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

12522

Тиражировано Свердловским филиалом ЦИТП

620062 г.Свердловск-62 ул.Сенегальская, 3-А

Заказ 2256 Тираж 1000 Цена 1-65

Инв.№ 12522 1984 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/VIII-1973г

	Лист	стр.
Содержание выпуска		2
Перечень серий и выпусков		3-4
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. Компоновка 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 усилий для зданий длиной 60м.	30	34
Подбор диафрагм жесткости в зданиях до 4х этажей с подвалом	31	35
Таблицы для подбора диафрагм жесткости в зданиях до 4х 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 лестницей вдоль рамы в крайнем пролете	38	42
Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 6+6+6 м с лестницей вдоль рамы в среднем пролете	39	43
Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 6+6+6 м с лестницей 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 связевых плит перекрытия	47	51
Показатели расхода материалов для каркаса с колоннами сеч. 40×40 см	48	52
Показатели расхода материалов для каркаса с колоннами сеч. 30×30 см	49	53

ЦНИИЭП Курортного и санаторного строительства Госкомитета по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР
Гл. инж. проекта Ю.Ф. Островой
Гл. конструктор проекта Ю.Ф. Островой
Рук. группы Ю.Ф. Островой

Перечень серий и выпусков рабочих чертежей сборных элементов связевого каркаса ИИ 04 с сеткой колонн 6×6, 6×4,5, 6×3 м

ИИ-04 и выпуск 6	Указания по применению изделий связевого каркаса с сеткой колонн 6×6, 6×4,5 и 6×3 м.
ИИ-04-1 выпуск 1	Железобетонные фундаменты под колонны сечением 300×300 мм для зданий в 1–4 этажа
ИИ-04-1 выпуск 3 ИИ-04-2 выпуск 3	Фундаменты для колонн сечением 40×40 см Колонны связевого каркаса сечением 40×40 см для зданий с высотой этажа 2,4 м и 3,3 м Опалубка и армирование
ИИ 04 2 выпуск 4	Колонны связевого каркаса сечением 40×40 см для зданий с высотой этажа 3,6 м. Опалубка и армирование
ИИ 04 2 выпуск 5	Колонны связевого каркаса сечением 40×40 см для зданий с высотой этажа 4,2 м Опалубка и армирование
ИИ-04-2 выпуск 6 часть I	Колонны связевого каркаса сечением 40×40 см для зданий с высотой этажа 2,4; 3,3; 3,6; 4,2 м Арматурные изделия Объемные каркасы
ИИ-04-2 выпуск 6 часть II	Колонны связевого каркаса сечением 40×40 см для зданий с высотой этажа 2,4; 3,3; 3,6 и 4,2 м Арматурные изделия Плоские каркасы
ИИ 04 2 выпуск 7	Колонны связевого каркаса сечением 30×30 см для зданий с высотой этажа 3,3 м Опалубка и армирование
ИИ 04 2 выпуск 8	Колонны связевого каркаса сечением 30×30 см для зданий с высотой этажа 3,6 м. Опалубка и армирование
ИИ-04 2 выпуск 9	Колонны связевого каркаса сечением 30×30 см для зданий с высотой этажа 4,2 м Опалубка и армирование
ИИ-04-2 выпуск 10 часть I	Колонны связевого каркаса сечением 30×30 см для зданий с высотой этажа 3,3; 3,6 и 4,2 м Арматурные изделия Объемные каркасы
ИИ-04 2 выпуск 10 часть II	Колонны связевого каркаса сечением 30×30 см для зданий с высотой этажа 3,3; 3,6 и 4,2 м Арматурные изделия Плоские каркасы Закладные детали
ИИ 04 2 выпуск 11 часть I	Колонны связевого каркаса сечением 40×40 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 3,3 м
ИИ-04-2 выпуск 11 часть II	Колонны связевого каркаса сечением 40×40 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 3,6 м
ИИ-04 2 выпуск 11 часть III	Колонны связевого каркаса сечением 40×40 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 4,2 м
ИИ-04 2 выпуск 12 часть I	Колонны связевого каркаса сечением 30×30 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 3,3 м
ИИ 04 2 выпуск 12 часть II	Колонны связевого каркаса сечением 30×30 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 3,6 м
ИИ 04 2 выпуск 12 часть III	Колонны связевого каркаса сечением 30×30 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 4,2 м
ИИ 04 2 выпуск 13	Многогранные колонны для связевого каркаса сечением 30×30 см для зданий с высотой этажа 3,3 м, 3,6 м и 4,2 м Опалубка, армирование и объемные каркасы

ИИ-04-3 Выпуск 3 Часть I	Ригели связевого каркаса с колоннами сечением 40 × 40 см. Опалубка и армирование
ИИ-04-3 Выпуск 3 Часть II	Ригели связевого каркаса с колоннами сечением 40 × 40 см. Арматурные изделия
ИИ-04-3 Выпуск 4 Часть I	Ригели связевого каркаса с колоннами сечением 30 × 30 см Опалубка и армирование
ИИ-04-3 Выпуск 4 Часть II	Ригели связевого каркаса с колоннами сечением 30 × 30 см Арматурные изделия
ИИ-04-4 Выпуск 17	Предварительно напряженные многопустотные 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 многопустотные и ребристые панели длиной 526 и 576 см, армированные высокопрочной проволокой ф5 класса Вр II с линейно-групповым расположением арматуры. Метод натяжения - механический.
ИИ-04-4 Выпуск 19	Предварительно напряженные многопустотные и ребристые панели длиной 526 и 576 см, армированные стержнями из стали класса Ат-У. Методы натяжения - электротермический и механический.
ИИ-04-4 Выпуск 28	Панели многопустотные и ребристые длиной 276 см, армированные сварными сетками и каркасами из стали класса А-III.
ИИ-04-5 Выпуск 4	Стеновые панели из легких и ячеистых бетонов. Материалы для проектирования
ИИ-04-5 Выпуск 5	Стеновые панели из легких бетонов толщиной 250 мм. Опалубочные и арматурные чертежи.
ИИ-04-5 Выпуск 6	Стеновые панели из легких бетонов - толщиной 300 мм Опалубочные и арматурные чертежи
ИИ-04-5 Выпуск 7	Стеновые панели из легких бетонов толщиной 350 мм Опалубочные и арматурные чертежи.
ИИ-04-5 Выпуск 8	Стеновые панели из ячеистых бетонов - толщиной 250 мм. Опалубочные и арматурные чертежи
ИИ-04-5 Выпуск 9	Стеновые панели из ячеистых бетонов - толщиной 300 мм Опалубочные и арматурные чертежи
ИИ-04-5 Выпуск 10	Стеновые панели из легких и ячеистых бетонов. Арматурные изделия и закладные детали.
ИИ-04-6 Выпуск 5 Часть I	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 1-4 этажа 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 6 × 6; 6 × 4,5; 6 × 3 м
ИИ-04-10 Выпуск 6	Монтажные узлы и детали панельных стен из легких и ячеистых бетонов.

Примечание

1. Настоящий перечень серий и выпусков рабочих чертежей приведен по состоянию на 20 июня 1973 года
2. 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

1. Общая часть

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

В настоящую серию 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 дало 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 панты для навески стеновых панелей.

5. Разработаны стеновые панели с навеской на колонны из легких бетонов (с объемным весом от 700 до 1100 кг/м³) и из ячеистых бетонов (с объемным весом от 500 до 700 кг/м³), 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. 40×40 см предусмотрены конструктивные элементы для восприятия расчетной нагрузки 1250 кг/м² (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 связевого 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-А.11-62.

Изделия для каркаса с колоннами сечением 30×30 см предназначены для зданий в 1-4 этажа с подвалом с сеткой колонн 6×6 и 6×3м и унифицированными расчетными нагрузками на перекрытия 450, 600 и 800 кг/м².

Изделия для каркаса с колоннами сечением 40×40 см. предназначены для зданий в 5-12 этажей с подвалом с сеткой колонн 6×6; 6×4,5, 6×3м и унифицированными расчетными нагрузками на перекрытиях 450, 600, 800 и 1250 кг/м² и для зданий в 1-4 этажа с подвалом с сеткой колонн 6×6, 6×4,5; 6×3м и унифицированными расчетными нагрузками на перекрытиях 1250 кг/м².

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 40×40 см предусмотрены 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.

Таблица 1

Вид нагрузки	Величина нагрузки							
	для плит кг/м²				для ригелей т/пм			
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
Г. 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/пм предусмотрены только в каркасе с колоннами сечением 40×40 см.

2.3. Изделия серии запроектированы и предназначены для зданий I степени огнестойкости по СНИП I-А 5-70.

2.4. Каркас зданий в обоих направлениях запроектирован по связевой 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 принимаются 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/см² и могут применяться в малоэтажных зданиях. Башмаки БК-14 и ФК-10 рассчитаны на установку на фундаменты, определяемые в конкретном проекте здания.

Бетон заделки колонн в стакане фундаментов к моменту передачи эксплуатационной нагрузки должен быть не ниже марки 200, а для башмака БК-14 не ниже марки 300, так как фундаменты 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 примеры 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.

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0	
1973	Пояснительная записка	Выпуск 6	Лист 2

ЦНИИЭП Гражданский комплекс г. Москва
Гл. конструктор Гл. инж. пр-та Рук. гр. инж. Осипова

Стык колонн по высоте принят плоский, безметальный с ванной сваркой выпусков рабочей арматуры и последующим замоноличиванием, предложенный лабораторией сборного и монолитного железобетона НИИЖБ Госстроя СССР. Для соединения ригеля с колонной принят стык со скрытой консолью. Консоли колонн рассчитаны и сконструированы как металлические конструкции на восприятие опорных реакции 35 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 - 580т для сечения 40×40 см и 280т для сечения 30×30 см.

3.3. Ригели. Серия ИИ-04-3, выпуск 3 содержит чертежи ригелей для каркаса с колоннами 40×40 см, серия 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 перекрытии.

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, имеющихся 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, окаймляющих 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 4.

В конкретных проектах необходимо привести опалубочные 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 9т/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 6м и 5,5м /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-II с линейно-групповым расположением арматуры. Для пролета 3м 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, санитарно-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, укладываемые 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 усилия на выпуски в пристенной панели - 10т, на каждый из двух выпусков связевой панели /распорки/ - 5т. Соединительные элементы рассчитаны на такие же усилия.

ЦНИИЭП типовых Рук группы Островов

Унифицированные нагрузки на панели перекрытий без учета собственного веса панелей, приняты 450 кг/м², 600 кг/м², 800 кг/м² и 1250 кг/м².

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 приведены в выпуске 10.

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

В панелях предусмотрен плоский горизонтальный стык /без четвертей/.

Панели навесные. 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 200/.

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

Диафрагмы запроектированы с поэтажной разрезкой для высот этажей 3,3м; 3,6м; 4,2м для установки в пролетах 6,0 м и 3,0 м при пролете 4,5 м предусмотрены диафрагмы для высот 3м 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-II 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 площадками. 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, располагаемых 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-15-14к /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-1к 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. Закладные детали и соединительные элементы

Для удобства проведения заготовительно-складских опера-

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. № | Инв. № дубл. | Подпись и дата | Гип. Островов | Рук. гр. Ким | Гл. инж. проекта Сидоров

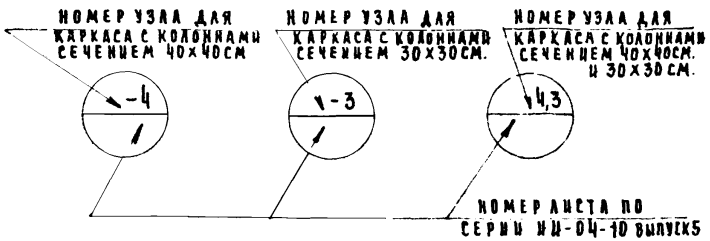
ций на специализированных заводах-изготовителях, закладные детали всех сборных изделий связевого каркаса помещены в отдельном альбоме ИИ-04-8. Выпуск 3.

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. Компоновка зданий и подбор элементов каркаса

4.1. Компоновка зданий различной конфигурации возможна с ригелями 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 колонн 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.

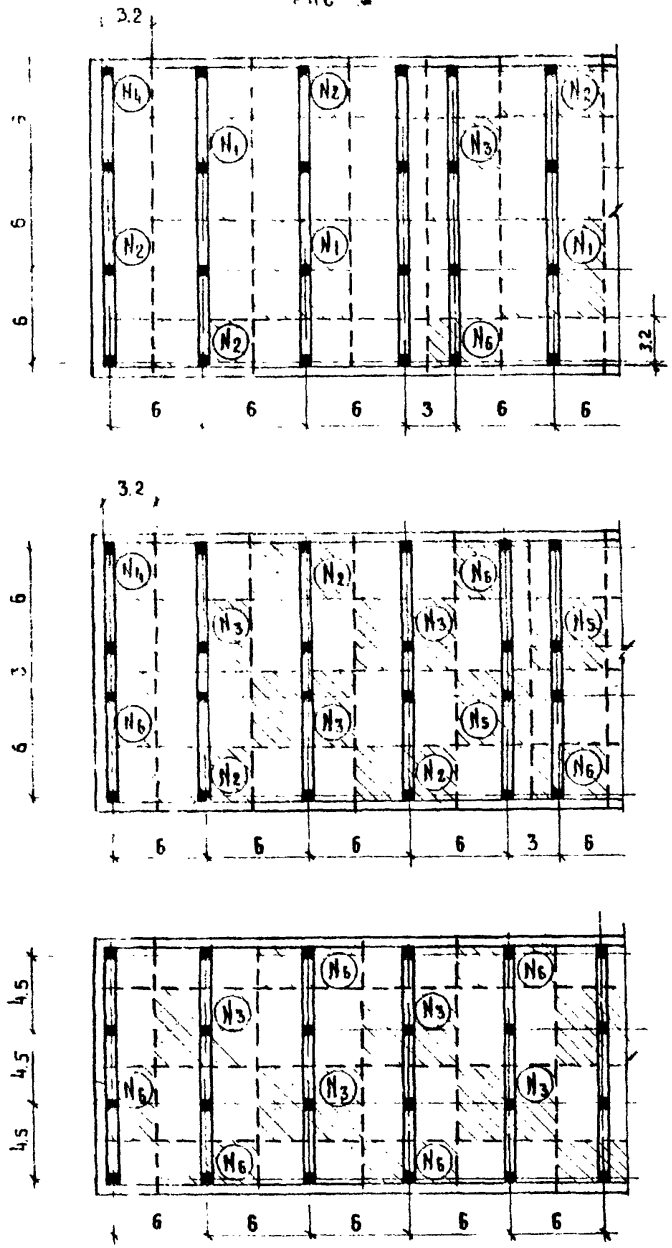
Конструкции каркаса допускают вести опережающий монтаж 3-4[х] этажей без замоноличивания стыков колонн и вертикальных стыков диафрагм, при обязательной сварке всех соединений и замоноличивании всех швов и шпонок в дисках перекрытий.

4.2. Многопустотные панели перекрытий подбираются по действующим на них расчетным нагрузкам в сопоставлении с унифицированными нагрузками по табл. №1 (лист 2)

Ригели подбираются в зависимости от действующей на них погонной расчетной нагрузки в сопоставлении с унифицированной по табл 1 (лист 2).

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

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 способности, что и рядовые.

В колонне типа N_2 учтен вес навесных стеновых панелей 5.1т. типа N_4 – 5.5 т, типа N_6 3.8 т.

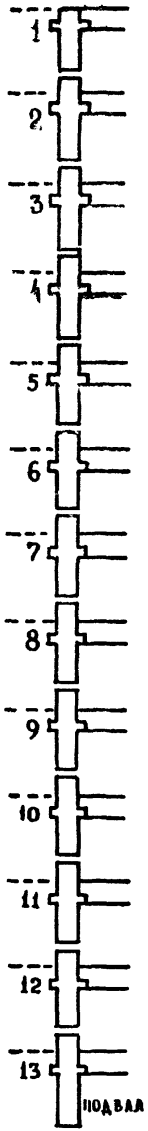
Расчет колонн произведен с учетом нормальной силы от вертикальных нагрузок и изгибающих моментов от защемления ригеля, несимметричного приложения нагрузки и случайных эксцентриситетов в стыках от несосности колонн при монтаже.

В случаях нагрузок на колонны отличных 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 косое 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 ИИ-04-0
1973	Пояснительная записка	Выпуск 6 / Лист 6



Подбор колонн сечением 40×40 см

Таблица 2

N этажа	Расчетная нагрузка на перекрытиях 450 кг/м²					
	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6
1	24	24	24	24	24	24
2	24	24	24	24	24	24
3	24	24	24	24	24	24
4	24	24	24	24	24	24
5	24	24	24	24	24	24
6	24	24	24	24	24	24
7	29	24	24	24	24	24
8	34	24	24	24	24	24
9	34	29	29	24	24	24
10	40	29	29	24	24	24
11	49	34	34	24	29	29
12	54	34	40	29	29	29
13	54	40	40	29	34	34

N этажа	Расчетная нагрузка на перекрытиях 800 кг/м²					
	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6
1	24	24	24	24	24	24
2	24	24	24	24	24	24
3	24	24	24	24	24	24
4	24	24	24	24	24	24
5	29	24	24	24	24	24
6	29	24	29	24	24	24
7	34	29	29	24	24	24
8	40	29	34	24	29	29
9	54	34	40	24	29	29
10	54	40	40	29	34	29
11	54	40	54	29	40	34
12	58	54	54	34	40	34
13	58	54	54	34	40	40

N этажа	Расчетная нагрузка на перекрытиях 600 кг/м²					
	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6
1	24	24	24	24	24	24
2	24	24	24	24	24	24
3	24	24	24	24	24	24
4	24	24	24	24	24	24
5	24	24	24	24	24	24
6	29	24	24	24	24	24
7	29	24	29	24	24	24
8	34	29	29	24	24	24
9	40	29	34	24	29	24
10	34	34	34	24	29	29
11	54	34	40	29	29	29
12	54	40	40	29	34	34
13	58	40	54	34	40	34

N этажа	Расчетная нагрузка на перекрытиях 1250 кг/м²					
	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6
1	24	24	24	24	24	24
2	24	24	24	24	24	24
3	24	24	24	24	24	24
4	29	24	24	24	24	24
5	34	29	29	24	24	24
6	40	34	34	24	29	24
7	54	40	40	24	29	29
8	54	40	54	29	34	29
9	58	54	54	29	40	34

Подбор колонн сечением 30×30 см

Таблица 3

N этажа	Расчетная нагрузка на перекрытиях 450 кг/м²					
	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6
1	14	14	14	14	14	14
2	14	14	14	14	14	14
3	14	14	14	14	14	14
4	17	14	14	14	14	14
5	23	17	17	14	14	14

N этажа	Расчетная нагрузка на перекрытиях 600 кг/м²					
	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6
1	14	14	14	14	14	14
2	14	14	14	14	14	14
3	14	14	14	14	14	14
4	17	17	17	14	14	14
5	23	23	23	17	17	17

N этажа	Расчетная нагрузка на перекрытиях 800 кг/м²					
	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6
1	14	14	14	14	14	14
2	14	14	14	14	14	14
3	17	14	14	14	14	14
4	23	17	17	14	14	14
5	28	23	23	17	17	17

Примечания

1. В расчетную нагрузку на перекрытие собственный вес плит не входит.
2. Типы колонн по грузовым площадям N_1: 1,2,3,4,5,6 приведены на рис. 1 на листе 6.
3. Цифры в таблицах соответствуют маркировке колонн по несущей способности на центральное сжатие.

