

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ  
И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ДЕТАЛИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

## ИИ-О 4

СБОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ЗДАНИЙ КАРКАСНОЙ КОНСТРУКЦИИ

СЕРИЯ ИИ-О 4-О

## УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ

ВЫПУСК 6

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

РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ

12522

Тиражировано Свердловским филиалом ЦМПП

СОЮЗГР г.Свердловск-62 ул.Генеральская, 3-А

Заказ №256 Тираж 1000 Цена 1-65

Июн. 1964 г.

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ  
И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ДЕТАЛИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

## ИИ-04

СБОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ЗДАНИЙ КАРКАСНОЙ КОНСТРУКЦИИ

СЕРИЯ ИИ-04-0

# УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ

ВЫПУСК 6

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

РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ

РАЗРАБОТАНЫ  
ЦНИИЭП  
ТОРГОВО - БЫТОВЫХ  
ЗДАНИЙ И ТУРИСТИЧСКИХ  
КОМПЛЕКСОВ СОВМЕСТНО  
С НИИЖБ ГОССТРОЕ СССР

УТВЕРЖДЕНЫ И ВВЕДЕНЫ  
В ДЕЙСТВИЕ С 1/XI-1973г  
ГОСУДАРСТВЕННЫМ КОМИТЕТОМ  
ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ  
И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР  
ПРИКАЗ № 173 от 13/VII - 1973г

Лист стр.

СОДЕРЖАНИЕ ВЫПУСКА	2
ПЕРЕЧЕНЬ СЕРИЙ И ВЫПУСКОВ	3-4
ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	
1. Общая часть	1 5
2. Область применения изделий серии	1-2 5-6
3. Характеристика изделий серии	2-5 6-9
4. Компоновка здания и подбор элементов каркаса	5-8 9-12
5. Указания по подбору и расчету диафрагм несущести	8-15 16-19
Пример расчета № 1	15-20 19-24
Пример расчета № 2	20-24 24-28
6. Указания по проектированию и расчету диска перекрытия	24-26 28-30
7. Проектирование малоэтажных зданий без диафрагм несущести в плоскости рам	27 31
ТАБЛИЦА ДЛЯ ПОДБОРА КОЛОНН В МАЛОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЯХ ПРИ ОТСУСТВИИ ДИАФРАГМ В ПЛОСКОСТИ РАМ	28 32
Ветровые нагрузки Основные положения.	29 33
ТАБЛИЦА ВЕТРОВЫХ УСИЛИЙ ДЛЯ ЗДАНИЙ ГОСТ 30	34
Подбор диафрагм несущести в зданиях до 4 <sup>х</sup> этажей с подвалом	31 35
ТАБЛИЦЫ ДЛЯ ПОДБОРА ДИАФРАГМ НЕСУЩЕСТИ В ЗДАНИЯХ ДО 4 <sup>х</sup> ЭТАЖЕЙ С ПОДВАЛОМ	32 36
ГРАФИКИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОЛОНН	33 37
ПРИМЕРЫ КОМПОНОВОЧНЫХ СХЕМ КАРКАСА	34 38
МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ГЛАСИОННЫХ ДИАФРАГМ НЕСУЩЕСТИ В ПЛОСКОСТИ РАМ	35 39
МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ГЛАСИОННЫХ ДИАФРАГМ НЕСУЩЕСТИ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫХ ПЛОСКОСТИ РАМ	36 40
МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ДИАФРАГМ НЕСУЩЕСТИ С ПРОГРАММАМИ	37 41

ПРИМЕР МОНТАЖНОГО ПЛАНА ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЕ 6+6+6 м с лестницей вдоль рамы в крайнем пролете	32 46
ПРИМЕР МОНТАЖНОГО ПЛАНА ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЕ 6+6+6 м с лестницей вдоль рамы в среднем пролете	39 43
ПРИМЕР МОНТАЖНОГО ПЛАНА ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЕ 6+6+6 м с лестницей посередине рамы	40 44
ПРИМЕР МОНТАЖНОГО ПЛАНА ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЕ 6+3+6 м	41 45
ПРИМЕР МОНТАЖНОГО ПЛАНА ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЕ 3+4,5+4,5 м	42 46
ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЯ АДЕФОРМАЦИОННЫХ ШЛОД МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТНИЧНЫХ МАРШЕЙ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,3 м	43 47
МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТНИЧНЫХ МАРШЕЙ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,6 м	44 48
МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТНИЧНЫХ МАРШЕЙ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 4,2 м	45 49
ПРИМЕРЫ РАСПОЛОЖЕНИЯ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ В РИГЕЛЯХ ДЛЯ КРЕПЛЕНИЯ СВЯЗЕВЫХ ПЛАНТ ПЕРЕКРЫТИЯ	46 50
ПОКАЗАТЕЛИ РАСХОДА МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ КАРКАСА С КОЛОННАМИ СЕЧ. 40 x 40 см	47 51
ПОКАЗАТЕЛИ РАСХОДА МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ КАРКАСА С КОЛОННАМИ СЕЧ. 30 x 30 см	48 52
	49 53

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ
1973	СОДЕРЖАНИЕ ВЫПУСКА

ПЕРЕЧЕНЬ СЕРИИ И ВЫПУСКОВ РАБОЧИХ ЧЕРТЕЖЕЙ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

СВЯЗЕВОРО КАРКАСА ИН 04 С СЕТКОЙ КОЛОНН 6х6, 6х4,5, 6х3 м

- Ин-04-0**  
выпуск 6  
УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОРО  
КАРКАСА С СЕТКОЙ КОЛОНН 6х6, 6х4,5 и 6х3 м.
- Ин-04-1**  
выпуск 1  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ФУНДАМЕНТЫ ПОД КОЛОННЫ  
СЕЧЕНИЕМ 300x300 мм ДЛЯ ЗДАНИЙ  
8-12 этажа
- Ин-04-1**  
выпуск 3  
**Ин-04-2**  
выпуск 3  
ФУНДАМЕНТЫ ДЛЯ КОЛОНН СЕЧЕНИЕМ 40x40 см  
КОЛОННОГО СВЯЗЕВОРО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 40x40 см  
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 2,4 м И 3,3 м  
ОПАЛУБКА И АРМИРОВАНИЕ
- Ин-04-2**  
выпуск 4  
КОЛОННЫ СВЯЗЕВОРО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 40x40 см  
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3,6 м.  
ОПАЛУБКА И АРМИРОВАНИЕ
- Ин-04-2**  
выпуск 5  
КОЛОННЫ СВЯЗЕВОРО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 40x40 см  
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 4,2 м  
ОПАЛУБКА И АРМИРОВАНИЕ
- Ин-04-2**  
выпуск 6  
КОЛОННЫ СВЯЗЕВОРО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 40x40 см  
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 2,4; 3,3; 3,6; 4,2 м  
АРМАТУРНЫЕ ИЗДЕЛИЯ ОБЪЕМНЫЕ КАРКАСЫ
- Ин-04-2**  
выпуск 6  
КОЛОННЫ СВЯЗЕВОРО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 40x40 см  
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 2,4; 3,3; 3,6 И 4,2 м  
АРМАТУРНЫЕ ИЗДЕЛИЯ ПЛОСКИЕ КАРКАСЫ
- Ин-04-2**  
выпуск 7  
КОЛОННЫ СВЯЗЕВОРО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 30x30 см  
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3,3 м  
ОПАЛУБКА И АРМИРОВАНИЕ
- Ин-04-2**  
выпуск 8  
КОЛОННЫ СВЯЗЕВОРО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 30x30 см  
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3,6 м.  
ОПАЛУБКА И АРМИРОВАНИЕ

- Ин-04-2**  
выпуск 9  
КОЛОННЫ СВЯЗЕВОРО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 30x30 см  
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 4,2 м  
ОПАЛУБКА И АРМИРОВАНИЕ
- Ин-04-2**  
выпуск 10  
ЧАСТЬ I  
КОЛОННЫ СВЯЗЕВОРО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 30x30 см  
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3,3; 3,6 И 4,2 м  
АРМАТУРНЫЕ ИЗДЕЛИЯ ОБЪЕМНЫЕ КАРКАСЫ
- Ин-04-2**  
выпуск 10  
ЧАСТЬ II  
КОЛОННЫ СВЯЗЕВОРО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 30x30 см  
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3,3; 3,6 И 4,2 м АРМАТУРНЫЕ  
ИЗДЕЛИЯ ПЛОСКИЕ КАРКАСЫ ЗАКЛАДНЫЕ ДЕЙМАН
- Ин-04-2**  
выпуск 11  
ЧАСТЬ I  
КОЛОННЫ СВЯЗЕВОРО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 40x40 см  
ДЛЯ НАВЕСКИ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ В ЗДАНИЯХ С  
ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3,3 м
- Ин-04-2**  
выпуск 11  
ЧАСТЬ II  
КОЛОННЫ СВЯЗЕВОРО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 40x40 см  
ДЛЯ НАВЕСКИ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ В ЗДАНИЯХ С  
ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 4,2 м
- Ин-04-2**  
выпуск 12  
ЧАСТЬ I  
КОЛОННЫ СВЯЗЕВОРО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 30x30 см  
ДЛЯ НАВЕСКИ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ В ЗДАНИЯХ С  
ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3,6 м
- Ин-04-2**  
выпуск 12  
ЧАСТЬ II  
КОЛОННЫ СВЯЗЕВОРО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 30x30 см  
ДЛЯ НАВЕСКИ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ В ЗДАНИЯХ С  
ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3,6 м
- Ин-04-2**  
выпуск 13  
ЧАСТЬ III  
МОНО-СТАЛЬНЫЕ КОЛОННЫ ДЛЯ СВЯЗЕВОРО КАРКАСА  
СЕЧЕНИЕМ 30x30 см ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3,3 м, 3,6 м И 4,2 м  
ОПАЛУБКА И АРМИРОВАНИЕ К ОБЪЕМНЫЕ КАРКАСЫ

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ
1973	ПЕРЕЧЕНЬ СЕРИИ И ВЫПУСКОВ	Ин-04-0 выпуск 14кем б

НИ-04-3 РИГЕЛАН СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С КВАДРАТНЫМ  
 ЧАСТЬ 1 СЕЧЕНИЕМ 40 × 40 см. ОГЛАУБОЧКА И АРМИРОВАНИЕ  
 НИ-04-3 РИГЕЛАН СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С КВАДРАТНЫМ  
 ЧАСТЬ 2 СЕЧЕНИЕМ 40 × 40 см. АРМАТИРУЮЩИЕ ИЗДЕЛИЯ  
 НИ-04-3 РИГЕЛАН СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С КВАДРАТНЫМ  
 ЧАСТЬ 3 СЕЧЕНИЕМ 30 × 30 см ОГЛАУБОЧКА И  
 АРМИРОВАНИЕ  
 НИ-04-3 РИГЕЛАН СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С КВАД-  
 ЧАСТЬ 4 НАМЫ СЕЧЕНИЕМ 30 × 30 см  
 АРМАТИРУЮЩИЕ ИЗДЕЛИЯ  
 НИ-04-4 ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ МНОГОГУСТОТНЫЕ  
 ЧАСТЬ 5 И РЕБРИСТЫЕ ПАНЕЛИ ДЛИНОЙ 526 и 576 см, АРМИ-  
 РОВАННЫЕ СТЕРЖНЯМИ ИЗ СТАЛИ КЛАССА А - II.  
 МЕТОД НАТЯЖЕНИЯ - ЭЛЕКТРОТЕРМОЧЕСКИЙ.  
 НИ-04-4 ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ МНОГОГУСТОТНЫЕ  
 ЧАСТЬ 6 И РЕБРИСТЫЕ ПАНЕЛИ ДЛИНОЙ 526 и 576 см, АРМИ-  
 РОВАННЫЕ ВЫСОКОВОРОЧНОЙ ПРОВОДКОВОЙ Ф5 КЛАССА Вр II  
 С АЛЮЕЙНО-ГРУЗОВЫМ РАСПЛОДЖЕНИЕМ АРМАТИРУ-  
 МЕТОД НАТЯЖЕНИЯ - МЕХАНИЧЕСКИЙ.  
 НИ-04-4 ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫЕ МНОГОГУСТОТНЫЕ  
 ЧАСТЬ 7 И РЕБРИСТЫЕ ПАНЕЛИ ДЛИНОЙ 526 и 576 см, АРМИ-  
 РОВАННЫЕ СТЕРЖНЯМИ ИЗ СТАЛИ КЛАССА Ат-3.  
 МЕТОДЫ НАТЯЖЕНИЯ - ЭЛЕКТРОТЕРМОЧЕСКИЙ И  
 МЕХАНИЧЕСКИЙ.  
 НИ-04-4 ПАНЕЛИ МНОГОГУСТОТНЫЕ И РЕБРИСТЫЕ ДЛИНОЙ  
 ЧАСТЬ 8 276 см, АРМИРОВАНИЕ СВАРНЫМИ СЕТКАМИ И  
 КАРКАСАМИ ИЗ СТАЛИ КЛАССА А - III.  
 НИ-04-5 СТЕНОВЫЕ ПАНЕЛИ ИЗ ЛЕГКИХ И ЯЧЕЙСТВЫХ БЕТОНОВ  
 ЧАСТЬ 9 МАТЕРИАЛАМ ДЛЯ ПРВДЕКТИРОВАНИЯ  
 НИ-04-5 СТЕНОВЫЕ ПАНЕЛИ ИЗ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ ТВАЩИНЫ  
 ЧАСТЬ 10 250 мм. ОГЛАУБОЧНЫЕ И АРМАТИРУЮЩИЕ ЧЕРТЕЖИ.

