчетной нагрузки в соответствии с унифицированной по табл. 1 (лист 2).

Т К	Указания по применению изделий	СЕРИЯ ИИ-04-0	
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.	выпуск 6	лист 5

рис 1



4.3. На листе 7 приведены таблицы для подбора колонн связевого каркаса в зависимости от величины расчетной нагрузки на перекрытие. Обозначения  $N_i$  в таблице соответствуют типам колонн по грузовым площадям и расположению в плане, показанным на схемах рис. 1

Диафрагменные колонны принимаются той же несущей способностью, что и рядовые.

В колонне типа  $N_2$  учтен вес нанесных стеновых панелей 5.1 т. типа  $N_4$  - 5.5 т, типа  $N_6$  3.8 т.

Расчет колонн произведен с учетом нормальной связи от вертикальных нагрузок и изгибающих моментов от защемления ригеля, несимметричного приложения нагрузки и случайных эксцентриситетов в стыках от несоосности колонн при монтаже.

В расчетных нагрузках на колонны отпущены от принятых, колонны подлежат расчету с учетом всех перечисленных выше факторов

Если изгибающие моменты действуют в двух плоскостях, расчет колонн сводится к проверке сечений на кривое внецентренное сжатие. Для упрощения расчетов допускается производить расчеты на обычное внецентренное сжатие при воздействии изгибающего момента в одной плоскости; при этом величина изгибающего момента с некоторым запасом условно принимается равной сумме величин моментов, действующих в обеих расчетных плоскостях.

По нормальным силам и изгибающим моментам подбираются сечения сборных элементов по графикам несущей способности колонн на внецентренное сжатие (см. лист 33)

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ	серия
1973	Пояснительная записка	ИИ-04-0
		выпуск лист
		6 6

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	серия ИИ-04-0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	выпуск 6 лист 7

4.4. Подбор фундаментов производится по нормативным усилиям, которые можно определять по усилиям от расчетных нагрузок путем деления их на осредненный коэффициент перегрузки  $\Pi_{ср.} = 1,2$ .

Фундаменты могут быть сборными или монолитными на естественном или свайном основании в виде отдельно стоящих фундаментов, перекрестных лент или сплошной плиты под все здание.

Под отдельно стоящие колонны фундаменты подбираются по центральному сжатию.

Под колонны малоэтажных зданий, запроектированных без диафрагм жесткости в плоскости рам, фундаменты должны подбираться с учетом действующих на них изгибающих моментов.

Под составные элементы диафрагм жесткости должен быть неразрезной фундамент.

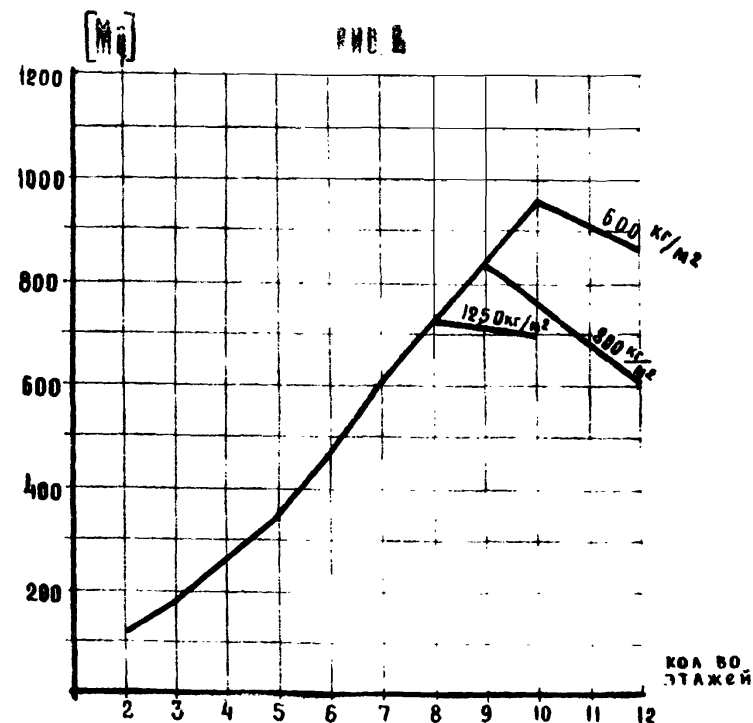
#### 5. Указания по подбору и расчету диафрагм жесткости.

Для зданий до 4-х этажей с подвалом подбор диафрагм производится в соответствии с рекомендациями, приведенными на листах 31-32. Для зданий боковой этажности подбор и расчет диафрагм производится по методике, приведенной в разделах 5.1 ÷ 5.7.

##### 5.1. Предварительное определение количества диафрагм.

Конструкция узлов каркаса не рассчитана на сопротивление значительным горизонтальным воздействиям, поэтому пространственная устойчивость здания в обоих направлениях обеспечивается вертикальными диафрагмами жесткости. Нагрузки на диафрагмы передаются дисками перекрытий. Диафрагмы образуются заполнением каркаса стенками жесткости. Колонны каркаса и стенки жесткости работают совместно в результате сварки закладных деталей.

Количество 6-метровых диафрагм в здании может быть ориентировочно определено с помощью графика, приведенного на рис. 2, который показывает величину допустимого момента в диафрагме  $[M_d]$  в зависимости от этажности здания и расчетных нагрузок на перекрытие. Количество диафрагм определяется делением расчетного ветрового момента, действующего на все здание, на величину  $[M_d]$ .



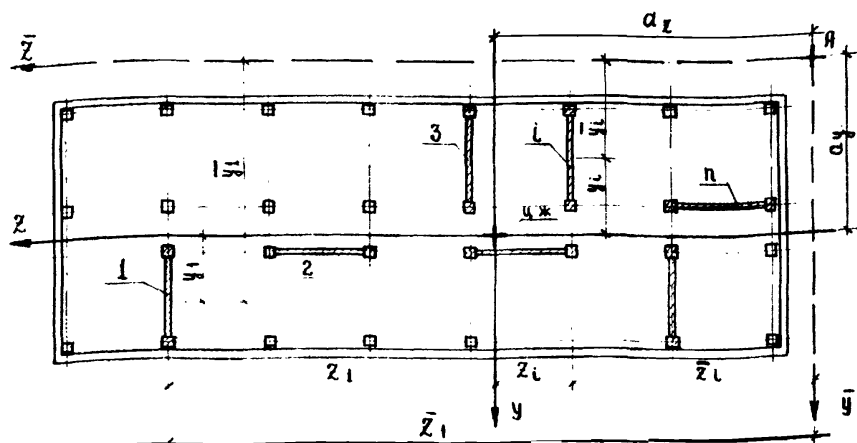
Величина расчетного ветрового момента определяется по табл. 8 (инст 30), в которой приведены значения ветровых моментов для зданий различной высоты при длине блока 60 м. Если длина блока проектируемого здания не равна 60 м, табличные значения расчетных изгибающих моментов следует уменьшать пропорционально фактической длине грузового фронта.

Количество диафрагм, принятое в рабочих чертежах, должно быть проверено расчетом по методике, приведенной в настоящих "Указаниях".

Порядок проверки прочности диафрагм и деформаций здания следующий. Усилия (изгибающие моменты и продольные силы), действующие в каждой диафрагме, определяются в результате сбора нагрузок и расчетами здания как пространственной несущей системы с учетом влияния продольного изгиба (см. соответствующие разделы настоящих указаний). По найденным усилиям выполняются проверки деформаций здания и прочности диафрагм по нормальным сечениям и по вертикальным швам.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	серия
1973	Пояснительная записка	ИИ-04-0
		выпуск лист
		6 8

Рис. 3.



## 5.2 Система координатных осей и определение центра жесткостей.

Все расчеты выполняются в системе прямоугольных координат. При координат в плане располагаются параллельно разбивочным осям здания (см. рис. 3., на котором показан в общем виде план здания с несимметричным расположением жестких конструкций). Начало координат принимается в центре жесткостей вертикальных диафрагм, расстояния до которых  $\bar{y}_i$  и  $\bar{z}_i$  от произвольной точки „А“ плана определяются по формулам

$$a_y = \frac{1}{D_z} \cdot \sum B_{iz} \cdot \bar{y}_i ; \quad a_z = \frac{1}{D_y} \cdot \sum B_{iy} \bar{z}_i \quad (5.1)$$

В формулах (5.1) приняты следующие обозначения:

$B_{iy}$  — жесткости диафрагм, параллельных оси  $y$ ,  
 $B_{iz}$  — жесткости диафрагм, параллельных оси  $z$ ;  
 $\bar{y}_i, \bar{z}_i$  — расстояния до центра диафрагмы в произвольной системе координат с началом в точке „А“ плана;

$i, 12, \dots, n$  — номера и общее число диафрагм жесткости.

Жесткости диафрагм при изгибе  $B_{iz}$  и  $B_{iy}$  определяются по табл. 4 и графику рис. 4 на листе 13.

Суммирование в формуле (5.1) выполняется для всех диафрагм одного направления. При этом  $D_z = \sum B_{iz}$  и  $D_y = \sum B_{iy}$  — суммарные жесткости всех диафрагм одного направления.

Жесткостью диафрагм из плоскости и жесткостями колонн пренебрегаем. Так для здания на рис. 3., например,  $B_{iy} \neq 0$ ;  $B_{iz} = 0$ ;  $B_{2z} \neq 0$ ;  $B_{2y} = 0$  и т.д.

При всех дальнейших расчетах координаты  $y_i$  и  $z_i$  каждой диафрагмы принимаются со знаками в соответствии с направлением координатных осей. На рис. 3., например,  $z_1 > 0$  (положит.),  $y_1 > 0$  (положит.),  $z_3 > 0$  (положит.),  $y_3 < 0$  (отрицат.). При выводе всех формул настоящих указаний положительное направление оси  $z$  принято влево, а оси  $y$  — вниз.

## 5.3 Нагрузки, действующие на здание.

На несущие конструкции здания действуют вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Вертикальными нагрузками для диафрагм являются опорные реакции ригелей, опирающиеся на диафрагменные колонны; нагрузки „ $q$ “ от панелей перекрытия, опирающихся непосредственно на стенку жесткости, и собственный вес (т.е. элемент конструкции, включая все ее элементы) опирающиеся (для диафрагм, примыкающих к фасадным осям). Все эти нагрузки приводятся к равнодействующей продольной силе „ $P_L$ “.

Продольная сила в любой диафрагме определяется по формуле:

$$P_L = G + \sum (Q_r^{лев} + Q_r^{пр} + q \cdot b),$$

где  $Q_r^{лев}, Q_r^{пр}$  — опорные реакции ригелей, примыкающих к диафрагме соответственно с левой и с правой стороны;

$b$  — ширина диафрагмы

При наличии вертикальных нагрузок суммирование производится по всем этажам.

Горизонтальными нагрузками для здания являются ветровые нагрузки, которые определяются по табл. 8 (лист 30)

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0	
1973	Пояснительная записка	выпуск 6	лист 9

#### 5.4 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИЗРИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ДИАФРАМХ ЖЕСТИКОСТИ

Перед сборкой вертикальных нагрузок  $P_i$  на диафрагмы и определения расчетных ветровых моментов здания  $M_y^0$  и  $M_z^0$  в уровне низа диафрагм вычисляются суммарные изгибающие моменты:

$$M_y = (M_y^0 + \sum P_i e_{iy}) \gamma_y; \quad M_z = (M_z^0 + \sum P_i e_{iz}) \gamma_z \quad (5.2)$$

где  $\sum P_i e_{iy}$ ,  $\sum P_i e_{iz}$  — изгибающие моменты в уровне низа диафрагм от эксцентричного действия вертикальной нагрузки;

$\gamma_y$  и  $\gamma_z$  — коэффициенты продольного изгиба, которые вычисляются в соответствии с указаниями п. 5.5.

В формулах (5.2) и в дальнейших расчетах изгибающие ветровые моменты  $M_y^0$  и  $M_z^0$  и моменты от эксцентричного действия вертикальных нагрузок считаются положительными, если направление ветровых нагрузок и эксцентриситетов  $e_{iy}$  и  $e_{iz}$  совпадает с направлением одноименных координатных осей.

Для зданий с симметричным планом при условии совпадения точки приложения равнодействующей горизонтальных нагрузок с центром жесткостей будут иметь место только поступательные перемещения здания. При несовпадении точки приложения равнодействующей горизонтальных нагрузок с центром жесткостей поступательные перемещения будут сопровождаться закручиванием. В этом случае необходимо вычислить суммарный расчетный биомомент в уровне низа диафрагм:

$$M_{yz} = [M_{yz}^0 - M_z^0 y_0 + \sum P_i (e_{iy} x_i - e_{iz} y_i)] \gamma_{yz} \quad (5.3)$$

где  $y_0$ ,  $z_0$  — коэффициенты равнодействующих горизонтальных нагрузок, действующих в направлении осей  $Z$  или  $Y$  соответственно;

$\gamma_{yz}$  — коэффициент продольного изгиба, который вычисляется по указаниям п. 5.5

В формулах (5.3) при действии ветровых моментов в направлении оси  $Y$  принимается  $M_z^0 = 0$ , а при действии ветрового момента в направлении оси  $Z$  принимается  $M_y^0 = 0$ .

В общем случае полные изгибающие моменты  $M_{iy}$  и  $M_{iz}$  в любой диафрагме жесткости равны:

$$M_{iy} = M_{iy}^0 + \Delta M_{iy}; \quad M_{iz} = M_{iz}^0 + \Delta M_{iz} \quad (5.4)$$

где  $M_{iy}^0$  — изгибающий момент в данной диафрагме, появляющийся в результате поступательных перемещений;

$\Delta M_{iz}$  — дополнительный изгибающий момент, появляющийся в результате поворота.

Изгибающие моменты  $M_{iy}^0$  в данной диафрагме, появляющиеся в результате поступательных перемещений здания, вычисляются по формулам:

$$M_{iy}^0 = M_y \frac{B_{iy}}{D_y}; \quad M_{iz}^0 = M_z \frac{B_{iz}}{D_z} \quad (5.5)$$

где  $M_y$ ,  $M_z$  — суммарные расчетные изгибающие моменты в уровне низа диафрагм, вычисленные по формулам (5.2);

$B_{iy}$ ,  $B_{iz}$  — жесткость рассматриваемой диафрагмы;

$D_y = \sum B_{iy}$ ;  $D_z = \sum B_{iz}$  — жесткость всех диафрагм одного направления.

Дополнительные изгибающие моменты  $\Delta M_{iz}$ , появляющиеся в данной диафрагме в результате поворота, вычисляются по формулам:

$$\Delta M_{iy} = M_{yz} \frac{z_i B_{iy}}{D_{yz}}; \quad \Delta M_{iz} = M_{yz} \frac{y_i B_{iz}}{D_{yz}} \quad (5.6)$$

В формулах (5.6) приняты обозначения:

$M_{yz}$  — суммарный расчетный биомомент в уровне низа диафрагм от всех нагрузок, вычисленный по формуле (5.3);

$D_{yz} = (B_{iy} z_i^2 + B_{iz} y_i^2)$  — общая жесткость пространственной несущей системы при повороте здания;

$y_i$ ,  $z_i$  — расстояния от центра тяжести до данной диафрагмы, измеряемые вдоль осей  $Y$  и  $Z$  соответственно.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0	
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	выпущ. 6	лист 10



## 7.5. Учет влияния продольного изгиба.

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

$$\eta_y = 1 + \frac{H^2 \sum P_i}{8 D_y} (1 + 4 R_y) \quad (5.7)$$

$$\eta_x = 1 + \frac{H^2 \sum P_i}{8 D_x} (1 + 4 R_x) \quad (5.8)$$

$$\eta_{yz} = 1 + \frac{H^2 \sum P_i (\eta_i^2 + \xi_i^2)}{8 D_{yz}} (1 + 4 R_{yz}) \quad (5.9)$$

где  $R_y, R_x, R_{yz}$  — характеристики податливости основания здания при поступательных перемещениях в направлениях осей  $Y$  и  $Z$  и при закручивании;

$D_y, D_x, D_{yz}$  — суммарные жесткости надземной части при поступательных перемещениях в направлениях осей  $Y$  и  $Z$  и при закручивании.

$H$  — высота здания.

В формулах (5.7) ÷ (5.9) суммирование производится для всех колонн и диафрагм здания. При этом  $\sum P_i$  — вес здания. Крутильную характеристику вертикальной нагрузки при равномерном распределении нагрузок в плане и по этажам можно вычислять по формуле:

$$\sum P_i (\eta_i^2 + \xi_i^2) = \frac{\sum P_i}{F} (J_y + J_z), \text{ где } F - \text{площадь плана здания,}$$

$J_y$  и  $J_z$  — моменты инерции плана здания относительно осей  $Y$  и  $Z$  соответственно.

Характеристики податливости основания здания разные:

$$R_y = \frac{D_y}{H \sum m_{iy}}; \quad R_x = \frac{D_x}{H \sum m_{ix}}; \quad R_{yz} = \frac{D_{yz}}{H \sum (m_{iy} z_i^2 + m_{iz} y_i^2)} \quad (5.10)$$

В формулах (5.10) обозначено:  $m_{iy}, m_{ix}$  — 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-Б1-62:

$$m_i = \frac{E_{op} \left( \frac{c}{2} \right)^3}{(1 - \mu^2) k} \quad (5.10a)$$

При этом  $c$  — размер фундамента в плоскости основания, остальные обозначения по СНиП II-Б1-62. (п. 5.21) коэф.  $k$  вычисляется по графикам для  $K_1$  или  $K_2$  по рис. 4 СНиП II-Б1-62.

