

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ
И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ДЕТАЛИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

ИИ-О4

СБОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ЗДАНИЙ КАРКАСНОЙ КОНСТРУКЦИИ

СЕРИЯ ИИ-О4-О

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ

Выпуск 5

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО
КАРКАСА С КОЛОННАМИ СЕЧЕНИЕМ 30×30 см

РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ

РАЗРАБОТАНЫ
ЦНИИЭП
ТОРГОВО - БЫТОВЫХ
ЗДАНИЙ И ТУРИСТИЧСКИХ
КОМПЛЕКСОВ СОВМЕСТНО
С ЦНИИЖБ Госстроя СССР



УТВЕРЖДЕНЫ
28 ЯНВАРЯ 1972 Г.
ГОСУДАРСТВЕННЫМ КОМИТЕТОМ
ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ
И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР
ПРИКАЗ № 9

ПЕРЕЧЕНЬ СЕРИЙ И ВЫПУСКОВ РАБОЧИХ ЧЕРТЕЖЕЙ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ
В ЧЕРТЕЖЕЙ СТАЛЬНЫХ ФОРМ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ
СВЯЗЕВОГО КАРКАСА ЦИ-04 С КОЛОННАМИ СЕЧЕНИЕМ 30x30 см.

- | | |
|---|--|
| <p>1. ЦИ-04-0
Выпуск 5</p> <p>2. ЦИ-04-2
Выпуск 7</p> <p>3. ЦИ-04-2
Выпуск 8</p> <p>4. ЦИ-04-2
Выпуск 9</p> <p>5. ЦИ-04-2
Выпуск 10
часть I</p> <p>6. ЦИ-04-2
Выпуск 10
часть II</p> <p>7. ЦИ-04-3
Выпуск 4
часть I</p> <p>8. ЦИ-04-3
Выпуск 4
часть II</p> | <p>УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО
КАРКАСА С КОЛОННАМИ СЕЧЕНИЕМ 30x30 см.</p> <p>КОЛОННЫ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 30x30 см.
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3,3 М.
ОПАЛУБКА И АРМИРОВАНИЕ.</p> <p>КОЛОННЫ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 30x30 см.
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3,6 М.
ОПАЛУБКА И АРМИРОВАНИЕ.</p> <p>КОЛОННЫ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 30x30 см
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 4,2 М.
ОПАЛУБКА И АРМИРОВАНИЕ.</p> <p>КОЛОННЫ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 30x30 см.
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3,3; 3,6 И 4,2 М.
АРМАТУРНЫЕ ИЗДЕЛИЯ. ОБЪЕМНЫЕ КАРКАСЫ.</p> <p>КОЛОННЫ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 30x30 см.
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3,3; 3,6 И 4,2 М.
АРМАТУРНЫЕ ИЗДЕЛИЯ. ПАРСКИЕ КАРКАСЫ. ЗАКЛАДНЫЕ ДЕТАЛИ.</p> <p>РИГЕЛИ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С КОЛОННАМИ СЕЧЕНИЕМ
30x30 см. ОПАЛУБКА И АРМИРОВАНИЕ.</p> <p>РИГЕЛИ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С КОЛОННАМИ
СЕЧЕНИЕМ 30x30 см. АРМАТУРНЫЕ ИЗДЕЛИЯ.</p> |
| | <p>5. ЦИ-04-0
Выпуск 4</p> <p>10. ЦИ-04-2
Выпуск 7-1
часть I</p> <p>11. ЦИ-04-2
Выпуск 7-1
часть II</p> <p>12. ЦИ-04-3
Выпуск 4-1</p> |
| | <p>МОНТАЖНЫЕ УЗЛЫ И ДЕТАЛИ СВЯЗЕВОГО
КАРКАСА С КОЛОННАМИ СЕЧЕНИЕМ 30x30 см.</p> <p>СТАЛЬНЫЕ ФОРМЫ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗ-
БЕТОННЫХ КОЛОНН СВЯЗЕВОГО КАРКАСА СЕЧЕНИ-
ЕМ 300x300 мм (РЕКОНСТРУКЦИЯ ДЕЙСТВУЮЩИХ ФОР-
М СЕРИИ ЦИ-04-2, ВЫПУСК 1-3).</p> <p>СТАЛЬНЫЕ ФОРМЫ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗ-
БЕТОННЫХ КОЛОНН СВЯЗЕВОГО КАРКАСА
СЕЧЕНИЕМ 300x300 мм.</p> <p>СТАЛЬНЫЕ ФОРМЫ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РИГЕЛЕЙ СВЯЗЕВОГО
КАРКАСА С КОЛОННАМИ СЕЧЕНИЕМ 300x300 м.</p> |

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ СЕРИИ ЦИ-04	СЕРИИ ЦИ-04
1971	ПЕРЕЧЕНЬ СЕРИЙ И ВЫПУСКОВ	ВЫПУСК 5

	Лист	Стр.		
ПЕРЕЧЕНЬ ГЕРН И ВЫПУСКОВ	2		Монтажные схемы диафрагм	
СОДЕРЖАНИЕ	3		жесткости с проемами при	
НОЯНСИМЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	4-12		высоте этажа 3.6 м	11 23
СХЕМЫ ЗАРРУЖЕНИЯ ПОЛЕРЕЧНЫХ РАМ КАРКАСА	1	13	Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости при высоте	
ЗАРРУЖКИ НА РАМЫ КАРКАСА	2	14	этажа 4.2 м.	12 24
ЗНАЧЕНИЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕРОВАЩИХ МОМЕНТОВ	3	15	Монтажные схемы диафрагм жесткости с проемами при	
МАРКИРОВКА ВЪЛОВ КАРКАСА	4	16	высоте этажа 4.2 м	13 25
Монтажная схема лестничных маршей при высоте этажа 3.3 м	5	17	Показатели расхода материалов	14 26
Монтажная схема лестничных маршей при высоте этажа 3.6 м	6	18		
Монтажная схема лестничных маршей при высоте этажа 4.2 м	7	19		
Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости при высоте этажа -3.3 м.	8	20		
Монтажные схемы диафрагм жесткости с проемами при высоте этажа 3.3 м.	9	21		
Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости при высоте этажа 3.6 м	10	22		

Т.к.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	НИ-0Ч-0
1974	СОДЕРЖАНИЕ	ВЫПУСК АМ 5

ОБЩАЯ ЧАСТЬ

РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ УНИФИЦИРОВАННЫХ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА
СЕРИИ ИИ-04 РАЗРАБОТАНЫ НА ОСНОВАНИИ ЗАДАНИЯ НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ,
УТВЕРЖДЕННОГО ГОСГРАДАУСТРОЕМ 12/IX-69 г.

Связевой каркас предназначен для применения в проектировании и строительстве гражданских зданий и зданий административно-бытового назначения промышленных предприятий, возводимых во II и III строительно-климатических районах в обычных условиях строительства.

Настоящий выпуск содержит рекомендации по применению и расчету сборных элементов связевого каркаса ИИ-04 с колоннами сечением 30×30 см.

Основные характеристики каркаса

Каркас разработан по связевой схеме. В плоскости рам каркаса горизонтальные нагрузки воспринимаются элементами жесткости, в качестве которых предусмотрены сборные железобетонные диафрагмы. В конкретных проектах возможно также устройство диафрагм жесткости из монолитного железобетона, кирпича и других материалов, конструктивные параметры которых определяются расчетом при обеспечении надежной (расчетной) связи их с элементами каркаса.

Сетка колонн каркаса принята 6×6, 6×3 м. Этажность здания ограничивается 4-мя этажами с подвалом.

Высоты этажей приняты 3,3 м., 3,6 м. и 4,2 м. Здания могут иметь подвальные этажи высотой 3,3 м., 3,6 м. и 4,2 м.

Нагрузки на элементы каркаса приняты в соответствии со СНиП II-A. 11-62 "Нагрузки и воздействия" и СН 302-67 "Указания по применению унифицированных нагрузок при проектировании типовых железобетонных конструкций для сборных перекрытий и покрытий зданий". Унифицированные расчетные нагрузки на перекрытиях приняты: 450, 600, 800 кг/кв.м.

Вес снегового покрова принят для IV района территории ССР по СНиП II-A. 11-62.

Скоростной напор ветра принят для I-IV районов территории ССР по СНиП II-A. 11-62. Каркас запроектирован для зданий I-й степени огнестойкости по СНиП II-A. 5-70.

ИЗДЕЛИЯ ПРИМЕНЯЕМЫЕ ДЛЯ КОМПОНОВКИ ЗДАНИЙ СО СВЯЗЕВЫМ КАРКАСОМ ИИ-04 С КОЛОННАМИ СЕЧЕНИЕМ 30×30 см.

а) Фундаменты. Для колонн с несущей способностью 110, 140, 170 т. применяются железобетонные фундаменты стаканного типа по серии ИИ-04-1 выпуск I, запроектированные на нормативное сопротивление грунта до 2,6 кг/кв.м. Для колонн с несущей способностью 230, 280 т в конкретных проектах необходимо разработать фундаменты в глубину стакана 650 мм.

б) Колонны. Серия ИИ-04-2 выпуск 7, выпуск 8, выпуск 9, выпуск 10 часть I и часть II. Колонны сечением 30×30 см. запроектированы для высот этажей 3,3 и 3,6 м. Одноэтажные и двухэтажные, для высоты этажа 4,2 м. — только одноэтажные. Наличие в номенклатуре колонн одноэтажной разрезки дает возможность компоновать здание с разными высотами этажей. Для сопряжения колонн принят разработанный лабораторней сборного и монолитного железобетона НИИЖБ Госстроя ССР плоский безметаллический стык с ванной сваркой выпусков рабочей арматуры. Для соединения ригеля с колонной принят стык со скрытой консолью. Консоли колонн рассчитаны законструированы как металлические конструкции на восприятие опорной реакции до 25т и изгибающего момента в узле 5,5 тм.

в) Ригели. Серия ИИ-04-3 выпуск 4 части I и II. Ригели приняты высотой 450 мм, таврового сечения с полкой понизу с одним или двумя свесами для опирания панелей перекрытия.

Ригели имеют длины 5660мм и 2660 мм. и предназначены для установки в пролетах соответственно 6,0 м. и 3,0 м.

Несущая способность ригелей определяется расчетными унифицированными нагрузками 4,0 т/м; 5,0 т/м; 7,2 т/м.

г) Диафрагмы жесткости. Серия ИИ-04-6 выпуск 5, части I и II. Железобетонные диафрагмы жесткости запроектированы толщиной 14 см, сплошные и с проемами, с одной или двумя полками для опирания панелей перекрытия и бесподложечные (диафрагмы, устанавливаемые перпендикулярно плоскости рам).

Т.К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-
1971	Пояснительная записка	выпуск 5

ДИАФРАГМЫ ЗАПРОЕКТИРОВАНЫ ДЛЯ ВЫСОТ ЭТАЖЕЙ 3,3 М.; 3,5 М. И 4,8 М. ДЛЯ УСТАНОВКИ В ПРЯЛЕТАХ 6,0 М. И 3,0 М. ДИАФРАГМЫ СОЕДИНЯЮТСЯ МЕЖДУ СОБОЙ И С КОЛОННАМИ СВАРКОЙ ЗАКАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ В ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШВАХ. ГОРизонтальный стык диафрагм запроектирован монолитным.

а) АСТЕТИЧЕСКИЙ. В Альбоме серии ИИ-04-7 выпуск 2 запроектирован сборный железобетонный марш объединенный с облицовочными плитами 1,8 м. Предназначенный для применения в зданиях с высотой этажа 3,6 м.

Для высот этажей 3,3 м. и 4,2 м. применяются асептические марши по серии ИИ-04-7 выпуск 1. По этой же серии принимаются асептическая парковка для верхнего этажа и железобетонные наружные пропуски для покрытия ступеней.