НИ-04-5 СТЕНОВЫЕ ПАНЕЛИ ИЗ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ - ТВАЩИНЫ  
 ЧАСТЬ 1 300 мм ОГЛАУБОЧНЫЕ И АРМАТИРУЮЩИЕ ЧЕРТЕЖИ  
 НИ-04-5 СТЕНОВЫЕ ПАНЕЛИ ИЗ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ ТВАЩИНЫ  
 ЧАСТЬ 2 350 мм ОГЛАУБОЧНЫЕ И АРМАТИРУЮЩИЕ ЧЕРТЕЖИ  
 НИ-04-5 СТЕНОВЫЕ ПАНЕЛИ ИЗ ЯЧЕЙСТВЫХ БЕТОНОВ - ТВАЩИНЫ  
 ЧАСТЬ 3 250 мм ОГЛАУБОЧНЫЕ И АРМАТИРУЮЩИЕ  
 ЧЕРТЕЖИ  
 НИ-04-5 СТЕНОВЫЕ ПАНЕЛИ ИЗ ЯЧЕЙСТВЫХ БЕТОНОВ - ТВАЩИНЫ  
 ЧАСТЬ 4 300 мм ОГЛАУБОЧНЫЕ И АРМАТИРУЮЩИЕ  
 ЧЕРТЕЖИ  
 НИ-04-5 СТЕНОВЫЕ ПАНЕЛИ ИЗ ЛЕГКИХ И ЯЧЕЙСТВЫХ  
 ЧАСТЬ 5 БЕТОНОВ. АРМАТИРУЮЩИЕ ИЗДЕЛИЯ И ЗАКАДНЫЕ  
 ДЕТАЛИ.  
 АНАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА.  
 ОГЛАУБОЧКА И АРМИРОВАНИЕ  
 АНАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА.  
 АРМАТИРУЮЩИЕ ИЗДЕЛИЯ  
 НИ-04-7 ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ЛЕСТНИЦЫ ДЛЯ ЗДАНИЙ  
 ЧАСТЬ 1 С ВЫСОТОЙ ЭТАЖЕЙ 3,3 И 4,2 м  
 НИ-04-7 ЛЕСТНИЦЫ ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ  
 ЧАСТЬ 2 ЭТАЖА 3,6 м  
 НИ-04-8 МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ МОНТАЖНЫЕ ДЕТАЛИ ДЛЯ ЗДАНИЙ В 4-4 ЭТАЖА  
 ЧАСТЬ 3 ОГРАЖДЕНИЯ ЛЕСТНИЦ  
 НИ-04-8 ЗАКАДНЫЕ ДЕТАЛИ И СОЕДИНЯТЕЛЬНЫЕ  
 ЧАСТЬ 4 НЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ДЛЯ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО  
 КАРКАСА  
 НИ-04-10 МОНТАЖНЫЕ УЗЛЫ И ДЕТАЛИ ДЛЯ  
 ЧАСТЬ 5 СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С СЕТКОЙ КОЛОНН  
 6×6; 6×4,5; 6×3 м  
 НИ-04-10 МОНТАЖНЫЕ УЗЛЫ И ДЕТАЛИ ПАНЕЛЬНЫХ  
 ЧАСТЬ 6 СТЕН ИЗ ЛЕГКИХ И ЯЧЕЙСТВЫХ БЕТОНОВ.

#### ПРИМЕЧАНИЕ

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

СЕРИЯ НИ-04-0	УКАЗАНИЯ ВО ПРИМЕНЕНИИ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ НИ-04-0
ЧАСТЬ 6	ПЕРЕЧЕНЬ СЕРИЙ И ВЫПУСКОВ	ЧАСТЬ 6

## 1. Общая часть

УКАЗАНИЯ СОДЕРЖАТ ХАРАКТЕРИСТИКУ И РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРИМЕНЕНИЮ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА СЕРИИ НН-04 ДЛЯ ЗДАНИЙ СЕТКОЙ КОЛОНН 6x6, 6x4,5, 6x3 М.

В НАЧАЛЬЩУЮ СЕРИЮ ВНЕШНИИ ИЗМЕНЕНИЯ И УСОВЕРШЕНСТВОВОВАНИЯ ПО СРАВНЕНИЮ С РЕДАКЦИЕЙ 1964-1966 ГОДОВ:

1. УМЕНЬШЕН РАМНЫЙ МОМЕНТ В СТЫКЕ РИГЕЛАЯ С КВАДРОНОЙ С 17,6 ГМ ДО 5,5 ГМ И УПРОЩЕНА КОНСТРУКЦИЯ СТЫКА.

2. СТЫК КОЛОНН ПРИНЯТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЙ С ПЛОСКИМИ ТОРЦАМИ И ПОДАУТОМАТИЧЕСКОЙ ВАННОЙ СВАРКОЙ ВЫПУСКОВ АРМАТУРЫ. ЭТО ДАЛО ВОЗМОЖНОСТЬ ОТКАЗАТЬСЯ ОТ ТЯЖЕЛЫХ СТАЛЬНЫХ ВГОДОВНИКОВ КОЛОНН. СТЫК ВЫНЕСЕН НАД УРОВНЕМ ГОДА ПЕРЕКРЫТИЯ НА 640 ММ.

3. РАЗРАБОТАНЫ СБОРНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ДИАФРАГМЫ ПОВЫШЕННОЙ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ.

4. РАЗРАБОТАНЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ГОСТ 9561-66\*. ИСКЛЮЧЕНЫ СЛАВИННЫЕ КРАЙНИЕ ЛАНЫ ДЛЯ НАВЕСКИ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ.

5. РАЗРАБОТАНЫ СТЕНОВЫЕ ПАНЕЛИ С НАВЕСКОЙ НА КОЛОННЫ ИЗ ЛЕГКИХ БЕТОНОВ (С ОБЪЕМНЫМ ВЕСОМ ОТ 780 ДО 1100 КГ/М<sup>3</sup>) И МИЦАНСТЫХ БЕТОНОВ (С ОБЪЕМНЫМ ВЕСОМ ОТ 500 ДО 700 КГ/М<sup>3</sup>), УНИФИЦИРОВАННЫЕ С АНАЛОГИЧНОЙ СЕРИЕЙ ПАНЕЛЕЙ ДЛЯ ПРОМЗДАНИЙ.

6. В СЕРИЮ ВКЛЮЧЕНЫ ИЗДЕЛИЯ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3,6 М.

7. ДЛЯ ЗДАНИЙ С КОЛОННАМИ СЕЧ. 40x40 см ПРЕДУСМОТРЕНИ КОНСТРУКТИВНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ДЛЯ ВОСПРИЯТИЯ РАСЧЕТНОЙ НАГРУЗКИ 1250 кг/м<sup>2</sup> (БЕЗ СОБСТВЕННОГО ВЕСА ЛАНЫ ПЕРЕКРЫТИЯ).

8. УНИФИЦИРОВАНЫ АРМАТУРНЫЕ КАРКАСЫ И ЗАКАДНЫЕ ДЕТАЛИ. СОКРАЩЕН СОРТИМЕНТ АРМАТУРНОЙ И ПРОФИЛЬНОЙ СТАЛИ.

9. РАЗРАБОТАНЫ РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ ГРУППОВЫХ СТАЛЬНЫХ ФОРМ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ИЗДЕЛИЙ, А ТАКЖЕ РЕКОНСТРУКЦИИ ФОРМ СЕРИИ НН-04, УЖЕ ИМЕЮЩИХСЯ В ЗАВОДСКОМ ПРОИЗВОДСТВЕ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ КОЛОНН СВЯЗЕВОГО КАРКАСА.

## 2. Область применения изделий серии

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

Изделия для каркаса с колоннами сечением 30x30 см предначислены для зданий в 1-6 этажа с подвалом с сеткой колонн 6x6 и 6x3м и унифицированными расчетными нагрузками на перекрытия 450, 600 и 800 кг/м<sup>2</sup>.

Изделия для каркаса с колоннами сечением 40x40 см, предназначены для зданий в 5-12 этажей с подвалом с сеткой колонн 6x6; 6x4,5, 6x3м и унифицированными расчетными нагрузками на перекрытия 450, 600, 800 и 1250 кг/м<sup>2</sup> и для зданий в 1-4 этажа с подвалом с сеткой колонн 6x6, 6x4,5; 6x3м и унифицированными расчетными нагрузками на перекрытия 1250 кг/м<sup>2</sup>.

Изделия серии зарекомендованы для высот этажей 3,3, 3,6, 4,2 м. Высота подвала может быть равной высоте типового этажа 3,3, 3,6 и 4,2, а также, при применении средних колонн, - 1,85; 2,16, 2,75 м. Для каркаса с колоннами сечением 40x40 см предусмотрены изделия для верхнего технического этажа высотой 2,4 м.

2.2. ВЕЛИЧИНЫ РАСЧЕТНЫХ И НОРМАТИВНЫХ РАВНОМЕРНО-РАСПРЕДЕЛЕННЫХ НАГРУЗОК ДЛЯ ЛАНЫ ПЕРЕКРЫТИЙ И ПОКРЫТИЙ, А ТАКЖЕ ПОГОДНЫХ НАГРУЗОК ДЛЯ РИГЕЛЕЙ, ПРИНЯТЫЕ В СООТВЕТСТВИИ С УКАЗАНИЯМИ ПО ПРИМЕНЕНИЮ УНИФИЦИРОВАННЫХ НАГРУЗОК СН 382-67 без учета собственного веса конструкций приведены в таблице 1.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ НН-04-0
1973	Пояснительная записка	Запуск Апрель 6 1

ТАБЛИЦА 1

ВИД НАГРУЗКИ	ВЕЛИЧИНА НАГРУЗКИ				НАГРУЗКА И РАСЧЕТНЫЙ ПОДАЛЮЩИЙ МОМЕНТ			
	ДЛЯ ГАНТ КГ/М <sup>2</sup>	ДЛЯ ГАНТ КГ/М <sup>2</sup>	ДЛЯ ГАНТ КГ/М <sup>2</sup>	ДЛЯ ГАНТ КГ/М <sup>2</sup>				
А. Расчетная	450	600	800	1250	4.0	5.2	7.2	9.0
Б. Нормативная	360	500	670	1050	3.4	4.4	6.2	7.8
В. Т. ч. действующая	210	350	520	900	2.95	3.5	5.3	6.6
То же, для покрытий с армированием	150	150	150	150	—	—	—	—
В. Временные расчетные	280	390	600	1080	1.6	2.3	3.6	5.4
Р. Временные нормативные	200	300	500	900	1.2	1.8	3.0	4.5

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

2. Радиус под нагрузку 9 т/ом предусмотрен только в каркасе с колоннами сечением 40x40 см.

2.3. Изделия серии запроектированы и предназначены для зданий I степени отстойности по СНиП I-A 5-70.

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

### 3. ХАРАКТЕРИСТИКА ИЗДЕЛИЙ СЕРИИ

3.1. Фундаменты. Для колонн сечением 30x30 см принимаются фундаменты по серии НИ-04-1 выпуск I, для колонн сечением 40x40 см — по серии НИ-04-1 выпуск 3. Железобетонные фундаменты запроектированы стаканного типа на нормативное сопротивление грунта до 2,5 кр / см<sup>2</sup> и могут применяться в малоэтажных зданиях. Башмаки БК-14 и ФК-10 расчитаны на установку на фундаменты, определяемые в конкретном проекте здания.

