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 14.

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ КАРКАСА ДЛЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ОБЩЕСТВЕННЫХ И ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ С ВРЕМЕННЫМИ НОРМАТИВНЫМИ НАГРУЗКАМИ ДО 1000 кгс/м²

ЧАСТЬ I
ЗДАНИЯ С ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМИ ДИАФРАГМАМИ ЖЕСТКОСТИ

14640
ЦЕНА 3-08

gost.e-ecolog.ru

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ ТИПОВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ
ГОССТРОЯ СССР
Москва, А-445, Смольная ул., 22
Сдано в печать IX 1980
Заказ № 13387 Тираж 200 экз.

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 14.

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ КАРКАСА ДЛЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ОБЩЕСТВЕННЫХ И ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ С ВРЕМЕННЫМИ НОРМАТИВНЫМИ НАГРУЗКАМИ ДО 1000 кгс/м^2

ЧАСТЬ I
ЗДАНИЯ С ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫМИ ДИАФРАГМАМИ ЖЕСТКОСТИ

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

Утверждены
Государственным комитетом
по гражданскому строительству и
архитектуре при Госстрое СССР
приказ № 19 от 31 января 1977г.

14640

	Лист.	Стр.
Содержание выпуска.		2-4
Пояснительная записка.		5-37
Примеры монтажного плана перекрытия многопустотными панелями.	1	38
Примеры монтажного плана перекрытия ребристыми плитами.	2	39
Пример монтажного плана перекрытия с многопустотными панелями при поперечной раме 6+6+6м с лестницей перпендикулярной рамам в среднем пролёте.	3	40
Пример монтажного плана перекрытия с многопустотными панелями при поперечной раме 6+6+6м с лестницей перпендикулярной рамам в среднем пролёте в торце здания.	4	41
Пример монтажного плана перекрытия с многопустотными панелями при поперечной раме 6+6+6м с лестницей вдоль рамы в среднем пролёте.	5	42
Пример монтажного плана перекрытия с многопустотными панелями при поперечной раме 6+6+6м с лестницей вдоль рамы в крайнем пролёте.	6	43
Пример монтажного плана перекрытия с ребристыми плитами при поперечной раме 6+6+6м с лестницей перпендикулярной рамам в среднем пролёте.	7	44
Пример монтажного плана перекрытия с ребристыми плитами при поперечной раме 6+6+6м с лестницей перпендикулярной рамам в среднем пролёте в торце здания.	8	45
Пример монтажного плана перекрытия с ребристыми плитами при поперечной раме 6+6+6м с лестницей вдоль рамы в среднем пролёте.	9	46
Пример монтажного плана перекрытия с ребристыми плитами при поперечной раме 6+6+6м с лестницей вдоль рамы в крайнем пролёте.	10	47
Примеры решения деформационных швов при многопустотных панелях.	11	48
Примеры решения деформационных швов при ребристых плитах.	12	49
Монтажные схемы диафрагм жесткости в плоскости рам при многопустотных панелях и ребристых плитах в здании с высотой этажа 4.8 м.	13	50
Монтажные схемы диафрагм жесткости из плоскости рам при многопустотных панелях и ребристых плитах в здании высотой этажа 4.8 м.	14	51
Монтажные схемы диафрагм жесткости с проёмами в плоскости рам и из плоскости рам при многопустотных панелях и ребристых плитах.	15	52
Пример монтажной схемы лестницы при высоте первого этажа 6м и высоте вышележащих этажей 4.8м. Разрез 1-1. (Вариант перекрытия с многопустотными панелями.)	16	53
Пример монтажной схемы лестницы при высоте первого этажа 4.8м и высоте вышележащих этажей 3.6м. Разрез 1-1. (Вариант перекрытия с многопустотными панелями.)	17	54

	Лист	Стр
Пример монтажной схемы лестницы при высоте этажа 4.2 м Разрез 1-1 (Вариант перекрытия с многопустотными панелями)	18	55
Пример монтажной схемы лестницы, примыкающей к наружной стене, при высоте этажей 4.2 м и 4.8 м. Разрез 5-5. (Вариант перекрытия с многопустотными панелями).	19	56
Пример монтажной схемы лестницы, примыкающей к наружной стене, при высоте этажа 3.6 м. Разрез 5-5. (Вариант перекрытия с многопустотными панелями).	20	57
Пример монтажной схемы лестницы при высоте первого этажа 6 м и высоте вышележащих этажей 4.8 м. Разрез 8-8. (Вариант перекрытия с ребристыми плитами).	21	58
Пример монтажной схемы лестницы при высоте первого этажа 4.8 м и высоте вышележащих этажей 3.6 м. Разрез 8-8. (Вариант перекрытия с ребристыми плитами).	22	59
Пример монтажной схемы лестницы при высоте этажа 4.2 м. Разрез 8-8 (Вариант перекрытия с ребристыми плитами)	23	60
Пример монтажной схемы лестницы, примыкающей к наружной стене, при высоте этажа 4.8 м. и 4.2 м. Разрез 12-12. (Варианты перекрытия с ребристыми плитами)	24	61
Пример монтажной схемы лестницы, примыкающей к наружной стене, при высоте этажа 3.6 м Разрез 12-12. (Вариант перекрытия с ребристыми плитами).	25	62
Указания по маркировке колонн в случае примыкания к ним лестниц, диафрагм жесткости.	26	63
Пример расположения дополнительных закладных деталей М-2. М-13 для крепления лестниц к колоннам типов К3ВК-448-12А, К3ВК-448-13Б.	27	64
Пример расположения дополнительных закладных деталей М-1, М-13 для крепления лестниц к колоннам типов К3НК-448-12А, К3НК-448-13Б.	28	65
Пример расположения дополнительных закладных деталей М-1, М-13 для крепления лестниц к колоннам. типов К3НК-448(60)-12А, К3НК-448(60)-13Б.	29	66
Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1 и М5-10-2 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типа К3ВК-448--9.	30	67
Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1 и М5-10-2 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типов К3НК-448-10, К3НР-448-11.	31	68
Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1 и М5-10-2 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типов К3НК-448(60)-10, К3НР-448(60)-11.	32	69
Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1, М5-10-2, М-7 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типов К3ВК-448-10, К3ВР-448-11.	33	70
Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1, М5-10-2 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типов К3НК-448-9, К3НР-448(60)-9.	34	71

	Лист	Стр.
Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1, М5-10-2 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типа 9.	35	72
Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1, М5-10-2 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типов 10, 11.	36	73
Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1, М5-10-2 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типов 10, 11.	37	74
Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1, М5-10-2 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типов 10, 11.	38	75
Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1, М5-10-2 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типа 9.	39	76
Пример расположения дополнительных закладных деталей для крепления крайней ребристой плиты перекрытия к колоннам.	40	77
Расход материалов при перекрытии многопустотными панелями.	41	78
Расход материалов при перекрытии ребристыми панелями.	42	79

ЦНИИПП Комплексов г. Москва | Рук гр инж | Шанаурова

ТК	Содержание выпуска	Серия ИИ-04-0	
1976		Выпуск 14	Лист —

I. Общая часть.

1.1. Указания содержат характеристики и рекомендации по применению сборных элементов каркаса ИИ-04 с соответствующими дополнительными элементами для многоэтажных общественных и промышленных зданий с сеткой колонн 6×6м и (6+3+6)×6м, с временными нормативными нагрузками на плиты междуэтажных перекрытий до 1000 кгс/м².

1.2. Рабочие чертежи разработаны в составе следующих альбомов:

Серия ИИ-04-0. Указания по применению изделий.

Выпуск 14. Указания по применению изделий каркаса для многоэтажных общественных и промышленных зданий с временными нормативными нагрузками до 1000 кгс/м².

Часть I. Здания с железобетонными диафрагмами жёсткости.

Часть II. Здания с вертикальными стальными связями.

Серия ИИ-04-2. Колонны.

Выпуск 19. Колонны каркаса сечением 40×40см для зданий с высотой этажа 4.8м и 6.0м.

Серия ИИ-04-3. Ригели.

Выпуск 6. Ригели каркаса с сечением колонн 40×40см для общественных и промышленных зданий.

Серия ИИ-04-4. Панели перекрытий.

Выпуск 28. Предварительно напряжённые многопустотные и ребристые панели под расчетную нагрузку 1600 кг/м² длиной 526см и 576см, армированные стержнями из стали класса А-IV. Метод натяжения-электротермический.

Выпуск 29. Предварительно напряжённые многопустотные и ребристые панели под расчетную нагрузку 1600кг/м² длиной 526см и 576см, армированные стержнями из стали класса Ат-5. Метод натяжения электротермический и механический.

Выпуск 30. Предварительно напряжённые многопустотные и ребристые панели под расчётную нагрузку 1600 кг/м² длиной 526см и 576см, армированные высокопрочной проволокой Ф5 класса Вр П5. Метод натяжения-механический.

Выпуск 31. Панели многопустотные и ребристые под расчётную нагрузку 1600кг/м² длиной 276см, армированные сварными сетками и каркасами из стали класса А-III.

Серия ИИ-04-6. Диафрагмы жёсткости.

Выпуск 7. Диафрагмы жёсткости для зданий с высотой этажей 3.6м, 4.2м, 4.8м и 6.0м.

Серия ИИ-04-10. Монтажные узлы и детали.

Выпуск 9. Монтажные узлы и детали каркаса для многоэтажных зданий с временными нормативными нагрузками до 1000 кгс/м².

Выпуск 10. Монтажные детали установки стальных связей.

Серия 1.440-1. Сборные железобетонные конструкции перекрытий многоэтажных производственных зданий под нагрузку до 1000 кгс/м².

Выпуск 5. Доборные ребристые плиты перекрытий шириной 385мм с предварительно напряжённой стержневой арматурой.

Кроме перечисленных выше альбомов при разработке рабочих чертежей зданий следует использовать /с учётом положений данного выпуска/ следующие альбомы рабочих чертежей:

Серия ИИ-04-1. Фундаменты.

Выпуск 3. Фундаменты для колонн сечением 40×40см

Серия ИИ-04-2. Колонны.

Выпуск 4. Колонны связевого каркаса сечением 40×40см для зданий с высотой этажа 3.6м. Опалубка и армирование.

Выпуск 5. Колонны связевого каркаса сечением 40×40см для зданий с высотой этажа 4.2м. Опалубка и армирование.

Выпуск 6. Колонны связевого каркаса сечением 40×40см для зданий свысотой этажа 2.4, 3.3, 3.6 и 4.2м.

Часть I. Арматурные изделия. Объёмные каркасы.

Часть II.	Арматурные изделия. Плоские каркасы.
Выпуск 11.	Колонны связевого каркаса сечением 40×40 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 3.6 м.
Часть III.	Колонны связевого каркаса сечением 40×40 см для навески стеновых панелей в зданиях с высотой этажа 4.2 м.
Выпуск 14.	Многоэтажные колонны связевого каркаса сечением 40×40 см для зданий с высотой этажа 3.3, 3.6 и 4.2 м
Серия ИИ-04-3.	Ригели.
Выпуск 3.	Ригели связевого каркаса с колоннами сечением 40×40 см.
Часть I.	Опалубка и армирование.
Часть II.	Арматурные изделия.
Серия ИИ-04-4.	Панели перекрытий.
Выпуск 17.	Предварительно напряжённые многопустотные и ребристые панели длиной 526 и 576 см, армированные стержнями из стали класса А-IV. Метод натяжения электротермический.
Выпуск 18.	Предварительно напряжённые многопустотные и ребристые панели длиной 526 и 576 см, армированные высокопрочной проволокой Ø5 класса ВР-II с линейно-групповым расположением арматуры. Метод натяжения механический.
Выпуск 19.	Предварительно напряжённые многопустотные и ребристые панели длиной 526 и 576 см, армированные стержнями из стали класса Ат-5. Метод натяжения электротермический и механический.
Выпуск 20.	Панели многопустотные и ребристые длиной 276 см, армированные сварными сетками и каркасами из стали класса А-III.
Выпуск 21.	Легкобетонные предварительно напряжённые многопустотные и ребристые панели длиной 526 и 576 см, армированные стержнями из стали класса А-IV. Метод натяжения электротермический.
Выпуск 22.	Панели легкобетонные многопустотные и ребристые длиной 276 см, армированные сварными сетками и каркасами из стали класса А-III.
Серия ИИ-04-5.	Панели наружных стен.
Выпуск 4.	Стеновые панели из лёгких и ячеистых бетонов. Материалы для проектирования.
Выпуск 5.	Стеновые панели из лёгких бетонов толщиной 250 мм. Опалубочные и арматурные чертежи.
Выпуск 6.	Стеновые панели из лёгких бетонов толщиной 300 мм. Опалубочные и арматурные чертежи.
Выпуск 8.	Стеновые панели из ячеистых бетонов толщиной 250 мм. Опалубочные и арматурные чертежи.
Выпуск 10.	Стеновые панели из лёгких и ячеистых бетонов. Арматурные изделия и закладные детали.
ИИ-04-0. Выпуск 7.	Указания по применению изделий. Рекомендации по заводской технологии изготовления изделий.

Серия ИИ-04-7.	Лестницы.
Выпуск 1.	Железобетонные лестницы для зданий с высотой этажа 3.3 и 4.2 м.
Выпуск 2.	Лестницы для зданий с высотой этажа 3.6 м.
Серия ИИ-04-8.	Металлические монтажные детали. Ограждения лестниц.
Выпуск 1.	Металлические монтажные детали для зданий в 1-4 этажа. Ограждения лестниц (действует только в части ограждения лестниц).
Выпуск 3.	Закладные детали и соединительные элементы для изделий связевого каркаса.
Серия ИИ-04-10.	Монтажные узлы и детали.
Выпуск 5.	Монтажные узлы и детали связевого каркаса с сеткой колонн 6×6, 6×4.5, 6×3 м.
Выпуск 6.	Монтажные узлы и детали панельных стен из лёгких и ячеистых бетонов.
Серия 1.440-1.	Сборные железобетонные конструкции перекрытий многоэтажных производственных зданий под нагрузку до 1000 кгс/м².
Выпуск 3.	Ребристые плиты перекрытий шириной 1485 мм с предварительно напряженной стержневой арматурой.

1.3. Колонны и ригели каркаса рассчитаны в основном на восприятие вертикальных воздействий от собственного веса конструкций и полезных нагрузок. Стык колонн расположен на 0.75 м выше уровня перекрытий и представляет собой безметальное плоское сопряжение торцов колонн с ванной сваркой четырёх угловых стержней рабочей арматуры с последующей обетонировкой пазух. Стык ригеля с колонной в плоскости „рам" каркаса осуществляется через „скрытую" консоль, рассчитанную на восприятие опорной реакции 33 т.с. Соединение выполняется приваркой опорной части ригеля к консоли колонны и сваркой верхней закладной детали ригеля через соединительную рыбку в торец к задней детали колонны. Конструкция рыбки имеет суженный участок (шейку), который обеспечивает возникновение пластического шарнира в верхней зоне, если опорный момент в узле превышает заранее заданную величину 5.5 т.м.

1.4. Общая устойчивость и работа конструкций связевого каркаса на горизонтальные воздействия обеспечивается совместной работой системы вертикальных диафрагм и горизонтальных дисков перекрытий.

Вертикальные диафрагмы работают как консольные конструкции заделанные в основании и выполняются в виде составных сборных стенок жесткости или решетчатых металлических связей. Указания по применению изделий каркаса в зданиях с вертикальными стальными связями приведены в альбоме серии ИИ-04-0 выпуск 14, часть II.

Передача горизонтальных воздействий на „ветровые связи" и совместная работа отдельных вертикальных диафрагм, а также возможность работы колонн каркаса с расчётной высотой, равной высоте этажа, обеспечивается жёсткостью и прочностью дисков перекрытий.

1.5. Несущая основа горизонтального диска перекрытия в своей плоскости образуется системой взаимно-перпендикулярных, надёжно соединённых между собой лент ригелей и распорных плит, идущих по осям поперечных и продольных (средних и крайних) рядов колонн. Ячейки между ними заполняются сборными плитами с тщательным замоноличиванием шпонок, а также продольных и поперечных швов между всеми элементами.

Для варианта с ребристыми плитами, не имеющих бортовых шпонок, предусмотрена непосредственная приварка плит к закладных деталей ригелей.

Для каждого здания с его индивидуальным архитектурно-планировочным решением должна проектироваться своя система вертикальных диафрагм, в связи с чем, в каждом конкретном случае, должны быть подобраны и рассчитаны вертикальные жёсткости и объединяющие их диски перекрытий.

Деформированная схема конструкций при изгибных (сдвиговых) и крутильных формах потери устойчивости учитываются коэффициентом продольной деформации $\zeta > 1$. Рекомендации по общим расчётам, расчётам отдельных элементов каркасно-связевой системы приведены ниже (п.7 и п.6).

2. Область применения изделий.

2.1. Изделия каркаса предназначены для применения в проектировании и строительстве общественных, производственных, лабораторных и вспомогательных зданий промышленных предприятий высотой до 6 этажей для обычных условий строительства при снеговых и ветровых нагрузках для I-IV районов СССР со СНиП II-6-74.

Изделия каркаса предусмотрены для зданий с числом этажей n=2÷6 при сетке колонн 6×6 м и (6+3+6)×6м; с высотами этажей 3.6м; 4.2м; 4.8 м и сочетаниями высот этажей 4.8 м (первый этаж) + 3.6 м × n или 6.0 м (первый этаж) + 4.8×n. Примеры монтажных схем колонн см. на стр. 14, 15.

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 плит или ригелей приведены в таблице 2-1.

Таблица 2-1. Унифицированные нагрузки на плиты перекрытий и ригели.

Вид нагрузки	для плит кгс/м²				для ригелей тс/п.м			
А. Расчетная	450	800	1250	1600	5,2	7,2	9,0	11,0
Б. Нормативная	360	670	1050	1350	4,4	6,2	7,8	9,3
в т.ч. длительно действующая	210	520	900	1200	3.5	5,3	6,6	8,10
То же для покрытий с легким утеплителем	150	150	150	—	—	—	—	—
В. Временные расчетные	280	600	1080	1440	2,3	3,6	5,4	7,2
Г. Временные нормативные	200	500	900	1200	1,8	3,0	4,5	6,0

2.3. Изделия серии запроектированы и предназначены для зданий I степени огнестойкости по СНиП II-А. 5-70. В случае применения вертикальных диафрагм жесткости в виде стальных решетчатых связей, если по условиям огнестойкости не могут быть допущены открытые стальные конструкции, все металлические элементы связей должны быть защищены от огня штукатуркой по сетке или облицовкой из бетонных плиток.

2.4. Каркас зданий в продольном и поперечном направлениях запроектирован по связевой схеме с установкой вертикальных диафрагм

3. Номенклатура и характеристика изделий.

Номенклатура изделий для зданий с расчетными нагрузками на междуэтажные перекрытия 800 кгс/м² и 1250 кгс/м² с высотами этажей 3,6 и 4,2 м принимается по ранее выпущенному связевому каркасу серии ИИ-04 (см. перечень серий на стр. 7). Для зданий с высотами этажей 4.8 м и 6.0 м, а также под нагрузку на плиты междуэтажных перекрытий 1600 кгс/м² предлагается дополнительная номенклатура элементов, включенная в данный альбом.

Номенклатура содержит в своем составе следующие изделия:

3.1. Фундаменты. Серия ИИ-04-1. Выпуск 3. Железобетонные фундаменты запроектированы стаканного типа на нормативное сопротивление грунта до 2,5 кгс/см². Башмаки БК-14 и ФК-10 рассчитаны на установку поверх сборных или монолитных плит, запроектированных для конкретного здания.

3.2. Колонны. Серия ИИ-04-2. Для зданий с высотами этажей 3,6 м 4,2 м приняты одно-двухэтажные колонны по серии ИИ-04-2 выпуск 4 и 5 и многоэтажные колонны по серии ИИ-04-2 выпуск 14.

Крайние колонны с закладными деталями для навески стеновых панелей в зданиях с высотами этажей 3,6 м и 4,2 м разработаны в серии ИИ-04-2 вып. 11 части II, III.

Наличие в номенклатуре одноэтажных колонн в случае необходимости дает возможность компановать здания с разными высотами этажей.

Многоэтажные (верхние, нижние и верхне-нижние) колонны с высотой этажа 4.8 м и многоэтажные нижние (верхне-нижние) колонны для сочетания первого этажа 6 м с верхними этажами высотой 4.8 м разработаны в серии ИИ-04-2 вып. 19.

Кроме того там же предусмотрены нижние колонны для первого этажа высотой 4,8 м, предназначенные для сочетания с верхними этажами высотой 3,6 м и 4,8 м.

Консоли колонн высотой 150 мм армированы металлическими фермочками и рассчитаны на восприятие поперечной силы до 33 т. Продольная арматура колонн из стали класса А-III диаметром до 36мм. Максимальное количество стержней рабочей арматуры 8. При этом в месте стыка колонн соединяются ванной сваркой только 4 стержня, разность усилий воспринимается сетками косвенного армирования.

Колонны, разработанные в серии ИИ-04-2 вып. 19 имеют закладные детали для установки и крепления ригелей каркаса здания, а также для навески в уровне перекрытий стеновых панелей высотой 1.8 м, низ которых располагается на 900мм ниже отметки чистого пола каждого этажа (только в крайних колоннах). Колонны с дополнительными закладными деталями для навески стеновых панелей должны иметь в маркировке цифровой индекс, принимаемый в соответствии с указаниями серии ИИ-04-2 выпуск 11 части II; III.

Для крепления лестниц и диафрагм жесткости разработаны дополнительные закладные детали; примеры их расположения приведены в настоящем альбоме на листах 27÷40.

Для обозначения разновидности колонн, вызванной различием в расположении вышеуказанных закладных деталей, в маркировке колонн должны быть добавлены цифровые индексы в соответствии с таблицей на листе 26.

3.3. Панели перекрытий Серия ИИ-04-4

Номенклатурой предусмотрено для перекрытий зданий с сеткой колонн 6×6 м (6+3+6)×6м два типа настила - многопустотные панели перекрытий и ребристые плиты. Многопустотные панели толщиной 220мм под унифицированные (табл.2-1) нагрузки 450 кгс/м²; 800 кгс/м² и 1250 кгс/м² принимаются по серии ИИ-04-4 выпуски 17,18,19,20. Многопустотные панели перекрытий под расчетную нагрузку 1600 кгс/м² разработаны в серии ИИ-04-4 выпуски 28, 29, 30 и 31.

Для пролетов 6м и 5,5 м (пролет, примыкающий к температурному шву) запроектированы предварительно напряженные панели перекрытий с тремя вариантами армирования: стержневой арматурой из стали классов А-IV и Ат-V и высокопрочной проволокой класса Вр-II с линейно-групповым расположением арматуры. Для пролета 3м запроектированы панели с обычным армированием.

Метод натяжения - электротермический и механический.

Многопустотные панели перекрытий подразделяются на 3 основных типа:

А. Рядовые многопустотные панели шириной 1490 мм и 1190 мм.

Б. 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.

В. Пристенные многопустотные панели шириной 1490 мм

Ребристые плиты высотой 30 см длиной 5650 мм и 5150 мм на пролет соответственно 6 м и 5,5 м принимаются по серии 1.440-1 выпуск 3 под расчетную унифицированную нагрузку 450 кгс/м², 800 кгс/м², 1250 кгс/м², 1600 кгс/м².

Номенклатура плит предусматривает рядовые и межколонные плиты шириной 1500 мм и доборные крайние плиты шириной 900 мм по серии 1.440-1 выпуск 5.

Плиты предварительно-напряженные. Метод натяжения - электротермический и механический.

Связевые и пристенные многопустотные панели (распорки) 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 – 10 тс на каждый из двух выпусков связевой панели (распорки) – 5 тс. Соединительные элементы рассчитаны на такие же усилия.

Крайние пристенные ребристые плиты- распорки (шириной 900мм) предусматривают восприятие усилий растяжения 10 тн. на каждую плиту через нижнюю закладную деталь, для передачи которых в колоннах установлена закладная деталь.

Межколонные ребристые плиты распорки (шириной 1500мм) привариваются к закладным деталям ригелей и предусматривают восприятие усилий растяжения 6 тн.

3.4. Ригели. Серия ИИ-04-3.

Ригели приняты высотой 450 мм таврового сечения с полкой понизу с одним или двумя свесами для опирания плит перекрытия.

Ригели имеют длину 5560 мм и 2560 мм и предназначены для установки в пролетах соответственно 6.0 м и 3.0м.

Для варианта перекрытий с многопустотным настилом ширина ригеля поверху- 200мм, понизу- 400мм или 300 мм (при одном свесе). Высота полки- 250мм. Ригели с унифицированной расчетной нагрузкой 5.2 тс/пм; 7,2тс/пм и 9.0тс/пм принимаются по серии ИИ-04-3 выпуск 3 ч. I и II. В номенклатуру включены ригели с несущей способностью 11. 0тс/пм по серии ИИ-04-3 выпуск 6.

Для варианта перекрытия с ребристыми плитами предусматриваются ригели с уширенной до 550мм полкой и шириной поверху- 300мм, высотой полки- 180мм.

Номенклатура предусматривает эти ригели с несущей способностью 5.2тс/пм; 7,2 тс/пм; 9.0 тс/пм и 11.0 тс/пм. по серии. ИИ-04-3 выпуск 6.

Бетон ригелей марок 300 и 400. Армируются ригели пространственными каркасами из стали AIII.

Ригели под нагрузку 11.0тс/пм предварительно- напряженные со стержневой арматурой класса A-IV.

Метод натяжения – электротермический.

3.5. Диафрагмы жесткости. Серия ИИ-04-6 вып. 7.

Диафрагмы жесткости запроектированы толщиной 140мм сплошные и „Г"- образные, образующие проем шириной 1.9м и высотой 255м с одной или двумя полками для опирания панелей или плит перекрытия. Диафрагмы могут устанавливаться, как в плоскости рам так и перпендикулярно плоскости рам.

Диафрагмы запроектированы с поэтажной разрезкой для всех высот этажей для установки в пролетах 6.0 м и 3.0м.

Диафрагмы жесткости разработаны для этажей высотой 3,6; 4.2; 4.8; 6.0м в полносборном решении. Для зданий с высотами этажей 3,6 и 4.2м и с перекрытиями из многопустотных панелей возможно применение диафрагм жесткости ИИ-04-6 вып. 5 сборно-монолитного решения.

Диафрагмы соединяются между собой и с колоннами сваркой закладных деталей. Горизонтальный стык диафрагм запроектирован контактным с растворным швом.

Диафрагмы жесткости предусмотрены для зданий с высотой этажей 3.6м; 4.2м; 4.8м; 6.0м как глухие, так и проемные

Проемы шириной 1.9м и высотой 2.4м предусмотрены только в пролетах 6м.

3.6. Лестницы. Серия ИИ-04-7.

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

Конструкции железобетонных маршей для лестниц с высотой этажей Нэт. = 3.6 м и Нэт. = 4.2 м., Нэт. = 4.8м и Нэт. = 6.0м принимаются по серии ИИ-04-7 вып. 1 и 2.

3.7. Панели наружных стен. Серия ИИ-04-5.

А. Панели наружных стен зданий с высотами этажей 3.6 и 4.2м.

Все подробные указания по применению стеновых панелей помещены в выпуске 4 „Стеновые панели из легких и ячеистых бетонов. Материалы для проектирования" Выпуски 5,6 содержат рабочие чертежи панелей из легких бетонов толщиной 200; 300 мм Выпуск 8 содержит рабочие чертежи панелей из ячеистых бетонов толщиной 250 мм. Арматурные изделия 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.

6. Панели наружных стен зданий с высотами этажей 4,8 и 6,0м Навесные панели наружных стен зданий с высотами этажей 4,8 и 6,0м разработаны в альбоме серии ИИ-04-5 вып

3.8. Закладные детали и соединительные элементы

Закладные детали колонн, ригелей, диафрагм жесткости, панелей перекрытий, панелей наружных стен разработаны в соответствующих выпусках рабочих чертежей этих изделий, а также в серии ИИ-04-8. вып 3. Монтажные соединительные элементы разработаны в серии ИИ-04-10 вып 5 и 9.

4 Компановка каркасно-связевого здания.

4.1. Компановка зданий различной конфигурации возможна с ригелями в поперечном и продольном направлении. Возможно также применение в одном здании смешанной схемы- ригелей поперечного и продольного направления.

4.2. Оси колонн рам совмещаются с продольными и поперечными разбивочными осями зданий. Деформационные и температурные швы в зданиях выполняются установкой парных колонн в двух вариантах.

а. В местах швов оси поперечных рам смещаются на 500 мм от разбивочной оси внутрь температурного блока, при этом плиты перекрытий применяются укороченные по длине на 500 мм по сравнению с остальными плитами перекрытия. Зазор между рамами, прилегающими к температурному шву, перекрывается монолитной железобетонной плитой см. листы 11,12.

б. В местах швов между разбивочными поперечными осями делается „вставка".

Размер монолитного участка- вставки определяется толщиной стеновых угловых панелей с помощью которых решается стеновое ограждение. Примеры решения деформационных и температурных швов приведены на листах 11 и 12.

Максимальная длина температурного блока в продольном и поперечном направлении определяется в соответствии с требованиями СНиП II-В.1-62*.

4.3. Рекомендации по компановке вертикальных диафрагм приведены в разделе 6. В качестве вертикальных диафрагм рекомендуется использовать стенки лестничных клеток, для чего их следует выполнять из сборных панелей диафрагм.

4.4. Лестничные клетки с размерами 6×3м могут располагаться вдоль и поперек здания. В модуле 6×3 м размещаются двухмаршевые лестницы для высот этажей 3.6 м и трехмаршевая для высоты этажа 4.8м и 4.2м с выходами с разных сторон лестничной клетки. Для этажа 6м устанавливается 4 марша.

Лестничные Z-образные марши опираются на ригели лестничных клеток. Лестничные клетки образуются из четырех колонн и лестничных ригелей. Габариты лестничных клеток 3×6 м вписываются в конструктивные схемы каркаса 6×6 м и (6+3+6)×6м. При этом колонны основного каркаса здания могут служить колоннами лестничных клеток.

Для отделки ступеней применяются железобетонные накладные проступи по серии ИИ-04-7 выпуск 1. Ширина марша по накладным проступям 1.35м.

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

В альбоме приведены примеры монтажных схем лестниц. В конкретных проектах лестничные клетки должны располагаться в соответствии с требованиями пожарной безопасности.

5. Подбор сборных элементов и рекомендации по конструированию

5.1. Фундаменты.

Фундаменты могут быть сборными или монолитными на естественном или свайном основании в виде отдельно стоящих фундаментов или перекрестных лент.

Под отдельно стоящие колонны фундаменты подбираются по центральному сжатию.

Под вертикальные диафрагмы жесткости устраивается неразрезной монолитный фундамент, который должен быть рассчитан на вертикальные нагрузки, приходящиеся на панели и колонны диафрагм жесткости и ветровой момент.

Ветровой момент определяется следующим образом:

1. Производится подбор числа диафрагм по рекомендациям раздела 6.
2. Расчетный ветровой момент на здание (с учетом ветрового района), принимаемый по табл. 6-1, делится на коэффициент перегрузки 1,2 и число подобранных диафрагм. Подбор фундаментов производится по нормативным нагрузкам. 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 т.к., фундаменты должны удовлетворять расчету на продавливание при учете полной высоты фундаментного блока.

При проектировании фундаментов учитываются указания серии ИИ-04-6 вып. 6.

Пример. Определить момент для подбора размеров фундаментов пятиэтажного здания высотой H_0=24м, длиной L=60м, находящегося в III ветровом районе (поправочный коэффициент 1.67) при заглублении фундаментов $h_ф$=2.3м.

По расчету число диафрагм К-4, коэффициент перегрузки n_0=1.2. По табл. 6-1 при H_0=24м определяем $M_{ветр}$=960тсм и $Q_{ветр}$=15тс тогда

$$M_ф = \frac{(M_{ветр} + h_ф Q_{ветр}) 1.67}{K \cdot n_0} = \frac{(960 + 2.3 \cdot 15) 1.67}{4 \cdot 1.2} = 390 тсм.$$

В случае анкеровки колонн, входящих в состав вертикальных связей, в конструкции фундаментов необходима проверка конструкций на воздействие опрокидывающего ветрового момента при учете удерживающего момента только от нормативного собственного веса (с коэффициентом перегрузки 0.8), приходящегося на диафрагму. Для анкеровки колонн, входящих в состав диафрагм жесткости, в фундаментах под эти колонны предусматривается установка двух анкерных болтов, рассчитанных на восприятие выдергивающей силы 10,0 тс. на каждый болт.

5.2. Подбор колонн.

Для подбора колонн по таблице 5-1 необходимы следующие исходные данные:

а). Унифицированная расчетная нагрузка на кв. м перекрытия (усредненная по грузовой площади).

б). Число вышерасположенных перекрытий над сечением.

в). Тип колонн по расположению в плане и грузовым площадям (см. схемы расположения колонн на рис. 1 и 2 (стр. 13).

В таблице 5-1 указана несущая способность колонн на центральное сжатие в тоннах. Таблица предназначена для подбора колонн при высотах этажей 3,6м; 4.2м; 4.8м и 6м (первый этаж) и учитывает коэффициент продольного изгиба и длительность действия нагрузки.

При составлении таблицы расчет колонн выполнялся на совместное действие расчетных нормальных сил и изгибающих моментов, действующих в обеих расчетных плоскостях, в соответствии с методикой, приведенной в серии ИИ-04-0 выпуск 6.

Таблица 5-1 Несущая способность колонн на центральное сжатие (тнс)

Расчетная унифицированная нагрузка на перекрытие (кгс/м²)	Число перекрытий над сечением	Типы колонн по грузовым площадям					
		N1	N2	N3	N4	N5	N6
800 кгс/м²	1	210	210	210	210	210	210
	2	210	210	210	210	210	210
	3	210	210	210	210	210	210
	4	210/260	210	210	210	210	210
	5	290/340	210	210/260	210	210	210
	6	340	260	260	210	210	210/260
1250 кгс/м²	1	210	210	210	210	210	210
	2	210	210	210	210	210	210
	3	210/260	210	210	210	210	210
	4	340	260	210/260	210	210	210
	5	380	260	290/340	210	210/260	210/260
	6	460	340	380	260	290	290
1600 кгс/м²	1	210	210	210	210	210	210
	2	210	210	210	210	210	210
	3	290/340	210	210/260	210	210	210
	4	380	260	290	210	210/260	210/260
	5	460	340	380	210/260	290	260
	6	550	380	460	290	340	340

Примечание:
Цифры под чертой обозначают несущую способность многоэтажных колонн с высотой 1го этажа - 6 м, а также одноэтажных колонн для высоты этажа 4.8 м при применении их для 1го этажа.

Рис. 1
Схема колонн при поперечной раме 6+6+6 м

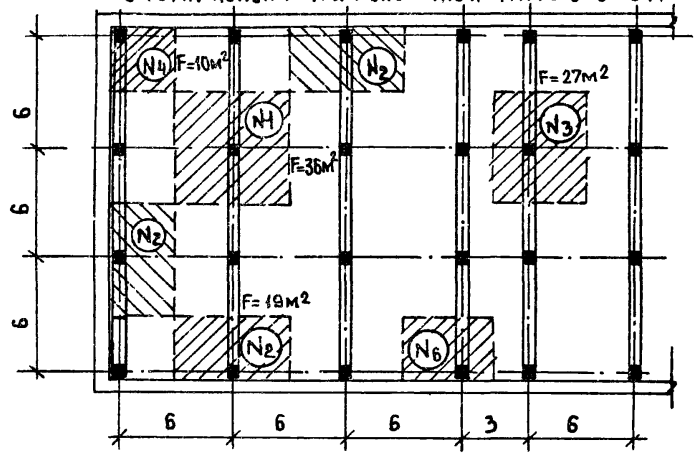
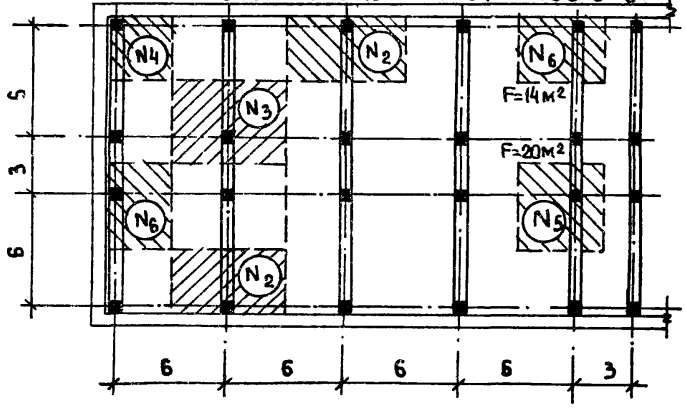
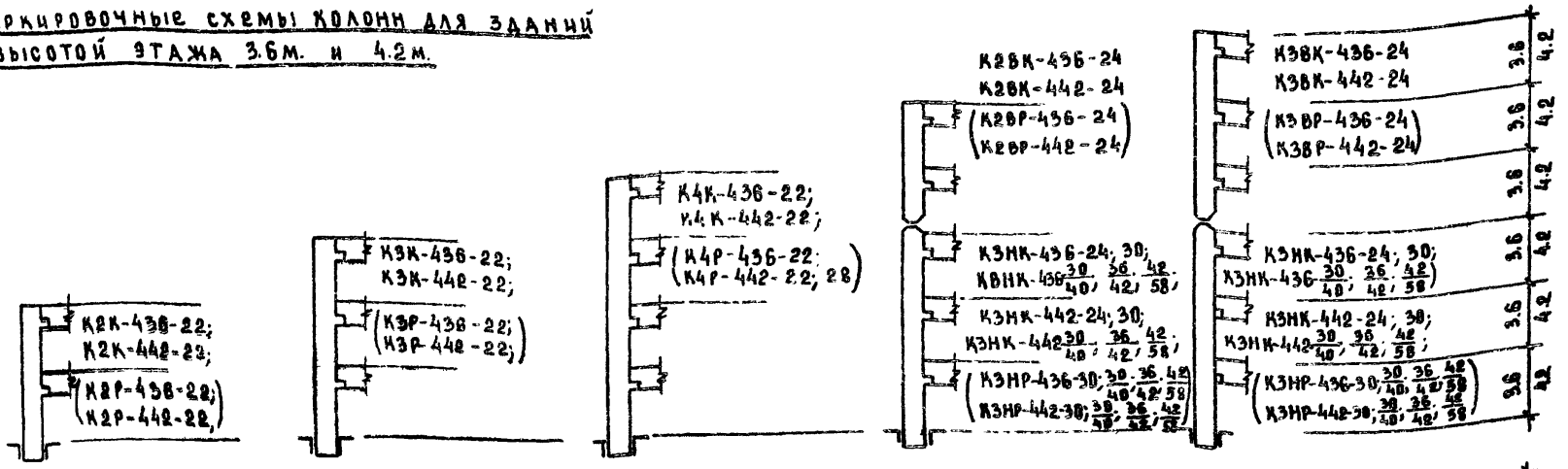


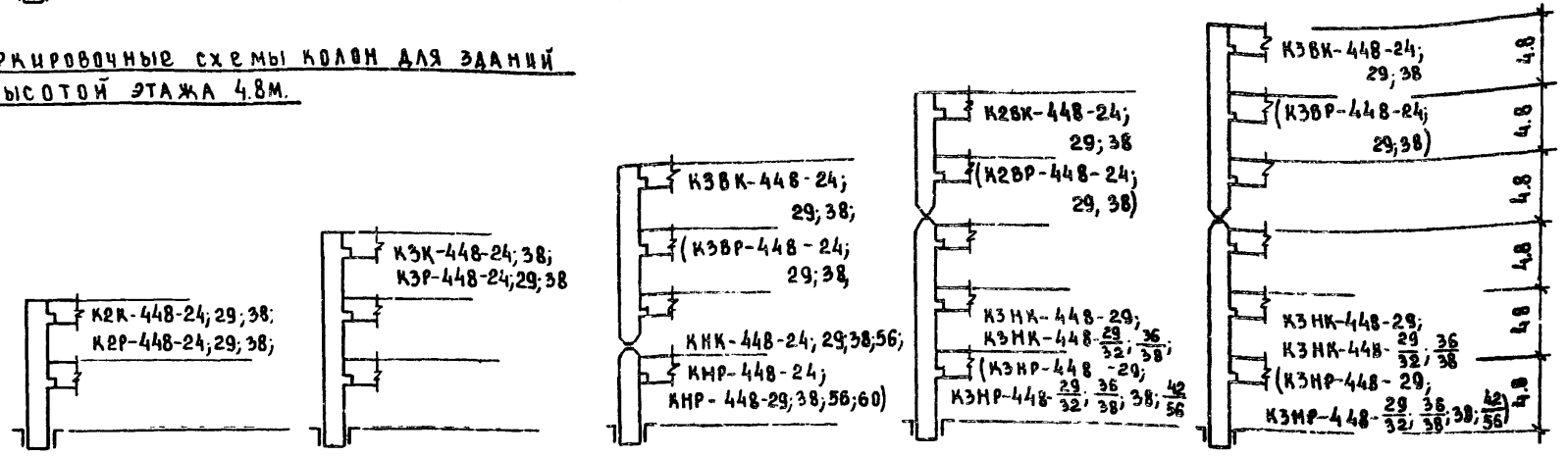
Рис.2
Схема колонн при поперечной раме 6+3+6 м.