б) ПЛАНЫ ПЕРЕКРЫТИЙ. В настоящее время ведется разработка новой серии рабочих чертежей плит перекрытий с различными вариантами армирования, включающей облегченные крайние плиты. До утверждения этой серии применяются плиты перекрытий по серии ИИ-04-4 выпуски 1,2 и 4. Сопряжение плит перекрытий с элементами каркаса и между собой выполнять по типу узлов приведенных в серии ИИ-04-10 выпуск 1.

ж) ПАНЕЛИ НАРУЖНЫХ СТЕН. До утверждения разрабатываемых в настоящее время рабочих чертежей стеновых панелей с наружной на колонны каркаса, стеновые ограждения принимаются по серии ИИ-04-5 выпуск 4 с наружной на перекрытия. С утверждением рабочих чертежей новой серии стеновых панелей и облегченных крайних плит перекрытий, которые могут применяться при наружке стеновых панелей на колонны, указания о применении конструкций связевого каркаса будут дополнены соответствующими материалами.

и) УЗЛЫ СОЕДИНЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ И МОНТАЖНЫЕ ДЕТАЛИ приведены в Альбоме ИИ-04-10, выпуск 4.

УКАЗАНИЯ ПО ПОДБОРУ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА

- Панты перекрытий подбираются сопоставлением действующих на них нагрузок и унифицированных нагрузок, определяющих исходную способность панты. Связевые панты устанавливаются против колонн. Ребристые панты применяются в местах образования отверстий на любых частях перекрытия, где требуется проход для вертикальных коммуникаций.

- Подбор ригелей производится по действующим на них нагрузкам в сопоставлении с расчетными унифицированными нагрузками, указанными в марках ригелей.

Колонны подбираются по действующим на них предельным сням в сопоставлении с неравной способностью колонн на центральное сжатие, указанной в марке колонны.

При наличии подвалов горизонтальные нагрузки от давления грунта необходимо передавать через диски перекрытий, так как колонны не рассчитаны на восприятие этих усилий. Возможность применения цокольных и подвальных стендовых панелей должна в каждом конкретном проекте проверяться расчетом.

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

Для этого из фундамента должны быть выпущены анкера вверхадет 2 выпусками из диафрагм. Фундамент под составные элементы диафрагмы жесткости должен быть неразрезной. Зазор между диафрагмой и фундаментом омоноличивается бетоном М-200. Конструкции каркаса запроектированы таким образом, что допускают вести опережающий монтаж каркаса 3-4 этажей без омоноличивания стыков колонн и диафрагм жесткости.

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ И ПРОЕКТИРОВАНИЮ
ДИСКА ПЕРЕКРЫТИЙ см. серию ИИ-04-8 выпуск 4.

Т.К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1971	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 5 АНСТ

УКАЗАНИЯ ПО ПОДБОРУ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ.

Необходимое количество диафрагм жесткости устанавливается расчетом, методика которого изложена в альбоме ИИ-04-0 вып.4 для зданий с колоннами сечением 40×40 см. Порядок расчета остается, в основном, без изменения. В настоящем выпуске приводятся только последовательность и содержание расчетов, а также те разделы, которые откорректированы в соответствии со спецификой рассматриваемых зданий.

Расчетом проверяются прочность и жесткость (деформации) диафрагм, работающих в составе пространственной несущей системы здания. Сначала определяются продольные силы и изгибающие моменты в диафрагмах, при этом полный изгибающий момент, действующий на здание и складывающийся из момента от горизонтальных (ветровых) нагрузок и момента от эксцентричного действия вертикальных нагрузок (если вертикальные нагрузки приложены к некоторым диафрагмам с эксцентриситетом), делится между отдельными диафрагмами пропорционально жесткостям. В случае, если диафрагмы расположены несимметрично, для полного момента, воспринимаемого диафрагмой, зависит от расстояния ее до центра жесткостей. Жесткость диафрагм, а также их геометрические характеристики, приведены в табл. I.

Прочность диафрагм по нормальному сечению обеспечена при соблюдении условий:

$$\text{ПРИ } P > \bar{N} \quad M + P \cdot \alpha \leq N_{yd} \quad (1)$$

$$\text{ПРИ } P < \bar{N} \quad M - P \cdot \beta \leq 0 \quad (2)$$

ЗДЕСЬ P И M – ПРОДОЛЬНАЯ СИЛА И ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В ДИАФРАГМЕ; N_{yd} – НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ДИАФРАГМЫ ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ СЖАТИИ; \bar{N} – ВЕЛИЧИНА ПРЕДЕЛЬНОЙ ПРОДОЛЬНОЙ СИЛЫ, СОВПЕСТВУЮЩЕЙ ГРАНИЦЕ МЕЖДУ ПРЕДЕЛЬНЫМИ РОСТОЯНИЯМИ СЖАТО-РАСТЯНУТОГО И ПОДНОСТЬЮ СЖАТОГО СЕЧЕНИЯ; α, β – КОЭФФИЦИЕНТЫ, ИМЕНУЮЩИЕ РАЗМЕРНОСТЬ ДАННЫХ (В МЕТРАХ), ВЕЛИЧИНА КОТОРЫХ ЗАВИСИТ ОТ ХАРАКТЕРИСТИК НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СЕЧЕНИЯ ДИАФРАГМ. ЗНАЧЕНИЯ $N_{yd}, \bar{N}, \alpha, \beta$ ПРИВЕДЕНЫ В ТАБЛ. 2. ПРИ ВЫПОЛНЕНИИ УСЛОВИЙ (1) И (2) РАСТЯЖЕНИЕ В ЭЛЕМЕНТАХ ДИАФРАГМ ОТСУСТИВЕТ.

Расчет прочности по вертикальным сечениям на сдвиги усилия не имеет особенностей. Для 6-метровых диафрагм расчет производится по среднему вертикальному шву,

в котором сведения выполнены на сварке закладных деталей для 3-метровых диафрагм с проемами – по вертикальному ряду дверных проемов. В последнем случае расчетом проверяется прочность надпроемных перемычек.

Статический момент S отсеченной части и отношение его к моменту инерции диафрагмы S/I даны в табл. I. Несущая способность закладных деталей одного этажа и надпроемных перемычек равна: для закладных деталей $[T] = 45$ т при высоте этажа 3,3 м. и $[T] = 60$ т при высоте этажа 3,6 и 4. Для надпроемных перемычек $[T] = 60$ т при высоте этажа 3,3 м.; $[T] = 80$ т при высоте этажа 3,6 м.; $[T] = 100$ т при высоте этажа 4,2 м.

Расчет здания по деформациям выполняется полностью по указаниям ИИ-04-0 вып.4.

Влияние продольного изгиба учитывается при расчетах на прочность и деформации увеличением изгибающих моментов путем умножения на коэффициент μ продольного изгиба, который вычисляется так же, как и для зданий с колоннами сечением 40×40 см.

Для зданий, не испытывающих кручения, (с симметрично расположенным диафрагмами) влияние продольного изгиба можно учесть приближенно, увеличивая полные изгибающие моменты путем добавления дополнительных моментов, величина которых определяется влиянием вертикальных нагрузок:

$$M_{y \text{ полн.}} = M_y + M_{y \text{ доп.}} \quad (3)$$

$$M_{z \text{ полн.}} = M_z + M_{z \text{ доп.}} \quad (4)$$

При этом $M_{y \text{ доп.}} = K \cdot \sum P_L$

В формулах (3) и (4) приняты обозначения:

M_y, M_z – суммарные изгибающие моменты, действующие на все здание и определяемые по формуле (5) альбома ИИ-04-0 вып.4.

H – высота здания

$\sum P_L$ – сумма продольных усилий в колоннах (вес здания)

K – коэффициент, принимаемый равным $K=0,001$ для здания, опирающегося на податливое основание и $K=0,0005$ – при абсолютно жестком основании.

TK	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРІЯ ИИ-04
1971	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 5

ПАРАМЕТРЫ ГРАФИКОВ НЕСУЩЕЙ
СПОСОБНОСТИ ДИАФРАГМ

ТАБЛИЦА 2

ТИП ДИАФРАГМ	ТИП КОЛОНН	N _T	N̄ _T	Δ _M	β _M
1	1	466	252	1,94	1,65
	2	496	267	2,01	1,73
	3	526	282	2,07	1,79
	4	586	312	2,17	1,91
	5	636	337	2,24	1,99
2	1	384	252	2,53	1,32
	2	414	267	2,55	1,40
	3	444	282	2,56	1,47
	4	504	312	2,58	1,58
	5	554	337	2,59	1,66
3	1	384	105	1,15	3,06
	2	414	190	1,26	3,10
	3	444	135	1,36	3,12
	4	504	165	1,53	3,16
	5	554	190	1,66	3,18
4	1	279	149	1,07	0,93
	2	309	164	1,11	0,98
	3	339	179	1,15	1,03
	4	399	209	1,20	1,09
	5	449	234	1,24	1,14
5	1	196	98	1,28	1,28
	2	226	113	1,31	1,31
	3	256	128	1,33	1,33
	4	316	158	1,36	1,36
	5	366	183	1,38	1,38

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ И ЖЕСТКОСТНЫЕ
ХАРАКТЕРИСТИКИ ДИАФРАГМ

ТАБЛИЦА 1

ТИП ДИАФР.	ЭСКИЗ	ВЫСОТА СЕЧЕНИЯ ДИАФР. Z м	ПЛОЩ. ПОПЕР. СЕЧЕНИЯ F м ²	Ч" ЧТ	МОМЕНТ ИНЕРЦИИ J м ⁴	ОСЕВАЯ ЖЕСТК. А Т	ЖЕСТК. ПРИ ИЗГИБЕ B ТМ ²	S м ³	S J
1		6	0,978	3,0	3,78	$1,54 \cdot 10^6$	$5,07 \cdot 10^6$	0,84	0,22
2		6	0,793	3,32	3,31	$1,25 \cdot 10^6$	$4,44 \cdot 10^6$	0,685	0,21
3		6	0,793	2,57	3,31	$1,25 \cdot 10^6$	$4,44 \cdot 10^6$	0,685	0,21
4		3	0,558	1,5	0,635	$0,88 \cdot 10^6$	$0,85 \cdot 10^6$	0,014	0,02
5		3	0,373	1,5	0,608	$0,59 \cdot 10^6$	$0,82 \cdot 10^6$	0,144	0,237

ПРИМЕЧАНИЯ:

1. Тип дифрагмы при определении геометрических и жесткостных характеристик, а также параметров её несущей способности (см. табл. 2), зависит от её длины и расположения проема; при расчетах на прочность растянутой считается левая колонна.
2. Расстояние до центра тяжести сечения "Ч" ч.т. дано от оси левой колонны.
3. Жесткости сечения при изгибе "В" и осевая "А" вычислены с учетом податливости соединений.
4. В табл. 1 приведены величины статического момента \bar{J} (и его относительная величина $\frac{\bar{J}}{J}$) части сечения, отсеченной ближайшим к центру тяжести вертикальным швом.
5. Типам колонн с 1 по 5 в табл. 2 соответствует определенная несущая способность при центральном сжатии:

ТИП КОЛОНН	1	2	3	4	5
НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ	110	140	170	230	280

T.K.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ - 04-0
1972	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 5

МАТЕРИАЛЫ ПО РАСЧЕТУ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОЛОНН.

Расчет стволов колонн ведется в соответствии с СНиП II-8. I-62. Максимальная несущая способность колонн на центральное сжатие отражена в маркировке колонны. При необходимости замены рабочей арматуры стволов колонн должен быть произведен расчет в соответствии с СНиП и может быть использована табличка несущей способности стволов колонн.

При изменении диаметров рабочей арматуры стволов колонн необходимо произвести расчет сеток косвенного армирования с учетом новых принятых диаметров рабочей арматуры стволов.