Бетон залеаки колонн в стакане фундаментов к моменту передачи эксплуатационной нагрузки должен быть не ниже марки 200, а для башмака БК-14 не ниже марки 300, так как фундаменты удовлетворяют расчету на продавливание при учете полной выносливости фундаментного бруска.

3.2. Колонны. Выпуски 3,4,5 и 6 серии НИ-04-2 содержат рабочие чертежи колонн сечением 40x40 см, выпуск 7,8,9,10 серии НИ-04-2 — рабочие чертежи колонн сечением 30x30 см. Колонны запроектированы для высот от этажей 3,3; 3,6 и 4,2 м и для технического этажа высотой 2,4 м / только колонны сечением 40x40 см/.

Колонны сечением 40x40 см для верхнего и нижнего этажей выполнены односторонней разрезки, для средних этажей в двух вариантах: односторонние и двухсторонние. Капитал в комбинации с односторонними колоннами дает возможность комбинировать здание с различными высотами этажей.

Колонны сечением 30x30 см разработаны одно и двухсторонней разрезки. Кроме того, предусмотрены 3,4-этажные бесстриковые колонны на всю высоту здания.

В перенесенных выше таблицах колонны приведены принятые расстановки закладных деталей для крепления диафрагм жесткости, лестничных гандлеров и гандлеров перпендикулярных падкости рам. Закладные детали разработаны в серии НИ-04-8, выпуск 3 в конкретных проектах, в соответствии с принятыми архитектурно-планировочными решениями, необходимо привести определенные чертежи колонн с расположением дополнительных закладных деталей и спецификации стали на колонны с учетом этих закладных.

Марки колонн с закладными деталями для навески стековых панелей разработаны в серии НИ-04-2, выпуск II /части 1,2,3/ для колонн сечением 40x40 см и выпуск 12 /части 1,2,3/ для колонн сечением 30x30 см.

СЕРИЯ НИ-04-0	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ НИ-04-0	
		ВЫПУСК	АНСТ
1973	Пояснительная записка	6	2

Стык колонн по бокам принят паярки, безметаллический с вакуумной сваркой выполненных рабочей арматурой и последующим омоноличиванием, предложенными лабораторией ГипроТЮ и Монолитного ЖБЕЗБОБетона НИИЖГ ГипроТЮ ССРР для соединения ригеля с колоннами принят стык со скрытым консолью колоннами разработанный и заключенчивованный как металлические конструкции на воспринятие внешних реакций 55 т (для колонн сечением 40x40 см) и 22,81 (для колонн сечением 30x30 см), а также изгибающего момента в узле 5,5 тм.

Максимальная передающая способность колонн по центральному сечению - 580т для сечения 40x40 см и 280т для сечения 30x30 см.

**3.3. Ригели. Серия ИИ-04-3, выпуск 3** содержит чертежи ригелей для каркаса с колоннами 40x40 см, серии ИИ-04-3, выпуск 4 - для каркаса с колоннами 30x30 см. Ригели принят высотой 450 мм таврового сечения с флангами из двухмя пластины во IIИЗУ для ограничения пад. перекрытий

Ригели для каркаса с колоннами 40x40 см имеют длину 5560 мм; 4060 мм и 2560 мм и предназначены для установки соответственно в пролетах 6,0 м; 4,5 м и 3,0 м, ригели для каркаса с колоннами 30x30 см имеют длину 5660 мм и 2660 мм для установки в пролетах 6,0 м и 3,0 м.

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

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

В ригелях, оканчивающих внутренний угол здания, требуется установка дополнительных закладных деталей для крепки стендов панелей / см. узлы 15-16 серии ИИ-04-10, выпуск 6/

Пример установки дополнительных закладных деталей приведены в серии ИИ-04-5, выпуск 4.

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

Несущая способность ригелей определяется расчетными унифицированными нагрузками 4,0 т/м; 5,2 т/м; 7,2 т/м для каркасов с колоннами, сечением 40x40 см и 30x30 см и 9т/м только для каркаса с колоннами сечением 40x40 см.

### 3.4. Панели перекрытий Серия ИИ-04-4, выпуск 17,18,19,20

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

Толщина панелей принята 22 см

Панели подразделяются на 3 основных типа:

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

2. Связевые панели шириной 1490 мм, устанавливаемые в колоннах.

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

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

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

Т К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗД	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	Пояснительная записка	

ЧИНОДИРОВАНИЕ НАГРУЗКИ НА ПАНЕЛИ ПЕРЕКРЫТИЙ БЕЗ УЧЕТА  
ПРЕСТВЕЖДЕЙ ВЕСА ПАНЕЛЕЙ, ПРИНЯТЫ 450 КГ/М<sup>2</sup>, 600 КГ/М<sup>2</sup>,  
800 КГ/М<sup>2</sup> И 1250 КГ/М<sup>2</sup>.

### 3.5. ПАНЕЛИ НАРУЖНЫХ СТЕН СЕРИЯ ИИ-04-5

Все подробные указания по применению стенных панелей помещены в рисунке 4, "Стеновые панели из легких и ячеистых бетонов Материалы для проектирования". Рисунки 5, 6 и 7 содержат рабочие чертежи панелей из легких бетонов толщиной 20, 30 и 35 см, рисунки 8 и 9 содержат рабочие чертежи панелей из легких бетонов толщиной 25 и 30 см. Арматурные изделия для стенных панелей приведены в рисунке 10.

Размеры панелей увязаны с размерами оконных блоков, предусмотренных ГОСТ ИИ214-65.

В панелях предусмотрен плоский горизонтальный стык /без четвертей/.

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

### 3.6. ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ

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

Диафрагмы жесткости запроектированы толщиной 14 см, слошные и с проемами, с одной или двумя полками для ограничения перекрытия и бесподложные /диафрагмы устанавливаемые перпендикулярно плоскости рам/.

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

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

Диафрагмы жесткости устанавливаются на всю высоту здания и доводятся до фундамента. Соединение диафрагм с фундаментом выполняется также, как и в горизонтальном стыке сборных диафрагм. Для этого из фундамента должны быть вынуты анкера 10А  $\overline{\text{U}}$  через 200 мм /длина выпуска 290 мм/. Зазор 300 мм между диафрагмой и фундаментом замоноличивается бетоном М200.

### 3.7. ЛЕСТИЦЫ. СЕРИЯ ИИ-04-7, ВЫПУСК 1, ВЫПУСК 2.

Лестницы выполняются из скрученных сборных железобетонных маршей, обединенных в подиумных площадках. Отделная лестничная площадка запроектирована для верхнего этажа здания.

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

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

Для лестничной подиумной могут быть двух типов: в виде сборных накладных приступок или в виде мозаичного пола по монолитной панте.

### 3.8. ЗАКЛАДНЫЕ ДЕТАЛИ И СОЕДИНТЕЛЬНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

Для удобства проведения заготовительных операций

Т К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	Колоннительная заявка	выпуск Апрель 6 4

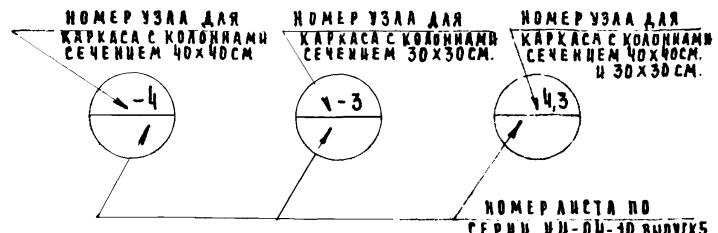
ЦИИ НА СПЕЦИАЛИЗИРОВАННЫХ ЗАВОДАХ-ИЗГОТОВИТЕЛЯХ, ЗАКЛАДНЫЕ ДЕТАЛИ ВСЕХ СЕВОРНЫХ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА ПРОМЕЩЕНЫ В ОТДЕЛЬНОМ АЛЬБОМЕ ИИ-04-8. ВЫПУСК 3.

### 3.9. УЗЛЫ СОЕДИНЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ И МОНТАЖНЫЕ ДЕТАЛИ

ПРИВЕДЕНЫ В АЛЬБОМЕ ИИ-04-10. ВЫПУСК 5.

МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА С МАРКИРОВКОЙ УЗЛОВ ПРИВЕДЕНЫ В НАСТОЯЩЕМ АЛЬБОМЕ НА АНСТАХ 34-46

МАРКИРОВКА УЗЛОВ, ПРИНЯТАЯ НА МОНТАЖНЫХ СХЕМАХ:



МОНТАЖНЫЕ УЗЛЫ И ДЕТАЛИ НАВЕСКИ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ ПРИВЕДЕНЫ В АЛЬБОМЕ СЕРИИ ИИ-04-10. ВЫПУСК 5

МЕРОПРИЯТИЯ ПО АНТИКОРРОЗИЙНОЙ ЗАЩИТЕ КОНСТРУКЦИИ ВЫПОЛНЯТЬ В СООТВЕТСТВИИ С УКАЗАНИЯМИ, ПОДЛЕЖАЩИМИ РАЗРАБОТКЕ В КОНКРЕТНОМ ПРОЕКТЕ ЗДАНИЯ, СОГЛАСНО ТРЕБОВАНИЯМ СН 206-62 И СН 262-67 В ЗАВИСИМОСТИ ОТ МЕСТНЫХ ФАКТОРОВ АГРЕССИВНОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ СРЕДЫ.

### 4. КОМПОНОВКА ЗДАНИЙ И ПОДБОР ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА

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

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

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

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

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

Допускается устройство вертикальных диафрагм из монолитного бетона.

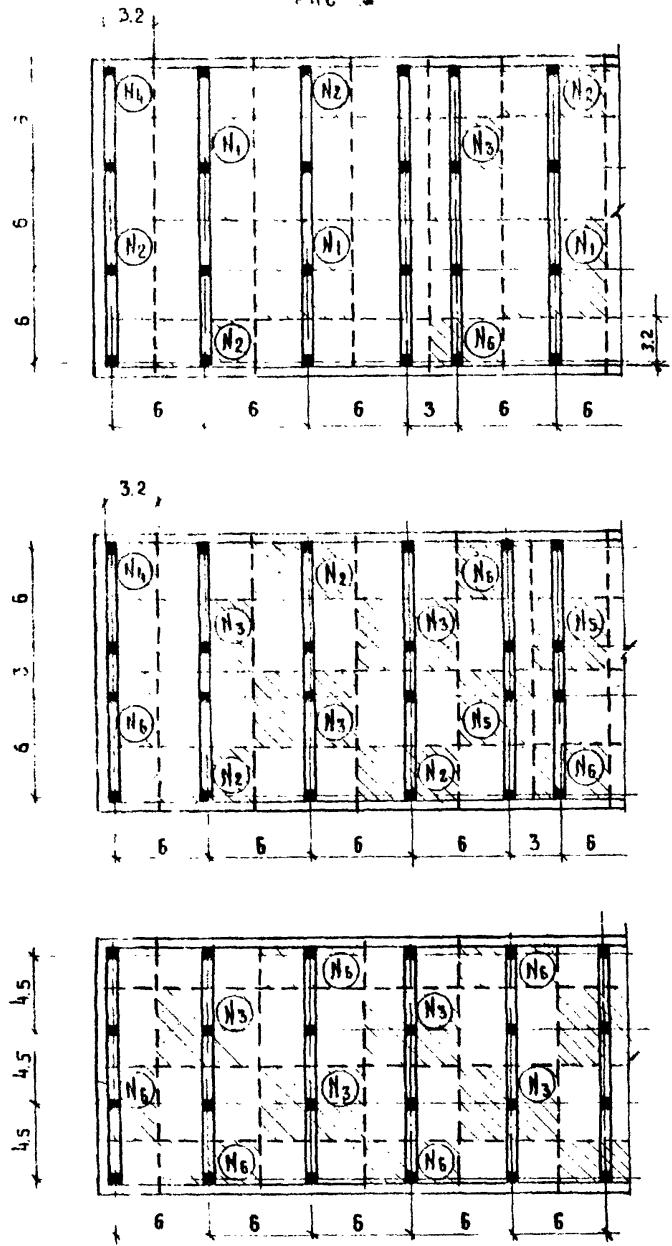
Конструкции каркаса должны иметь веерообразный монтаж 3-4<sup>2</sup> этажей без замоноличивания стыков ходовых и вертикальных стыков диафрагм, при обязательной сварке всех соединений и замоноличивания всех швов и шпонок в дисках перекрытий.