ЦНИИЭП туристских комплексов Госкомитета по гражданскому строительству и архитектуре при Госстрое СССР. г. Москва

Гл. инж. пр. та Ю.С. Иосов

Исполнил

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

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 большей 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 $[M_g]$ в зависимости от этажности здания и расчетных нагрузок на перекрытие. Количество диафрагм определяется делением расчетного ветрового момента, действующего на все здание, на величину $[M_g]$.

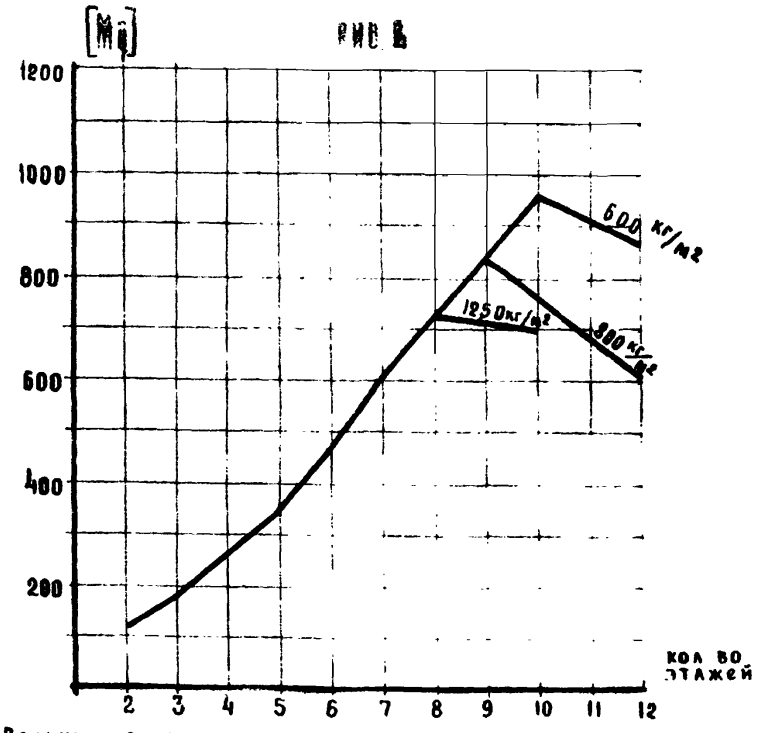


рис 2

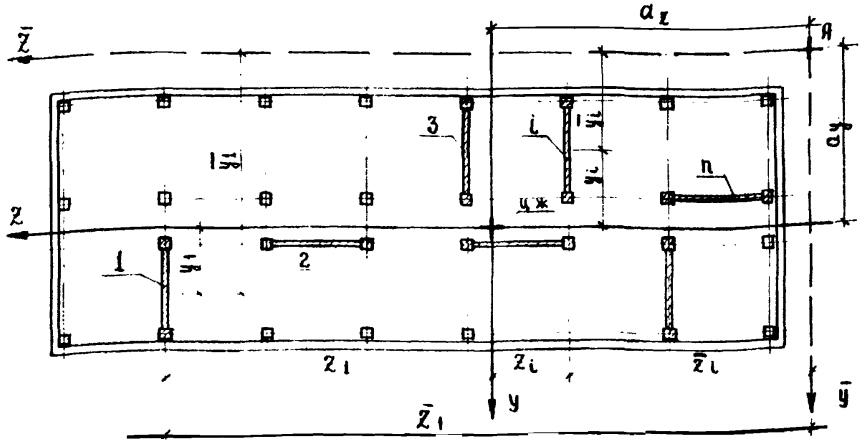
Величина расчетного ветрового момента определяется по табл. 8 (лист 30), в которой приведены значения ветровых моментов для зданий различной высоты при длине блока 60 м. Если длина блока проектируемого здания не равна 60 м, табличные значения расчетных изгибающих моментов следует уменьшать пропорционально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

г. Москва

Рис. 3.



5.2 Система координатных осей и определение центра жесткостей.

Все расчеты выполняются в системе прямоугольных координат. Оси координат в плане располагаются параллельно разбивочным осям здания (см. рис. 3., на котором показан в общем виде план здания с несимметричным расположением несущих конструкций). Начало координат принимается в центре жесткостей вертикальных диафрагм, расстояния до которого a_y и a_z от произвольной точки „А" плана определяются по формулам

$$a_y = \frac{1}{\mathcal{D}_z} \cdot \sum B_{iz} \cdot \bar{y}_i \; ; \quad a_z = \frac{1}{\mathcal{D}_y} \cdot \sum B_{iy} \bar{z}_i \qquad (5.1)$$

В формулах (5.1) приняты следующие обозначения:

B_{iy} - жесткости диафрагм, параллельных оси y,

B_{iz} - жесткости диафрагм, параллельных оси z;

$\bar{y}_i$ и $\bar{z}_i$ - расстояния до центра диафрагмы в произвольной системе координат с началом в точке „А" плана;

$i = 1, 2 \ldots, n$ - 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 $\mathcal{D}_z = \sum B_{iz}$ и $\mathcal{D}_y = \sum B_{iy}$ суммарные жесткости всех диафрагм одного направления.

Жесткостью диафрагм из плоскости и жесткостями колонн пренебрегаем. Так для здания на рис. 3., например, $B_{1y} \neq 0$; $B_{1z} = 0$; $B_{2z} \neq 0$; $B_{2y} = 0$ 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.

В е р т и к а л ь н ы м и н а г р у з к а м и для диафрагм являются опорные реакции ригелей, опирающиеся на диафрагменные колонны; нагрузки "q" от панелей перекрытия, опирающихся непосредственно на стенку жесткости, и собственный вес (с элементов конструкции, включая вес стенового ограждения (для диафрагм, примыкающих к фасадным осям). Все эти нагрузки приводятся к равнодействующей продольной силе "P_i".

Продольная сила в любой диафрагме определяется по формуле: $P_i = G + \sum \left(Q_p^{лев} + Q_p^{пр} + q \; b \right)$,

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

b - ширина диафрагмы.

При подсчете вертикальных нагрузок суммирование производится по всем этажам.

Горизонтальными н а г р у з к а м и для здания являются ветровые нагрузки, которые определяются по табл. 8 (лист 30).

5.4 Определение изгибающих моментов в диафрагмах жесткости

После сбора вертикальных нагрузок P_i на диафрагмы и определения расчетных ветровых моментов здания $M_y^в$ и $M_x^в$ в уровне низа диафрагм вычисляются суммарные изгибающие моменты:

$$M_y = (M_y^в + \Sigma P_i e_{iy})\,\gamma_y \;;\quad M_x = (M_x^в + \Sigma P_i e_{ix})\,\gamma_x \qquad (5.2)$$

где $\Sigma P_i e_{iy}$; $\Sigma P_i e_{ix}$ – изгибающие моменты в уровне низа диафрагм от эксцентричного действия вертикальной нагрузки;

γ_y и γ_x – коэффициенты продольного изгиба, которые вычисляются в соответствии с указаниями п. 5.5.

В формуле (5.2) и в дальнейших расчетах изгибающие ветровые моменты $M_y^в$ и $M_x^в$ и моменты от эксцентричного действия вертикальных нагрузок считаются положительными, если направление ветровых нагрузок и эксцентриситетов e_{iy} и e_{ix} 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 бимомент в уровне низа диафрагм:

$$M_{yx} = \left[M_y^в \frac{x_0}{y_0} - M_x^в + \Sigma P_i (e_{iy} \frac{x_i}{y_i} - e_{ix}) \right] \gamma_{yx} \qquad (5.3)$$

где y_0, x_0 – коэффициенты равнодействующих горизонтальных нагрузок, действующих в направлении осей x или y соответственно;

γ_{yx} – коэффициент продольного изгиба, который вычисляется по указаниям п. 5.5

В формуле (5.3) при действии ветровых моментов в направлении или y принимается $M_x^в = 0$, а при действии ветрового момента в направлении оси x принимается $M_y^в = 0$.

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

$$M_{iy} = M_{iy}^{\circ} + \Delta M_{iy} \;;\qquad M_{ix} = M_{ix}^{\circ} + \Delta M_{ix} \qquad (5.4)$$

где M_i° – изгибающий момент в данной диафрагме, появляющийся в результате поступательных перемещений;

ΔM_i – дополнительный изгибающий момент, появляющийся в результате поворота.

Изгибающие моменты M_i° в данной диафрагме, появляющиеся в результате поступательных перемещений здания, вычисляются по формулам:

$$M_{iy}^{\circ} = M_y \frac{B_{iy}}{D_y} \;;\qquad M_{ix}^{\circ} = M_x \frac{B_{ix}}{D_x} \qquad (5.5)$$

где M_y, M_x – суммарные расчетные изгибающие моменты в уровне низа диафрагм, вычисленные по формулам (5.2);

B_{iy}; B_{ix} – жесткость рассматриваемой диафрагмы;

$D_y = \Sigma B_{iy}$; $D_x = \Sigma B_{ix}$ – жесткость всех диафрагм одного направления.

Дополнительные изгибающие моменты M_i, появляющиеся в данной диафрагме в результате поворота, вычисляются по формулам:

$$\Delta M_{iy} = M_{yx} \frac{x_i B_{iy}}{J_{yx}} \;;\quad \Delta M_{ix} = M_{yx} \frac{y_i B_{ix}}{J_{yx}} \qquad (5.6)$$

В формулах (5.6) приняты обозначения:

M_{yx} – суммарный расчетный бимомент в уровне низа диафрагм от всех нагрузок, вычисленный по формуле (5.3);

$J_{yx} = \Sigma (B_{iy} x_i^2 + B_{ix} y_i^2)$ – общая жесткость пространственной несущей системы при повороте здания;

y_i, x_i – расстояния от центра тяжести до данной диафрагмы, измеряемые вдоль осей y и x соответственно

5.5. Учет влияния продольного изгиба.

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

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

$$\eta_z = 1 + \frac{H^2 \sum P_i}{8 D_z}\left(1 + 4 R_z\right) \qquad (5.8)$$

$$\eta_{yz} = 1 + \frac{H^2 \sum P_i \left(y_i^2 + z_i^2\right)}{8 D_{yz}}\left(1 + 4 R_{yz}\right) \qquad (5.9)$$

где R_y, R_z, R_{yz} – характеристики податливости основания здания при поступательных перемещениях в направлении осей Y и Z и при закручивании;

D_y, D_z, D_{yz} – суммарные жесткости надземной части при поступательных перемещениях в направлении 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:

$\sum P_i \left(y_i^2 + z_i^2\right) = \frac{\sum P_i}{F}\left(J_y + J_z\right)$, где F – площадь плана здания, J_y и J_z – моменты инерции плана здания относительно осей Y и Z соответственно.

Характеристики податливости основания здания равны:

$$R_y = \frac{D_y}{H \sum m_{iy}}; \quad R_z = \frac{D_z}{H \sum m_{iz}}; \quad R_{yz} = \frac{D_{yz}}{H \sum \left(m_{iy} z_i^2 + m_{iz} y_i^2\right)} \qquad (5.10)$$

В формулах (5.10) обозначено: m_{iy}, m_{iz} – коэффициенты жесткости основания фундамента каждой диафрагмы, а суммирование распространяется на все диафрагмы.

Коэффициент m_i жесткости основания под фундаментом диафрагмы вычисляется в соответствии с указаниями СНиП II-Б.1-62:

$$m_i = \frac{E_{ср}\left(\frac{c}{2}\right)^3}{\left(1 - \mu^2_{ср}\right) k} \qquad (5.10А)$$

При этом C – размер фундамента в плоскости основания, остальные обозначения по СНиП II-Б. 1-62. (п.5.21) коэф. K вычисляется по графикам для K_1 или K_2 по рис. 4 СНиПа II Б 1-62.

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 нормальному сечению. Диафрагмы являются внецентренно сжатыми элементами и проверка их прочности по нормальному сечению может быть выполнена по формулам, аналогичным расчетным зависимостям СНиП II-В.1-62* для железобетонных внецентренно сжатых стержневых элементов. Прочность диафрагм обеспечена при соблюдении условий:

при $P > N_{гр}$ $\quad M \cdot \mathcal{L} \cdot K_1 + P \le N_ц$ $\qquad (5.11)$

при $P < N_{гр}$ $\quad K_1 \cdot M - P \cdot \rho \le M_и$ $\qquad (5.12)$

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;

$M_и$ – изгибающий момент, воспринимаемый диафрагмой при отсутствии продольной силы;

α и β - характеристики несущей способности диафрагм.

Параметры несущей способности диафрагм $N_ц$, $N_{гр}$, $M_н$, α и β 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 принималось условие, что растяжение в диафрагменных колоннах отсутствует. 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

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

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:

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

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 3,3м и 60 т при высотах этажа 3,6м и 4,2м.

Сдвигающая сила T определяется по формуле:

$$T = M_{эт} \frac{\bar{S}}{J} \pm \left(N_{эт} \frac{\bar{F}}{F} - \bar{N}_{эт}\right) \qquad (5.15)$$

где $M_{эт}$ - приращение изгибающего момента в пределах высоты этажа;

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

$\bar{N}_{эт}$ - 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:

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

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

n - число этажей.

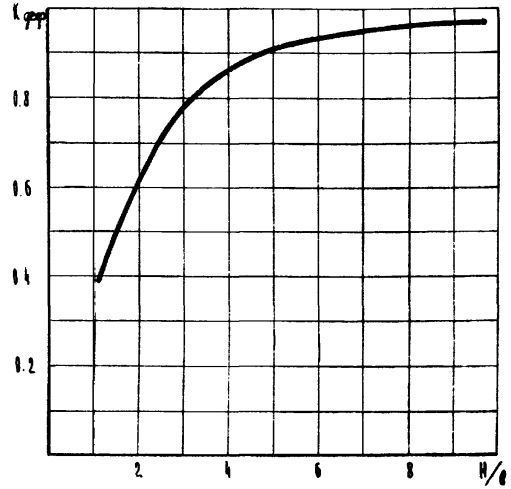
Геометрические и жесткостные характеристики диафрагм

Таблица 4

Тип диафр.	Эскиз	Высота сечен. диафр. b (м)	Площ. попер. сечен. F (м²)	$y_{ц.т}$ (м)	Момент инер. J (м⁴)	Осевая жестк. A (т)	Жесткость при изгибе B^* (т·м²)	$\frac{\bar{S}}{J}$ крайний шов	$\frac{\bar{S}}{J}$ средний шов
1		6	11	3.0	4.93	$2.78\cdot10^6$	$13.2\cdot10^6$	0.0974	0.210
2		6	0.92	3.3	4.44	$2.31\cdot10^6$	$11.9\cdot10^6$	0.119	0.195
3		6	0.92	2.7	4.44	$2.31\cdot10^6$	$11.9\cdot10^6$	0.0972	0.195
4	6 6 6	12	1.94	6.0	29.7	$4.88\cdot10^6$	$79.5\cdot10^6$	0.0323	0.110
5		12	1.76	6.45	25.65	$4.54\cdot10^6$	$68.7\cdot10^6$	0.0402	0.110
6		12	1.76	5.55	25.65	$4.54\cdot10^6$	$68.7\cdot10^6$	0.0346	0.110
7		12	1.76	6.2	28.29	$4.54\cdot10^6$	$75.7\cdot10^6$	0.0351	0.110
8		12	1.76	5.8	28.29	$4.54\cdot10^6$	$75.7\cdot10^6$	0.0328	0.110
9		12	1.58	6.0	22.24	$3.98\cdot10^6$	$59.5\cdot10^6$	0.0432	0.110
10		12	1.58	6.0	28.9	$3.98\cdot10^6$	$77.4\cdot10^6$	0.0332	0.105
11		12	1.58	6.35	25.29	$3.98\cdot10^6$	$67.7\cdot10^6$	0.0402	0.110
12		12	1.58	5.65	25.29	$3.98\cdot10^6$	$67.7\cdot10^6$	0.0357	0.110
13	6 6 3	9	1.53	4.5	13.9	$3.85\cdot10^6$	$37.2\cdot10^6$	0.0518	0.134
14		9	1.34	4.9	12.04	$3.37\cdot10^6$	$32.2\cdot10^6$	0.0651	0.138
15		9	1.34	4.1	12.04	$3.37\cdot10^6$	$32.2\cdot10^6$	0.0545	0.136
16		9	1.34	4.5	13.88	$3.37\cdot10^6$	$37.2\cdot10^6$	0.0519	0.135
17		9	1.16	4.5	10.59	$2.92\cdot10^6$	$28.4\cdot10^6$	0.068	0.128
18		9	1.16	4.0	11.95	$2.92\cdot10^6$	$32\cdot10^6$	0.0536	0.132
19	6 6 4.5	10.5	1.73	5.25	20.78	$4.35\cdot10^6$	$55.6\cdot10^6$	0.0404	0.116
20		10.5	1.55	5.7	17.87	$3.9\cdot10^6$	$47.8\cdot10^6$	0.0510	0.126
21		10.5	1.55	5.3	20.63	$3.9\cdot10^6$	$55.2\cdot10^6$	0.0411	0.124
22	6	4.5	0.89	2.25	2.43	$2.24\cdot10^6$	$6.5\cdot10^6$	0.148	0.270

Рис. 4

График для определения коэффициента $K_{деф}$.



Примечания

1. Тип диафрагмы при определении геометрических и жесткостных характеристик, а также параметров ее несущей способности (см. табл. 4,5) зависит от высоты сечения „b", количества и расположения проемов.
2. Расстояние до центра тяжести сечения $y_{ц.т.}$ дано от оси левой колонны.
3. В таблице 4 приведены величины отношения статического момента части поперечного сечения диафрагмы, отсеченной вертикальным швом к моменту инерции ($\frac{\bar{S}}{J}$). При этом для крайнего шва $\bar{S}$ – статический момент площади колонны относительно центра тяжести диафрагмы, а для среднего шва $\bar{S}$ – статический момент части поперечного сечения диафрагмы отсеченной ближайшим к центру тяжести вертикальным швом.
4. Расчетная жесткость диафрагмы B определяется умножением табличной величины B^* на коэффициент $K_{деф}$ который зависит от отношения $\frac{H}{b}$ (H – высота здания b – высота сечения диафрагмы) и определяется по приведенному на данном листе графику (рис. 4)

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-1	
1973	Пояснительная записка	Выпуск 6	Лист 13

Параметры несущей способности диафрагм.