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

## 5.6. Проверка прочности диафрагм.

а) Прочность диафрагм по нормальным сечениям. Диафрагмы являются внецентренно сжатými элементами и проверка их прочности по нормальному сечению может быть выполнена по формулам, аналогичным расчетным зависимостям СНиП II-Б1-62\* для железобетонных внецентренно сжатých стержневых элементов. Прочность диафрагм обеспечена при соблюдении условий:

$$\text{при } P > N_{гр} \quad M \cdot L \cdot K_1 + P \leq N_{ц} \quad (5.11)$$

$$\text{при } P < N_{гр} \quad K_1 \cdot M - P \cdot \beta \leq M_{н} \quad (5.12)$$

где  $M$  и  $P$  — изгибающий момент и продольная сила в диафрагме, определенные расчетом;

$N_{ц}$  — несущая способность диафрагмы при центральном сжатии;

$N_{гр}$  — продольная сила, соответствующая границе между первым и вторым случаями внецентренного сжатия;

$M_{н}$  — изгибающий момент, воспринимаемый диафрагмой при отсутствии продольной силы;

ТК	Указания по применению изделий	серия
1973	Пояснительная записка	II-04-0
		выпуск 6 лист 11

$L$  и  $B$  - характеристики несущей способности диафрагм.

Параметры несущей способности диафрагм  $N_{\Sigma}$ ,  $N_{\Gamma}$ ,  $M_{\Sigma}$ ,  $d$  и  $B$  вычислены с учетом податливости соединений и приведены в табл. 5 (лист 14). Коэффициент  $K_1$  определяется по графику на листе 14 в зависимости от отношения высоты здания  $H$  к ширине диафрагмы  $b$ .

При вычислении параметров графиков несущей способности диафрагм приняты следующие условия, что растяжения в диафрагменных колоннах отсутствуют. Соблюдения этого условия для крайних колонн должно проверяться расчетом. Растяжение в крайних колоннах отсутствует, если при минимальных вертикальных нагрузках отношение изгибающего момента в диафрагме к продольной силе не превышает половины ширины диафрагмы

$$\frac{M}{P} \leq \frac{b}{2} \quad (5.13)$$

где  $b$  - ширина диафрагмы.

б) Прочность диафрагм по вертикальным швам. Вторым критерием несущей способности сборной диафрагмы является прочность ее вертикальных швов.

Прочность диафрагмы по вертикальному шву проверяется из условия:

$$T \leq [T] \quad (5.14)$$

где  $T$  - величина сдвигающей силы по вертикальному шву в пределах одного этажа;

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

Сдвигающая сила  $T$  определяется по формуле:

$$T = M_{\Sigma T} \frac{\bar{S}}{J} \pm (N_{\Sigma T} \frac{\bar{F}}{F} - \bar{N}_{\Sigma T}) \quad (5.15)$$

где  $M_{\Sigma T}$  - приращение изгибающего момента в пределах высоты этажа;

$N_{\Sigma T}$  - полная вертикальная нагрузка, передаваемая на диафрагму с одного этажа;

$\bar{N}_{\Sigma T}$  - часть вертикальной нагрузки одного этажа, приложенная к отсеченной части диафрагмы.

$J, F$  - момент инерции и площадь поперечного сечения диафрагмы;

$\bar{S}, \bar{F}$  - статический момент и площадь отсеченной части.

Сдвигающая сила в вертикальном шве считается положительной, если стремится повернуть отсеченную часть против часовой стрелки.

Изгибающий момент считается положительным, если растягивает левое волокно.

В формуле (5.15) знак "плюс" принимается при определении сдвигающего усилия, действующего на часть диафрагмы, расположенную правее вертикального шва.

Как правило, наибольшая сдвигающая сила действует по вертикальным швам, расположенным вблизи нейтральной оси диафрагмы. Статические моменты части диафрагмы отсеченной вертикальным швом, ближайшим к центру тяжести сечения и крайним, вычислены и для удобства расчетов приведены в табл. 4 (лист 13).

Наибольшие приращения изгибающих моментов и продольных сил в диафрагмах можно вычислить по формулам:

$$M_{\Sigma T} = M \frac{2n-3}{n^2}; \quad N_{\Sigma T} = \frac{P}{n} \quad (5.16)$$

где  $M, P$  - наибольшие изгибающий момент и продольная сила в рассматриваемой диафрагме (в уровне обреза фундамента);

$n$  - число этажей.

ТК	Указания по применению изделий	серия ИИ-04-0	
1973	Пояснительная записка	выпуск 6	лист 12

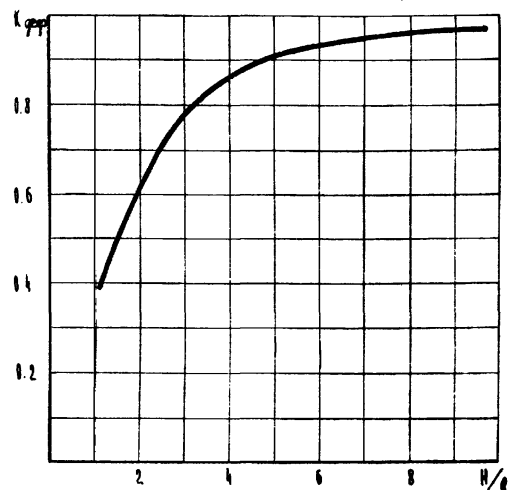
# ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ И ЖЕСТКОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ДИАФРАГМ

ТАБЛИЦА 4

Тип диафр.	Сечение	Высота сечения диафр. $H$ (м)	Площадь попер. сечения $F$ (м <sup>2</sup> )	Угол $\gamma$ (м)	Момент инерции $J$ (м <sup>4</sup> )	Площадь жесткости $A$ (т)	Жесткость $B$ (м <sup>6</sup> )	Коэффициент $K_{гф}$	Среднее $\mu$
1		6	1.1	3.0	4.93	$2.78 \cdot 10^6$	$13.2 \cdot 10^6$	0.0974	0.210
2		6	0.92	3.3	4.44	$2.31 \cdot 10^6$	$11.9 \cdot 10^6$	0.119	0.195
3		6	0.92	2.7	4.44	$2.31 \cdot 10^6$	$11.9 \cdot 10^6$	0.0972	0.195
4		12	1.94	6.0	29.7	$4.88 \cdot 10^6$	$79.5 \cdot 10^6$	0.0323	0.110
5		12	1.76	6.45	25.65	$4.54 \cdot 10^6$	$68.7 \cdot 10^6$	0.0402	0.110
6		12	1.76	5.55	25.65	$4.54 \cdot 10^6$	$68.7 \cdot 10^6$	0.0346	0.110
7		12	1.76	6.2	28.29	$4.54 \cdot 10^6$	$75.7 \cdot 10^6$	0.0351	0.110
8		12	1.76	5.8	28.29	$4.54 \cdot 10^6$	$75.7 \cdot 10^6$	0.0328	0.110
9		12	1.58	6.0	22.24	$3.98 \cdot 10^6$	$59.5 \cdot 10^6$	0.0432	0.110
10		12	1.58	6.0	28.9	$3.98 \cdot 10^6$	$77.4 \cdot 10^6$	0.0332	0.105
11		12	1.58	6.35	25.29	$3.98 \cdot 10^6$	$67.7 \cdot 10^6$	0.0402	0.110
12		12	1.58	5.65	25.29	$3.98 \cdot 10^6$	$67.7 \cdot 10^6$	0.0357	0.110
13		9	1.53	4.5	13.9	$3.85 \cdot 10^6$	$37.2 \cdot 10^6$	0.0518	0.134
14		9	1.34	4.9	12.04	$3.37 \cdot 10^6$	$32.2 \cdot 10^6$	0.0651	0.138
15		9	1.34	4.1	12.04	$3.37 \cdot 10^6$	$32.2 \cdot 10^6$	0.0545	0.136
16		9	1.34	4.5	13.88	$3.37 \cdot 10^6$	$37.2 \cdot 10^6$	0.0519	0.135
17		9	1.16	4.5	10.59	$2.92 \cdot 10^6$	$28.4 \cdot 10^6$	0.068	0.128
18		9	1.16	4.0	11.45	$2.92 \cdot 10^6$	$32 \cdot 10^6$	0.0536	0.132
19		10.5	1.73	5.25	20.78	$4.35 \cdot 10^6$	$55.6 \cdot 10^6$	0.0404	0.116
20		10.5	1.55	5.7	17.87	$3.9 \cdot 10^6$	$47.8 \cdot 10^6$	0.0510	0.126
21		10.5	1.55	5.3	20.63	$3.9 \cdot 10^6$	$55.2 \cdot 10^6$	0.0411	0.124
22		4.5	0.89	2.25	2.43	$2.24 \cdot 10^6$	$6.5 \cdot 10^6$	0.148	0.270

Рис. 4  
ГРАФИК ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА  $K_{гф}$

17



## ПРИМЕЧАНИЯ

1. Тип диафрагмы при определении геометрических и жесткостных характеристик, а также параметров ее несущей способности (см. табл. 4.5) зависит от высоты сечения  $H$ , количества и расположения проемов.
2. Расстояние до центра тяжести сечения  $Y_{ц.т.}$  дано от оси левого колонны.
3. В таблице 4 приведены величинны отношения статического момента части поперечного сечения диафрагмы, отсеченной вертикальным швом к моменту инерции ( $J$ ). При этом для крайнего шва  $S$  - статический момент части для колонны относительно центра тяжести диафрагмы, а для среза  $S$  - статический момент части поперечного сечения диафрагмы, отсеченной вертикальным швом.
4. Расчетная жесткость диафрагмы  $B$  определяется умножением табличной величины  $B$  на коэффициент  $K_{гф}$ , который зависит от отношения  $H/b$  ( $H$  - высота здания,  $b$  - высота сечения диафрагмы) и определяется по приведенному на данном листе графику (рис. 4).

ТК	Указания по применению изделия	серия
1973	Пояснительная записка	ВН-04-1
		выпуск 6 лист 13

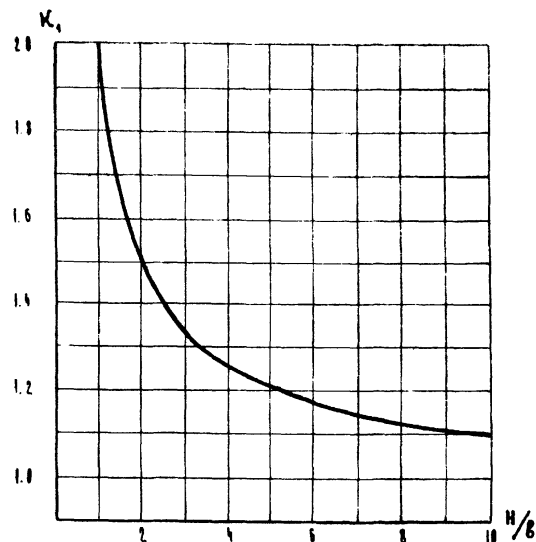
ПАРАМЕТРЫ НЕЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДИАФРАГМ

ТАБЛИЦА 5

ТИП ДИАФР.	ТИП КОЛОНЫ	$N_k$	$N_{гр}$	$M_k$	$\alpha$	$\beta$
1	1	1100	570	75	0.30	2.95
	2	1150	580	75	0.37	2.95
	3	1210	590	80	0.34	2.95
	4	1270	600	85	0.36	2.95
	5	1370	610	200	0.38	2.95
	6	1450	620	230	0.40	2.95
2,3	1	850	400	75	0.34	2.95
	2	870	410	75	0.36	2.95
	3	920	420	80	0.38	2.95
	4	975	430	85	0.40	2.95
	5	1070	440	200	0.42	2.95
	6	1140	450	230	0.44	2.95
4	1	1690	1060	220	0.17	3.30
	2	1790	1100	220	0.18	3.30
	3	1900	1140	240	0.19	3.30
	4	2020	1180	285	0.20	3.30
	5	2190	1220	600	0.21	3.30
	6	2320	1260	690	0.22	3.30
5-8	1	1500	890	220	0.19	3.30
	2	1590	910	220	0.20	3.30
	3	1700	975	240	0.21	3.30
	4	1840	1020	285	0.22	3.30
	5	1990	1060	600	0.23	3.30
	6	2160	1100	690	0.24	3.30
9-12	1	1540	890	220	0.19	3.30
	2	1650	910	220	0.20	3.30
	3	1740	975	240	0.21	3.30
	4	1870	1020	285	0.22	3.30
	5	1980	1060	600	0.23	3.30
	6	1990	1100	690	0.24	3.30

ТИП КОЛОНЫ с 1 по 6 в ТАБЛ. 5 соответствует следующей несущая способность при центральном сжатии в тоннах:

ТИП КОЛОНЫ	1	2	3	4	5	6
Несущая способность	240	290	340	400	520	580

рис. 5  
График для определения коэффициента  $K_k$ 

$H$  - высота здания

$B$  - высота поперечного сечения диафрагмы.

## ПРИМЕЧАНИЕ.

В ТАБЛ. 5 ТИПЫ ДИАФРАГМ ПРИНИМАЮТСЯ ТАКИМИ ЖЕ, КАК В ТАБЛ. 4 АИСТ 15.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	СЕРИЯ ИИ-14-9
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 6 Лист 44

### 5.7 ПРОВЕРКА ЖЕСТКОСТИ ЗДАНИЯ

Перемещения любой точки вершин здания в направлении координатных осей складывается из поступательных перемещений в направлении соответствующих осей и дополнительных перемещений за счет закручивания вокруг центра жесткостей. Поэтому полный относительный прогиб вершин здания  $V_y$  или  $V_z$  (деформация вершины здания, отнесенные к высоте здания) определяется по формулам:

$$V_y = V_{oy} + V_{yz} \cdot Z; \quad V_z = V_{oz} - V_{yz} \cdot Y \quad (5.17)$$

Здесь  $y, z$  — координаты наиболее удаленных в плане от центра жесткостей точек вершин здания.

Относительные величины  $V_{oy} = \frac{f_{oy}}{H}$ ;  $V_{oz} = \frac{f_{oz}}{H}$  — поступательных перемещений и угла закручивания вершин здания в расчете податливости основания определяются по формулам:

$$V_{oy} = M_y^n \frac{H}{4D_y} + M_{\phi y}^n \frac{R_y H}{D_y} \quad (5.18)$$

$$V_{oz} = M_z^n \frac{H}{4D_z} + M_{\phi z}^n \frac{R_z H}{D_z} \quad (5.19)$$

$$V_{yz} = M_{yz}^n \frac{H}{4D_{yz}} + M_{\phi yz}^n \frac{R_{yz} H}{D_{yz}} \quad (5.20)$$

Где:  $M_y^n, M_z^n, M_{yz}^n$  — нормативные значения суммарных изгибающих моментов и бимоментов в уровне обреза фундамента;

$M_{\phi y}^n, M_{\phi z}^n, M_{\phi yz}^n$  — то же в уровне подошвы фундамента

Нормативные значения суммарных моментов и бимомента принимаем равным  $M^n = \frac{M}{1.2}$ , где  $M$  — расчетные значения тех же величин, вычисленные по формулам (5.2) и (5.3) с учетом влияния продольного изгиба.

В формулах (5.18) ÷ (5.20) первое слагаемое учитывает деформацию здания за счет изгиба несущих конструкций, второе — за счет податливости основания.

Относительный прогиб здания за счет изгиба несущих конструкций ограничивается величиной  $1/1000$

Относительный прогиб здания за счет податливости основания также не должен превышать  $1/1000$ .

### ПРИМЕР РАСЧЕТА 1:1

Провести проверку прочности и жесткости несущей системы 9-этажного здания без подвала размером в плане 54-18 м, строящегося в I ветровом районе. Высота этажа 4,2 м.

Унифицированная расчетная нагрузка на перекрытие равна 800 кг/м<sup>2</sup>. Нагрузка от стенового ограждения принимается равной 1,45 т на этаж.

Принято здание с поперечным каркасом и глухими диафрагмами.

Основание здания составляют пески средней крупности, имеющие следующие упругие характеристики:  $E_{cp} = 4500 \text{ т/м}^2$ ,  $\mu = 0,3$ .

### А. РАСЧЕТ В ПОПЕРЕЧНОМ НАПРАВЛЕНИИ

#### О П Р Е Д Е Л Е Н И Е В Е Т Р О В Ы Х Н А Г Р У З О К

Горизонтальные нагрузки определены по табл. 8 (лист 30) не применены в табл. А с учетом фактического ветрового фронта здания  $l = 54 \text{ м}$ .