Маркировочные схемы колонн для зданий с высотой этажа 3.6м. и 4.2м.



Маркировочные схемы колон для зданий с высотой этажа 4.8м.



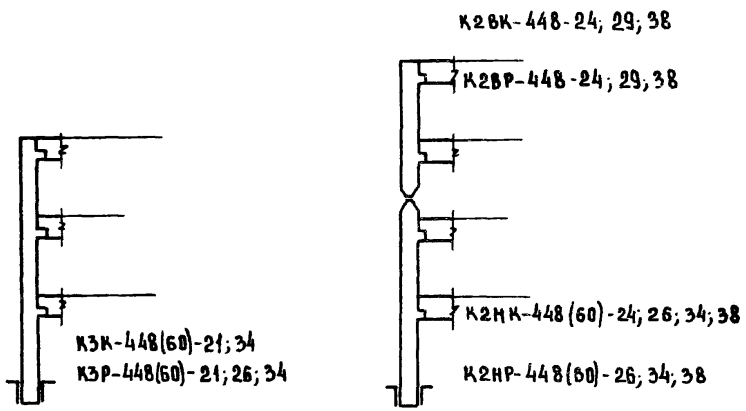
Примечания:

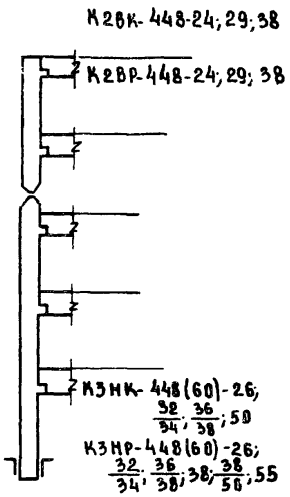
1. Последняя цифра в марке колонн обозначает несущую способность сечения на центральное сжатие в десятках тонн. Цифры дробью соответственно обозначают несущую способность верха и низа многоэтажной колонны, если они отличаются друг от друга (по армированию).
2. На маркировочных схемах в скобках даны марки рядовых (двухконсольных) колонн.
3. В конкретном проекте марки колонн по несущей способности (последние цифровые индексы) подбираются в зависимости от расчетных нагрузок на перекрытиях по таблице 5-1

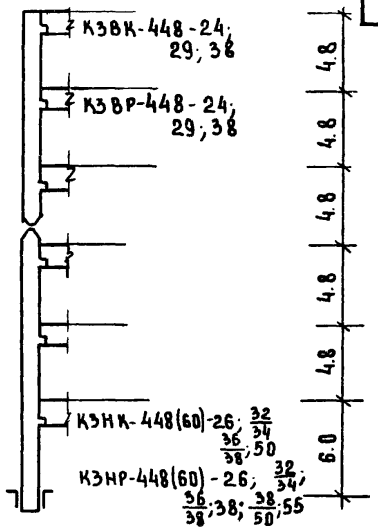
ТК 1976	Пояснительная записка	Серия ИИ-04-0	
		Выпуск 14	Лист —

г. Москва | Рук гр инж | Шанаурова

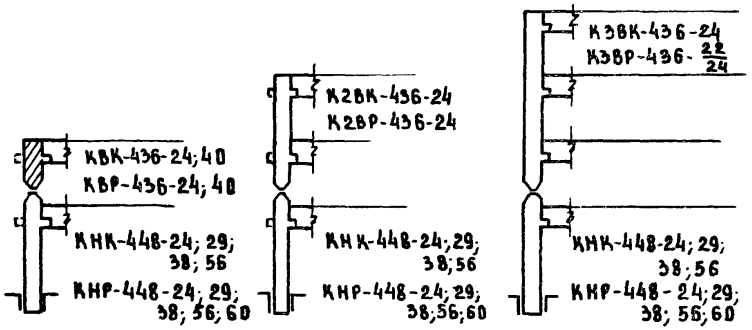
Маркировочные схемы колонн для зданий с высотой 1-го этажа 6м и вышележащих этажей высотой 4.8м

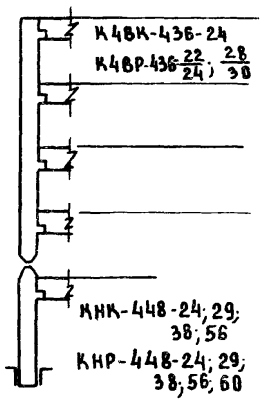


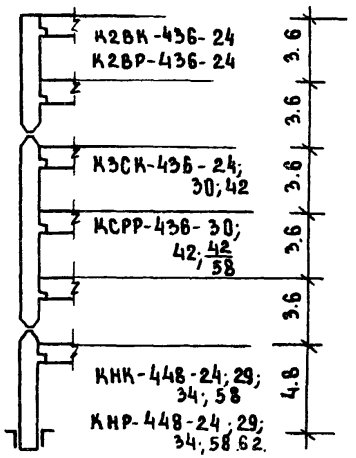




Маркировочные схемы колонн для зданий с высотой 1-го этажа 4.8м и вышележащи этажей 3.6м







Примечание
Общие примечания см. стр. 14

Подбор колонн выполняется в следующей последовательности:

а) По плану сооружения определяется тип колонны (№) по расположению в плане в соответствии со схемами на рис. 1 и 2 на стр.13.

б) По таблице 5-1 определяется требуемая несущая способность колонн в зависимости от унифицированной расчетной нагрузки на перекрытиях и этажности здания.

в) По монтажным схемам высотной разрезки колонн, приведенным на листах 14, 15 уточняется марка колонн и проверяется соответствие требуемой и имеющейся марки колонн.

Колонны, входящие в состав сборных железобетонных стен жесткости, принимаются той же несущей способности, что и рядовые по грузовым площадям.

Колонны, входящие в состав металлических портальных связей, подбираются согласно указаниям альбома НИ-04-8 выпуск 14 часть II.

5.3. Многопустотные панели перекрытий и ребристые плиты

При конкретном проектировании для подбора панелей перекрытия или покрытия необходимо собрать временные и постоянные нагрузки (без учета собственного веса многопустотных панелей или ребристых плит) со своими коэффициентами перегрузки. Полученную величину суммарной расчетной нагрузки следует сопоставить с унифицированной расчетной нагрузкой, указанной в марке панели и таким образом определить марку панели по несущей способности.

Если нагрузка на перекрытие не является равномерно распределенной, то она должна быть приведена к эквивалентной равномерно распределенной расчетной нагрузке.

Во всех случаях панели и плиты выбранных марок должны обеспечивать при фактических нагрузках необходимую прочность, деформативность и трещиностойкость.

5.4. Ригели

Марки ригелей подбираются тем же способом, каким подбираются марки плит (см. выше), только нагрузки принимаются на 1 пог м (без учета собственного веса ригелей).

5.5. Вертикальные диафрагмы. Стенки жесткости образуются заполнением каркаса железобетонными панелями диафрагм со сваркой закладных деталей.

Диафрагмы обычно устанавливаются на всю высоту здания и доводятся до фундамента. Соединение диафрагм с фундаментом выполняется также, как и в горизонтальном стыке сборных диафрагм.

Монтажные схемы диафрагм см. на листах 13,14,15.

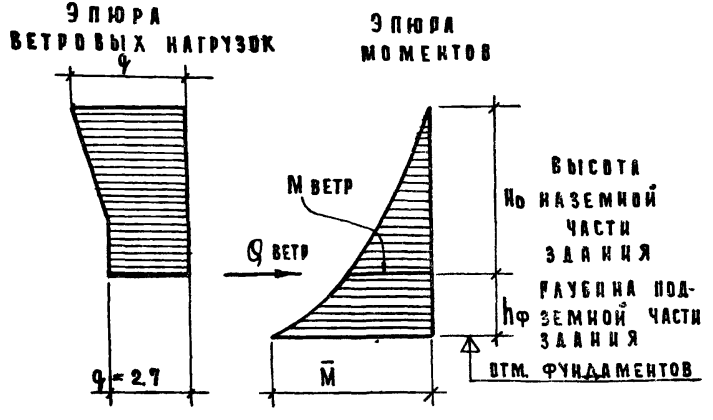
6 Компоновка и расчет сборных железобетонных диафрагм жесткости

6.1. Пространственная устойчивость каркасных зданий обеспечивается постановкой вертикальных диафрагм жесткости как в направлении ригелей "рам", так и в перпендикулярной им плоскости. Заделанные в фундамент вертикальные консольные диафрагмы объединяются дисками перекрытий в единую пространственную систему, воспринимающую все горизонтальные ветровые и прочие воздействия и передающую их на фундаменты.

Расчет вертикальных диафрагм из сборных элементов по первому предельному состоянию сводится к проверке нормальных сечений при совместном действии суммарных нагрузок и изгибающих моментов, т.е. к расчету этих конструкций на косое внецентренное сжатие, а также к проверке соединений по вертикальным швам на сдвигающие силы. При этом в зданиях высотой до 5-6 этажей главным условием прочности глухих диафрагм становится недопущение растягивающих усилий (на уровне обреза фундаментов) в колоннах, входящих в состав вер-

тикальных диафрагм или при соответствующей анкеровке колонн в фундаментах- недопущение отрывающего усилия по подошве фундамента под диафрагменную колонну. Такой расчетный случай объясняется недостаточным пригрузом диафрагм собственным весом конструкций и напоминает расчет конструкций на опрокидывание.

Подбор диафрагм выполняется по первому предельному состоянию, поскольку деформации диафрагм при выполнении условий по прочности нормальных сечений и швов на сдвиг будут находиться в допустимых пределах и специальной проверки не требует.



Ветровые нагрузки. В таблице 6-1 приведены верхние ординаты эпюры ветровой нагрузки q на пог. м, изгибающие моменты Mветр. и поперечные силы Qветр. на уровне земли для блока (здания) длиной 60м для первого ветрового района с коэффициентами: аэродинамическим $c=1.4$ и перегрузки $n_0=1.2$. Для II, III и IV ветровых районов вводятся поправочные коэффициенты.

Таблица 6-1 Расчетные ветровые нагрузки

Ho м	q тс/п.м	M ветр тсм	Q ветр тс
40	4.2	2894	135
38	4.1	2570	127
36	4.0	2270	119
34	3.94	1990	111
32	3.86	1730	103
30	3.78	1499	95
28	3.70	1282	88
26	3.62	1085	80
24	3.54	906	73
22	3.46	745	66
20	3.40	601	58
18	3.24	474	52
16	3.11	363	45
14	2.97	272	39
12	2.84	197	33
10	2.7	136	27
8	2.7	87	22
6	2.7	49	16.3

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

Примечания: а) при размерах блоков зданий меньших чем 60м расчетные нагрузки умножаются на коэффициент равный L/60, где L- фактическая длина блока в м.

б) погонные нагрузки по длине здания для расчета дисков перекрытий определяются по формуле $q^{эт} = \frac{q}{60} h_{эт}$.

где $h_{эт}$ - высота этажа;

в) ветровые нагрузки на блок 60м подсчитаны по СНиП II-6-74 с учетом коэффициента, отражающего рост нагрузок по высоте здания, для местности типа А.

г) изгибающий момент на уровне $h_ф$ ниже уровня земли на отметке фундаментов находят по формуле:

$$\bar{M} = M_{ветр} + h_ф Q_{ветр}. \quad (6.1)$$

В таблице 6-1 ветровые нагрузки представлены для открытых местностей, относящихся к типу А (см. СНиП II-6-74)

6.2. При компановке вертикальных диафрагм следует придерживаться следующих рекомендаций:

а) количество плоских диафрагм должно быть не менее трех: две из них, как правило, в поперечном направлении и одна в продольном, при этом две параллельных диафрагмы поперечного направления не должны располагаться на одной оси.

б) диафрагмы следует располагать таким образом, чтобы грузовые площади горизонтальных ветровых нагрузок были примерно пропорциональны жесткостям диафрагм и их несущей способности.

в) диафрагмы желательно располагать симметрично, чтобы центры жесткости (кручения) диафрагм и линия равнодействующей горизонтальной нагрузки совпадали.

Если центры жесткости диафрагм и горизонтальных нагрузок не совпадают, то учитывается понижающий коэффициент K_R, уменьшающий несущую способность (ветровой фронт) диафрагм, по данным табл 6-2 в зависимости от смещения центра жесткости e_R и расстояния между крайними диафрагмами или группами диафрагм (z_0).

Положение центра жесткости в прямоугольной системе координат определяют по формуле:

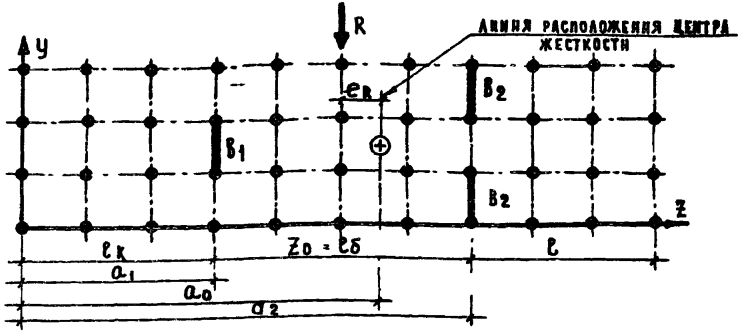
$$a_0 = \frac{a_1 B_1 + a_2 B_2 + \ldots + a_n B_n}{B_1 + B_2 + \ldots + B_n} = \frac{\sum a_i B_i}{\sum B_i} \qquad (6.2)$$

Таблица 6-2.

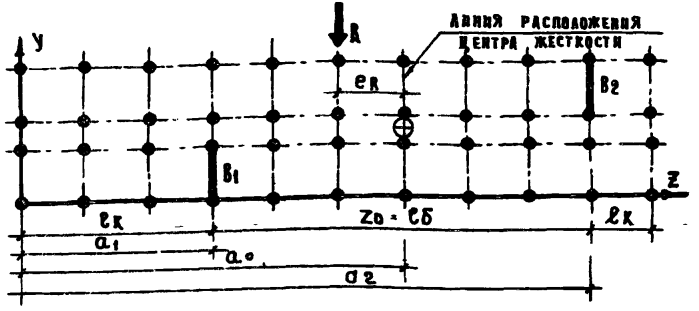
e_R	Понижающий коэффициент K_R при расстоянии между крайними диафрагмами в метрах						
	18	24	30	36	42	48	60
3.0м	0.81	0.84	0.86	0.88	0.89	0.90	0.91
4.5м	0.73	0.76	0.79	0.81	0.82	0.83	0.84
6.0м	0.66	0.70	0.73	0.74	0.76	0.77	0.79
7.5м	0.58	0.63	0.66	0.69	0.70	0.72	0.74

Схемы определения эксцентриситета приложения равнодействующих внешних нагрузок

(продольные диафрагмы условно не показаны)



$$a_0 = \frac{a_1 B_1 + 2 a_2 B_2}{B_1 + 2 B_2} \qquad (6.3)$$



$$a_0 = \frac{a_1 B_1 + a_2 B_2}{B_1 + B_2} \qquad (6.4)$$

B_i; (B_1; B_2) ... ; B_n) – изгибные жесткости диафрагм.

г) при расстановке поперечных диафрагм жесткости следует учитывать несущую способность элементов диска перекрытия (в его плоскости), проверять допустимые вылеты консолей диска $\ell_к$ - расстояние от торца здания до первой диафрагмы или до центра группы диафрагм, а также балочные пролеты дисков $\ell_б = 2$.

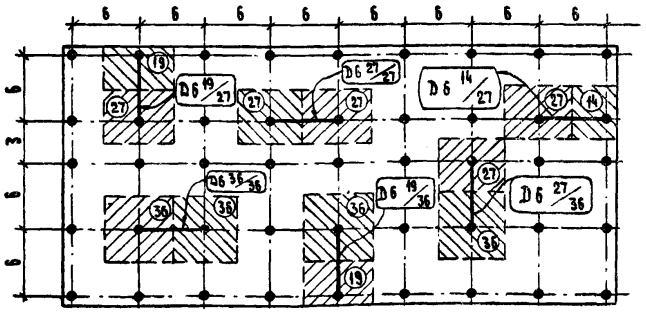
Для каркаса с сеткой колонн 6×6 м рекомендуется размер консолей дисков назначать порядка $\ell_к \leq 18$ м.

Размеры балочных дисков не должны превышать удвоенного значения вылета консолей $\ell_б \leq 36$ м

В случае больших вылетов или наличия ослаблений проверку дисков перекрытий по прочности выполнять в соответствии с рекомендациями пункта 7.

Схема маркировки диафрагм в плане сооружения

Схема 6а.

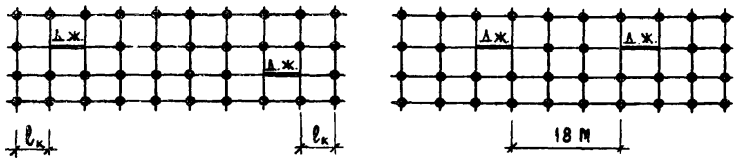


е) при установке в продольном направлении более одной вертикальной диафрагмы рекомендуется располагать их на разных продольных осях При необходимости их установки на одной оси надо стремиться к тому, чтобы расстояние между диафрагмами было не более 18 м (см. схему 6б).

При несоблюдении этого условия следует принимать специальные меры в период строительства для уменьшения температурных деформаций перекрытий на этом участке

Схема 6б

Схема расстановки продольных диафрагм



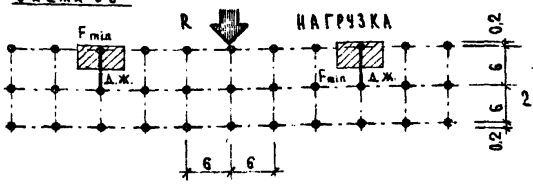
Если несколько диафрагм примыкают к одной фасадной стене, то их несущая способность принимается по минимальной площади пригруза (см. схему 6в)

Если две диафрагмы примыкают к противоположным фасадным стенам, то суммарная их несущая способность принимается наименьшей из двух возможных комбинаций значений F_{min} и F_{max}. (см. схему 6г)

В случае, если несколько диафрагм примыкают к противоположным фасадным стенам, то суммарная их несущая способность принимается наименьшей из возможных комбинаций значений F_{min} и F_{max} (см схему 6д).

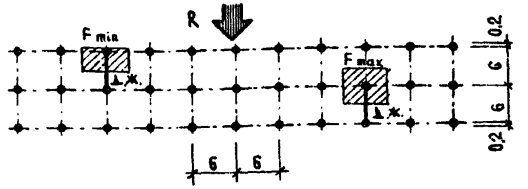
Схемы для определения несущей способности диафрагм по площадям пригруза собственным весом

Схема 6в



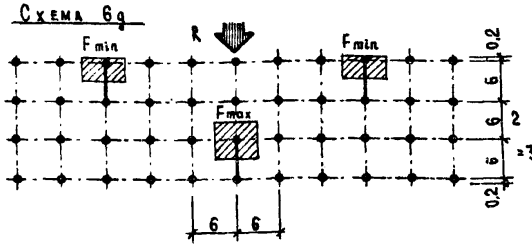
Принимается
$2 \times F_{min} = 38{,}4 м^2$

Схема 6г



Принимается
$F_{min} + F_{max} = 19.2 + 36 = 55.2 м^2$

Схема 6д



Принимается
$2\ F_{min} + F_{max} =$
$= 38{,}4 + 36 = 74 м^2$

Примечание: на схеме 6д направление равнодействующей нагрузки R показано в невыгодном направлении.

6.3 Порядок подбора вертикальных диафрагм

Для заданного ветрового района по таблицам 6-3; 6-4 определяется ветровой фронт $[L^w]$ м, приходящийся на одну диафрагму поперечного и продольного направлений, и производится их компоновка в соответствии с требованиями архитектурно-планировочного решения. В таблицах 6-3, 6-4 приведены значения ветрового фронта для шестиметровых диафрагм зданий различной этажности для 2-го и 4-го ветровых районов, при устройстве перекрытий из многопустотных настилов или ребристых плит.

При предварительном подборе принимается, что диафрагмы расположены симметрично относительно главных осей здания, а колонны, входящие в состав диафрагм жесткости, не заанкерены в фундаментах.

После компоновки диафрагм жесткости в плане сооружения, проверки расположения центра жесткости, уточнения упругих характеристик грунта, назначения расчетных нагрузок на плиты перекрытий и уточнения минимальных площадей пригруза по ниже приведенным формулам находится расчетное значение ветрового фронта L_p^w, которое сопоставляется с принятым.

Расчетный ветровой фронт для одиночных диафрагм

$$L_p^w = 0.8\,[L^w]\,K_{гр}\,K_g \qquad (6.5)$$

Расчетный ветровой фронт для диафрагм любого направления при числе их более одной

$$L_p^w = [L^w]\,K_{гр} \cdot K_k \cdot K_g \qquad (6.6)$$

$K_{гр}$ - поправочный коэффициент на свойства грунта

$K_{гр} = 1$ - при грунте с коэффициентом постели $\omega = 5000$ т/м³

$K_{гр} = 0.8$ - при грунте с коэффициентом постели $\omega = 2500$ т/м³

При промежуточных значениях коэффициента постели величина принимается по интерполяции.

$K_{гр} = 1.1$ - при свайных основаниях под диафрагму.

K_g - поправочный коэффициент на величину унифицированной нагрузки на перекрытия принимается по таблице 6-5.

Таблица 6-3. Несущая способность сплошных диафрагм жесткости (величина ветрового фронта L^w в м) при устройстве перекрытий из многопустотных панелей

Этажность здания	Расчетный вес фундаментов по формуле 6.9	II ветровой район																				IV ветровой район											
		Высота, м																																
		3.6				4.2				4.8				4.8 + п х 3.6				6 + п х 4.8				3.6				4.2				4.8				4.8 + п х 3.6				6.0 + п х 4.8			
		Тип диафрагм по грузовым площадям ($м^2$)																																
		14	19	27	36	14	19	27	36	14	19	27	36	14	19	27	36	14	19	27	36	14	19	27	36	14	19	27	36	14	19	27	36	14	19	27	36	14	19	27	36
2	0	65	78	91	114	53	63	74	92	46	54	63	78	53	63	74	92	40	46	54	65	41	50	58	73	34	40	47	59	29	34	40	50	34	40	47	59	25	29	34	41
	10	94	106	120	143	75	85	96	114	64	73	81	96	76	85	96	114	55	61	68	80	60	68	76	91	48	54	61	73	41	46	52	61	48	54	61	73	35	39	43	51
	20	123	135	149	172	98	108	119	136	83	91	100	114	98	108	119	136	69	76	83	95	78	86	95	110	62	69	76	87	53	58	64	73	62	69	76	87	44	48	53	60
3	0	50	59	70	87	37	44	51	64	29	34	39	48	44	52	61	75	26	30	35	43	32	38	45	55	24	28	32	40	18	22	25	30	28	33	39	45	17	19	22	27
	10	65	74	85	102	48	55	62	73	36	41	47	56	56	64	73	88	33	37	42	49	41	47	54	65	30	35	40	46	23	26	30	35	35	41	47	56	21	24	27	31
	20	80	89	100	117	58	64	72	85	44	49	54	63	69	77	86	101	39	44	48	56	51	57	64	74	37	41	46	54	28	31	34	40	44	49	55	64	25	28	31	35
4	0	33	40	47	58	27	32	37	46	20	23	26	32	30	36	42	52	18	21	24	29	21	25	30	37	17	20	24	29	13	15	17	20	19	23	27	33	11	13	15	18
	10	41	48	54	66	33	38	43	51	24	27	30	36	37	42	48	58	21	24	27	33	26	31	34	42	21	24	27	32	15	17	19	22	24	27	31	37	13	15	17	20
	20	49	55	62	73	39	43	49	57	28	31	34	40	43	49	55	65	25	28	31	36	31	35	40	46	25	27	31	36	18	20	22	25	27	31	35	41	16	18	20	23
5	0	27	32	38	47	20	24	27	34	16	18	21	26	22	26	30	37	13	15	18	22	17	20	24	30	13	15	17	22	10	11	13	16	14	17	19	23	8	10	11	14
	10	32	38	43	52	24	27	31	37	15	21	24	28	26	30	34	41	15	18	20	24	20	24	27	33	15	17	20	24	10	13	15	18	17	19	22	26	10	11	13	15
	20	38	43	48	57	27	31	34	41	21	23	26	31	30	34	38	45	18	20	22	26	24	27	30	36	17	20	22	26	13	15	17	19	19	22	24	29	11	13	14	16
6	0	20	24	27	34	15	17	19	26	12	14	16	19	18	22	25	31	11	13	15	18	13	15	17	21	10	11	13	16	8	9	10	12	11	14	16	20	7	8	10	11
	10	23	27	30	37	17	19	22	26	13	15	17	21	21	25	28	34	13	14	16	19	15	17	19	23	11	12	14	17	8	9	11	13	13	16	18	22	8	9	10	12
	20	26	30	34	40	19	21	24	28	15	17	19	23	24	28	31	37	14	15	18	23	16	19	22	25	12	13	15	18	10	11	12	14	15	18	20	23	9	10	11	14

Величины ветровых фронтов определены для открытых местностей (тип А). При переходе к местности типа Б (СНиП II-6-74) ширина ветрового фронта увеличивается пропорционально уменьшению ветрового момента.

Таблица 6-4. Несущая способность сплошных диафрагм жесткости / величина ветрового фронта L^w в м / при устройстве перекрытий из ребристых плит

Этажность здания	Расчетный вес фундаментов по формуле	II ветровой район																		III ветровой район															
		Высота, м																																	
		3.6				4.2				4.8				4.8 + п × 3.6				6 + п × 4.8				3.6				4.2				4.8				4.8 + п × 3.6				6 + п × 4.8			
		Тип диафрагм по грузовым площадям ($м^2$)																																	
		14	19	27	36	14	19	27	36	14	19	27	36	14	19	27	36	14	19	27	36	14	19	27	36	14	19	27	36	14	19	27	36	14	19	27	36	14	19	27	36
2	0	58	68	78	98	48	56	64	79	42	48	55	67	48	56	64	79	36	42	47	57	37	43	50	62	30	36	41	50	27	30	35	42	30	36	41	50	23	27	30	36
	10	87	97	107	126	70	78	86	101	60	67	73	85	70	78	86	101	51	57	62	71	55	62	68	80	45	50	55	64	38	42	46	54	44	50	55	64	32	36	39	45
	20	115	126	136	155	92	100	109	123	78	85	91	104	93	101	108	123	66	71	76	86	73	80	87	99	59	64	69	78	50	54	58	66	59	64	69	78	42	45	48	55
3	0	45	53	60	74	34	39	44	55	26	30	33	41	40	46	44	60	24	27	30	37	29	34	38	47	22	25	28	35	16	19	21	26	25	29	33	38	15	17	19	23
	10	60	67	75	89	44	50	55	65	34	38	41	49	52	59	57	77	30	34	37	44	38	43	48	56	28	32	35	41	22	24	26	30	33	37	43	49	19	22	24	28
	20	76	82	90	104	55	60	65	76	41	45	48	57	65	71	49	90	37	40	44	50	48	52	57	66	35	38	41	48	26	28	30	36	41	45	51	57	23	25	28	32
4	0	30	35	40	49	24	28	32	39	18	20	18	28	27	31	36	44	16	19	21	25	19	22	22	31	15	18	20	24	11	13	15	18	17	20	23	28	10	12	13	16
	10	38	43	47	57	30	34	38	45	22	24	22	32	34	38	42	50	20	22	24	29	24	27	30	36	19	22	24	28	14	15	17	20	21	24	27	38	13	14	15	18
	20	45	50	55	64	36	40	43	50	26	28	26	36	40	45	49	57	23	26	28	32	29	32	35	40	23	25	27	31	16	18	20	23	25	29	31	36	15	17	18	20
5	0	25	29	32	40	18	21	24	29	14	16	18	22	20	23	26	32	12	14	15	19	16	18	20	25	11	13	15	18	9	10	11	14	13	15	17	20	8	9	10	12
	10	30	34	37	45	22	25	27	32	17	19	21	25	24	27	30	36	14	15	18	21	19	22	24	28	14	16	17	20	11	12	13	16	15	17	19	23	9	10	11	13
	20	35	39	43	50	25	28	31	36	19	21	23	27	28	31	34	40	16	18	20	23	22	25	27	32	16	18	20	23	12	13	14	17	18	20	22	25	10	11	13	18
6	0	18	21	24	29	13	15	17	21	11	12	14	16	17	19	25	27	10	12	13	15	11	13	15	18	8	10	11	13	7	8	9	10	11	12	16	17	6	7	8	9
	10	22	24	27	32	15	17	19	23	12	14	15	18	20	22	28	30	12	13	14	17	14	15	17	20	10	11	12	14	8	9	10	11	13	14	18	19	8	9	10	11
	20	25	27	30	38	17	20	21	25	14	16	17	20	22	25	31	32	13	15	16	19	16	17	19	24	11	12	13	16	9	10	11	13	14	16	18	20	9	10	10	12

Величины ветровых фронтов определены для открытых местностей (типа А). При переходе к местности типа Б (СНиП II-А-6-74) ширина ветрового фронта увеличивается пропорционально уменьшению ветрового момента.

ТК 1976

Пояснительная записка

K_R - поправочный коэффициент, учитывающий смещение центра жесткости диафрагм относительно линии действия центра горизонтальных нагрузок при несимметричном расположении диафрагм, по табл. 6-2 $K_R = 1$ - при симметричном расположении диафрагм.

Таблица 6-5.

Унифицированная нагрузка на перекрытие, кгс/м²	800	1000	1250	1600
Значение поправки K_G	1.00	0.96	0.92	0.87

Диафрагмы следует располагать так, чтобы на колонны диафрагм приходилась наибольшая грузовая площадь здания в плане. Чем больше диафрагма пригружена вертикальными нагрузками, тем более их несущая способность. Несущая способность диафрагм зависит в основном от площади пригруза собственным весом в каждом расчетном направлении, поэтому в маркировке диафрагм на схеме 6а (стр. 19) приведены дробью величины площадей минимального и максимального пригрузов. Такие же площади пригрузов - 14 м², 19 м², 27 м², 36 м², характерные для каркасов с ячейками 6×6 м и 6×3 м приведены в таблицах 6-3 и 6-4 несущей способности (ветровых фронтов) вертикальных диафрагм на стр. 21, 22.

Для диафрагм, примыкающих к наружным стенам, с площадями пригруза 14 м² и 19 м² (см. схему 6а) учтен догружающий поэтажный вес панелей 2.0 т.с.

В случае применения более тяжелых наружных стеновых панелей расчетный ветровой фронт L_F^W может быть увеличен за счет условного увеличения площади пригруза по формуле:

для перекрытий из многопустотных панелей

$$\Delta F = 1.15 \left(G_{c.n.} \cdot 0.9 - 2.0 \right) \qquad (6.7)$$

для перекрытий из ребристых плит

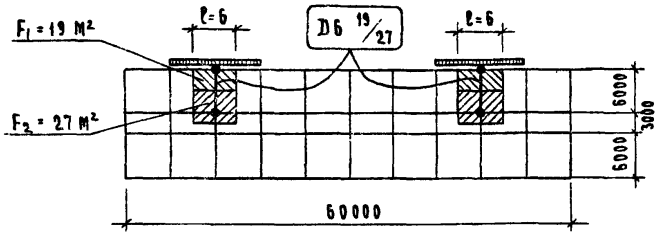
$$\Delta F = 1.25 \left(G_{c.n.} \cdot 0.9 - 2.0 \right) \qquad (6.8)$$

где ΔF - приращение площади пригруза в м²;

$G_{c.n.}$ - нормативный поэтажный вес стеновых панелей и остекления, приходящийся на колонну диафрагмы.

Полученное значение ΔF прибавляется к табличной площади пригруза. Величина ветрового фронта L^W по табл. 6-3 и 6-4 принимается по интерполяции.

Пример



В здании, изображенном выше, при высоте этажа $h_э = 4.8$ м пролеты, примыкающие к диафрагмам, выполнены со сплошным заполнением навесными стеновыми панелями толщиной 300 мм при $\gamma = 1.1$ тс/м³. Найти условную площадь пригруза $F_{усл.}$ с учетом догружающего влияния стеновых панелей.

Поэтажный нормативный пригруз $G_{c.n.}$ составит:

$$G_{c.n.} = \ell \cdot б \cdot h_{эт.} \cdot \gamma = 6 \times 0.30 \times 4.8 \times 1.1 \approx 9.5 \text{ тс}.$$

тогда дополнительная площадь пригруза при перекрытиях из многопустотных настилов составит:

$$\Delta F = 1.15 \left(G_{c.n.} \times 0.9 - 2 \right) = 1.15 \left(9.5 \times 0.9 - 2 \right) \approx 7.5 \text{ м}^2$$

Следовательно, в данном случае минимальная площадь пригруза будет равна:

$$F_{усл.} = F_1 + \Delta F = 19 + 7.5 = 26.5 \text{ м}^2 \approx F_2,$$

т.е. диафрагмы равнопрочны в обоих направлениях.

Рекомендуется принимать значение L^W по табл. 6-3 и 6-4 при расчетном весе фундаментов, равном нулю.

Если несущей способности диафрагм не хватает, то учитывается вес фундамента G_Φ, приходящийся на одну колонну, который определяется по нормативным значениям веса

бетона $G^{н}_{бет.}$ и пригруза грунта $G^{н}_{гр.}$ с коэфф. перегрузки по СНиП (0.9 - для бетона и 0.8 - для грунта) и понижающим коэффициентом на отсутствие центровки 0.9:

$$G_{ф} = 0.9 \left(0.9\, G^{н}_{бетона} + 0.8\, G^{н}_{грунта} \right) \qquad (6.9)$$

В таблицах 6-6, 6-7 приведены значения несущей способности диафрагм при $G_{ф} = 0.10$ и 20 т.

При промежуточных значениях $G_{ф}$ величины L^{w} принимаются по интерполяции. При учете веса фундамента ($G_{ф} \neq 0$) колонны, входящие в состав вертикальных диафрагм должны быть заанкерены в фундамент на усилие $1.35\, G_{ф}$ при помощи специальных закладных устройств (анкеров).

Примечание. В таблицах и формулах принято, что центр масс здания совпадает с его геометрическим центром и линией действия R - равнодействующей ветровых нагрузок. Если в здании имеются отдельные отсеки, резко отличающиеся по нагрузкам, или значительные угловые вырезы, то возникает смещение центра масс, которое учитывается понижающими коэффициентами 0.3 - при смещении до 4.5 м и 0.8 - при смещении до 7.5 м.

При одностороннем опирании плит покрытия на диафрагмы жесткости величина расчетной вертикальной нагрузки без учета собственной массы панелей в 2 верхних этажах не должна превышать 1100 кгс/м². При двухстороннем опирании плит покрытия разница расчетных вертикальных нагрузок не должна также превышать 1000 кгс/м².

Для диафрагм с проемами дополнительно выполняется проверка несущей способности по сдвигающей силе по пункту 6.5.

При вылетах консолей дисков перекрытий более 18 м, а также при балочных пролетах дисков более 36 м или при наличии ослабляющих перекрытия проемов производится проверка несущей способности элементов дисков (распорок и ригелей) по пункту 7.

6.4. Проверка прочности сборных диафрагм с проемами по сдвигу в перемычке.

Проверка прочности шестиметровых проемных диафрагм выполняется по таблицам 6-6, 6-7, где приведен допустимый ветровой фронт (для II и IV ветровых районов), в зависимости от унифицированной нагрузки на плиты перекрытий, этажности и пригруза диафрагм.

6.5. Расчет комплексных диафрагм жесткости.

Несущая способность комплексных вертикальных диафрагм, составленных из нескольких простых (например, 6+3 м, 6+6 м и т.д.) плоских диафрагм определяется по данным таблиц 6-1; 6-8.

При этом ширина ветрового фронта может быть определена по формуле:

$$L^{w} = \frac{[M]_{уд.}\ 60}{M_{ветр.}} \qquad (6.10)$$

где $[M]_{уд.}$ - предельный удерживающий изгибающий момент по формулам табл. 6-4.

$M_{ветр.}$ - табличное значение расчетного ветрового момента по таблице 6-1.

Порядок подбора комплексных диафрагм и величина поправочных коэффициентов принимаются по пункту 6.3.

Таблица 6-8.