Колонны рассчитаны на центральное сжатие.

$$N = \frac{N_{kpl}}{K_{pl}} = \frac{Y(R_{np}F + R_{ac}F_a)}{K_{pl}} = \frac{Y}{K_{pl}}(R_{np}F + R_{ac}F_a)$$

где $F = 30 \times 30 = 900 \text{ см}^2$ БЕТОН СТВОЛА М- „300“ И М- „400“

СТАЛЬ А III

$R_{ac} = 3400 \text{ кг/см}^2$

ПРИ $\delta_0 = 420 \text{ см}$ И $b = 30 \text{ см}$
 $Y = 0,93$ $M_{pl} = 0,93$

По унифицированному ряду:

$$\varphi_{ram} = 800 \text{ кг/м}^2$$

$$\varphi_{n} = 670 \text{ кг/м}^2$$

$$\varphi_{nL} = 520 \text{ кг/м}^2$$

$$\varphi_{gk} = 622 \text{ кг/м}^2$$

$$\frac{\varphi_n}{\varphi_{pl}} = \frac{622}{800} = 0,78$$

$$N_{pl} = 0,78 \quad N_{kp} = 0,22$$

$$[N] = \frac{M_{pl}}{M_{pl}} + N_k = \frac{0,78N}{0,93} + 0,22N = 1,06N$$

$$K_{pl} = 1,06$$

$$[N] = \frac{Y}{K_{pl}}(R_{np}F + R_{ac}F_a) = 0,876(R_{np}F + R_{ac}F_a)$$

Расчет сеток косвенного армирования производится по методике ИИЖВА, разработанной лабораторией „Сборного и монолитного железобетона“ под руководством проф. Васильева А.П. При необходимости замены диаметров или марок стали в сетках косвенного армирования должен быть произведен соответствующий расчет или подбор необходимой арматуры может быть выполнен по нижеизданным табличкам несущей способности стыка колонн.

Примеч. при изменении арматуры сеток косвенного армирования или их шага, несущая способность стыка должна соответствовать несущей способности ствола колонн.

Расчет сеток косвенного армирования на центральное сжатие.

$$[N] = 0,8(R_{np}(k) + K \cdot M_{pl}^{eff})F_a + 0,8R_{pl}(3)F_3 + R_{ac}F_a;$$

ГДЕ

$R_{np}(k)$ - приизменная прочность бетона ствола колонны

$R_{np}(3)$ - приизменная прочность бетона замоноличивающего участка.

R_{ac} - прочность стали рабочей арматуры ствола колонн

R_a - прочность стали сеток косвенного армирования

F_a - площадь ядра сечения косвенного армирования
(по контуру крайних стержней)

F_3 - площадь замоноличивающего участка

F_a - площадь рабочей арматуры ствола колонны.

M_k - коэффициент косвенного армирования

$$M_k = \frac{\pi_1 f_{st} l_1 + \pi_2 f_{st} l_2}{l_1 l_2 S}$$

π_1 - число стержней сетки в одном направлении

π_2 - число стержней сетки в другом направлении

f_{st} - площадь стержня сетки в одном направлении.

СЕРИЯ ИИ-04-1	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.	ВЫПУСК А 5.
1971		

- f_{02} - ПЛОЩАДЬ СТЕРЖНЯ СЕТКИ В ДРУГОМ НАПРАВЛЕНИИ
 l_1 - ДЛЯНА СТЕРЖНЯ СЕТКИ В ОДНОМ НАПРАВЛЕНИИ
 l_2 - ДЛЯНА СТЕРЖНЯ СЕТКИ В ДРУГОМ НАПРАВЛЕНИИ
 s - РАССТОЯНИЕ МЕЖДУ СЕТКАМИ

K - КОЭФФИЦИЕНТ ПРИНИМАЕМЫЙ:

$$K = \frac{130 \text{ мк} + 9,5}{200 \text{ мк}}$$

ДИАМЕТР СТЕРЖНЯ СЕТКОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ НЕ ДОЛЖЕН ПРЕВЫШАТЬ 12 ММ. В ПРОТИВНОМ СЛУЧАЕ ИМЕЕТ МЕСТО НЕДОСТАТОЧНАЯ СЦЕПЛЯЕМОСТЬ БЕТОНА С АРМАТУРОЙ СЕТКОК, ЧТО ВЕДЕТ К ОСЛАБЛЕНИЮ СТЫКА.

Сварные сетки должны устанавливаться у торца элемента в количестве не менее 4 штук; продольная рабочая арматура должна проходить внутри контура сварных сеток, которые располагаются на длине (считая от торца элемента) не менее 10 д (диаметр рабочей арматуры при $R_a = 3400$)

ТАБЛИЦА
НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТВОЛОВ КОЛОНН
(РАБОТАЮЩИХ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ)

$$N = \frac{N_p}{K_{DA}} = \frac{Y}{K_{DA}} \cdot (R_{pr} \cdot F + R_{ac} \cdot F_a).$$

РАБОЧАЯ АРМАТУРА ИЗ СТАЛИ КЛАССА А-III,
 $R_{ac} = 3400 \text{ кг/см}^2$

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТВОЛА КОЛОННЫ							
ПРИ СХЕМЕ АРМИРОВАНИЯ	ПРИ РАБ. АР-РЕ ПРИ СТВОЛЕ		Φ РАБ. АР-РЕ	20	28	32	36
	ПРИ БЕТОНЕ	F_a, R_a		42,7	84,0	110,0	139,0
	МАРКА БЕТОНА	R_{pr}, F_a					171,0
M-300	417,0	140,00	181,50	198,20	223,00	253,60	
M-400	453,0	173,00	208,00	230,00	255,00	285,00	

Примечание:

Расчет произведен при $\ell_0 = 4,2 \text{ м}$
 $\Psi = 0,93$
 $\tau_{DA} = 0,93$
 $K_{DA} = 1,06$

Т К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ
1971	Уясняительная записка	ИИ-04-0
		ВЫПУСК АНСТ 5

ТАБЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТИКОВ
РАБОТАЮЩИХ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ

$$[N_h] = 0.8 [R_{ap}(x) + KMR_{сет} \cdot F_x] \cdot F_y + 0.8 R_{ap} \cdot F_z + R_a \cdot F_w$$

СТИКИ КОЛОНИИ БЕТОН М-400

СТАЛЬ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-I

$$R_{сет} = 2100 \text{ кг/см}^2$$

СТИКИ КОЛОНИИ БЕТОН М-300

СТАЛЬ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-I

$$R_{сет} = 2100 \text{ кг/см}^2$$

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТИКА В Т.

ПРК РАБ. АР-РЕ СЕТКЕ КОС- ВЕННОГО АРМИРОВ.	Ф РБ. АР-РН	20	28	32	36	40	
			F _a R _w	42.7	84.0	110.0	139.0
ШАГ 6 см							
6	65.12	147.82	189.12	215.12	244.12	276.12	
8	74.83	157.53	198.83	224.83	253.83	285.83	
10	87.58	170.28	211.58	237.58	266.58	298.58	
12	102.61	185.31	226.61	252.61	281.61	313.61	
ШАГ 8 см							
6	61.80	144.50	185.80	211.80	240.80	272.80	
8	69.26	151.96	193.26	219.26	248.26	280.26	
10	78.76	161.46	202.76	228.76	251.76	289.76	
12	89.55	172.25	213.55	239.55	268.55	300.55	

АРК БЕТОНЕ ЗАМОНОЛЮКСИЛКА М-200, R_{ap} = 80 кг/см²
0.8 R_{ap} · F_a = 40.0 тн

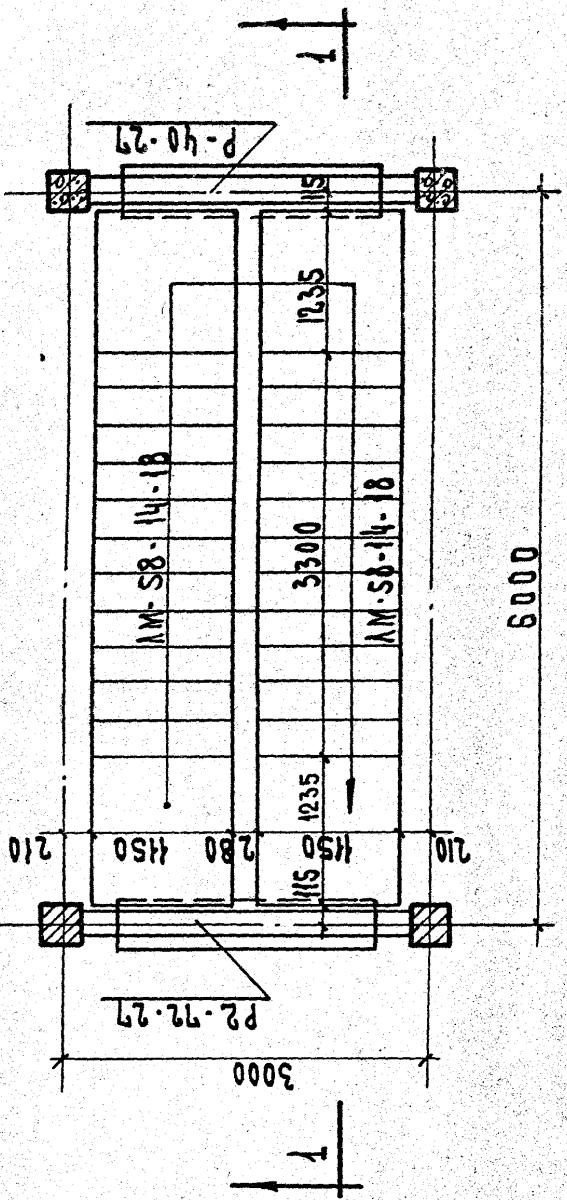
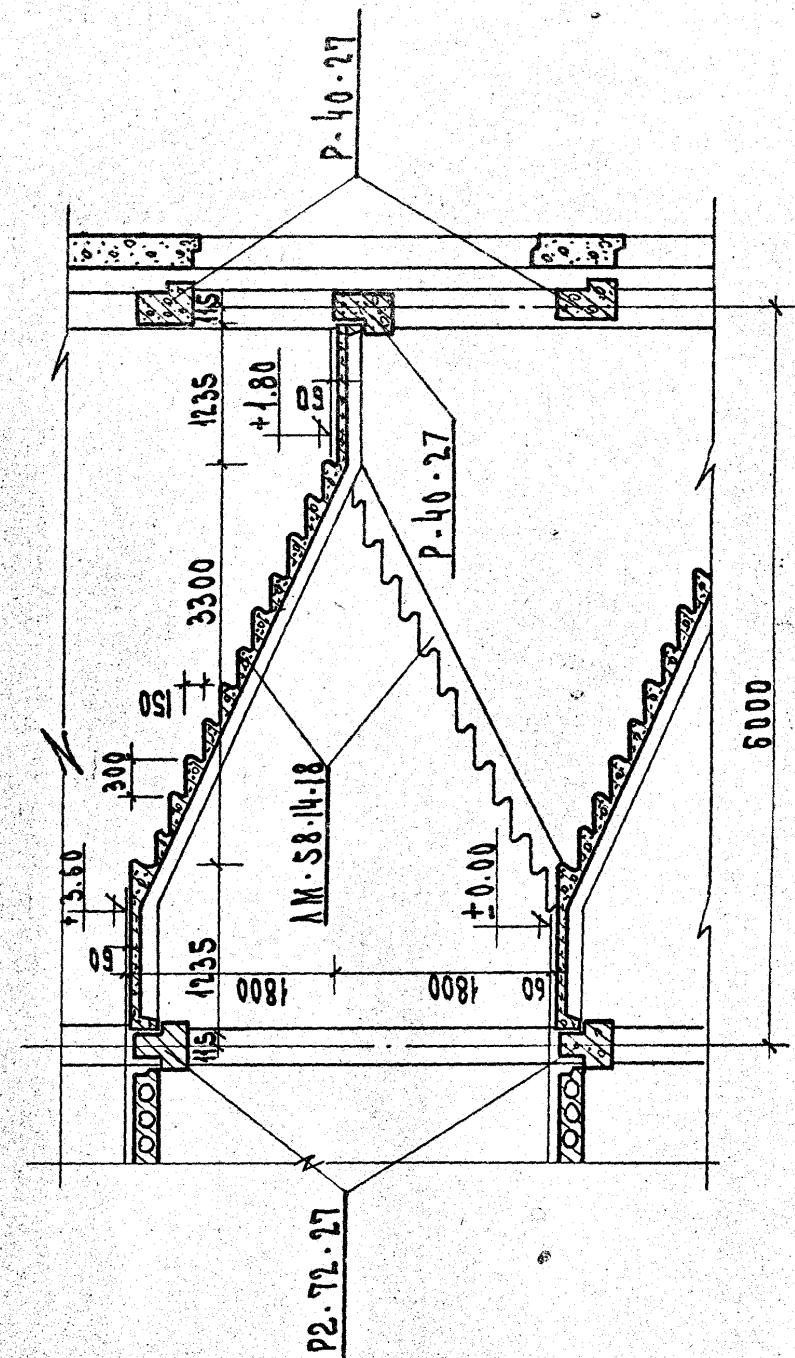
НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТИКА В Т.