Т К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	ВЕРС ИИ - 04 - 0	
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 6	ЛИСТ 45

рис. 6

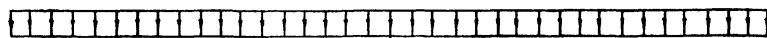
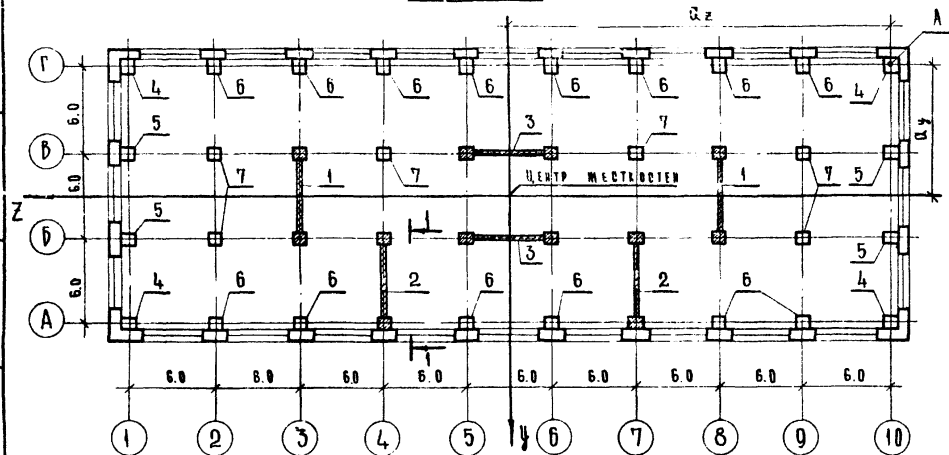


рис. 7

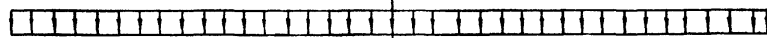
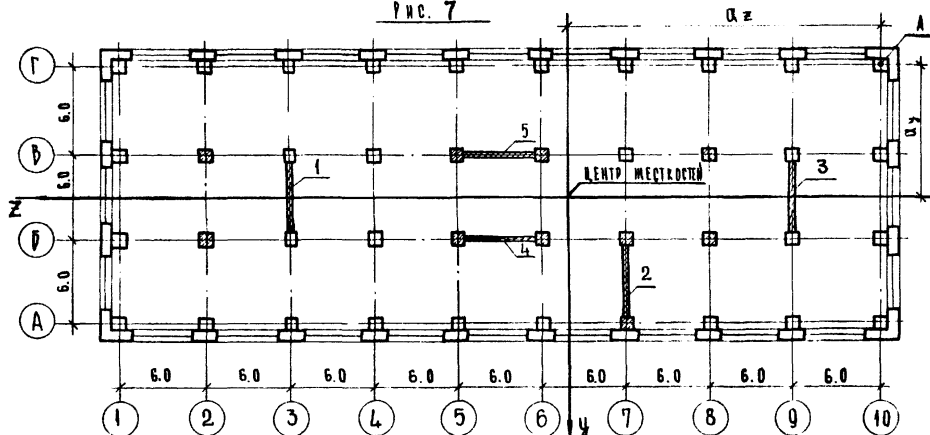


рис. 8

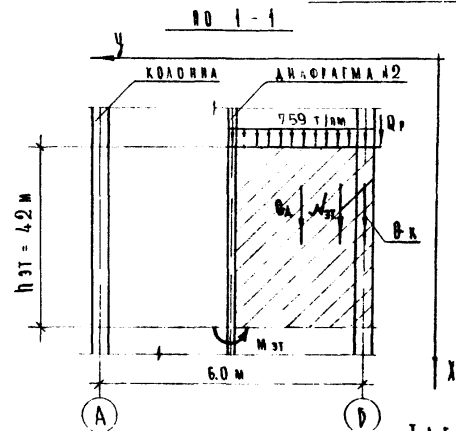


ТАБЛИЦА А

	ЗАДАНИЕ ДЛИНЫ 60 м	ЗАДАНИЕ ДЛИНЫ 54 м
РАСЧЕТНЫЕ ВЕТРОВЫЕ МОМЕНТЫ В УРОВНЕ ПИКА ДИАФРАГМ	2900 тм	$2900 \times \frac{54}{60} = 2610 \text{ тм}$
РАСЧЕТНЫЕ ВЕТРОВЫЕ МОМЕНТЫ В УРОВНЕ ПОДШИВКИ ФУНДАМЕНТА	3160 тм	$3160 \times \frac{54}{60} = 2840 \text{ тм}$

#### ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЛИЧЕСТВА ДИАФРАГМ.

По графику на рис. 2 для 9-этажного здания с унифицированной расчетной нагрузкой  $800 \text{ кг/м}^2$  определяем двусторонний момент в диафрагме  $M_d = 850 \text{ тм}$ . При расчетной ветровой нагрузке на здание  $M^B = 2610 \text{ тм}$  число диафрагм в здании равно:

$$n = \frac{2610}{850} = 3,1. \text{ Для дальнейших расчетов принимаем 4 диафрагмы.}$$

Расположение диафрагм в плане показано на рис. 6. На этом же рисунке заномерованы все вертикальные элементы - колонны и диафрагмы.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 6 АНСТ 46

## СБОР ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

При сборе вертикальных нагрузок с одного этажа учитываются (кроме собственного веса конструкции) следующие нагрузки: для диафрагм №2 - опорная реакция одного угла в пролете Б-В, равномерно распределенная нагрузка, передаваемая пантами перекрытий на стенку диафрагмы и вес стенового ограждения; для диафрагм №1 - опорные реакции двух углов в пролетах А-Б и В-Г и равномерно распределенная нагрузка, передаваемая пантами на стенку диафрагмы, для диафрагм №3 - опорные реакции четырех углов в пролетах А-Б, Б-В и В-Г.

Результаты сбора вертикальных нагрузок приведены в таблице В.

Диафрагма №2 загружена вертикальными нагрузками эксцентриситетом: эксцентриситет продольных сил равен:  $e_{2y} = -0,721\text{ м}$  (для максимальных нагрузок),  $e_{2y} = -0,52\text{ м}$  (для минимальных нагрузок).

ТАБЛИЦА В

№ вертикальных элементов по рис 6	Количество одинаковых вертикальных элементов	Расчетные вертикальные нагрузки Р (т)			
		Максимальные		Минимальные	
		на 1 элемент	на все	на 1 элемент	на все
1	2	885.6	1771.2	360	720
2	2	725.9	1431.8	315	630
3	2	885.6	1771.2	360	720
4	4	187.5	750	90	360
5	4	239.1	958.4	135	540
6	4	239.1	958.4	135	540
7	6	413.7	2480	180	1080
Всего,			12512	Всего	5940

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТЕЙ ДИАФРАГМ.

По условию приняты диафрагмы типа 4 по табл. 4, лист 13. Жесткость одной такой диафрагмы равна:

$$B = K_{\text{дф}} \cdot B^0 = 0,9 \times 13,2 \times 10^6 = 11,8 \times 10^6 \text{ тм}^2$$

где  $K_{\text{дф}} = 0,9$  определено по графику на рис. 4 (лист 13)

$$\text{при } H/B = \frac{37,8}{6} = 6,3, \text{ а } B^0 = 13,2 \times 10^6 \text{ тм}^2$$

принимается по таблице 4.

Суммарная жесткость всех диафрагм поперечного и продольного направления:

$$D_y = \sum B_{iy} = 4 \times 11,8 \times 10^6 = 47,2 \times 10^6 \text{ тм}^2$$

$$D_z = \sum B_{iz} = 2 \times 11,8 \times 10^6 = 23,6 \times 10^6 \text{ тм}^2$$

Расстояние до центра жесткостей от точки А дана:

$$a_z = \frac{\sum B_{iy} \cdot \bar{z}_i}{D_y} = \frac{11,8 \times 10^6 \times (12 + 18 + 36 + 42)}{47,2 \times 10^6} = 27 \text{ м}$$

$$a_y = \frac{\sum B_{iz} \cdot \bar{y}_i}{D_z} = \frac{11,8 \times 10^6 \times (8 + 12)}{23,6 \times 10^6} = 9 \text{ м}$$

В данном случае тот же результат можно было получить без вычислений из соображений симметрии.

Все координаты с началом в центре жесткостей нанесены на рис. 6. Положительное направление оси Y принято вниз, ось Z - влево.

Т К	Указания по применению изданий	серия ИИ-04-0	
1973	Пояснительная записка	выпуск 6	лист 17

### ВЫЧИСЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА

Для диафрагм принимаем фундаменты размером 3х12м. Коэффициент жесткости основания под фундаментом каждой диафрагмы:

$$m_1 = m_2 = \frac{E_{\text{ос}} \cdot \left(\frac{C}{2}\right)^3}{(1 - \mu_{\text{ос}}^2) \cdot K} = \frac{4500 \cdot \left(\frac{12}{2}\right)^3}{(1 - 0,3^2) \cdot 1,25} = 8,5 \cdot 10^5 \text{ тм}$$

где:  $K = 1,25$  по рис. 4 вып. II-Б. 1-62 при  $\Pi = \frac{12}{3} = 4$

Характеристика податливости основания здания в поперечном направлении:

$$R_y = \frac{D_y}{H \cdot \sum m_{iy}} = \frac{47,2 \cdot 10^6}{37,8 \cdot 4 \cdot 8,5 \cdot 10^5} = 0,367$$

Коэффициент продольного изгиба при максимальных продольных нагрузках ( $\sum P_i = 12515 \text{ т}$  по табл. А):

$$\gamma_{y \text{ max}} = 1 + \frac{H^2 \sum P_i}{8 D_y} (1 + 4 R_y) = 1 + \frac{12515 \cdot 37,8^2}{8 \cdot 47,2 \cdot 10^6} \times (1 + 4 \cdot 0,367) = 1,12$$

Коэффициент продольного изгиба при минимальных продольных нагрузках ( $\sum P_i = 5940 \text{ т}$  по табл. А):

$$\gamma_{y \text{ min}} = 1 + \frac{37,8^2 \cdot 5940}{8 \cdot 47,2 \cdot 10^6} (1 + 4 \cdot 0,367) = 1,06$$

### ВЫЧИСЛЕНИЕ СУММАРНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ЗАДАНИЕ

Вычисляем суммарный изгибающий момент в направлении осн. у от внецентричного нагружения диафрагм №2 вертикальными нагрузками.

При максимальных вертикальных нагрузках и эксцентриситете продольной оси в каждой диафрагме  $e_{xy} = -0,721 \text{ м}$  находим:

$$\sum P_i e_{iy} = 2 \cdot 725,9 \cdot (-0,721) = -1048 \text{ тм}$$

При минимальных вертикальных нагрузках и эксцентриситете продольной оси в диафрагме  $e_{xy} = -0,52 \text{ м}$  находим:

$$\sum P_i e_{iy} = 2 \cdot 315 \cdot (-0,52) = -327 \text{ тм}$$

Возникшие суммарные изгибающие моменты на здание от совместного действия горизонтальных и вертикальных нагрузок равны:

а/ при положительном направлении ветра:

для максимальных вертикальных нагрузок  $M_y = 1,12 (2610 - 1048) = +1750 \text{ тм}$

для минимальных вертикальных нагрузок  $M_y = 1,06 (2610 - 327) = +2420 \text{ тм}$

б/ при отрицательном направлении ветра:

для максимальных вертикальных нагрузок  $M_y = 1,12 \cdot (-2610 - 1048) = -4100 \text{ тм}$

для минимальных вертикальных нагрузок  $M_y = 1,06 \cdot (-2610 - 327) = -3120 \text{ тм}$

### ПРЕДЕЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ДИАФРАГМАХ

Вследствие симметрии здания и нагрузок, крутильные деформации в здании отсутствуют и изгибающие моменты в диафрагмах (одинаковые для всех диафрагм) вычисляем по формуле:

$$M_y = M_{2y} = M_y \frac{B_{iy}}{D_y} = \frac{M_y}{4}$$

В результате вычислений получаем следующие величины изгибающих моментов в диафрагмах:

ц/ при положительном направлении ветра:

для максимальных вертикальных нагрузок  $M_{iy} = 437 \text{ тм}$

для минимальных вертикальных нагрузок  $M_{iy} = 605 \text{ тм}$

д/ при отрицательном направлении ветра:

для максимальных вертикальных нагрузок  $M_{iy} = -1025 \text{ тм}$

для минимальных вертикальных нагрузок  $M_{iy} = -780 \text{ тм}$

ГК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	Восстановительная записка	выпуск 6 лист 18



### Проверка прочности диафрагм по нормальному сечению.

Принимаем колонны типа 5, тогда для диафрагм типа 1 по табл. 5 (лист 14) находим характеристики прочности:

$$N_u = 1370 \text{ т}, N_{cp} = 610 \text{ т}, M_u = 200 \text{ тм}, \alpha = 0,38 \quad \beta = 2,95$$

По графику на рис. 5 (лист 14) при

$$\frac{N}{b} = \frac{37,8}{6} = 6,3 \text{ находим } K_1 = 1,16.$$

Проверяем прочность диафрагмы № 1. При наибольших вертикальных нагрузках  $R_{max} = 886 \text{ т} > N_{cp} = 610 \text{ т}$ , поэтому прочность проверяем из условия:  $K_1 \cdot M \cdot \alpha + P \leq N_u$

$$1,16 \times 1025 \times 0,38 + 886 = 1326 \text{ т} < N_u = 1370 \text{ т}.$$

Условие соблюдается, следовательно прочность диафрагмы обеспечена.

При наименьших вертикальных нагрузках  $R_{min} = 360 \text{ т} < N_{cp} = 610 \text{ т}$ , поэтому прочность проверяется из условия:

$$K_1 M - \beta P \leq M_u$$

$$1,16 \times 780 - 2,95 \times 360 = -165 \text{ тм} < M_u = 200 \text{ тм}.$$

Условие соблюдается, следовательно прочность обеспечена.

Расчет прочности по нормальным сечениям необходимо выполнять для всех диафрагм при различных комбинациях продольных сил и изгибающих моментов.

### Проверка прочности вертикальных швов диафрагм.

Проверяем прочность диафрагмы № 2.

в/ При отрицательном направлении ветра и наибольшей вертикальной нагрузке  $M_2 = 1025 \text{ тм}$ ,  $P_2 = 726 \text{ т}$ . Схема диафрагмы показана на рис. 8 (лист 16). При действии отрицательного ветрового момента в диафрагме растянуто левое волокно, расположенное по оси А, поэтому изгибающий момент принимается положительным.

$$M_{ЭТ} = M \frac{2n-3}{n^2} = 1025 \frac{2 \times 9 - 3}{9^2} = 190 \text{ тм}$$

$$N_{ЭТ} = \frac{P}{n} = \frac{726}{9} = 80,7 \text{ т}$$

По табл. 4 (лист 13) для среднего шва  $\frac{\bar{S}}{J} = 0,21$ ,  $\frac{\bar{F}}{F} = 0,5$ , для части, расположенной правее шва  $N_{ЭТ} = 54,1 \text{ т}$ .

Сдвигающая сила в шве равна:

$$T = M_{ЭТ} \frac{\bar{S}}{J} + (N_{ЭТ} \frac{\bar{F}}{F} - \bar{N}_{ЭТ}) =$$

$$= 190 \times 0,21 + (80,7 \times 0,5 - 54,1) = 26,3 \text{ т}$$

Прочность шва обеспечена, т.к.  $T = 26,3 \text{ т} < [T] = 60 \text{ т}$ .

б/ При ветре положительного направления в диафрагме № 2 растянутая грань расположена по оси Б, т.е. растянуто правое волокно. Изгибающий момент принимаем отрицательным  $M_2 = -437 \text{ тм}$ , продольная сила  $P_2 = 726 \text{ тм}$ .

$$M_{ЭТ} = -437 \frac{2 \times 9 - 3}{9^2} = -83,6 \text{ тм}, \quad N_{ЭТ} = 80,7 \text{ т}$$

Сдвигающая сила в среднем шве равна:

$$T = -83,6 \times 0,21 + (80,7 \times 0,5 - 54,1) = -31,3 \text{ т}$$

Прочность шва обеспечена, т.к.  $T = 31,3 \text{ т} < [T] = 60 \text{ т}$ .

Проверку прочности по вертикальным швам необходимо выполнять для средних и крайних швов всех диафрагм при различных сочетаниях продольных сил и изгибающих моментов в диафрагмах.

ТК	Указания по применению изделий	серия ИИ-04-0	
1973	Пояснительная записка	выпуск 6	лист 49

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ - 04 - 0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 6
		АВГУСТ 20

# ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЦЕНТРА ЖЕСТИКОСТЕЙ

ЖЕСТИКОСТИ ВСЕХ ДИАФРАГМ, КАК ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ОСИ  $Y$ , ТАК И ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ОСИ  $Z$ , РАВНЫ ПО УСЛОВИЮ ЗАДАЧИ ЖЕСТИКОСТЬ ОДНОЙ ДИАФРАГМЫ  $B_i = K_{диф} B_i^0 = 0,9 \times 13,2 \times 10^6 = 11,8 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$ , ГДЕ  $B^0 = 13,2 \times 10^6$  НАЙДЕНО ПО ТАБЛ. 4. ДЛЯ 6-МЕТРОВОЙ ГАЗОВОЙ ДИАФРАГМЫ, А  $K_{диф} = 0,9$  ОПРЕДЕЛЕНО ПО ГРАФИКУ НА РИС. 4 (ЛИСТ 13) ПРИ  $\frac{H}{\delta} = \frac{37,8}{6} = 6,3$ .

СУММАРНЫЕ ЖЕСТИКОСТИ ВСЕХ ДИАФРАГМ, ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ОСИ  $Y$  И  $Z$ , РАВНЫ  $D_y = \sum B_{iy} = 3 \times 11,8 \times 10^6 = 35,4 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$ ;  $D_z = \sum B_{iz} = 2 \times 11,8 \times 10^6 = 23,6 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$ .

РАССТОЯНИЕ ДО ЦЕНТРА ЖЕСТИКОСТЕЙ ОТ ПРОИЗВОЛЬНОЙ ТОЧКИ А ПЛАНА:

$$a_z = \frac{\sum B_{iy} \bar{Z}_i}{D_y} = \frac{1}{D_y} (B_{1y} \bar{Z}_1 + B_{2y} \bar{Z}_2 + B_{3y} \bar{Z}_3) =$$

$$= \frac{11,8 \times 10^6}{35,4 \times 10^6} \times (42 + 18 + 6) = 22 \text{ М.}$$

$$a_y = \frac{\sum B_{iz} \bar{Y}_i}{D_z} = \frac{11,8 \times 10^6}{23,6 \times 10^6} \times (6 + 12) = 9 \text{ М.}$$

ВСЕ КООРДИНАТЫ С НАЧАЛОМ В ЦЕНТРЕ ЖЕСТИКОСТЕЙ НАНЕСЕНЫ НА РИС. 7 (ЛИСТ 16). ОПРЕДЕЛЯЕМ СУММАРНУЮ ЖЕСТИКОСТЬ ЗДАНИЯ ПРИ ПОВОРОТЕ ОТНОСИТЕЛЬНО ЦЕНТРА ЖЕСТИКОСТЕЙ:

$$D_{yz} = \sum (B_{iy} \cdot Z_i^2 + B_{iz} \cdot Y_i^2) = B_{1y} \cdot Z_1^2 + B_{2y} \cdot Z_2^2 + B_{3y} \cdot Z_3^2 +$$

$$+ B_{4z} \cdot Y_4^2 + B_{5z} \cdot Y_5^2 =$$

$$= 11,8 \times 10^6 \times (20^2 + 4^2 + 16^2 + 9^2 + 3^2) = 815 \times 10^8 \text{ ТМ}^4$$

## ВЫЧИСЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА

ПРИ ВЫЧИСЛЕНИИ КОЭФФИЦИЕНТОВ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА ПРИНИМАЕМ  $R_y = R_{yz} = 0$  (ДЛЯ ЗДАНИЯ С АБСОЛЮТНО ЖЕСТКИМ ОСНОВАНИЕМ).