Таблица 5

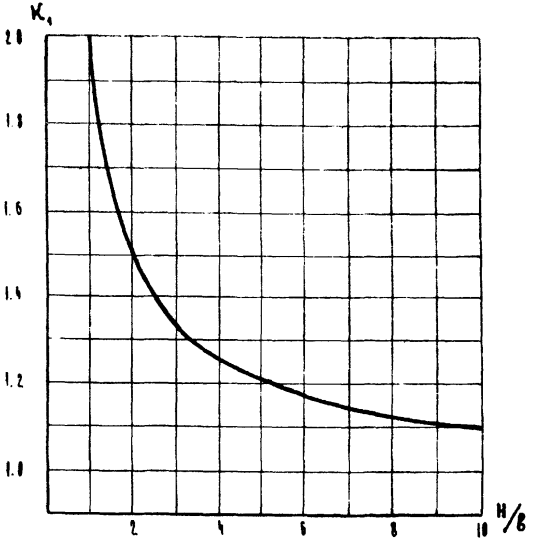
Тип диафр.	Тип колонн	$N_к$	N_{cr}	$M_к$	α	β	Тип диафр.	Тип колонн	$N_к$	N_{cr}	$M_к$	α	β
1	1	1100	570	75	0.30	2.95	13	1	1330	740	170	0.24	3.10
	2	1150	580	75	0.32	2.95		2	1450	780	170	0.26	3.10
	3	1210	590	80	0.34	2.95		3	1580	820	180	0.28	3.10
	4	1270	600	95	0.36	2.95		4	1730	860	210	0.30	3.10
	5	1370	610	200	0.38	2.95		5	1900	880	450	0.32	3.10
	6	1450	620	230	0.40	2.95		6	2020	900	520	0.34	3.10
2,3	1	830	480	75	0.34	2.95	14÷16	1	1070	580	170	0.25	3.10
	2	870	490	75	0.36	2.95		2	1180	620	170	0.27	3.10
	3	920	420	80	0.38	2.95		3	1310	660	180	0.29	3.10
	4	975	430	95	0.40	2.95		4	1440	700	210	0.31	3.10
	5	1070	440	200	0.42	2.95		5	1610	720	450	0.33	3.10
	6	1140	450	230	0.44	2.95		6	1730	740	520	0.35	3.10
4	1	1690	1060	220	0.17	3.30	17÷18	1	910	580	170	0.25	3.10
	2	1790	1100	220	0.18	3.30		2	1020	620	170	0.27	3.10
	3	1900	1140	240	0.19	3.30		3	1150	660	180	0.29	3.10
	4	2020	1180	285	0.20	3.30		4	1290	700	210	0.31	3.10
	5	2190	1220	600	0.21	3.30		5	1350	720	450	0.33	3.10
	6	2320	1260	690	0.22	3.30		6	1580	740	520	0.35	3.10
5÷8	1	1500	890	220	0.19	3.30	22	1	810	460	55	0.34	2.25
	2	1590	930	220	0.20	3.30		2	930	500	55	0.37	2.25
	3	1700	975	240	0.21	3.30		3	1050	540	60	0.40	2.25
	4	1850	1020	285	0.22	3.30		4	1170	580	70	0.43	2.25
	5	1990	1060	600	0.23	3.30		5	1290	600	150	0.46	2.25
	6	2160	1100	690	0.24	3.30		6	1390	620	175	0.49	2.25
9÷12	1	1340	890	220	0.19	3.30							
	2	1450	930	220	0.20	3.30							
	3	1540	975	240	0.21	3.30							
	4	1670	1020	285	0.22	3.30							
	5	1830	1060	600	0.23	3.30							
	6	1990	1100	690	0.24	3.30							

Типам колонн с 1 по 6 в табл 5 соответствует следующая несущая способность при центральном сжатии в тоннах:

Тип колонн	1	2	3	4	5	6
Несущая способность	240	290	340	400	520	580

Рис. 5

График для определения коэффициента $K_в$



H - высота здания

в - высота поперечного сечения диафрагмы.

Примечание.

В табл. 5 типы диафрагм принимаются такими же, как в табл. 4 лист 13.

ТК 1973	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-8
	Пояснительная записка	Выпуск 6, Лист 44

5.7 Проверка жесткости здания

Перемещения любой точки вершины 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 вершины здания v_y или v_z (деформация вершины здания, отнесенные к высоте здания) определяется по формулам:

$$v_y = v_{oy} + v_{yz} \cdot z \; ; \qquad v_z = v_{oz} - v_{yz} \cdot y \qquad (5.17)$$

здесь y, z – координаты наиболее удаленных в плане от центра жесткостей точек вершины здания.

Относительные величины $v_{oy} = \frac{f_{oy}}{H}$; $v_{oz} = \frac{f_{oz}}{H}$ поступательных перемещений и угла закручивания $v_{yz} = \frac{\theta}{H}$ вершин здания с учетом податливости основания определяются по формулам:

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

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

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

где: M_y^n, M_z^n, M_{yz}^n – нормативные значения суммарных изгибающих моментов и бимомента 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 равными $M^n = \frac{M}{1.2}$, 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) первые слагаемые учитывают деформацию здания за счет изгиба несущих конструкций, вторые – 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

Произвести 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/м². 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: $E_{ср} = 4500$ т/м², $\mu = 0,3$.

А. Расчет в поперечном направлении

Определение ветровых нагрузок

Горизонтальные нагрузки определены по табл.8(лист30) не приведены в табл. А с учетом фактического ветрового фронта здания $\ell = 54$ м.

Рис. 6

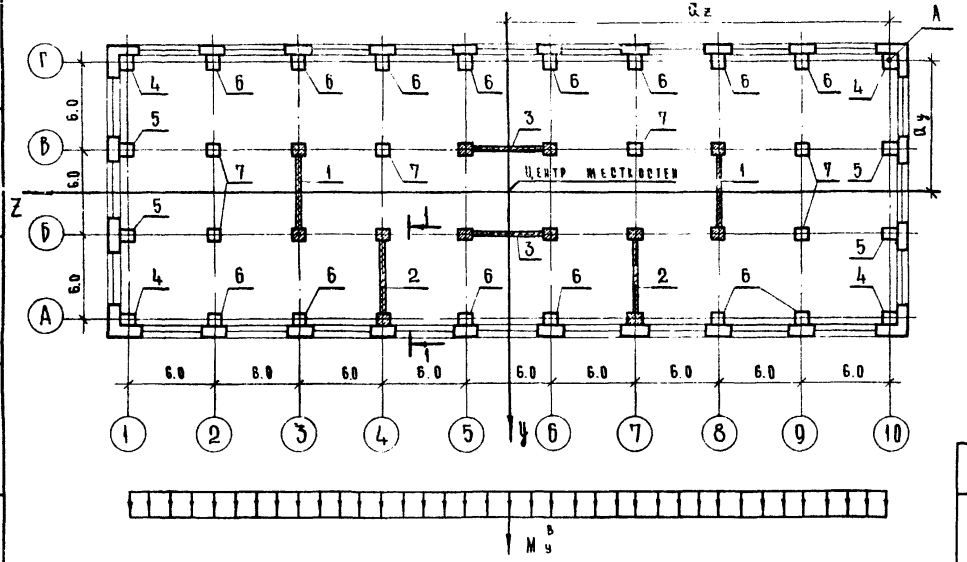


Рис. 7

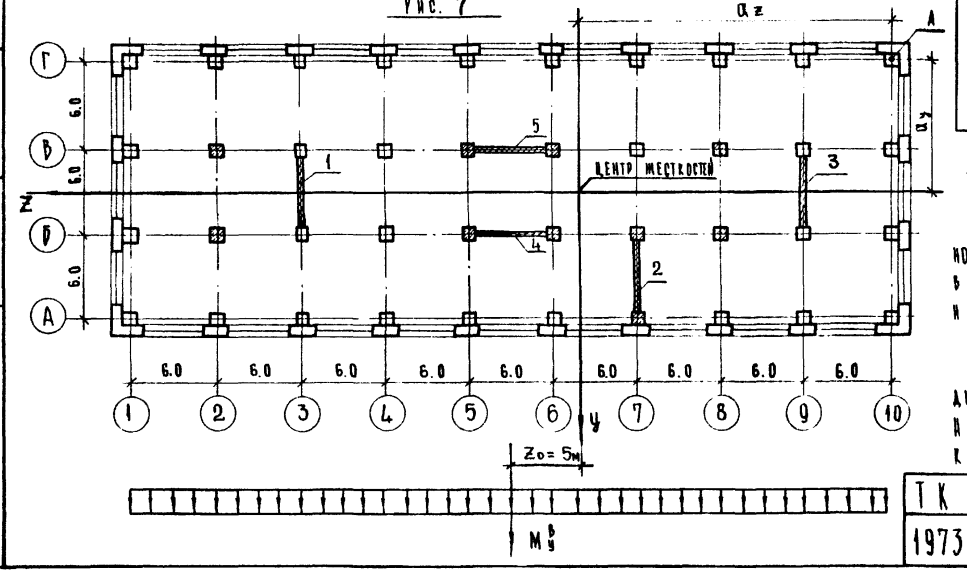


Рис. 8

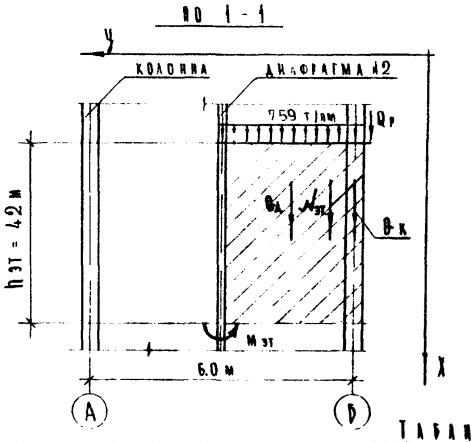


Таблица А

	Здание длиной 60м	Здание длиной 54 м
Расчетные ветровые моменты в уровне низа диафрагм	2900 тм	$2900 \times \frac{54}{60} = 2610$ тм
Расчетные ветровые моменты в уровне подошвы фундамента	3160 тм	$3160 \times \frac{54}{60} = 2840$ тм

Предварительное определение количества диафрагм.

По графику на рис 2 для 9-этажного здания с унифицированной расчетной нагрузкой 800 кг/м² определяем допустимый момент в диафрагме $[M_y]$ = 850 т м. При расчетной ветровой нагрузке на здание $M^в$ = 2610 тм число диафрагм в здании равно:

$$n = \frac{2610}{850} = 3{,}1.$$

Для дальнейших расчетов принимаем 4 диафрагмы. Расположение диафрагм в плане показано на рис. 6 На этом же рисунке занумерованы все вертикальные элементы - колонны и диафрагмы

ЦНИИЭП комплексной г. Москва | Гск сектора науки отд. | Лапшин и

Сбор вертикальных нагрузок

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

Результаты сбора вертикальных нагрузок приведены в таблице 6

Диафрагмы №2 загружены вертикальными нагрузками внецентренно: Эксцентриситет продольных сил равен: $e_{2y} = -0{,}721$ м (для максимальных нагрузок), $e_{2y} = -0{,}52$ м (для минимальных нагрузок).

Таблица 6

№ вертикальных элементов по рис 6	Кол-во одинаковых вертикальных элементов	Расчетные вертикальные нагрузки P (т)			
		наибольшие		наименьшие	
		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	3350	135	1890
7	6	413.7	2480	180	1080
	всего.		12512	всего	5940

Определение положения центра жесткостей диафрагм.

По условию приняты диафрагмы типа 1 по табл. 4, лист 13. Жесткость одной такой диафрагмы равна:

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

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

при $H/\ell = \frac{37{,}8}{6} = 6{,}3$, а $B^{\circ} = 13{,}2 \times 10^6$ тм^2 принимается по таблице 4.

Суммарная жесткость всех диафрагм поперечного и продольного направления:

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

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

Расстояние до центра жесткостей от точки А плана:

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

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

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, оси z – влево.

Вычисление коэффициента продольного изгиба

Для диафрагм принимаем фундаменты размером 3×12 м. Коэффициент жесткости основания под фундаментом каждой диафрагмы:

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

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

Характеристика податливости основания здания в поперечном направлении:

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

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

$$\eta_{y\,max} = 1 + \frac{H^2 \Sigma P_i}{8\, D_y}\left(1 + 4R_y\right) = 1 + \frac{12515 \times 37{,}8^2}{8 \times 47{,}2 \times 10^6} \times$$

$$\times \left(1 + 4 \times 0{,}367\right) = 1{,}12$$

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

$$\eta_{y\,min} = 1 + \frac{37{,}8^2 \times 5940}{8 \times 47{,}2 \times 10^6}\left(1 + 4 \times 0{,}367\right) = 1{,}06$$

Вычисление суммарных изгибающих моментов, действующих на здание

Вычисляем суммарный изгибающий момент в направлении оси Y от внецентренного нагружения диафрагм №2 вертикальными нагрузками.

При максимальных вертикальных нагрузках и эксцентриситете продольной силы в каждой диафрагме $e_{zy} = -0{,}721$ м находим:

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

При минимальных вертикальных нагрузках и эксцентриситете продольной силы в диафрагме $e_{zy} = -0{,}52$ м находим:

$$\Sigma P_i e_{iy} = 2 \times 315 \times (-0{,}52) = -327 \text{ тм}.$$

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

а/ при положительном направлении ветра:

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

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

б/ при отрицательном направлении ветра:

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

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

Определение 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:

$$M_{1y} = M_{2y} = M_y \frac{B_{iy}}{D_y} = \frac{M_y}{4}$$

В результате вычислений получаем следующие величины изгибающих моментов в диафрагмах:

а/ при положительном направлении ветра:

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

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

б/ при отрицательном направлении ветра:

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

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

Ст. научн. сотр. Самсиев Гамалей

Проверка прочности диафрагм по нормальному сечению.

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

$N_ц = 1370т$, $N_{гр.} = 610т$, $M_и = 200$ тм, $\alpha = 0,38$ $\beta = 2,95$

По графику на рис.5 (лист 14) при

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

Проверяем прочность диафрагмы №1. При наибольших вертикальных нагрузках $P_{max} = 886т > N_{гр} = 610т$, поэтому прочность проверяем из условия: $K_1 \cdot M \cdot \alpha + P \leqslant N_ц$

$1,16 \times 1025 \times 0,38 + 886 = 1326\ т < N_ц = 1370\ т.$

Условие соблюдается, следовательно прочность диафрагмы обеспечена.

При наименьших вертикальных нагрузках $P_{min} = 360т < N_{гр} = 610т$, поэтому прочность проверяется из условия:

$$K_1 M - \beta P \leqslant M_и$$

$1,16 \times 780 - 2,95 \times 360 = -165$ тм $< M_и = 200$ 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.

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

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

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

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 $\bar{N}_{эт} = 54,1т$.

Сдвигающая сила в шве равна:

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

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

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

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

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

Сдвигающая сила в среднем шве равна:

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

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

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

Проверка жесткости здания

Максимальный по абсолютной величине нормативный изгибающий момент в уровне низа диафрагм $M_y^н = \frac{4180}{1,2} = 3420$ тм имеет место при отрицательном направлении ветра.

То же в уровне подошвы фундамента:

$$M_{фу}^н = \frac{1,12 \times (2848 + 1848)}{1,2} = 3630 \text{ тм}.$$

Относительный прогиб здания за счет изгиба несущих конструкций равен:

$$\nu_y = \nu_{oy} = M_y^н \frac{H}{4 D_y} = 3420 \times \frac{37,8}{4 \times 47,2 \times 10^6} = \frac{1}{1468} < [\nu] = \frac{1}{1000}$$

Относительный прогиб здания за счет податливости основания равен:

$$\nu_y = \nu_{oy} = M_{фу}^н \frac{H R_y}{D_y} = 3630 \times \frac{37,8 \times 0,367}{47,2 \times 10^6} = \frac{1}{948} \approx [\nu] = \frac{1}{1000}$$

Деформативность здания в результате податливости основания незначительно превышает допустимую и может быть уменьшена в результате мероприятий по повышению жесткости основания, без увеличения количества диафрагм.

Б. Расчет здания в продольном направлении.

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

Пример расчета № 2.

Произвести проверку прочности и жесткости несущей системы 9-этажного здания размером в плане 54 × 18 м (см. рис. 7 лист 16) с несимметричной расстановкой диафрагм. Здание строится в I ветровом районе. Высота этажа 4,2 м. Унифицированная расчетная нагрузка на перекрытии 800 кг/м². Здание выполняется с поперечными каркасо-диафрагмами. Конструкция фундаментов и прочие характеристики грунтов позволяют считать основание абсолютно жестким.

А. Расчет при действии ветра в направлении оси Y.

Определение ветровых нагрузок

Ветровой момент определяется по табл. 5 (лист 30) и для здания длиной 54 м и высотой H = 37,8 м равен $M_y^s = 2618$ тм.

Предварительное определение количества диафрагм

Расчет выполняется так же как в примере № 1. Ориентировочно число диафрагм получено равным 3 (с небольшим округлением в меньшую сторону). Расположение диафрагм в плане показано на рис. 7 (лист 16).

Сбор вертикальных нагрузок

Для расчета данного здания вертикальные нагрузки принимаем такими же, как в примере №1 (см. табл. 5 на листе 17). Все расчеты необходимо выполнять как при максимальных, так и при минимальных вертикальных нагрузках. В настоящем примере расчет при минимальных вертикальных нагрузках опущен.

Определение центра жесткостей

Жесткости всех диафрагм, как параллельных оси y, так и параллельных оси z, равны по условию задачи. Жесткость одной диафрагмы $B_i = K_{деф} B_i^0 = 0,9 \times 13,2 \times 10^6 = 11,8 \times 10^6$ тм², где $B^0 = 13,2 \times 10^6$ найдено по табл. 4. Для 6-метровой глухой диафрагмы, а $K_{деф.} = 0,9$ определено по графику на рис.4 (лист 13) при $\frac{H}{6} = \frac{37,8}{6} = 6,3$.

Суммарные жесткости всех диафрагм, параллельных осям y и z, равны $D_y = \sum B_{iy} = 3 \times 11,8 \times 10^6 = 35,4 \times 10^6$ тм²; $D_z = \sum B_{iz} = 2 \times 11,8 \times 10^6 = 23,6 \times 10^6$ тм².

Расстояние до центра жесткостей от произвольной точки A плана:

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

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

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

Оси координат с началом в центре жесткостей нанесены на рис 7 (лист 16). Определяем суммарную жесткость здания при повороте относительно центра жесткостей:

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

$$+ B_{4z} \cdot y_4^2 + B_{5z} \cdot y_5^2 =$$

$$= 11,8 \times 10^6 \times (28^2 + 4^2 + 16^2 + 3^2 + 3^2) = 815 \times 10^8 \text{ тм}^4$$

Вычисление коэффициентов продольного изгиба

При вычислении коэффициентов продольного изгиба принимаем $R_y = R_{yz} = 0$ (для здания с абсолютно жестким основанием).

Вес здания $\sum P_i = 12500$ т (см. пример № 1 табл. 5).

Тогда $\eta_y = 1 + \frac{H^2 \cdot \sum P_i}{8 D_y} = 1 + \frac{37,8^2 \times 12500}{8 \times 35,4 \times 10^6} = 1,86$

Крутильную характеристику вертикальной нагрузки вычисляем по приближенной формуле

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

$$= 3,70 \times 10^6 \text{ тм}^2$$

где площадь плана здания $F = 54 \times 18 = 972$ м²;
моменты инерции плана здания $J_y = \frac{18}{3} (32^3 + 22^3) = 26,1 \times 10^4$ м⁴; $J_z = \frac{54}{3} (9^3 + 9^3) = 2,62 \times 10^4$ м⁴

Коэффициент η_{yz} равен:

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

Вычисление суммарных изгибающих моментов и бимомента, действующих на здание

В расчетах учитываем, что вертикальная нагрузка к диафрагме № 2 приложена с эксцентрицитетом (см пример № 1), а остальные диафрагмы являются центрально нагруженными. Изгибающий момент в здании от внецентрентного 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 $M_y = \left(M_y^B + \sum P_i e_{iy} \right) \eta_y$

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-	
1973	Пояснительная записка	Выпуск 6	Лист 9

г. Москва | Ст. Научн. сотр. | Гамалей

$M_y = (+2510 - 524) \times 1{,}06 = +2220$ тм;

б) при отрицательном направлении ветра

$M_y = (-2610 - 524) \times 1{,}06 = -3320$ тм.