ПРК РАБ. АР-РЕ СЕТКЕ КОС- ВЕННОГО АРМИРОВ.	Ф РБ. АР-РН	20	28	32	36	40	
			F _a R _w	42.7	84.0	110.0	139.0
ШАГ 6 см							
6	57.28		139.98	181.28	207.28	236.28	261
8	66.99		149.69	190.99	216.99	245.99	27
10	79.74		162.44	203.74	229.74	258.74	291
12	94.77		177.47	218.77	244.77	273.77	305
ШАГ 8 см							
6	53.96		136.66	177.96	203.96	232.96	264
8	61.42		144.12	185.42	211.42	240.42	272
10	70.92		153.62	194.92	220.92	249.92	281
12	81.71		164.41	205.71	231.71	260.71	292

TK	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРН ЧИ-0
1971	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ЧИЛЛЕК 5

ПРИЧЕНАНИЯ К НАЧАЛУ

ПУМЕНАНН.



ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ НАЗДАЧИ	СЕРИЯ ДН-04-
1971	МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТИЧНЫХ МАРШЕЙ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,6 М.	ВЫПУСК 5

ТАБЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ
РАБОТАЮЩИХ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ

$$[N] = 0.8 [R_{p0}f_1] + K \cdot M_{CET} \cdot F_x + 0.8 \cdot R_{p0} \cdot F_z + R_w \cdot F_a$$

СТЫК КОЛОНИИ БЕТОН М-400
СТАЛЬ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-III
 $R_{CET}=3400 \text{ кг/см}^2$

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В +

ПРК РАБ. АР-РЕ СЕТЕК КОС- ВЕННОГО АРМИРОВ.	РАБ. АР-РН СТОДЛА	ϕ	20	28	32	36	40
			$F_a \cdot R_w$	42.7	84.0T	110.0T	139.0T
ШАГ 6 СМ							
6	84.81		167.51	208.81	234.81	263.81	295.81
8	100.53		183.23	224.53	250.53	279.53	311.53
10	121.178		203.87	245.17	271.17	300.17	332.17
12	145.50		228.20	269.50	295.50	324.50	356.50
ШАГ 8 СМ							
6	79.43		152.13	203.43	229.43	258.43	290.43
8	91.51		174.21	215.51	241.51	270.51	302.45
10	106.89		189.59	230.89	256.89	285.89	317.89
12	124.36		207.06	248.36	274.36	303.36	335.36

ПРК БЕТОН НЕ ЗАМОНОЛЧИВАННАЯ
 $R_w = 80 \text{ кг/см}^2$ $0.8 R_w F_z = 40.0 \text{ тн}$

N-200

ПРИЛОЖЕНИЕ

КОЛОНН

СТЫК КОЛОНИИ БЕТОН М-300

СТАЛЬ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-III
 $R_{CET}=3400 \text{ кг/см}^2$

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В Т

ПРК РАБ. АР-РЕ СЕТЕК КОС- ВЕННОГО АРМИРОВ.	РАБ. АР-РН СТОДЛА	ϕ	20	28	32	36	40
			$F_a \cdot R_w$	42.7	84.0T	110.0T	139.0T
ШАГ 6 СМ							
6	76.97		159.67	200.97	226.97	255.97	287.9
8	92.69		175.39	216.69	242.69	271.69	303.6
10	113.33		196.03	237.33	263.33	292.33	324.3
12	137.66		220.36	261.66	287.66	316.66	348.6
ШАГ 8 СМ							
6	71.59		154.29	195.59	221.59	250.59	282.5
8	83.67		166.37	207.67	233.67	262.67	294.6
10	99.05		181.75	223.05	249.05	278.05	310.0
12	116.52		199.22	240.52	266.52	295.52	327.5

ПРК БЕТОН НЕ ЗАМОНОЛЧИВАННАЯ
 $R_w = 80 \text{ кг/см}^2$ $0.8 R_w F_z = 40.0 \text{ тн}$

N-200

ПРИЛОЖЕНИЕ

ПРИЛОЖЕНИЕ

ПРИЛОЖЕНИЕ

ПРИЛОЖЕНИЕ

ПРИЛОЖЕНИЕ

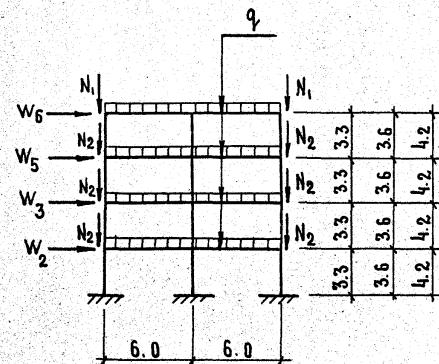
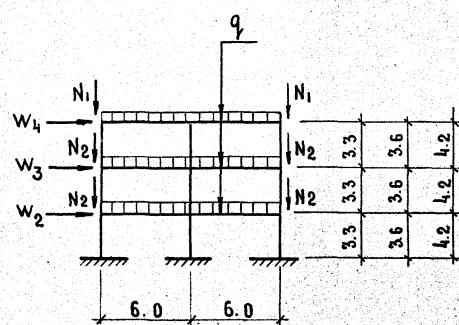
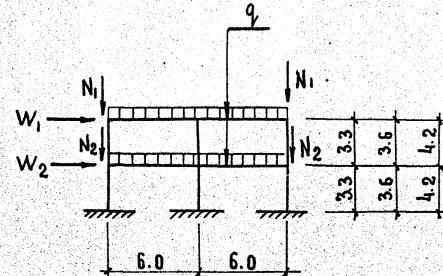
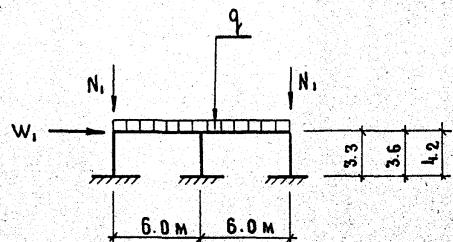
ПРИЛОЖЕНИЕ

ПРИЛОЖЕНИЕ

ПРИЛОЖЕНИЕ

ПРИЛОЖЕНИЕ

T.K.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЯ	СЕРИЯ
1971	Пояснительная записка	НД-04-
		5



Примечания

1. Значения нагрузок см. лист 2.

Т.К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	Серия ИИ-04-0
1971	Схемы загружения поперечных рам каркаса	Выпуск 5 лист 1

РАСЧЕТНЫЕ НАГРУЗКИ НА РИГЕЛЯХ
РАМ КАРКАСА.

НАГРУЗКА	НАИМЕНОВАНИЕ НАГРУЗОК				
	ПРИ ВРЕМЕННОЙ НОРМАТИВНОЙ НАГРУЖКЕ НА ПЕРЕКРЫТИЯ	УНИФИЦИРОВАННАЯ НАГРУЗКА	В ТОМ ЧИСЛЕ ОТ СОБСТВЕННОГО ВЕСА РИГЕЛЕЙ	СУММАРНАЯ	ПРИ ВЫСОТЕ
	Т/П.М.	Т/П.М.	Т/П.М.	Т/П.М.	ЭТАЖА М.
НА РИГЕЛЯХ В УРОВНЕ МЕЖДУ ЭТАЖНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ	200	5,20	2,3	0,385	5,59
	300	7,20	3,6	0,385	7,59
НА РИГЕЛЯХ В УРОВНЕ КРОВЕЛИ НОГО ПОКРЫТИЯ	200	5,20	2,3	0,385	5,59
	300	4,00	1,6	0,385	4,39
НА РИГЕЛЯХ В УРОВНЕ МЕЖДУ ЭТАЖНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ ТОРЦЕВЫХ РАМ	200	5,20	2,3	0,385	5,59
	300	5,20	2,3	0,385	5,59
НА РИГЕЛЯХ В УРОВНЕ КРОВЕЛИ НОГО ПОКРЫТИЯ ТОРЦЕВЫХ РАМ	200	4,00	1,60	0,385	4,39

РАСЧЕТНЫЕ ГОРizontalные Ветровые НАГРУЗКИ /узловые/

ПРИ ВЫСОТЕ РАБОЧИХ ЭТАЖА, М.	ДЛЯ РАЙОНОВ СССР	НАГРУЗКА, Т.					
		W ₁	W ₂	W ₃	W ₄	W ₅	W ₆
3,3	I	6,14	8,98	8,98	6,18	9,10	6,84
	II	7,98	11,68	11,68	8,04	11,81	8,89
	III	10,25	15,00	15,00	10,32	15,10	11,40
	IV	12,51	18,30	18,30	12,60	18,85	13,95
3,6	I	6,52	9,80	9,80	6,67	10,20	7,55
	II	8,46	12,70	12,70	8,70	13,25	9,81
	III	10,89	16,35	16,35	11,18	17,05	12,61
	IV	13,10	20,00	20,00	13,62	20,80	15,40
4,2	I	7,40	11,42	11,47	8,00	12,60	9,20
	II	9,60	14,85	14,91	10,40	16,40	11,95
	III	12,40	19,10	19,18	13,40	21,01	15,35
	IV	15,10	23,30	23,40	16,30	25,70	18,72

ВЕРТИКАЛЬНАЯ НАГРУЗКА ОТ ВЕСА НАРУЖНЫХ СТЕН.

ПРИ ВЫСОТЕ	N ₁	N ₂	
ЭТАЖА М.	Т	Т	
3,3	МАКСИМАЛЬНАЯ	2,20	7,90
	МИНИМАЛЬНАЯ	1,45	1,90
3,6	МАКСИМАЛЬНАЯ	2,20	8,75
	МИНИМАЛЬНАЯ	1,45	2,00
4,2	МАКСИМАЛЬНАЯ	2,20	10,20
	МИНИМАЛЬНАЯ	1,45	2,20

ПРИМЕЧАНИЯ

1. НАГРУЗКИ ОТ ВЕСА НАРУЖНЫХ СТЕН ПРИНЯТЫ ПО ВЕСУ ПАНЕЛЕЙ ПРИВЕДЕННЫХ В АЛЬБОМЕ НЧ-04-5:

МАКСИМАЛЬНАЯ { N₁ - РАСЧЕТНАЯ ОТ ВЕСА КАРКАСА
{ N₂ - РАСЧЕТНАЯ ОТ ВЕСА ГЛАХИХ СТЕН
ТОЛЩИНЫ 32 см.