ВЕС ЗАДАНИЯ  $\sum P_i = 12500 \text{ Т}$  (СМ. ПРИМЕР № 1 ТАБЛ. 8).

$$\text{ТОГДА } \eta_y = 1 + \frac{H^2 \cdot \sum P_i}{8 D_y} = 1 + \frac{37,8^2 \times 12500}{8 \times 35,4 \times 10^6} = 1,06$$

КРУТИЛЬНУЮ ХАРАКТЕРИСТИКУ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ ВЫЧИСЛЯЕМ ПО ПРИБЛИЖЕННОЙ ФОРМУЛЕ

$$\sum P_i (Y_i^2 + Z_i^2) = \frac{\sum P_i}{F} (J_y + J_z) = \frac{12500}{972} (26,1 \times 10^4 + 2,62 \times 10^4)$$

$$= 3,70 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$$

ГДЕ ПЛОЩАДЬ ПЛАНА ЗАДАНИЯ  $F = 54 \times 18 = 972 \text{ М}^2$ ;

МОМЕНТЫ ИНЕРЦИИ ПЛАНА ЗАДАНИЯ  $J_y = \frac{18}{3} (32^3 + 22^3) =$

$$= 26,1 \times 10^4 \text{ М}^4; \quad J_z = \frac{54}{3} (9^3 + 9^3) = 2,62 \times 10^4 \text{ М}^4$$

КОЭФФИЦИЕНТ  $\eta_{yz}$  РАВЕН:

$$\eta_{yz} = 1 + \frac{H^2 \sum P_i (Y_i^2 + Z_i^2)}{8 D_{yz}} = 1 + \frac{37,8^2 \times 3,70 \times 10^6}{8 \times 81,5 \times 10^8} = 1,09$$

## ВЫЧИСЛЕНИЕ СУММАРНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И МОМЕНТА, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ЗАДАНИЕ

В РАСЧЕТАХ УЧИТЫВАЕМ, ЧТО ВЕРТИКАЛЬНАЯ НАГРУЗКА К ДИАФРАГМЕ № 2 ПРИБЛИЖЕНА С ЭКСЦЕНТРИЦИТЕТОМ (СМ. ПРИМЕР № 1), А ОСТАВШЕЕСЯ ДИАФРАГМЫ ЯВЛЯЮТСЯ ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННЫМИ. ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В ЗАДАНИИ ОТ ВНЕЦЕНТРИЧНОГО ЗАГРУЖЕНИЯ ДИАФРАГМЫ № 2:

$$\sum P_i e_{iy} = 726 \times (-0,721) = -524 \text{ ТМ.}$$

СУММАРНЫЙ ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ  $Y$  ВЫЧИСЛЯЕМ ПО ФОРМУЛЕ  $M_y = (M_y^0 + \sum P_i e_{iy}) \eta_y$

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИИ
1973	ВОЗНЕСИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ИИ - 04 -
		ВЫПУСК 6
		ДЛ 9

ТЖ	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	Серия Ш-04-0	
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.	Выпуск 6	Лист 22

ДЛЯ ДИАФРАГМ, ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ОСИ Z, ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕТРА В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ Y ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$M_{LZ} = -\Delta M_{LZ} = -M_{YZ} \frac{\psi_L B_{LZ}}{D_{YZ}}$$

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$M_{LZ} = -16500 \frac{(+3,0) \times 11,8 \times 10^6}{81,5 \times 10^8} = -72 \text{ тм}$$

$$M_{SZ} = -16500 \frac{(-3,0) \times 11,8 \times 10^6}{81,5 \times 10^8} = +72 \text{ тм}$$

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$M_{LZ} = (-11900) \frac{(+3,0) \times 11,8 \times 10^6}{81,5 \times 10^8} = +52 \text{ тм.}$$

$$M_{SZ} = -M_{LZ} = -52 \text{ тм.}$$

### ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ДИАФРАГМ.

ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ДИАФРАГМ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ И ВЕРТИКАЛЬНЫМ ШВАМ ПРИ ИЗВЕСТНЫХ ПРОДОЛЬНЫХ СИЛАХ В ДИАФРАГМАХ И ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТАХ ВЫПОЛНЯЕТСЯ ТАК ЖЕ, КАК В ПРИМЕРЕ 1, ДЛЯ ВСЕХ ДИАФРАГМ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ СОЧЕТАНИЯХ ПРОДОЛЬНЫХ СИЛ И ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ.

### ПРОВЕРКА ЖЕСТКОСТИ ЗДАНИЯ.

НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ СУММАРНЫХ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА И БИМОМЕНТА РАВНЫ

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$M_y^H = \frac{2220}{1,2} = +1850 \text{ тм}; M_{yz}^H = \frac{16500}{1,2} = +13750 \text{ тм}^2$$

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$M_y^H = -\frac{3320}{1,2} = -2770 \text{ тм}; M_{yz}^H = \frac{-11900}{1,2} = -9900 \text{ тм}^2$$

ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ ПОСТУПАТЕЛЬНЫЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ЗДАНИЯ ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$U_{oy} = M_y^H \frac{H}{4D_y} \quad \text{при } H = 37,8 \text{ м}; D_y = 35,4 \times 10^6 \text{ тм}^2$$

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$U_{oy} = +1850 \frac{37,8}{4 \times 35,4 \times 10^6} = 0,492 \times 10^{-3}$$

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$U_{oy} = -3320 \frac{37,8}{4 \times 35,4 \times 10^6} = -1,885 \times 10^{-3}$$

ОТНОСИТЕЛЬНАЯ ВЕЛИЧИНА УГЛА ЗАКРУЧИВАНИЯ ЗДАНИЯ ВЫЧИСЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$U_{yz} = M_{yz}^H \frac{H}{4D_{yz}} \quad \text{при } H = 37,8 \text{ м}, D_{yz} = 81,5 \times 10^8 \text{ тм}^4$$

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$U_{yz} = 13750 \frac{37,8}{4 \times 81,5 \times 10^8} = 0,0159 \times 10^{-3}$$

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$U_{yz} = -9900 \frac{37,8}{4 \times 81,5 \times 10^8} = -0,0116 \times 10^{-3}$$

НАИБОЛЬШИЕ ДЕФОРМАЦИИ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕТРА В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ Y ИМЕЕТ ТОРЦЕВОЙ ФАСАД ПО ОСИ 1-1. ПОЛНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ЭТОГО ФАСАДА В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ Y ВЫЧИСЛЯЕМ ПО ФОРМУЛЕ:

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ.	СЕРИЯ ЦЧ-04-0	
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.	Выпуск 6	Лист 23

при  $Z = +32$  м.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	СЕРИЯ ИИ - 06
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВМЯСЖ 6 ИИ 24

Рис. 9

ЗНАЧЕНИЯ ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫХ ДАВЛ КОНСОЛЬНЫХ  
И БАЛОЧНЫХ УЧАСТКОВ ДИСКА ПЕРЕКРЫТИЯ

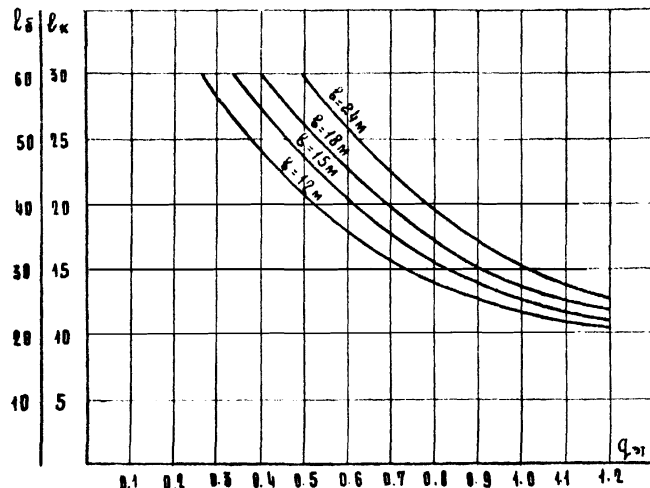


Рис. 10

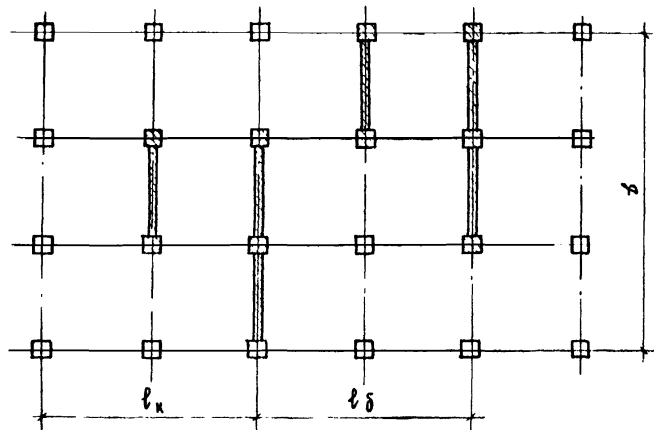
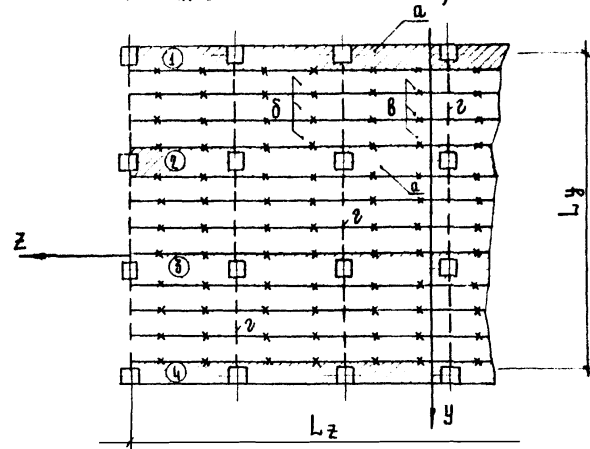


Рис. 11

а - плиты - распорки; б - шпонки; в - рядовые плиты перекрытия; г - ригели.



вычисляются по формулам:

$$R_{iy} = -W_y \frac{\partial \epsilon_{iy}}{\partial y} - [W_y z_0 - W_x y_0] \frac{\partial \epsilon_{iy}}{\partial yz}; \quad (6.1)$$

$$R_{iz} = -W_x \frac{\partial \epsilon_{iz}}{\partial z} + [W_y z_0 - W_x y_0] \frac{\partial \epsilon_{iz}}{\partial yz}$$

Здесь:  $W_y, W_x$  - ветровая нагрузка на один этаж (равнодействующая);

$y_0, z_0$  - расстояние от точки приложения равнодействующей ветровой нагрузки до начала координат (центра жесткостей диафрагм).

Кроме того, в уровне диска перекрытия возникают реакции от эксцентричного приложения вертикальных нагрузок к диафрагмам:

$$\bar{R}_{iy} = \frac{1}{n} [P_i e_{iy} - \left\{ \frac{\partial \epsilon_{iy}}{\partial y} \sum P_i e_{iy} + \frac{\partial \epsilon_{iy}}{\partial yz} \sum P_i (e_{iy} z_i - e_{iz} y_i) \right\}];$$

$$\bar{R}_{iz} = \frac{1}{n} [P_i e_{iz} - \left\{ \frac{\partial \epsilon_{iz}}{\partial z} \sum P_i e_{iz} + \frac{\partial \epsilon_{iz}}{\partial yz} \sum P_i (e_{iy} z_i - e_{iz} y_i) \right\}] \quad (6.2)$$

От совместного действия на диск перекрытия горизон-

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0	
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 6	Лист 25

таких нагрузок в реакции опор строятся эпюры изгибающих моментов в доске, по которым затем определяются растягивающие усилия в распорках и сдвигающие усилия в швах.

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

#### 6.4. Расчет элементов диска перекрытия

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

В конструктивном отношении диск перекрытия представляет собой многоплечую балку (рис. 11, лист 28), который по краям имеет насти-распорки [а], соединенные со стержнями закладных деталей. Распорки работают на продавливание швов, возникающие от действия изгибающего момента в доске при передаче Передача поперечных сил обеспечивается соединением на шпильках (б) насти перекрытий (в).

При расчете дисков перекрытий необходимо проверять прочность распорок, шпильки, соединяющих насти перекрытия, соединяющие стержни с колоннами и крепление диафрагм к доскам.

Стыки стержней с колоннами проверяются на действие растягивающих усилий в доске от горизонтальных сил, проходящих через насти и распорки.

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

Прочность распорок проверяется по растягивающим усилиям из условия:

$$S_p \leq [S_p] \quad (6.5)$$

где

$[S_p]$  — 10 т — прочность распорок на растяжение;

$S_p$  — растягивающие усилия в крайних распорках.

Растягивающее усилие в крайней распорке равно:

$$S_p = M_y^{\text{max}} \frac{K_2}{Z_y}, \quad (6.6)$$

где  $M_y^{\text{max}}$  — изгибающий момент в расчетном сечении доски от горизонтальных и вертикальных нагрузок, вызываемых изгиб доски в направлении оси  $Y$ ;

$Z_y$  — ширина доски;

$K_2$  — коэффициент, зависящий от отрицательных размеров доски.

Коэффициент  $K_2$  вычисляется по формуле:

$$K_2 = \frac{z+2}{2z-1} \quad (6.7)$$

где  $z = \frac{2l_k}{Z_y}$  — для консольного участка доски,

$z = \frac{l_k}{Z_y}$  — для балочного участка доски

Если  $z > 3$ , следует принять  $K_2 = 1$

Прочность шпильки, соединяющей насти перекрытий, проверяется на действие сдвигающих усилий  $Q_{ш}$ , направленных вдоль шва, из условия:

$$Q_{ш} \leq [Q_{ш}] \quad (6.8)$$

здесь  $[Q_{ш}] = 3.6 \text{ т}$  — несущая способность шпильки шва в пределах длины панели перекрытия.

Сдвигающая сила в шпильке шва

$$Q_{ш} = \frac{M_y^{\text{max}}}{Z_y} \cdot K_2 \quad (6.9)$$

где  $M_y^{\text{max}}$  — приращение изгибающего момента в доске в пределах одного шага колонн.

В случае ориентации распорок вдоль оси  $Y$  в формулах (6.4) и (6.7) следует подставлять  $M_z^{\text{max}}$  вместо  $M_y^{\text{max}}$  и  $Z_z$  вместо  $Z_y$ .

ТК	Указания по применению изданий	версия
1973	Пояснительная записка	ИИ-64-0 выпуск 6 лист 26



## 7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МАЛОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ БЕЗ ДИАФРАГМ ЖЕСТИКОСТИ В ПЛОСКОСТИ РАМ.

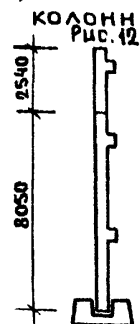
- 7.1. Указания настоящего раздела распространяются на типы зданий с прямоугольным планом, в которых по архитектурным соображениям нежелательна установка диафрагм жесткости в плоскости рам. Типы этих зданий и подбор марок колонн приведены в табл. 6 (лист 28).
- 7.2. Таблица 6 составлена с учетом ограничения перегиба ярусов до  $1/1000$  при действии горизонтальной нагрузки и для основания с коэффициентом жесткости  $m_1 \geq 5500 \text{ тм}$ . Значение  $m_1$  определяется по формуле 5.10 (лист 11).
- 7.3. Максимальная расчетная унифицированная нагрузка на ригель перекрытия —  $7,2 \text{ т/м}$ .
- 7.4. Фундаменты колонн должны рассчитываться по «Инструкции по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий» РМ-53-01/69 (Госстрой СССР, Ленинград, 1970 г.) При этом максимальные расчетные значения изгибающих моментов на уровне верха фундаментов колонн принимаются для одноэтажных зданий без подвала —  $5,5 \text{ тм}$ , для остальных зданий —  $8,3 \text{ тм}$ .
- 7.5. В рабочих чертежах объектов обратить внимание на обеспечение при производстве работ качественной зачеканки раствора в каменных зазорах вокруг ствола колонн в стаканах фундаментов.
- 7.6. В значения  $n$  (количество пролетов) не учитываются пролеты длиной  $3 \text{ м}$ . Например, для зданий с поперечной рамой  $6+3+6, n=2$ .
- 7.7. Для типов зданий по п. 2 табл. 6 высота верхнего этажа допускается не более  $3,6 \text{ м}$  и не более высоты нижнего этажа.
- 7.8. а) В двухэтажных зданиях с подвалом и трехэтажных зданиях без подвала (п. 3 табл. 6) диафрагмы жесткости в плоскости рам разрешается не устанавливать только в двух верхних этажах. В нижнем этаже

необходимо устанавливать не менее двух диафрагм жесткости.

Подбор сечений и компоновка этих диафрагм должны производиться с учетом изгибающего момента от ветровой нагрузки, действующей на всю высоту здания, по рекомендациям приведенным на листах 31-32.

б) По высоте зданий допускается только один стык

колонн в верхнем этаже.



Поэтому здания по п. 3 табл. 6 разрешается проектировать при следующей разрезке колонн: нижняя колонна высотой на два этажа, верхняя колонна высотой на один этаж (рис. 12).

При этом в конкретном проекте следует предусмотреть нижние двухэтажные колонны марок КНР-466-34 и КНК-466-34 с армированием аналогичным типовым колоннам КНР-433-34 и КНК-433-34.

7.9. В направлении перпендикулярном плоскости рам для всех типов зданий требуется установка диафрагм жесткости на всю высоту зданий.

Подбор сечений диафрагм жесткости и их компоновка должны производиться согласно рекомендациям, приведенным на листах 31-32.