Определение несущей способности (предельного изгибающего момента) комплексных диафрагм

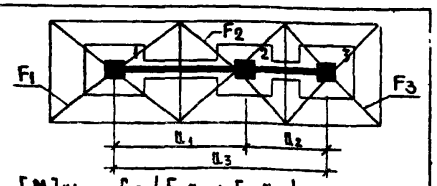
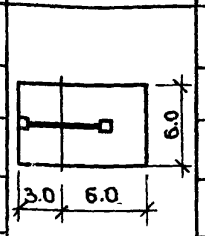
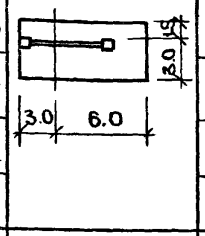
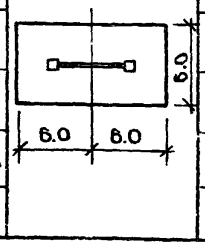
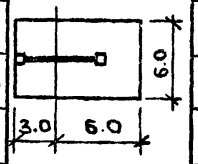
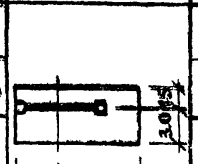
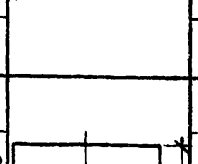
Ветер слева	 $[M]_{уд.} = G a \left(F_2 a_1 + F_3 a_3 \right) + 0.85 \left(Q_{д2} a_1 + Q_{д3} a_3 \right) + 0.9 \left(G\phi_2 a_1 + G\phi_3 a_3 \right)$
Ветер справа	$[M]_{уд.} = G a \left(F_2 a_2 + F_1 a_3 \right) + 0.85 \left(Q_{д2} a_2 + Q_{д1} a_3 \right) + 0.9 \left(G\phi_2 a_2 + G\phi_1 a_3 \right)$

Таблица 6-6. Несущая способность проемных диафрагм жёсткости (величина ветрового фронта $l_в^w$ в м).

Этажность	Тип диафрагмы	II ветровой район												IV ветровой район											
		Высота этажа, м												Высота этажа, м											
		3.6				4.2				4.8+3.6·n				3.6				4.2				4.8+3.6·n			
		Унифицированные нагрузки, кгс/м²												Унифицированные нагрузки, кгс/м²											
		450	800	1250	1600	450	800	1250	1600	450	800	1250	1600	450	800	1250	1600	450	800	1250	1600	450	800	1250	1600
m=2		60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
m=3		60	60	60	41	60	60	60	23	60	60	60	60	60	60	43	27	57	45	28	15	60	60	60	39
m=4		60	49	30	14	42	32	18	8	60	60	42	19	42	31	19	9	27	20	12	—	60	46	27	12
m=5		39	29	16	6	26	19	10	—	60	49	27	9	25	19	10	—	17	12	6	—	44	32	18	6
m=6		27	20	10	—	18	13	6	—	55	40	21	—	17	12	6	—	11	8	—	—	36	26	13	—
m=2		60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
m=3		60	60	60	60	60	60	60	47	60	60	60	60	60	60	60	48	60	53	41	31	60	60	60	60
m=4		60	60	45	34	47	40	29	21	60	60	60	48	45	38	29	21	30	25	18	13	60	56	42	30
m=5		44	36	26	19	29	24	17	12	60	60	44	31	28	23	17	12	19	15	10	7	49	41	29	21
m=6		31	25	18	12	20	16	11	7	60	50	36	24	19	16	11	8	12	10	7	—	40	33	23	16
m=2		60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60
m=3		60	60	60	55	60	60	52	33	60	60	60	60	60	60	52	35	60	51	35	22	60	60	60	54
m=4		60	57	37	22	48	38	24	13	60	60	54	30	46	36	24	14	30	24	15	8	60	53	34	19
m=5		44	34	21	11	30	23	14	6	60	58	36	18	28	22	14	7	19	14	9	—	50	39	24	12
m=6		31	24	14	7	20	15	9	—	60	47	28	13	20	15	9	—	13	9	—	—	41	31	18	8

Величины ветровых фронтов определены: для открытых местностей (тип А). При переходе к местности типа Б (СНиП II-6-74) ширина ветрового фронта должна быть пересчитана по формуле 6.11 с учётом уменьшения ветрового момента.

Таблица 6-7. Несущая способность проёмных диафрагм жёсткости (величина ветрового фронта h^w в м.)

Этажность	Тип диафрагмы	II ветровой район								IV ветровой район							
		Высота этажа, м								Высота этажа, м							
		4.8				6.0 + n · 4.8				4.8				6.0 + n · 4.8			
		Унифицированные нагрузки, кгс/м²								Унифицированные нагрузки, кгс/м²							
		450	800	1250	1600	450	800	1250	1600	450	800	1250	1600	450	800	1250	1600
m=2		60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	58	49	42
m=3		60	60	60	60	53	47	38	32	60	60	55	46	34	30	24	20
m=4		59	51	41	33	33	28	23	18	38	33	26	21	21	18	14	11
m=5		37	31	25	20	22	19	15	12	23	19	15	12	14	12	10	8
m=6		26	22	17	13	17	14	11	9	17	14	11	9	11	9	7	6
m=2		60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	56	51
m=3		60	60	60	60	56	51	45	40	60	60	60	57	36	33	29	25
m=4		60	57	49	43	35	31	27	24	40	36	31	28	22	20	17	15
m=5		39	35	30	26	24	21	18	16	24	22	19	16	15	14	12	10
m=6		27	25	21	18	18	16	14	12	18	16	13	12	11	10	9	7
m=2		60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	60	53	46
m=3		60	60	60	60	57	50	41	35	60	60	59	50	36	32	26	22
m=4		60	55	45	37	35	30	25	20	40	35	29	24	22	19	16	13
m=5		39	34	27	22	24	21	16	13	24	21	17	14	15	13	11	9
m=6		28	24	19	15	18	16	12	10	18	15	12	10	11	10	8	6

Примечание: См. указания на стр. 25.

G_Q - значение минимального пригруза от собственного веса перекрытий по таблице 6-9.

F_1, F_2, F_3 - проекция грузовых площадей пригруза перекрытий;

$Q_{д1}, Q_{д2}, Q_{д3}$ - собственный вес диафрагм жесткости, приходящийся на каждую колонну, с учетом коэффициента перегрузки 0,9;

$G_{ф1}, G_{ф2}, G_{ф3}$ - собственный вес фундаментов (с коэффициентом перегрузки 0,9) и грунта по обрезу фундамента (с коэффициентом перегрузки 0,8) приходящийся на каждую колонну.

Коэффициенты перегрузки приняты по СНиП II-6-74 для случая расчета конструкций на опрокидывание.

Таблица 6-9

Значение минимального удельного пригруза от веса перекрытий в тн на кв метр проекции

Число вышерасположенных перекрытий	m=2	m=3	m=4	m=5	m=6
Величина пригруза G_Q при многопустотных настилах	0.8	1.17	1.50	1.80	2,10
Величина пригруза G_Q при ребристых плитах перекрытия	0.65	0.95	1.20	1.45	1.70

6.6. Прочность вертикальных швов для диафрагм сложного сечения

Глухие диафрагмы

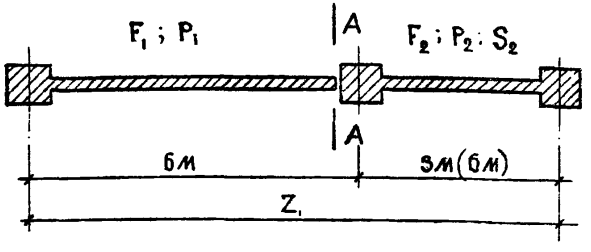


рис 1.а

Диафрагмы с проемом

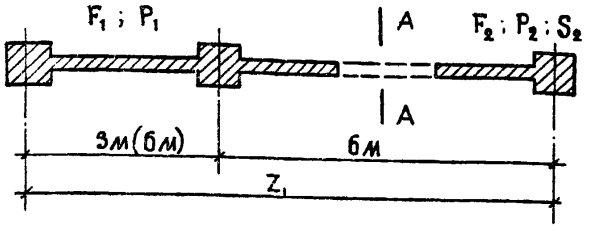


рис 1.б

Сдвигающая сила T в вертикальных швах определяется по формуле:

$$T_{эт} = \frac{1.1}{K_1}\left\{M_{ветр}\left(1-\frac{(H_0-h_{эт})^2}{H_0^2}\right)\frac{S_2}{J}+\left[(P_1+P_2)\frac{F_2}{F_1+F_2}-P_2\right]\right\} \quad (6.11)$$

где: $M_{ветр}$ - изгибающий момент, приходящийся на диафрагму в ур.2этажа

J - момент инерции сечения диафрагмы ($м^4$)

S_2 - статический момент инерции отсеченной справа от расчетного сечения А-А ($м^3$)

F_1 и F_2 - площади частей сечения диафрагмы ($м^2$)

P_1 и P_2 - вертикальная поэтажная нагрузка на части диафрагмы (для получения наиневыгоднейшего загружения принимаются комбинации P_1^{max} и P_2^{min} или P_1^{min} и P_2^{max} (тс)

K_1 — коэффициент по графику (см.стр.28).

$h_{эт}$ и H_0 — высота нижнего этажа (м) и высота здания (м)

В выпущенных рабочих чертежах диафрагм приняты закладные детали, воспринимающие усилия сдвига по вертикальным швам

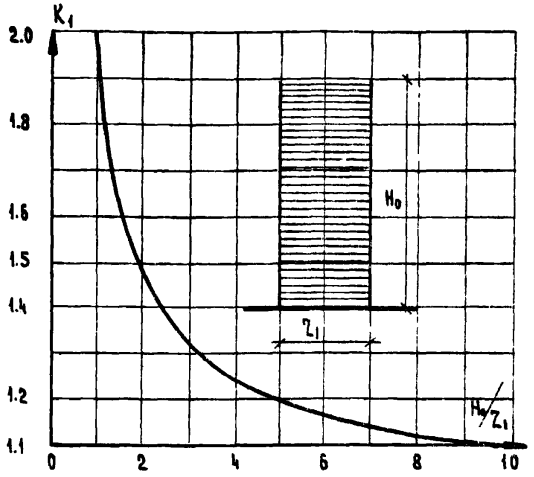
Высота этажа	3.6 м	4.2 м	4.8 м	6 м
Прочность по вертикальным швам глухих диафрагм	60 тс	60 тс	60 тс	80 тс
Прочность по шву в перемычке над проемом	30 тс	30 тс	50 тс	50 тс

Прочность по шву в перемычке над проемом определена с учетом вертикальных закладных - по 20 тс на каждую из двух поясных (верхней и нижней) - по 5 тс на каждую

График для определения коэффициэнта K_I

H_0 — полная высота от обреза фундамента

Z_1 — расстояние между центрами крайних колонн /см. рис. 1 а, б/



7 Расчет дисков перекрытия

Основные положения

7.1 Диски перекрытий распределяют приходящиеся на них горизонтальные воздействия и обеспечивают совместность работы вертикальных диафрагм связевой системы. Они обеспечивают также поэтажное закрепление колонн от потери устойчивости и возможность работы колонн с расчетной высотой, равной высоте этажа.

Несущая основа диска перекрытия при работе его на горизонтальные воздействия в своей плоскости образуется системой взаимноперпендикулярных лент распорных плит и ригелей идущих по осям поперечных и продольных /средних и крайних/ рядов и заполнением ячеек между ними сборными плитами.

Ленты распорок /ригелей/ должны быть непрерывными на всем протяжении диска вдоль и поперек здания для передачи „сквозных" усилий.

Приближенно расчетная модель диска при расчете на горизонтальные воздействия принимается в виде балки конечной жесткости, опертой на вертикальные диафрагмы.

Для удобства расчетов балка принимается в виде стержневой фермы, в которой распорные плиты /ригели/, идущие вдоль фермы, выполняют роль растянутых /сжатых/ поясов, а ригели /распорные плиты/, идущие поперек фермы, - роль растянутых стоек фермы. Заполненные плитами ячейки перекрытия образуют сжатые диагональные подкосы, работа которых на сдвиг и на сжатие обеспечивается тщательным заполнением швов между сборными элементами цементным раствором.

Расчет дисков перекрытий состоит в определении растягивающих сил $S_п$ - в плитах - распорках, $S_р$ - в ригелях, сдвигающих сил $T_{шов}$ - в швах между плитами и проверка возможностей восприятия этих усилий элементами диска и их соединениями.

Проверка диска перекрытия выполняется в поперечном и продолном направлении.

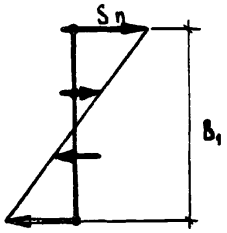
Проверяются не только соединения элементов между собой, но также присоединение дисков к диафрагме /сдвигающие и растягивающие усилия/.

ТК 1976	Пояснительная записка	Серия ИИ-04-0	
		Выпуск 14	Лист —

Шанаурова
Рук. гр. инж.
г. Москва

7.2. Расчетные усилия (общий случай).

Усилия растяжения в плитах распорках S_n определяются с учетом включения в работу всех поясов по треугольной схеме:



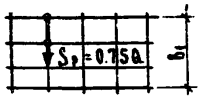
$$S_n = \frac{M}{B_{пр}} \qquad 7.1$$

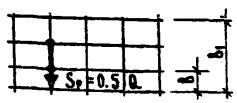
где M – изгибающий момент в расчетном сечении;

$B_{пр}$ – приведенное значение плеча внутренней пары

Поперечные пролеты в м	Ширина здания B_1 (м)	Приведенная ширина $B_{пр}$ (м
6×2	12	12
6+3+6	15	15.5
6×3	18	20
6×4	24	30
6×5	30	42
6×6	36	58
6×7	42	72
6×8	48	90
6×9	54	110
6×10	60	132

Усилия в растянутых ригелях диска $S_р$ численно равны величине поперечной силы Q в рассматриваемом сечении. Усилия в определенных элементах-ригелях зависят от расположения диафрагм жесткости:





Сдвигающее усилие в шве T между плитами является функцией поперечной силы Q:

$$T = Q_я \left(1.25 \frac{l_0}{B_я} - 0.5\right) = 0.5\, Q_я \left(2.5 \frac{l_0}{B_я} - 1\right) \qquad 7.2$$

где 1.25 – поправочный коэффициент на неравномерность распределения усилий;

0,5 – величина коэффициента трения;

$Q_я$ – поперечная сила, приходящаяся на одну ячейку:

$$Q_я = Q \frac{B_я}{B_1} \qquad 7.3$$

Q – общая поперечная сила в сечении;

B_1 – ширина диска перекрытия;

$B_я$ – ширина рассчитываемой ячейки;

l_0 – длина рассчитываемой ячейки.

Кроме того, проверяются растягивающие усилия $N_р$ от действия нагрузок вдоль здания от торца до ближайшей продольной вертикальной диафрагмы.

Полученные расчетные усилия сопоставляются с несущей способностью элементов и их соединений. Предельное растяжение, которое могут воспринять элементы и их соединения, составляет:

для фасадных распорок всех типов – $S_n = 10$ тс

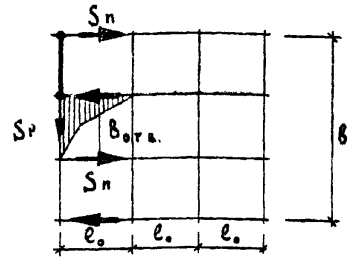
для ригелей – $S_р \approx 15$ тс

для средних распорок при многопустотных настилах – $S_n = 10$ тс

для средних распорок при ребристых плитах – $S_n = 6$ тс

7.3. Расчетные усилия (особые случаи)

Если в диске имеются большие отверстия (на ячейку), то значения S_n и Q определяются по формулам:



$$S_п = [S]\,\frac{B_{пр}}{(B_1 - B_{отв.})} \qquad 7.4$$

$$Q_я = Q\,\frac{B_я}{(B_1 - B_{отв.})} \qquad 7.5$$

ГДЕ $B_{отв.}$ – ВЕЛИЧИНА ПРОЕМА В ДИСКЕ ПЕРЕКРЫТИЯ;

$[S]$ – УСИЛИЕ РАСТЯЖЕНИЯ В ПОЯСАХ ФЕРМ ПО ГРАФИКАМ НА СТР.

$[Q]$ – УСИЛИЕ РАСТЯЖЕНИЯ В СТОЙКАХ ФЕРМ ПО ГРАФИКАМ НА СТР

ПРИ НЕСИММЕТРИЧНОМ РАСПОЛОЖЕНИИ ОТВЕРСТИЙ В ДИСКЕ ОТНОСИТЕЛЬНО ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЗДАНИЯ РАСЧЕТ ВЫПОЛНЯЕТСЯ ПО ТЕМ ЖЕ ФОРМУЛАМ, ПОСКОЛЬКУ УСИЛИЯ В ДИСКАХ РАСПРЕДЕЛЯЮТСЯ ПРОПОРЦИОНАЛЬНО СДВИГОВОЙ ЖЕСТКОСТИ ОТДЕЛЬНЫХ УЧАСТКОВ

7.4 Расчетные графики.

В ГРАФИКАХ НА СТР. 31 ПРЕДСТАВЛЕНЫ ТАБЛИЧНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ РАСТЯГИВАЮЩИХ УСИЛИЙ $[S_п]$ В КРАЙНИХ РАСПОРКАХ И ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ $[Q]$ В ДИСКАХ ПЕРЕКРЫТИЙ, В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ВЫЛЕТА КОНСОЛЬНОГО ДИСКА $ℓ_к$ = 18,24 И 30 М ИЛИ ПРОЛЕТА БАЛОЧНОГО ДИСКА $ℓ_б$ = 36, 48 И 60 М И В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ШИРИНЫ ЗДАНИЯ B_1 (В ОСЯХ ФАСАДНЫХ КОЛОНН).

УСИЛИЯ В КРАЙНИХ РАСПОРКАХ $[S_п]$ ДЛЯ ВСЕХ БЕЗ ИСКЛЮЧЕНИЯ ДИСКОВ ПЕРЕКРЫТИЙ ПРИ ВЫСОТЕ ЗДАНИЙ ДО 30 М ПРОВЕРЯЮТСЯ ПО ГРАФИКАМ НА СТР. 32 (СООТВЕТСТВЕННО ДЛЯ ВЫЛЕТОВ КОНСОЛЕЙ 18,24 И 30 М), ДЛЯ II И IV ВЕТРОВЫХ РАЙОНОВ.

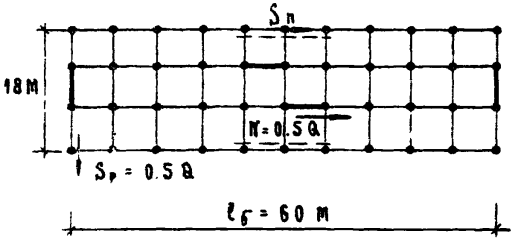
ПОПЕРЕЧНЫЕ СИЛЫ ВО ВСЕХ ДИСКАХ $[Q]$ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ДЛЯ РАЗНЫХ ВЫСОТ ЭТАЖЕЙ И ДЛЯ II И IV ВЕТРОВЫХ РАЙОНОВ ПО ГРАФИКУ НА СТР. 33

УСИЛИЯ ПРОДОЛЬНОГО НАПРАВЛЕНИЯ $N_р$ ПРИНИМАЮТСЯ ЧИСЛЕННО РАВНЫМИ $[Q]$. ДЛЯ ДИСКОВ, РАСПОЛОЖЕННЫХ НЕПОСРЕДСТВЕННО НИЖЕ СТЫКА КОЛОНН, ПРОВЕРКА УСИЛИЙ $S_п$ И Q ВЫПОЛНЯЕТСЯ ПО ГРАФИКАМ НА СТР 32, 33 (ТОЛЬКО ДЛЯ ЗДАНИЙ 3.6 М×П + 4.8 М)

В СИЛЬНО НАГРУЖЕННЫХ ДИСКАХ, ПРИ БОЛЬШИХ ВЫЛЕТАХ КОНСОЛЕЙ (БАЛОЧНЫХ ПРОЛЕТАХ ДИСКОВ), КОГДА УСИЛИЯ В ФАСАДНЫХ РАСПОРНЫХ ПЛИТАХ ПРЕВЫШАЮТ 10 ТС, МОЖЕТ БЫТЬ ВЫПОЛНЕНО УСИЛЕНИЕ ДИСКОВ ПУТЕМ УКЛАДКИ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ РЯДОВ РАСПОРОК (ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ФАСАДНЫМ) ИЛИ АРМИРОВАННЫХ БЕТОННЫХ СТЯЖЕК, УКЛАДЫВАЕМЫХ НА ПЕРЕКРЫТИЕ.

Пример I

ПРОВЕРИТЬ ДИСКИ ПЕРЕКРЫТИЯ ДЛЯ ЗДАНИЯ ВЫСОТОЙ 5 ЭТАЖЕЙ, (4.8 М × 4 + 6 М), СТРОЯЩЕМСЯ ВО ВТОРОМ ВЕТРОВОМ РАЙОНЕ ПРИ РАСПОЛОЖЕНИИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ДИАФРАГМ ПО ЭСКИЗУ.



$S_п$ – УСИЛИЕ РАСТЯЖЕНИЯ В КРАЙНИХ РАСПОРКАХ

N – УСИЛИЕ РАСТЯЖЕНИЯ ПРИ ДЕЙСТВИИ НАГРУЗОК ВДОЛЬ ЗДАНИЯ

$S_р$ – УСИЛИЕ РАСТЯЖЕНИЯ В РИГЕЛЕ (ПРИ РАСПОЛОЖЕНИИ ДИАФРАГМЫ В СРЕДНЕМ ПРОЛЕТЕ $S_р = 0.5\,Q$)

ПО ГРАФИКУ 7.1 ПРИ $h_{эт.} = 4.8$ И $ℓ_б = 60$ М НАХОДИМ $[Q] \cong 13.5$ Т.С, Т.Е. УСИЛИЕ В РИГЕЛЯХ, ПРИМЫКАЮЩИХ К ДИАФРАГМАМ СОСТАВИТ

$$S_р = 0.5\,Q = 6.75\ тс < 15\ тс$$

УСИЛИЯ В РАСПОРКАХ ПРОДОЛЬНОГО НАПРАВЛЕНИЯ

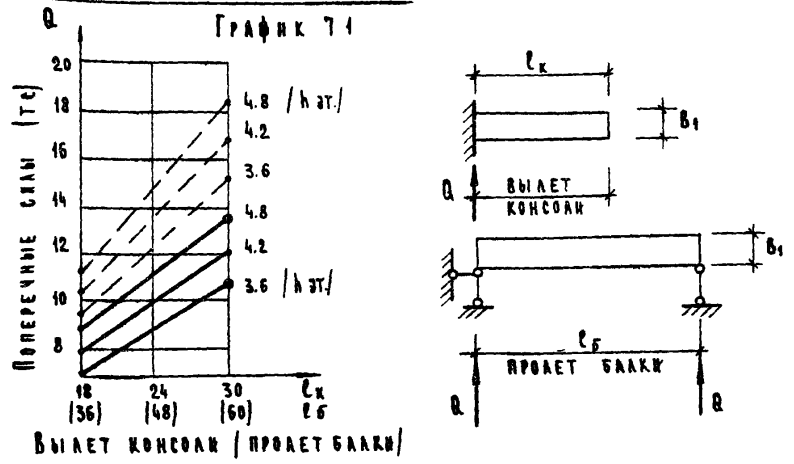
$N_р = 0.5Q = 6.75$ ТС < (10 + 10 = 20 ТС)

ПО ГРАФИКУ 7.4 ПРИ $h_э = 4.8$ М, $ℓ_б = 60$ М И $B_1 = 18$ М ОПРЕДЕЛЯЕМ $[S_п] \approx 11$ ТС > 10 ТС, А ПО ГРАФИКУ 7.3 ПРИ $ℓ_б = 48$ М ПОЛУЧАЕМ $[S_п] \approx 7.5$ ТС, Т.Е В СРЕДНЕЙ ЧАСТИ ПО ДЛИНЕ ДВУХ ПРОЛЕТОВ НУЖНО СДЕЛАТЬ НЕБОЛЬШУЮ МЕСТНУЮ НАБЕТОНКУ И УСТАНОВИТЬ 1ф 12 А III (ПОКАЗАНО ПУНКТИРОМ) ВДОЛЬ КРАЙНИХ РАСПОРОК

Шамурова | Рук. гр. инж. | Гипрокоммунстрой г. Москва

График для определения поперечной силы в диске перекрытия

График 7.1



Графики для определения растяжения S_n в крайних распорках при отсутствии стыков колонн для зданий высотой до 30 м

График 7.2

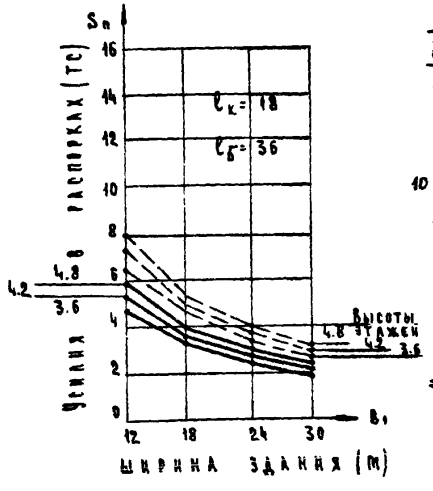


График 7.3

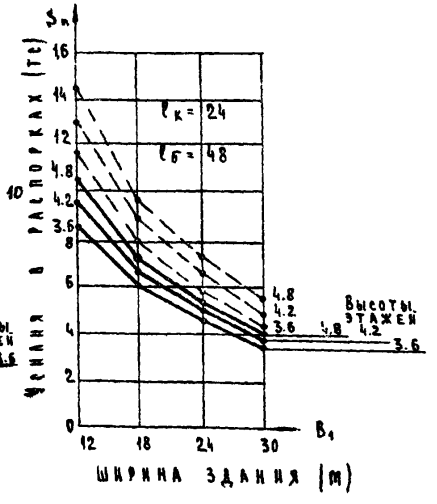
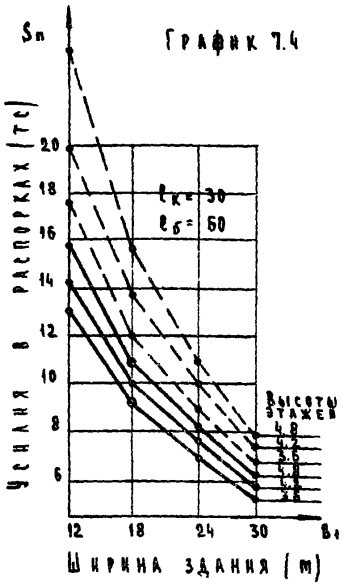


График 7.4



Примечания:

1. Сплошными линиями показаны усилия для II го ветрового района.
2. Пунктирными - для IV го ветрового района.

Пример 2. Проверить диски перекрытия для здания высотой 5 этажей (с тем же планом, что в примере 1), но при других высотах этажа (3.6 м × 4 + 4.8 м). Здание находится во II-м ветровом районе и рассчитано на унифицированные нагрузки 800 кгс/м². По схемам на стр. 15, где даны примеры разрезки колонн по этажам находим стык над первым этажом, где будет наиболее нагруженный диск (число вышерасположенных перекрытий $m = 4$).

По графику 7.6 при балочном пролете $\ell_б = 60$ м при $m = 4$ и $B = 18$ м находим $[S] \approx 11.5$ тс > 10 тс, т.е. усиление надо выполнить на том же участке, что и в первом примере.

По графику 7.13 при $m = 4$ и $B_1 = 18$ м находим $[Q] = 11.6$ т.с. и соответственно

$$S_р = N_р = 0.5\,[Q] \approx 6\text{ тс} < 10\text{ тс}$$

Для всех остальных перекрытий, как видно из графиков 7.1 и 7.3 при $h_э = 3.6$ м и $B_1 = 18$ м

$[S_n] \approx 9$ тс ≤ 10 тс
$S_р = 0.5\,[Q] = 5.5$ тс

} никаких дополнительных мероприятий не требуется

ТК 1976	Пояснительная записка	Серия ИИ-04-0	Выпуск 14	Лист —

Графики для определения растягивающего усилия S_n в крайних распорках диска для вылета консолей $\ell_к = 18 \div 30$ м (пролет балки $\ell_б = 36 \div 60$ м) при нагрузке 800 и 1600 кгс/м² плит перекрытия

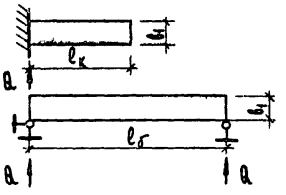


График 7.5

$\ell_к = 18$ $q = 800$ кгс/м²
$\ell_б = 36$

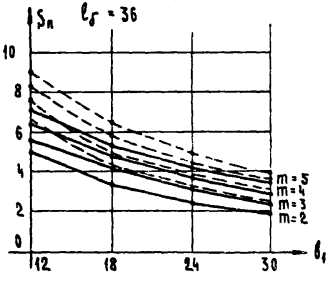
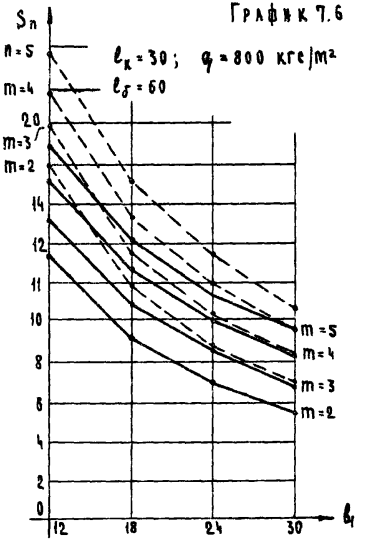


График 7.6

$\ell_к = 30$; $q = 800$ кгс/м²
$\ell_б = 60$



$\ell_б$ - ширина диска перекрытия

Сплошными линиями показаны усилия для II го ветрового района, пунктирными - для IV го ветрового района

График 7.7

$\ell_к = 24$; $q = 800$ кгс/м²
$\ell_б = 48$

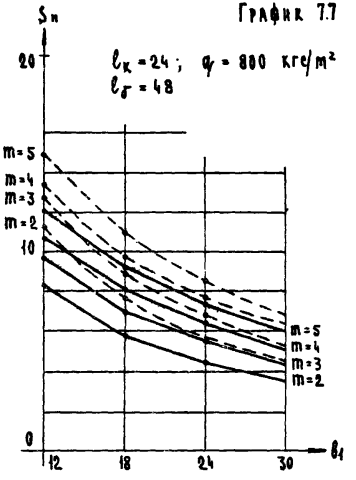


График 7.8

$\ell_к = 18$; $q = 1600$ кгс/м²
$\ell_к = 36$

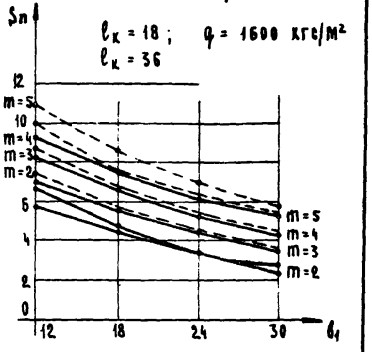


График 7.9

$\ell_к = 24$; $q = 1600$ кгс/м²
$\ell_б = 48$

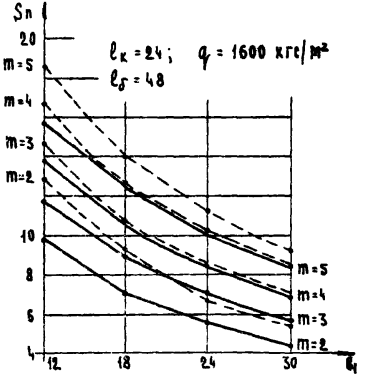
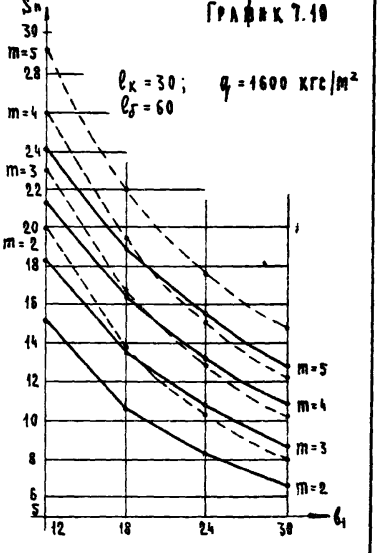


График 7.10

$\ell_к = 30$; $q = 1600$ кгс/м²
$\ell_б = 60$



Графики для определения поперечной силы в дисках перекрытия для вылета консолей $\ell_к$=18÷30м (пролет балки $\ell_б$=36-60м) при нагрузках 800 и 1600 кг/м² пакт перекрытия.

График 7.11

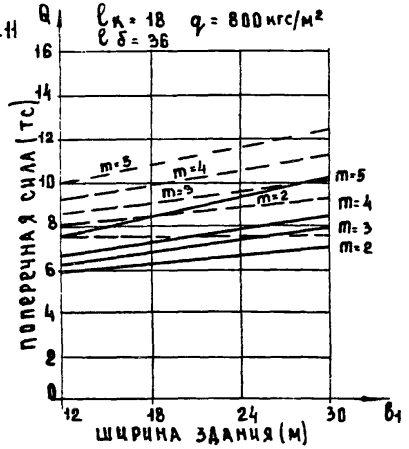


График 7.12

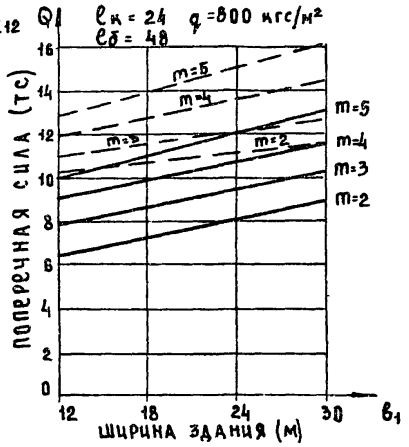


График 7.13

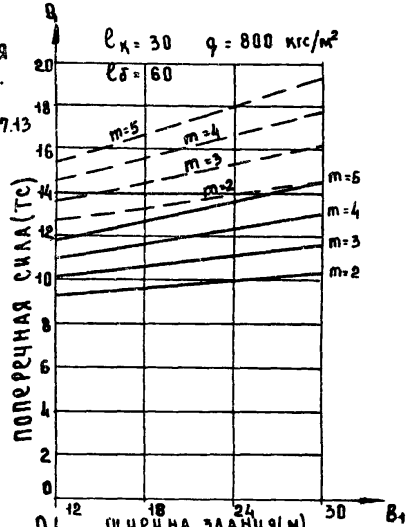


График 7.14

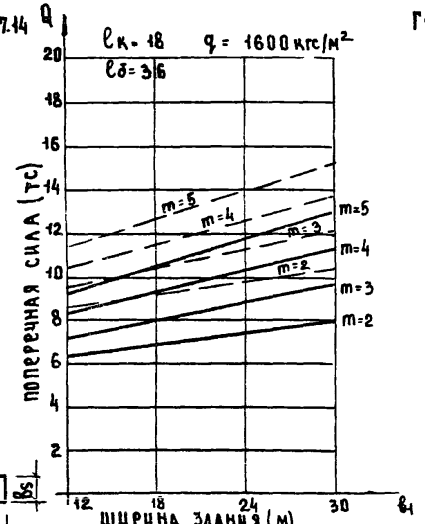


График 7.15

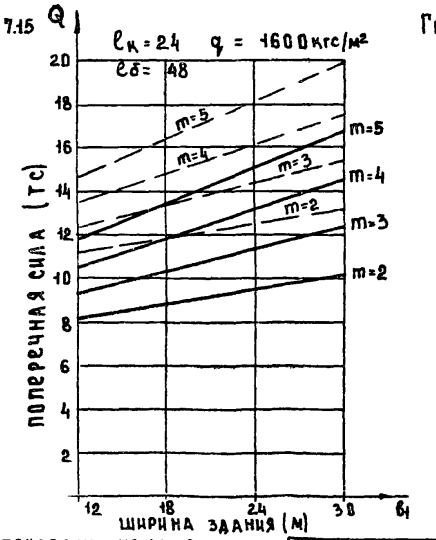
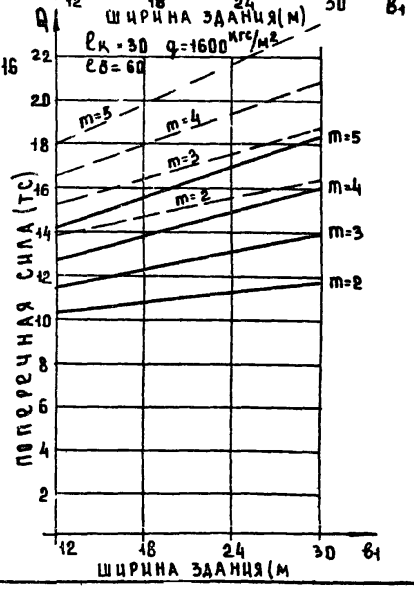
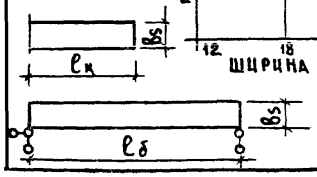


График 7.16





Сплошными линиями показаны усилия для III ветрового района, пунктирными - для IV ветрового района.

m - число вышерасположенных перекрытий

ТК 1976	Пояснительная записка	Серия ИИ-04-0	
		Выпуск 44	Лист —

8. Указания по антикоррозийной защите

Конструкции отвечают требованиям в части: толщин защитных слоев бетона для арматуры, категории трещиностойкости, ширины раскрытия трещин, - предъявляемым к конструкциям, подвергающимся воздействию средне-агрессивной газовой среды.

В проекте здания в соответствии с конкретными условиями эксплуатации и требованиями СНиП II-28-73 должны быть дополнительно приведены:

а) требования по плотности бетона с указанием марки по водонепроницаемости, водопоглощению и водоцементного отношения; требования к качеству и марке кирпича;

б) вид и расход цемента, состав заполнителей и применяемых добавок для бетона, а также раствора кирпичных стен;

в) виды защиты поверхности конструкций лакокрасочными покрытиями и способы их нанесения на бетонную поверхность изделий, а также наружных кирпичных стен и стен лестничных клеток;

г) требования к качеству бетонной поверхности;

д) требования к защите закладных деталей и сварных швов после соединения закладных деталей электросваркой в процессе монтажа

е) защита стальных закладных деталей путем металлизации и лакокрасочными покрытиями; толщина металлизационного слоя и вид лакокрасочного покрытия.

Показатели плотности бетона, характеризуемые маркой по водонипроницаемости, приведены в нижеследующей таблице.

№№ п.п.	Показатели плотности бетона			
	Бетон по плотности	Марка бетона по водонепроницаемости	Водопоглощение % по весу	Водоцементное отношение В/Ц не более
1.	Повышенный	В-6	4.7 - 4.3	0.55
2.	Особо плотный	В-8	4.2 и менее	0.45

Примечание: 1) Марка бетона по водонепроницаемости определяется в возрасте 28 суток по ГОСТ 4800-59 „ Бетон гидротехнический. Методы испытания бетона".

2) Водопоглощение бетона определяется по ГОСТ 12730-67 за 2 часа насыщения.

3) Если в составе здания в части помещений имеет место устойчиво неагрессивная, слабо- или агрессивная среда, то перечисленные выше дополнительные требования для этих помещений возможно устанавливать по СНиП 28-73 в соответствии с условиями эксплуатации конструкций.

Повышение коррозийной стойкости конструкций должно производиться как при изготовлении изделий на заводе-изготовителе, так и в процессе возведения здания.

При изготовлении конструкций, а также для замоноличивания стыков и швов должны применяться бетонные смеси, удовлетворяющие требованиям СНиП 28-73.