4.2. Многопустотные панели перекрытий подбираются по действующим на них расчетным нагрузкам в согласовании с унифицированными нагрузками потаба №1 (амст<sup>2</sup>)

Ригели подбираются в зависимости от действующей на них погонной расчетной нагрузки в согласовании с унифицированной потаба №1 (ансст 2).

Т К	Указания по применению изделий	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	Пояснительная записка.	Выпуск 6 Анст 5

Рис. 1



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

Диафрагмные колонны принимаются той же несущей способности, что и рядовые.

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

Расчет колонн произведен с учетом нормальных сил от вертикальных нагрузок и изгибающих моментов от защемления ригеля, несимметричного приложения нагрузки и случайных эксцентриситетов в стыках от неодно-стности колонн при монтаже.

В сечениях нагрузок на колонны отличных от принятых, колонны подлежат расчету с учетом всех перечисленных выше факторов.

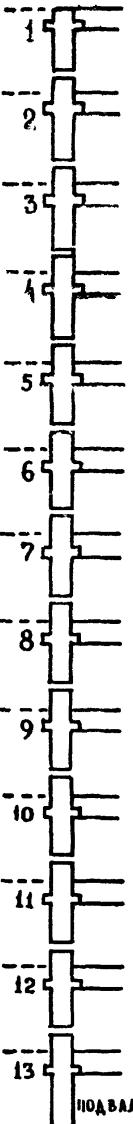
Если изгибающие моменты действуют в двух плоскостях, расчет колонн сводится к проверке сечений на косое внецентренное сжатие. Для упрощения расчетов допускается производить расчеты на обычное внецентренное сжатие при воздействии изгибающего момента в одной плоскости; при этом величина изгибающего момента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

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

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ	СЕРИЯ НИ-04-0
1973	Пояснительная записка	ВЫПУСК 6

ПОДБОР КОЛОНН СЕЧЕНИЕМ 40×40 см

ТАБЛИЦА 2



N <sub>1</sub> ЭТАЖА	Расчетная нагрузка на перекрытиях 450 кг/м <sup>2</sup>					
	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub>
1	24	24	24	24	24	24
2	24	24	24	24	24	24
3	24	24	24	24	24	24
4	24	24	24	24	24	24
5	24	24	24	24	24	24
6	24	24	24	24	24	24
7	29	24	24	24	24	24
8	34	24	24	24	24	24
9	34	29	29	24	24	24
10	40	29	29	24	24	24
11	47	34	34	24	29	29
12	54	34	40	29	29	29
13	54	40	40	29	34	34

N <sub>2</sub> ЭТАЖА	Расчетная нагрузка на перекрытиях 600 кг/м <sup>2</sup>					
	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub>
1	24	24	24	24	24	24
2	24	24	24	24	24	24
3	24	24	24	24	24	24
4	24	24	24	24	24	24
5	24	24	24	24	24	24
6	29	24	24	24	24	24
7	29	24	24	24	24	24
8	34	29	29	24	24	24
9	40	34	34	24	29	29
10	47	40	40	24	29	29
11	54	40	40	29	34	34
12	54	40	40	29	34	34
13	58	40	54	34	40	34

N <sub>3</sub> ЭТАЖА	Расчетная нагрузка на перекрытиях 800 кг/м <sup>2</sup>					
	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub>
1	24	24	24	24	24	24
2	24	24	24	24	24	24
3	24	24	24	24	24	24
4	24	24	24	24	24	24
5	29	24	24	24	24	24
6	29	24	29	24	24	24
7	34	29	29	24	24	24
8	40	29	34	24	29	29
9	54	34	40	24	29	29
10	54	40	40	29	34	29
11	54	40	54	29	40	34
12	58	54	54	34	40	34
13	58	54	54	34	40	40

N <sub>4</sub> ЭТАЖА	Расчетная нагрузка на перекрытиях 1250 кг/м <sup>2</sup>					
	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub>
1	24	24	24	24	24	24
2	24	24	24	24	24	24
3	24	24	24	24	24	24
4	29	24	24	24	24	24
5	34	29	29	24	24	24
6	40	34	34	24	29	24
7	54	40	40	24	29	29
8	54	40	54	29	34	29
9	58	54	54	29	40	34

ПОДБОР КОЛОНН СЕЧЕНИЕМ 30×30 см

ТАБЛИЦА 3 11

N <sub>1</sub> ЭТАЖА	Расчетная нагрузка на перекрытиях 450 кг/м <sup>2</sup>					
	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub>
1	14	14	14	14	14	14
2	14	14	14	14	14	14
3	14	14	14	14	14	14
4	17	14	14	14	14	14
5	23	17	17	14	14	14

N <sub>2</sub> ЭТАЖА	Расчетная нагрузка на перекрытиях 600 кг/м <sup>2</sup>					
	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub>
1	14	14	14	14	14	14
2	14	14	14	14	14	14
3	14	14	14	14	14	14
4	17	17	17	14	14	14
5	23	23	23	17	17	17

N <sub>3</sub> ЭТАЖА	Расчетная нагрузка на перекрытиях 800 кг/м <sup>2</sup>					
	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub>
1	14	14	14	14	14	14
2	14	14	14	14	14	14
3	17	14	14	14	14	14
4	23	17	17	14	14	14
5	28	23	23	17	17	17

ПРИМЕЧАНИЯ

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

ТАБЛИЦА 3 11

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ

СЕРИЯ ИИ-04-0

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

ВЫПУСК 6 АЛЛЕТ 7

1973

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

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

Под отдельно стоящие колонны фундаменты подбираются по центральному сжатию.

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

Под составные элементы диафрагм жесткости должен быть неразрезной фундамент.

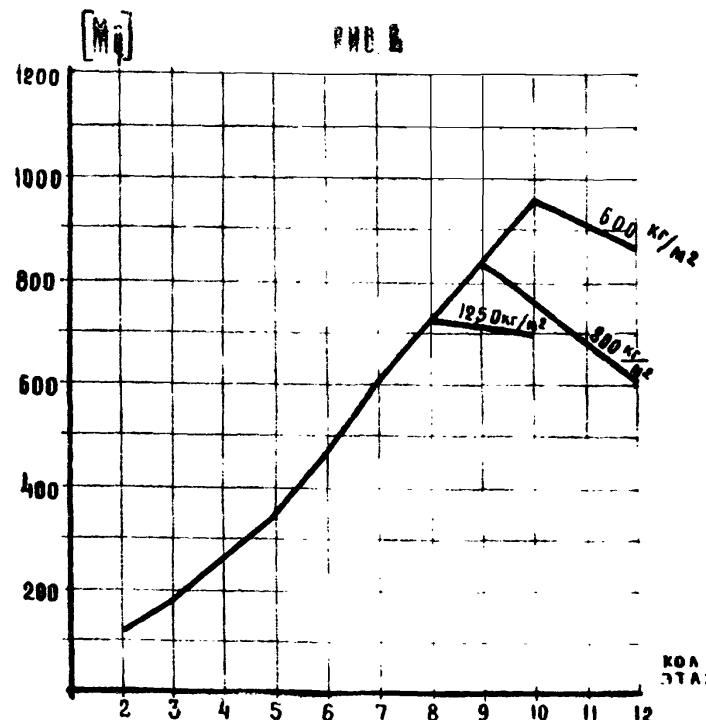
#### 5. УКАЗАНИЯ ПО ПОДБОРУ И РАСЧЕТУ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ.

ДЛЯ ЗДАНИЙ ДО 4<sup>х</sup> ЭТАЖЕЙ С ПОДВАЛОМ ПОДБОР ДИАФРАГМ ПРОИЗВОДИТСЯ В СООТВЕТСТВИИ С РЕКОМЕНДАЦИЯМИ, ПРИ ВДЕЛЕННЫМИ НА АНСТАХ 71-72. ДЛЯ ЗДАНИЙ БОЛЕЕ 4<sup>х</sup> ЭТАЖЕЙ ПОДБОР И РАСЧЕТ ДИАФРАГМ ПРОИЗВОДИТСЯ ПО МЕТОДИКЕ ПРИВЕДЕНОЙ В РАЗДЕЛАХ 5.1 ÷ 5.7.

#### 5.1. Предварительное определение количества диафрагм.

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

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



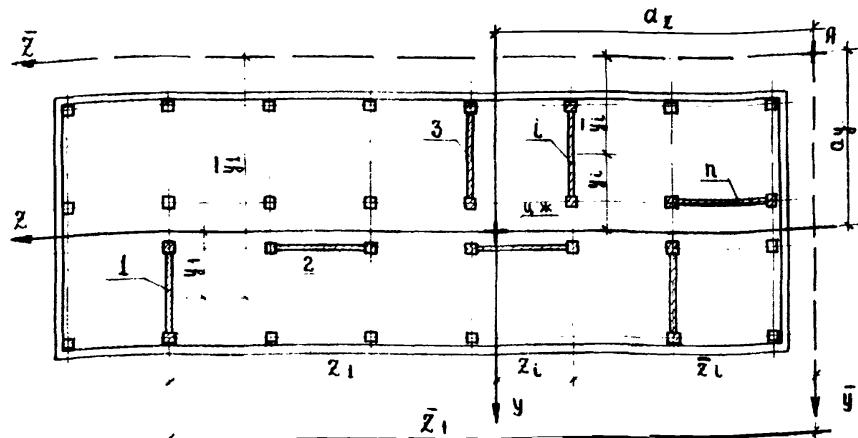
Величина расчетного ветрового момента определяется по табл. 8 (лист 30), в которой приведены значения ветровых моментов для зданий различной высоты при длине блока 60 м. Если длина блока проектируемого здания не равна 60 м, табличные значения расчетных изгибающих моментов следует уменьшать пропорционально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

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

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

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ НИ-04-0
1973	Пояснительная записка	выпуск лист 6 8

РИС. 3.



## 5.2 Система координатных осей и определение центра жесткостей.

Все факты вышеприведены в схеме принципиальных изображений. Оси координат в плане расположены параллельно разбивочным осям здания (см. рис. 3., на котором показан в общем виде план здания с принципиальным расположением несущих конструкций). Начало координат принимается в центре жесткостей вертикальных диафрагм, если планировка А и критерии  $B_y$  и  $B_z$  от произвольной точки "А" плана определяются по формуле:

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

На фигурах (5.1) принципы определения определены:

$B_{iz}$  - жесткости диафрагм, параллельных оси  $y$ ,

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

$i=1,2,..,n$  - номера и общее число диафрагм жесткости.

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

Суммирование в формулах (5.1) выполняется для всех диафрагм одного направления. При этом  $D_z \cdot \sum B_{iz}$  и  $D_y \cdot \sum B_{zy}$  суммарные жесткости всех диафрагм одного направления.

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

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

## 5.3 Нагрузки, действующие на здание.

На несущие конструкции здания действуют вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Вертикальными нагрузками для диафрагм являются опорные реакции ригелей, опирающиеся на диафрагменные колонны; нагрузки "q" от панелей перекрытия, опирающихся непосредственно на стенку жесткости, и собственный вес ("г") элементов конструкции, включая все стекловолокнистое ограждение (для диафрагм, примыкающих к фасадным осям). Все эти нагрузки приводятся к равнодействующей продольной силе " $P_L$ ".

Продольная сила в любой диафрагме определяется по формуле:

$$P_L = g + \sum (P_r^{lev} + P_r^{pr} + q \cdot b),$$

где  $P_r^{lev}$ ,  $P_r^{pr}$

- опорные реакции ригелей, примыкающих к диафрагме соответственно с левой и с правой стороны;

$b$  - ширина диафрагмы.

При индексах вертикальные нагрузки суммируются независимо по всем этажам.

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

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	Пояснительная записка	выпуск 6 лист 9

### 5.4 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ДИАФРАГМАХ ЖЕСТКОСТИ

После суммы вертикальных нагрузок  $P_y$  на диафрагмы и определения расчетных ветровых моментов здания  $M_y^0$  и  $M_z^0$  в уровне низа диафрагм вычисляются суммарные изгибающие моменты

$$M_y = (M_y^0 + \sum P_L e_{iy}) \zeta_y; M_z = (M_z^0 + \sum P_L e_{iz}) \zeta_z \quad (5.2)$$

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

$\zeta_y$  и  $\zeta_z$  - коэффициенты продольного изгиба, которые вычисляются в соответствии с указаниями п.5.5.