ПРИМЕЧАНИЕ: В одноэтажных зданиях без подвала с сечением колонн  $40 \times 40 \text{ см}$  и высоте этажа  $3,3 \text{ м}$  или  $3,6 \text{ м}$  допускается не устанавливать диафрагмы жесткости из плоскости рам, если длина здания в направлении перпендикулярном к плоскости рам не менее  $36 \text{ м}$ .

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ.	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.	ВЫПУСК 6
		ЛИСТ 27

ТАБЛИЦА 6.

ИИ п/п	Типы зданий	Сечение колонн см	Высота этажа м	Минимально допустимое количество пролетов рамы п	Ветровые районы по СНиП-А. И-62	Марки колонн	
						Рядовые	Крайние
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Одноэтажные без подвала	30×30	3.3	$n \geq 2$	I - IV	КР - 333 - 14	КК - 333 - 14
			3.6	$n \geq 2$	I - IV	КР - 336 - 14	КК - 336 - 14
		40×40	3.3	$n \geq 2$	I - IV	КР - 433 - 24	КК - 433 - 24
			3.6	$n \geq 2$	I - IV	КР - 436 - 24	КК - 436 - 24
			4.2	$n \geq 2$	I - IV	КР - 442 - 24	КК - 442 - 24
2	Одноэтажные с подвалом и двухэтажные без подвала	40×40	3.3	$n \geq 2$	I	КВР - 433 - 24	КВК - 433 - 24
				$n \geq 3$	II - III	КНР - 433 - 24	КНК - 433 - 24
				$n \geq 4$	IV		
			3.6	$n \geq 2$	I	КВР - 436 - 24 КНР - 436 - 24	КВК - 436 - 24 КНК - 436 - 24
				$n \geq 3$	II		
				$n \geq 4$	III		
				$n \geq 6$	IV		
			4.2	$n \geq 4$	I	КВР - 436 - 24 КНР - 442 - 29	КВК - 436 - 24 КНК - 442 - 29
				$n \geq 6$	II		
				$n \geq 7$	III - IV		
3	Двухэтажные с подвалом и трехэтажные без подвала	40×40	3.3	$n \geq 7$	I - II	КВР - 433 - 24	КВК - 433 - 24
						КНР - 466 - 34	КНК - 433 - 34

## Примечания.

1. Указания по проектированию зданий в соответствии с табл. 6 приведены на листе 27.
2. Марки колонн сечением 30×30 см и 40×40 см приняты по альбомам серии ИИ-04-2 вып. 3, 4, 5, 7, 8, 9.
3. Угловые колонны нижних этажей в зданиях по п. 2 принимать следующих марок: КНК - 433 - 34, КНК - 436 - 34, КНК - 442 - 34.

ТК	Указания по применению изделий.	Серия ИИ-04-0	
1973	Таблица для подбора колонн в малоэтажных зданиях при отсутствии диафрагм в плоскости рам.	Выпуск 6	Лист 28

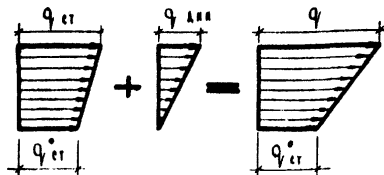
Ветровая нагрузка на здания определяется по СНиП II-A 11-62 с учетом изменений, утвержденных приказом МВ Гостроиз от 13.01.65 г) и представляет собой сумму статической и динамической составляющих.

Учитывая повышенную гибкость каркасных зданий при определении ветровых нагрузок рекомендуется:

- при высоте здания до 40 м учитывать только статическую составляющую;
- при высоте здания более 40 м учитывать суммарную ветровую нагрузку,

в таблице 8 на рисунке 30 приведенные значения ветровых нагрузок и усилений для зданий длиной 60 м.

Приближенно динамическую составляющую ветровой нагрузки принимают в виде треугольной эпюры с нулевой ординатой внизу и ординатой  $q_{дин}$  вверху здания вычисленной при следующих допущениях: статическая составляющая условно заменяется трапециевидальной, масса здания равномерно распределена по высоте, первая форма собственных колебаний представляет собой прямую линию. При определении динамической составляющей, учитывая невысокую точность определения периода собственных колебаний здания, на первом этапе принимается



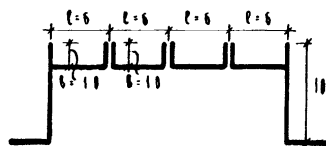
максимальные значения коэффициента динамичности  $\beta_{max} = 2.4$ .

Расчетные величины габаритов (длина, ширина и высота над уровнем земли) здания должны учитывать увеличение „парусности“ его за счет различных выступивших (западающих) частей фасада и кровли.

К номинальным значениям проекций фасада добавляется приведенная проекция выступов (западов) в зависимости от их числа  $m$  и расстояния между ними  $P$ . Если  $P/6$  больше 10, то добавка равна  $m \times 0$ , если  $P/6$  меньше 10, то добавка равна  $0.1 \times m \times P$ .

**Пример 1.** Определить расчетную ширину здания при ее номинальном значении 18 м, если здание по длине имеет 10 западов (м) при их габарите  $B = 3$  м и длине каждого  $P = 6$  м. Поскольку  $P/6 = 6/3 = 2 < 10$ , то ширина фасада составит  $L_f = 18 + 0.1 \times 10 \times 6 = 24$  м.

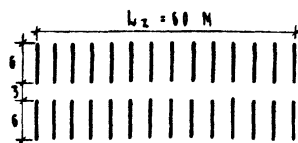
**Пример 2.** Определить расчетную высоту здания при ее номинальном значении 10 м и ширине  $B = 24$  м,



если по фасаду имеется паравет, а по средним продольным рядам на кровле имеются шаговые выступы вентиляционных каналов  $B = 1$  м.

Поскольку  $P/6 = 6/3 = 2 < 10$ , высота фасада с учетом „парусности“ составит  $H_0 = 10 + 0.1 \times 4 \times 6 = 12.4$  м.

**Пример 3.** Определить расчетную ширину здания (с поперечным шагом  $B = 3 + 6$ ) в период монтажа кровли и перегородок, если в пролетах 6 м с шагом  $P = 3$  м установлены поперечные перегородки.



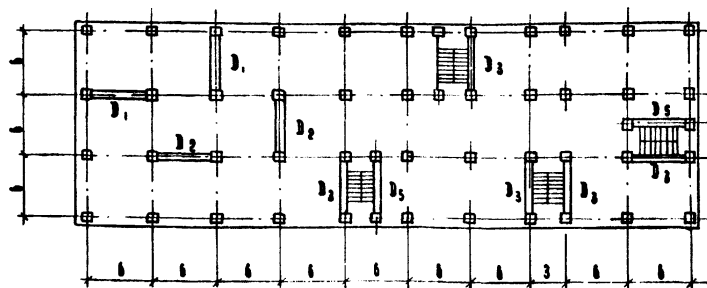
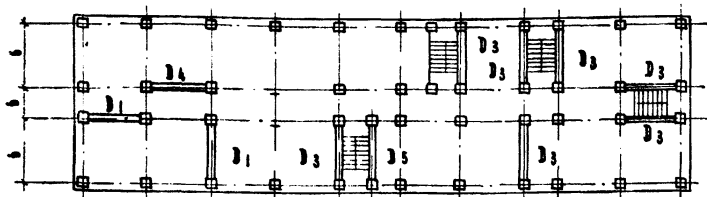
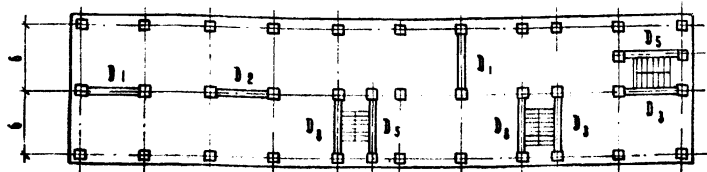
Число ступеней составит  $m = \frac{60}{3} = 20$ , тогда  $L_v = 6 + 6 + 0.1 \times 20 \times 3 = 36$  м.

В связи с увеличением грузовой фронты ветровой нагрузки в период монтажа должны быть установлены временные связи.

ГК	Указания по применению указаний	серия
1973	Ветровые нагрузки. Основные положения.	ВМБСБ 6
		29



# СХЕМЫ ВОЗМОЖНОГО РАСПОЛОЖЕНИЯ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ



## ПРИМЕЧАНИЯ:

1. ТАБЛИЦЫ ДЛЯ ПОДБОРА ДИАФРАГМ см. лист 32
2. ДЕФОРМАЦИИ ЗДАНИЯ ПРИ ПРИНЯТЫХ НЕСУЩИХ СПОСОБНОСТЯХ ДИАФРАГМ ВО ТАБ. № 5 НАХОДЯТСЯ В ДОПУСТИМЫХ ПРЕДЕЛАХ И СПЕЦИАЛЬНОЙ ПРОВЕРКИ НЕ ТРЕБУЮТ.

ПОДБОР ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В ЗДАНИЯХ ДО 4<sup>я</sup> ЭТАЖЕЙ С ПОДАВАЛОМ ВЫПОЛНЯЕТСЯ В СЛЕДУЮЩЕМ ПОРЯДКЕ:

1. ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ВЕТРОВОЙ МОМЕНТ НА ЗДАНИЕ ( ПО ТАБ. 8 ЛИСТ 30)
2. ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ТИП ДИАФРАГМЫ ПО РИС. № 13
3. ПО ТАБЛИЦЕ 9 (ЛИСТ 32) НАХОДИТСЯ ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ, ВОСПРИНИМАЕМЫЙ ОДНОЙ ДИАФРАГМОЙ
4. ДЛЯ УСЛОВИЙ СТАНЧНЫХ ОТ ТАБЛИЧНЫХ, ВЕЛИЧИНА МОМЕНТА УМНОЖАЕТСЯ НА ПОПРАВочНЫЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ ПО КАЖДОМУ ФАКТОРУ ( ПО П.П. 4 - 6 НА ЛИСТЕ 32 ) .

5. ВЕТРОВОЙ МОМЕНТ ДЕЛИТСЯ НА МОМЕНТ ОДНОЙ ДИАФРАГМЫ И ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ КОЛИЧЕСТВО ДИАФРАГМ.

6. СВОБОДНАЯ ДЛИНА КОНСольНОГО УЧАСТКА ДИСКА ПЕРЕКРЫТИЯ МОЖЕТ БЫТЬ 21 М. В ЗДАНИЯХ ВЫСОТой ДО 3<sup>я</sup> ЭТАЖЕЙ И 18 М. В 4<sup>я</sup> ЭТАЖИХ ЗДАНИЯХ. РАСТояНИЕ МЕЖДУ ДИАФРАГМАМИ СООТВЕТСТВЕННО 42 И 36 М.

**ПРИМЕР.** ПОДБОР ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ ДЛЯ ЧЕТЫРЕХ-ЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ С ПОДАВАЛОМ ВО II ВЕТРОВОМ РАЙОНЕ. РАЗМЕРЫ ЗДАНИЯ В ПЛАНЕ 60x12 М; ВЫСОТА ЗДАНИЯ  $H_0 = 14$  М; ВЫСОТА ПОДАВАЛА 3.3 М. ДИАФРАГМЫ ТИПА D<sub>1</sub> РАСПОЛОЖЕНЫ СИММЕТРИЧНО ОТНОСИТЕЛЬНО РАВНОДЕЙСТВУЮЩЕЙ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКИ И ЦЕНТРА МАССЫ ЗДАНИЯ. ГРУНТЫ ПЕСЧАНЫЕ ( $K_0 = 5000 \text{ т/м}^2$ )

0 ПОПЕРЕК ЗДАНИЯ: ПРИ  $L = 60$  М ПО ТАБЛИЦЕ 8 (ЛИСТ 30)

$$M_{\text{ВЕТР.}} = 276,35 \cdot 1,3 + 30,8 \cdot 3,3 = 488,0 \text{ тм.}$$

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ОДНОЙ ДИАФРАГМЫ ТИПА D<sub>1</sub> ПО ТАБ. 9 ПРИ 5 ПЕРЕКРЫТИЯХ СОСТАВЛЯЕТ 355 тм.

$$n = \frac{M_{\text{ВЕТР.}}}{[M]} = \frac{488,0}{355} = 1,28 \text{ шт.}; \text{ПРИНИМАЕМ 2 ДИАФРАГМЫ.}$$

2) В ДВАД ЗДАНИЯ: ПРИ  $L = 22$  М.  $M_{\text{ВЕТР.}} = \frac{12}{60} \cdot 488 = 96 \text{ тм.}$

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ДИАФРАГМЫ D<sub>1</sub> ПРИ ГЛУБИНЕ ЗДАНИЯ 60 М. (СМ ТАБ. 10)  $[M] = 355 \cdot 0,7 \cdot 250 \text{ тм} > 96 \text{ тм.};$  ПРИНИМАЕМ 1 ДИАФРАГМУ.

Т К	УКАЗАНИЯ ВО ПРИМЕНЕНИИ ИЗДАНИИ	СЕРИЯ И М - 04 - В
1973	ПОДБОР ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В ЗДАНИЯХ ДО 4 <sup>я</sup> ЭТАЖЕЙ С ПОДАВАЛОМ	ВЫПУСК 6 ЛИСТ 31

ТАБЛИЦА 9

ИЗМЕНЯЮЩИЙ МОМЕНТ, ВОСПРИНИМАЕМЫЙ ОДНОЙ АНАФРАГ- МОЙ, В ТМ.	ЧИСЛО ПЕРЕКРЫТИЙ ЗАДАНИЯ	ТИПЫ АНАФРАГМ ПО РИС 13 НА АНТЕ 31				
		$D_1$	$D_2$	$D_3$	$D_4$	$D_5$
5	355	470	270	380	135	
4	290	390	220	320	110	
3	220	310	165	240	80	
2	150	210	115	165	60	

ТАБЛИЦА 10

ГЛУБИНА ЗДАНИЙ м	18	24	30	36	42	48	54	60
ПОНИЖАЮЩИЙ КОЭФФИЦИЕНТ	1	0,94	0,87	0,80	0,75	0,73	0,71	0,70

ТАБЛИЦА 11

МАТЕРИАЛ ОСНОВАНИЙ	КОЭФФИЦИЕНТ ПОСТЕЯН К <sub>0</sub> Т/М	ПОВРАЩЕН КОЭФ. К
ПЕСОК РАЕЖАВШИЙСЯ, БАЛЛАСТНЫЙ, ГРАВИЙ НАСЫПНОЙ, ГАННА ВЛАЖНАЯ	от 300 до 5000	0,5 - 1,0
ПЕСОК, ГРАВИЙ, НАПОЛНО РАЕЖАВШИЙСЯ (в естественных условиях), ЩЕБЕНЬ, ХРЯЩ, ГАННА МАЛОЙ ВЛАЖНОСТИ	от 5000 до 10 000	1,0 - 1,05
ПЕСЧАНО-ГЛИНИСТЫЙ ГРУНТ, НЕКУПЕСТВЕН- НО УПАТОВЕННЫЙ, ГАННА ТОВАРАЯ	от 10 000 до 20 000	1,1
МЯГКАЯ СКАЛА, ИЗВЕСТНЯК, ПЕСЧАНИК	от 20 000 до 100 000	

ТАБЛИЦА 12

ЭКСЦЕНТРИСНЕТ М.	Понижающий коэффициент при расстоянии между крайними диафрагмами				
	18 м.	24 м.	30 м.	36 м.	42 м.
3,0	0,81	0,84	0,86	0,88	0,89
4,5	0,73	0,76	0,78	0,81	0,82
6,0	0,66	0,70	0,73	0,74	0,76
7,5	0,58	0,63	0,66	0,68	0,70

ТАБЛИЦА 9 СОСТАВЛЕНА ДЛЯ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ ШИРИНОЙ 6 м.

ГЛУБИНА ЗАДАННЯ ДО 18 М.

КОЭФФИЦИЕНТ ПОСТЕАН  $K_p = 5000 \text{ т/м}^3$ .

РАСЧЕТНАЯ НАГРУЗКА АД 800 КГ. М<sup>2</sup>.

1. При глубине заезда вальс расчетного направления сверх 18 м на величину изгибающего момента принятого по таблице 9 следует вводить понижающий коэффициент по табл. 10

2 Коэффициент порстан  $K$ , принимается по данным геологических изысканий или по таблице 11.

В ТАБЛИЦЕ 44 ПРИВЕДЕНЫ ПОПРАВочНЫЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ К ИЗГИБАЮЩЕМУ МОМЕНТУ ДЛЯ ГРУНТОВ С КОЭФФИЦИЕНТОМ ПОСТЕЯН ОТАНЧНЫМ ОТ 5000 Т/М<sup>3</sup>

3. При неравнодействии центра жесткости и центра приложения равнодействующей горизонтальной нагрузки принимается понижающий коэффициент по таблице 12.