Для приготовления бетонной смеси рекомендуется применение портландцемента, сульфатостойкого портландцемента, портландцемента с умеренной экзотермией, а также и шлакопортландцемента с содержанием шлака не более 50%.

Для повышения стойкости бетонов следует применять крупный (модуль крупности 2-2,5) и чистый песок (отмучиваемых частиц ≤ 0.1% по весу). В качестве крупного заполнителя следует применять промытый (отмучиваемых частиц ≤ 0.5 % по весу) и разделенный на фракции щебень изверженных пород. Допускается применение плотных (водопоглощение ≤ 6%) и прочных (не ниже 600 кгс/см²) осадочных пород при условии их однородности и отсутствия слабых прослоек. Заполнители должны быть стойкими в данной агрессивной среде.

Все закладные детали, анкерные крепления стен, столики для опирания доборных плит - должны быть покрыты слоем цинка толщиной не менее 0.15 мм. В тех случаях, когда по характеру агрессивной среды цинковое покрытие не является стойким, что устанавливается проектной организацией, разработавшей проект объекта - рекомендуется применять алюминиевое покрытие толщиной 0.20 мм со специальной обработкой, разработанной НИИЖБ от.

Поверхности колонн с $H_{эт}$ = 3.6 м и $H_{эт}$ = 4.2 м (серия ИИ-04-2 вып.4 и 5) с несущей способностью 520 и 580 тнс, в условиях агрессивной среды должны быть оштукатурены слоем толщиной 15 мм.

Поверхности железобетонных изделий, подвергаемых воздействию агрессивной среды не должны иметь раковин, выбоин и околов. Исправление дефектов последующей штукатуркой не допускается.

В процессе монтажа сборных железобетонных конструкций сварные швы и участки закладных деталей с нарушенным защитным покрытием должны быть дополнительно металлизированы напылением, а поверхность их покрыта лакокрасочными покрытиями.

Зазоры между сборными железобетонными изделиями должны быть заделаны бетоном на мелком заполнителе марки не ниже 300 с тщательным уплотнением. Плотность бетона замоноличивания должна соответствовать плотности бетона сборных конструкций.

Зазоры между торцами продольных ребер сборных плит должны быть заделаны бетоном на всю высоту.

Поверхности конструкций, в том числе стен и закладных деталей, подвергаемые воздействию агрессивной среды должны быть покрыты лакокрасочными материалами, тип которых устанавливается согласно СНиП II-28-73 в зависимости от характера агрессивной среды конкретного объекта.

Мелкие дефекты покрываемой поверхности (околы и вмятины) глубиной и диаметром 2-3 мм, возникшие в результате перевозки, монтажа и т.п., должны быть выравнены шпаклевочным слоем на той же лаковой основе, что и лакокрасочное покрытие.

Коррозионная стойкость металлических конструкций должна обеспечиваться в соответствии с „Руководством по защите строительных металлоконструкций, работающих в агрессивных средах и различных климатических условиях" (Москва, 1974 г., Стройиздат). Узкие зазоры между элементами металлических конструкций должны быть заделаны шпаклевкой пластрастворов или мастиками на основе синтетических каучуков.

Стальные конструкции, которые по условиям пожарной опасности защищаются от высокой температуры обетонированием с толщиной слоя, принимаемой по СНиП II-А.5-70, должны защищаться лакокрасочными покрытиями, наносимыми на поверхность бетона.

9 Общие указания по применению рабочих чертежей

9.1. Конструкции разработаны для эксплуатации в отапливаемых зданиях в условиях постоянного воздействия температуры не свыше +50°С, а также для эксплуатации в неотапливаемых зданиях при температуре не ниже -40°С.

При применении конструкций настоящей серии в условиях постоянного воздействия температуры выше +50°С назначение марок изделий должно производиться на основе расчета с соблюдением требований главы СНиП II-В.7-67.

При условии постоянного воздействия температуры воздуха минус 40°С и ниже назначение марок железобетонных изделий должно производиться на основе расчета с соблюдением соответствующих требований главы СНиП II-В.1-62*.

Проектирование, изготовление и монтаж стальных конструкций, эксплуатируемых при температуре ниже -40°С, должно производиться в соответствии с действующими указаниями по проектированию, изготовлению и монтажу строительных стальных конструкций, предназначенных для эксплуатации в условиях низких температур.

В проектах конкретных зданий должны быть указаны марки стали арматуры и закладных деталей, а также стальных конструкций.

г. Москва Гук тр вниг Жанчурова

14640

Назначение марок стали должно производиться в зависимости от температурных условий эксплуатации конструкций и характера нагрузок /статические, динамические/, в соответствии с действующими нормативными документами.

9.2. Для зданий и сооружений, конструкции которых подвержены воздействию, кроме статических, также и динамических нагрузок, назначение марок железобетонных элементов должно производиться на основе соответствующего расчета и с соблюдением дополнительных требований СНиП II-В.I-62 *) и „Инструкции по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки".

9.3. В случае отличия нагрузок проектируемого здания от равномерно распределенных, принятых при расчете конструкций и приведенных в альбоме, каркас следует рассчитывать на действие фактической нагрузки и назначить марки элементов поперечного и продольного каркаса в соответствии с полученными усилиями, используя при этом типовые изделия необходимой несущей способности.

9.4. В зданиях, состоящих из нескольких температурных блоков, связи и диафрагмы должны устанавливаться в каждом блоке.

9.5. Чертежи фундаментов разрабатываются в конкретных проектах индивидуально с учетом местных условий.

9.6. На монтажных схемах каркасов и перекрытий проставляются марки железобетонных изделий, а также номера монтажных деталей и дается ссылка на соответствующие альбомы конструкций и альбомы монтажных деталей.

В зависимости от конкретных условий эксплуатации конструкций в проекте приводятся указания о защите конструкций от коррозии.

Для изделий, применяемых с небольшими изменениями /в части закладных деталей и т.д./, в конкретных проектах даются чертежи, в которых отражается вносимое изменение: - опалубочные чертежи с выборкой стали, показателями расхода материалов и т.д., а также чертежи дополнительных элементов, например, закладных деталей и т.п. В проекте указывается, что эти чертежи должны рассматриваться совместно с типовыми чертежами соответствующих марок изделий.

В проектах типовые чертежи изделий, а также типовые детали не вычерчиваются.

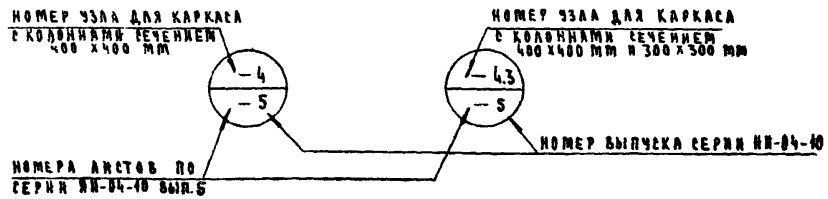
9.7. Проект конкретного здания должен содержать общие указания по монтажу конструкций.

10. Узлы соединения элементов и монтажные узлы

Узлы, замаркированные на монтажных схемах данного выпуска разработаны в альбомах серии ИИ-04-10 вып.5 и вып.9

Маркировка узлов, принятая на монтажных схемах:

а) для узлов, разработанных в серии ИИ-04-10 вып.5.



б) для узлов, разработанных в серии ИИ-04-10 вып.9

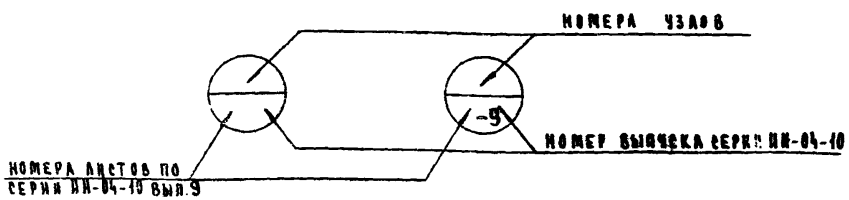


Таблица 9.1

Класс стали	Диаметр арматуры мм	Условия эксплуатации конструкций					
		Статические нагрузки			Динамические нагрузки		
		В отапливаемых зданиях	На открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетных температурах наружного воздуха		В отапливаемых зданиях	На открытом воздухе и в не отапливаемых зданиях при расчетных температурах наружного воздуха	
			до -30°С	от -30°С до -39°С		до -30°С	от -30°С до -39°С
		Марка стали			Марка стали		
А-I	6-40	Ст. 3 КП3	Ст. 3 КП3	Ст. 3 ПС3	Ст.3 КП3	Ст.3 КП3	В.ст.3 ПС2
А-II	10-16 18-40 10-32	В. ст. 5 ПС2 В. ст. 5 ПС2 10 ГТ	В. ст. 5 ПС2 В. ст. 5 ПС2 10 ГС	В. ст. 5 ПС2 — 10 ГТ	В. ст. 5 ПС2 В. ст. 5 ПС2 10 ГТ	В. ст. 5 ПС2 В. ст. 5 ПС2 x) 10 ГТ	В ст. 5 ПС2 x) — 10 ГТ
А-III	6-40	35 ГС	35 ГС	35 ГС	35 ГС	35 ГС	25 ГС
А-IIIв	6-40	35 ГС	35 ГС	25 ГС	35 ГС	25 ГС	—
А-IV	10-18 10-22	20 х ГСТ; 80С 20 х Г2Ц	20 х ГСТ; 80С 20 х Г2Ц	— 20 х Г2Ц	20 х ГСТ; 80С 20 х Г2Ц	20 х ГСТ; 80С 20 х Г2Ц	— 20 х Г2Ц
С38/23	—	В. ст. 3 КП2	В. ст. 3 КП2	В. ст. 3 КП2	3 ст. 3 ПС6 xx) / В ст. 3 СП5	В. ст. 3 ПС6 xx) / В. ст. 3 СП5	В. ст. 3 ПС6 xx) / В. ст. 3. СП5
С38/23	—	В. ст. 3 МС2	В. ст. 3 ПС2	В. ст. 3 ПС6 xx) / В. ст. 3 СП5	В. ст. 3 ПС6 xx) / В. ст. 3 СП5	В. ст. 3 ПС6 xx) / В. ст. 3 СП5	В. ст. 3 ПС6 xx) / В. ст. 3 СП5

Примечания:

1. Данные для назначения марок арматурной стали класса А-II и А-IV в зависимости от температуры эксплуатации зданий и диаметра арматуры приняты в соответствии с „Указаниями по применению в железобетонных конструкциях стержневой арматуры" (СН 390-69).
2. Расчетные зимние температуры наружного воздуха устанавливаются по наиболее холодной пятидневке в зависимости от района строительства.
3. В таблице за динамические нагрузки приняты такие нагрузки, которые в расчетах конструкций учитываются с коэффициентом динамичности 1,1 и более.

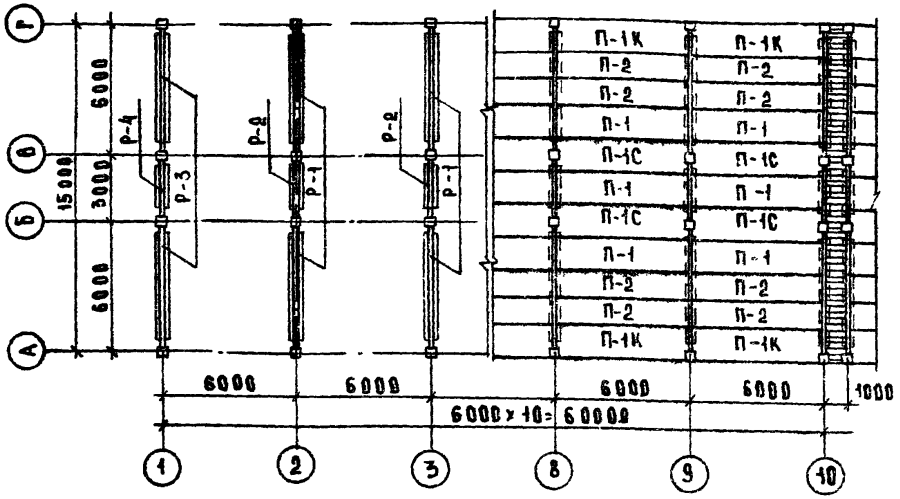
x) Арматурная сталь может применяться только в вязанных каркасах и сетках.

xx) В числителе для толщины 4-10, в знаменателе для толщины 1.1-25 мм.

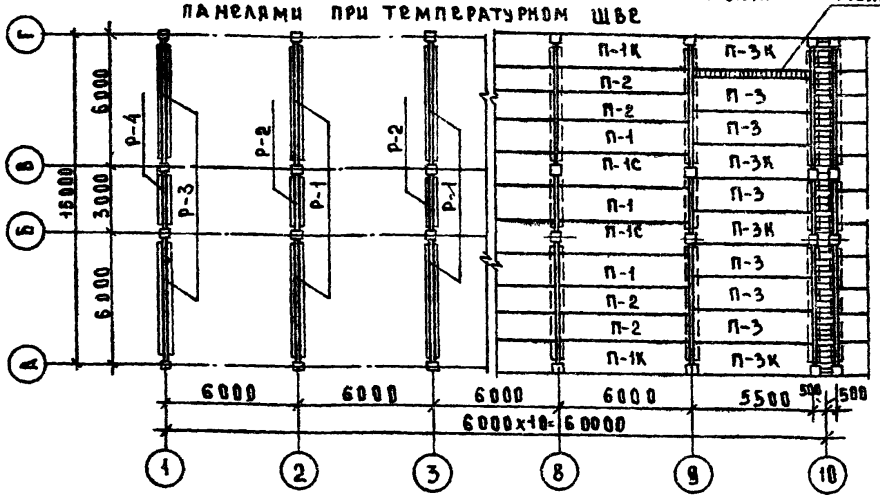
ТК 1976	Пояснительная записка	серия ИИ-04-0	
		выпуск 14	лист —

Пров. Зинтаковец 30-VI-72. Кап [signature]

Пример монтажного плана перекрытия панелями длиной 5760 мм при температурном шве



Пример монтажного плана перекрытия укороченными панелями при температурном шве



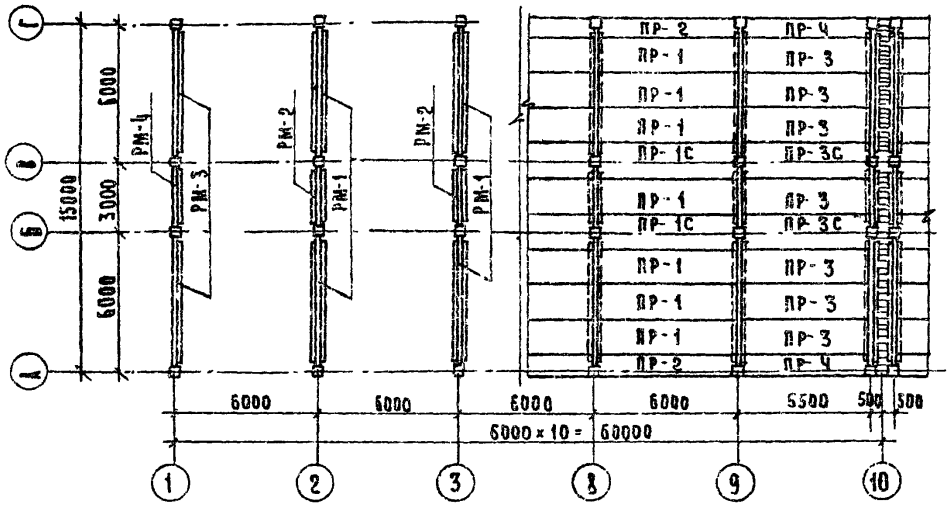
Марка элемента по схеме		Расчетная унифицированная нагрузка кгс/м² 450	800	1250	1600
		Рабочие марки многопустотных панелей по серии ИИ-04-4 и ригелей по серии ИИ-04-3 вып. 3 и 6.			
Панели перекрытий	П-1	ПК4.5-58-15	ПК8-58-15	ПК12.5-58-15	ПК16-58-15
	П-2	ПК4.5-58-12	ПК8-58-12	ПК12.5-58-12	ПК16-58-12
	П-1С	ПК4.5-58-15с	ПК8-58-15с	ПК12.5-58-15с	ПК16-58-15с
	П-1К	ПК4.5-58-15п	ПК8-58-15п	ПК12.5-58-15п	ПК16-58-15п
	П-3	ПК8-53-15	ПК8-53-15	ПК12.5-53-15	ПК16-53-15
	П-3К	ПК8-53-15п	ПК8-53-15п	ПК12.5-53-15п	ПК16-53-15п
Ригели	Р-1	Р2-52-56	Р2-72-56	Р2-90-56	РП2-110-56
	Р-2	Р2-72-26	Р2-72-26	Р2-110-26	Р2-110-26
	Р-3	Р2-52-56	Р2-52-56	Р2-52-56	Р2-72-56
	Р-4	Р2-72-26	Р2-72-26	Р2-72-26	Р2-72-26

Примечание

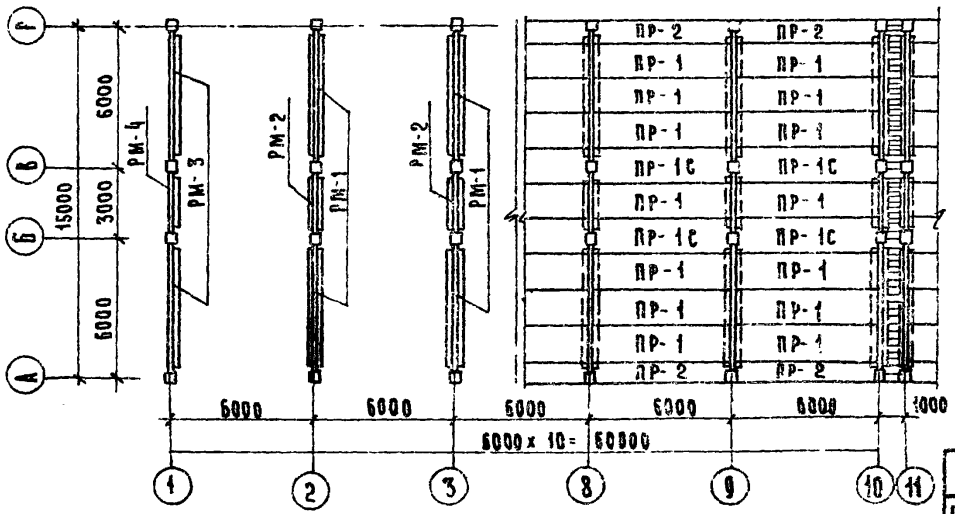
Плиты укладываются на слой цементного раствора толщиной 10 мм.

ТК 1976	Примеры монтажного плана перекрытия многопустотными панелями	Серия ИИ-04-0	Выпуск 14	Лист 1

Пример монтажного плана перекрытия укороченными панелями при температурном шве



Пример монтажного плана перекрытия панелями длиной 5760 мм при температурном шве

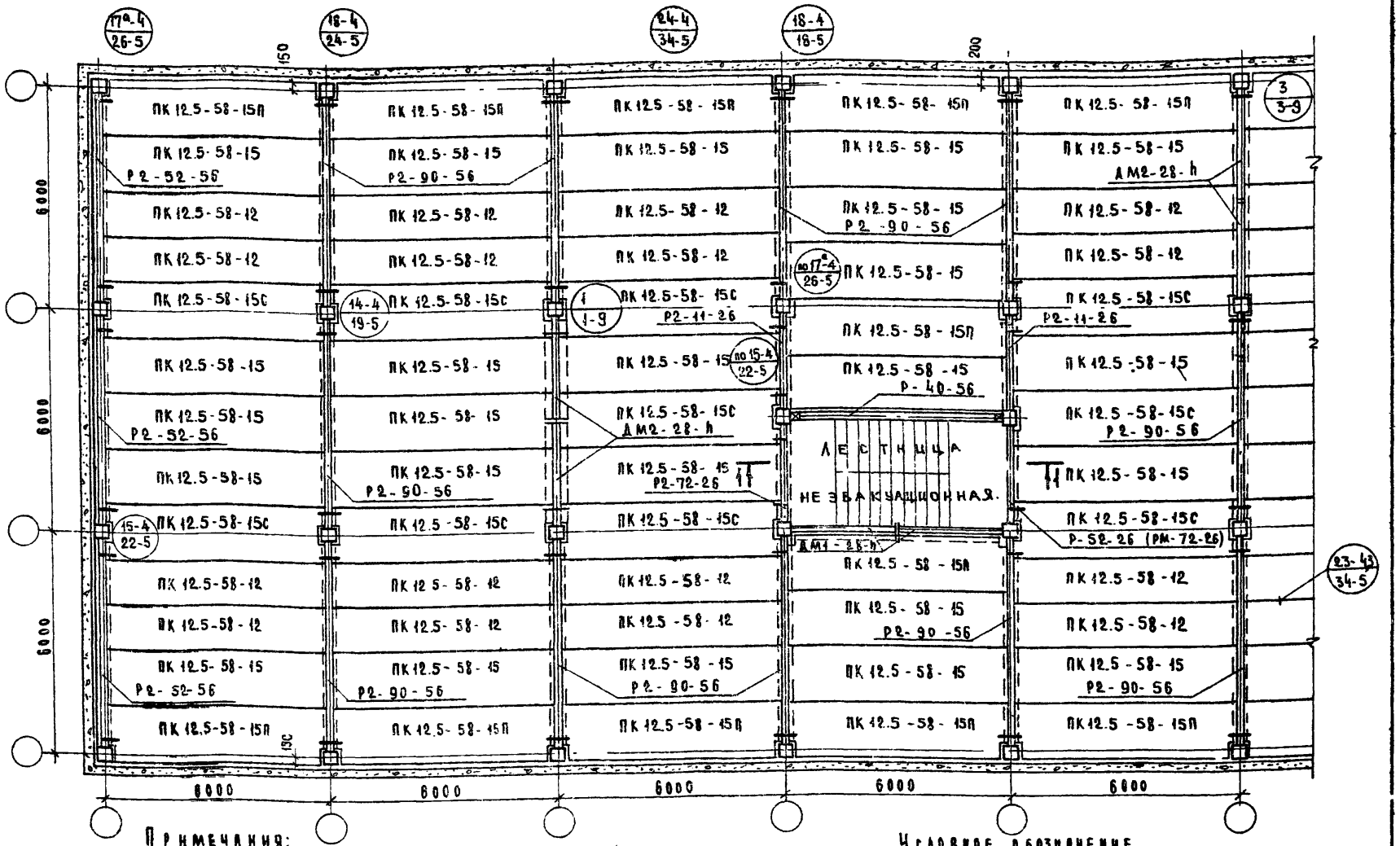


Марка элемента по схеме		Расчетная унифицированная нагрузка кгс/м²			
		450	800	1250	1600
		Рабочие марки ребристых плит по серии 1.440-1 вып. 3 и 5. и ригелей по серии ИИ-04-3 вып. 6			
Панели перекрытий	ПР-1	П4-1	П4-2	П4-4	П4-5
	ПР-2	П11-1	П11-2	П11-4	П11-5
	ПР-1С	П4-1-1	П4-2-1	П4-3-1	П4-4-1
	ПР-3	П5-2	П5-2	П5-4	П5-5
	ПР-4	П12-1	П12-2	П12-4	П12-5
	ПР-3С	П5-2-1	П5-2-1	П5-4-1	П5-5-1
Ригели	РМ-1	РМ2-52-56	РМ2-72-56	РМ2-90-56	РМП2-110-56
	РМ-2	РМ2-72-26	РМ2-72-26	РМ2-110-26	РМ2-110-26
	РМ-3	РМ-72-56	РМ-72-56	РМ-72-56	РМ-72-56
	РМ-4	РМ-72-26	РМ-72-26	РМ-72-26	РМ-72-26

Примечания:

1. Рабочие марки ребристых плит даны условно без обозначения класса стали предварительно напрягаемой арматуры и категории трещиностойкости, при разработке проекта конкретного здания выбор класса стали и категории трещиностойкости следует производить руководствуясь пояснительной запиской к рабочим чертежам плит серии 1.440-1, выпуск 3, а также степенью и характером агрессивности газовой среды, в которой будут эксплуатироваться плиты.
2. Если ригели предназначаются для эксплуатации в агрессивной среде то вместо ригеля марки РМП2-110-56 следует применять ригель марки РМП2А-110-56.

ТК 1976	Примеры монтажного плана перекрытия ребристыми плитами	Серия ИИ-04-0	
		Выпуск 14	Лист 2



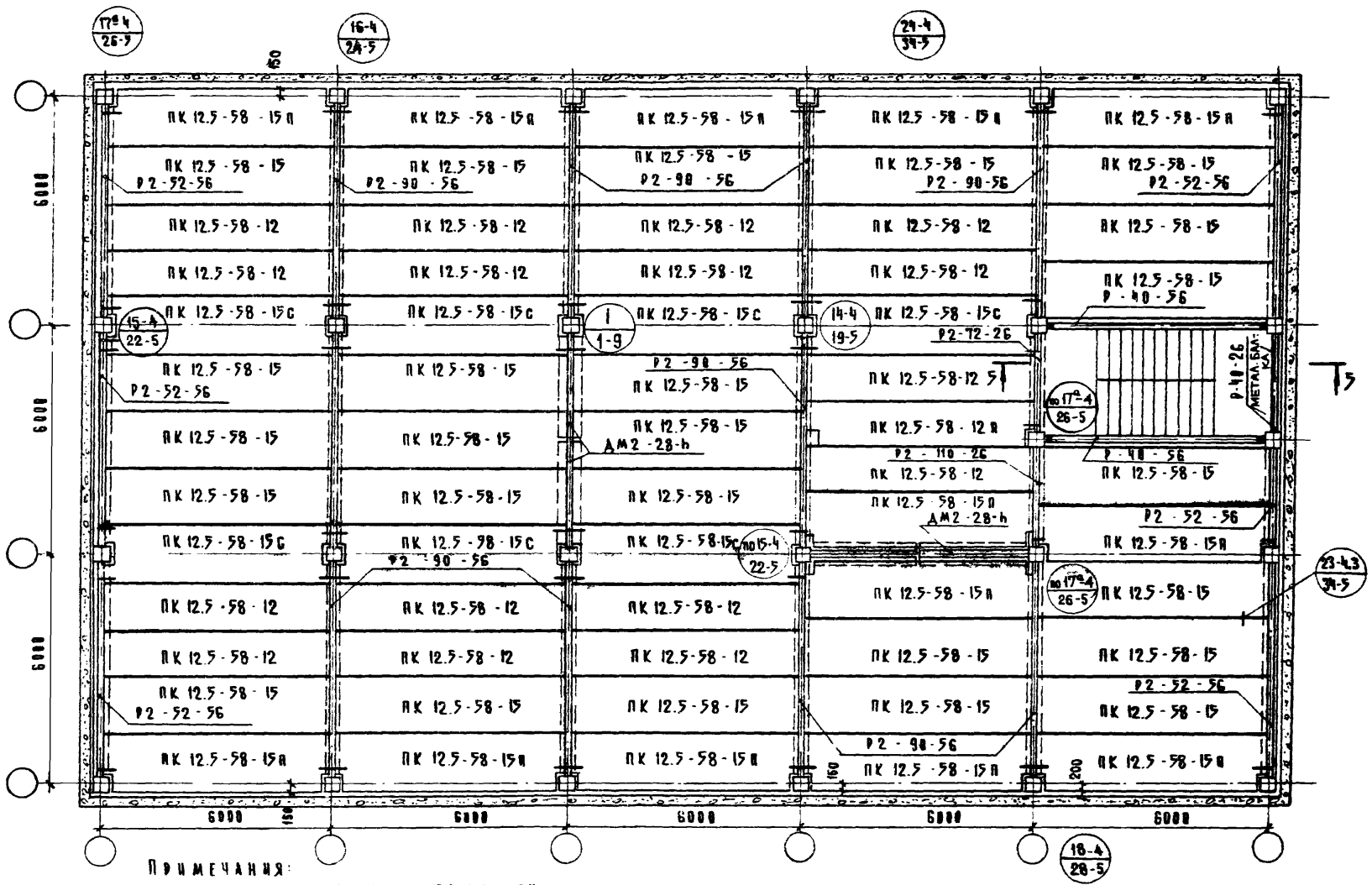
Примечания:

1. Маркировка элементов перекрытий дана для расчетной унифицированной нагрузки 1250 кгс/м².
2. Принцип маркировки диафрагм жесткости см. лист 13.
3. Разрез 1-1 смотри листы 16; 17; 18
4. Принцип маркировки узлов смотри пояснительную записку стр. 36.

Условное обозначение

- металлическая консоль, привариваемая к колонне

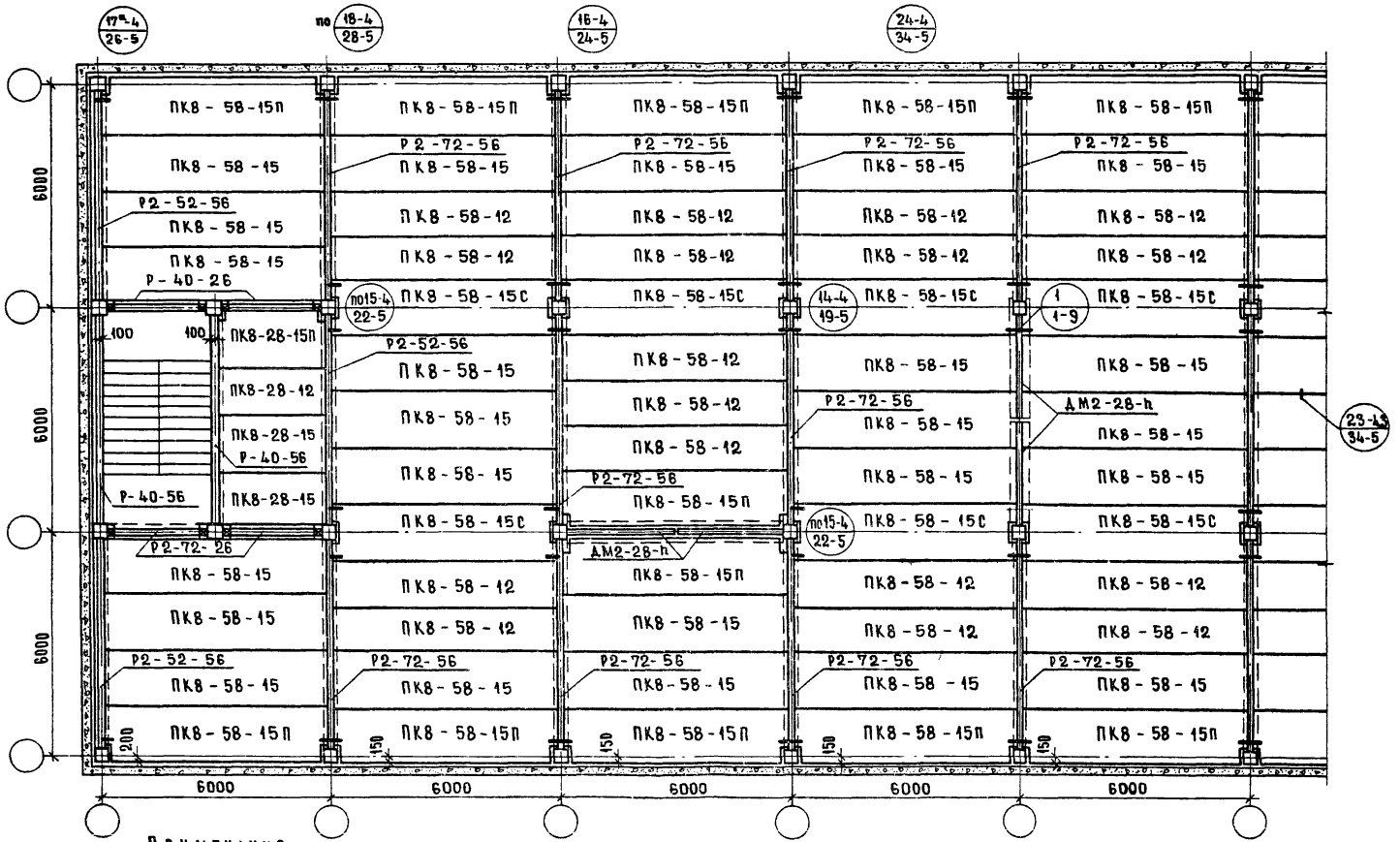
ТК 1976	Пример монтажного плана перекрытия с многопустотными панелями при поперечной раме 6+6+6м с лестницей перпендикулярной рамам в среднем пролете.	Серия НН-04-0	
		Выпуск 14	Лист 3



Примечания:

1. Маркировка элементов перекрытия дана для расчетной унифицированной нагрузки 1250 кг/м2
2. Разрез 5-5 смотри лист 19
3. Общие указания и условные обозначения см. лист 3

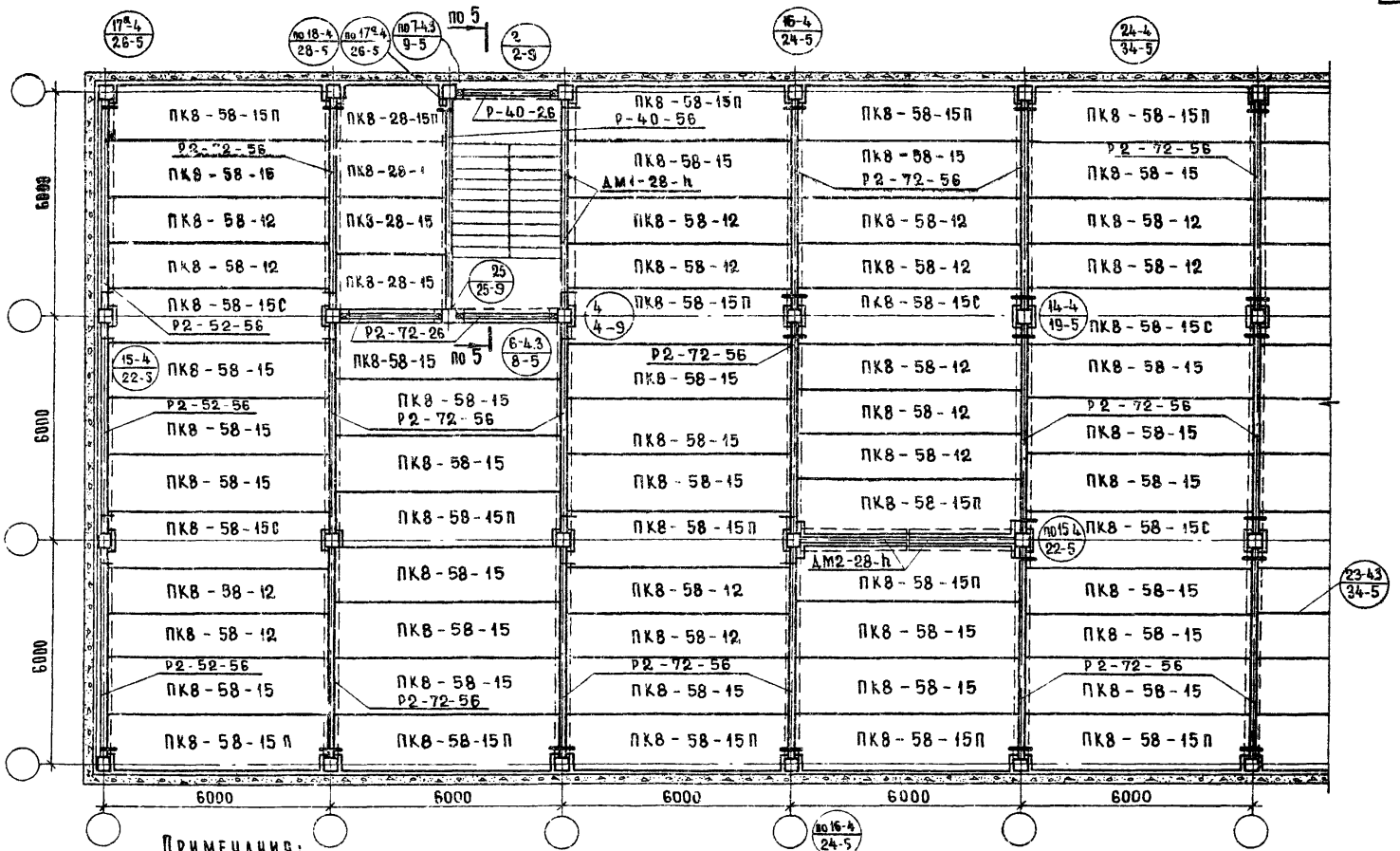
ТК 1976	Пример монтажного плана перекрытия с многопустотными панелями при поперечной раме б 5×6м с лестницей перпендикулярной рамам среднем пролете в торце здания	Серия ИИ-04-8	Выпуск 14	Лист 4



Примечания:

1. Маркировка элементов перекрытий дана для расчетной унифицированной нагрузки 800 кгс/м².
2. Общие указания и условные обозначения см. лист 3.

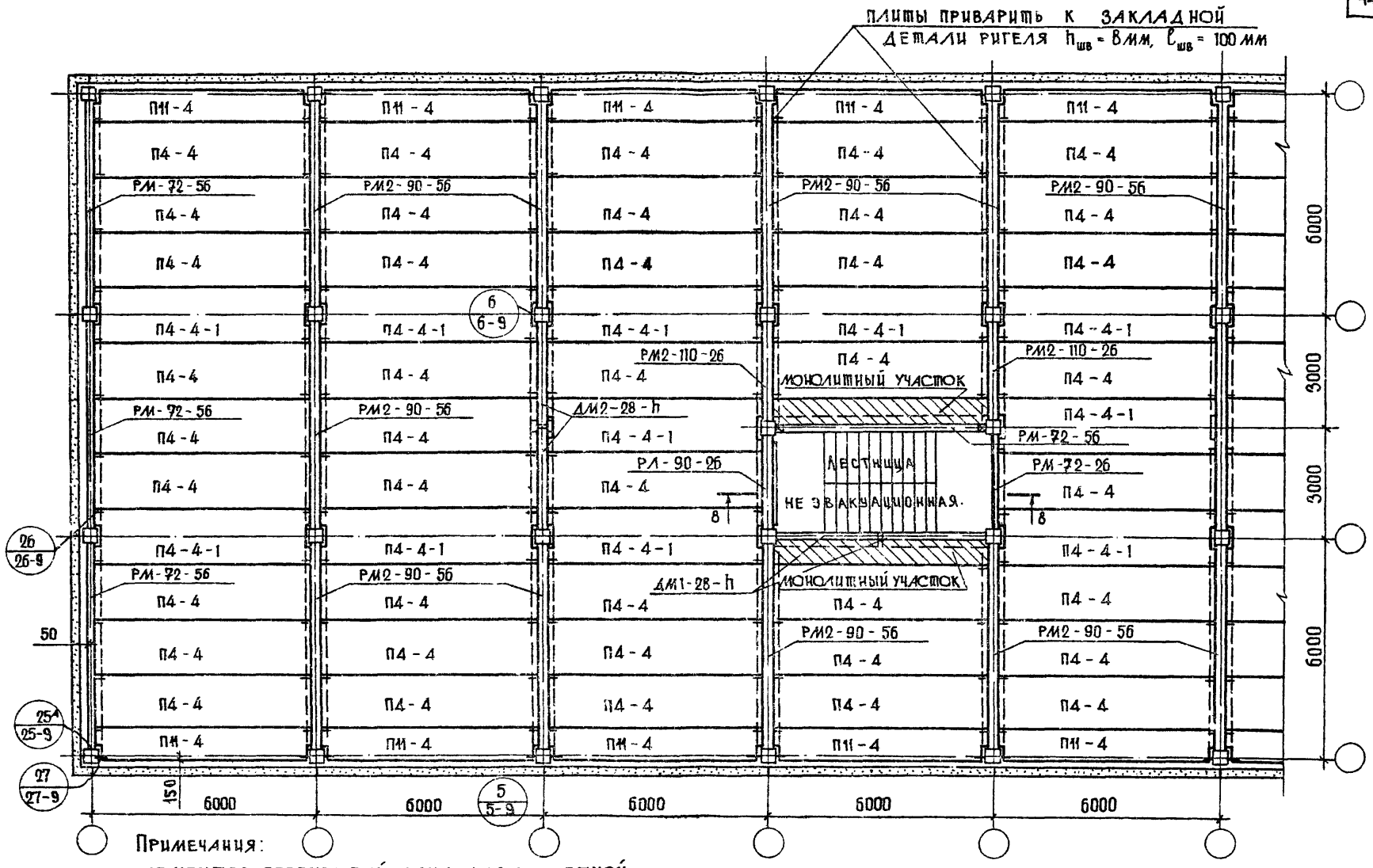
ТК 1976	Пример монтажного плана перекрытия с многопустотными панелями при поперечной раме 6×6×6м с лестницей вдоль рамы в среднем пролете	Серия ИИ-04-8	Выпуск 14	Лист 5



Примечания:

1. Маркировка элементов перекрытий дана для расчетной унифицированной нагрузки 800 кгс/м².
2. Разрез 5-5 смотри лист 19
3. Общие указания и условные обозначения см. лист 3.