МИНИМАЛЬНАЯ { N₁ - НОРМАТИВНАЯ ОТ ВЕСА ПАРАПЕТА ВЫСОТОЙ 60 см.
{ N₂ - НОРМАТИВНАЯ ОТ ВЕСА ПАНЕЛЕЙ ВЫСОТОЙ 60 см.,
ТОЛЩИНОЙ 24 см И ОСТЕКАЕНИЯ В ОСТАЛЬНОЙ
ЧАСТИ СТЕНЫ 50 кг/см².

2. РАСЧЕТНЫЕ ГОРizontalные Ветровые НАГРУЗКИ /узловые/ ОПРЕДЕЛЕНЫ С ГРУЗОВОЙ ПЛОЩАДЬЮ ПО ДЛИНЕ РАБОЧЕЙ 60 м.

/ПРОТЯЖЕННОСТЬ ЗДАНИЯ/, А ПО ВЫСОТЕ РАБОЧИХ ВЫСОТЕ ЭТАЖА /3,3 м, 3,6 м И 4,2 м/. ДЛЯ ВЕРХНЕГО ЯРУСА УЧТЕНО НАЛИЧИЕ ПАРАПЕТА ВЫСОТОЙ 0,6 м ОТ ОСИ РАМЫ.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ НЧ-04-0
1971	НАГРУЗКИ НА РАМЫ КАРКАСА.	ВЫПУСК АЛЛЕТ 5 2

ЗНАЧЕНИЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ МОМЕНТОВ ДЛЯ ЗДАНИЙ

С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3,3 М.

ЭТАЖНОСТЬ ЗДАНИЯ	1	2	3	4	
[M _b] ₁	I ВЕТРОВОЙ РАЙОН	20,7	70,5	150,2	267,8
	II — " — "	26,8	91,4	194,6	347,1
	III — " — "	34,5	117,6	250,3	446,3
	IV — " — "	42,2	144,0	306,6	545,5
[M _b] ₂	I — " — "	55,7	135,2	244,5	394,0
	II — " — "	72,2	175,3	316,9	510,7
	III — " — "	92,9	225,3	407,5	656,6
	IV — " — "	113,5	275,4	498,0	802,5

ЗНАЧЕНИЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ МОМЕНТОВ ДЛЯ ЗДАНИЙ

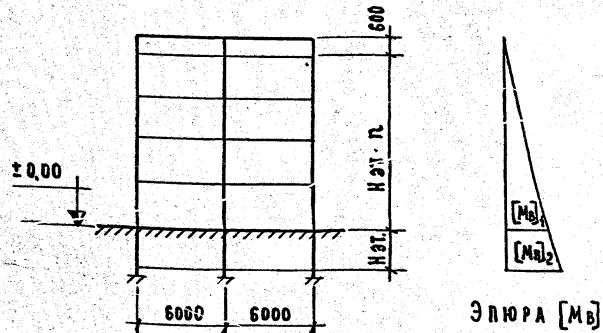
С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3,6 М.

ЭТАЖНОСТЬ ЗДАНИЯ	1	2	3	4	
[M _b] ₁	I ВЕТРОВОЙ РАЙОН	24,0	82,8	177,9	322,1
	II — " — "	31,1	107,3	230,6	417,5
	III — " — "	40,0	138,6	296,5	536,7
	IV — " — "	48,9	168,6	362,3	656,0
[M _b] ₂	I — " — "	61,7	152,8	280,6	460,7
	II — " — "	80,0	198,1	363,7	597,2
	III — " — "	102,9	254,7	467,6	767,8
	IV — " — "	125,7	311,3	571,5	938,4

ЗНАЧЕНИЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ МОМЕНТОВ ДЛЯ ЗДАНИЙ

С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 4,2 М.

ЭТАЖНОСТЬ ЗДАНИЯ	1	2	3	4	
[M _b] ₁	I ВЕТРОВОЙ РАЙОН	31,4	110,2	243,0	450,9
	II — " — "	40,6	142,9	315,0	584,6
	III — " — "	52,3	184,0	405,0	751,6
	IV — " — "	63,9	224,5	495,0	918,6
[M _b] ₂	I — " — "	74,5	191,1	363,2	615,8
	II — " — "	96,5	247,7	479,8	798,3
	III — " — "	124,1	338,4	605,3	1026,3
	IV — " — "	151,7	389,2	739,8	1254,4

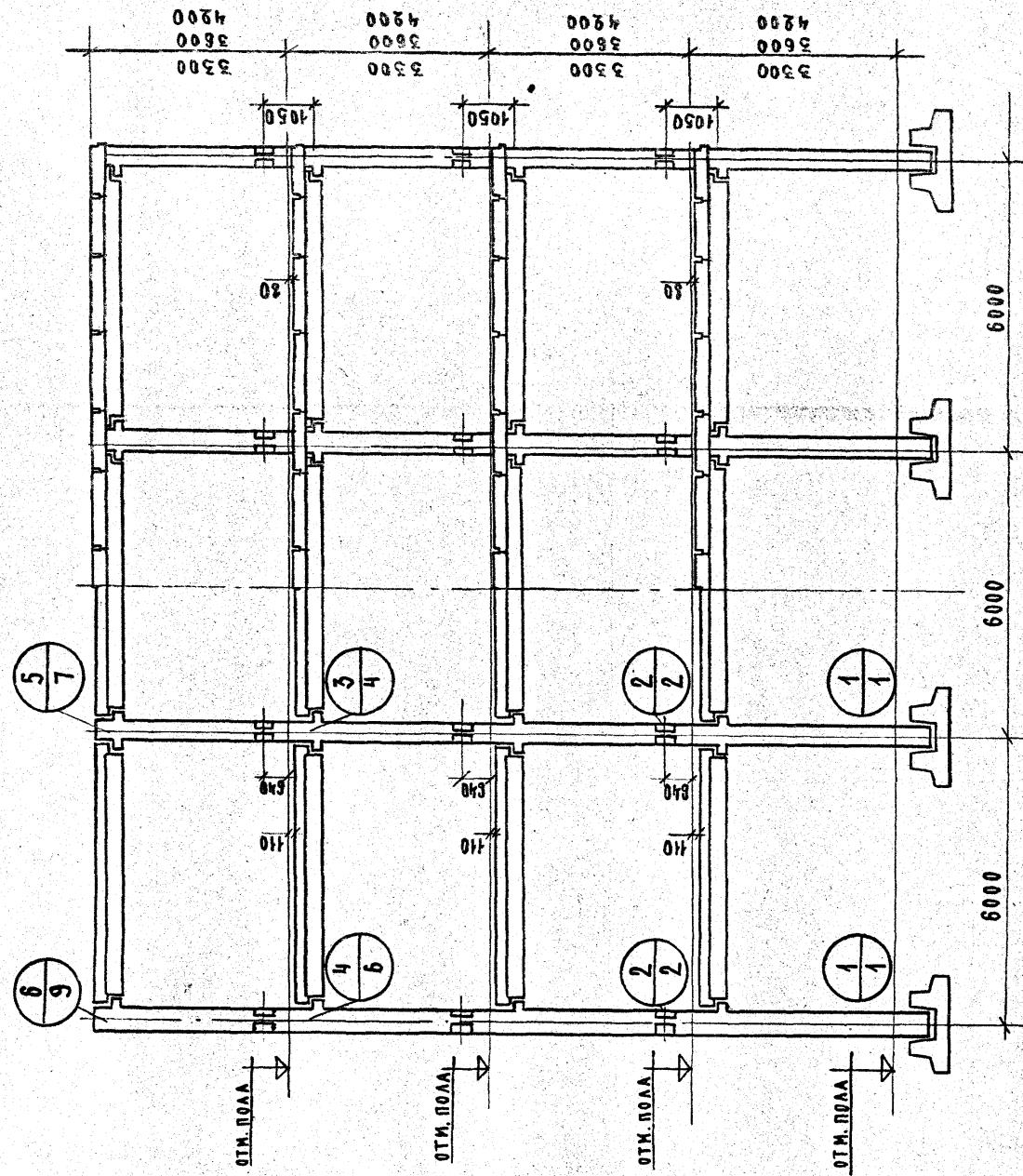


ПРИМЕЧАНИЯ:

[M_b]₁ – РАСЧЕТНЫЙ МОМЕНТ ОТ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ ДЛЯ ЗДАНИЯ БЕЗ ПОДВАЛА ДЛИНОЙ 60 М ОТНОСИТЕЛЬНО НИЗА ДИАФРАГМЫ.

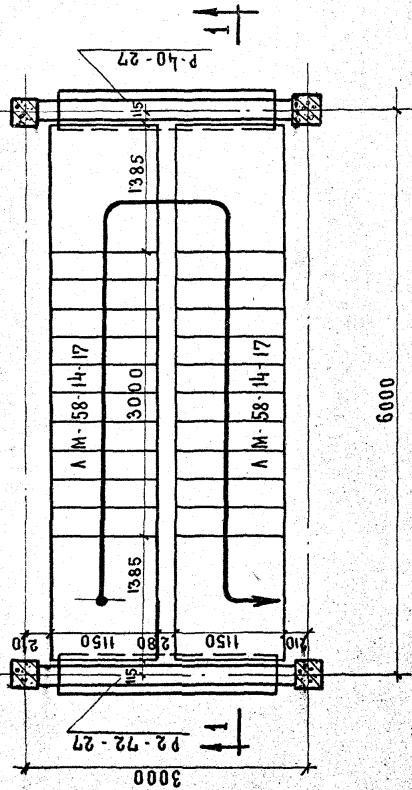
[M_b]₂ – ТОЖЕ ДЛЯ ЗДАНИЯ С ПОДВАЛОМ.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ЦН-0Ч-0
1971	ЗНАЧЕНИЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ МОМЕНТОВ	Владислав 5 3

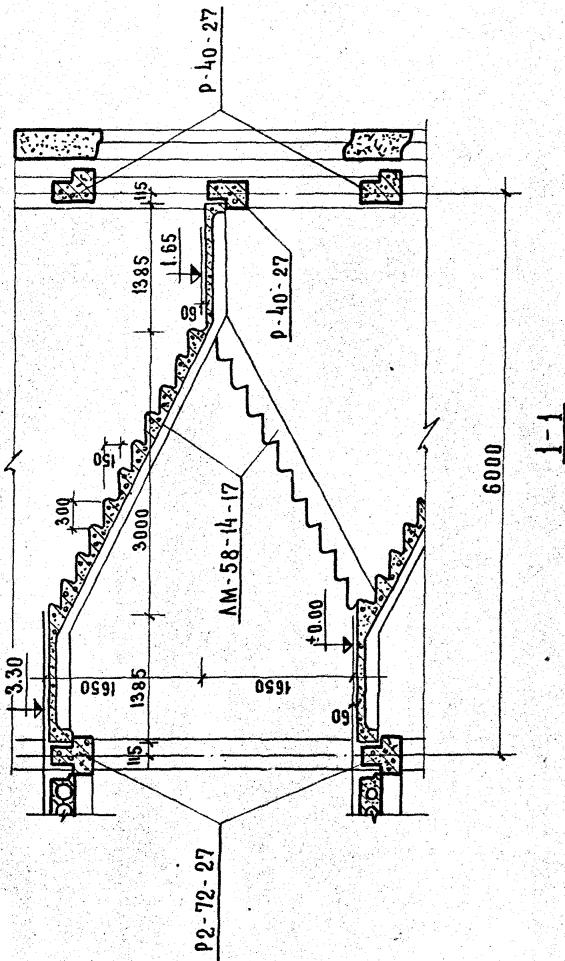
ПРИМЕЧАНИЯ:

1. Узлы замаркированные на данном листе см. серию ИИ-04-10 выпуск 4

СЕРИЯ ИИ-04-0	ВЫПУСК АИ 5 4
УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ 1971 МАРКИРОВКА УЗЛОВ КАРКАСА.	