4. При расчетных нагрузках  $1250 \text{ кг/м}^2$  вводится коэффициент 0,9.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	СЕРИЯ ИМ-04-0
1973	ТАБЛИЦЫ ДЛЯ ПОДБОРА АНАЛОГОВ ЖЕСТКОСТИ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ЭТАЖА С ПОДАВОРОМ	Выпуск 6 Лист 32

График несущей способности  
колонн сечением 30 x 30 см

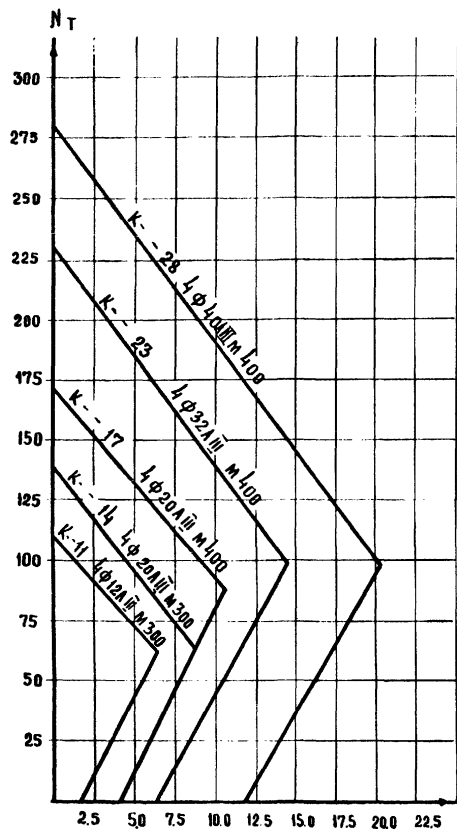
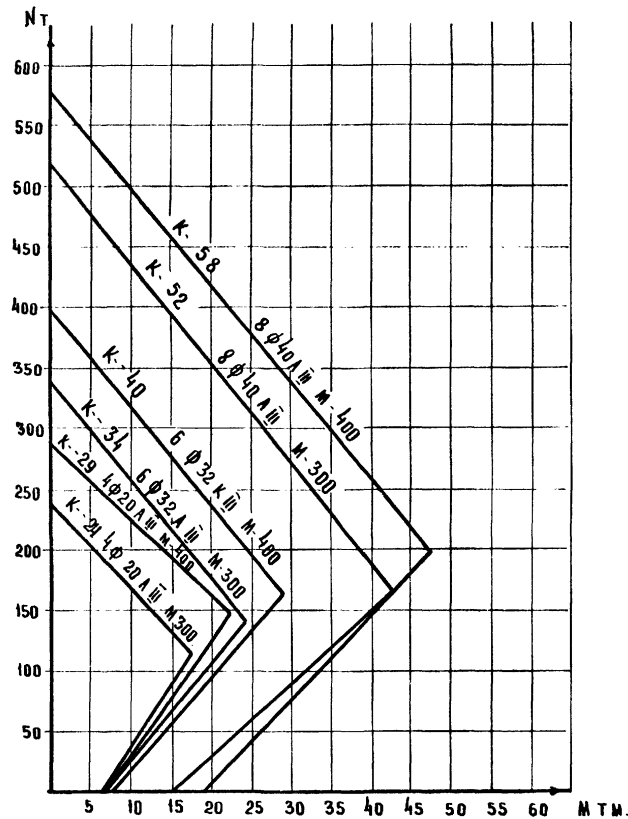
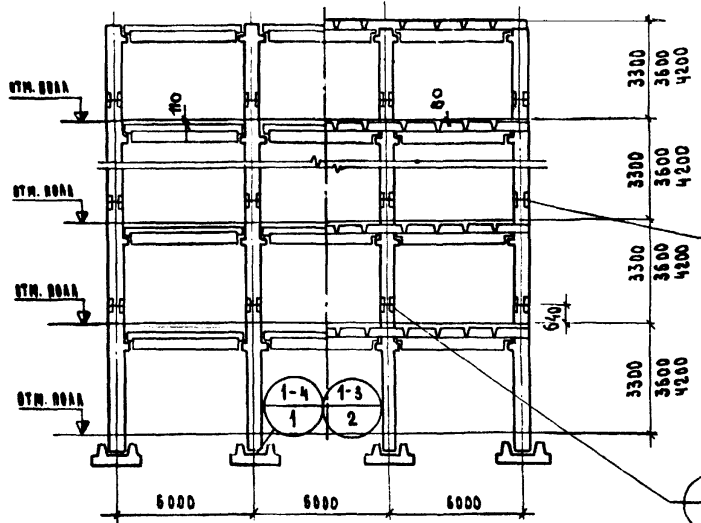


График несущей способности  
колонн сечением 40 x 40 см

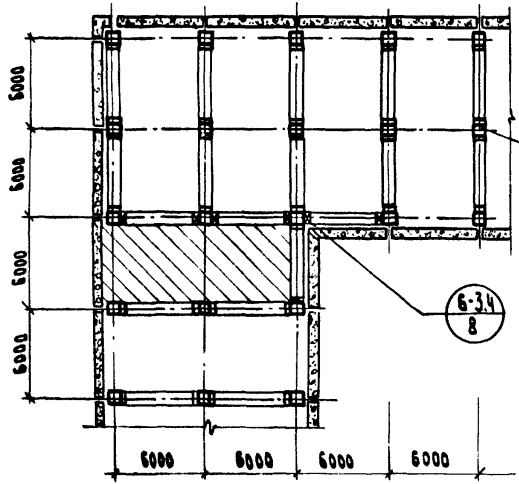


ТК	Указания по применению изделий	серия ИИ-04-0
1973	Графики несущей способности колонн	выпуск 6
		лист 33

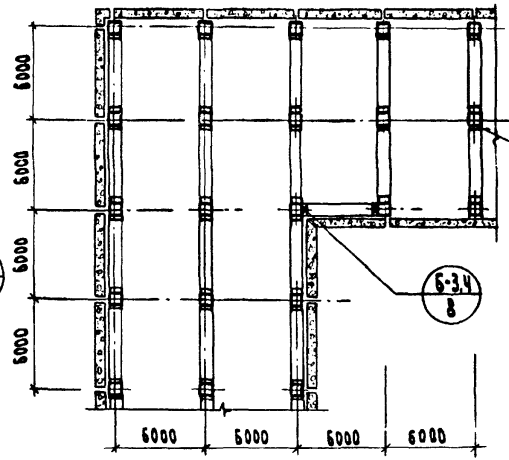
ЦИКЛЫ КОМПЛЕКТА РАСЧ. ГР. ИЖ. Г. МОСКВА ЦК. ГР. ИЖ. ОСТРОВА ОСИНА



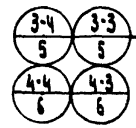
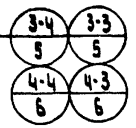
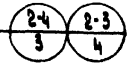
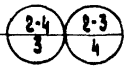
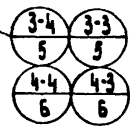
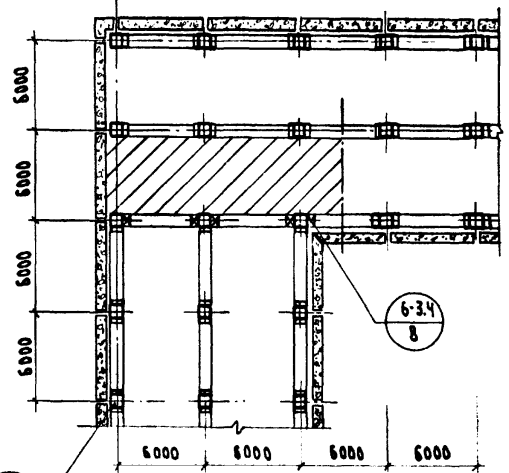
Здания с поперечным каркасом



Здания с поперечно-продольным каркасом



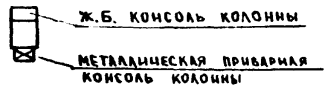
Здания с продольным каркасом



ПРИМЕЧАНИЯ

1. Установка взаимно-перпендикулярных ригелей во внутренних углах здания необходима для навески на них стеновых панелей.
2. Максимальная расчетная нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  в заштрихованной зоне ограничивается несущей способностью металлической консоли и соответствующей закладной детали (БТ) и составляет  $800 \text{ кг/м}^2$ . При большей нагрузке на  $1 \text{ м}^2$  необходимо соответственно увеличить на несущую способность.
3. Узлы замаркированные на данном листе см. в НИ-04-10 выпуск 5 (принцип маркировки см. лист 5).

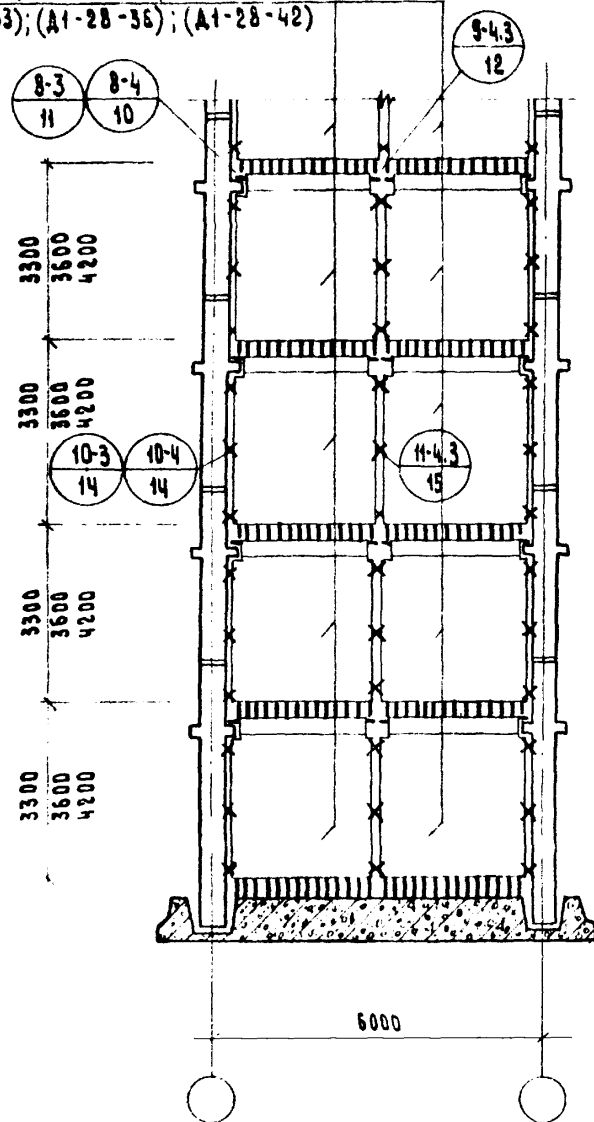
Условные обозначения



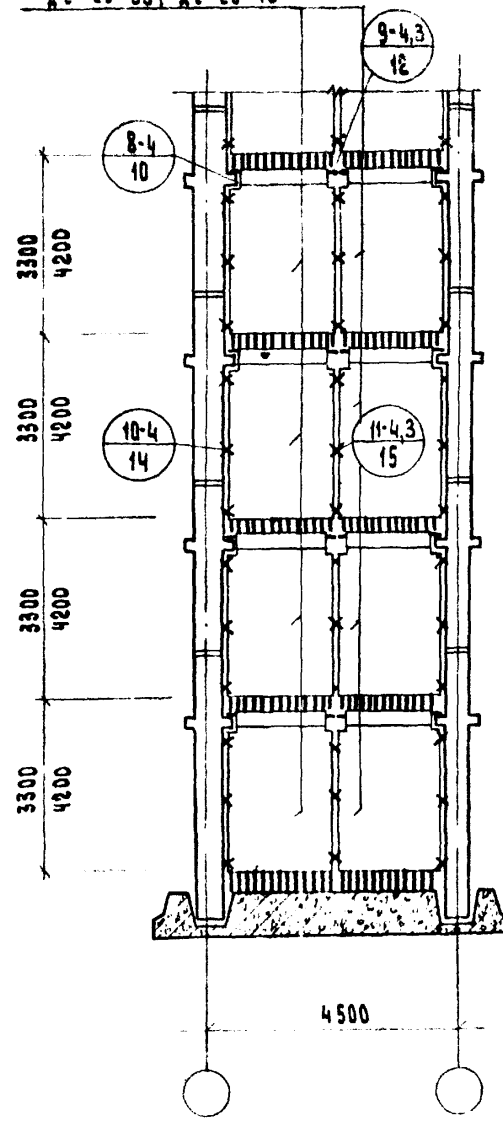
ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	СЕРИЯ
1973	ПРИМЕРЫ КОМПОНОВКИ СХЕМ КАРКАСА	НИ-04-0
		ВЫПУСК
		6
		ЛИСТ
		34



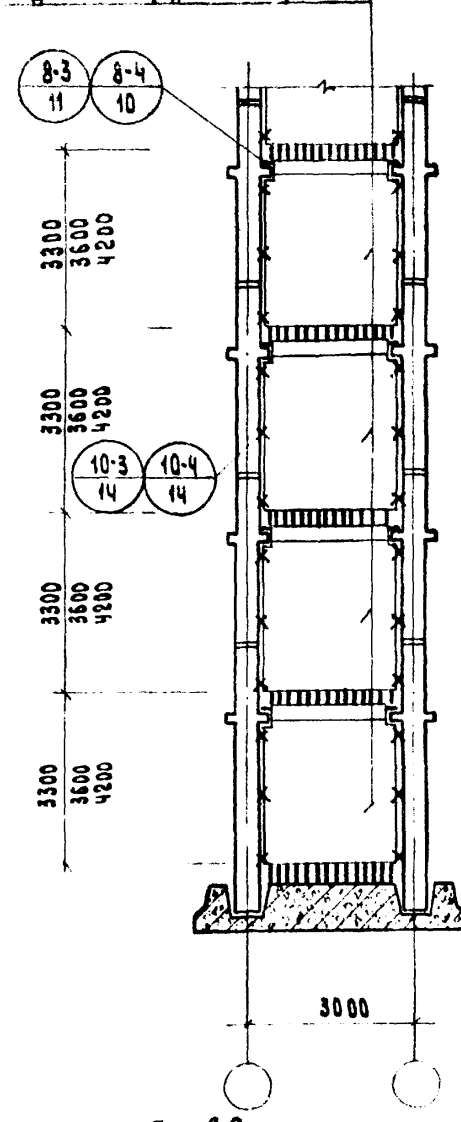
А2-28-33; А2-28-36; А2-28-42  
(А1-28-33); (А1-28-36); (А1-28-42)



А2-20-33; А2-20-42



А2-26-33; А2-26-36; А2-26-42

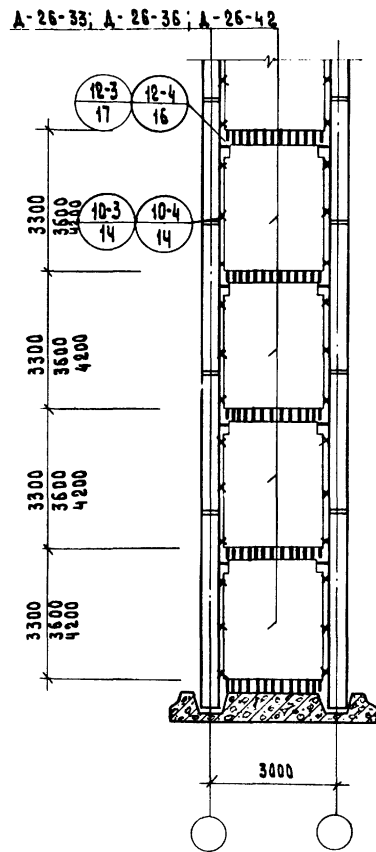


### П Р И М Е Ч А Н И Я:

1. Узлы замаркированные на данном листе см. серию ИИ-04-10. выпуск 5.
2. Монтажная схема диафрагмы для пролета 4,5 м. относится только к каркасу с колоннами сеч. 40x40 см.

3. Принцип маркировки узлов см. лист 5 п. 3.9  
4. Количество креплений диафрагм жесткости между собой и к колоннам, условно обозначенных значком "X", показано на схемах для высоты этажа 3,3 м. При Нэт. равной 3,6 м и 4,2 м диафрагмы жесткости крепятся в четырех точках по высоте.

Т К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0	
1973	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СПЛОШНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В РАВНОСТОЯЩИХ РАМ.	ВЫПУСК 6	ЛИСТ 35



ПРИМЕЧАНИЯ СМ. НА ЛИСТЕ 35

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СПЛЫШНЫХ АНАФРАМ ЖЕСТКОСТИ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫХ ПЛОСКОСТИ РАМ.	ВЫПУСК 6
		ЛИСТ 36

# ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

# ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ ПЛОСКОСТИ РАМ

41

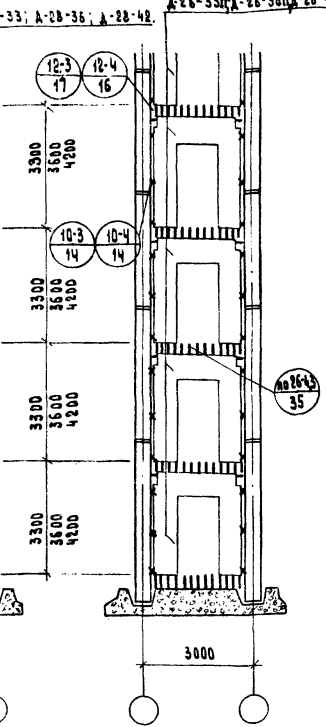
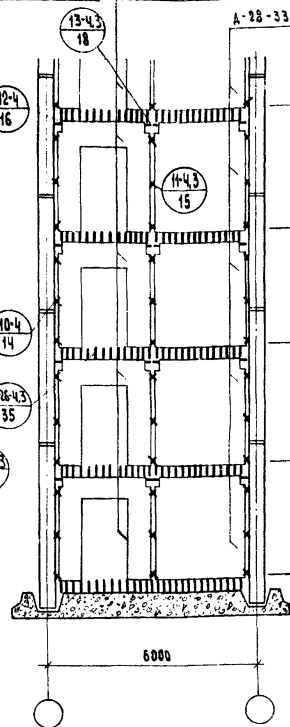
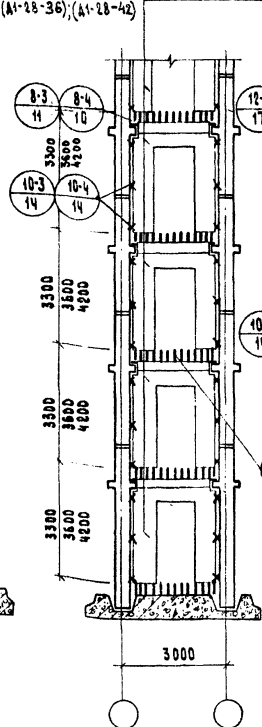
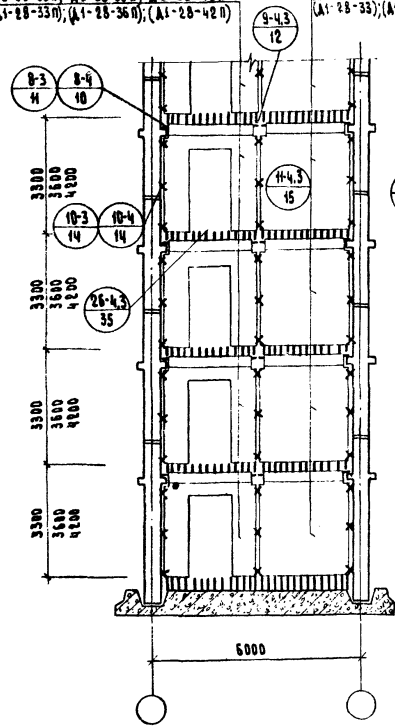
А2-18-33П; А2-28-36П; А2-28-42П  
(А1-28-33П); (А1-28-36П); (А1-28-42П)