Суммарный бимомент вычисляем по формуле: $M_{yz} = (M_y \cdot z_0 + P_2 e_{2y} \cdot z_2)\, \eta_{yz}$ при эксцентриситете ветровых нагрузок $z_0 = +5$м.

а) при положительном направлении ветра:

$M_{yz} = (2610 \times 5 + (-524) \times (-4)) \times 1{,}09 = +16500$ тм^2

б) при отрицательном направлении ветра:

$M_{yz} = (-2610 \times 5 + (-524) \times (-4)) \times 1{,}09 = -11900$ тм^2

Определение изгибающих моментов в диафрагмах.

Для диафрагм, параллельных оси У, изгибающие моменты вычисляем по формуле: $M_{iy} = M^0_{iy} + \Delta M_{iy}$

Моменты в диафрагмах, появляющиеся в результате поступательных перемещений здания, (одинаковые для диафрагм №№1,2 и 3), равны:

$$M^0_{1y} = M^0_{2y} = M^0_{3y} = M_y \frac{B_{iy}}{D_y}$$

а) при положительном направлении ветра:

$$M^0_{iy} = +2220 \frac{11{,}8 \times 10^6}{35{,}4 \times 10^6} = +770 \text{ тм}.$$

б) при отрицательном направлении ветра:

$$M^0_{iy} = -3320 \frac{11{,}8 \times 10^6}{35{,}4 \times 10^6} = -1110 \text{ тм}$$

Моменты в диафрагмах, появляющиеся в результате закручивания здания, вычисляем по формуле:

$$\Delta M_{iy} = M_{yz} \frac{z_i B_{iy}}{D_{yz}}$$

а) при положительном направлении ветра:

$$\Delta M_{1y} = +16500 \frac{(+20) \times 11{,}8 \times 10^6}{81{,}5 \times 10^8} = +478 \text{ тм}$$

$$\Delta M_{2y} = +16500 \frac{(-4) \times 11{,}8 \times 10^6}{81{,}5 \times 10^8} = -86 \text{ тм}$$

$$\Delta M_{3y} = +16500 \frac{(-16) \times 11{,}8 \times 10^6}{81{,}5 \times 10^8} = -382 \text{ тм}$$

б) при отрицательном направлении ветра:

$$\Delta M_{1y} = -11900 \frac{(+20) \times 11{,}8 \times 10^6}{81{,}5 \times 10^8} = -345 \text{ тм}$$

$$\Delta M_{2y} = -11900 \frac{(-4) \times 11{,}8 \times 10^6}{81{,}5 \times 10^8} = +69 \text{ тм}$$

$$\Delta M_{3y} = -11900 \frac{(-16) \times 11{,}8 \times 10^6}{81{,}5 \times 10^8} = +276 \text{ тм}$$

Полные изгибающие моменты в диафрагмах:

а) при ветре положительного направления:

$M_{1y} = 770 + 478 = 1248$ тм

$M_{2y} = 770 - 86 = 684$ тм

$M_{3y} = 770 - 382 = 388$ тм

б) при ветре отрицательного направления:

$M_{1y} = -1110 - 345 = -1455$ тм

$M_{2y} = -1110 + 69 = -1041$ тм

$M_{3y} = -1110 + 276 = -834$ тм

Типовой проект комплекса научного отдела сектора г. Москва
Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №
Гам. Лей
Ст. научн. сотр.

Для диафрагм, параллельных оси z, изгибающие моменты при действии ветра в направлении оси y вычисляются по формуле: $M_{iz} = -\Delta M_{iz} = -M_{yz}\frac{y_i B_{iz}}{D_{yz}}$

а) при положительном направлении ветра:

$$M_{4z} = -16500\ \frac{(+3,0)\times 11,8\times 10^6}{81,5\times 10^8} = -72\ \text{тм}$$

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

б) при отрицательном направлении ветра:

$$M_{4z} = (-11900)\ \frac{(+3,0)\times 11,8\times 10^6}{81,5\times 10^8} = +52\ \text{тм}.$$

$$M_{5z} = -M_{4z} = -52\ \text{тм}.$$

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:

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

б) при отрицательном направлении ветра:

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

Относительные поступательные перемещения здания вычисляются по формуле:

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

а) при положительном направлении ветра:

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

б) при отрицательном направлении ветра:

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

Относительная величина угла закручивания здания вычисляется по формуле:

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

а) при положительном направлении ветра:

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

б) при отрицательном направлении ветра:

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

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:

$$V_y = V_{0y} + V_{yz} \cdot Z \qquad \text{при} \quad Z = +32 \text{ м.}$$

а) при положительном направлении ветра:

$$V_y = 0,492 \times 10^{-3} + 0,0159 \times 10^{-3} \times 32 = 1,002 \times 10^{3}$$

деформация равна допустимой, т.к.

$$V_y = 1,002 \times 10^{-3} = \frac{1}{1000} = [V] = \frac{1}{1000};$$

б) при отрицательном направлении ветра.

$$V_y = -0,885 \times 10^{-3} - 0,0116 \times 10^{-3} \times 32 = -1,26 \times 10^{-3}$$

деформация больше допустимой, т.к.

$$V_y = 1,26 \cdot 10^{-3} = \frac{1}{795} > [V] = \frac{1}{1000}$$

Результаты расчета здания по деформациям показывают, что при принятой расстановке диафрагм в плане, не обеспечивается необходимая жесткость здания. Следует увеличить жесткость несущей системы, и в первую очередь - крутильную жесткость, расставив диафрагмы как можно дальше от центра жесткостей.

При этом расположение диафрагм необходимо выбрать так, чтобы величина Z_0 была, по возможности, наименьшей.

6. Расчет при действии ветра в направлении оси Z

Расчет здания при действии ветра в направлении оси Z выполняется в таком же объеме и в такой же последовательности, [illegible] действии ветра в направлении оси y.

6. Указания по проектированию и расчету диска перекрытия

6.1. Рекомендации по назначению размеров диска

Диск перекрытий может не рассчитываться, если длины его консольных и балочных участков не превышают предельно допустимых величин, которые определяются с помощью графика на рис 9 (лист 25)

На графике отложены предельно допустимые длины (в метрах, $l_к$ - консольных участков и $l_б$ балочных участков в зависимости от величин ветровых нагрузок $q_{эт}$, действующих на расчетный диск перекрытия здания, которые определяются по формуле 4 на листе 30

При одинаковых диафрагмах длина консольного участка диска принимается равной расстоянию от края здания до первой диафрагмы, длина балочного участка - расстоянию между двумя соседними диафрагмами. Если жесткости диафрагм отличаются более, чем в 2 раза, длина консольного участка принимается равной расстоянию от края здания до первой более жесткой диафрагмы, а длина балочного участка - расстоянию между ближайшими более жесткими диафрагмами (рис.10 лист 25). При этом предельные величины $l_к$ и $l_б$ будут определяться по графику на рис 9 (лист 25) с некоторым запасом, и в случае необходимости, могут быть уточнены расчетом диска по приведенной ниже методике.

6.2. Нагрузки, действующие на диск перекрытий

На диск перекрытия действуют горизонтальные ветровые нагрузки $q_{эт}$, направленные вдоль разбивочных осей.

Величина $q_{эт}$ определяется по формуле 4 (лист 30) с учетом фактической длины грузового фронта.

6.3. Определение изгибающих моментов в диске перекрытия и продольных усилий в распорках и ригелях.

Вертикальные диафрагмы играют роль упруго-смещающихся опор для диска перекрытий. Реакции диафрагм R_{iy} и R_{iz}

ЦНИИПИ Гамалей

Рис. 9

Значения предельно допустимых длин консольных и балочных участков диска перекрытия

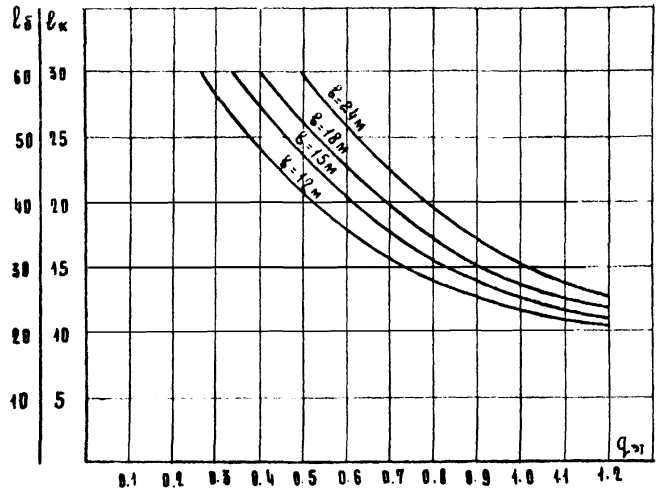


Рис. 10

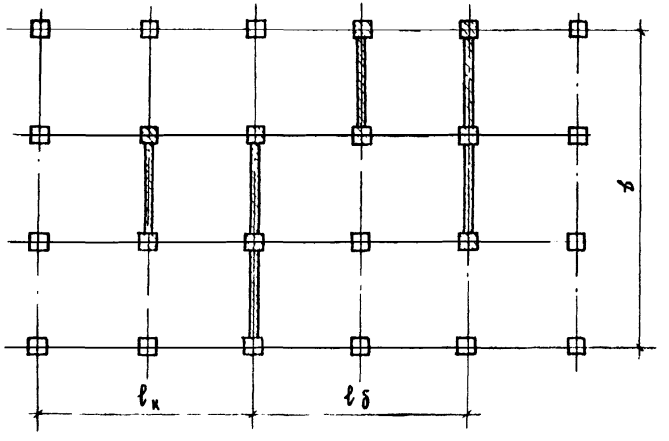
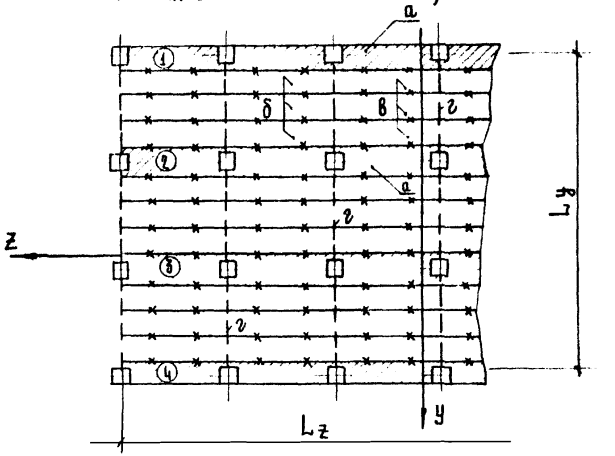


Рис. 11

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



вычисляются по формулам:

$$R_{iy} = -W_y \frac{B_{iy}}{D_y} - [W_y z_0 - W_z y_0] \frac{z_i B_{iy}}{D_{yz}}; \qquad (6.1)$$

$$R_{iz} = -W_z \frac{B_{iz}}{D_z} + [W_y z_0 - W_z y_0] \frac{y_i B_{iz}}{D_{yz}}$$

Здесь: W_y, W_z – 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 покрытия возникают реакции от эксцентричного приложения вертикальных нагрузок к диафрагмам:

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

$$\bar{R}_{iz} = \frac{1}{n}\left[P_i e_{iz} - \left\{\frac{B_{iz}}{D_z}\sum P_i e_{iz} + \frac{y_i B_{iz}}{D_{yz}}\sum P_i (e_{iy} z_i - e_{iz} y_i)\right\}\right] \qquad (6.2)$$

От совместного действия на диск перекрытия горизон-

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0	
1973	Пояснительная записка	Выпуск 6	Лист 25

тальных нагрузок и реакций опор строятся эпюры изгибающих моментов в диске, по которым затем определяются растягивающие усилия в распорках и сдвигающие усилия в швах.

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

6.4. Расчет элементов диска перекрытия

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

В конструктивном отношении диск перекрытия представляет собой многопоясную балку (рис 11 лист 25), в которой поясами являются плиты-распорки (а), соединенные сваркой закладных деталей. Распорки работают на продольные усилия, возникающие от действия изгибающего момента в плоскости перекрытия. Передача поперечных сил обеспечивается соединением на шпонках (б) плит перекрытий (в).

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

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

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

Прочность распорок проверяется по растягивающим усилиям из условия:

$$S_p \leq [S_p] \qquad (6.3)$$

где

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

S_p — растягивающие усилия в крайних распорках.

Растягивающее усилие в крайней распорке равно:

$$S_p = M_y^{диск} \frac{K_r}{\mathcal{L}_y}, \qquad (6.4)$$

где $M_y^{диск}$ — изгибающий момент в расчетном сечении диска от горизонтальных и вертикальных нагрузок, вызывающих изгиб диска в направлении оси y;

$\mathcal{L}_y$ — ширина диска;

K_r — коэффициент, зависящий от относительных размеров диска.

Коэффициент K_r вычисляется по формуле:

$$K_r = \frac{r+2}{2r-1} \qquad (6.5)$$

где $r = \frac{2l_к}{\mathcal{L}_y}$ — для консольного участка диска,

$r = \frac{l_б}{\mathcal{L}_y}$ — для балочного участка диска

Если $r > 3$, следует принять $K_r = 1$

Прочность шпонок, соединяющих плиты перекрытий, проверяется на действие сдвигающих усилий $Q_{шп}$, направленных вдоль шва, из условия:

$$Q_{шп} \leq [Q_{шп}] \qquad (6.6)$$

здесь $[Q_{шп}] = 3.6$ т — несущая способность шпоночного шва в пределах длины панели перекрытия.

Сдвигающая сила в шпоночном шве

$$Q_{шп} = \frac{\Delta M_y^{диск}}{\mathcal{L}_y} \cdot K_r \qquad (6.7)$$

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

В случае ориентации распорок вдоль оси y в формулах (6.4) и (6.7) следует подставлять $M_z^{диск}$ вместо $M_y^{диск}$ и $\mathcal{L}_z$ вместо $\mathcal{L}_y$.

ЦНИИЭП Гражданский комплексов г. Москва
Гл. сектора научного отдела
Панышин

7. Проектирование малоэтажных зданий без диафрагм жесткости 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 учётом ограничения перекоса ярусов до 1/1000 при действии горизонтальной нагрузки и для основания с коэффициентом жёсткости $m_i \geq 5500$тм. Значение m_i определяется по формуле 5.10 (лист 11).

7.3. Максимальная расчетная унифицированная нагрузка на ригель перекрытия – 7,2 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, 1970г.). При этом максимальные расчетные значения изгибающих моментов на уровне верха фундаментов колонн принимаются для одноэтажных зданий без подвала – 5,5тм, для остальных зданий – 8,3тм.

7.5. В рабочих чертежах объектов обратить внимание на обеспечение при производстве работ качественной зачеканки раствора в клиновидных зазорах вокруг ствола колонн в стаканах фундаментов.

7.6. В значении n (количество пролётов) не учитываются пролёты длиной 3м. Например, для зданий с поперечной рамой 6+3+6, $n = 2$.

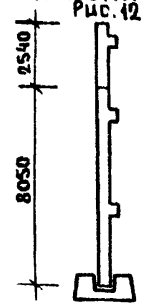
7.7. Для типов зданий по п. 2 табл. 6 высота верхнего этажа допускается не более 3,6м и не более высоты нижнего этажа.

7.8. а) В двухэтажных зданиях с подвалом и трехэтажных зданиях без подвала (п.3 табл. 6) диафрагмы жёсткости в плоскости рам разрешается не устанавливать только в двух верхних этажах. В нижнем этаже необходимо устанавливать не менее двух диафрагм жёсткости.

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

б) По высоте зданий допускается только один стык колонн в верхнем этаже.

Рис.12



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 жёсткости на всю высоту зданий.

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

Примечание: В одноэтажных зданиях без подвала с сечением колонн 40×40см и высоте этажа 3,3 м или 3,6м допускается не устанавливать диафрагмы жёсткости из плоскости рам, если длина здания в направлении перпендикулярном к плоскости рам не менее 36м.

Таблица 6.

№№ п/п	Типы зданий	Сечение колонн см	Высота этажа м	Минимально допустимое количество пролетов рамы n	Ветровые районы по СНиП II-А.11-62	Марки колонн	
						рядовые	крайние
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Одноэтажные без подвала	30×30	3.3	n ≥ 2	I – IV	КР – 333 – 14	КК – 333 – 14
			3.6	n ≥ 2	I – IV	КР – 336 – 14	КК – 336 – 14
		40×40	3.3	n ≥ 2	I – IV	КР – 433 – 24	КК – 433 – 24
			3.6	n ≥ 2	I – IV	КР – 436 – 24	КК – 436 – 24
			4.2	n ≥ 2	I – IV	КР – 442 – 24	КК – 442 – 24
2	Одноэтажные с подвалом и двухэтажные без подвала	40×40	3.3	n ≥ 2	I	КВР – 433 – 24 КНР – 433 – 24	КВК – 433 – 24 КНК – 433 – 24
				n ≥ 3	II – III		
				n ≥ 4	IV		
			3.6	n ≥ 2	I	КВР – 436 – 24 КНР – 436 – 24	КВК – 436 – 24 КНК – 436 – 24
				n ≥ 3	II		
				n ≥ 4	III		
				n ≥ 6	IV		
			4.2	n ≥ 4	I	КВР – 436 – 24 КНР – 442 – 29	КВК – 436 – 24 КНК – 442 – 29
				n ≥ 6	II		
				n ≥ 7	III – IV		
3	Двухэтажные с подвалом и трехэтажные без подвала	40×40	3.3	n ≥ 7	I – II	КВР – 433 – 24 КНР – 466 – 34	КВК – 433 – 24 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

г. Москва, ЦИ, инженер Семенова

Ветровая нагрузка на здания определяется по СНиП II-А 11-62 (с учетом изменений, утвержденных приказом №6 Госстроя от 13.01.65г) и представляет собой сумму статической и динамической составляющих.

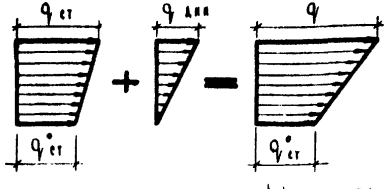
Учитывая повышенную гибкость каркасных зданий при определении ветровых нагрузок рекомендуется:

а) при высоте здания до 40м учитывать только статическую составляющую.

б) при высоте зданий более 40м учитывать суммарную ветровую нагрузку.

В таблице 8 на листе 30 приведены значения ветровых нагрузок и усилий 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 трапецоидальной, 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 максимальное значение коэффициента динамичности $\xi^{max} = 2.4$.

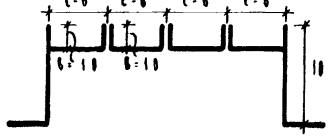


Расчетные величины габаритов (длина, ширина и высота над уровнем земли) здания должны учитывать увеличение „парусности" его за счет различных выступающих (западающих) частей фасада и кровли.