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

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

$$M_{yz} = [M_y^0 \zeta_z - M_z^0 \zeta_y + \sum P_i (B_{iy} z_i + B_{iz} y_i)] \gamma_{yz} \quad (5.3)$$

где  $y_i, z_i$  - коэффициенты равнодействующих горизонтальных нагрузок, действующих в направлении всей  $z$  или  $y$  соответственно;

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

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

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

$$M_{ly} = M_y^0 + \Delta M_{ly}; M_{lz} = M_z^0 + \Delta M_{lz} \quad (5.4)$$

где  $M_y^0$  - изгибающий момент в данной диафрагме, появляющийся в результате поступательных перемещений;

$\Delta M_{ly}$  - дополнительный изгибающий момент, появляющийся в результате поворота.

Изгибающие моменты  $M_y^0$  в данной диафрагме, появляющиеся в результате поступательных перемещений здания, вычисляются по формулам:

$$M_y^0 = M_y \frac{B_{ly}}{D_y}; M_z^0 = M_z \frac{B_{lz}}{D_z} \quad (5.5)$$

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

$B_{ly}, B_{lz}$  - жесткость рассматриваемой диафрагмы;

$D_y = \sum B_{ly}$ ;  $D_z = \sum B_{lz}$  - жесткость всех диафрагм одного направления.

Дополнительные изгибающие моменты  $M_y^0$ , появляющиеся в данной диафрагме в результате поворота, вычисляются по формулам:

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

В формулах (5.6) приняты обозначения:

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

$D_{yz} = \sum (B_{ly} z_i^2 + B_{lz} y_i^2)$  - общая жесткость пространственной системы при повороте здания;

$y_i, z_i$  - расстояния от центра жесткостей до данной диафрагмы, имеющие значение  $y$  и  $z$  введенных координат;

ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-0Ч-0
1973	Пояснительная записка	вып. 6 л. 10

### 5.7. УЧЕТ ДАНИЯ ПРОДОЛЖНОГО ИЗГИБА.

СУММАРНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ В БИМОСЕННЯ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ВСЕ ЗДАНИЕ, СЛЕДУЕТ УМОНОМАТЬ НА КОЭФФИЦИЕНТЫ ПРОДОЛЖНОГО ИЗГИБА, КОТОРЫЕ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛАМ:

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

$$\gamma_z = 1 + \frac{H^2 \sum p_i}{8 D_z} (1 + 4 R_z) \quad (5.8)$$

$$\gamma_{yz} = 1 + \frac{H^2 \sum p_i (y_i^2 + z_i^2)}{8 D_{yz}} (1 + 4 R_{yz}) \quad (5.9)$$

ГДЕ  $R_y, R_z, R_{yz}$  - ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОДАЧИЧОСТИ ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЯ ПРИ ПОСТУПАТЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЯХ В НАПРАВЛЕНИИ ОСЕЙ  $Y$  И  $Z$  И ПРИ ЗАКРУЧИВАНИИ;

$D_y, D_z, D_{yz}$  - СУММАРНЫЕ МЕШКОВЫЕ ОСНОВАНИЯ НАДЗЕМНОЙ ЧАСТИ ПРИ ПОСТУПАТЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЯХ В НАПРАВЛЕНИИ ОСЕЙ  $Y$  И  $Z$  И ПРИ ЗАКРУЧИВАНИИ.

$H$  - ВЫСОТА ЗДАНИЯ.

В ФОРМУЛАХ (5.7) ÷ (5.9) СУММИРОВАНИЕ ПРОИЗВОДИТСЯ ДЛЯ ВСЕХ КОЛОНН И ДИАФРАГМ ЗДАНИЯ. ПРИ ЭТОМ  $\sum p_i$  - ВСЕ ЗДАНИЯ. КРУТИАЦИОННЫЙ ХАРАКТЕРИСТИКУ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ ПРИ РАСПРЕДЕЛЕНИИ НАТРУЗОК В ПЛАНЕ И ПО ВСТАНАМ МОЖНО ВЫЧИСЛЯТЬ ПО ФОРМУЛЕ:

$S p_i (y_i^2 + z_i^2) = \frac{\sum p_i}{F} (J_y + J_z)$ , где  $F$  - ПЛОЩАДЬ ПЛАНА ЗДАНИЯ,  $J_y, J_z$  - МОМЕНТЫ ИНЕРЦИИ ПЛАНА ЗДАНИЯ ОТНОСИТЕЛЬНО ОСЕЙ  $Y$  И  $Z$  СООТВЕТСТВЕННО.

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОДАЧИЧОСТИ ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЯ РАВНЫ:

$$k_y = \frac{D_y}{H \sum m_{ly}}, k_z = \frac{D_z}{H \sum m_{lz}}, k_{yz} = \frac{D_{yz}}{H \sum (m_{ly} z_i^2 + m_{lz} y_i^2)} \quad (5.10.)$$

В ФОРМУЛАХ (5.10) ОБОЗНАЧЕНО:  $m_{ly}, m_{lz}$  - КОЭФФИЦИЕНТЫ МЕШКОВЫХ ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТА КАКОЙ ДИАФРАГМЫ, А СУММИРОВАНИЕ РАСПРОСТРЯНЕТСЯ НА ВСЕ ДИАФРАГМЫ. КОЭФФИЦИЕНТЫ  $m_i$  МЕШКОВЫХ ОСНОВАНИЯ ПОД ФУНДАМЕНТОМ ДИАФРАГМЫ ВЫЧИСЛЯЮТСЯ В СООТВЕТСТВИИ С УКАЗАНИЯМИ СНиП II-61-62:

$$m_i = \frac{E_{sp} \left( \frac{C}{2} \right)^3}{\left( 1 - \mu_{sp}^2 \right) K} \quad (5.10A)$$

ПРИ ЭТОМ  $C$  - РАЗМЕР ФУНДАМЕНТА В ПЛОСКОСТИ ОСНОВАНИЯ, ОСТАЛЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ ПО СНиП II-61-62. (П.5.21) КОЭФ. К ВЫЧИСЛЯЕТСЯ ПО ГРАФИКАМ ДЛЯ  $K_1$  И  $K_2$  ПО РИС. 4 СНиПа II-61-62.

ПРИ ДОСТАТОЧНО МЕШКОВЫХ ОСНОВАНИЯХ ДЛЯ КАКОЙТО ФУНДАМЕНТА СЛЕДУЕТ ПРИНИМАТЬ  $m_{ly} = 0$  И ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОДАЧИЧОСТИ ОСНОВАНИЯ ДЛЯ ВСЕГО ЗДАНИЯ  $R = 0$ .

### 5.8. ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ДИАФРАГМ.

а) ПРОЧНОСТЬ ДИАФРАГМ ПО ИНФРАМЕЛУННОМУ СЕЧЕНИЮ. Диафрагмы являются внекентрическими схватыми элементами и проверка их прочности по нормальному сечению может быть выполнена по формулам, аналогичным расчетным зависимостям СНиП II-61-62\* для монолитных внекентрических стяжных стержневых элементов. Прочность диафрагм обеспечена при соблюдении условий:

$$\text{ПРИ } P > N_{cr} \quad M \cdot L \cdot K_1 + P \leq N_{cr} \quad (5.11)$$

$$\text{ПРИ } P < N_{cr} \quad K_1 \cdot M - P \cdot b \leq M_{in} \quad (5.12)$$

ГДЕ  $M$  И  $P$  - ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ И ПРОДОЛЖНАЯ СИЛА В ДИАФРАГМЕ, ОПРЕДЕЛЕННЫЕ РАСЧЕТОМ;

$N_{cr}$  - НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ДИАФРАГМЫ ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ СХАТИИ;

$N_{cr}$  - ПРОДОЛЖНАЯ СИЛА, СООТВЕТСТВУЮЩАЯ ГРАНИЦЕ МЕЖДУ ПЕРВЫМ И ВТОРЫМ СКУЧАСТЫМ ВНЕЦЕНТРИЧЕСКИМ СХАТИЯМ;

$M_{in}$  - ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ, ЧОСПРИНИМАЕМЫЙ ДИАФРАГМОЙ ПРИ ОСТЕСТВЛЕНИИ ПРОДОЛЖНОЙ СИЛЫ;

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПОДСИЛЕНИЕ ВЪЗДУШНОЙ ЗАПИНСКА	ВЫПУСК № 11

**СиВ** - характеристики несущей способности диафрагм.

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

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

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

где  $b$  - ширина диафрагмы.

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

Прочность диафрагмы по вертикальному шву проверяется из условия:

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

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

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

Сдвигающая сила  $T$  определяется по формуле:

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

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

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

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

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

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

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

Изгибающий момент считается положительным, если растягивает левое волокно.

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

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

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

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

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

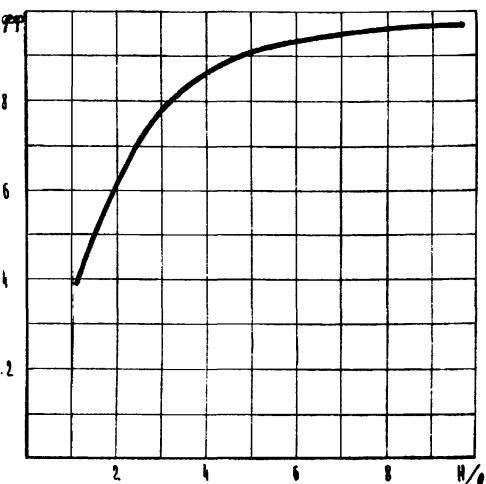
$n$  - число этажей.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ И-04-0
1973	Пояснительная записка	выпуск 6 анонс 12

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ И ХЕСТКОСТИ СЕЧЕНИЯ ДИАФРАГМЫ

ГРАФИК ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА  $k_{\text{доп}}$

НР ДИАФР	ЗЕКАЗ	ШИРОТА СЕЧЕНИЯ ДИАФР. Ш (м)	ДАНО ПОДДЕР. СЕЧЕНИЯ $F/\text{м}^2$	$Y_{\text{ц.т.}}$ (м)	МОМЕНТ ИНЕРЦИИ $J$ ( $\text{м}^4$ )	ВЕСНА ХЕСТКИ СЕЧЕНИЯ $A$ ( $\text{м}^2$ )	ХЕСТКОСТЬ ДИАФР. $E_{\text{доп}}$ ( $\text{Н/м}^2$ )	ТАБЛИЦА 4	
								$\frac{S}{J}$	$k_{\text{доп}}$
1		6	11	3.0	$4.93 \cdot 10^6$	$2.78 \cdot 10^6$	$13.2 \cdot 10^6$	0.0974	0.210
2		6	0.92	3.3	$4.44 \cdot 10^6$	$2.31 \cdot 10^6$	$11.9 \cdot 10^6$	0.119	0.195
3		6	0.92	2.7	$4.44 \cdot 10^6$	$2.31 \cdot 10^6$	$11.9 \cdot 10^6$	0.0972	0.195
4		12	1.94	6.0	$29.7 \cdot 10^6$	$4.88 \cdot 10^6$	$79.5 \cdot 10^6$	0.0323	0.110
5		12	1.76	6.45	$25.65 \cdot 10^6$	$4.54 \cdot 10^6$	$68.7 \cdot 10^6$	0.0402	0.110
6		12	1.76	5.55	$25.65 \cdot 10^6$	$4.54 \cdot 10^6$	$68.7 \cdot 10^6$	0.0346	0.110
7		12	1.76	6.2	$28.29 \cdot 10^6$	$4.54 \cdot 10^6$	$75.7 \cdot 10^6$	0.0351	0.110
8		12	1.76	5.8	$28.29 \cdot 10^6$	$4.54 \cdot 10^6$	$75.7 \cdot 10^6$	0.0328	0.110
9		12	1.58	6.0	$22.24 \cdot 10^6$	$3.58 \cdot 10^6$	$59.5 \cdot 10^6$	0.0432	0.110
10		12	1.58	6.0	$28.5 \cdot 10^6$	$3.58 \cdot 10^6$	$77.4 \cdot 10^6$	0.0332	0.105
11		12	1.58	6.35	$25.29 \cdot 10^6$	$3.98 \cdot 10^6$	$67.7 \cdot 10^6$	0.0402	0.110
12		12	1.58	5.65	$25.29 \cdot 10^6$	$3.98 \cdot 10^6$	$67.7 \cdot 10^6$	0.0357	0.110
13		9	1.53	4.5	$13.9 \cdot 10^6$	$3.85 \cdot 10^6$	$37.2 \cdot 10^6$	0.0518	0.134
14		9	1.34	4.9	$12.04 \cdot 10^6$	$3.37 \cdot 10^6$	$32.2 \cdot 10^6$	0.0651	0.138
15		9	1.34	4.1	$12.04 \cdot 10^6$	$3.37 \cdot 10^6$	$32.2 \cdot 10^6$	0.0545	0.136
16		9	1.34	4.5	$13.88 \cdot 10^6$	$3.37 \cdot 10^6$	$37.2 \cdot 10^6$	0.0519	0.135
17		9	1.16	4.5	$10.59 \cdot 10^6$	$2.92 \cdot 10^6$	$28.4 \cdot 10^6$	0.068	0.128
18		9	1.16	4.0	$11.95 \cdot 10^6$	$2.92 \cdot 10^6$	$32 \cdot 10^6$	0.0536	0.132
19		10.5	1.73	5.25	$20.78 \cdot 10^6$	$4.35 \cdot 10^6$	$55.6 \cdot 10^6$	0.0404	0.116
20		10.5	1.53	5.7	$17.87 \cdot 10^6$	$3.9 \cdot 10^6$	$47.8 \cdot 10^6$	0.0510	0.126
21		10.5	1.55	5.3	$20.63 \cdot 10^6$	$3.9 \cdot 10^6$	$55.2 \cdot 10^6$	0.0411	0.124
22		4.5	0.89	2.25	$2.43 \cdot 10^6$	$6.5 \cdot 10^6$	$0.148$	0.270	