ТК 1976	Пример монтажного плана перекрытия с многопустотными панелями при поперечной раме 6+6+6 м с лестницей вдоль рамы в крайнем пролете	Серия ИИ-04-0	Выпуск 14	Лист 6

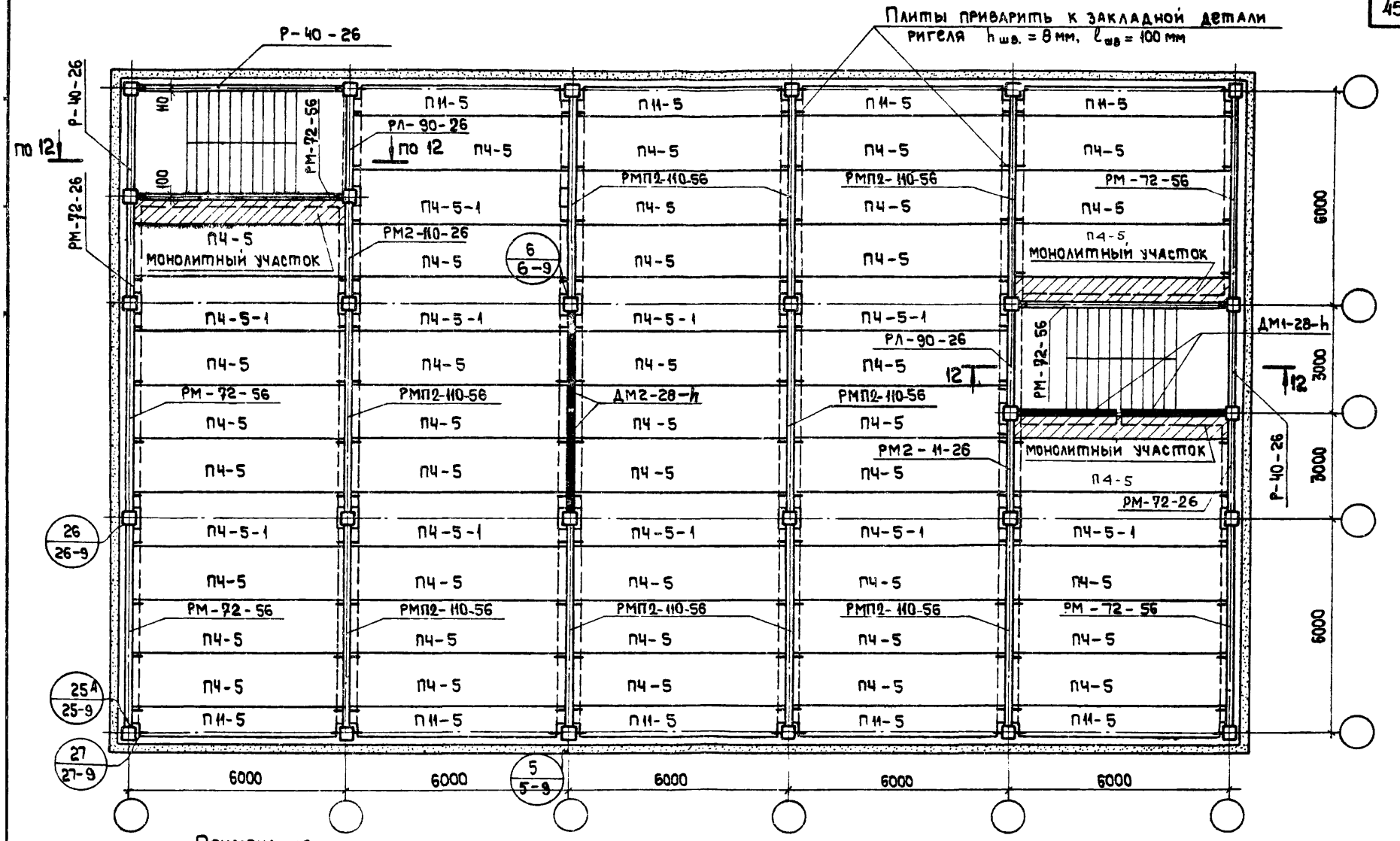


Примечания:

1. Маркировка элементов перекрытий дана для расчетной унифицированной нагрузки 1250 кгс/м²
2. Разрез 8-8 смотри листы 21; 22; 23
3. Общие указания и условные обозначения см. лист 3

ТК 1976	Пример монтажного плана перекрытия с ребристыми плитами при поперечной раме 6+6+6 м с лестницей перпендикулярной рамам в среднем пролете	Серия ИИ-04-0	Выпуск 14	Лист 7

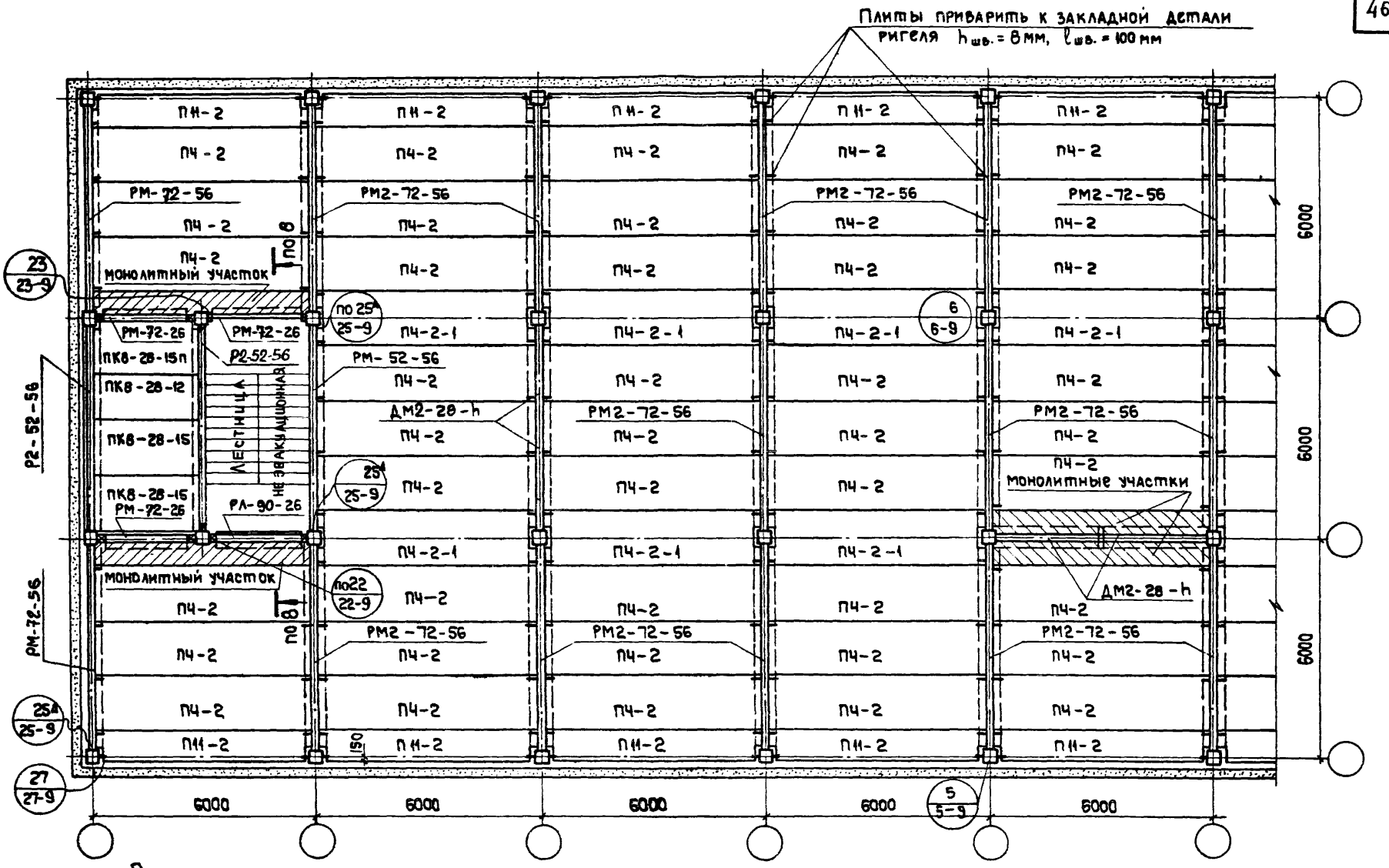
14640



Примечания:

1. Маркировка элементов перекрытий дана для расчетной унифицированной нагрузки 1600 кгс/м².
2. Разрез 12-12 смотри листы 24, 25.
3. Общие указания и условные обозначения см. лист 3.

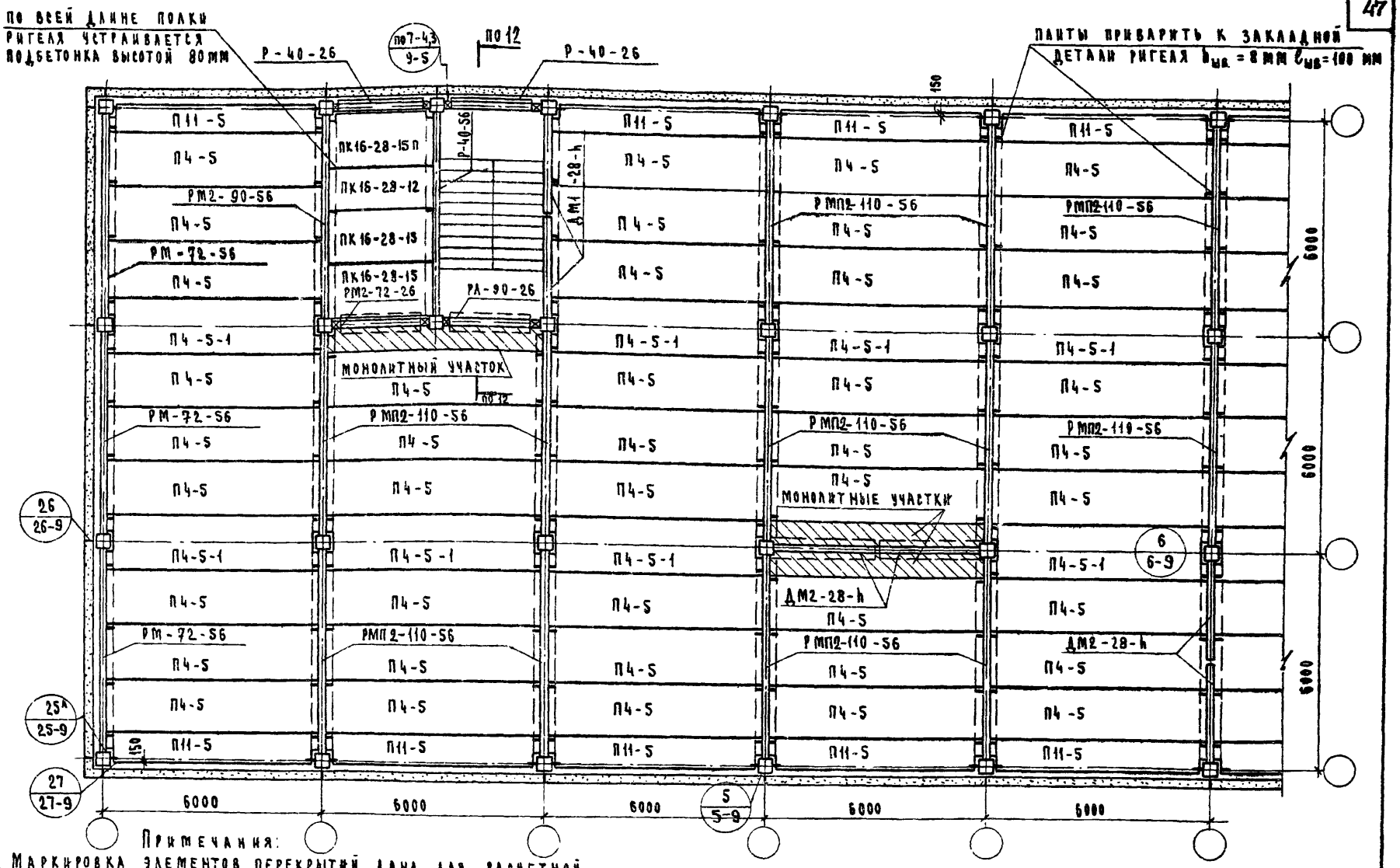
ТК 1976	Пример монтажного плана перекрытия с ребристыми плитами при поперечной раме 6+6+6 м с лестницей перпендикулярной рамам в среднем пролете в торце здания	Серия ИИ-04-0	Выпуск 14	Лист 8



Примечания:

1. Маркировка элементов перекрытий дана для расчетной унифицированной нагрузки 800 кгс/м².
2. Общие указания и условные обозначения см. лист 3.
3. Разрез 8-8 см. листы 21, 22, 23.

ТК 1976	Пример монтажного плана перекрытия с ребристыми плитами при поперечной раме 6+6+6 м с лестницей вдоль рамы в среднем пролете	Серия ИИ-04-0	
		Выпуск 14	Лист 9

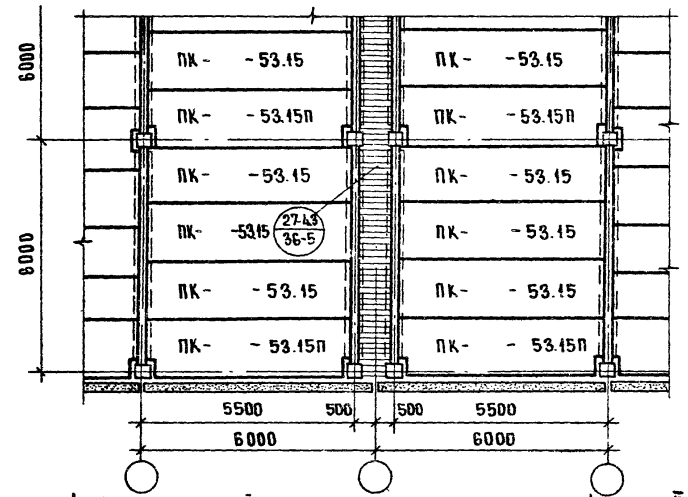


Примечания:

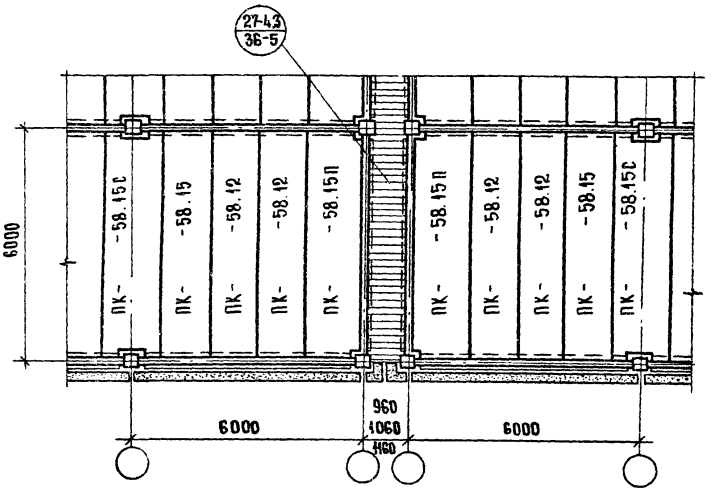
1. Маркировка элементов перекрытий дана для расчетной унифицированной нагрузки 1600 кгс/м².
2. Общие указания и принцип маркировки узлов см. лист 3
3. Разрез 12-12 смотри листы 24,25.

ТК 1976	Пример монтажного плана перекрытия с ребристыми панами при поперечной раме 6+6+6 м с лестницей вдоль рамы в крайнем пролете	Серия ИИ-04-8	
		Выпуск 14	Лист 10

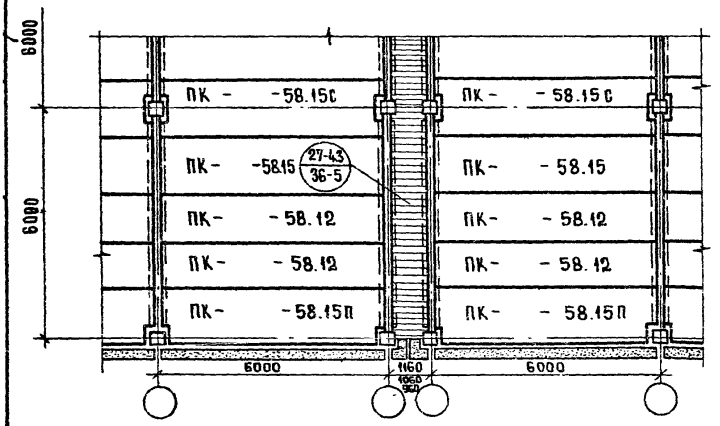
Деформационный шов при поперечном каркасе /вариант I/



Деформационный шов при продольном каркасе



Деформационный шов при поперечном каркасе /вариант II/



Примечания:

1. Размер 1160 соответствует толщине наружных стен - 350 мм;

   размер 1060 соответствует толщине наружных стен - 300 мм;

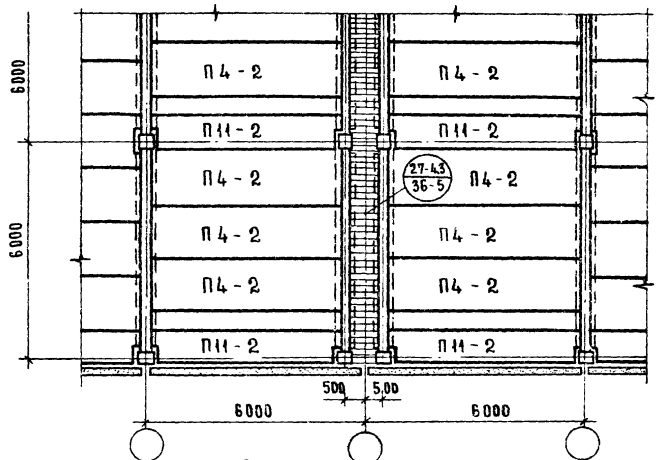
   размер 960 соответствует толщине наружных стен - 250 мм.

2. Узлы замаркированные на данном листе см. серию ИИ-04-10 вып. 5.

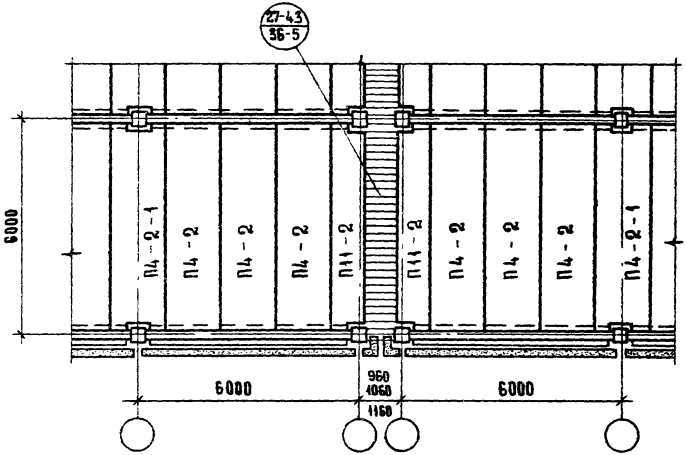
   Принцип маркировки см. пояснительную записку стр. 36.

ТК 1976	Примеры решения деформационных швов при многопустотных панелях	Серия ИИ-04-0	Выпуск 14	Лист 11

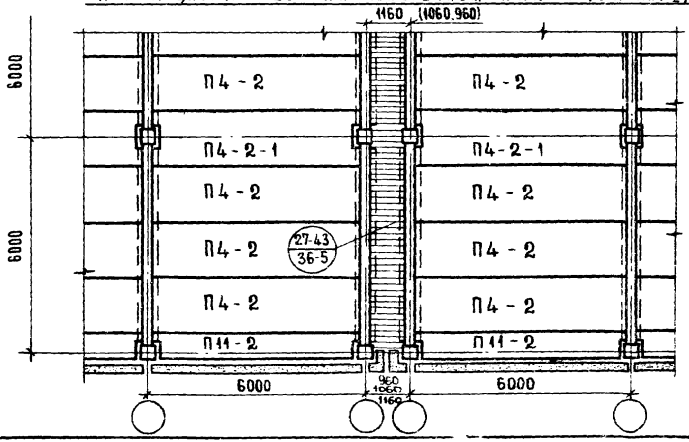
Деформационный шов при поперечном каркасе /вариант I/



Деформационный шов при продольном каркасе



Деформационный шов при поперечном каркасе /вариант II/

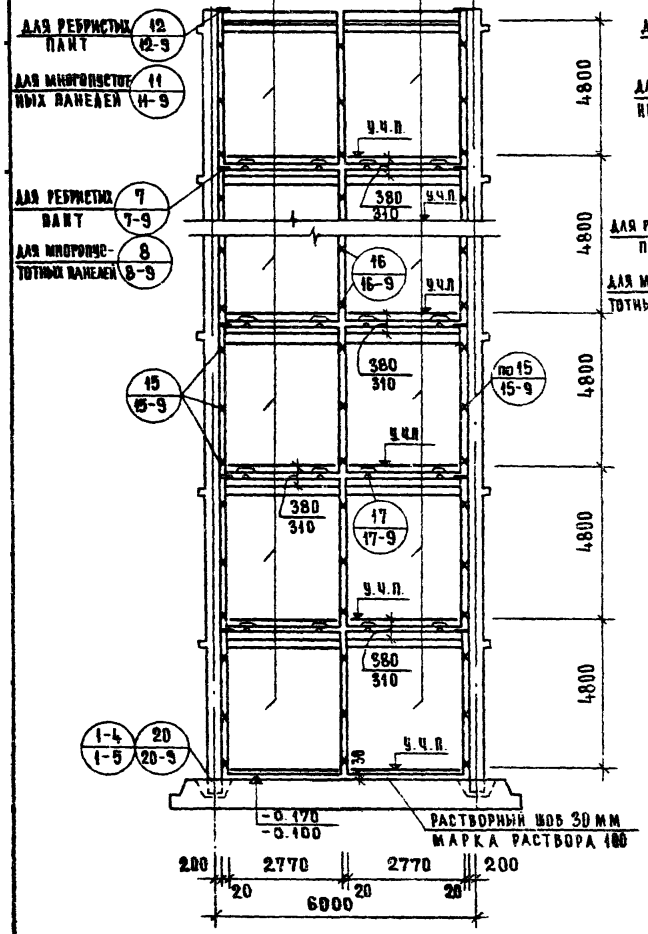


Примечания:

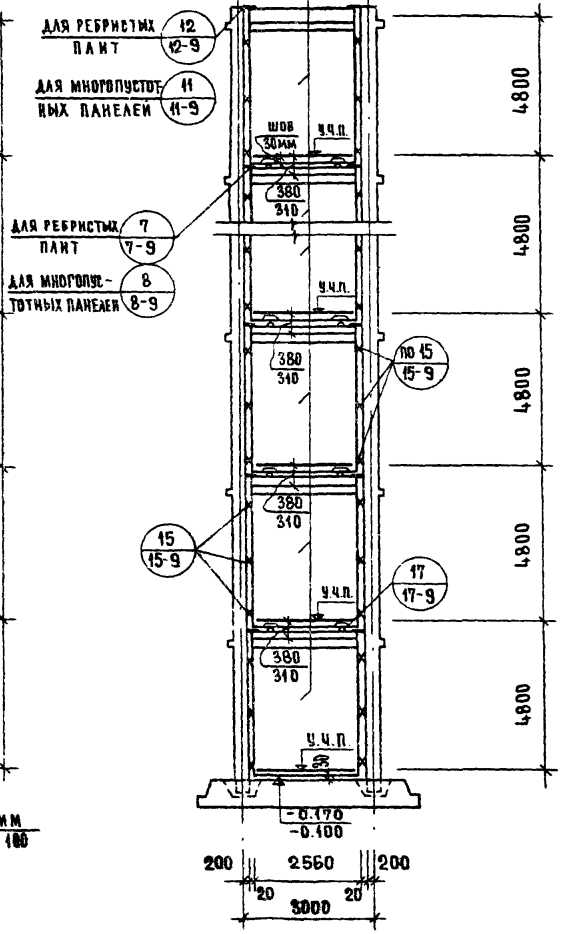
1. Размер 1160 соответствует толщине наружных стен 350 мм.
   Размер 1060 соответствует толщине наружных стен 300 мм.
   Размер 960 соответствует толщине наружных стен 250 мм
2. Маркировка плит дана для расчетной унифицированной нагрузки 800 кгс/м².
3. Общие примечания см. лист 11.

ТК 1976	Примеры решения деформационных швов при ребристых плитах	Серия ИИ-04-0 Выпуск 14 Лист 12

ДМ2-28-48, ДМ1-28-48



ДМ2-26-48, ДМ1-26-48

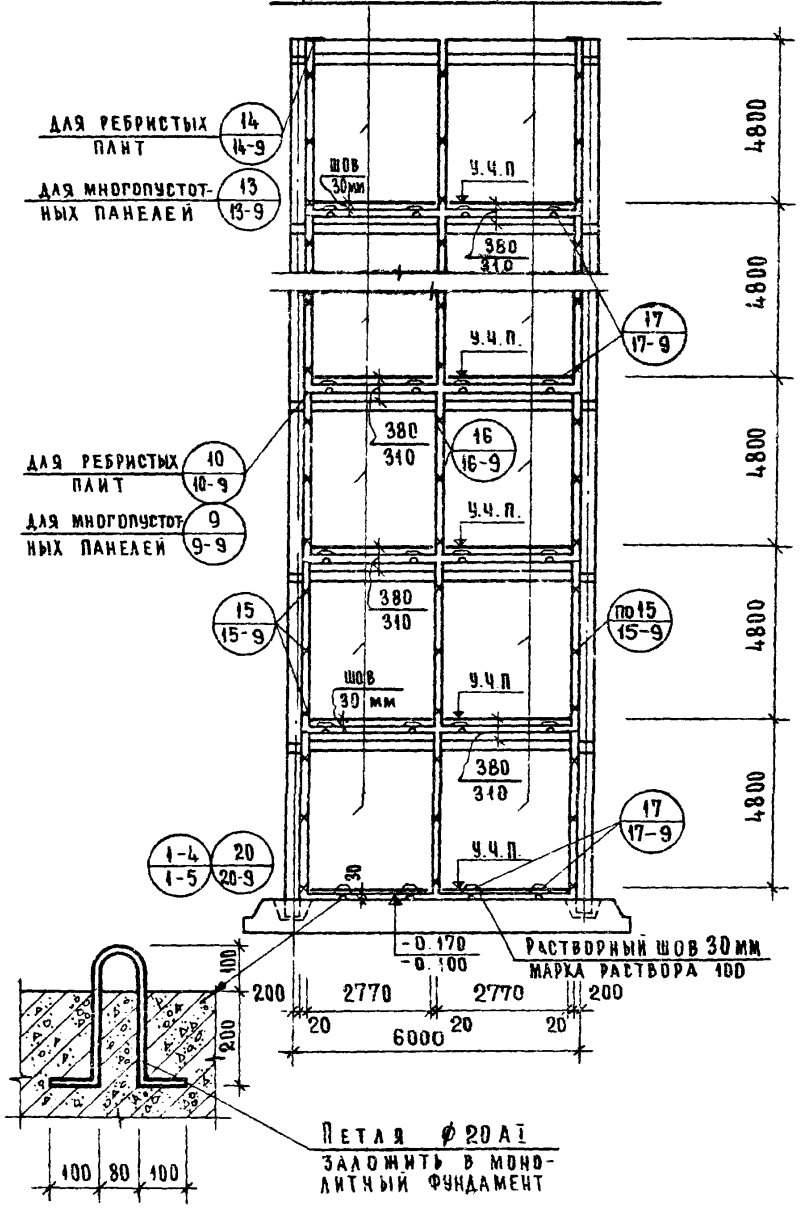


Примечания:

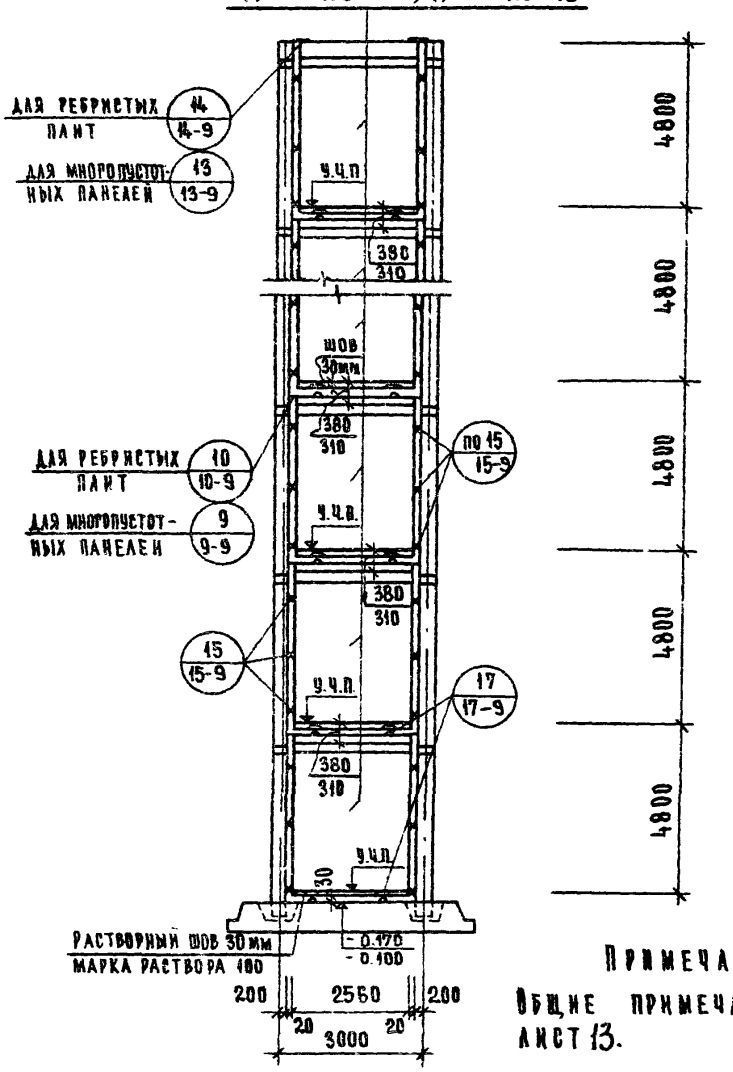
1. Уровень чистого пола 1-го этажа принят за условную отметку ± 0.000.
2. Условная толщина пола перекрытий принята равной 80мм.
3. Отметки низа диафрагмы 1го этажа и расстояния от уровня чистого пола до верха полок диафрагм показаны: в числителе – для перекрытий из ребристых плит, в знаменателе – из многопустотных панелей.
4. При заделке колонны в фундамент с применением анкерных болтов узел имеет марку 20, а без анкеров 1-4.
5. При других высотах этажей марки диафрагм меняются только в отношении третьей части, обозначающей высоту этажа в дециметрах, например: для высоты этажа 6.0 м – диафрагма ДМ2-28-60.
6. В маркировке диафрагм жесткости первая цифра (ДМ1; ДМ2) означает количество полок панели диафрагм, вторая цифра – ширину панели в дециметрах, третья цифра – высоту (h) этажа в дециметрах, буквенный индекс (Ппр., Плев.) – наличие в панели проема правого или левого положения.
7. Принцип маркировки узлов см. пояснительную записку. стр. 36.

ТК 1976	Монтажные схемы диафрагм жесткости в плоскости рам при многопустотных панелях и ребристых плитах в здании с высотой этажа 4,8м	Серия ИИ-04-0	Выпуск 14	Лист 13

ДМ1-28-48; ДМ2-28-48



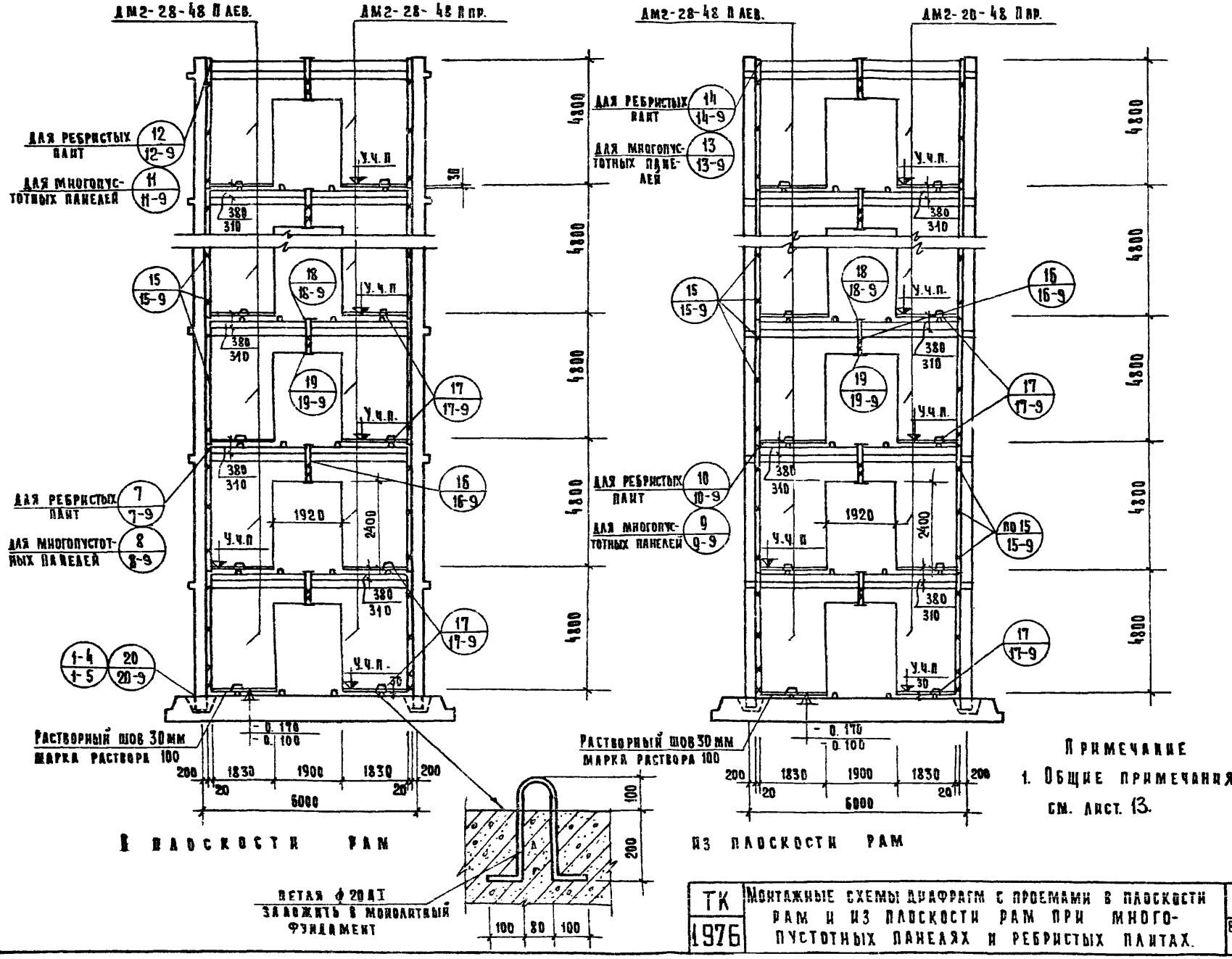
ДМ1-26-48; ДМ2-26-48



Примечание

Общие примечания см. лист 13.