А2-28-33; А2-28-36; А2-28-42  
(А1-28-33); (А1-28-36); (А1-28-42)

А2-26-33П; А2-26-36П; А2-26-42П

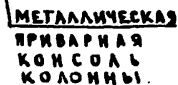
А-26-33П; А-28-36П; А-28-42П

А-26-33П; А-26-36П; А-26-42П



ПРИМЕЧАНИЯ СМ. НА ЛИСТЕ 35

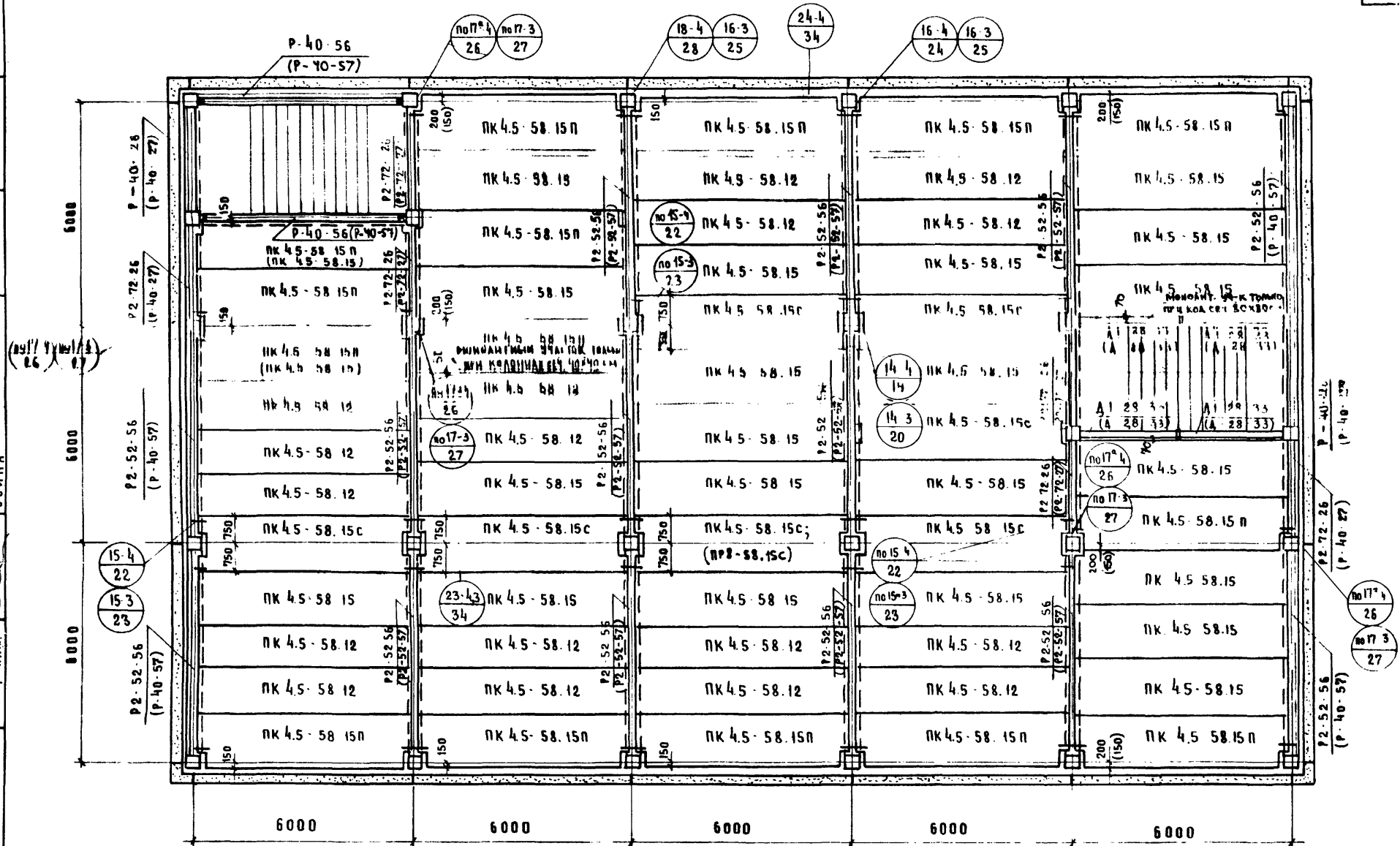
ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ
1973	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ С ПРОЕМАМИ	ИИ-09-0
		ВЫПУСК 6
		Лист 37



ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПРИМЕР МОНТАЖНОГО ПЛАНА ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЕ 6+6+6 м С АСТИЩЕЙ ВОДЯР РАМЫ В КРАЙНЕМ ПРАВЕТЕ.	ВЫПУСК 6 Лист 38

1. СМ. ПРИМЕЧАНИЯ НА ЛИСТЕ № 38  
2. УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ СМ. НА ЛИСТЕ № 38

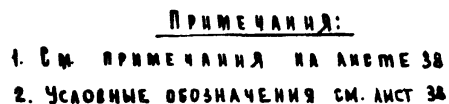
ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0	
1973	ПРИМЕР МОНТАЖНОГО ПЛАНА ПЕРЕКРЫТИЯ ДВУХ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЕ 6-6,8м С ЛЕСТНИЦЕЙ ВОДВУХ РАМЫ В СРЕДНЕМ ПРОЕКТЕ	ВЫПУСК 6	Лист 39



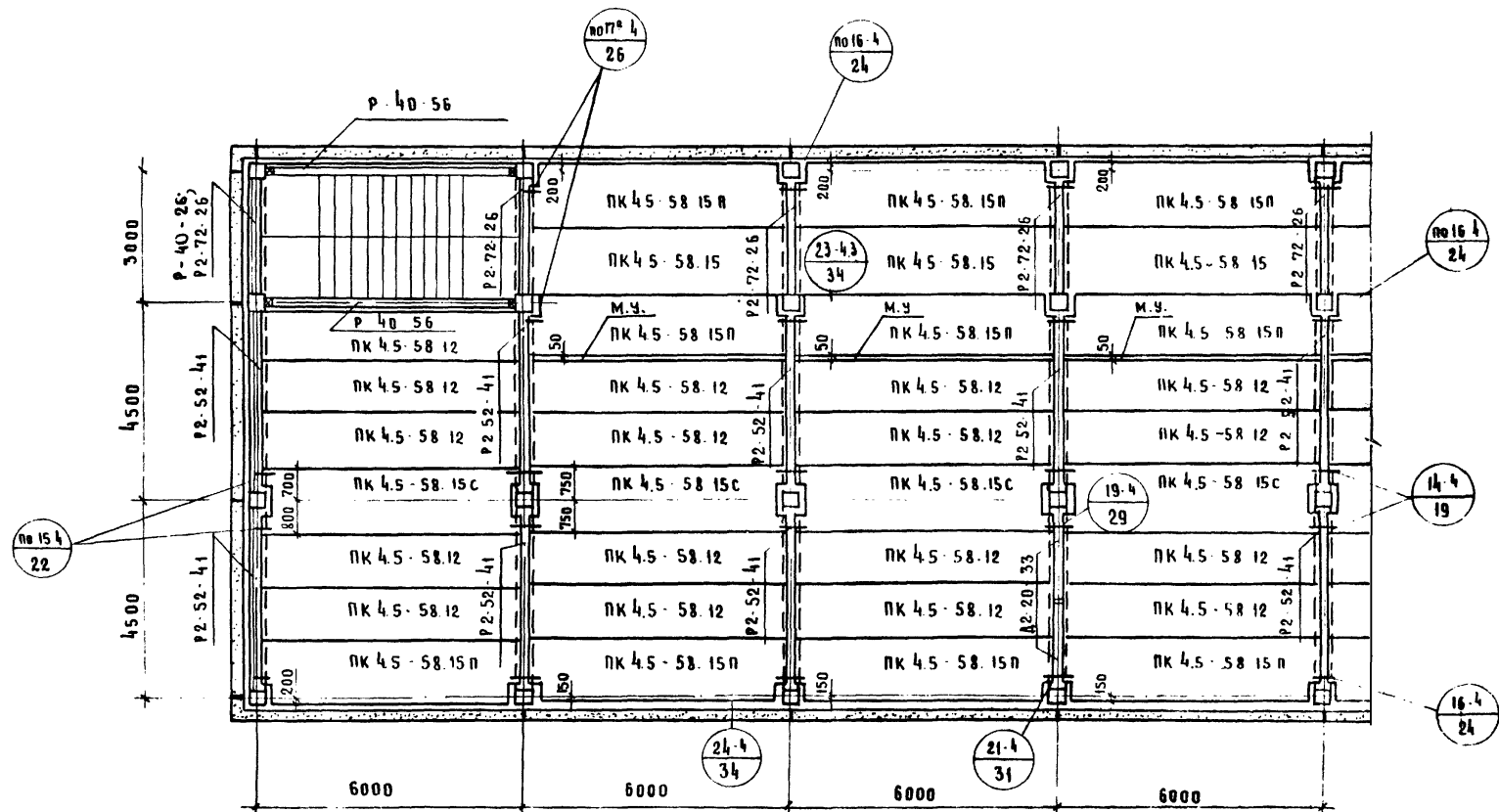
## Примечания

1. См. примечания пункты 1, 2, 3, 4 на листе 38  
2. Условные обозначения см. лист 38

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	серия ИИ-04.0
1973	Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 6,6х6м с лестницами поперек рамы.	выпуск 6
		лист 40



ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0	
1973	ПРИМЕР МОНТАЖНОГО ПЛАНА ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЕ 8+3+8 м.	ВЫПУСК 6	Лист 41



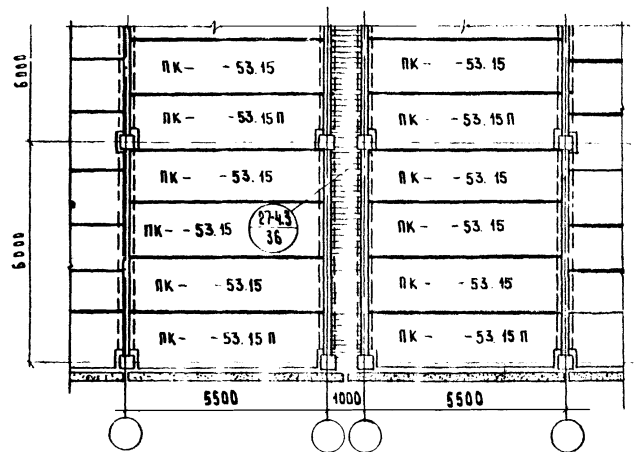
### ПРИМЕЧАНИЕ

1. См. примечания на листе 30, пункты 1, 2, 3, 4, 5.
2. Условные обозначения см. на листе 30.

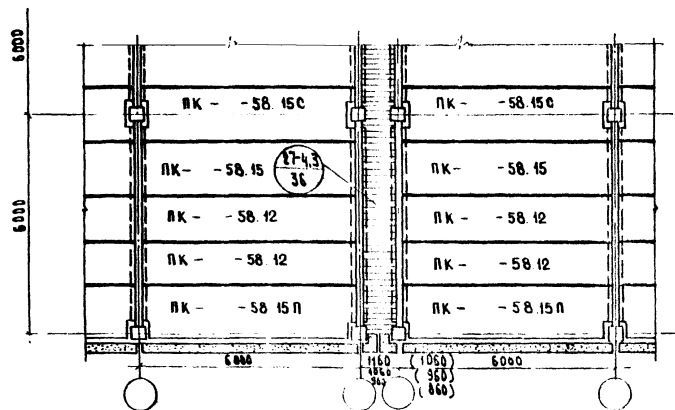
ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	серия	и. о. д.
1973	ПРИМЕР МОНТАЖНОГО ПЛАНА ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЕ 3,45 x 4,5 м.	выпуск	лист
		6	42



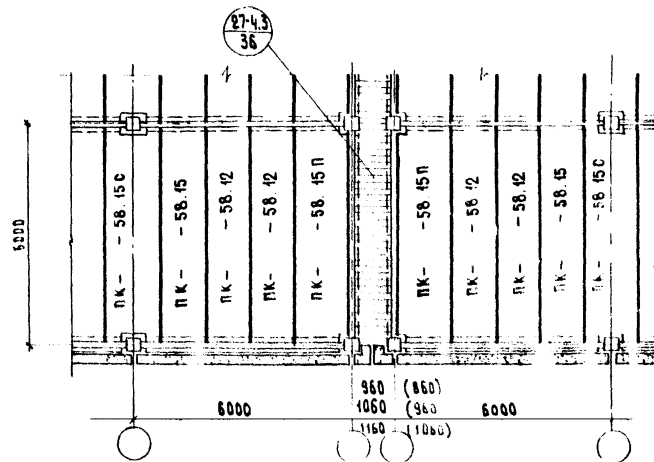
## ДЕФОРМАЦИОННЫЙ ШОВ ПРИ ПОПЕРЕЧНОМ КАРКАСЕ /Вариант I/



## ДЕФОРМАЦИОННЫЙ ШОВ ПРИ ПОПЕРЕЧНОМ КАРКАСЕ /Вариант II/



## ДЕФОРМАЦИОННЫЙ ШОВ ПРИ ПРОДОЛЬНОМ КАРКАСЕ

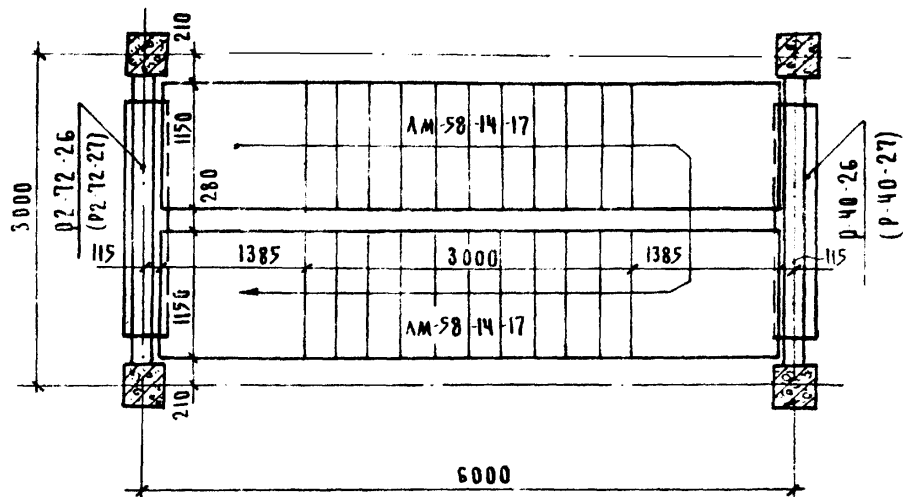


## ПРИМЕЧАНИЯ:

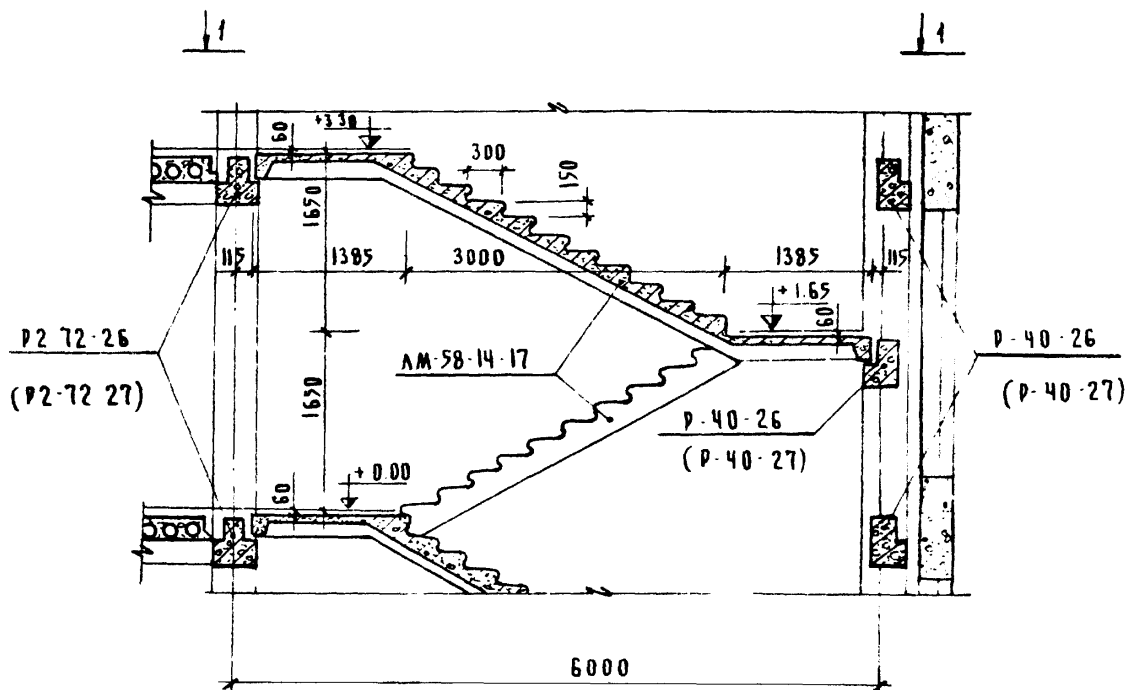
1. Размер 1160 (1060) соответствует толщине наружных стен - 350 мм;  
размер 1060 (960) соответствует толщине наружных стен - 300 мм;  
размер 960 (860) соответствует толщине наружных стен - 250 мм
2. Размеры, указанные в скобках, относятся к каркасу с колоннами сечением 30×30 см.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ШВОВ.	ВЫПУСК 6 ЛИСТ 43