Н а м е ч а н и я

1. Для диафрагмы при определении геометрических и хесткостных характеристик, а также параметров ее несущей способности (см. табл. 4.5) зависит от высоты сечения  $B$ , характера в расположении проломов.

2. Расстояние до центра тяжести сечения  $Y_{\text{ц.т.}}$  дано от оси левой конции.

3. В таблице 4 приведены величины отношения статического момента части подведенного сечения диафрагмы, отсеченной вертикальным швом к моменту инерции  $J$ . При этом для крайнего шва  $B$  — статический момент параллелен координате относительно центра тяжести диафрагмы, а для среднего шва  $B$  — статический момент части подведенного сечения диафрагмы, имеющей единичный центр тяжести.

4. Рассчитанная хесткость диафрагмы  $B$  определяется эмпирическим выражением  $B$  на коэффициент  $k_{\text{доп}}$ , который зависит от отношения  $\frac{B}{H}$  (где  $H$  — высота здания;  $B$  — высота сечения диафрагмы), и определяется по приведенному на данной листе графику (рис. 4).

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ВЪДѢЛІ	СЕРІЯ ВК-01-1
1973	Пояснительная записка	1973 13

ПАРАМЕТРЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ АНАФРАГМЫ

ТАБЛИЦА 5

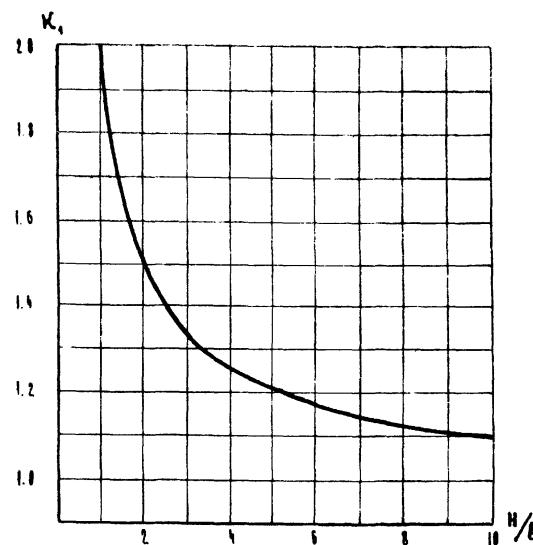
ТИП АНАФР АГМ	Н <sub>1</sub>	Н <sub>2</sub>	M <sub>1</sub>	α	β	ТИП АНАФР АГМ	Н <sub>1</sub>	Н <sub>2</sub>	M <sub>1</sub>	α	β		
1	1	1100	570	75	0.30	2.95	15	1	1330	740	170	0.24	3.10
	2	1150	580	75	0.37	2.95		2	1450	780	170	0.26	3.10
	3	1210	590	80	0.34	2.95		3	1580	820	180	0.28	3.10
	4	1270	600	95	0.36	2.95		4	1730	860	210	0.30	3.10
	5	1370	610	200	0.38	2.95		5	1900	880	450	0.32	3.10
	6	1450	620	230	0.40	2.95		6	2020	900	520	0.34	3.10
2,3	1	830	400	75	0.34	2.95	14+16	1	1070	580	170	0.25	3.10
	2	870	410	75	0.36	2.95		2	1180	620	170	0.27	3.10
	3	920	420	80	0.38	2.95		3	1310	660	180	0.29	3.10
	4	975	430	95	0.40	2.95		4	1440	700	210	0.31	3.10
	5	1070	440	200	0.42	2.95		5	1610	720	450	0.33	3.10
	6	1140	450	230	0.44	2.95		6	1730	740	520	0.35	3.10
4	1	1690	1060	220	0.17	3.30	17+18	1	910	580	170	0.25	3.10
	2	1790	1100	220	0.18	3.30		2	1020	620	170	0.27	3.10
	3	1900	1140	240	0.19	3.30		3	1150	660	180	0.29	3.10
	4	2020	1180	285	0.20	3.30		4	1290	700	210	0.31	3.10
	5	2190	1220	600	0.21	3.30		5	1350	720	450	0.33	3.10
	6	2320	1260	630	0.22	3.30		6	1580	740	520	0.35	3.10
5+8	1	1500	890	220	0.19	3.30	22	1	810	460	55	0.34	2.25
	2	1550	910	220	0.20	3.30		2	930	500	55	0.37	2.25
	3	1700	975	240	0.21	3.30		3	1050	540	60	0.40	2.25
	4	1830	1020	285	0.22	3.30		4	1170	580	70	0.43	2.25
	5	1990	1060	600	0.23	3.30		5	1290	600	150	0.46	2.25
	6	2160	1100	630	0.24	3.30		6	1390	620	175	0.49	2.25
9+12	1	1540	890	220	0.19	3.30							
	2	1450	940	220	0.20	3.30							
	3	1540	975	240	0.21	3.30							
	4	1670	1020	285	0.22	3.30							
	5	1830	1060	600	0.23	3.30							
	6	1990	1100	630	0.24	3.30							

ТИПЫ АНАФРМ С 1 ПО 6 В ТАБЛ 5  
СООТВЕТСТВУЮТ СЛЕДУЮЩАЯ НЕСУЩАЯ  
СПОСОБНОСТЬ ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ СЖАТИИ  
В ТОННАХ:

ТИП АНАФРМ	1	2	3	4	5	6
НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ	240	290	310	400	520	580

Рис. 5

ГРАФИК ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА K<sub>1</sub>



H - ВЫСОТА ЗАДКА

B - ВЫСОТА ПОДРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ АНАФРАГМЫ.

ПРИМЕЧАНИЕ.

В ТАБЛ. 5 ТИПЫ АНАФРАГМ ВРЯНИМАЮТСЯ ТАКИМИ  
ЖЕ, КАК В ТАБЛ. 4 ИСМТ 13.

ГРНД	ЗАКАЗЧИК ИЛИ ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРВИС ИМ-ИМ-1
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ОЧИСК 6 44

### 5.7 ПРОВЕРКА ЖЕСТКОСТИ ЗДАНИЯ

ПЕРЕМЕЩЕНИЯ АЛЮБОЙ ТОЧКИ ВЕРХНИХ ЗДАНИЯ В НАПРАВЛЕНИИ КООРДИНАТНЫХ ОСЕЙ ОСТАНОВЛЯЮТСЯ ИЗ ПОСТУПАТЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ В НАПРАВЛЕНИИ СООТВЕТСТВУЮЩИХ ОСЕЙ И ДОВОЛНТЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ЗА СЧЕТ ЗАКРУЧИВАНИЯ ВОКРУГ ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТЕЙ. ПОЭТОМУ ПОДАЧИ ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ПРОГРЕСС ВЕРХНИХ ЗДАНИЯ  $U_y$  ИЛИ  $U_z$  (ДЕФОРМАЦИЯ ВЕРХНИХ ЗДАНИЯ, ОТНЕСЕННЫЕ К ВЫСОТЕ ЗДАНИЯ) ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛАМ:

$$U_y = U_{0y} + U_{yz} \cdot Z; \quad U_z = U_{0z} - U_{yz} \cdot Y \quad (5.17)$$

ЗДЕСЬ  $Y, Z$  — КООРДИНАТЫ НАИБОЛЕЕ УДАЛЕННЫХ В ПЛАНЕ ОТ ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТЕЙ ТОЧЕК ВЕРХНИХ ЗДАНИЯ.

ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ ВЕЛИЧИНЫ  $U_{0y} = \frac{f_{0y}}{H}$ ;  $U_{0z} = \frac{f_{0z}}{H}$   
ПОСТУПАТЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ И ЧАСТЬ ЗАКРУЧИВАНИЯ  $U_{yz} = \frac{\theta}{H}$   
ВЕРХНИХ ЗДАНИЙ ЗА СЧЕТОМ ПОДАЧАНОСТИ ОСНОВАНИЯ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛАМ:

$$U_{0y} = M_y^h \frac{H}{4D_y} + M_{0y}^h \frac{R_y H}{D_y} \quad (5.18)$$

$$U_{0z} = M_z^h \frac{H}{4D_z} + M_{0z}^h \frac{R_z H}{D_z} \quad (5.19)$$

$$U_{yz} = M_{yz}^h \frac{H}{4D_{yz}} + M_{0yz}^h \frac{R_{yz} H}{D_{yz}} \quad (5.20)$$

ГДЕ:  $M_y^h$ ,  $M_z^h$ ,  $M_{yz}^h$  — ПОРИФАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ СУММАРНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И БИМОМЕНТА В УРОВНЕ ОБРЕЗА ОСНОВАНИЯ;

$M_{0y}^h$ ,  $M_{0z}^h$ ,  $M_{0yz}^h$  — ТО ЖЕ В УРОВНЕ ПОДОШВЫ ОСНОВАНИЯ  
ПОРИФАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ СУММАРНЫХ МОМЕНТОВ И БИМОМЕНТА ПРИ-  
НИМАЕМ РАВНЫМИ  $M^h = \frac{M}{1.2}$ , ГДЕ  $M$  — РАЧЕТНЫЕ ЗНАЧЕ-  
НИЯ ТЕХ ЖЕ ВЕЛИЧИН, ВЫЧИСЛЕННЫЕ ПО ФОРМУЛАМ (5.2) И (5.3)  
ЗА СЧЕТОМ ВЛИЯНИЯ ПРОДОЛЖНОГО ИЗГИБА.

В ФОРМУЛАХ (5.18) И (5.20) ПЕРВЫЕ СЛАГАЕМЫЕ ЧИСЛЫ ВЫВОДЯТ АСФОРМАЦИЮ ЗДАНИЯ ЗА СЧЕТ ИЗГИБА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ, ВТОРЫЕ — ЗА СЧЕТ ПОДАЧАНОСТИ ОСНОВАНИЯ.

ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ПРОГРЕСС ЗДАНИЯ ЗА СЧЕТ ИЗГИБА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ОГРАНИЧИВАЕТСЯ ВЕЛИЧИННОЙ 1/1000

ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ПРОГРЕСС ЗДАНИЯ ЗА СЧЕТ ПОДАЧАНОСТИ ОСНОВАНИЯ ТАКЖЕ НЕ ДОЛЖЕН ПРЕВЫШАТЬ 1/1000.

### ПРИМЕР РАСЧЕТА № 1

ПРОИЗВЕСТИ ПРОВЕРКУ ПРОЧНОСТИ И ЖЕСТКОСТИ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ 9-ЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ БЕЗ ПОДВАЛА РАЗМЕРОМ В ПЛАНЕ 54x18 м, СТРОЯЩЕГОСЯ В I ВЕТРОВОМ РАЙОНЕ. ВЫСОТА ЭТАЖА 4,2 м.