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

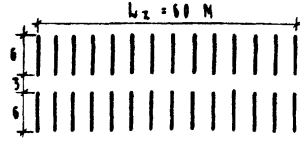
Пример 1. Определить расчетную ширину здания при ее номинальном значении 18 м, если здание по длине имеет 10 западов (m) при их глубине $в = 3$ м и длине каждого $l = 6$ м. Поскольку $l/в = 6/3 = 2.0 < 10$, то ширина фасада составит $L_y = 18 + 0.1 \cdot 10 \cdot 6 = 24$ м.

Пример 2. Определить расчетную высоту здания при ее номинальном значении 10 м и ширине $4l = 24$ м, если по фасаду имеется парапет, а по средним продольным осям на кровле имеются сплошные выступы вентканалов $в = 1$ м.



Поскольку $l/в = 6/1 = 6 < 10$, высота фасада с учетом „парусности" составит $H_0 = 10 + 0.1 \cdot 4 \cdot 6 = 12.4$ м.

Пример 3. Определить расчетную ширину здания (с поперечным шагом 6+3+6) в период монтажа при отсутствии продольных панелей и перегородок, если в пролетах 6 м с шагом $l = 3$ м установлены поперечные перегородки.



Число уступов составит $m = \frac{60}{3} 4 = 80$, тогда $L_y = 6 + 6 + 0.1 \times 80 \times 3 = 36$ м.

В связи с увеличением грузового фронта ветровой нагрузки в период монтажа должны быть установлены временные связи.

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИП-04-0	
1973	Ветровые нагрузки. Основные положения.	Выпуск 6	Лист 29

В таблице 8 приведены ординаты эпюры ветровой нагрузки q на высоте H, изгибающие моменты M и поперечные силы Q на уровне земли при высоте здания H для статической и динамической составляющих, а также для суммарной ветровой нагрузки для зданий длиной 60 м для I ветрового района.

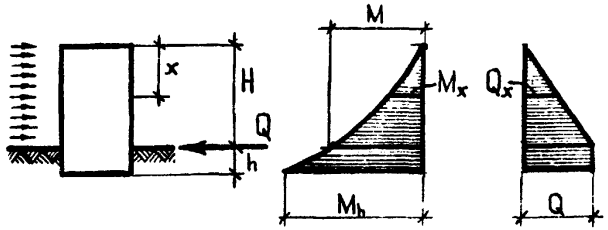
При определении ветровых нагрузок и усилий учтены коэффициенты: аэродинамический $c=1{,}4$, перегрузки $n=1{,}2$, коэффициент, учитывающий возрастание скоростного напора для высот более 10 м, пульсации $m=0{,}2$, динамичности $\xi^{max}=2{,}4$ /для определения динамической составляющей/.

При значениях коэффициента динамичности менее $\xi^{max}=2{,}4$, общую ветровую нагрузку определяют суммированием статической /табличной/ и откорректированной динамической составляющей, которую получают делением на 2,4 и последующим умножением результата на фактическое расчетное значение ξ. При промежуточных значениях H ветровые усилия определяются по интерполяции для II, III, IV ветровых районов ветровые усилия находятся путем умножения табличных значений на поправочные коэффициенты:

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

При длине здания не равной 60 м, табличные значения ветровых нагрузок и усилий следует изменить пропорционально фактической длине грузового фронта.

Ветровые усилия в любом уровне выше уровня земли на расстоянии x от вершины здания определяются по формулам: $M_x=u^2M$; $Q_x=uQ$, где $u=\frac{x}{H}$; M и Q - табличные значения для зданий высотой H.



Ветровой момент на расстоянии h ниже уровня земли определяется по формуле: $M_h=M+Q\cdot h$

Погонные нагрузки по длине здания, действующие на диск перекрытия определяются по формуле $q_{эт}=\frac{q}{60}h_{эт}$, где $h_{эт}$ - высота этажа.

Таблица 8

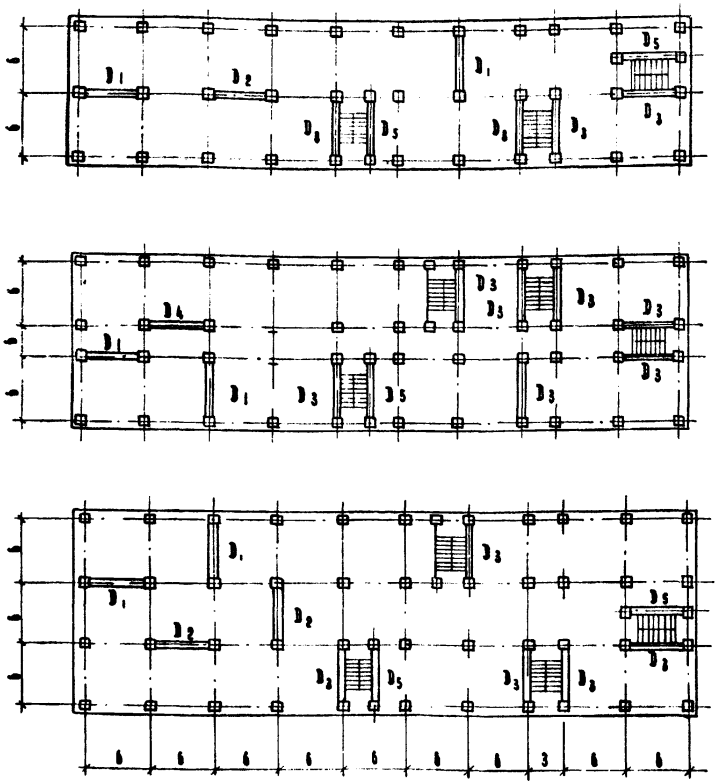
H	$q_{ст}$	$M_{ст}$	$Q_{ст}$	$q_{дин}$	$M_{дин}$	$Q_{дин}$	$q_{стн}$	$M_{стн}$	$Q_{стн}$
м	т/м	тм	т	т/м	тм	т	т/м	тм	т
56	5,45	7115,8	225,6	3,27	3415,3	182,9	8,71	10531,0	408,6
54	5,37	6547,0	215,3	3,23	3142,5	174,6	8,61	9689,5	389,9
52	5,30	6002,7	205,0	3,20	2881,1	166,2	8,49	8883,8	371,2
50	5,22	5482,6	194,8	3,16	2631,3	157,9	8,37	8113,9	352,7
48	5,13	4986,5	184,7	3,11	2393,4	149,6	8,25	7379,9	334,3
46	5,04	4514,0	174,6	3,07	2166,8	141,3	8,11	6680,5	315,9
44	4,94	4064,9	164,7	3,02	1950,9	133,0	7,96	6015,8	297,7
42	4,83	3639,0	154,8	2,97	1746,6	124,7	7,88	5385,5	279,5
40	4,71	3236,2	145,0	2,91	1553,3	116,5	7,62	4789,4	261,4
38	4,58	2859,0	135,2						
36	4,44	2510,1	125,8						
34	4,32	2188,6	116,6						
32	4,19	1893,5	107,7						
30	4,05	1623,9	99,0						
28	3,92	1378,8	90,5						
26	3,77	1157,2	82,3						
24	3,63	958,2	74,4						
22	3,48	780,7	66,7						
20	3,31	623,7	59,2						
18	3,15	487,6	52,0						
16	3,00	372,4	45,3						
14	2,87	276,3	38,8						
12	2,76	198,1	32,8						
10	2,72	136,1	27,2						
8	2,72	87,1	21,8						
6	2,72	49,0	16,3						
4	2,72	21,8	10,9						
2	2,72	5,4	5,4						

Примечание:

Основные положения по определению ветровых нагрузок и порядок учета „парусности" здания приняты по листу № 29.

Рис. 13

Схемы возможного расположения диафрагм жесткости



Примечания:

1. Таблицы для подбора диафрагм см. лист 32
2. Деформации здания при принятых несущих способностях диафрагм по табл. № 5 находятся в допустимых пределах и специальной проверки не требуют.

Подбор диафрагм жесткости в зданиях до 4-х этажей с подвалом выполняется в следующем порядке:

1. Определяется ветровой момент на здание (по табл. 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 отличных от табличных, величина момента умножается на поправочные коэффициенты по каждому фактору (по п.п. 1-4 на листе 32).
5. Ветровой момент делится на момент одной диафрагмы и определяется количество диафрагм.
6. Свободная длина консольного участка диска перекрытия может быть 2,1 м. в зданиях высотой до 3-х этажей и 1,8 м. в 4-х этажных зданиях. Расстояние между диафрагмами соответственно 42 и 36 м.

Пример. Подобрать диафрагмы жесткости для четырехэтажного здания с подвалом во II ветровом районе. Размеры здания в плане 60 × 12 м; высота здания H_0 = 14 м; высота подвала 3,3 м. Диафрагмы типа D_1 расположены симметрично относительно равнодействующей внешней нагрузки и центра массы здания. Грунты песчаные (K_0 = 5000 т/м³)

1) **Поперек здания**: при ℓ = 60 м по таблице 8 (лист 30)

$$M_{ветр.} = 276,35 \cdot 1,3 + 38,8 \cdot 3,3 = 488,0 \text{ тм}.$$

Несущая способность одной диафрагмы типа D_1 по табл 9 при 5 перекрытиях составляет 355 тм.

$$m = \frac{M_{ветр}}{[M]} = \frac{488,0}{355} = 1,28 \text{ шт}; \text{ принимаем 2 диафрагмы.}$$

2) **Вдоль здания**: при ℓ = 22 м. $M_{ветр} = \frac{12}{60} \cdot 488 = 96$ тм.

Несущая способность диафрагмы D_5 при глубине здания 60 м. (см табл 10) $[M] \cdot 356 \cdot 0,7 = 250$ тм > 96 тм ; принимаем 1 диафрагму.

Таблица 9

Изгибающий момент, воспринимаемый одной диафрагмой, в тм.	Число перекрытий здания	Типы диафрагм по рис 13 на листе 31				
		$Д_1$	$Д_2$	$Д_3$	$Д_4$	$Д_5$
	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 основания	Коэффициент постели K_0 т/м	Поправочн. Коэф. K
Песок слежавшийся, балластный, гравий насыпной, глина влажная	от 500 до 5000	0,5 - 1,0
Песок, гравий, плотнослежавшийся (в естественных условиях), щебень, хрящ, глина малой влажности	от 5000 до 10 000	1,0 - 1,06
Песчано-глинистый грунт, искусственно уплотненный, глина твердая	от 10 000 до 20 000	1,1
Мягкая скала, известняк, песчаник	от 20 000 до 100 000	

Таблица 12

Эксцентриситет 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	0.70	0.81	0.82
6,0	0.65	0.70	0.73	0.74	0.76
7,5	0.58	0.63	0.66	0.69	0.70

Таблица 9 составлена для диафрагм жесткости шириной 6 м.

Глубина здания до 18 м.

Коэффициент постели K_0 = 5000 т/м³.

Расчетная нагрузка до 800 кг.м².

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

2 Коэффициент постели K_0 принимается по данным геологических изысканий или по таблице 11.

В таблице 11 приведены поправочные коэффициенты к изгибающему моменту для грунтов с коэффициентом постели отличным от 5000 т/м³.

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

4. При расчетных нагрузках 1250 кг/м² вводится коэффициент 0,9.

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0	
1973	Таблицы для подбора диафрагм жесткости в зданиях до 4х этажей с подвалом	Выпуск 6	Лист 32

ЦНИИЭП Комплексов г. Москва | Гл. инж. пр-та | Исполнил | Семенова

График несущей способности колонн сечением 30 × 30 см

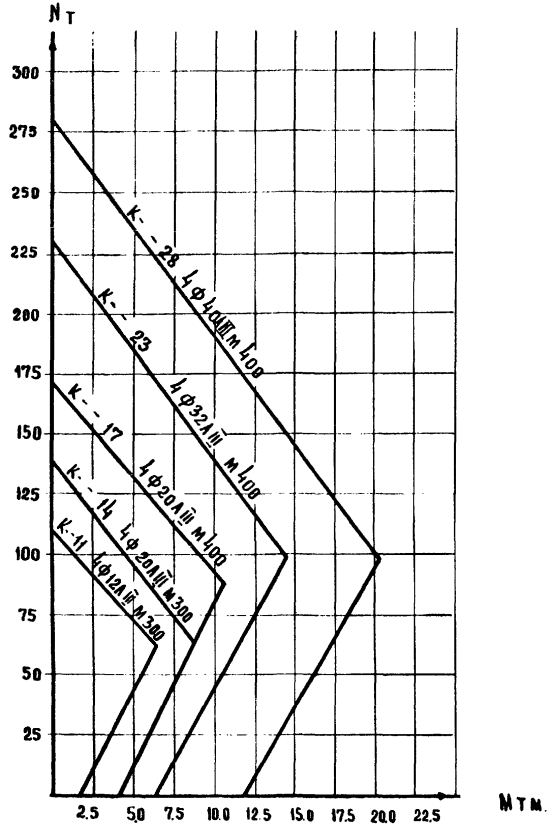
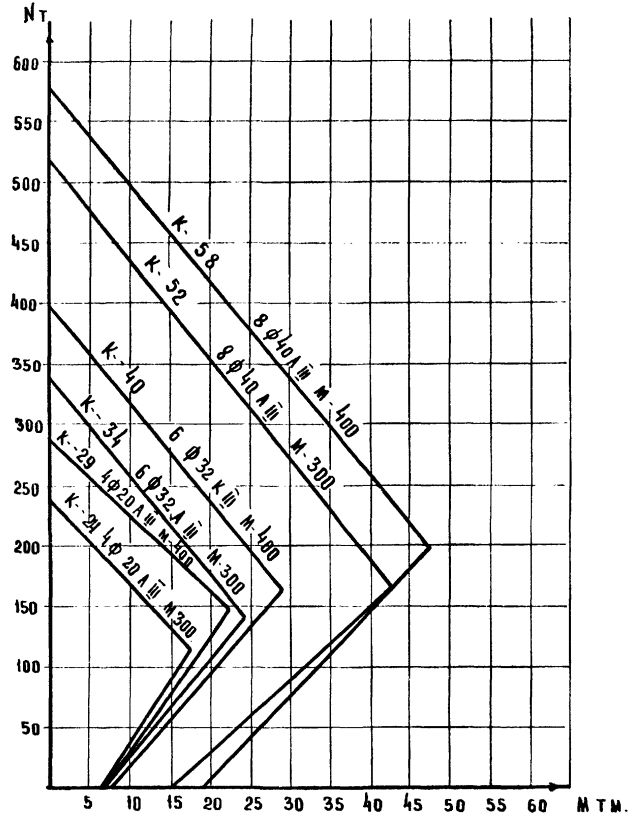
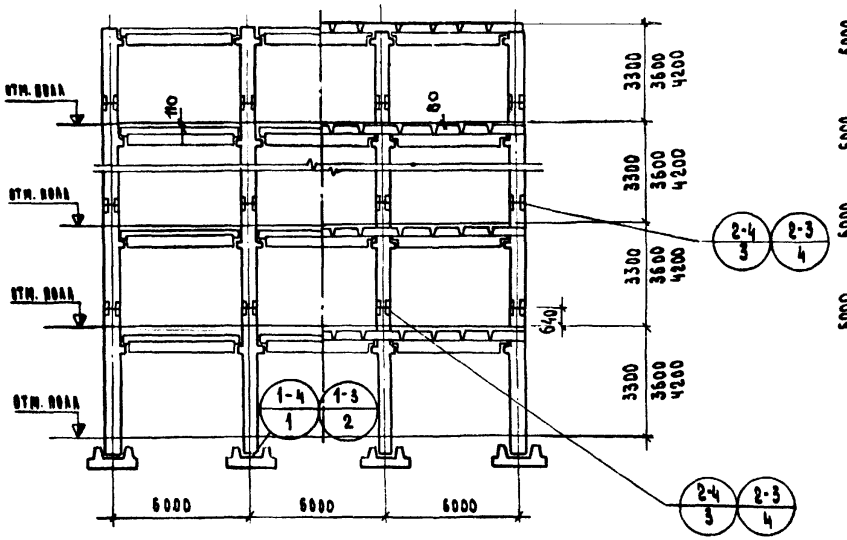


График несущей способности колонн сечением 40 × 40 см

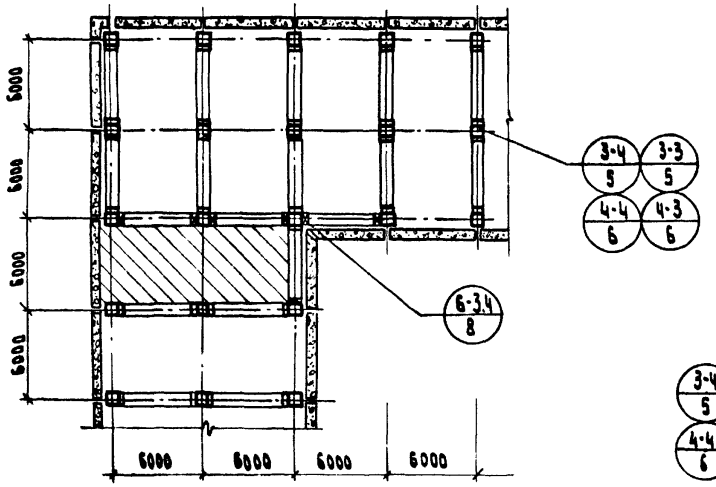


ТК	Указания по применению изделий		Серия ИИ-04-0
1973	Графики несущей способности колонн	Выпуск 6	Лист 33

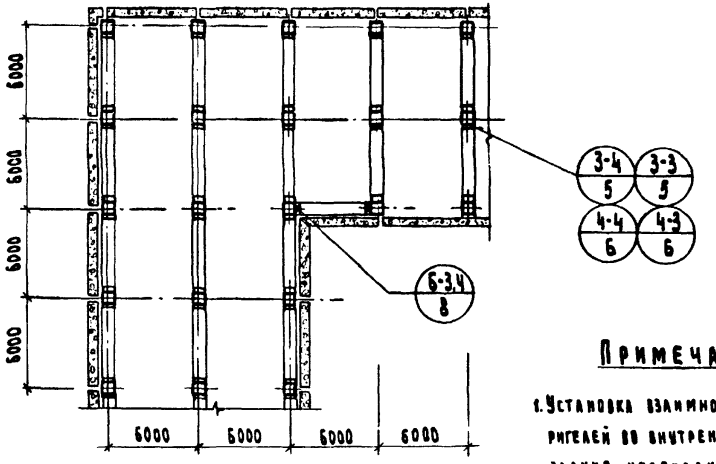
ЦНИИЭП комплексов г. Москва
Рук. гр. инж. Островова
Рук. гр. инж. Осина