Лестница для зданий с высотой
этажа 3.30 м.

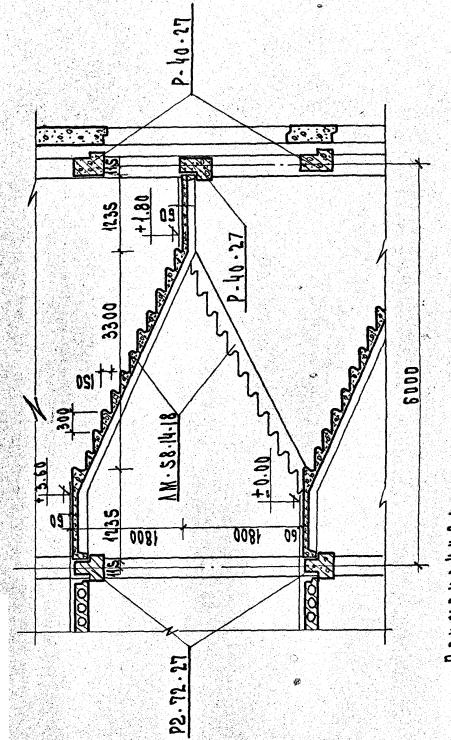
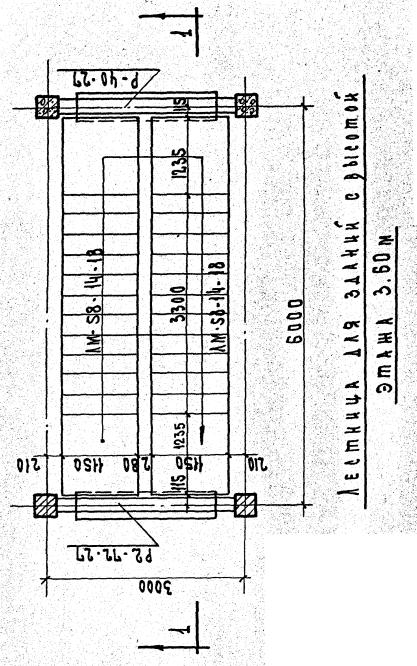


Примечания:

- Лестничные марши укладывают на панели шириной по сайдингу чистого раствора толщиной 1 см.
- Узлы крепления ограждения к лестничному маршру и верхней площадке, укладки накладных проступей, опирания верхней площадки на марш и ригель см. серию ИН-04-10 выпуск 4.

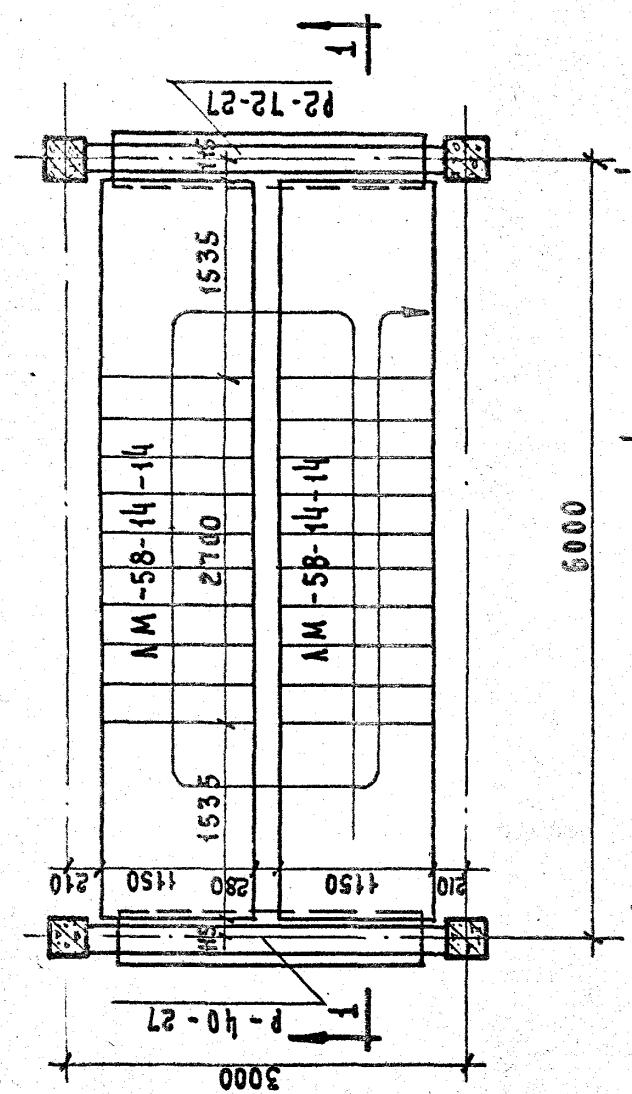
ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	Серия ИН-04-0
1971	МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТИЧНЫХ МАРШЕЙ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3.3 М.	выпуск 5 лист 5

תְּלִימָדֵי יְהוָה יְהוָה יְהוָה יְהוָה יְהוָה יְהוָה יְהוָה יְהוָה



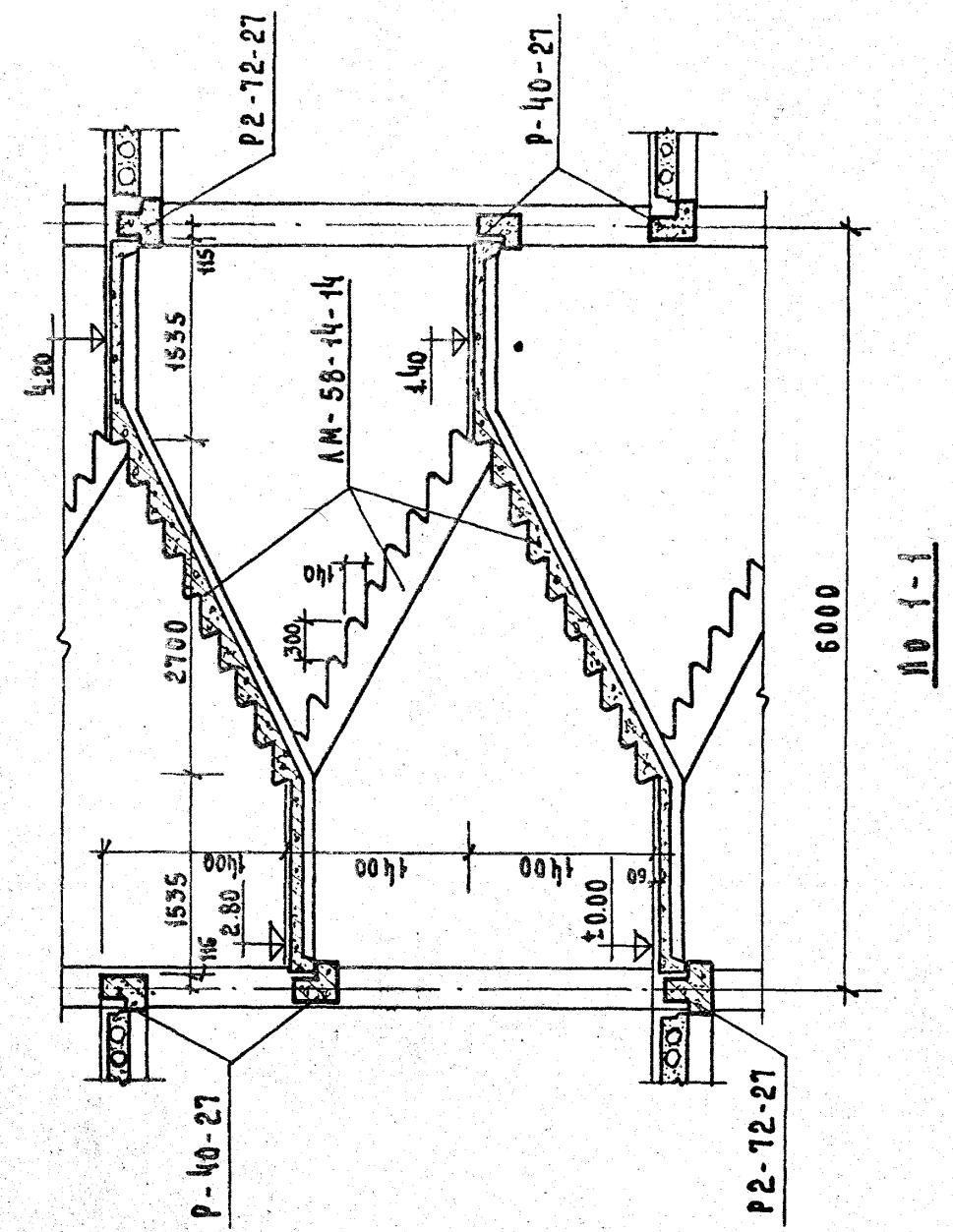
ПРИЧЕКАННЕ:

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	СЕРИЯ НЛ ОЧ-
1974	МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТИЧНЫХ МАРШЕК ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,6 М.	ВЫПУСК 1



Лестница для занятий высотой

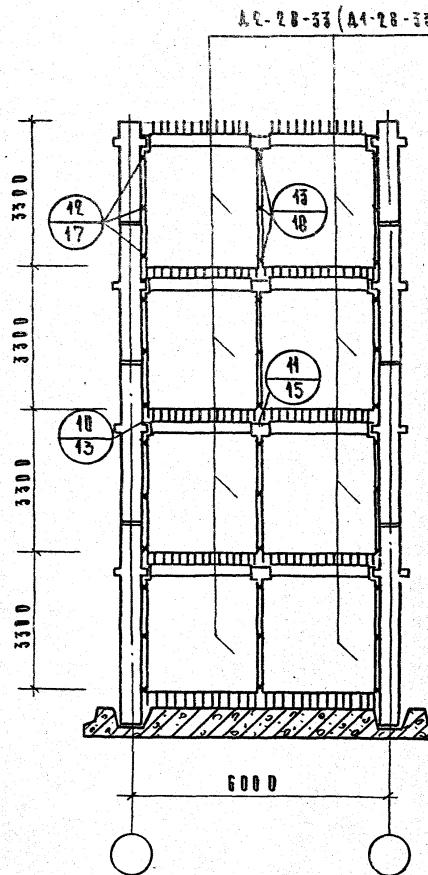
ЗТАХА 4,20 М.