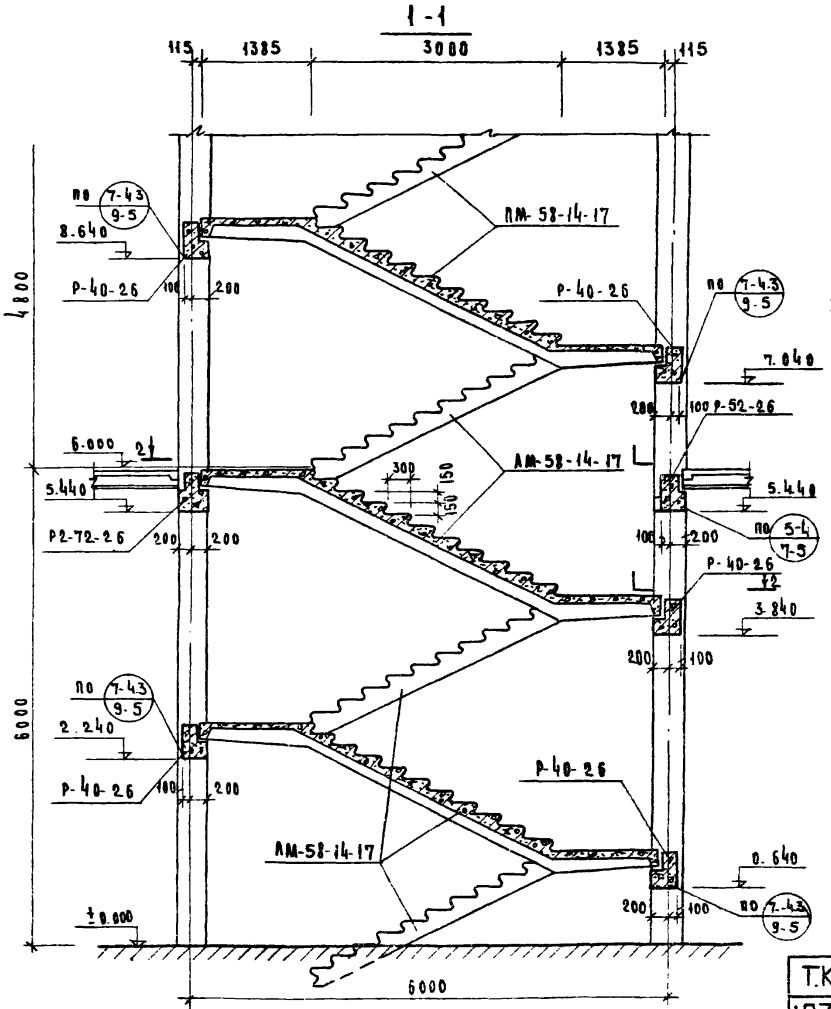
ТК 1976	Монтажные схемы диафрагм жесткости из плоскости рам при многопустотных панелях и ребристых плитах в зданиях с высотой этажа 4.8 м	Серия ИИ-04-0	Выпуск 14	Лист 44

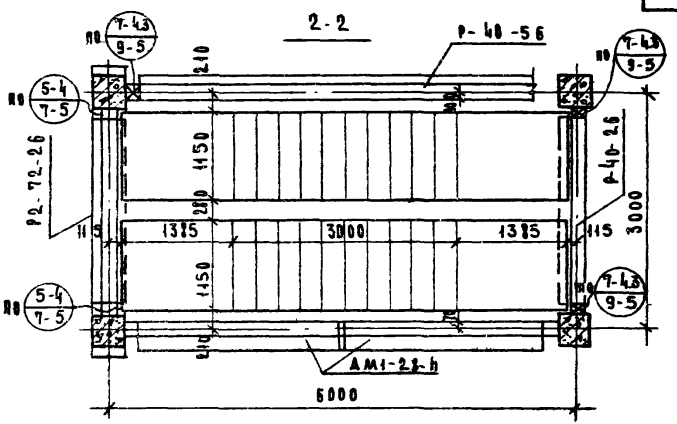


Примечание

1. Общие примечания см. лист 13.

ТК 1976	Монтажные схемы диафрагм с проемами в плоскости рам и из плоскости рам при многопустотных панелях и ребристых плитах.	Серия ИИ-04-0	Выпуск 14	Лист 15

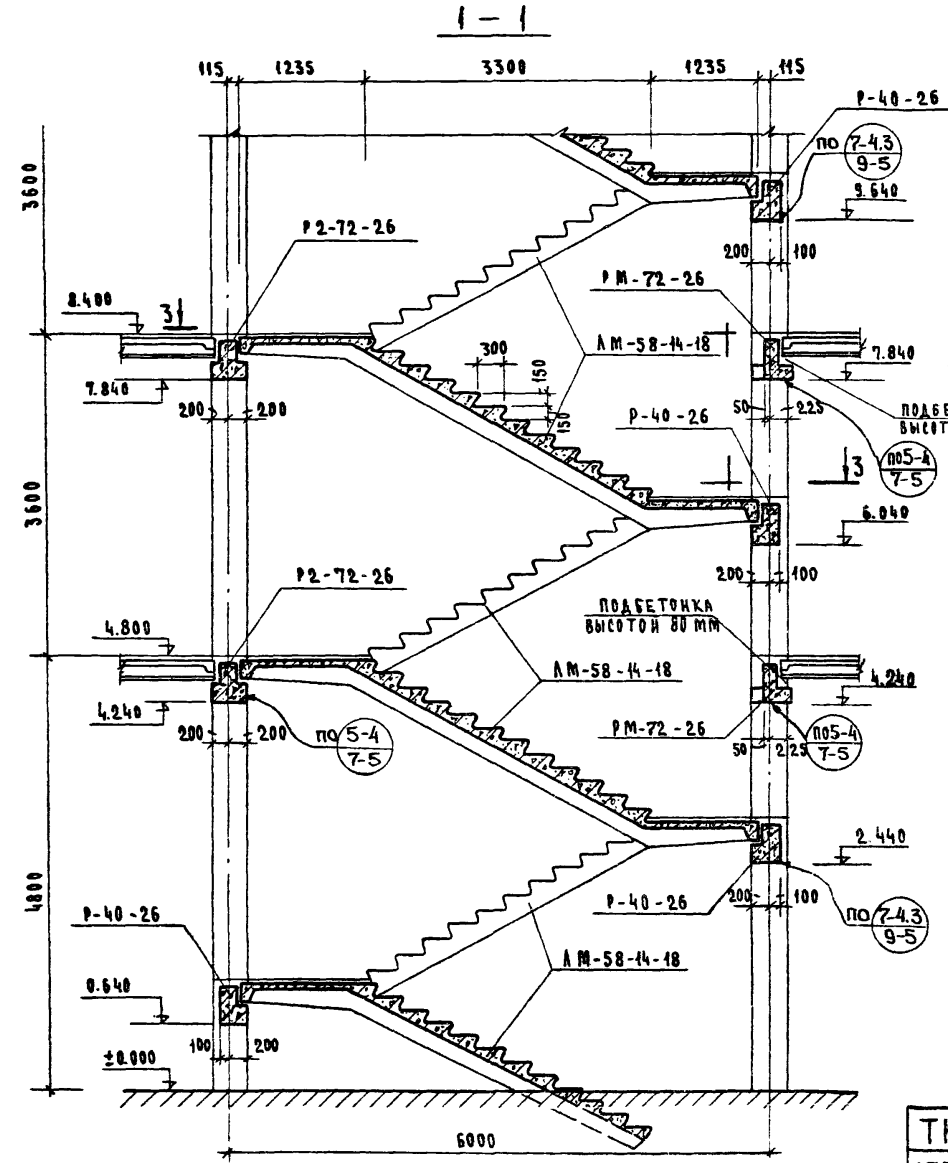


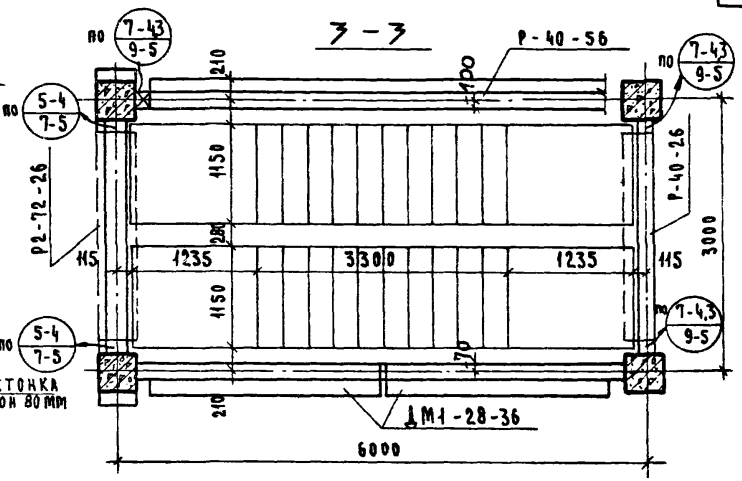


Примечания:

1. Расположение лестницы в плане см. лист 3.
2. Лестничные марши укладываются на полки ригелей на слой цементного раствора толщиной 1 см.
3. Накладные проступи условно не показаны.
4. Узлы крепления ограждения, раскладку проступей и деталей лестниц см. серию 2.250-1 вып.3.
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. На плане лестницы панели перекрытия условно не показаны.
7. Крепление панелей диафрагм жесткости к колоннам см. монтажные схемы на листах 13, 14, 15.
8. Принцип маркировки диафрагм см. лист 13.

Т.К. 1976	Пример монтажной схемы лестницы при высоте первого этажа 5 м и высоте вышележащих этажей 4.8 м. Разрез 1-1. (Вариант перекрытия с многопустотными панелями)	Серия ИИ-04-8	
		Выпуск 44	Лист 16

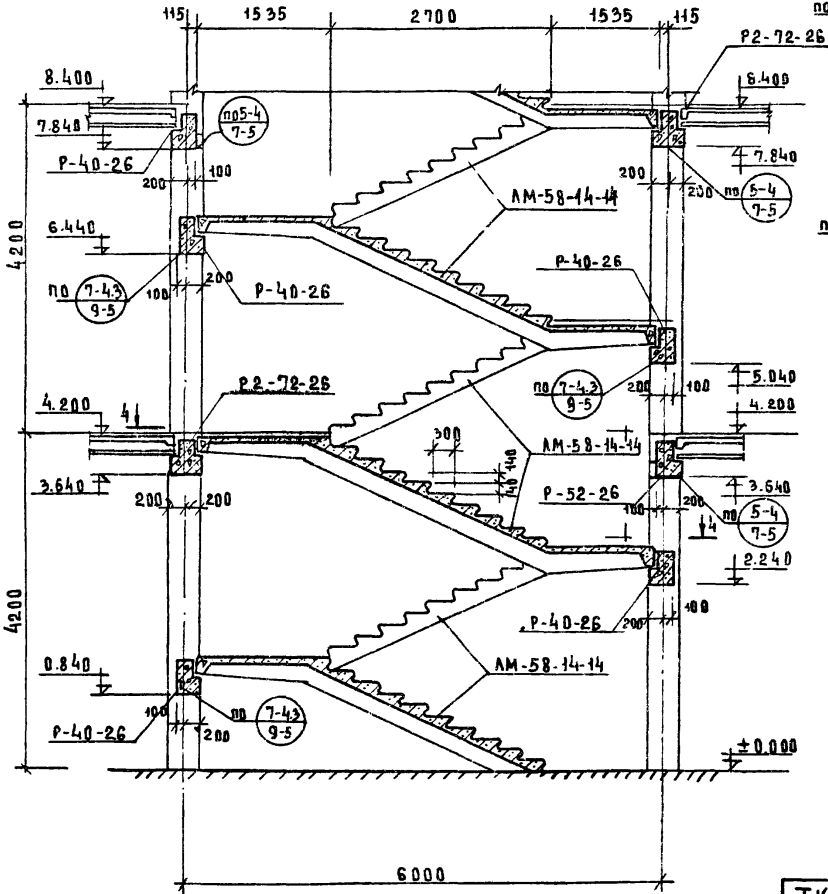


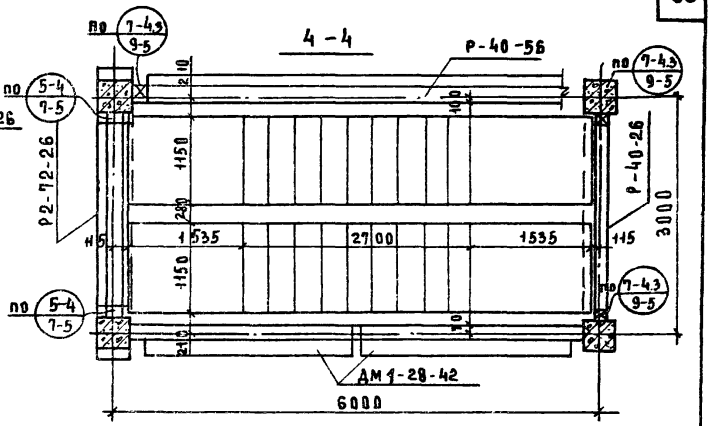


Примечания:

1. Расположение лестницы в плане см. лист 3.
2. Общие указания см. лист 16.

ТК 1976	Пример монтажной схемы лестницы при высоте первого этажа 4,8 м и высоте вышележащих этажей 3,6 м. Разрез 1-1 / вариант перекрытия с многопустотными панелями/.	Серия ИИ-04-0	
		Выпуск 14	Лист 17

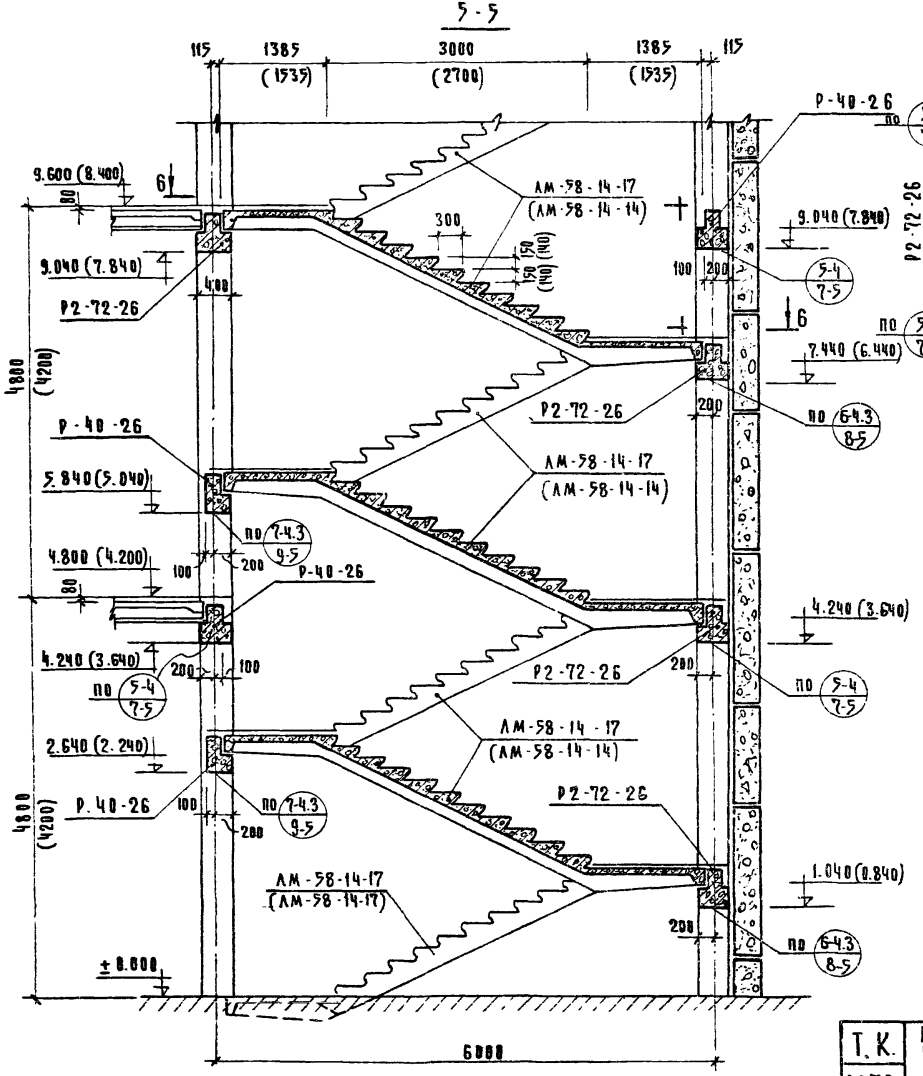


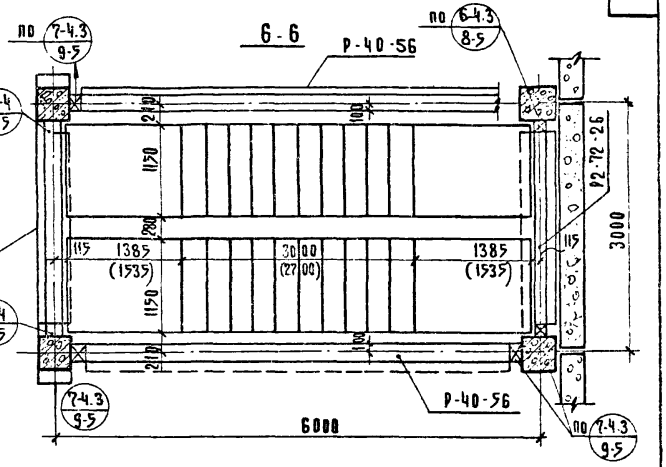


Примечания:

1. Расположение лестницы в плане см. лист 3.
2. Общие указания см. лист 16.

ТК 1976	Пример монтажной схемы лестницы при высоте этажа 4.2 м. Разрез 1-1. (Вариант перекрытия с многопустотными панелями)	Серия ИИ-04-8	
		Выпуск 14	Лист 18





Примечания

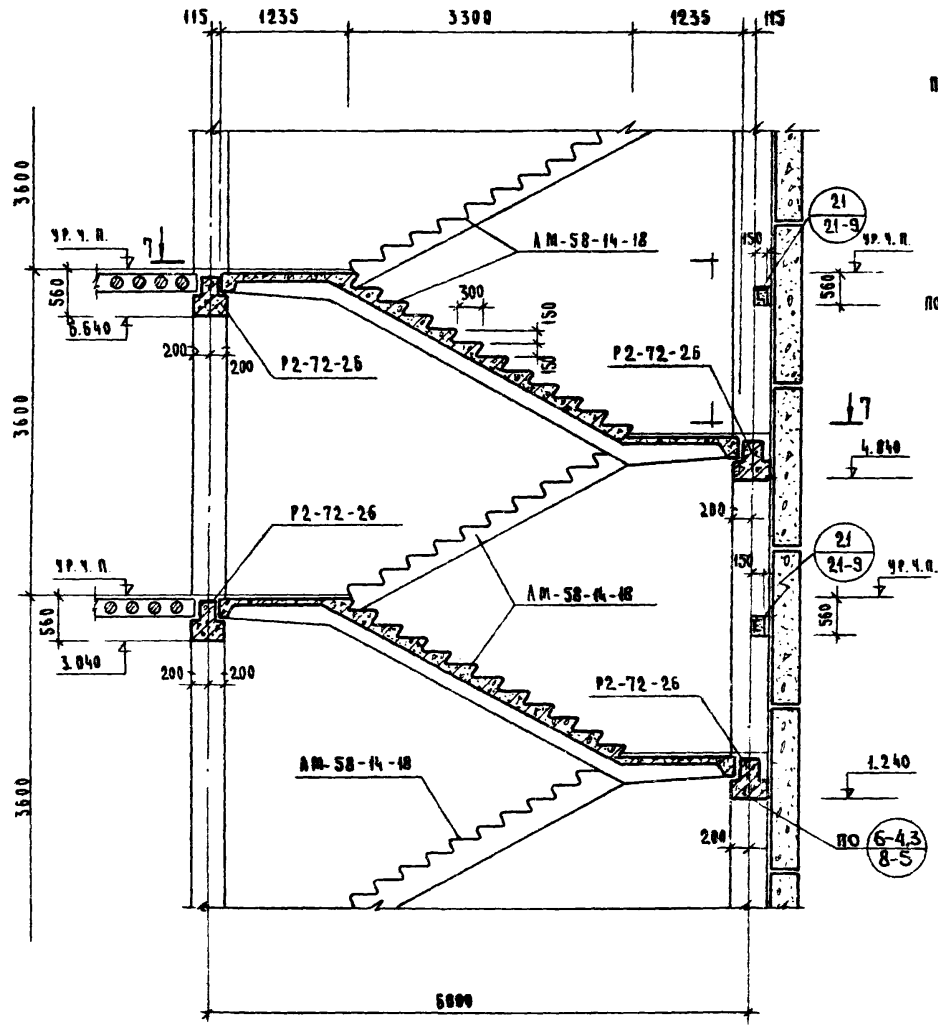
1 Расположение лестницы в плане см лист 4.

2 Общие указания см лист 16

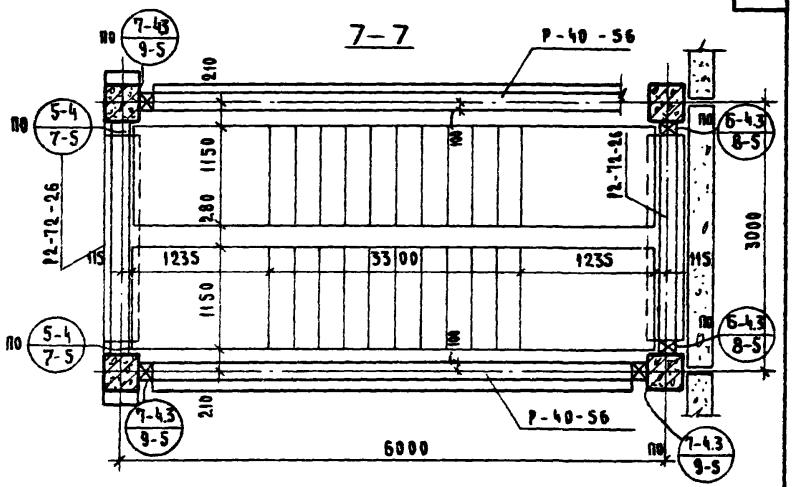
3 Размеры и отметки в скобках относятся к лестнице при высоте этажей 4,2 м

Т.К. 1976	Пример монтажной схемы лестницы, примыкающей к наружной стене, при высоте этажей 4,2 м и 4,8 м. Разрез 5-5. (вариант перекрытия с многопустотными панелями)		Серия ИИ-04-0	
			Выпуск 14	Лист 19

5-5



7-7

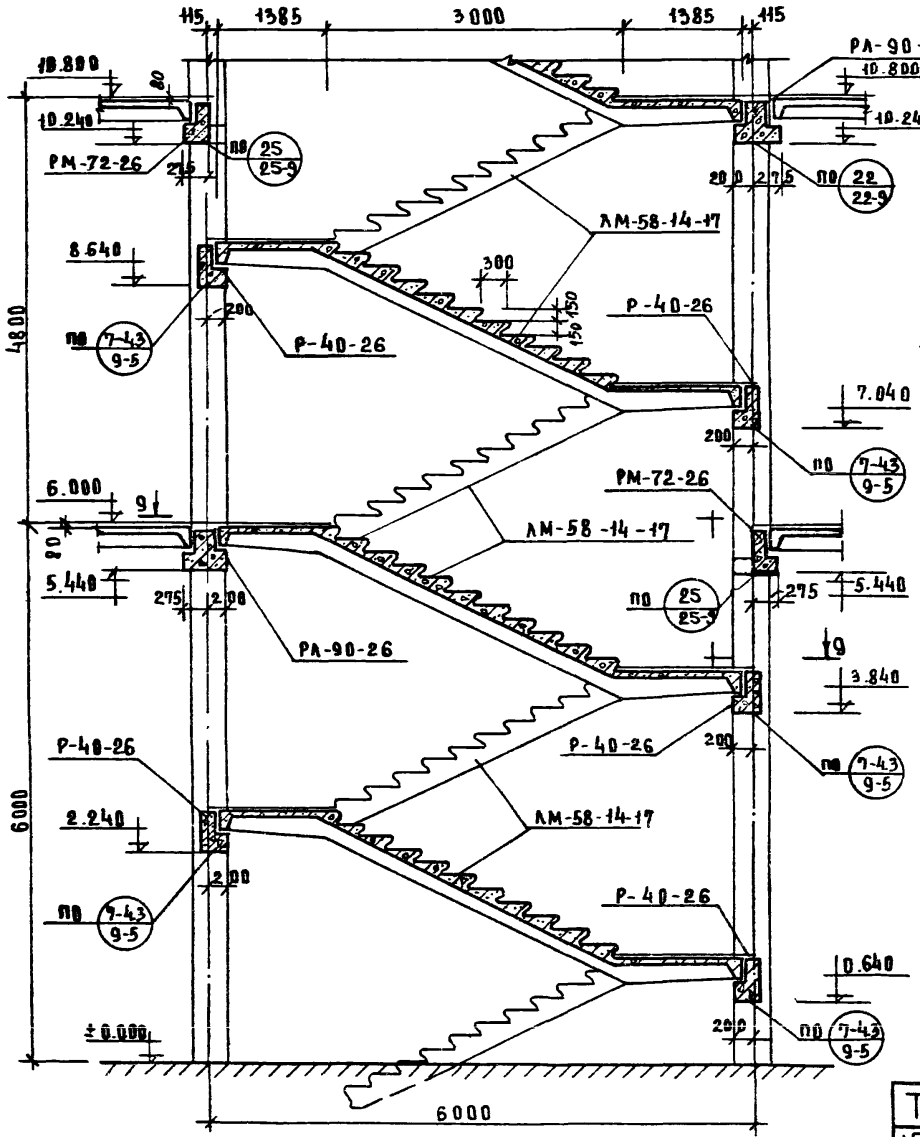


Примечания:

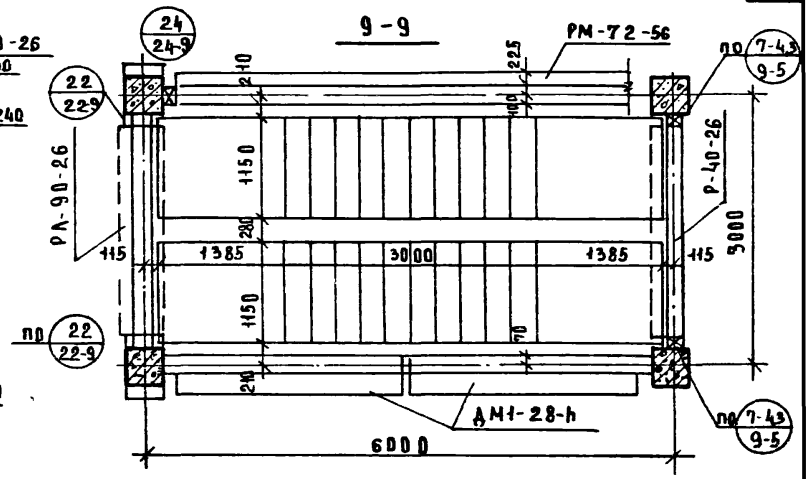
1. Расположение лестницы в плане см. лист 4.
2. Общие указания и условные обозначения см. лист 16.

ТК 1976	Пример монтажной схемы лестницы, примыкающей к наружной стене при высоте этажа 3.6 м. Разрез 5-5 /вариант перекрытия с многопустотными панелями/	Серия ИИ-04-0	
		Выпуск 14	Лист 20

8 – 8



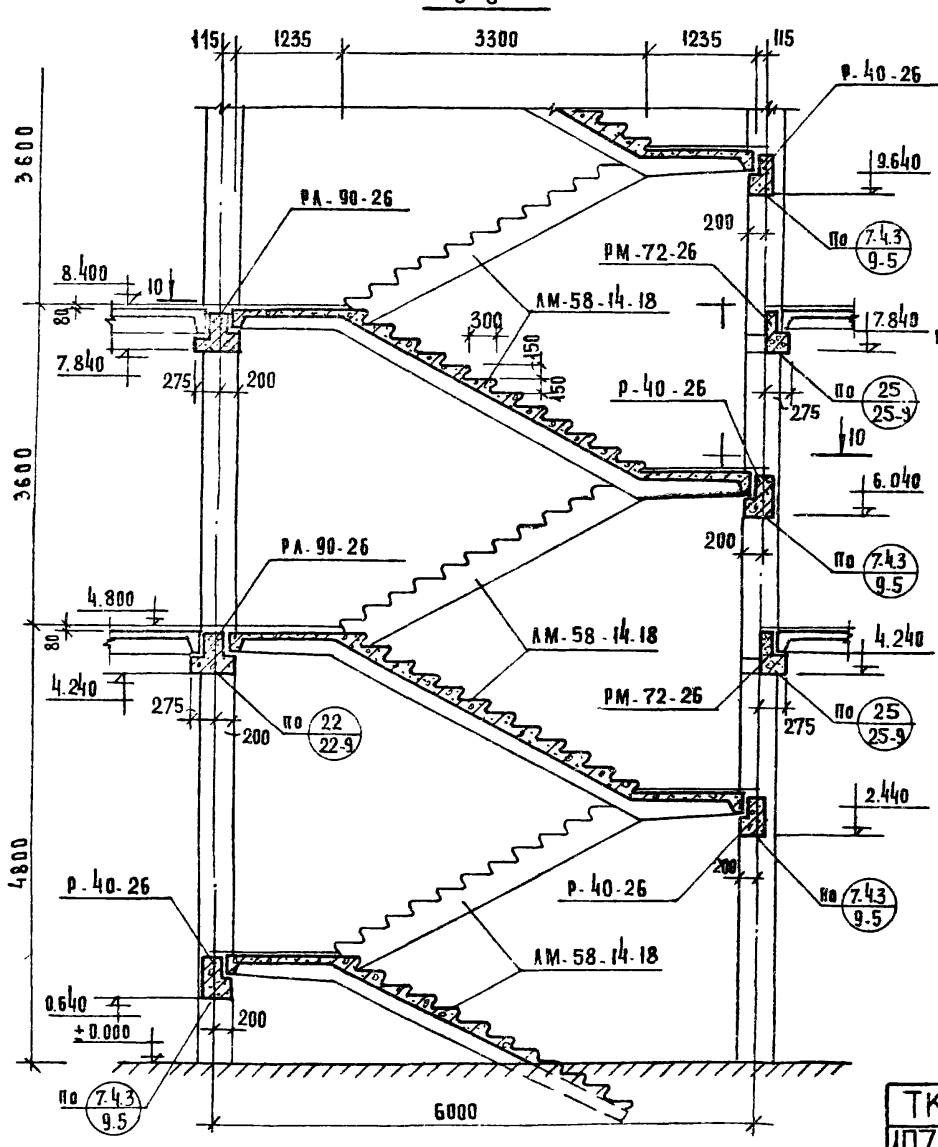
9 – 9

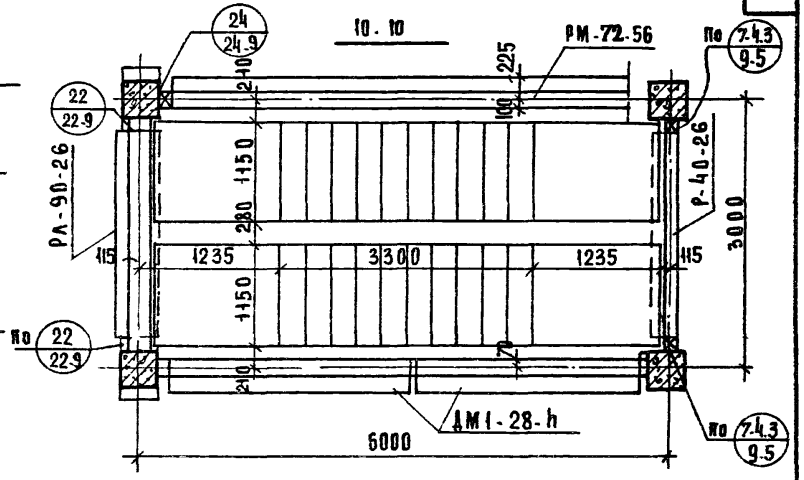


Примечания:

1. Расположение лестницы в плане см. лист 7.
2. Общие указания см. лист 16.

ТК 1976	Пример монтажной схемы лестницы при высоте первого этажа 6 м и высоте вышележащих этажей 4,2 м. Разрез 8-8 (вариант перекрытия с ребристыми плитами).	Серия ИИ-04-0	
		Выпуск 44	Лист 21





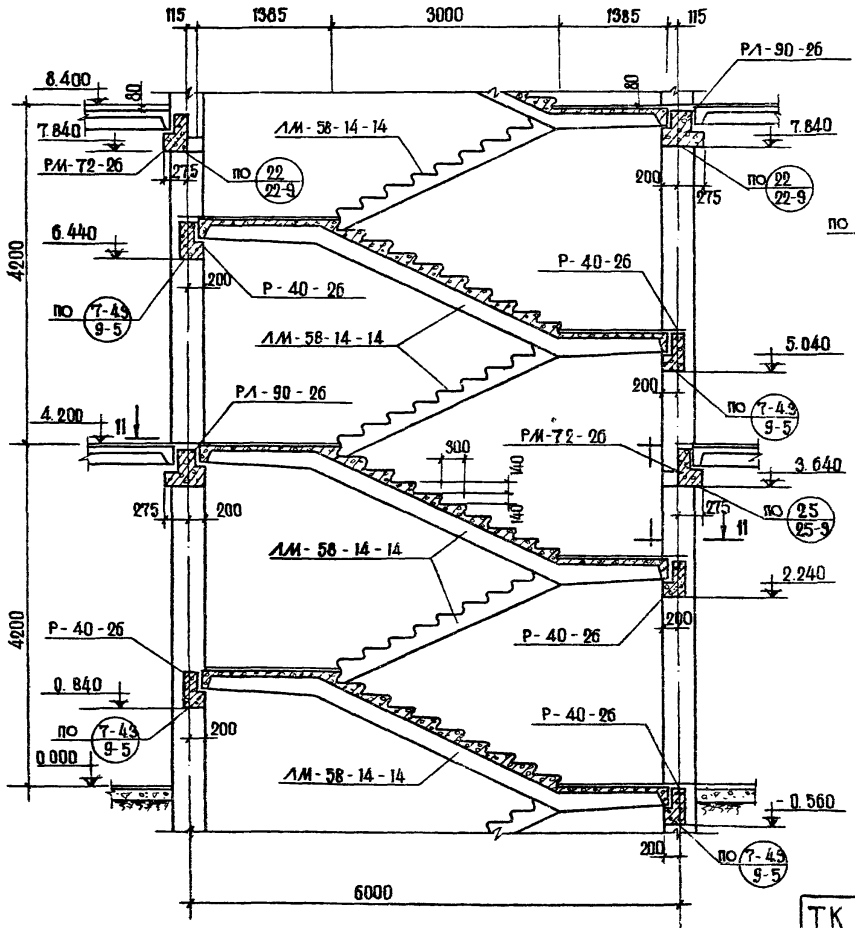
Примечания:

1. Расположение лестницы в плане см. лист 7.
2. Общие указания см. лист 16.

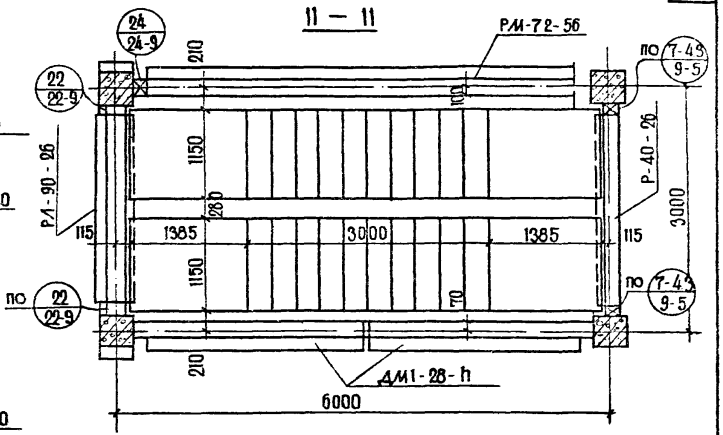
ТК 1976	Пример монтажной схемы лестницы при высоте первого этажа 4.8 м и высоте вышележащих этажей 3.6 м. Разрез 8-8 / Вариант перекрытия с ребристыми плитами/	Серия ИИ-04-8	
		Выпуск 4	Лист 22

14640

8 — 8



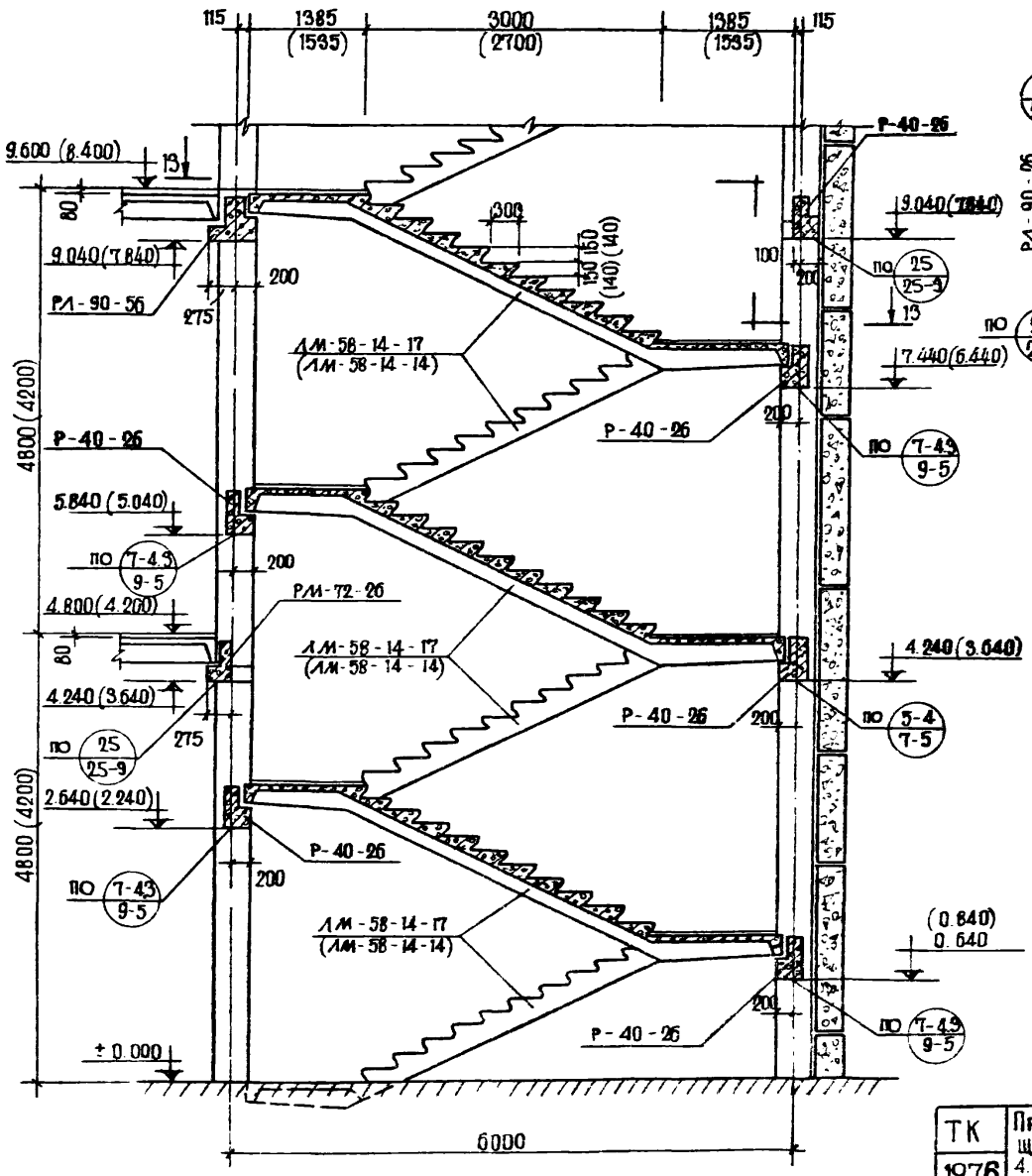
11 — 11

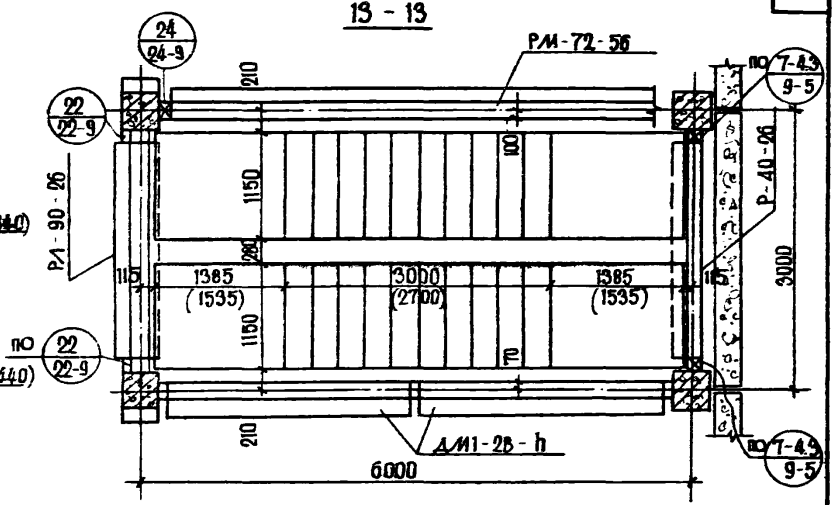


Примечания:

1. Расположение лестницы в плане см. л. 2.
2. Общие указания см лист 16.