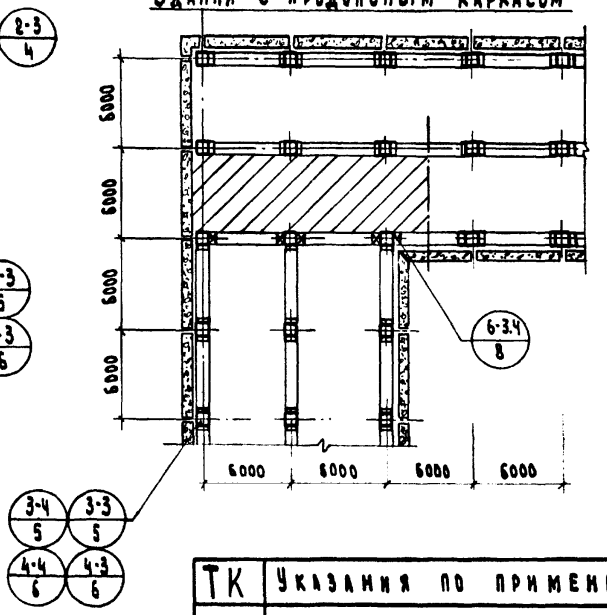
Здания с поперечным каркасом



Здания с поперечно-продольным каркасом



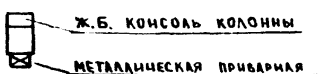
Здания с продольным каркасом



Примечания

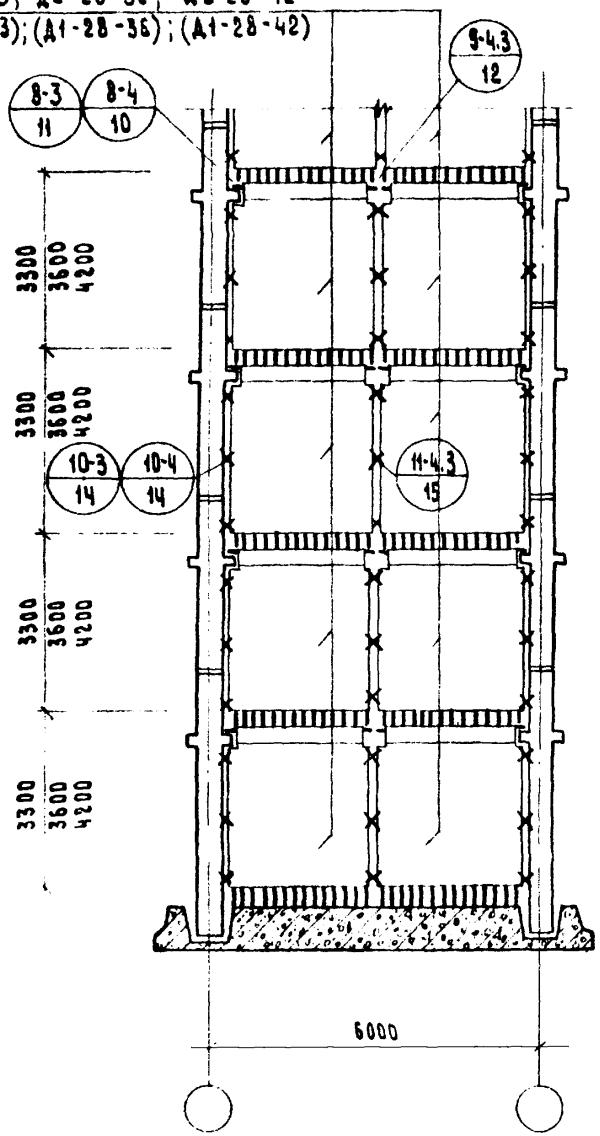
1. Установка взаимно-перпендикулярных ригелей во внутренних углах здания необходима для навески на них стеновых панелей
2. Максимальная расчетная нагрузка на 1 м² в заштрихованной зоне ограничивается несущей способностью металлической консоли и соответствующей закладной детали (13т) и составляет 800 кг/м². При большей нагрузке на 1 м² необходимо соответственно увеличить и несущую способность.
3. Узлы замаркированные на данном листе смотри ИИ-04-10 выпуск 5 (принцип маркировки см. лист 5)

Условные обозначения

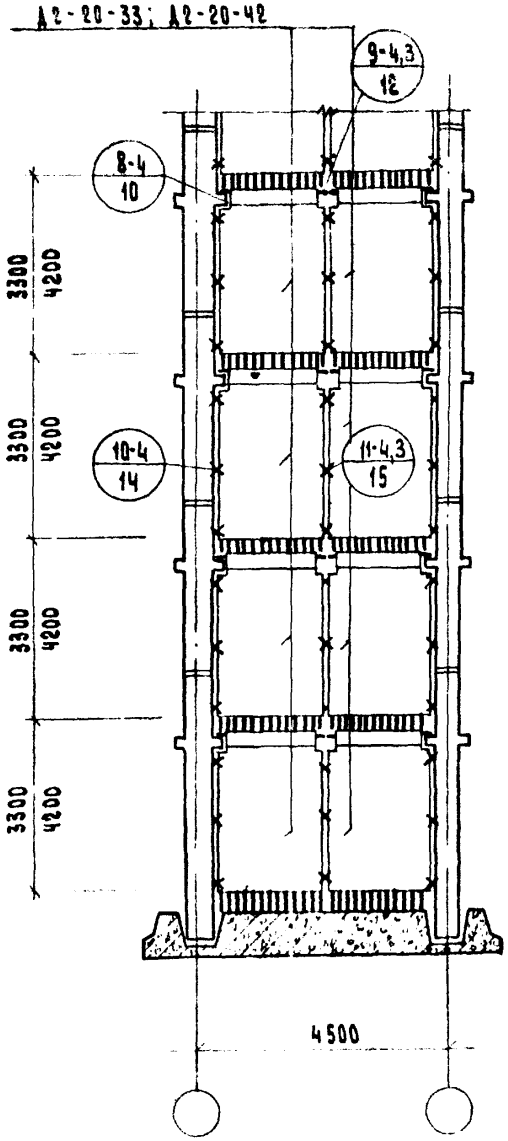


ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0	
1973	Примеры компоновочных схем каркаса	Выпуск 6	Лист 34

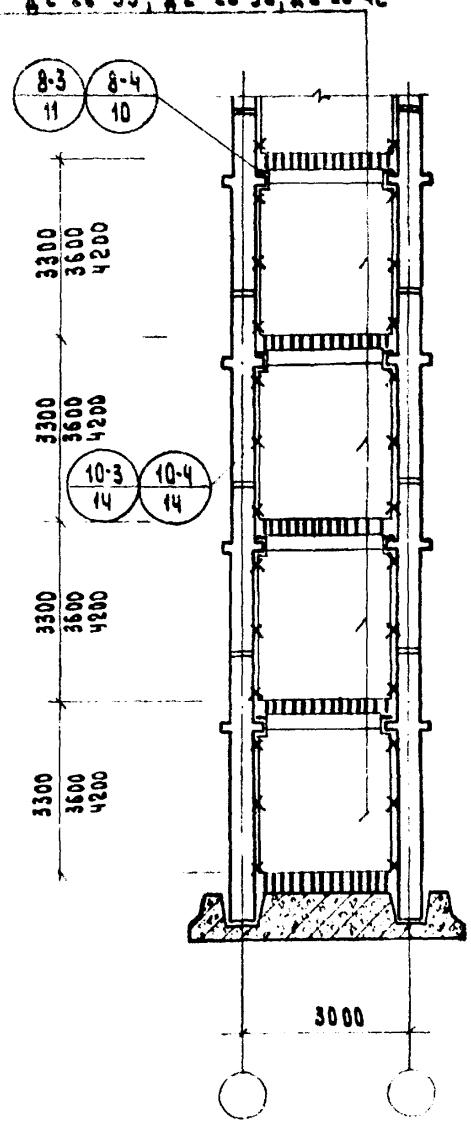
А2-28-33; А2-28-36; А2-28-42
(А1-28-33); (А1-28-36); (А1-28-42)



А2-20-33; А2-20-42



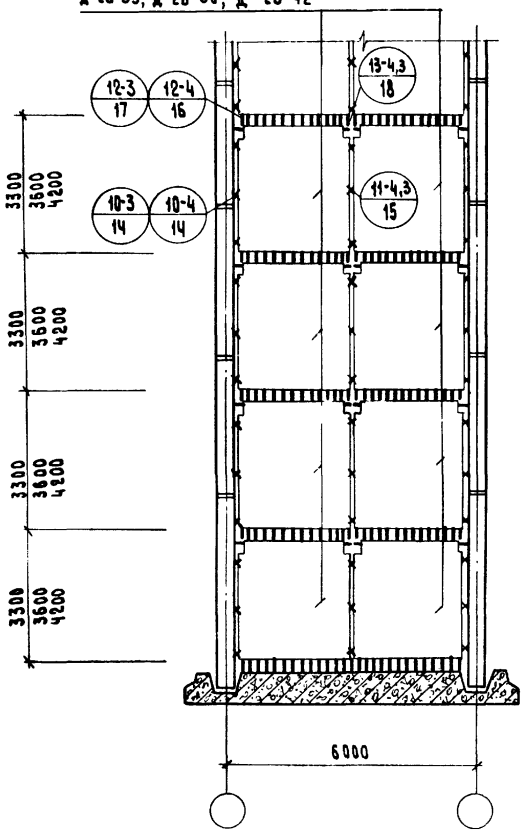
А2-26-33; А2-26-36; А2-26-42

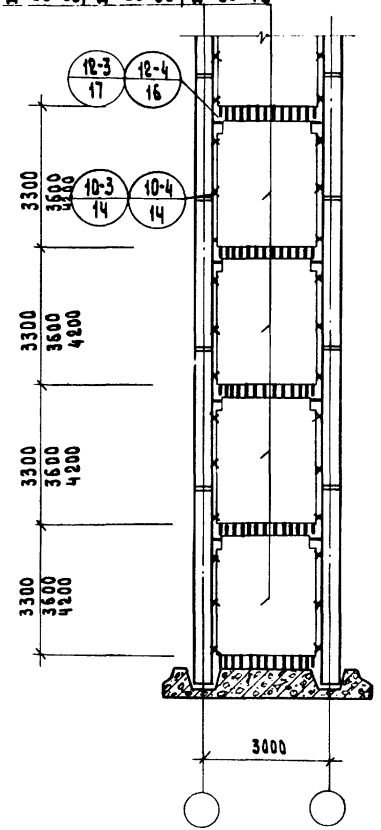


Примечания:

1. Узлы замаркированные на данном листе см. серию ИИ-04-10. Выпуск 5.
2. Монтажная схема диафрагм для пролета 4,5 м. относится только к каркасу с колоннами сеч. 40×40 см.
3. Принцип маркировки узлов См. лист 5 п. 3.9
4. Количество креплений диафрагм жёсткости между собой и к колоннам, условно обозначенных знаком „Х", показано на схемах для высоты этажа 3.3м. При Нэт. равной 3.6м и 4.2м диафрагмы жесткости крепятся в четырёх точках по высоте.

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0	
1973	Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости в плоскости рам.	Выпуск 6	Лист 35





Примечания см. на листе 35

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0	
1973	Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости перпендикулярных плоскости рам.	Выпуск 6	Лист 36

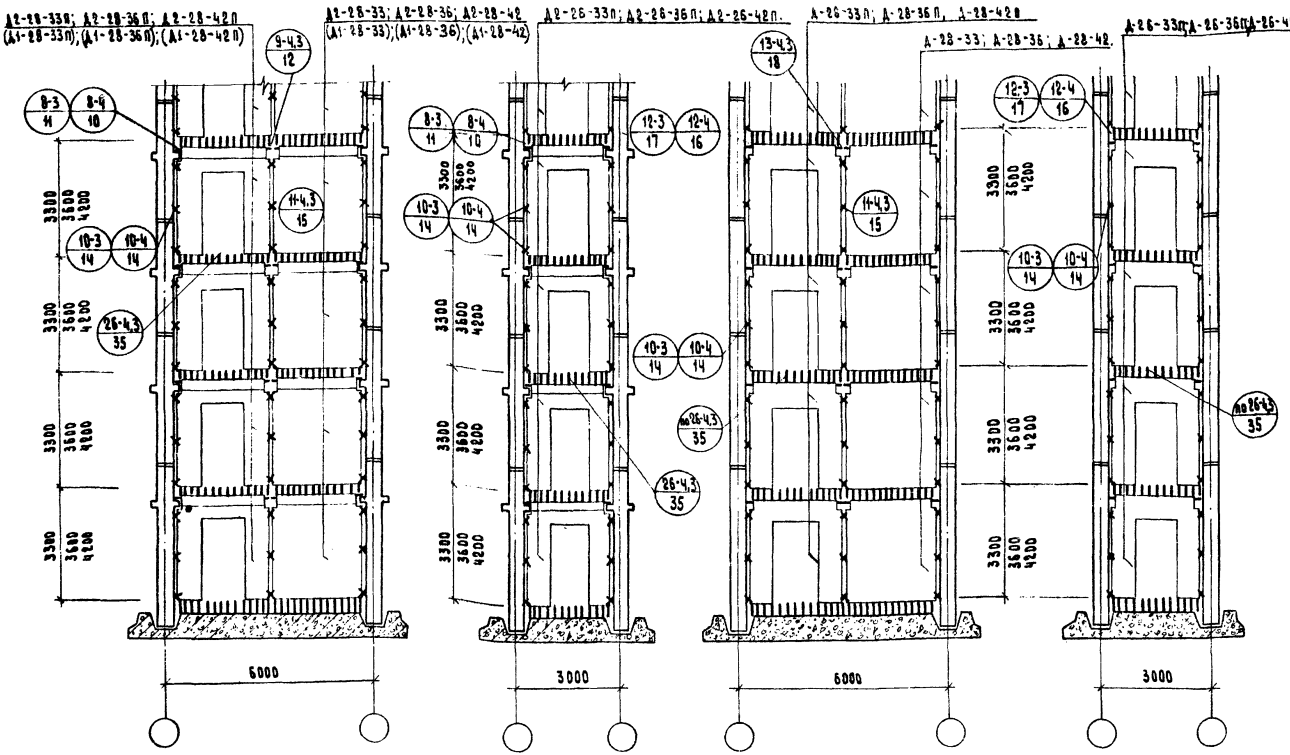
ЦНИИЭП Гражданских комплексов г. Москва

Рук. группы Островa

Рук. группы Осина

Диафрагмы в плоскости рам

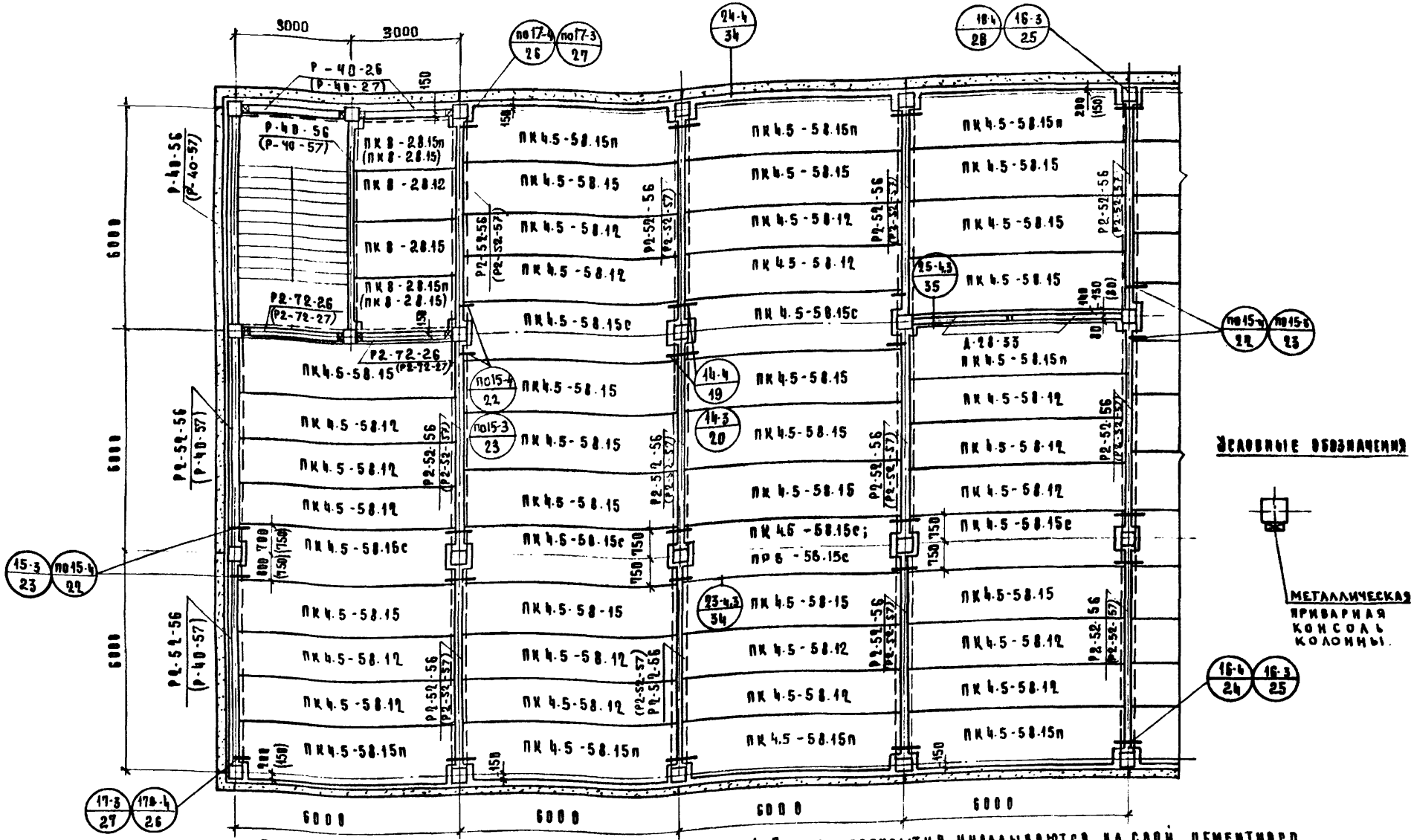
Диафрагмы перпендикулярные плоскости рам



Примечания см. на листе 35

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-09-0	
1973	Монтажные схемы диафрагм жесткости с проемами.	Выпуск 6	Лист 37

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

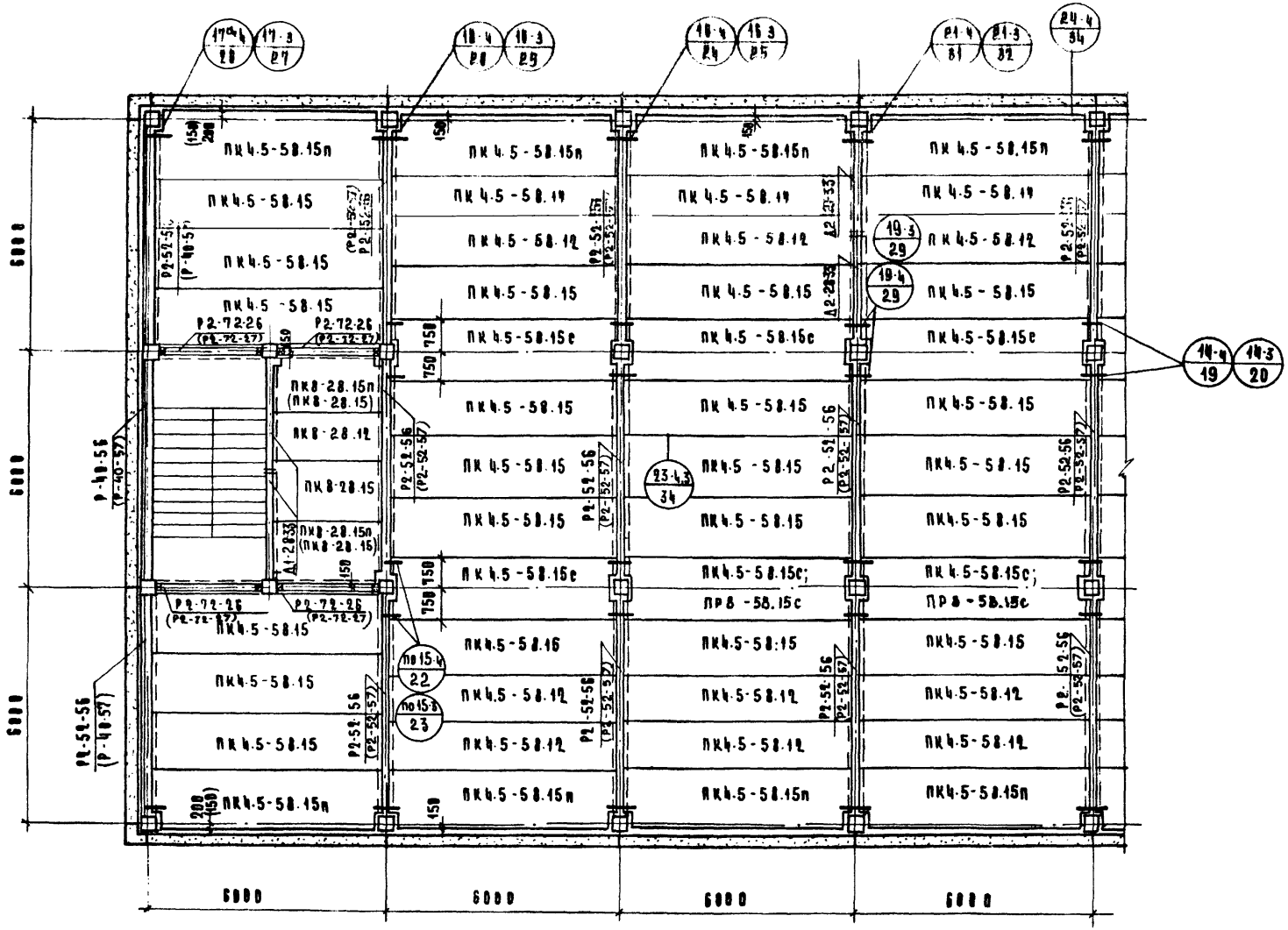


Применения

1. Маркировка элементов перекрытий дана для расчетной унифицированной нагрузки 450 кг/м²
2. Размеры и маркировка, данные в скобках, относятся к каркасу с колоннами сеч. 30х30 см
3. Однополочные 6-метр. ригели, расположенные вдоль лестниц у наружной стены, устанавливаются полкой к стене для каркаса с сеч. колонн 40х40 см и полкой к лестнице для каркаса с колоннами сеч. 30х30 см, в этом случае в местах пересечения полки ригеля с проступями лестничных маршей применять укороченные проступи по серии ИИ-0-4 14 вып. 3
4. Плиты перекрытия укладываются на слой цементного раствора толщиной 10 мм.
5. Принцип маркировки узлов см. лист 5, п. 3.9.