ЧИНОНЦИРОВАННАЯ РАЧЕТНАЯ НАГРУЗКА НА ПЕРЕКРЫТИЕ РАВНА 800 кг/м<sup>2</sup>. НАГРУЗКА ОТ СТЕНОВОГО ОГРАЖДЕНИЯ ПРИНИМАЕТСЯ РАВНОЙ 1,45 т на этаж.

ПРИНЯТО ЗДАНИЕ С ПОЛРЕЧНЫМ КАРКАСОМ И ГАУХИМИ ДИАФРАГМАМИ.

ОСНОВАНИЕ ЗДАНИЯ СОСТАВЛЯЮТ ПЕСКИ СРЕДНЕЙ КРУПНОСТИ, ИМЕЮЩИЕ СЛЕДУЮЩИЕ УПРУГИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ:  $E_{ср} = 4500$  т/м<sup>2</sup>,  $M = 0,3$ .

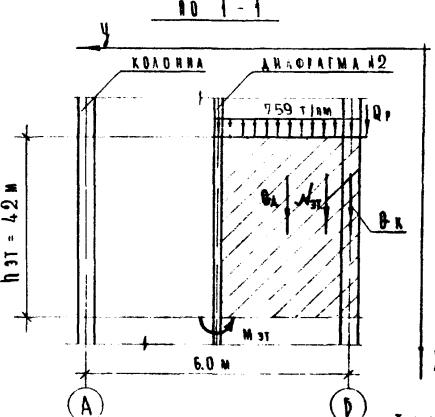
### A. РАСЧЕТ В ПОЛРЕЧНОМ НАПРАВЛЕНИИ

#### ПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕТРОВЫХ НАГРУЗОК

Горизонтальные нагрузки определяются по табл. 8 (лист 30) не приведены в табл. А с учетом фактического ветрового фронта здания  $R = 54$  м.

Т К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	Пояснительная записка	влияе 6 Апст 45

Рис. 8



ЗДАНИЕ ДАЛЬШИЙ БОМ	ЗДАНИЕ ДАЛЬШИЙ 54 м
Расчетные ветровые моменты в уровне 10-го днафрагмы	$2900 \times \frac{54}{60} =$ 2900 тм $= 2610 \text{ тм}$
Расчетные ветровые моменты в уровне подошвы фундамента	$3460 \times \frac{54}{60} =$ 3460 тм $= 2840 \text{ тм}$

ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ  
КОЛИЧЕСТВА ДНАФРАГМ.

На графике на Рис. 2 для 9-этажного здания с унифицированной расчетной нагрузкой 800 кг/м<sup>2</sup> определяем допустимый момент в днафрагме  $M_d = 850$  т.м. При расчетной ветровой нагрузке на здание  $M^b = 2610$  тм число днафрагм в здании равно:

$$\pi = \frac{2610}{850} = 3.1. \text{ Для дальнейших расчетов принимаем } 4 \text{ днафрагмы.}$$

Расположение днафрагм в плане показано на Рис. 6 на этом же рисунке занумерованы все вертикальные элементы - колонны и днафрагмы

Рис. 6

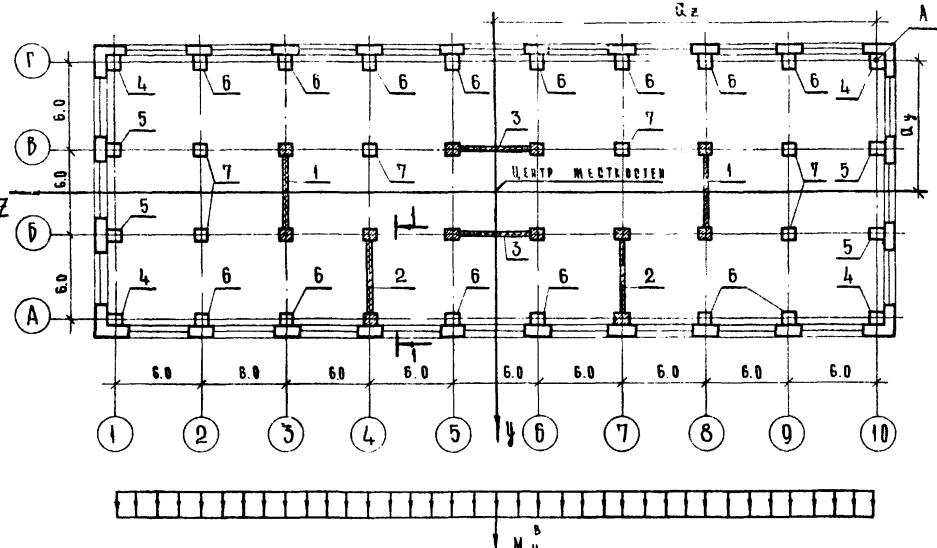
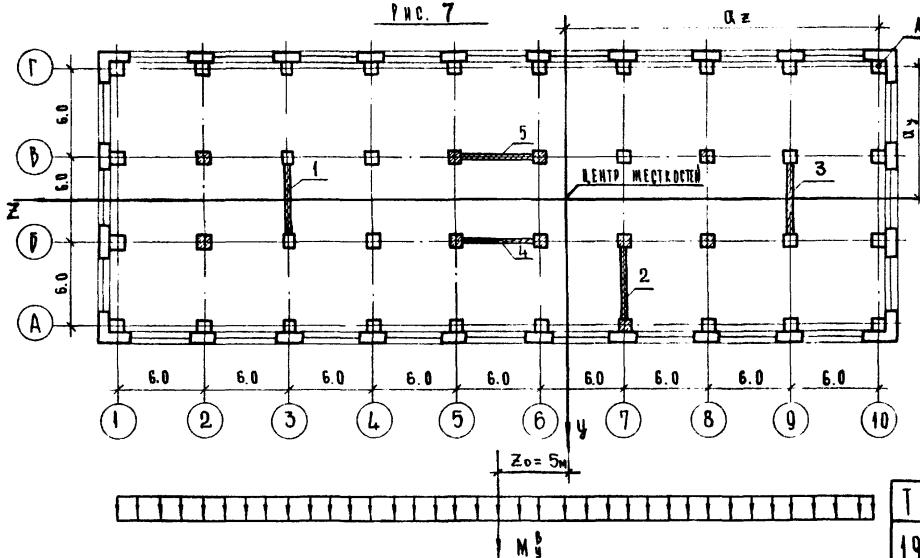


Рис. 7



СЕРИЯ Ни-04-0	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	ВЫПУСК 6	Лист 46
1973	Пояснительная записка		

## СБОР ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

ПРИ СБОРЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК С ОДНОГО ЭТАНА УЧИТЫВАЛИСЬ (КОМЕС СОБСТВЕННОГО ВЕСА КОНСТРУКЦИЙ) СЛЕДУЮЩИЕ НАГРУЗОКИ:  
 ДЛЯ ДИАФРАГМ №2 - ОДНОРЯДНАЯ РЕАКЦИЯ ОДНОГО РИГЕЛА В ПРОЛЕТЕ  
 Б-Б, РАВНОМЕРНО РАСПРЕДЕЛЕННАЯ НАГРУЗКА, ПЕРЕДАВАЕМАЯ ВАНТАМИ  
 ПЕРЕКРЫТИЙ НА СТЕНКУ ДИАФРАГМЫ И ВСЕ СТЕНОВОГО ОГРАНДЕНІЯ;  
 ДЛЯ ДИАФРАГМ №4 - ОДНОРЯДНЫЕ РЕАКЦИИ ДВУХ РИГЕЛЕЙ В ПРОЛЕТАХ  
 А-Б И Б-Г И РАВНОМЕРНО РАСПРЕДЕЛЕННАЯ НАГРУЗКА, ПЕРЕДАВАЕМАЯ  
 ВАНТАМИ НА СТЕНКУ ДИАФРАГМЫ, ДЛЯ ДИАФРАГМ №3 - ОДНОРЯДНЫЕ  
 РЕАКЦИИ ЧЕТЫРЕХ РИГЕЛЕЙ В ПРОЛЕТАХ А-Б, Б-В И В-Р.

РЕЗУЛЬТАТЫ СБОРА ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК ПРИВЕДЕНЫ В  
 ТАБЛИЦЕ 8

ДИАФРАГМА №2 ЗАГРУЖЕНА ВЕРТИКАЛЬНЫМИ НАГРУЗКАМИ ВНЕЦЕНТРЕННО. ЭКВИВАЛЕНТНЫЙ ПРОДОЛГИЧНЫЙ ВЕС РАВЕН:  $\Phi_{2y} = -0,721$  М  
 (ДЛЯ МАКСИМАЛЬНЫХ НАГРУЗОК),  $e_{2y} = -0,52$  М (ДЛЯ МИНИМАЛЬНЫХ НАГРУЗОК).

ТАБЛИЦА 8

№ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СО СБОРОМ ВАНТАМИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	ХОД - 18 ВАНТАМИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	РАВНОМЕРНЫЕ ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ P (Т)			
		РАВНОМЕРНЫЕ		НАИМЕНЬШИЕ	
		НА 1 ЭЛЕМЕНТ	НА ВСЕ	НА 1 ЭЛЕМЕНТ	НА ВСЕ
1	2	885,6	1771,2	360	720
2	2	725,9	1431,8	315	630
3	2	885,6	1771,2	360	720
4	4	187,5	750	90	360
5	4	239,1	958,4	135	540
6	4	239,1	3350	135	1890
7	6	413,7	2480	180	1080
ВСЕГО,			12512	ВСЕГО	5940

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТЕЙ ДИАФРАГМ.

ПО УДАВЛЮ ПРИНЯТЫ ДИАФРАГМЫ ТИПА § ПО ТАБЛ. 4, АНСТ 13.  
 ЖЕСТКОСТЬ ОДНОЙ ТАКОЙ ДИАФРАГМЫ РАВНА:

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

ГДЕ  $K_{\text{ДЕФ}} = 0,9$  ОПРЕДЕЛЕНО ПО ГРАФИКУ НА РИС. 4 (АНСТ 13)

$$\text{ПРИ } H/8 = \frac{37,8}{6} = 6,3, \text{ А } B^0 = 13,2 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$$

ПРИНИМАЕТСЯ ПО ТАБЛИЦЕ 4.

СУММАРНАЯ ЖЕСТКОСТЬ ВСЕХ ДИАФРАГМ ПОЛОСЧНОГО И ПРОДОЛГОГО НАПРАВЛЕНИЯ:

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

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

РАССТОЯНИЕ ДО ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТЕЙ ОТ ТОЧКИ А  
 ПЛАНКА:

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

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

В ДАННОМ СЛУЧАЕ ТОТ ЖЕ РЕЗУЛЬТАТ МОЖНО БЫТЬ ПОЛУЧЕН ТОЛЬКО  
 ВЫЧИСЛЕНИЙ НА СООБРАЖЕНИИ СИММЕТРИИ.

ОЕН ХОДОВЫЙ С НАЧАЛОМ В ЦЕНТРЕ ЖЕСТКОСТЕЙ ПОКАЗАН НА  
 РИС. 8. ПОЛОЖИТЕЛЬНОЕ НАПРАВЛЕНИЕ ОСИ Y ПРИНЯТО ВИНОЗ,  
 ОЕН Z - ВЛЕВО.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ НН-04-0
1973	Пояснительная Записка	выпуск анст 6 47

ЧИСЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА  
ПРОДАДУЩЕГО ИЗГИБА

ДЛЯ ДИАФРАГМ ПРИНИМАЕМ ФУНДАМЕНТ РАЗМЕРОМ  $3 \times 12\text{ м}$ . КОЭФФИЦИЕНТ МЕСТОСТИ ОСНОВАНИЯ ПОД ФУНДАМЕНТОМ КАЖДОЙ ДИАФРАГМЫ:

$$m_1 = m_2 = \frac{E_{cr} \cdot \left(\frac{c}{2}\right)^3}{(1 - \frac{M_{cr}}{M}) \cdot K} = \frac{4500 \cdot \left(\frac{12}{2}\right)^3}{(1 - 0,3^2) \cdot 1,25} = 8,5 \cdot 10^3 \text{ Тм}$$

ГДЕ:  $K = 1,25$  ПО РИС. 4 СНиП II-Б.1-62 ПРИ  $\Pi = \frac{12}{3} = 4$

ХАРАКТЕРистика податливости основания здания в поперечном направлении:

$$R_y = \frac{D_y}{H \times \sum m_i y} = \frac{47,2 \times 10^6}{37,8 \times 4 \times 8,5 \times 10^5} = 0,367$$

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

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

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

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

ЧИСЛЕНИЕ СУММАРНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ  
МОМЕНТОВ, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ЗДАНИЕ

ЧИСЛЯЕМ СУММАРНЫЙ ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В НАПРАВЛЕНИИ оси  $y$  от нецентрального нагружения диафрагм №2 вертикальными нагрузками.