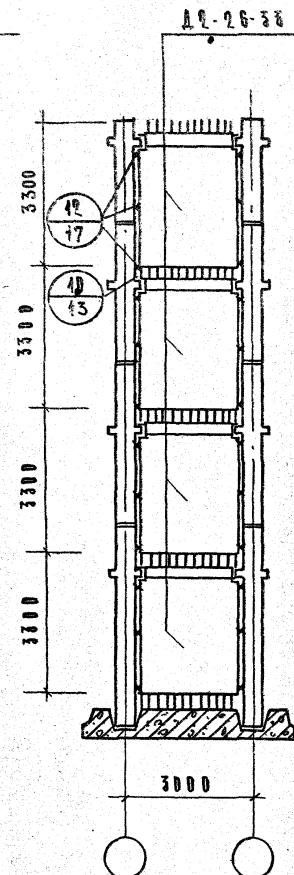
ПРИМЕЧАНИЯ:

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ. МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТИЧНЫХ МАРШЕЙ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 4,2 М.	СЕРИЯ иц-04-0
1971		ВЫПУСК АЛЛЕСТ 5 7

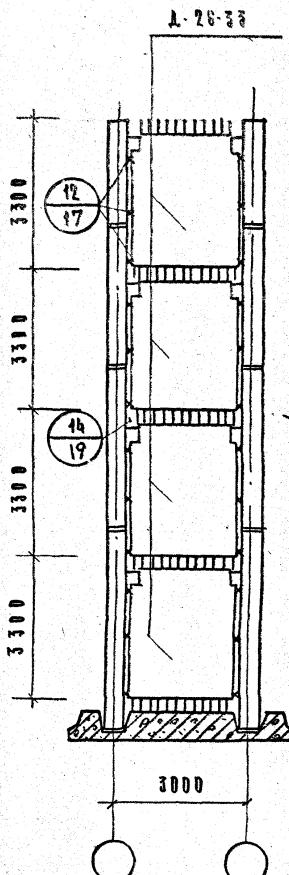
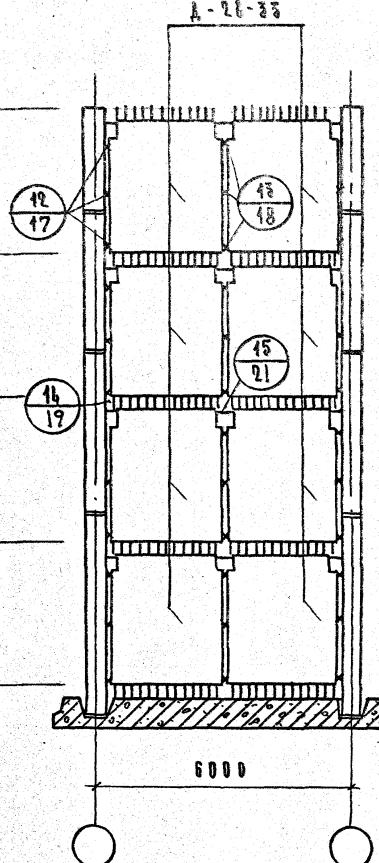
Чертежи разработаны
инженером РИГУЛЯРЫ
Петрова



ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ



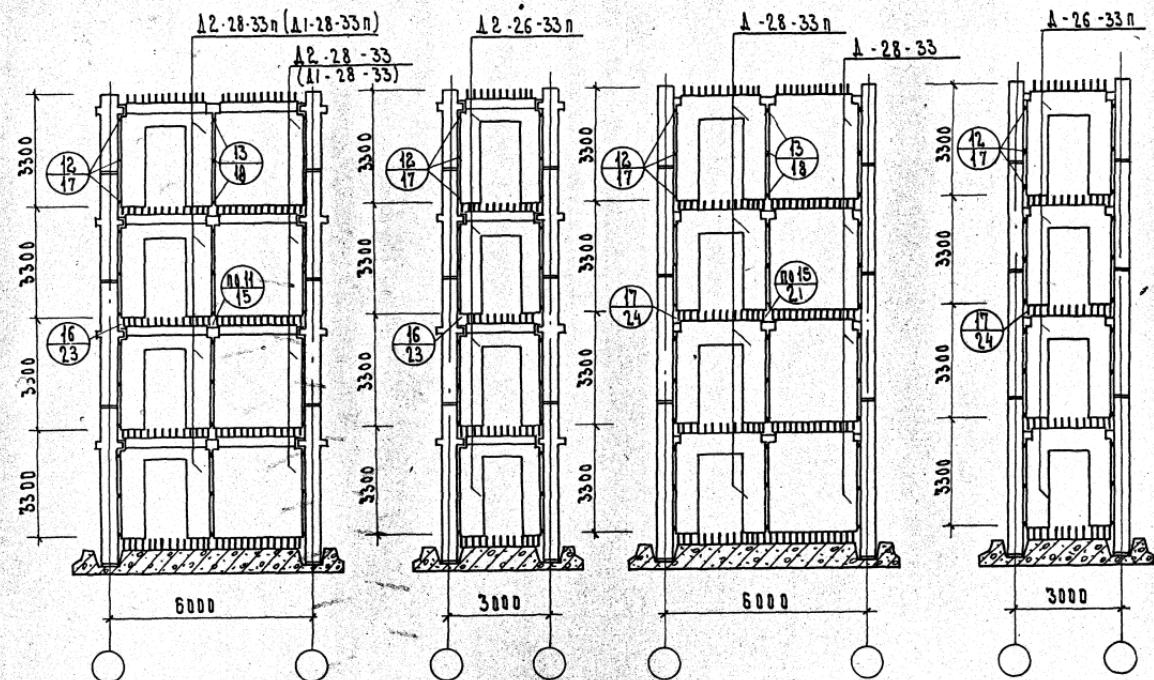
ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛАРНЫЕ
ПЛОСКОСТИ РАМ



ПРИМЕЧАНИЕ:

1 УЗЛЫ ЗАМАРКИРОВАННЫЕ НА ДЛИНОМ ЛИСТЕ
СМ. СЕРИЮ ИИ-04-10 ВЫПУСК 4.

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04
1971	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СЛОДШИХ ДИАФРАГМИ ЖЕСТОКИ ТРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3.3М	ВЫПУСК 5



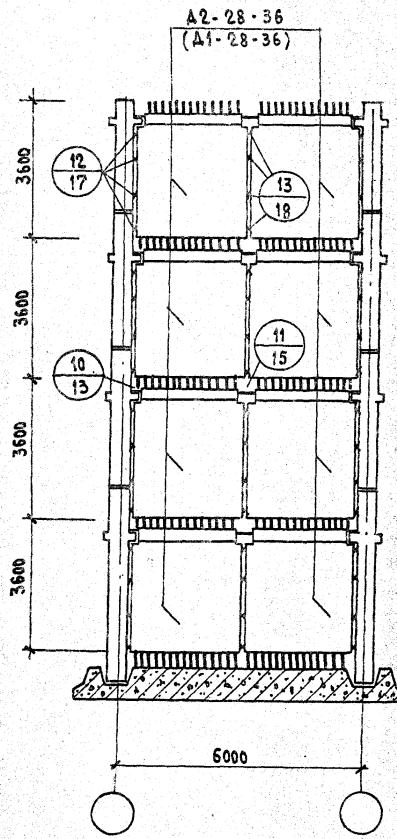
ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ.

ПРИМЕЧАНИЕ:

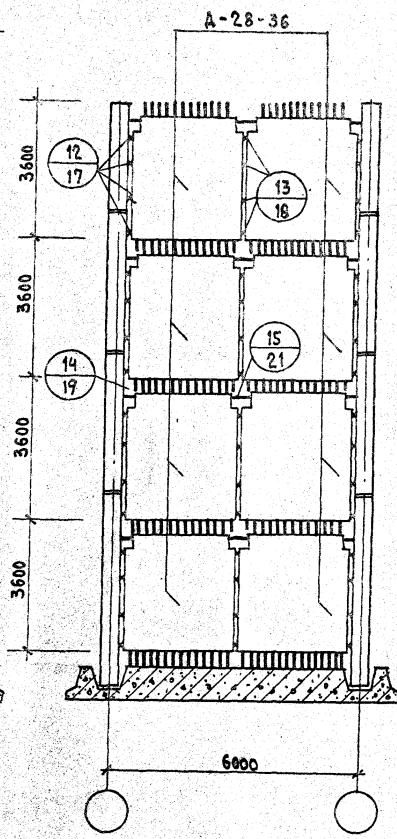
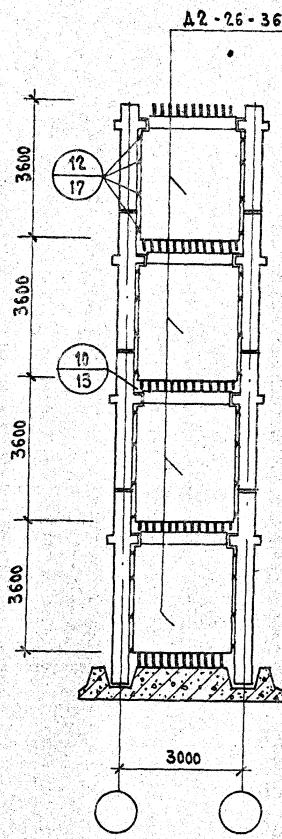
2. Узлы замаркированные на данном
листке вм. серию ИИ-04-10 выпуск Ч.

ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ ПЛОСКОСТЕЙ РАМ

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ АЗДЕЛИЙ	СЕРН-04-0
1979	Монтажные схемы тяговагонов нестыковки с проемами при высоте этажа 3,3 м	Выпуск Акц 5 9



ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

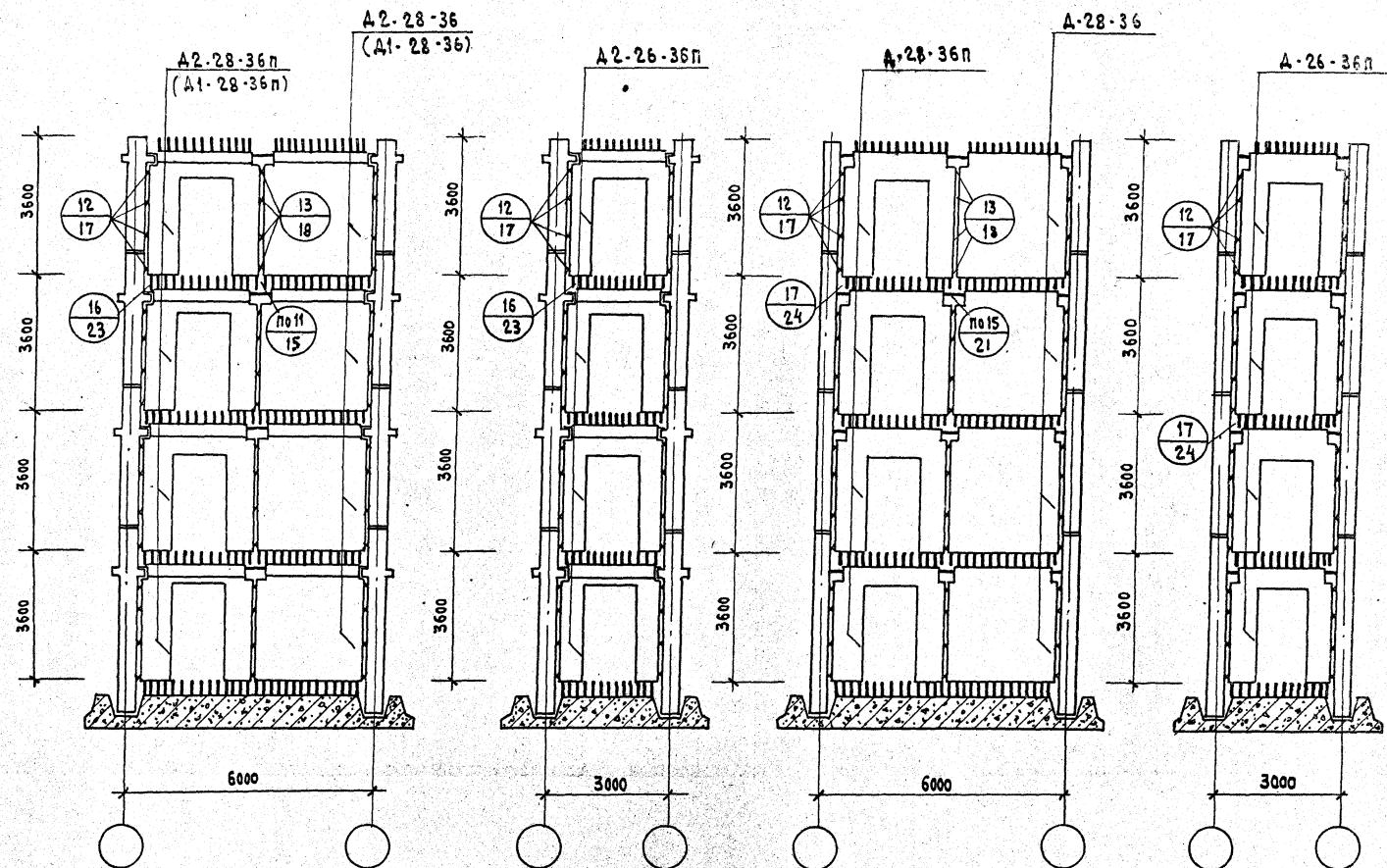


ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ ПЛОСКОСТИ РАМ

ПРИМЕЧАНИЕ:

1. УЗЛЫ ЗАМАРКИРОВАННЫЕ НА ДАННОМ ЛИСТЕ
СМ. СЕРИЮ ИИ-04-10 ВЫПУСК 4.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-с
1971	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СПЛОШНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,6 М.	ВЫПУСК АКС 5 10



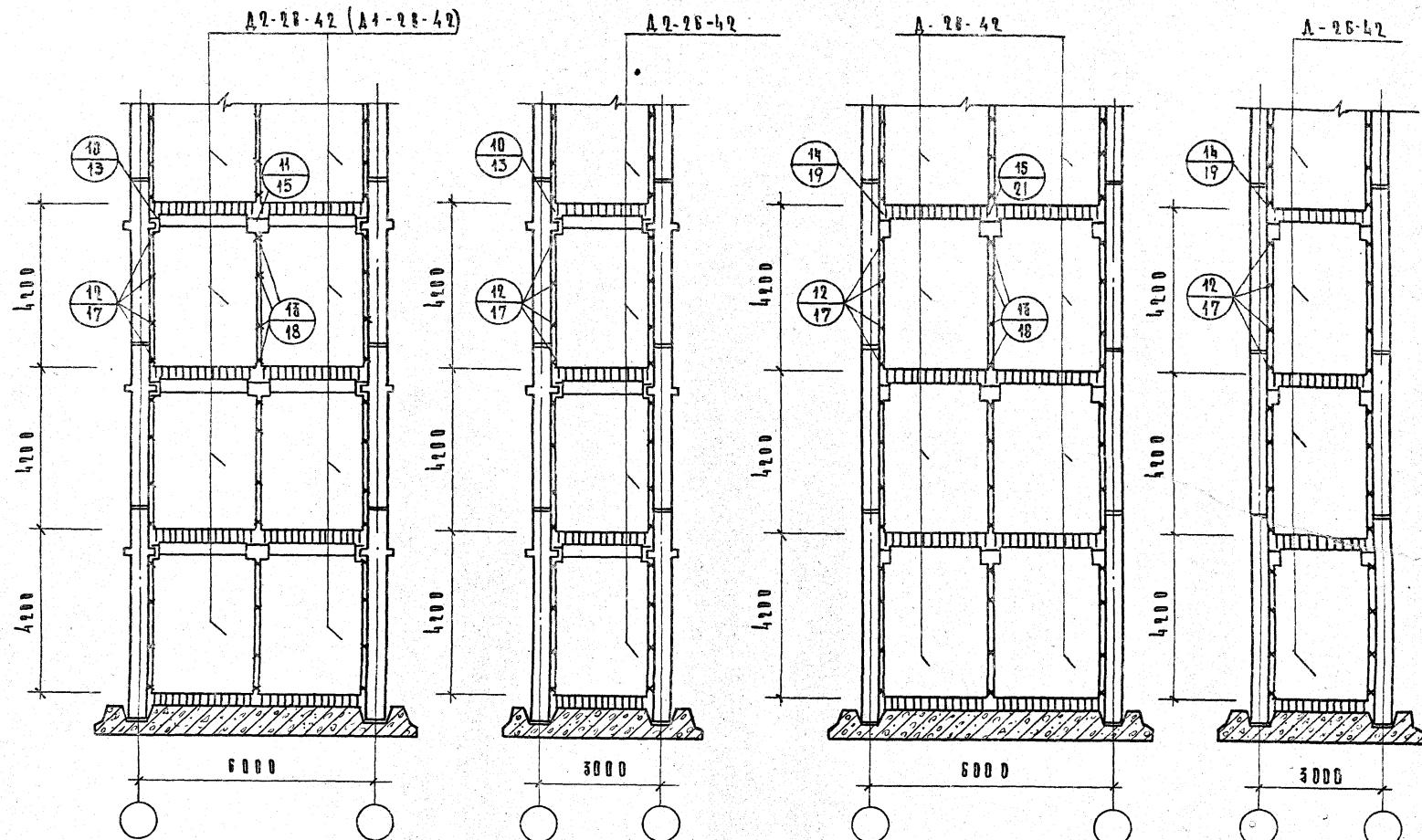
ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ ПЛОСКОСТИ РАМ

ПРИМЕЧАНИЕ:

1. Узлы ЗАМАРКИРОВАННЫЕ НА ДАННОМ ЛИСТЕ
см. СЕРИЮ ИИ-04-10 ВЫПУСК 4.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ
1971	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ С ПРОЕМАМИ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,6	ИИ-04-0
		выпуск 5 амст 11

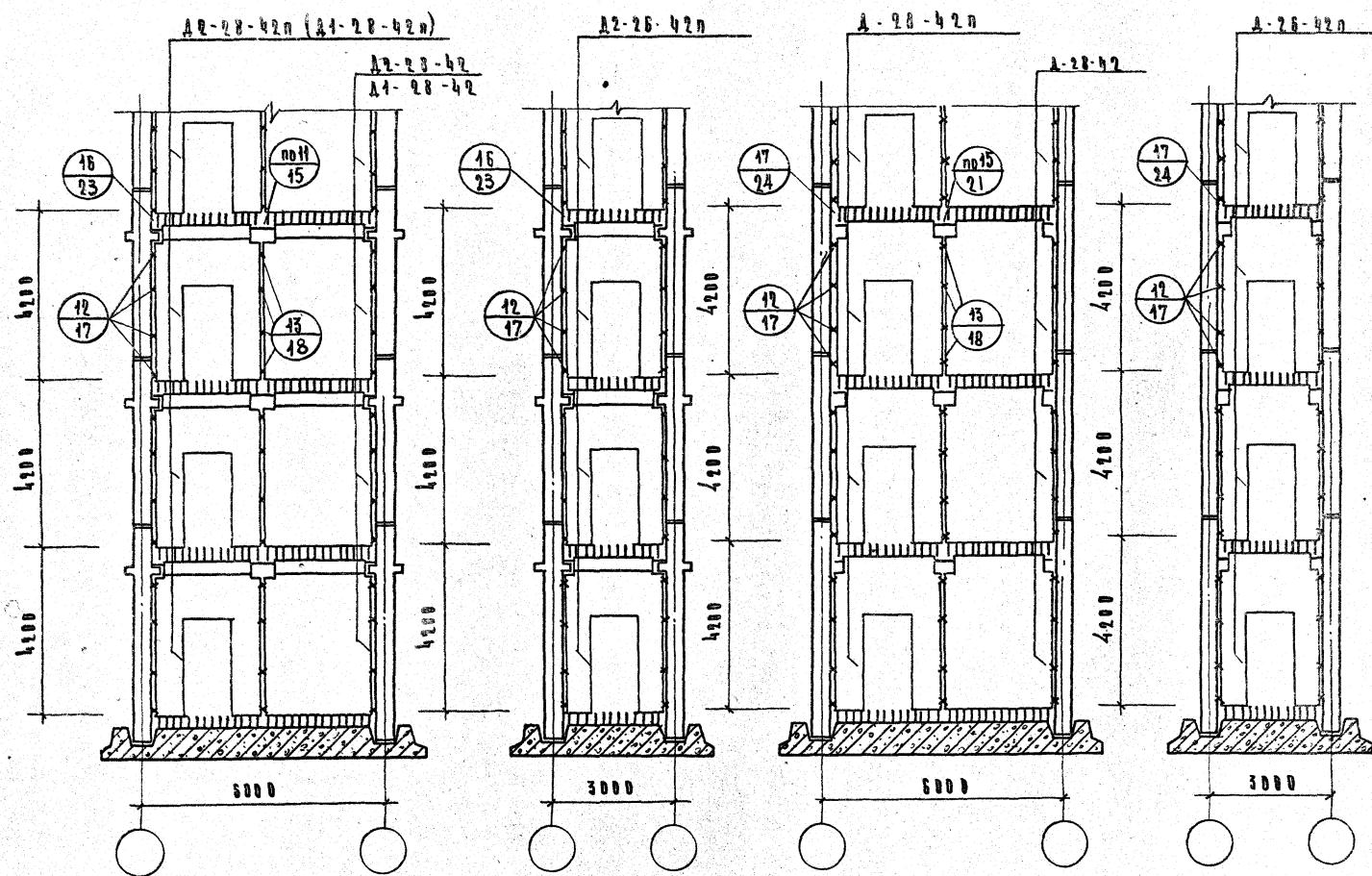


ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

ПРИМЕЧАНИЕ
УЗЛЫ ЗАМАРКИРОВАННЫЕ НА ДАННОМ ЛИСТНЕ
СМ. СЕРИЮ НИ-0Ч-10 ВЫПУСК 4.

ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ ПЛОСКОСТИ РА

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕ РИ-
1971	Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости при высоте этажа 4,2 м	Выпус 5



ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

ПРИМЕЧАНИЕ:

4 УЗЛЫ ЗАМАРКИРОВАННЫЕ НА ДАННОМ ЛИСТЕ
СМ. СЕРИЮ ИН-04-10 ВЫПУСК 4.

ДИАФРАМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ ПЛОСКОСТИ РАМ

Т.Н.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРГИЙ-04-0
1971	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ АНАФОРМ ЖЕСТКОСТИ С ПРОДЕМАМИ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 4.2 М	ВЫПУСК 5 АКТ 13

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ ПО Ж.Б. ПАНТАМ НА 1М² ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ

Количество пролетов	Армирование	БЕТОН, м ³			СТАЛЬ, кг	
		СБОРНЫЙ	МОНОЛИТН.	ВСЕГО	расчетные унифицированные нагрузки кг/м ²	
					450	800
6+6	НАПРЯЖЕН.	0.11	—	0.11	5.40	6.50

Расход материалов по ж.б. пантам на 1м² площади перекрытия принят по серии ИИ-04-0 выпуск 1.

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА Ж.Б. РИГЕЛЫ, КОЛОННЫ И ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ НА 1М² ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2^{го} СВЕРХУ ЭТАЖА

Количество пролетов	Армирование	БЕТОН, м ³			СТАЛЬ, кг	
		СБОРНЫЙ	МОНОЛИТН.	ВСЕГО	расчетные унифицированные нагрузки кг/м ²	
					450	800
6+6	НЕНАПРЯЖ.	0.03	—	0.03	6.58 5.20	7.41 6.03

Расход материалов на 1м² площади перекрытия на ж.б. ригелям принят по серии ИИ-04-3 выпуск 4, на ж.б. колонны по серии ИИ-04-2 выпуск 7, на ж.б. диафрагмы жесткости по серии ИИ-04-6 выпуск 5.

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА Ж.Б. ЭЛЕМЕНТЫ НА 1М² ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2^{го} СВЕРХУ ЭТАЖА

Количество пролетов	Армирование плит.	БЕТОН, м ³			СТАЛЬ, кг	
		СБОРНЫЙ	МОНОЛИТН.	ВСЕГО	расчетные унифицированные нагрузки кг/м ²	
					450	800
6+6	НАПРЯЖ.	0.14	—	0.14	11.98 10.60	13.91 12.53

ПРИМЕЧАНИЕ:

Подсчет расхода материалов произведен для зданий шириной 12 м.

по средней секции длиной 6 м на 1м² площади перекрытия 2^{го} сверху этажа при высоте этажа 3,3 м. В графе расхода стали в числителе приведен расход для 3х и 4хэтажных зданий, в знаменателе - для 2хэтажного здания.

ТД	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ НИ-С
1971	ПОКАЗАТЕЛИ РАСХОДА МАТЕРИАЛОВ.

выпуск 5

Тиражировано Свердловским филиалом ЦИТП
620062, г. Свердловск, К-62, ул. Генеральская, 3-я

Заказ 192 Тираж 2000 Цена 0-84
Инв. № 11806 1972 г.