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0	
1973	Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 6+6+6 м с лестницей вдоль рамы в крайнем пролете.	Выпуск 6	Лист 38

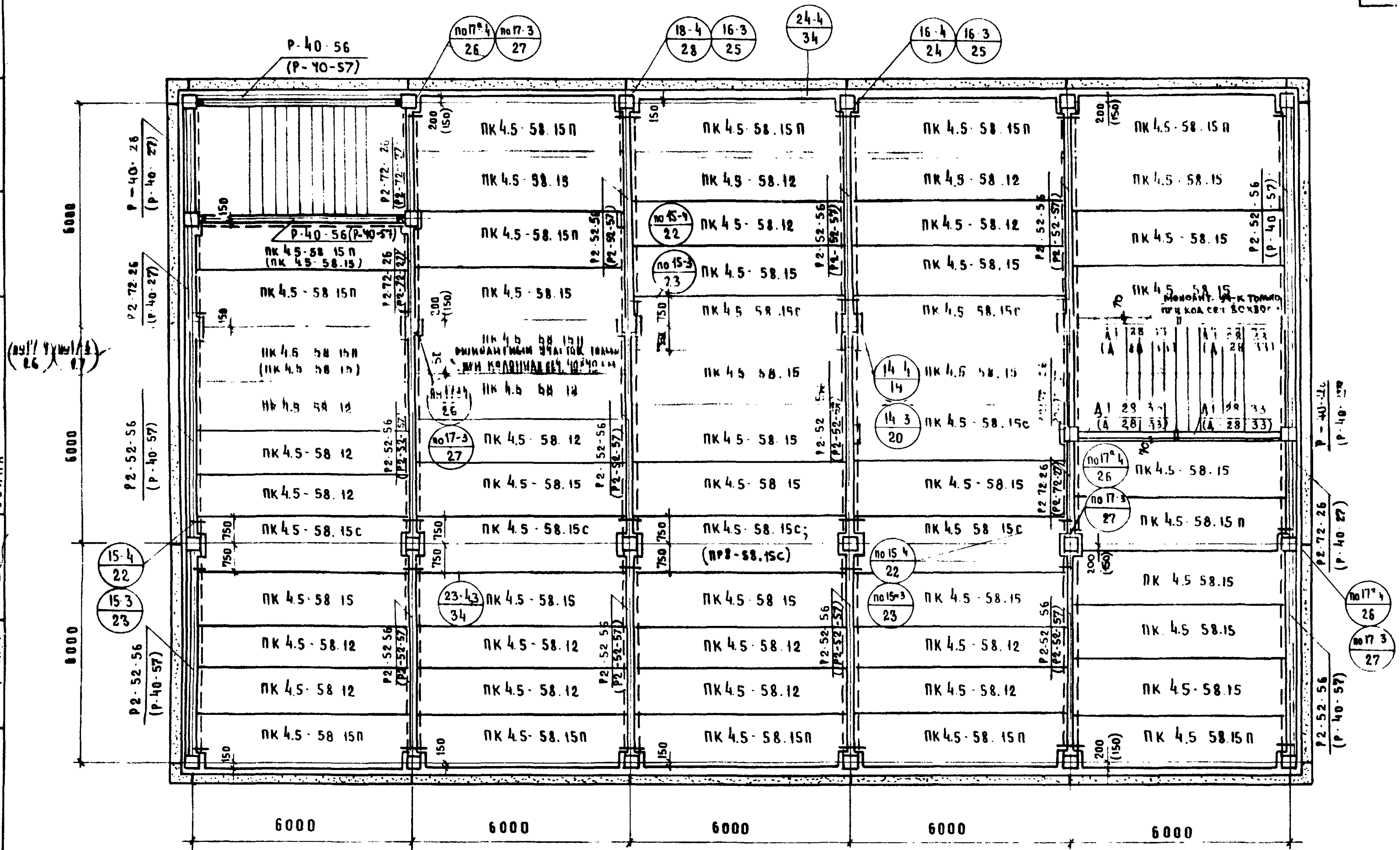
Гурьевских комплексов г. Москва | Рук. гр. инж. | Рук. гр. инж. | Острова | Осина



Примечания:

1. См. примечания на листе № 38
2. Условные обозначения см. на листе № 38

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-8	
1973	Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 6+6+6м с лестницей вдоль рамы в среднем пролете	Выпуск 6	Лист 39

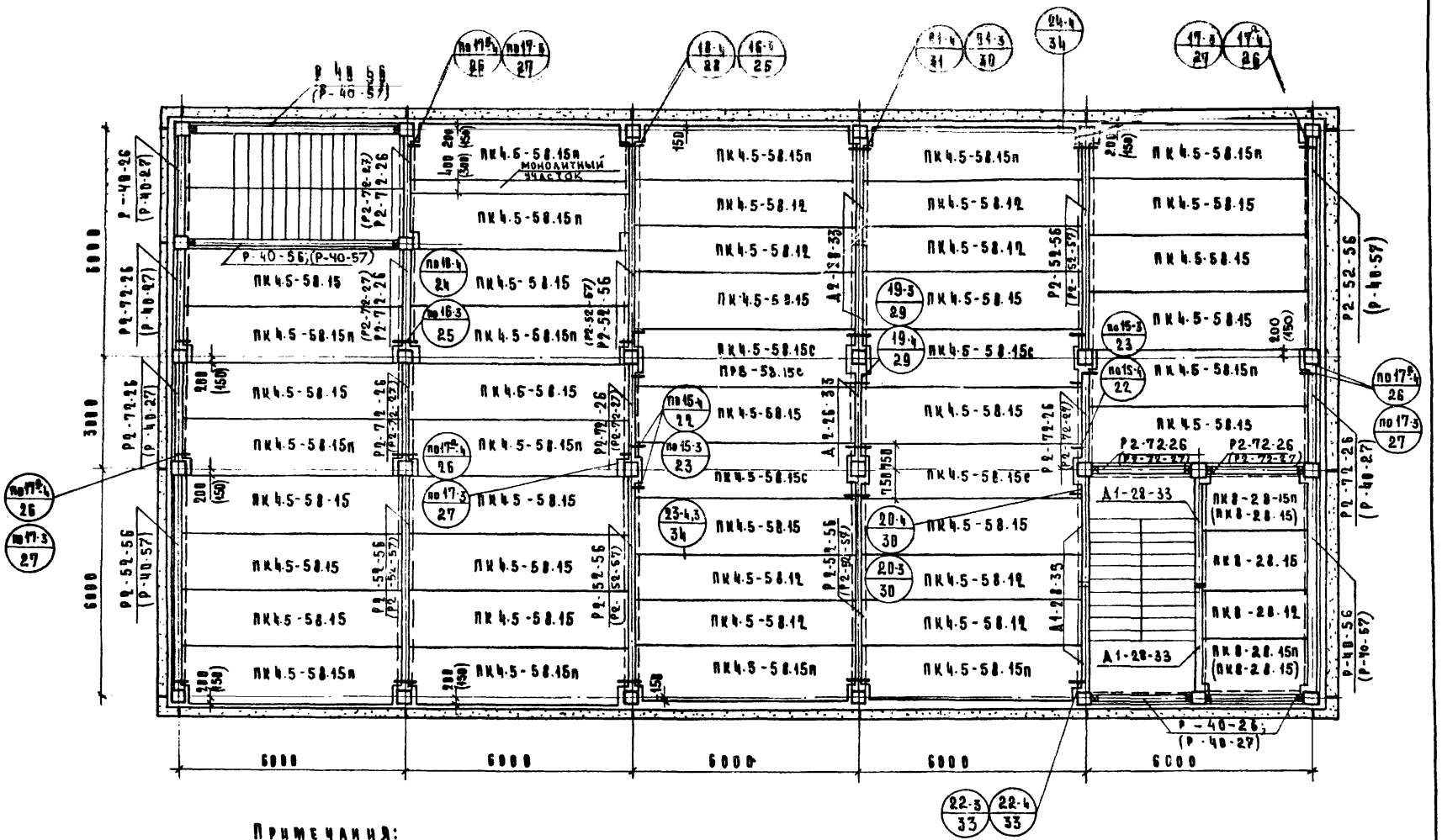


Примечания

1. См. примечания пункты 1, 2, 3, 4, 5 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+6+6м с лестницами поперек рамы.	Выпуск 6	Лист 40

г. Москва Рук. гр. инж.

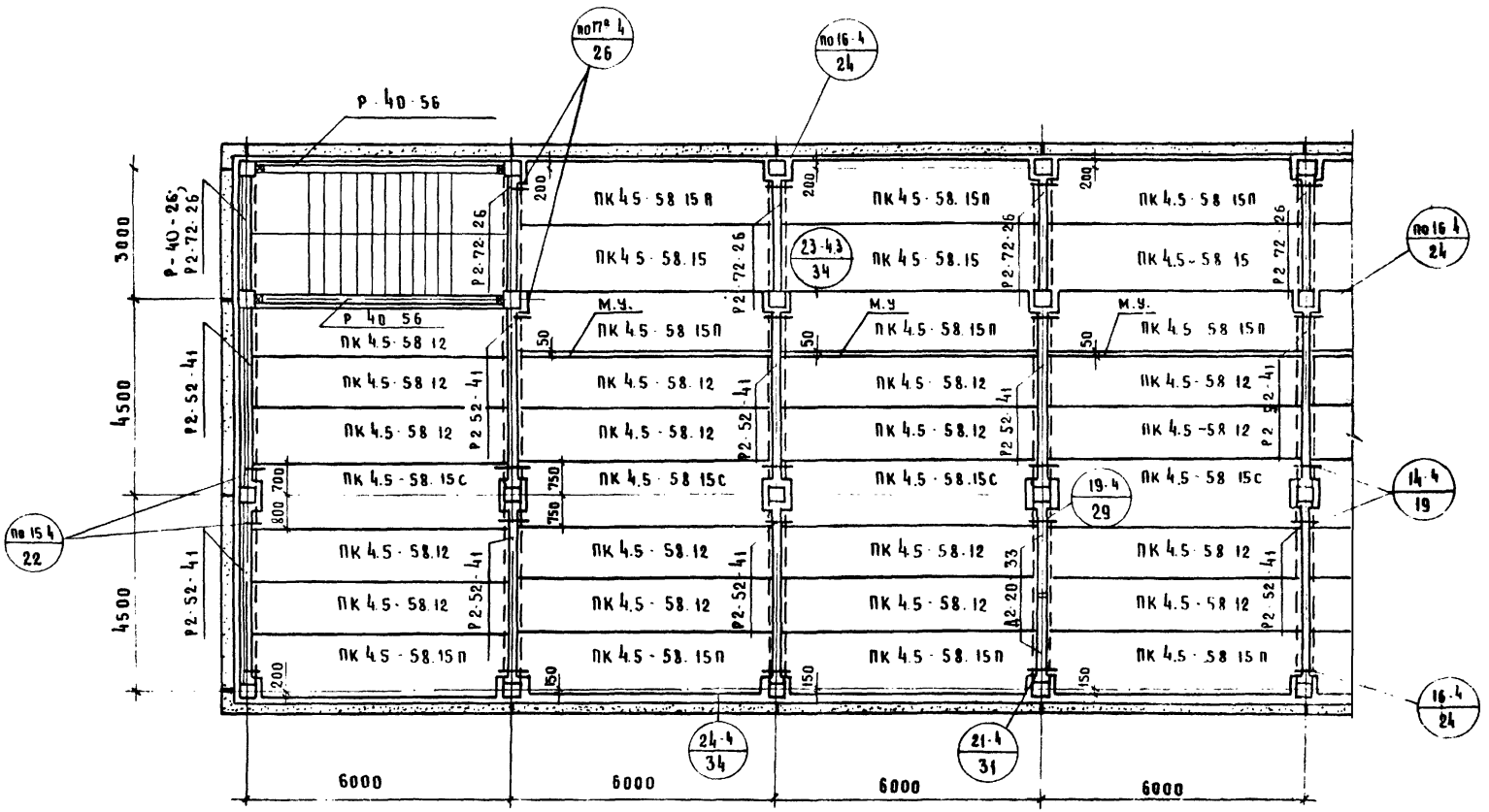


Примечания:

1. См. примечания на листе 38
2. Условные обозначения см. лист 38

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-8	
1973	Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 6+3+6 м.	Выпуск 6	Лист 41

Инв. № подл. | Подп. и дата | Взам. инв. №

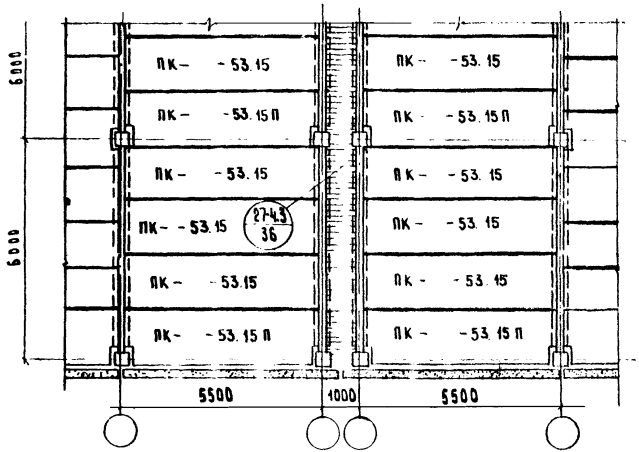


Примечание

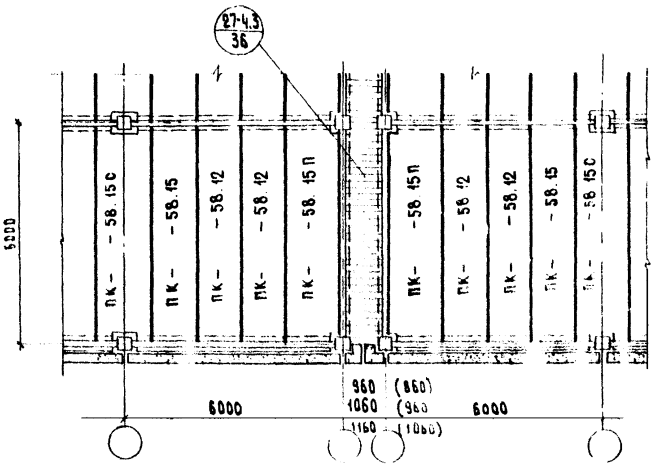
1. См. примечания на листе 38, пункты 1, 2, 3, 4, 5.
2. Условные обозначения см. на листе № 38.