ТК 1976	Пример монтажной схемы лестницы при высоте этажа 4.2 м. Разрез 8-8 (Вариант перекрытия с ребристыми плитами)	Серия ИИ-04-0	
		Выпуск 14	Лист 23





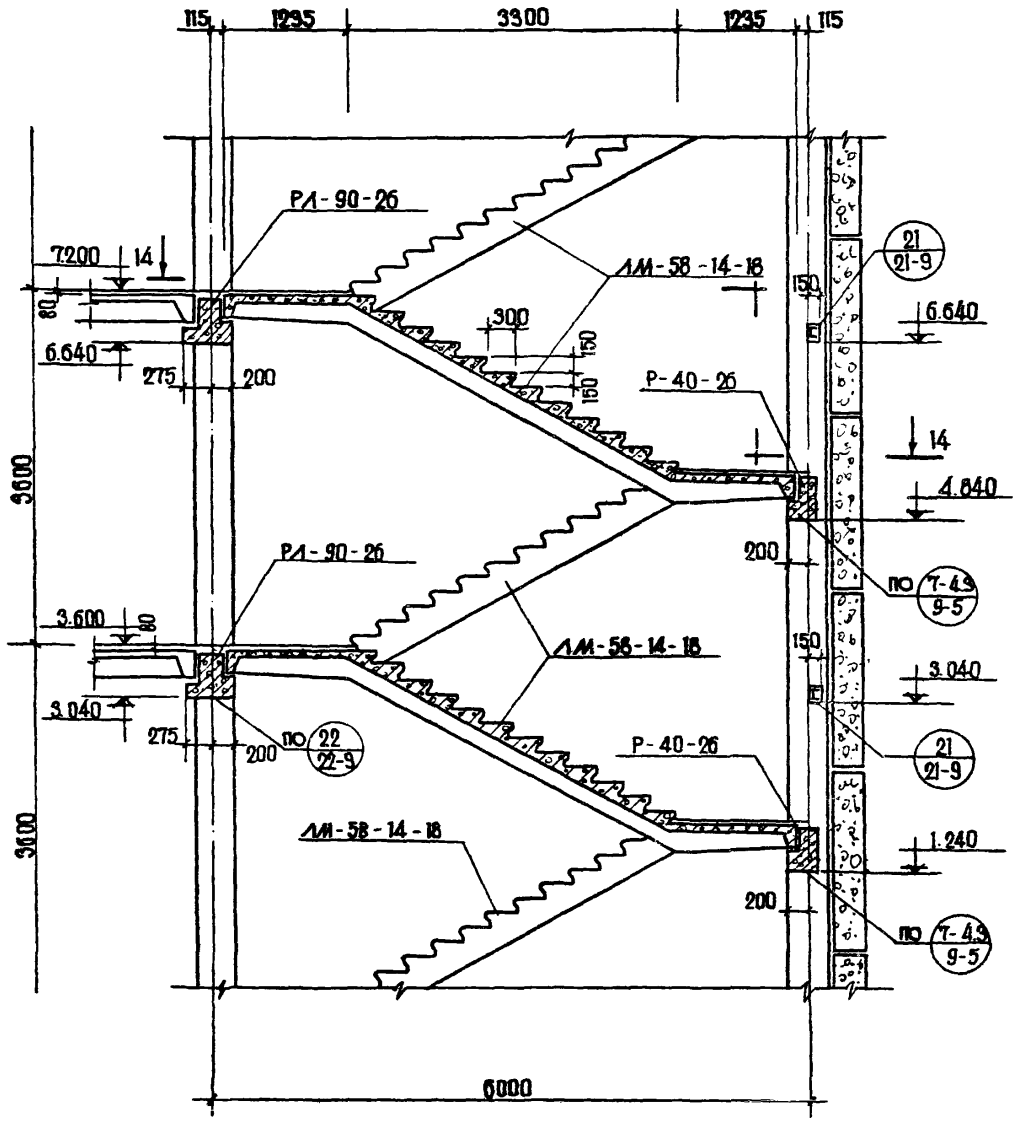
Примечания:

1. Расположение лестницы в плане см. л. 8.
2. Общие указания см. лист 16.
3. Размеры и отметки в скобках относятся к лестнице при высоте этажей 4.2 м

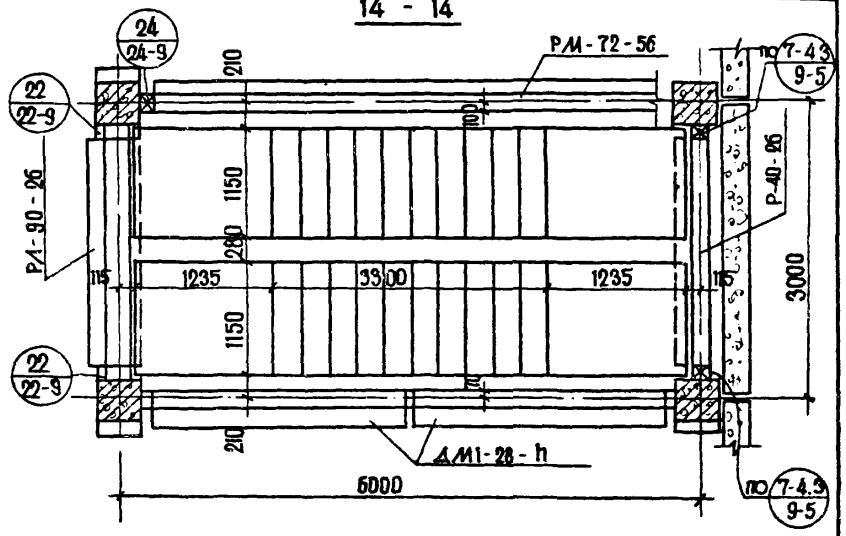
ТК 1976	Пример монтажной схемы лестницы примыкающей к наружной стене при высоте этажа 4,8 и 4.2 м. Разрез 12-12. (Варианты перекрытия с ребристыми плитами)	Серия ИИ-04-0	
		Выпуск 14	Лист 24

г. Москва | Рук. гр. инж. | Шанаурова

12 - 12



14 - 14



Примечания:

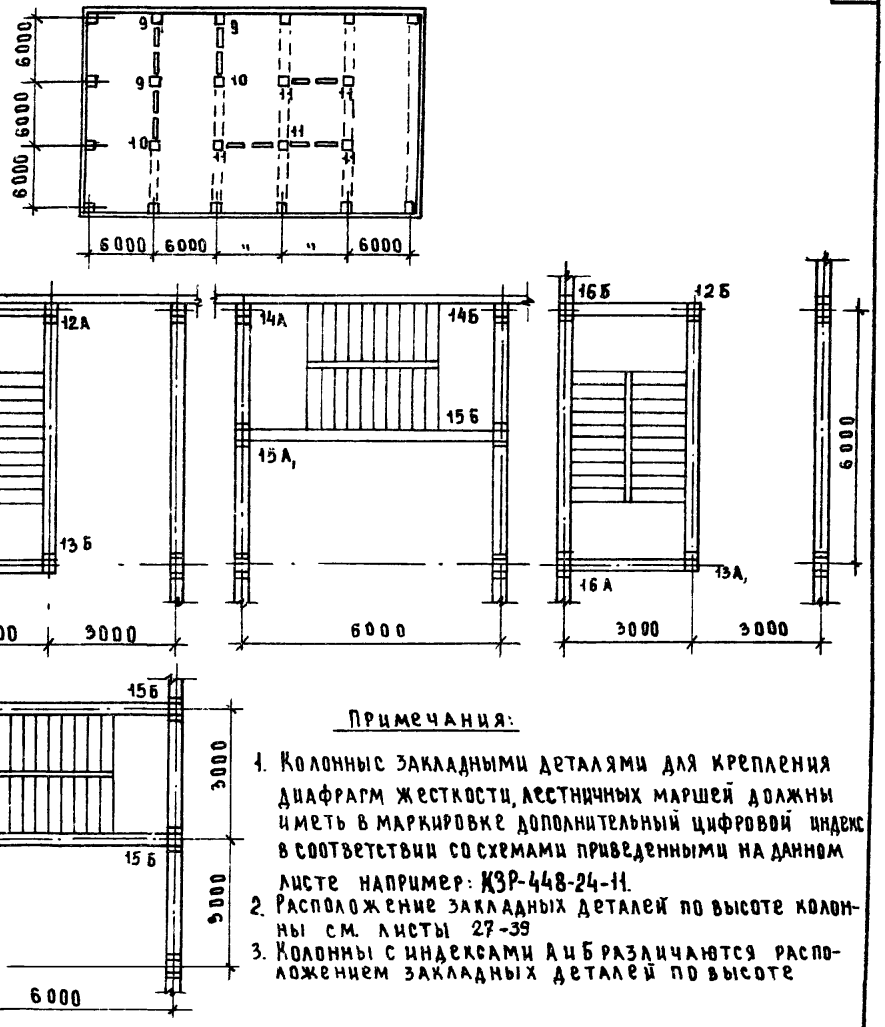
1. Расположение лестницы в плане см. лист 8.
2. Общие указания см. лист 16.

ТК 1976	Пример монтажной схемы лестницы, примыкающей к наружной стене, при высоте этажа 3.6м. Разрез 12-12 (вариант перекрытия с ребристыми плитами)	Серия ИИ-04-0	
		Выпуск 14	Лист 25

ТАБЛИЦА №1

	Тип колонны	Схема расположения закладных деталей в колонне (в плане)
Закладные для крепления диафрагм жесткости	9	
	10	
	11	

	Тип колонны	Схема расположения закладных деталей в колонне (в плане)
Закладные для крепления лестничных ригелей	13А 13Б	
	14А 14Б	
	15А 15Б	
	16А 16Б	
	12А 12Б	

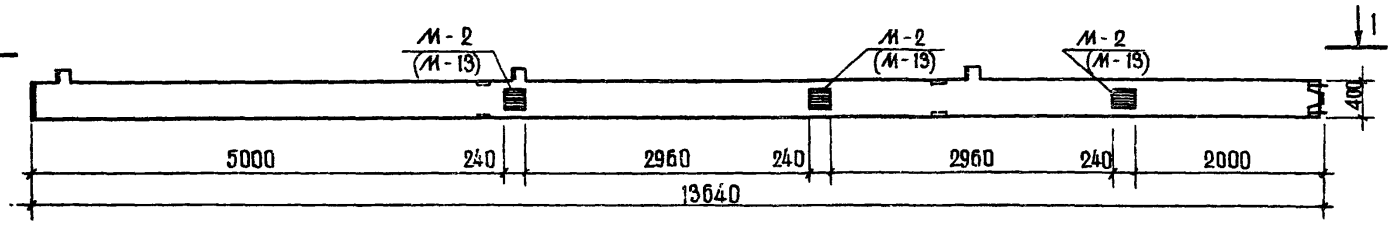


Примечания:

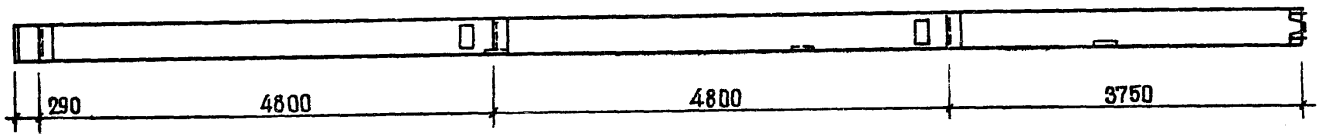
1. Колонные закладными деталями для крепления диафрагм жесткости, лестничных маршей должны иметь в маркировке дополнительный цифровой индекс в соответствии со схемами приведенными на данном листе например: КЗР-448-24-11.
2. Расположение закладных деталей по высоте колонны см. листы 27-39
3. Колонны с индексами А и Б различаются расположением закладных деталей по высоте

ТК 1976	Указания по маркировке колонн в случае примыкания к ним лестниц, диафрагм жесткости.	Серия ИИ-04-0	
		Выпуск 4	Лист 26

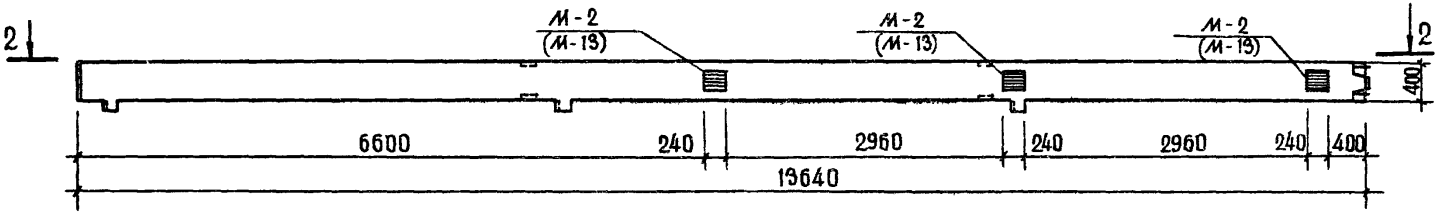
Колонна тип 12А



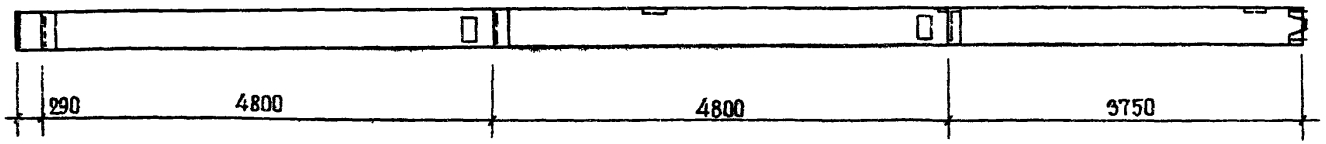
1 – 1



Колонна тип 13Б



2 – 2



Примечания

1. На данном чертеже показан пример одного из возможных вариантов положения дополнительных закладных деталей для крепления лестничной площадки на уровне этажа на высоте 1.6 м и 3.2 м над уровнем пола (дополнительные закладные детали заштрихованы)

2. В конкретном проекте должен быть приведен опалубочный чертеж колонны с расположением дополнительных закладных деталей, продиктованным соответствующей компановкой лестниц, а также должны быть приведены спецификации, учитывающие расход стали на дополнительные закладные детали

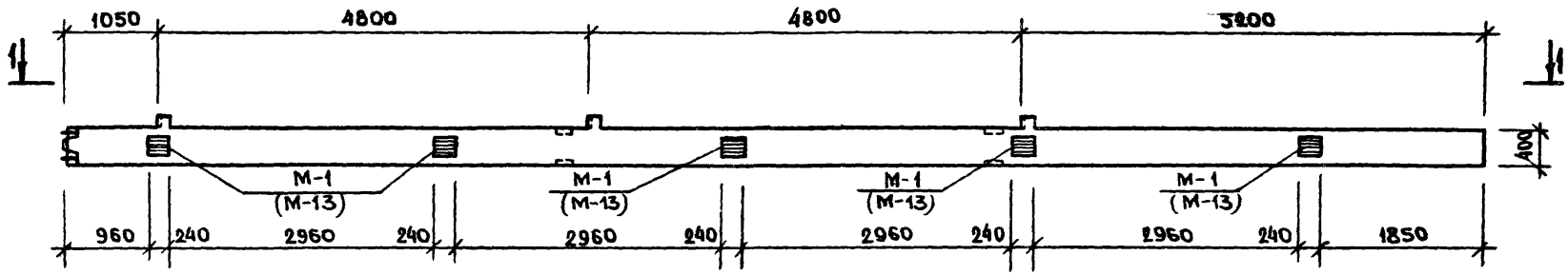
3. Дополнительные закладные детали М-1 и М-2 см. серию ИИ-04-8 выпуск 3.

4. Для варианта перекрытия ребристых плит вместо закладных деталей М-1 и М-2 устанавливается закладная М-13 см. лист 133 альбома ИИ-04-2 вып. 19

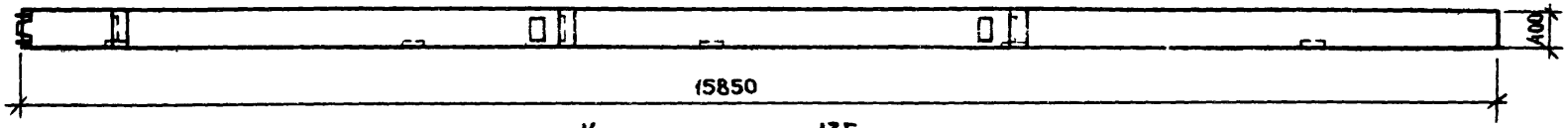
5. Принцип маркировки колонн с дополнительными закладными деталями и варианты расположения их в плане см. лист 26.

ТК 1976	Пример расположения дополнительных закладных деталей М-2, М-13 для крепления лестниц к колоннам типов К3ВК-448-12А К3ВК-448-13Б.	Серия ИИ-04-0	
		Выпуск 14	Лист 27

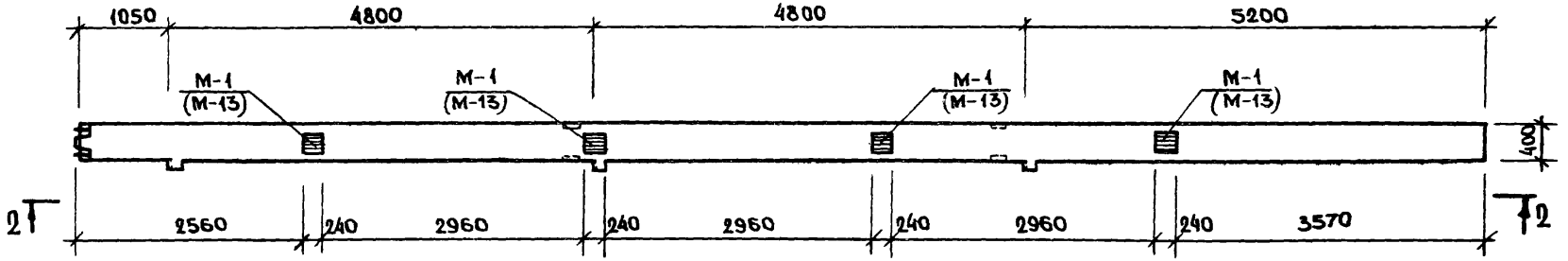
Колонна тип 12А.



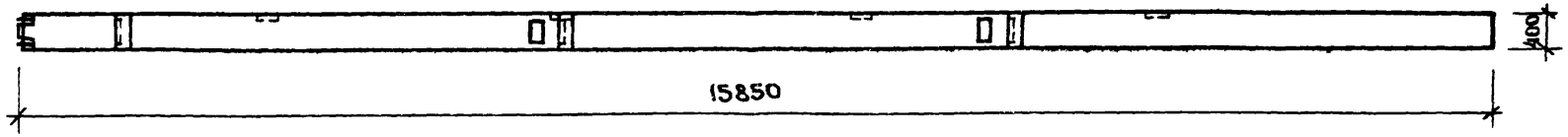
1 – 1



Колонна тип 13Б.



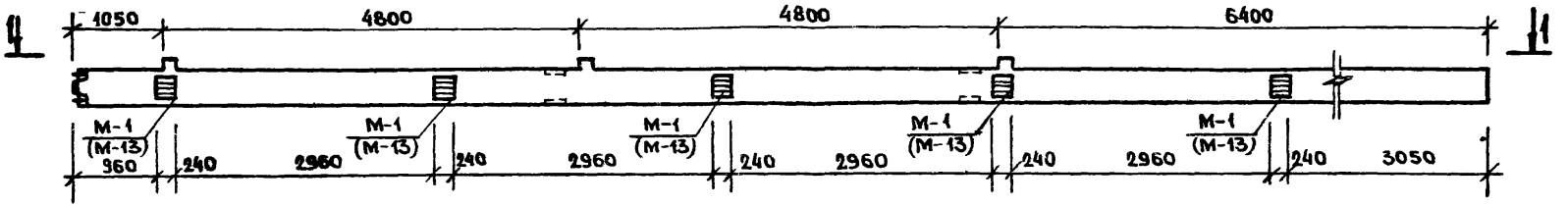
2 – 2



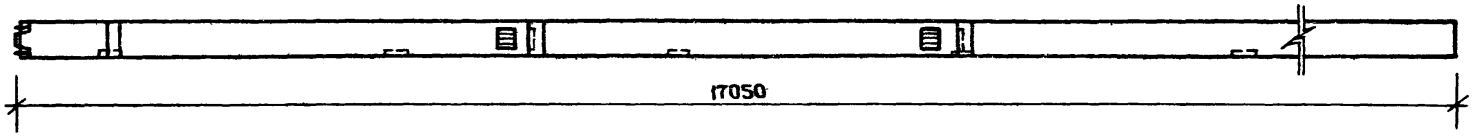
Примечания см. лист 27.

ТК 1976	Пример расположения дополнительных закладных деталей М-1, М-13 для крепления лестниц к колоннам типов КЗНК-448-12А, КЗНК-448-13Б.	Серия ИИ-04-0	
		Выпуск 14	Лист 28

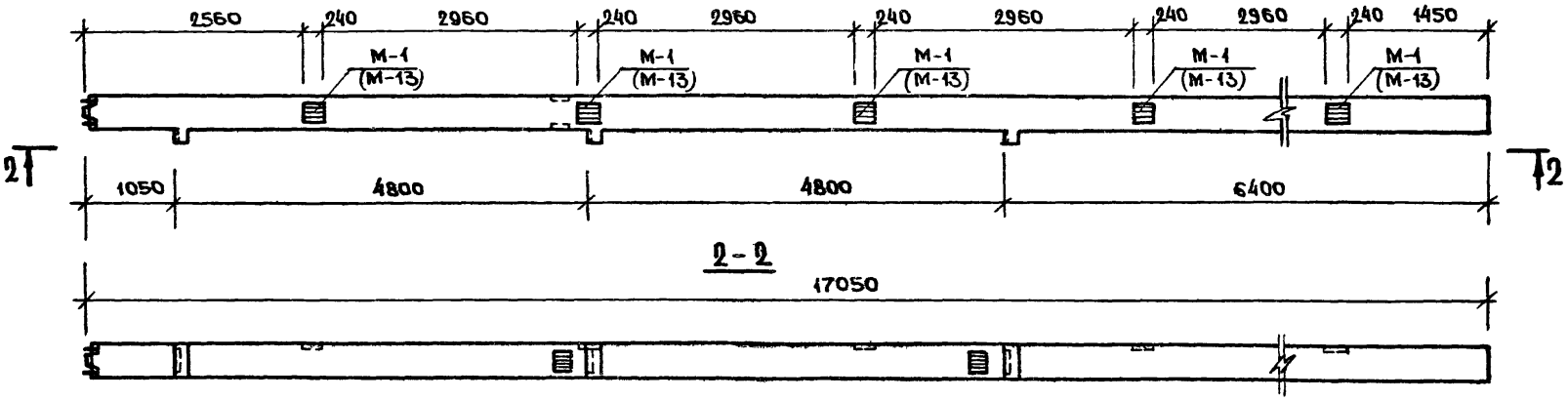
Колонна тип 12А.



1-1



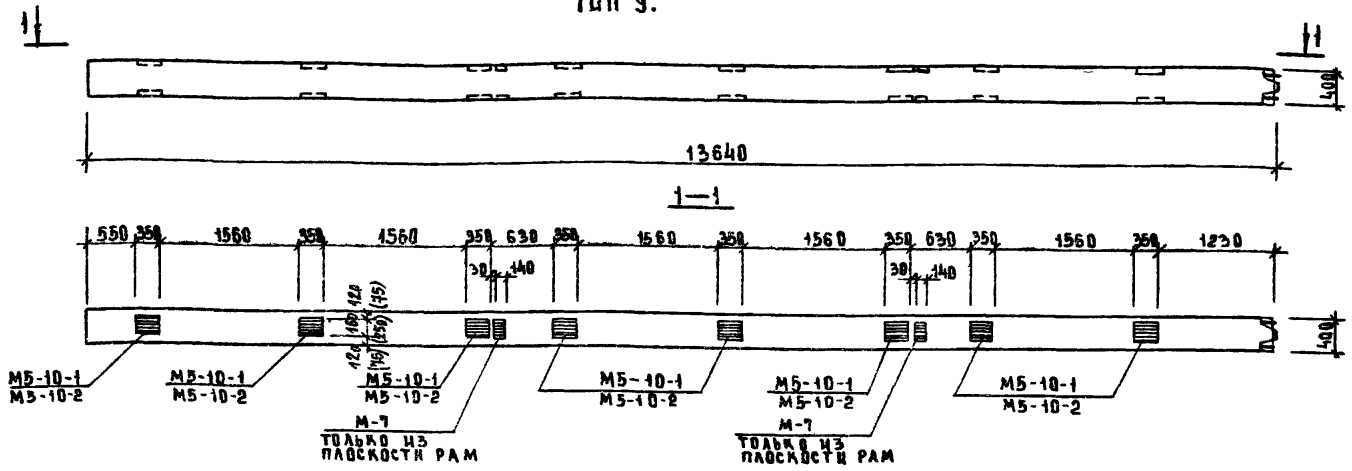
Колонна тип 13Б.



Примечания см. лист 27.

ТК	Пример расположения дополнительных закладных деталей М-1, М-13 для крепления лестниц к колоннам типов КЗНК-448(60)-12А, КЗНК-448(60)-13Б.	Серия ИИ-04-0	
1976		Выпуск 14	Лист 29

Пример расположения дополнительных закладных деталей в колонне для крепления диафрагм жесткости, устанавливаемых в плоскости и из плоскости рам. Тип 9.



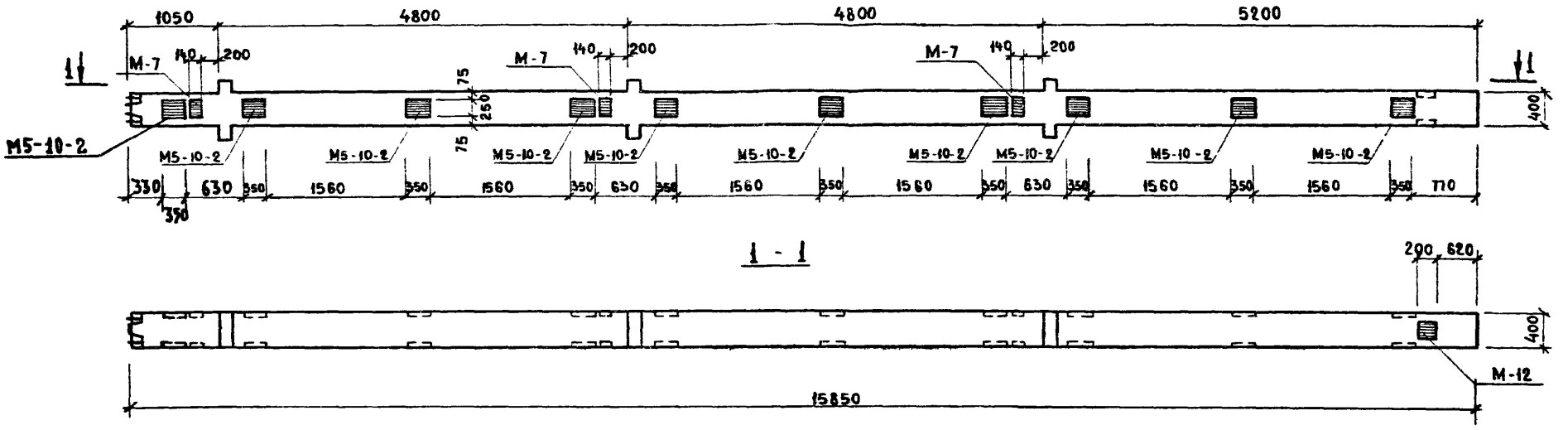
Примечание

1. Бесконсольные колонны, приведенные на данном листе и на листе устанавливаются по крайним осям здания, в случае примыкания к ним диафрагмы жесткости или по средней оси здания между двумя диафрагмами жесткости, расположенными в плоскости рамы (см. план на листе) и имеют в маркировке индекс „9". Колонны, имеющие в маркировке индекс „9" аналогичны колоннам с соответствующей маркировкой без индекса и отличаются только отсутствием консолей и соответственных закладных деталей М-5 и М-6, а также наличием дополнительных закладных деталей для крепления диафрагм.

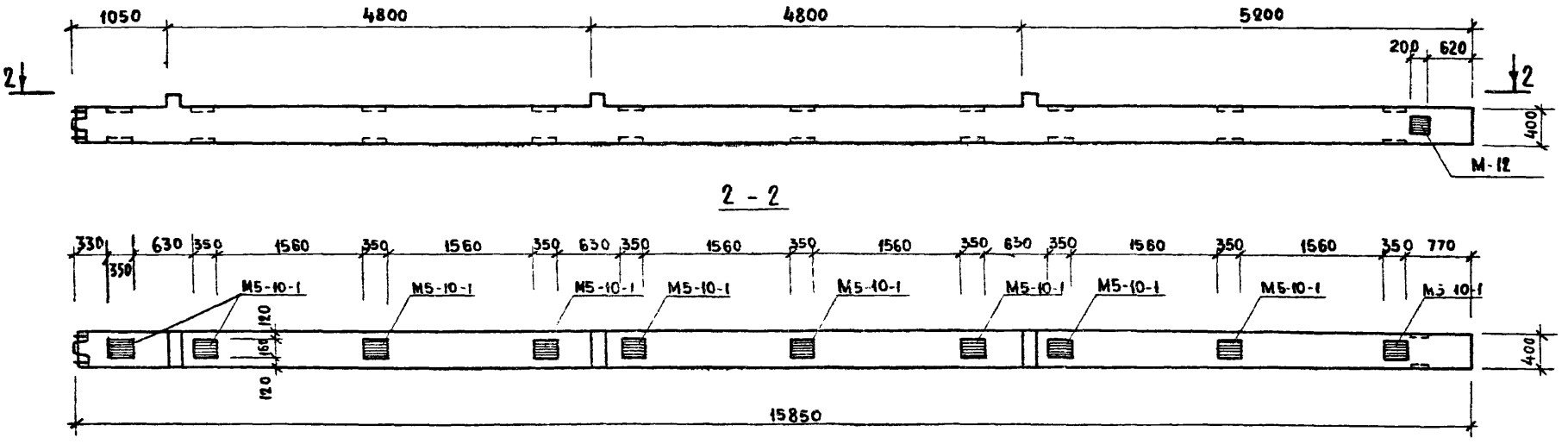
В конкретном проекте должны быть приведены опалубочные чертежи бесконсольных колонн с расположением дополнительных закладных деталей и учтены эти изменения в чертежах армирования и объемных каркасов, а также приведены спецификации учитывающие изменение расхода стали.

ТК 1976	Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1 и М5-10-2 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типа КЗВИ-448--9	Серия ИИ-94-0 Выпуск 14 Лист 30

Пример расположения дополнительных закладных деталей в колонне для крепления диафрагм жесткости, устанавливаемых из плоскости рам Тип 11.



Пример расположения дополнительных закладных деталей в колонне для крепления диафрагм жесткости, устанавливаемых в плоскости рам. Тип 10.



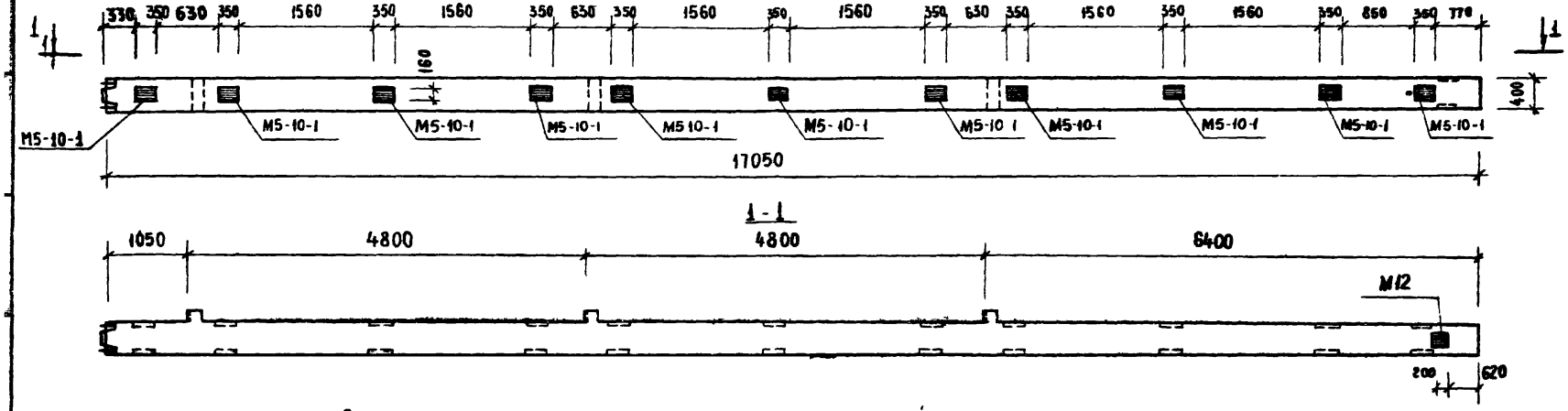
Примечание см. лист 33

ТК 1976	Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1 и М5-10-2 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типов КЗНК-448--10; КЗНР-448--11	Серия ИИ-04-0	
		Выпуск 14	31

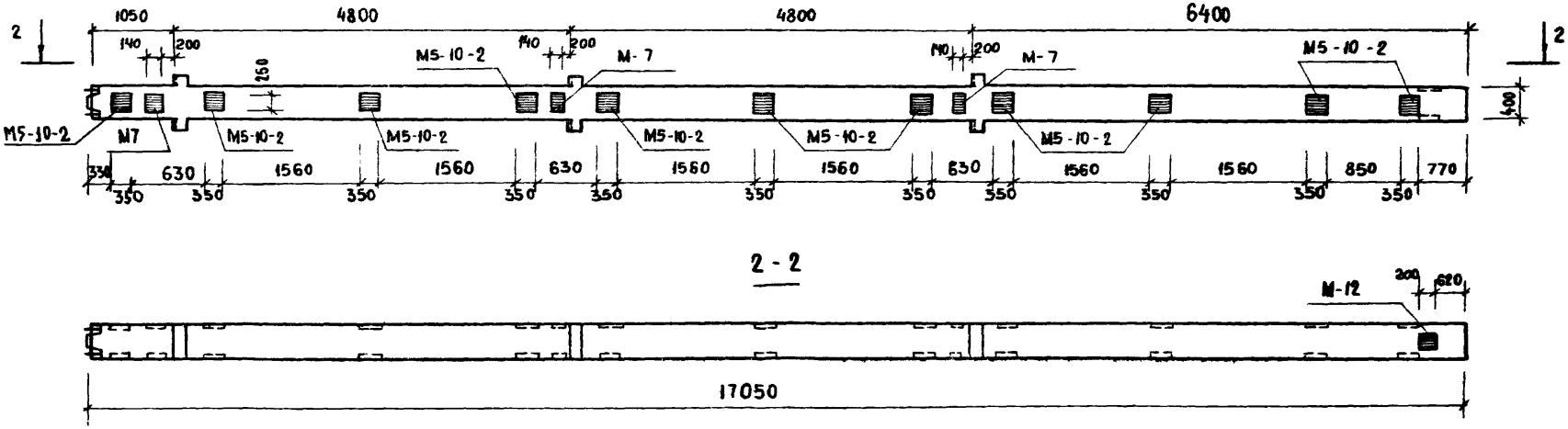
г. Москва Рук. гр. инж. Никонорова

14640

Пример расположения дополнительных закладных деталей в колонне для крепления диафрагм жесткости, устанавливаемых в плоскости рам. Тип 10.



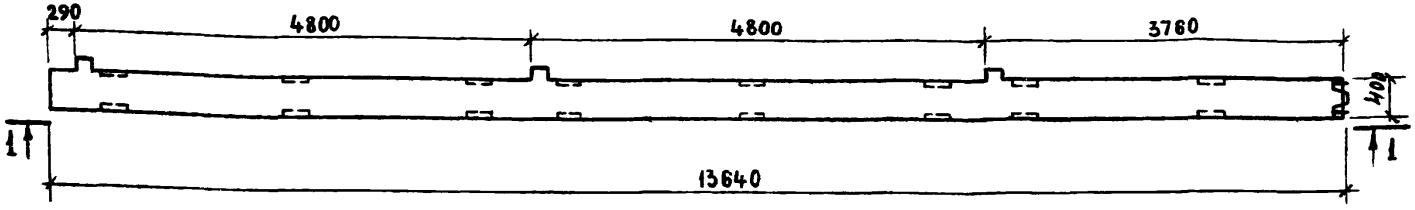
Пример расположения дополнительных закладных деталей в колонне для крепления диафрагм жесткости, устанавливаемых из плоскости рам. Тип 11.



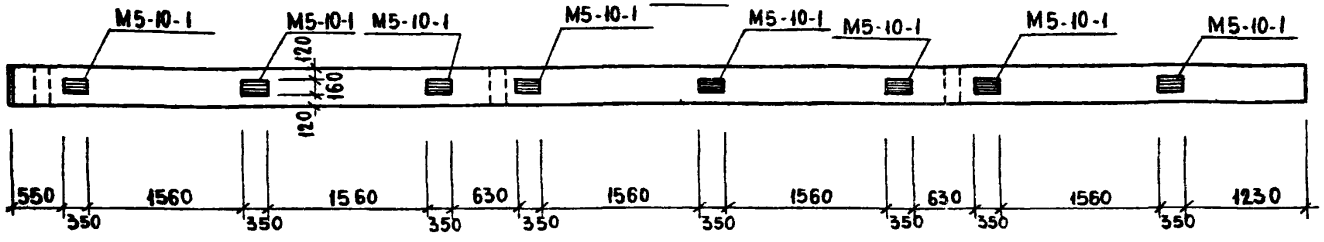
Примечания см. лист 33.