1 - 1



ЛЕСТНИЦА ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ  
ЭТАЖА 330м

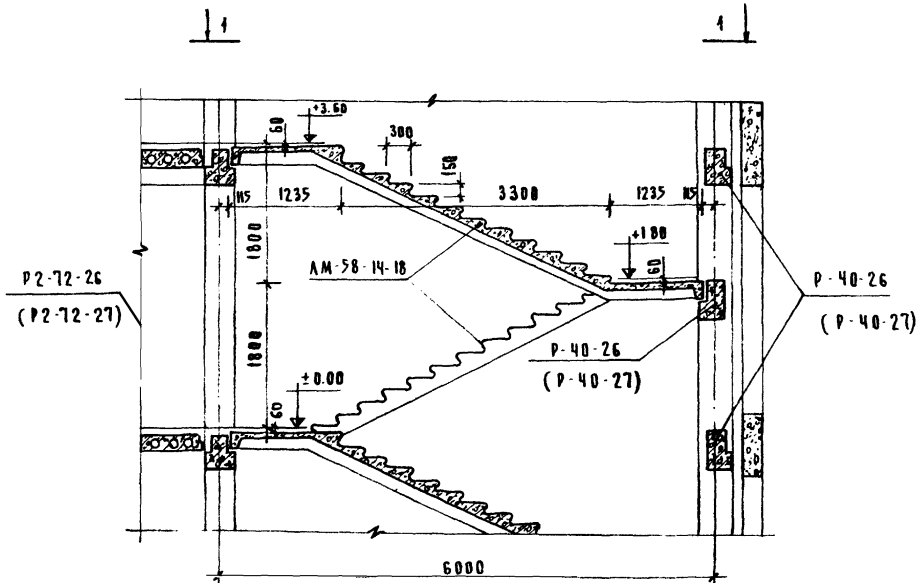


ПРИМЕЧАНИЯ

1. Установка ригелей в уровне перекрытия у чаружных стен лестничной клетки необходима для обеспечения непрерывности диска перекрытия.
2. Лестничные марши укладываются на полки ригелей по саю цементного раствора толщиной 10 мм.
3. Накладные проступи на ступенях условно не показаны
4. Узлы крепления ограждения и детали лестниц см серию 2.250-1 вып.1
5. Опираание верхней площадки на марш, ригель и диафрагму жесткости см узлы 28-4.3; 29-4.3; 30-4.3 серии ИИ-04-10 вып.5 лист 37
6. Маркировка ригелей в скобках относится к каркасу с колоннами сеч. 30\*30

1973	ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИИ	СЕРИЯ
МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТНИЧНЫХ МАРШЕЙ			ИИ-04-0
ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3.3м			ВЫПУСК
			6
			ЛИСТ
			44

Лестница для зданий с высотой  
этажа 3.60м

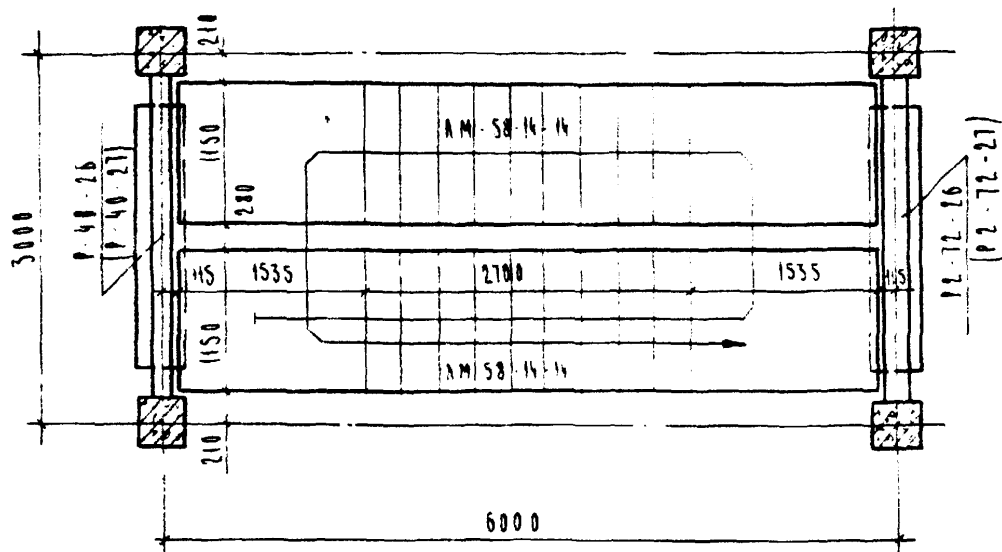


П Р И М Е Ч А Н И Е:

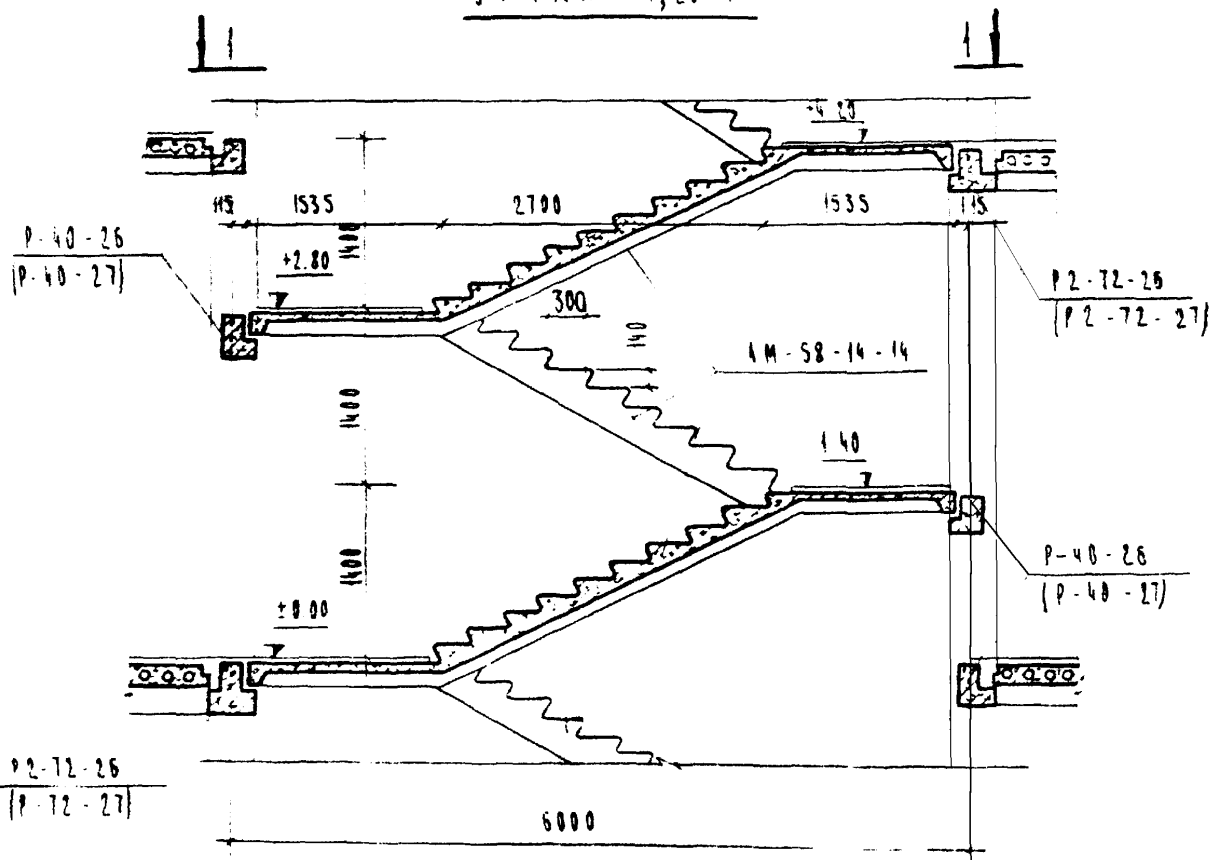
ПРИМЕЧАНИЯ СМ. ЛИСТ 44

1973	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗЪЯТЫХ МОНИТОЖНАЯ СХЕМА АЭСТИВНЫХ МАШИН ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,6м	ИЗДАНИЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО 1973	45
------	---	---------------------------------	----

1-1



ЛЕСТНИЦА ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ  
ЭТАЖА 4,20 М

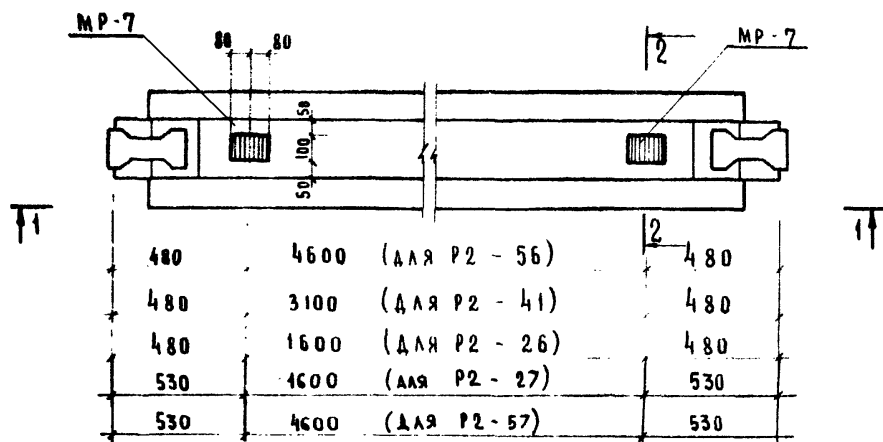


ПРИМЕЧАНИЕ

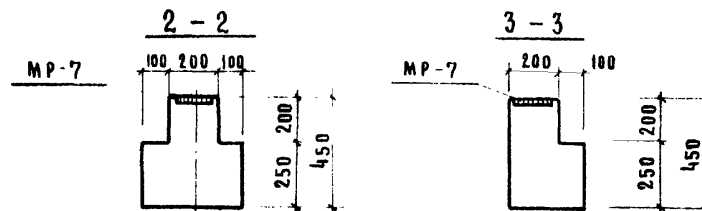
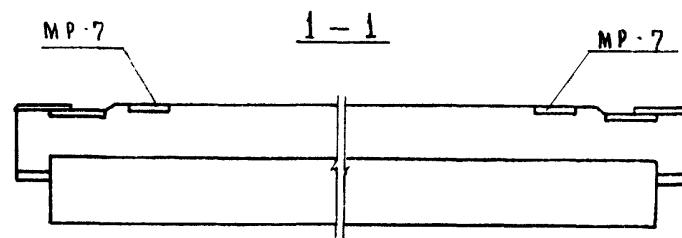
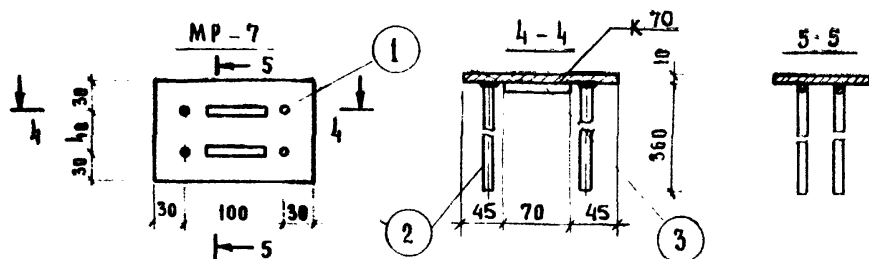
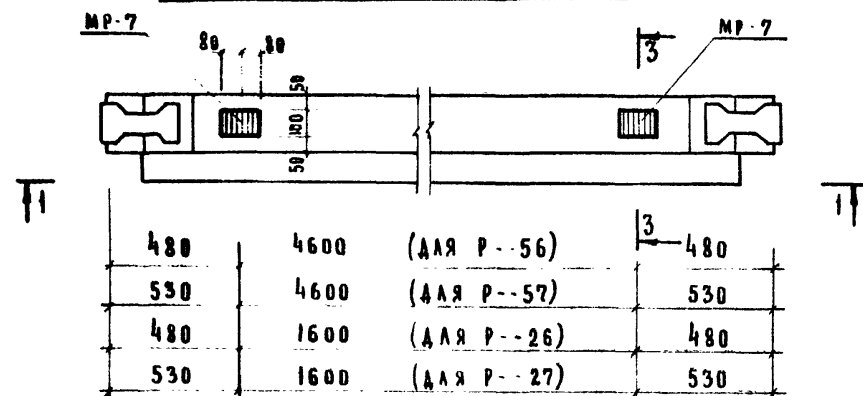
ПРИМЕЧАНИЯ СМ ЛИСТ 44

1973	ИКАЗАННЯ ПО ПРИМІТЦЕННЯМ НАСЛІДНИ	СЕРІЯ Н.В.А.0
	МОНТАЖНА СХЕМА ЛІСТІНЦЬКИХ МАРШЕВ	ВИБІРКА
	ДЛЯ БУДІВЛІ ЕТАЖА 4,20 М	ЛІСТ 46

P2--56; P2--41; P2--26; P2-27; P2-57.



P--56; P--57; P--26; P--27



3	φ 12 АШ	70	5781-61*	2	0.028	0.056	
2	φ 12 АШ	360	5781-61*	4	0.14	0.56	
1	-10 × 100	160	82-57	1	0.75	0.75	
ИИ ПОЗ	сечение	длина	ГОСТ	КОЛ	шт	вс	Примеч
MP-7		вс	масштаб	выпуск			
		1,366	1:20				

### Примечания:

1. Узел крепления связевой плиты к ригелю смотри серию ИИ-04-10 вып 5.
2. Опалубку и армирование смотри ригель соответствующей марки в альбоме серии ИИ-04-3 вып 3.

ТК	Указания по применению изделий	серия
1973	ПРИМЕРЫ РАСПОЛОЖЕНИЯ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ЗАКАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ В РИГЕЛЯХ ДЛЯ КРЕПЛЕНИЯ СВЯЗЕВЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ.	ИИ-04-0
		выпуск 6
		лист 47

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ ПО Ж.Б. ПАНЕЛЯМ НА 1 м<sup>2</sup> ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ

52

Количество пролетов	Армирование	Бетон, м <sup>3</sup>			Сталь (натуральная), кг							
		Расчетные унифицированные нагрузки кг/м <sup>2</sup>			Расчетные унифицированные нагрузки кг/м <sup>2</sup>							
		450			450 600 800 1250							
		Класс предарм. напряж. арм. панелей			Класс предарм. напряж. арм. панелей							
		сборный	монолитный	всего	А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II
6+6	напряжен.	0.116	0.0177	0.134	4.80	3.88	5.20	4.31	6.40	5.02	8.06	5.85

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА Ж.Б. РИГЕЛИ, КОЛОННЫ И ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ НА 1 м<sup>2</sup> ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2<sup>го</sup> СВЕРХУ ЭТАЖА.

Количество пролетов	Армирование	Бетон, м <sup>3</sup>						Сталь (натуральная), кг		
		Расчетные унифицированные нагрузки кг/м <sup>2</sup>						Расчетные унифицированные нагрузки кг/м <sup>2</sup>		
		450			600, 800, 1250			450 600, 800 1250		
		сборный	монолит	всего	сборный	монолит	всего	450	600, 800	1250
6+6	ненапряж.	0.054	0.002	0.056	0.058	0.002	0.060	8.10	9.25	14.0

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА Ж.Б. ЭЛЕМЕНТЫ НА 1 м<sup>2</sup> ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2<sup>го</sup> СВЕРХУ ЭТАЖА

Количество пролетов	Армирование	Бетон, м <sup>3</sup>						Сталь (натуральная), кг							
		Расчетные унифицированные нагрузки кг/м <sup>2</sup>						Расчетные унифицированные нагрузки кг/м <sup>2</sup>							
		450			600, 800, 1250			450 600 800 1250				Класс предарм. напряж. арматуры панелей			
		сборный	монолит	всего	сборный	монолит	всего	А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II
6+6	—	0.170	0.02	0.19	0.174	0.02	0.194	12.90	11.98	14.45	13.56	15.65	14.27	22.06	19.85

Примечания:

- Расход материалов на 1 м<sup>2</sup> по ж.б. панелям принят по серии ИИ-04-4 выпуски 17-18, по ж.б. ригелям принят по серии ИИ-04-3 выпуск 3, по ж.б. колоннам по серии ИИ-04-2 выпуск 3, по ж.б. диафрагмам жесткости по серии ИИ-04-6 выпуск 6
- Объем бетона ж.б. изделий подсчитан по геометрическим размерам без учета объема арматуры
- Подсчет расхода материалов произведен для 2<sup>х</sup> пролетного здания в 10 этажей с поперечным каркасом при высоте этажей 3.3 м, во II районе СССР по скоростному напору ветра по средней секции длиной 6 м.
- В графе расхода монолитного бетона по панелям перекрытия приведен расход бетона на устройство монолитных участков между крайними панелями перекрытия и стеновыми панелями

ТД	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04
1973	Показатели расхода материалов для каркаса в колоннах сеч. 40×40 см	Выпуск 1 6 48

# РАСХОД МАТЕРИАЛОВ ПО ЖБ ПАНЕЛЯМ НА 1 М<sup>2</sup> ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ

Количество пролетов	Армирование	Б Е Т О Н , м³			С Т А Л Ь , кг					
		С Б О Р Н Ы Й	М О Н О Л И Т Н Ы Й	В С Е Г О	Р а с ч е т н ы е у н и ф и ц . н а г р у з к и к г / м ²					
					450		600		800	
					К л а с с п р е д в а р и т . н а п р я ж . а р м . п а н е л е й					
					А IV	Вр II	А IV	Вр II	А IV	Вр I
6 × 6	напряжен	0.117		0.117	4.84	3.91	5.24	4.34	6.45	5.06