ТК	Указания по применению изделий		Серия ИИ-04-0
1973	Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 3×45×4.5 м.	Выпуск 6	Лист 42

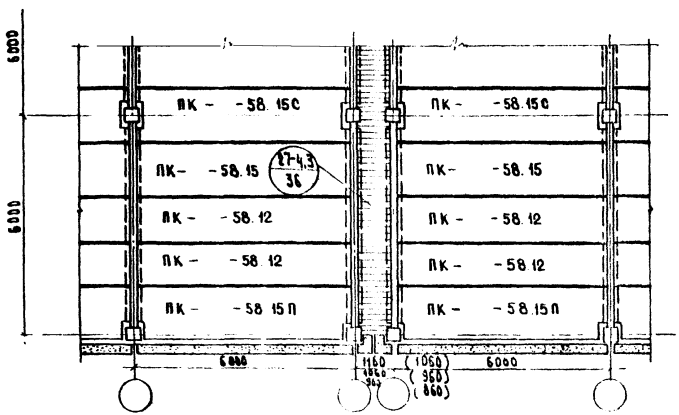
Деформационный шов при поперечном каркасе /Вариант I/



Деформационный шов при продольном каркасе



Деформационный шов при поперечном каркасе /Вариант II/

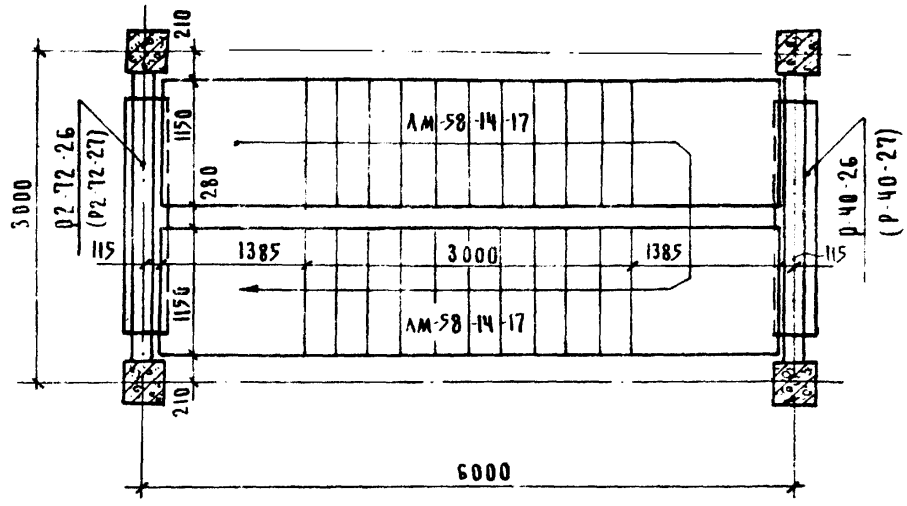


Примечания:

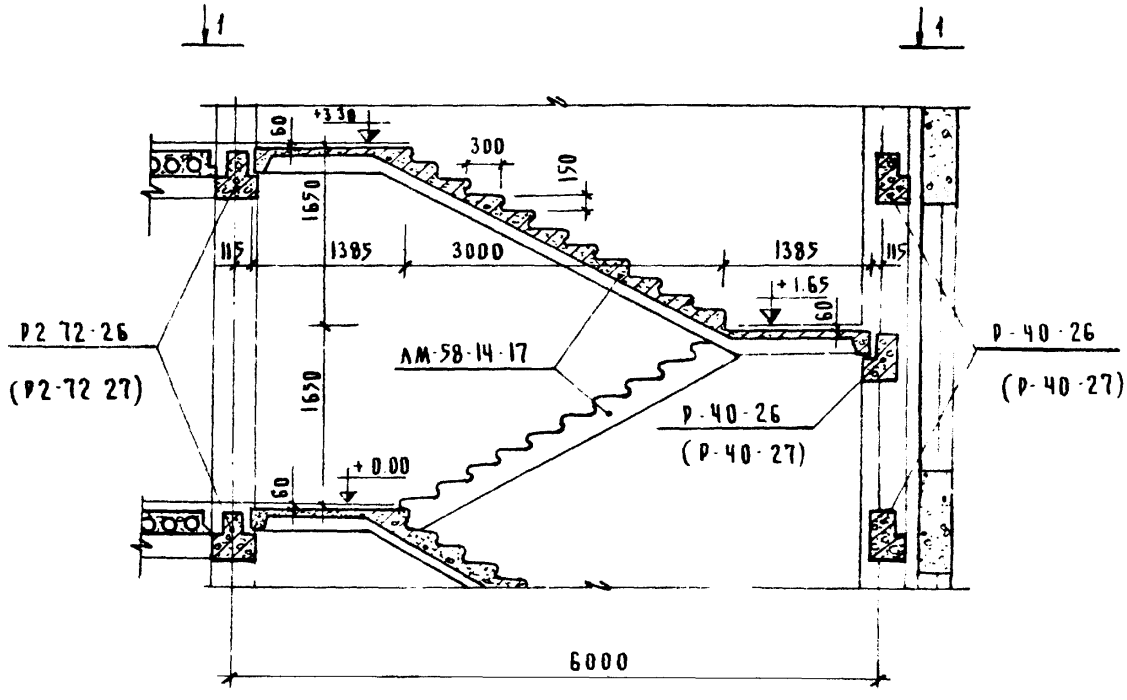
1. Размер 1160 (1060) соответствует толщине наружных стен - 350 мм;
   размер 1060 (960) соответствует толщине наружных стен - 300 мм;
   размер 960 (860) соответствует толщине наружных стен - 250 мм
2. Размеры, указанные в скобках, относятся к каркасу с колоннами сечением 30×30 см.

ТК 1973	Указания по применению изделий. Примеры решения деформационных швов.	Серия ИИ-04-0	
		Выпуск 6	Лист 43

1 – 1



Лестница для зданий с высотой этажа 3,30 м

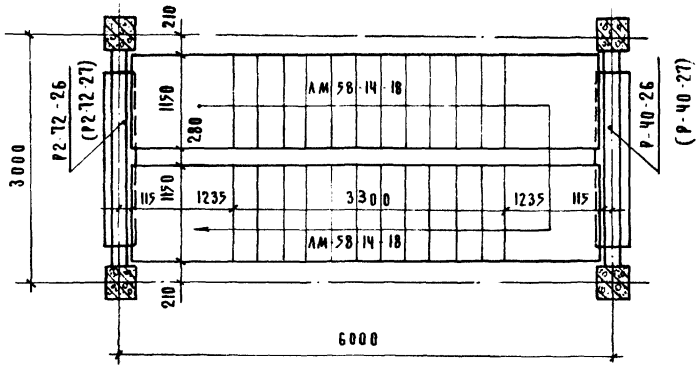


Примечания

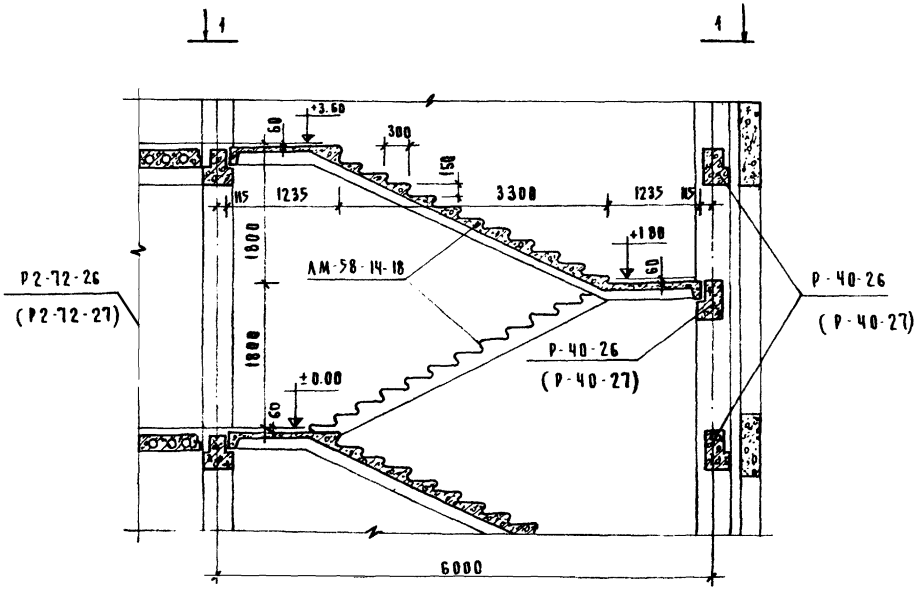
1. Установка ригелей в уровне перекрытия у наружных стен лестничной клетки необходима для обеспечения непрерывности диска перекрытия.
2. Лестничные марши укладываются на полки ригелей по слою цементного раствора толщиной 10 мм.
3. Накладные проступи на ступенях условно не показаны
4. Узлы крепления ограждения и детали лестниц см серию 2.250-1 вып. 1
5. Опирание 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 изделий
		Монтажная схема лестничных маршей при высоте этажа 3,3 м
6	Выпуск	ИИ-04-0 Серия
44	Лист	

1 - 1



Лестница для зданий с высотой этажа 3.60 м

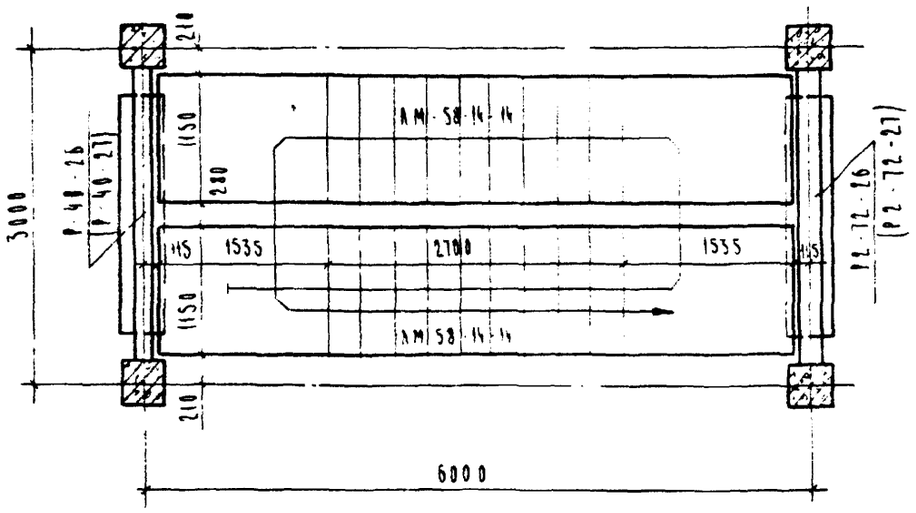


Примечание:

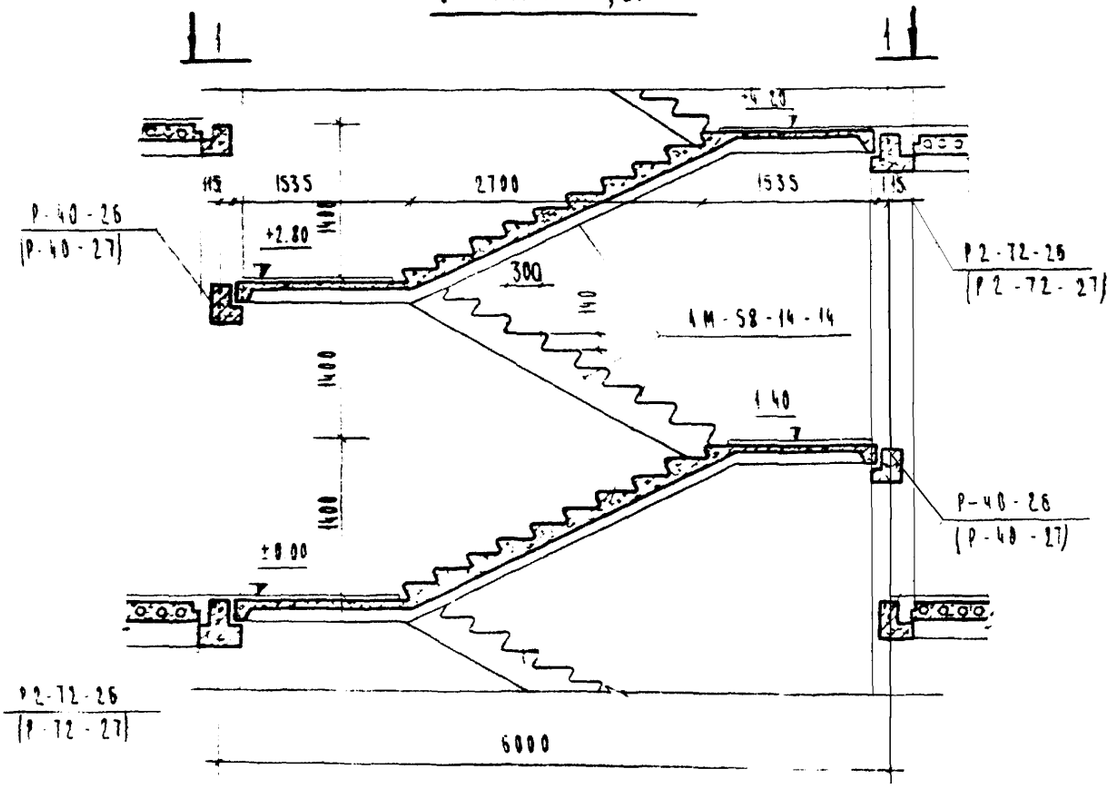
Примечания см. лист 44

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-6
1973	Монтажная схема лестничных маршей при высоте этажа 3.6 м	Выпуск 6 / Лист 45

1-1



Лестница для зданий с высотой этажа 4,20 м

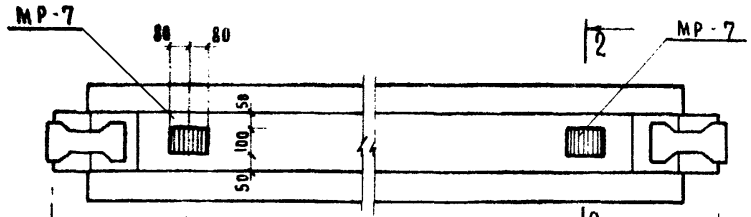


Примечание

Примечания см лист 44

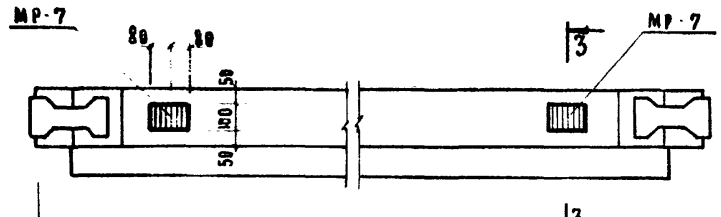
ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0
1973	Монтажная схема лестничных маршей при высоте этажа 4,2 м	Выпуск 6
		Лист 46

Р2--56; Р2--41; Р2--26; Р2-27; Р2-57.

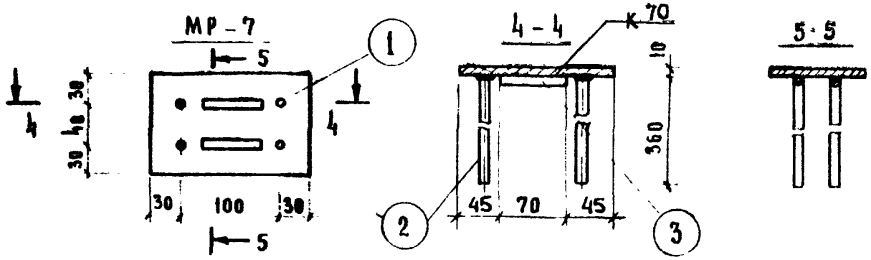


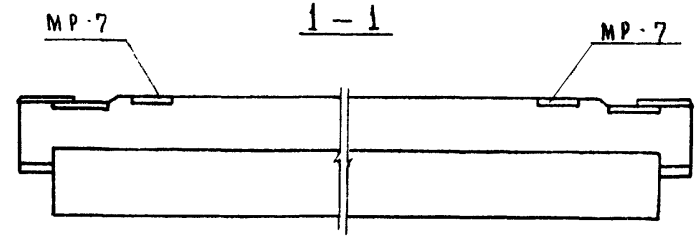
480	4600	(для Р2 - 56)
480	3100	(для Р2 - 41)
480	1600	(для Р2 - 26)
530	1600	(для Р2 - 27)
530	4600	(для Р2-57)

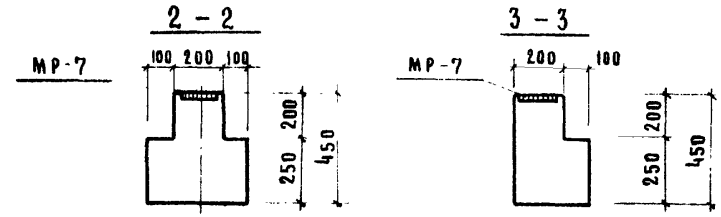
Р--56; Р--57; Р--26; Р--27



480	4600	(для Р--56)
530	4600	(для Р--57)
480	1600	(для Р--26)
530	1600	(для Р--27)







NN поз	сечение	длина	ГОСТ	кол	вес 1 шт	вес общ	примеч
3	⌀ 12 А III	70	5781-61*	2	0.028	0.056	
2	⌀ 12 А III	360	5781-61*	4	0.14	0.56	
1	-10 × 100	160	82-57	1	0.75	0.75	

МР-7	Вес	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 ИИ-04-0	
1973	Примеры расположения дополнительных закладных деталей в ригелях для крепления связевых плит перекрытия.	Выпуск 6	Лист 47

Расход материалов по ж.б. панелям на 1 м² площади перекрытия

Количество пролетов	Армирование	Бетон, м³			Сталь (натуральная), кг							
					Расчетные унифицир нагрузки кг/м²							
					450		600		800		1250	
		сборный	монолитный	всего	Класс предварит напряж. арматуры панелей							
					A-IV	Bp-II	A-IV	Bp-II	A-IV	Bp-II	A-IV	Bp-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 м² площади перекрытия 2-го сверху этажа.

Количество пролетов	Армирование	Бетон, м³						Сталь (натуральная), кг		
		Расчетные унифицированные нагрузки кг/м²						Расчетные унифицир. нагрузки кг/м²		
		450			600, 800, 1250			450	600, 800	1250
		сборный	монолит.	всего	сборный	монолит.	всего			
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 м² площади перекрытия 2-го сверху этажа

Количество пролетов	Армирование	Бетон, м³						Сталь (натуральная), кг							
		Расчетные унифицированные нагрузки кг/м²						Расчетные унифицированные нагрузки кг/м²							
		450			600, 800, 1250			450		600		800		1250	
		сборный	монолит.	всего	сборный	монолит.	всего	Класс предварит напряж. арматуры панелей							
								A-IV	Bp II	A-IV	Bp-II	A-IV	Bp II	A-IV	Bp 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:

1. Расход материалов на 1 м² 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
2. Об'ем бетона ж.б. изделий подсчитан по геометрическим размерам без учета об'ема арматуры
3. Подсчет расхода материалов произведен для 2-х 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.
4. В графе расход 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 с колоннами сеч. 40×40 см	Выпуск 6	Стр. 48

Расход материалов по ж б панелям на 1 м² площади перекрытия

Количество пролетов	Армирование	Бетон, м³			Сталь, кг					
		сборный	монолитный	всего	Расчетн унифиц нагрузки кг/м²					
					450		600		800	
					Класс предварит напряж ар-ры панелей					
					A IV	Bp II	A IV	Bp II	A IV	Bp II
6 × 6	напряжен	0.117		0.117	4.84	3.91	5.24	4.34	6.45	5.06

Расход материалов на ж б ригели, колонны и диафрагмы жесткости на 1 м² площади перекрытия 2 го сверху этажа

Количество пролетов	Армирование	Бетон, м³			Сталь, кг	
		сборный	монолитный	всего	Расчетн унифиц нагрузки кг/м²	
					450	600, 800
6 × 6	не напряжен	0.03	—	0.03	6.58 / 5.20	7.41 / 6.03

Расход материалов на ж б элементы на 1 м² площади перекрытия 2 го сверху этажа

Количество пролетов	Армирование	Бетон, м³			Сталь, кг					
		сборный	монолитный	всего	Расчетн унифиц нагрузки кг/м²					
					450		600		800	
					Класс предварит напряж ар-ры панелей					
					A IV	Bp II	A IV	Bp II	A IV	Bp II
6 × 6	напряжен	0.147	—	0.147	11.42 / 10.04	10.49 / 9.11	13.65 / 11.27	11.75 / 10.37	13.86 / 12.48	12.48 / 11.09

Примечания

1. Расход материалов по ж б панелям принят по серии ИИ-04-4 выпуски 17-18, по ж б ригелям принят по серии ИИ-04 3 выпуск 4, по ж б колоннам по серии ИИ 04-2 выпуск 7 по ж б диафрагмам жесткости по серии ИИ-04-6 выпуск 5
2. Подсчет расхода материала произведен для здания шириной 12 м по средней секции длиной 6 м на 1 м² площади перекрытия 2 го сверху этажа при высоте этажа 3.3м
3. В графе расхода стали в числителе приведен расход для 3 х и 4 х этажного здания, в знаменателе для 2 х этажного здания.

ТД	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0	
1973	Показатели расхода материалов для каркаса с колоннами сеч. 30 × 30 см	Выпуск 6	Лист 49