ТК 1976	Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1, М5-10-2 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типов КЗНК-448(60)-10 КЗНР-448(60)-11.	Серия ИИ-04-0	Выпуск 14	Лист 32

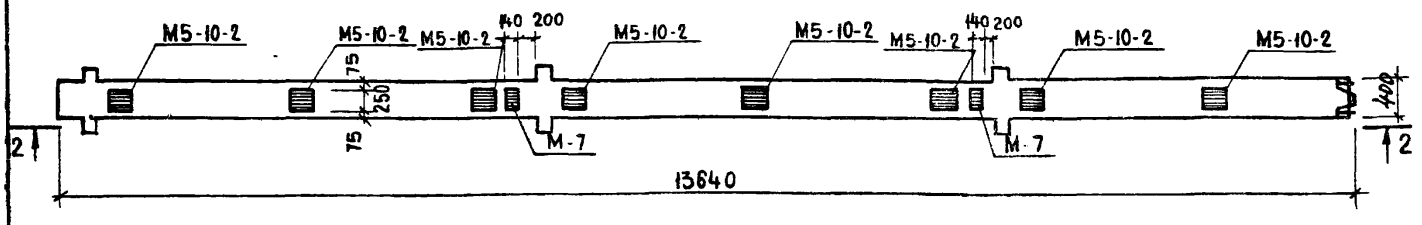
Пример расположения дополнительных закладных деталей в колоннах для крепления диафрагм жесткости, устанавливаемых в плоскости рам. Тип 10.



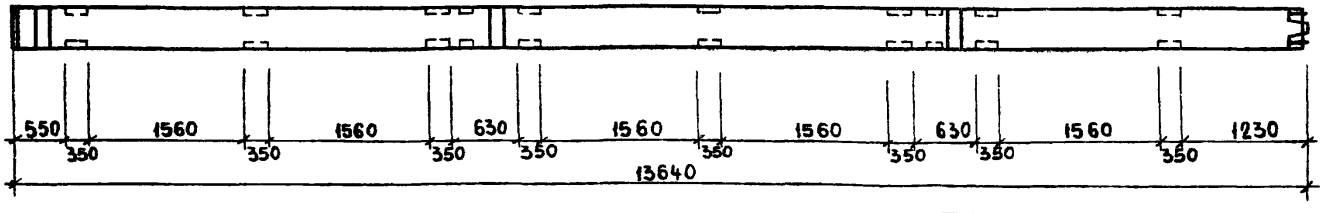
1 - 1



Пример расположения дополнительных закладных деталей в колоннах для крепления диафрагм жесткости, устанавливаемых из плоскости рам. Тип 11.



2 - 2

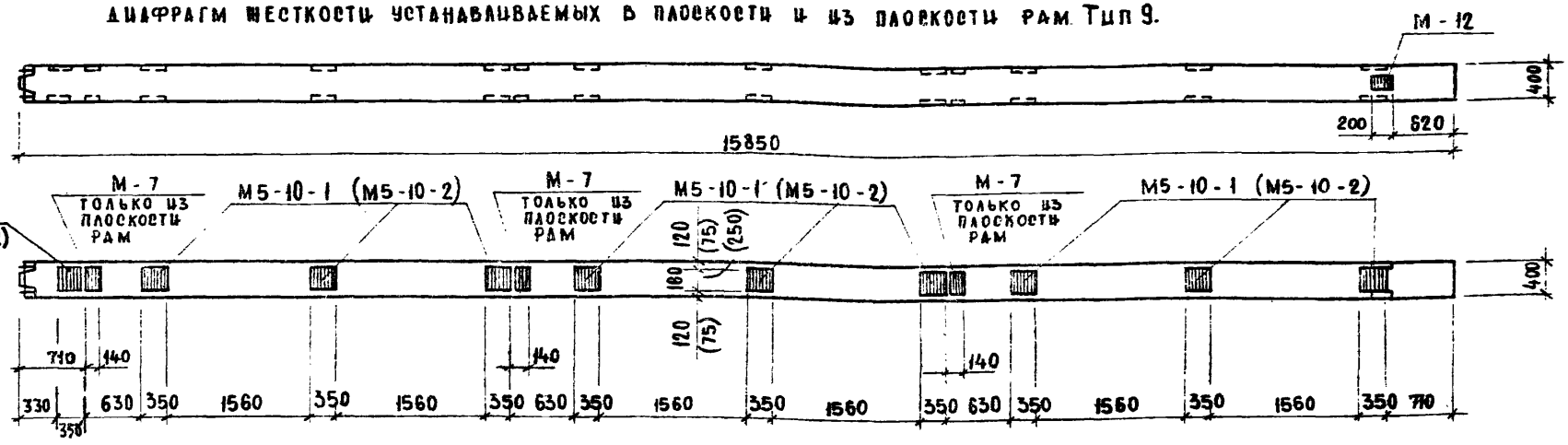


Примечания:

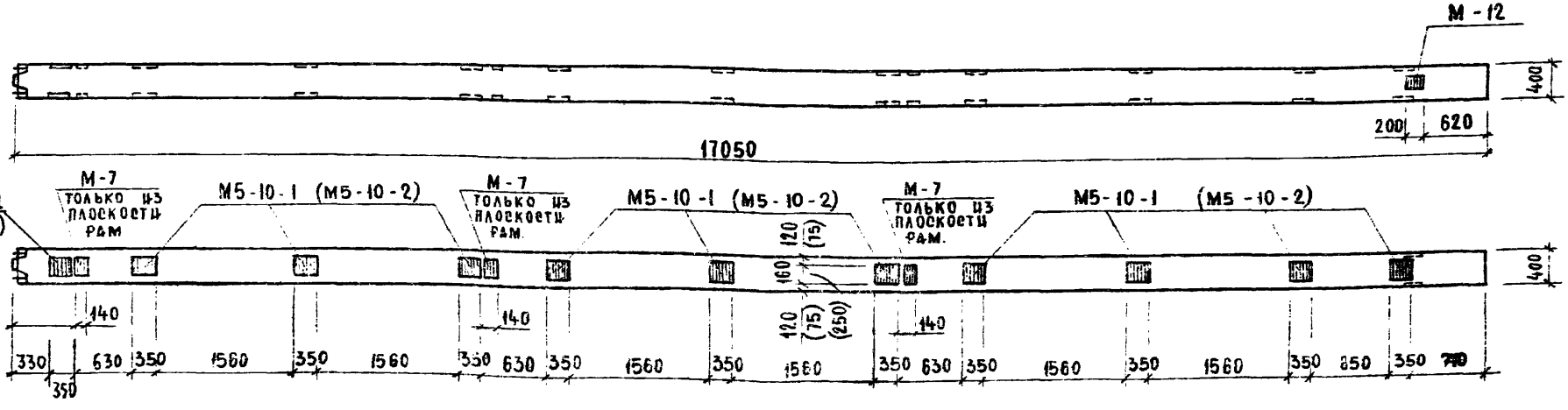
1. На данном чертеже показан пример одного из возможных вариантов положения дополнительных закладных деталей для крепления диафрагм жесткости при расположении диафрагм в плоскости и из плоскости рам.
2. В конкретном проекте должен быть приведен опалубочный чертеж колонны с расположением дополнительных закладных деталей, продиктованным соответствующим расположением диафрагм жесткости, а также, должны быть приведены спецификации, учитывающие расход стали на дополнительные закладные детали.
3. Принцип маркировки колонн с дополнительными закладными деталями и варианты расположения в плане см. лист 26.

ТК 1976	Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1; М5-10-2; М-7 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типов К3ВК-448-10, К3ВР-448-11.	Серия ИИ-04-0	
		Выпуск 14	Лист 33

Пример расположения дополнительных закладных деталей в колонне для крепления диафрагм жесткости устанавливаемых в плоскости и из плоскости рам. Тип 9.



Пример расположения дополнительных закладных деталей в колонне для крепления диафрагм жесткости устанавливаемых в плоскости и из плоскости рам. Тип 9.



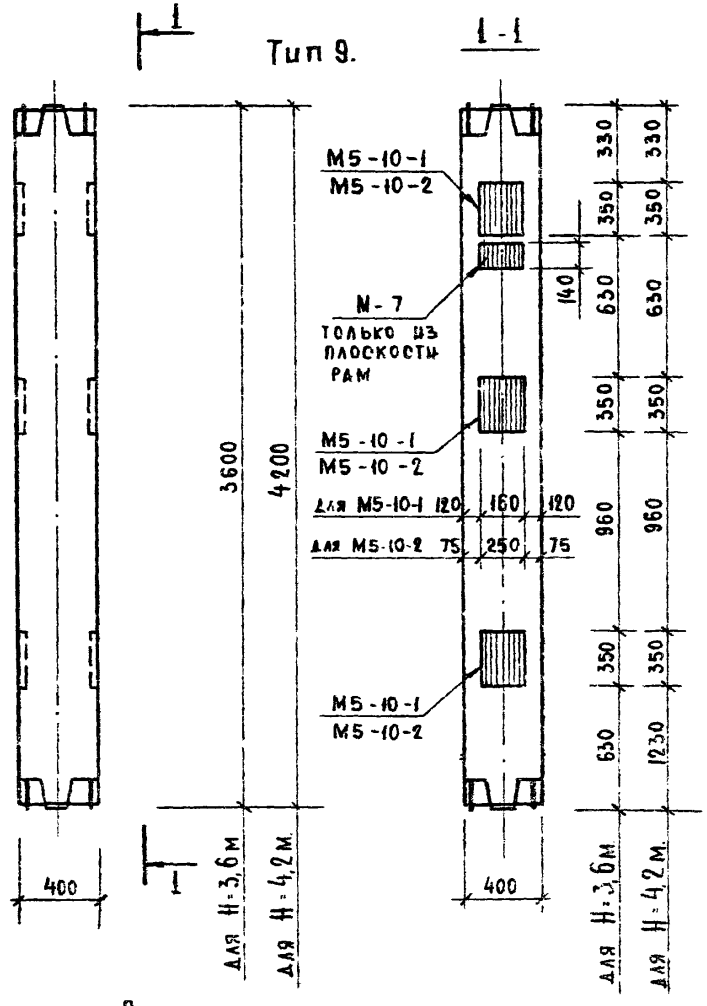
Примечания см. на листе 33.

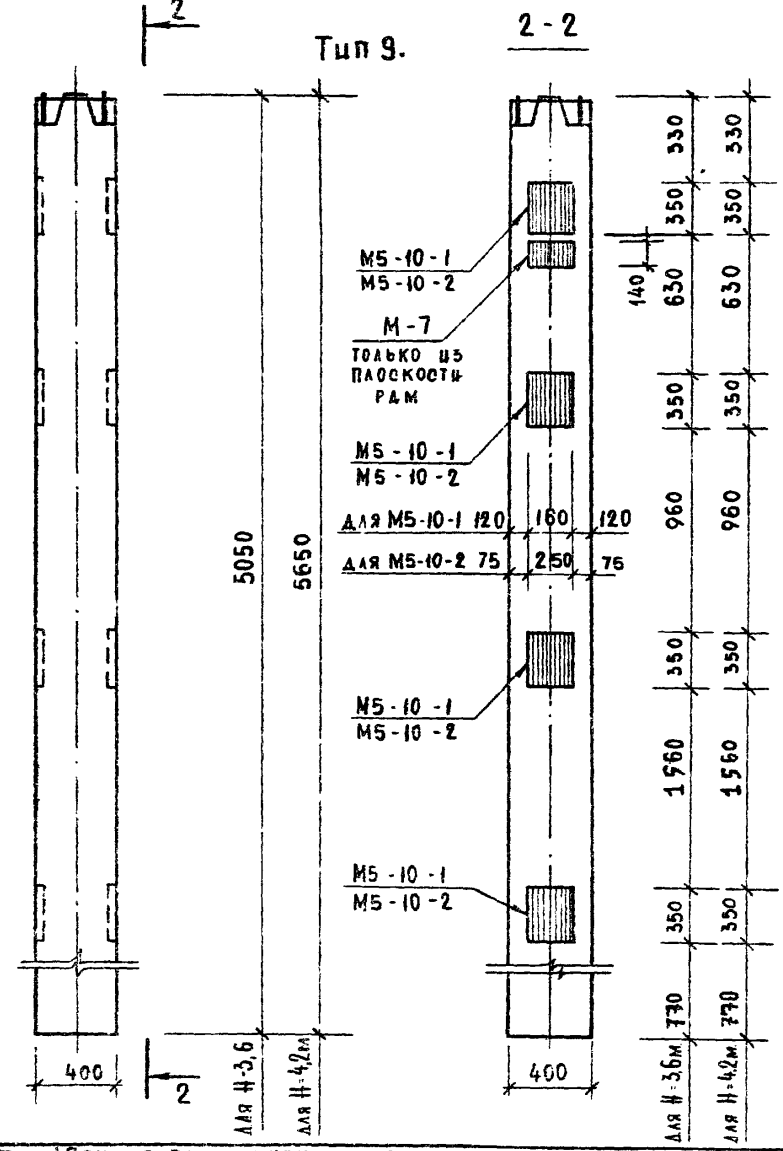
ТК 1976	Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1; М5-10-2 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типов КЗНК-448-9. КЗНК-448(60)-9.	Серия ИИ-04-0	Выпуск 14	Лист 34

г. Москва. Рук. гр. инж. Никонорова

14640

Пример расположения дополнительных деталей в колоннах для крепления диафрагм жесткости, устанавливаемых в плоскости рам и из плоскости рам





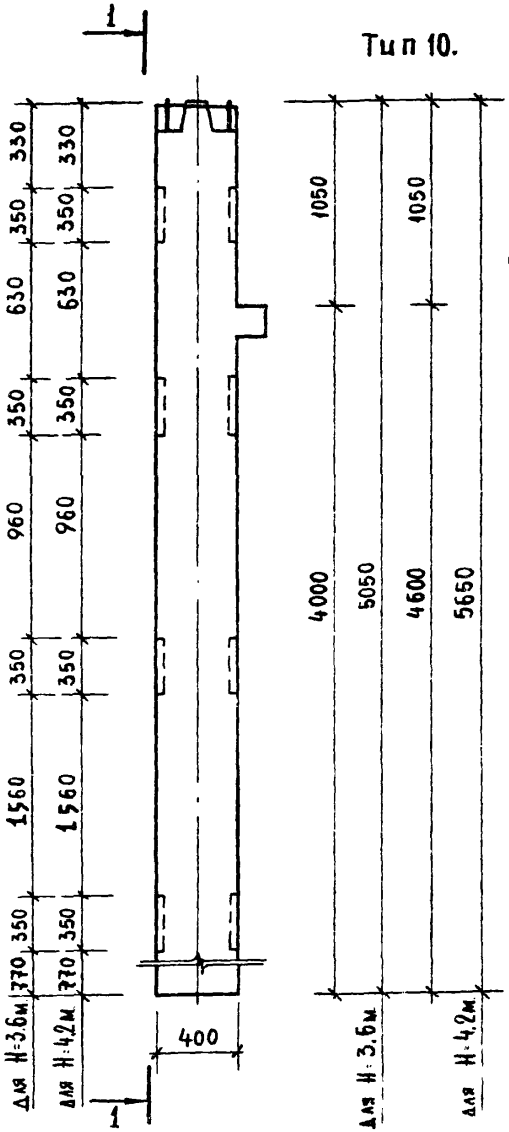
Примечания:

1. Общие примечания см. лист 39
2. В плоскости рамы устанавливается закладная деталь М5-10-1; из плоскости М5-10-2.

ТК 1976	Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1, М5-10-2 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типа 9.	серия ИИ-04-0, выпуск 14, лист 35

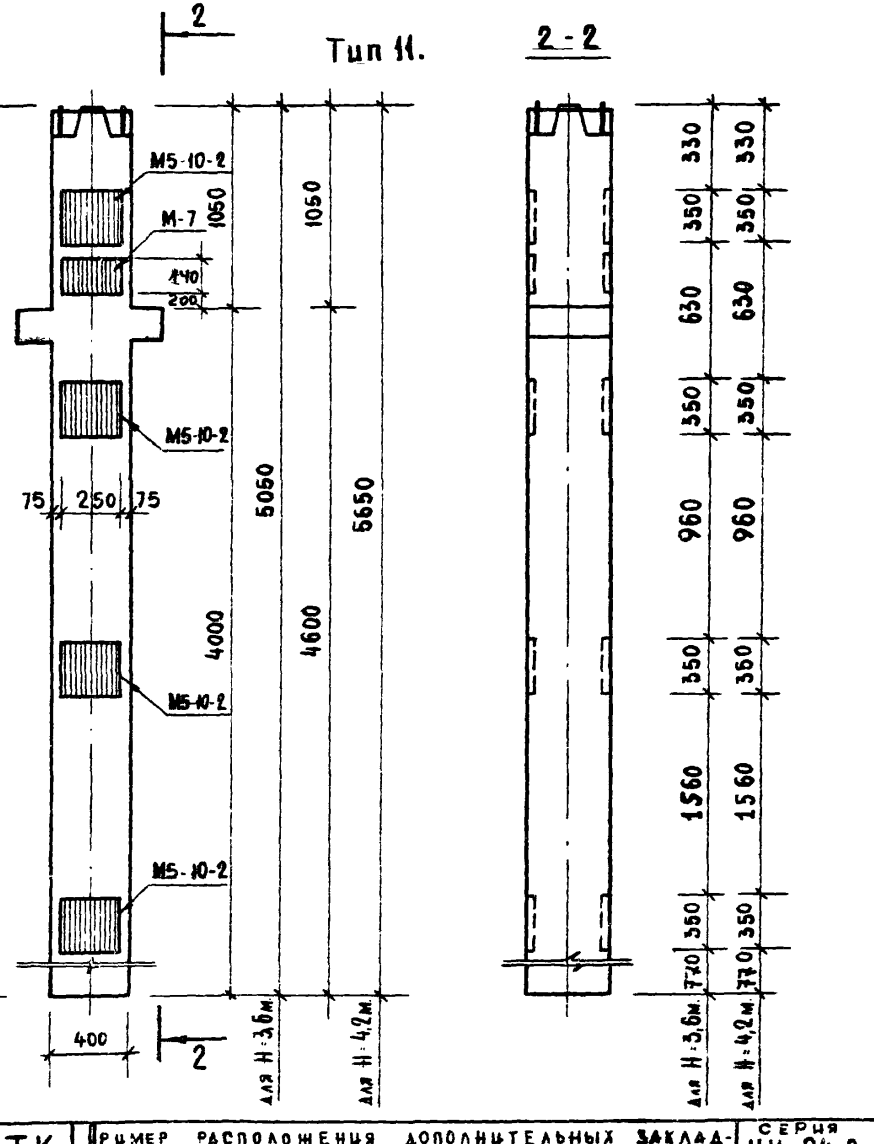
Пример расположения дополнительных закладных деталей в колоннах для крепления диафрагм жесткости, устанавливаемых в плоскости рам.

Тип 10.



Пример расположения дополнительных закладных деталей в колоннах для крепления диафрагм жесткости, устанавливаемых из плоскости рам.

Тип 11.

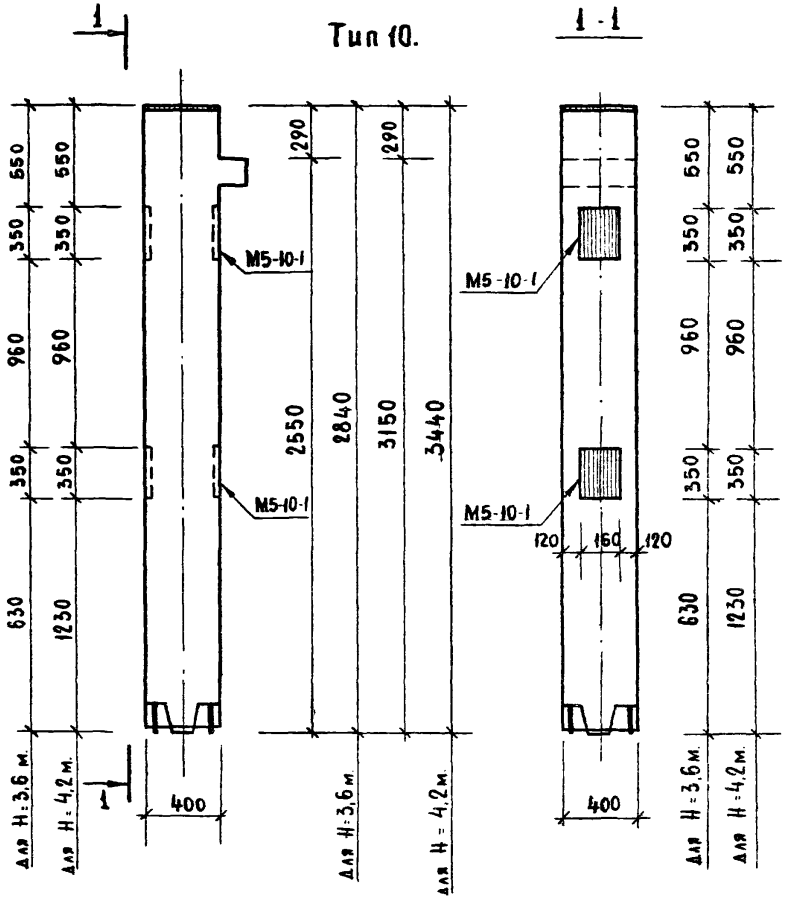


Примечания см. лист 30.

ТК 1976	Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1; М5-10-2 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типов 10, 11.	Серия ИИ-04-0 Выпуск 14 Лист 29

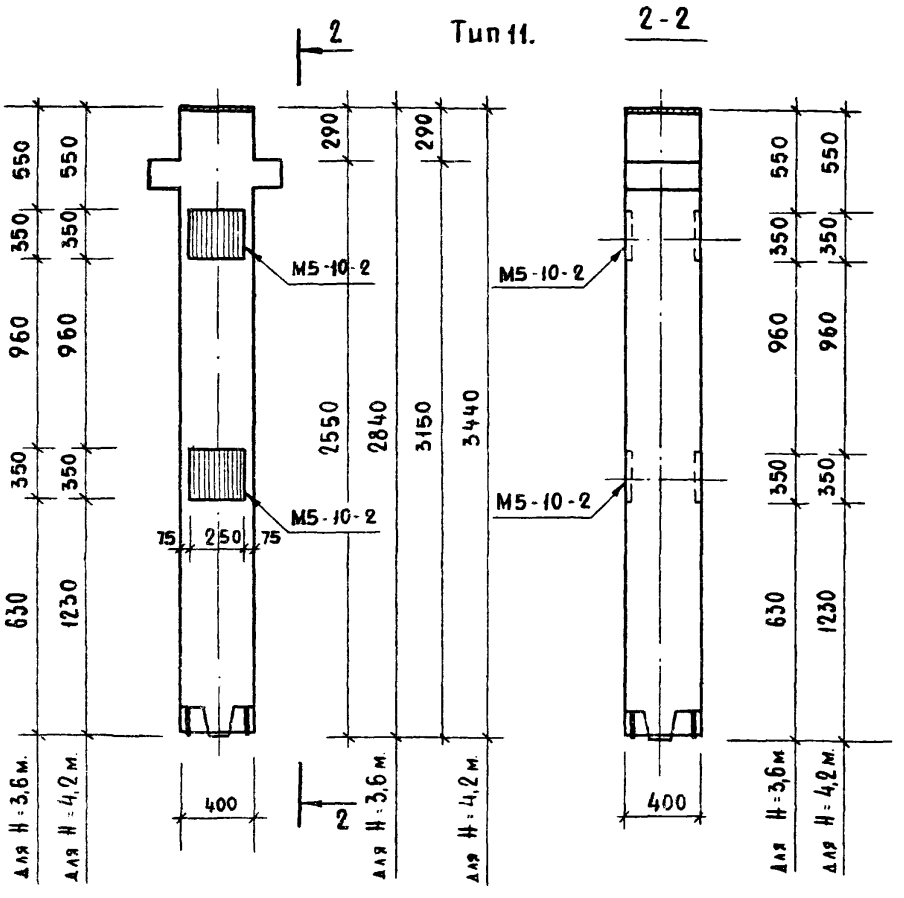
Пример расположения дополнительных закладных деталей в колоннах для крепления диафрагм жесткости, устанавливаемых в плоскости рам

Тип 10.



Пример расположения дополнительных закладных деталей в колоннах для крепления диафрагм жесткости, устанавливаемых из плоскости рам.

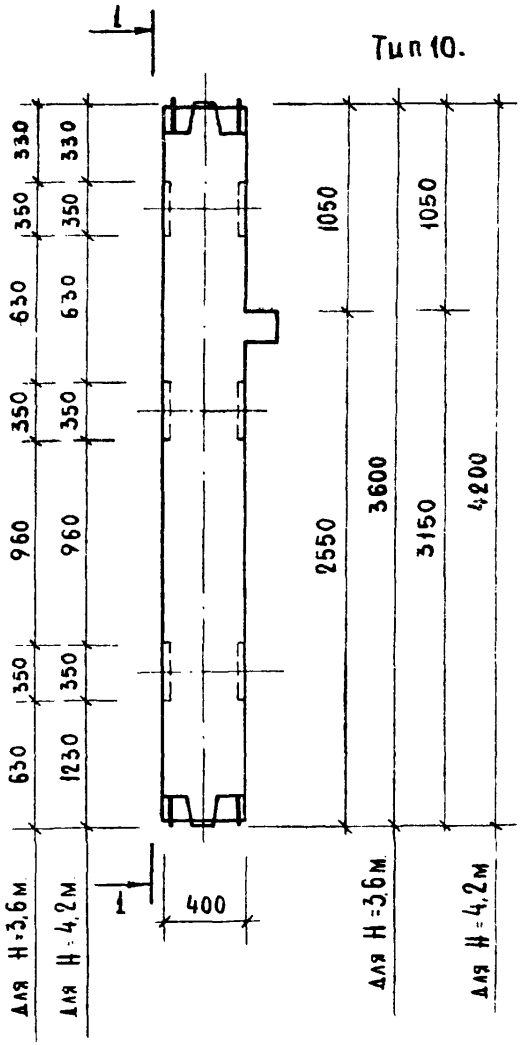
Тип 11.



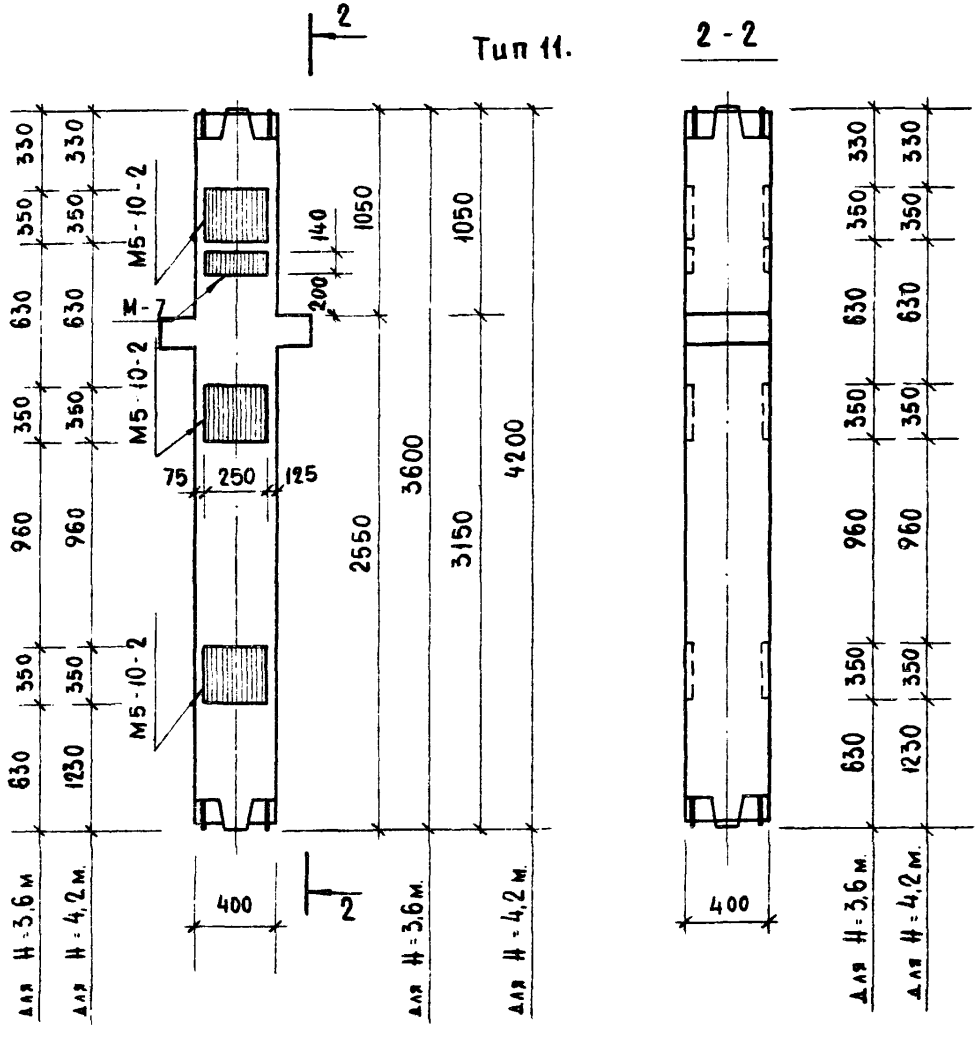
Примечания см. лист 33.

ТК 1976	Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1, М5-10-2 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типов 10,11.	Серия ИИ-04-0	Выпуск 14	Лист 37

Пример расположения дополнительных закладных деталей в колоннах для крепления диафрагм жесткости, устанавливаемых в плоскости рам.



Пример расположения дополнительных закладных деталей в колоннах для крепления диафрагм жесткости, устанавливаемых из плоскости рам.

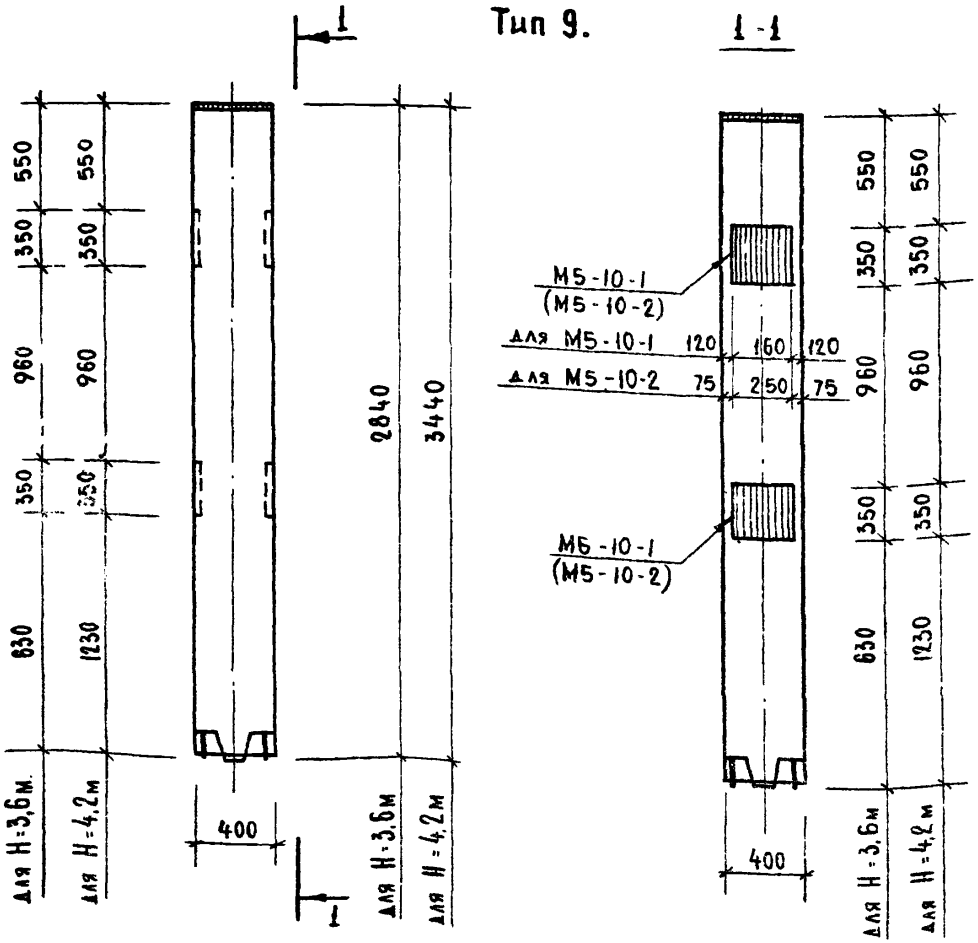


Примечания см. лист 33.

ТК 1976	Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1, М5-10-2 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типов 10,11.	Серия ЦИ-04-0	Выпуск 14	Лист 38

Пример расположения дополнительных закладных деталей в колоннах для крепления диафрагм жесткости, устанавливаемых в плоскости и из плоскости рам.

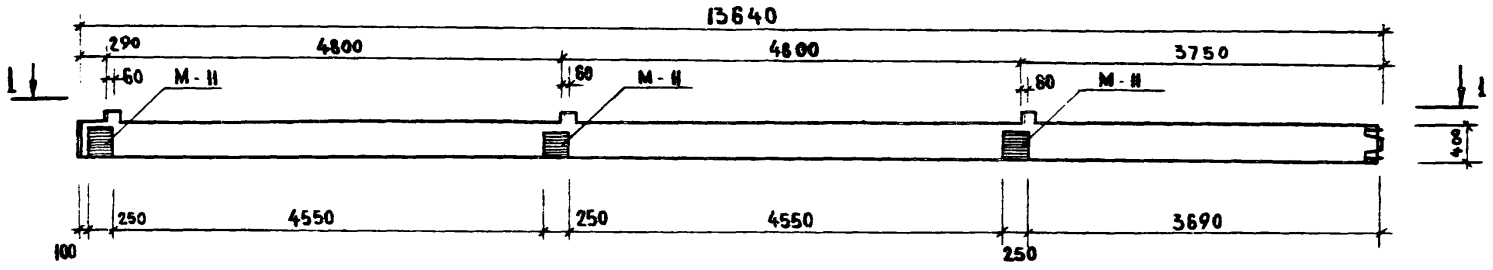
Тип 9.



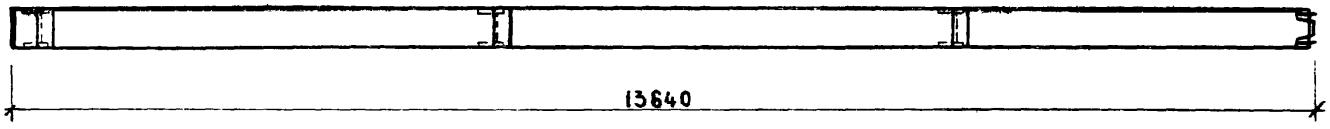
Примечания:

1. Бесконсольные колонны, приведенные на данном листе и на листе 35 устанавливаются по крайним осям здания в случае примыкания к ним диафрагмы жесткости или по средней оси здания между двумя диафрагмами жесткости, расположенными в плоскости рамы/см план на листе 25 /и имеют в маркировке индекс „9".
2. Колонны имеющие в маркировке индекс „9" аналогичны колоннам с соответствующей маркировкой без индекса по серии ИИ-04-2 вып. 4.5 и отличаются только отсутствием консолей и соответственных закладных деталей М-5 и М-6, а также наличием дополнительных закладных деталей для крепления диафрагм.
3. В конкретном проекте должны быть приведены опалубочные чертежи бесконсольных колонн с расположением дополнительных закладных деталей и учтены эти изменения в чертежах армирования и объемных каркасов, а также приведены спецификации, учитывающие изменение расхода стали.
4. В плоскости рамы устанавливается закладная деталь М5-10-1; из плоскости М5-10-2

ТК 1976	Пример расположения дополнительных закладных деталей М5-10-1; М5-10-2 для крепления диафрагм жесткости к колоннам типа 9.	Серия ИИ-04-0	
		Выпуск 14	Лист 39



1 - 1



Примечание

На данном листе приведен пример разбивки закладных деталей для крепления монтажного столика для опирания крайней плиты для варианта перекрытия из ребристых панелей.

ТК 1976	Пример расположения дополнительных закладных деталей для крепления крайней ребристой плиты перекрытия к колоннам	Серия ЦИ-04-0	Выпуск 44	Лист 40

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

Количество пролетов	Армирование	Бетон м³			Сталь (натуральная), кг
		Расчетная унифицированная нагрузка кг/м²			
		1250			Расчетная унифицированная нагр. кг/м²
		Сборный	Монолитный	Всего	1250
6+6	Напряженные	0.116	0.005	0.120	4.76

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

Количество пролетов	Армирование	Бетон, м³			Сталь (натуральная), кг
		Расчетная унифицированная нагрузка кг/м²			
		1250			Расчетная унифицированная нагр. кг/м²
		Сборный	Монолитный	Всего	1250
6+6	Не напряженные	0.062	0.001	0.063	14.57

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

Количество пролетов	Армирование	Бетон м³			Сталь (натуральная), кг
		Расчетная унифицированная нагрузка кг/м²			
		1250			Расчетная унифицированная нагр. кг/м²
		Сборный	Монолитный	Всего	1250
6+6	Напряженные Не напряженные	0.178	0.005	0.183	19.53

Примечания:

1. Подсчет расхода материалов произведен для 2х пролетного здания в пять этажей с поперечным каркасом при высоте этажа 4.2 м, во II районе СССР по скоростному напору ветра, по средней секции длиной 6м для 2го сверху этажа.
2. Расход материалов на 1м² по железобетонным многопустотным панелям перекрытия принят по серии ИИ-04-4 вып. 19, по железобетонным ригелям по серии ИИ-04-3 вып 3, по диафрагмам по серии ИИ-04-6 вып. 5 часть 1, по колоннам по серии ИИ-04-2 вып. 4

ТК 1976	Расход материалов при перекрытии многопустотными панелями.	Серия ИИ-04-0	Выпуск 14	Лист 41

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

Количество пролётов.	Армирование.	Бетон, м³			Сталь (натуральная), кг
		Расчётная унифицированная нагрузка кг/м²			Расчетная унифицированная нагр. кг/м²
		1250			1250
		Сборный	Монолитный	Всего	
6+6	Напряжённые.	0.085	0.005	0.090	7.32

Расход материалов на железобетонные ригели, колонны и диафрагмы жёсткости на 1м² площади перекрытия 2го сверху этажа.

Количество пролётов.	Армирование.	Бетом м³			Сталь (натуральная), кг
		Расчётная унифицированная нагрузка кг/м²			Расчётная унифицированная нагр. кг/м²
		1250			1250
		Сборный	Монолитный	Всего	
6+6	Ненапряжённые	0.066	0.001	0.067	12.96

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

Количество пролётов.	Армирование.	Бетон, м³			Сталь (натуральная), кг
		Расчётная унифицированная нагрузка кг/м²			Расчетная унифицированная нагр. кг/м²
		1250			1250
		Сборный	Монолитный	Всего	
6+6	Напряженные не напряженные	0.151	0.006	0.157	20.28

Примечания:

1. Подсчёт расхода материалов произведён для 2х пролётного здания в пять этажей с поперечным каркасом при высоте этажа 4.2м во II районе СССР по скоростному напору ветра, по средней секции длиной 6м, для 2го сверху этажа.
2. Расход материалов на 1м² по железобетонным ребристым плитам перекрытия принят по серии 1 440-1 вып. 3 и 5 по железобетонным ригелям по серии ИИ-04-3 вып 6; по диафрагмам жёсткости по серии ИИ-04-5 вып 7; по колоннам по серии ИИ-04-2 вып. 14.

gost.e-ecolog.ru

г. Москва Трук. гр. (инж.)