ПРИ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗКАХ И ЭКСПЕЦЕНТРИЧИТЕТЕ ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОМ РЕЖИМЕ В КАЖДОЙ ДИАФРАГМЕ  $e_{xy} = -0,721\text{ м}$  НАХОДИМ:

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

ПРИ МИНИМАЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗКАХ И ЭКСПЕЦЕНТРИЧИТЕТЕ ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОМ РЕЖИМЕ В ДИАФРАГМЕ  $e_{xy} = -0,52\text{ м}$  НАХОДИМ:

$$\sum P_i e_{xy} = 2 \cdot 315 \times (-0,52) = -327 \text{ Тм.}$$

ВОДНЫЕ СУММАРНЫЕ ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ НА ЗДАНИЕ ОТ СОВМЕСТНОГО ДЕЙСТВИЯ ГОРизОНТАЛЬНЫХ И ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК РАВНЫ:

а) ПРИ ВОДОМОСТИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

ДЛЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК  $M_y = 1,12 (2610 - 1048) = +1750 \text{ Тм}$

ДЛЯ МИНИМАЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК  $M_y = 1,06 (2610 - 327) = +2420 \text{ Тм}$

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

ДЛЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК  $M_y = 1,12 (-2610 - 1048) = -4100 \text{ Тм}$

ДЛЯ МИНИМАЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК  $M_y = 1,06 (-2610 - 327) = -3120 \text{ Тм}$

ЧИСЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ  
В ДИАФРАГМАХ

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

$$M_y = M_2 = M_y \frac{V_L y}{D_y} = \frac{M_y}{4}$$

В РЕЗУЛЬТАТЕ ЧИСЛЕНИЯ ПОЛУЧАЕМ СЛЕДУЮЩИЕ ВЕЛИЧИНЫ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ДИАФРАГМАХ:

а) ПРИ ВОДОМОСТИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

ДЛЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК  $M_y = 437 \text{ Тм}$

ДЛЯ МИНИМАЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК  $M_y = 805 \text{ Тм}$

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

ДЛЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК  $M_y = -1025 \text{ Тм}$

ДЛЯ МИНИМАЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК  $M_y = -780 \text{ Тм}$

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ Н-04-0
1973	Пояснительная записка	Бюлл. Аналт 6 1B

ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ДИАФРАГМ  
ПО НОРМАЛЬНОМУ СЕЧЕНИЮ.

Принимаем колонны типа 5, тогда для диафрагм типа 1 по табл.5 (лист 4) находим характеристики прочности:

$$N_c = 1370 \text{ т}, N_{sp} = 610 \text{ т}, M_i = 200 \text{ тм}, d = 0,38 \quad \beta = 2,95$$

По графику на рис.5 (лист 4) при

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

Проверяем прочность диафрагмы №1. При наибольших вертикальных нагрузках  $P_{max} = 886 \text{ т} > N_{sp} = 610 \text{ т}$ , поэтому прочность проверяется из условия:  $K_1 M \cdot d + P \leq N_c$

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

Условие соблюдается, следовательно прочность диафрагмы обеспечена.

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

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

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

Условие соблюдается, следовательно прочность обеспечена.

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

ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ  
ШВОВ ДИАФРАГМ.

Проверяем прочность диафрагмы №2.

а/ При отрицательном направлении ветра и наибольшей вертикальной нагрузке  $M_2 = 1025 \text{ тм}, P_2 = 726 \text{ т}$ . Схема диафрагмы показана на рис.6 (лист 6). При действии отрицательного ветрового момента в диафрагме растянуто левое волокно, расположено по оси А<sup>+</sup>, поэтому изгибающий момент принимается положительным.

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

$$N_{ET} = \frac{P}{\pi} = \frac{726}{9} = 80,7 \text{ т}$$

По табл.4 (лист 13) для среднего шва  $\frac{S}{J} = 0,21$ ,  $\frac{F}{J} = 0,5$ , для части, расположенной правее шва  $N_{3m} = 54,1 \text{ т}$ .

Сдвигющая сила в шве равна:

$$T = M_{ET} \frac{S}{J} + (N_{ET} \frac{F}{J} - N_{ET}) = \\ = 190 \times 0,21 + (80,7 \times 0,5 - 54,1) = 26,3 \text{ т}$$

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

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

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

Сдвигющая сила в среднем шве равна:

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

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

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

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	Пояснительная записка	выпуск 6 лист 19

## ПРОВЕРКА ЖЕСТКОСТИ ЗАДНИЯ

МАКСИМАЛЬНЫЙ ВО АБСОЛЮТНОЙ ВЕЛИЧИНЕ НОРМАТИВНЫЙ ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В ЗРОВНКЕ КИЗА ДИАФРАГМЫ  $M_y^N = \frac{4100}{1,2} = 3420$  ТМ ИМЕЕТ МЕСТО ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРЯЖЕНИИ ВЕТРА.

То же в уровне подошвы фундамента:

$$M_{\phi_1} = \frac{1.12 \times (2860 + 1848)}{1.2} = 3038 \text{ TM.}$$

ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ПРОФЕССИОНАЛ ЗДАНИЯ ЗА СЧЕТ ИЗГИБА НЕВОДНЫХ КОНЕЦ-РУКИЙ РАВЕН:

$$T_1 = T_{0g} = M \left( \frac{H}{4J_1} \right) = 3428 \times \frac{37.8}{4 \times 67.2 \times 10^6} = \frac{1}{1468} < [V] = \frac{1}{1000}$$

ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ПРОГНОЗ ЗДАНИЯ ЗА СЧЕТ ПОДАЧИ ВОДЫ ОБНОВЛЕН

$$V_1 = T_{eq} = M_{eq} \cdot \frac{H_B}{D_1} = 3630 \times \frac{37,8 \times 0,367}{47,2 \times 10^6} = \frac{1}{999} \approx [V] = \frac{1}{1000}$$

ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ЗДАНИЯ В РЕЗУЛЬТАТЕ ПОДАТКАВОСТИ ОСНОВАНИЯ НЕЗНАЧИТЕЛЬНО ПРЕБЫЩАЕТ ДОПУСТИМОМУ И МОЖЕТ БЫТЬ УМЕНЬШЕНА В РЕЗУЛЬТАТЕ МЕРОПРИЯТИЙ ПО ПОВЫШЕНИЮ ЖЕРТВОСТИ ОСНОВАНИЯ, БЕЗ УВЕЛИЧЕНИЯ КОЛИЧЕСТВА АНАФРАГМ.

### **Б. РАСЧЕТ ЗАДАННЯ В ОРГАНИЗОВАННОМ НАПРАВЛЕНИИ**

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

## ПРИМЕР РАСЧЕТА № 2

ПРОИЗВЕСТИ ПРОВЕРКУ ПРОЧНОСТИ И ЖЕСТКОСТИ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ 9-этажного здания размечено в плане  $54 \times 18$  м (см. рис. 7.11) с несимметричной расстановкой дифрагм. Здание строится в I зоне ветрового района. Высота этажа 4,2 м. Унифицированная расчетная нагрузка на перекрытии  $800 \text{ кг}/\text{м}^2$ . Здание опирается с коленчатыми каркасами на гидравлические дифрагмы. Конструкция фундаментов и широкие характеристики грунтов позволяют считать основание абсолютно жестким.

## A. РАСЧЕТ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕТРА В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ Y.

# ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВЕТРОВЫХ НАГРУЗОК

ВЕТРОВОЙ МОМЕНТ ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ПО ТАБЛ. 3 (ЛИСТ 30) И ДЛЯ ЗДАНИЯ ДАННОЙ 54 м И ВЫСОТОЙ  $H = 37,8$  м РАВЕН  $M_v^1 = 2610$  тм.

# ПРЕДВАРИТЕЛЬНОЕ ВРЕДЕЛЕНИЕ ХАРАКТЕРСТВА АНАФРАГМ

Расчет ведется так же как в примере №1. Ориентиро-  
вочно число дифрагм подбрано равным 3 (с небольшим избытком -  
ним в меньшую сторону). Расположение дифрагм в паке пока-  
зано на рис.7 (лист 16).

С Б О Р , В Е Р Т И К А А Б Н И Х Н А Г Р О З О К

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

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРНА Н-14-1
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	БИЛОСТИК АВГУСТ 6 20

## ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТЕЙ

Жесткости всех диафрагм, как параллельных оси  $Y$ , так и параллельных оси  $Z$ , равны по условию задачи. Жесткость одной анафрагмы  $B_{1z} = K_{\text{деф}} \cdot B_1^2 = 0,9 \times 10,2 \times 10^6 = 11,8 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$ , где  $B_1 = 13,2 \times 10^6$  найдено по табл. 4, для 6-метровой гаражной анафрагмы, а  $K_{\text{деф.}} = 0,9$  определено по графику на рис. 4 (амп. 13). При  $\frac{H}{8} = \frac{37,8}{6} = 6,3$ .

Суммарные жесткости всех анафрагм, параллельных осям  $Y$  и  $Z$ , равны  $D_y = \sum B_{iy} = 3 \times 11,8 \times 10^6 = 35,4 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$ ;  $D_z = \sum B_{iz} = 2 \times 11,8 \times 10^6 = 23,6 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$ .

Расстояние от центра жесткостей от производящей точки А плана:

$$a_z = \frac{\sum B_{iz} \bar{Z}_i}{D_y} = \frac{1}{D_y} (B_{1z} \cdot \bar{Z}_1 + B_{2z} \cdot \bar{Z}_2 + B_{3z} \cdot \bar{Z}_3) = \\ = \frac{11,8 \times 10^6}{35,4 \times 10^6} \times (42 + 18 + 6) = 22 \text{ м.}$$

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

Они квадрант с началом в центре жесткостей нанесены на рис. 7 (амп. 16). Определяем суммарную жесткость здания при повороте относительно центра жесткостей:

$$D_{yz} = \sum (B_{iz} \cdot Z_i^2 + B_{iy} \cdot Y_i^2) = B_{1y} Z_1^2 + B_{2y} Z_2^2 + B_{3y} Z_3^2 + \\ + B_{1z} Y_1^2 + B_{2z} Y_2^2 = \\ = 11,8 \times 10^6 \times (20^2 + 6^2 + 16^2 + 9^2 + 3^2) = 815 \times 10^6 \text{ ТМ}^4$$

## ВЫЧИСЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТОВ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА

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

вес здания  $\sum P_i = 12500 \text{ т}$  (см. пример № 1 табл. 1).

$$\text{тогда } \eta_y = 1 + \frac{H^2 \sum P_i}{8 D_y} = 1 + \frac{37,8^2 \times 12500}{8 \times 35,4 \times 10^6} = 1,08$$

Крутильный характеристики вертикальной нагрузки определяем по выраженной формуле

$$\sum P_i (y_i^2 + z_i^2) = \frac{\sum P_i}{F} (J_y + J_z) = \frac{12500}{972} (26,1 \times 10^4 + 2,62 \times 10^4) \\ = 3,70 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$$

где площадь плана здания  $F = 54 \times 18 = 972 \text{ м}^2$ ; моменты инерции плана здания  $J_y = \frac{16}{3} (32^3 + 22^3) = 26,1 \times 10^4 \text{ м}^4$ ;  $J_z = \frac{56}{3} (9^3 + 9^3) = 2,62 \times 10^4 \text{ м}^4$ .

Коэффициент  $\eta_{yz}$  равен:

$$\eta_{yz} = 1 + \frac{H^2 \sum P_i (y_i^2 + z_i^2)}{8 D_{yz}} = 1 + \frac{37,8^2 \times 3,70 \times 10^6}{8 \times 815 \times 10^6} = 1,09$$

## ВЫЧИСЛЕНИЕ СУММАРНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И БИНОМЕНТА, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ЗДАНИЕ

В расчетах считываем, что вертикальная нагрузка на анафрагме № 2 приложена с эксцентричностью (см. пример № 1), а оставшиеся анафрагмы являются центрально нагруженными. Изгибающий момент в здании от внецентренного загружения анафрагмы № 2:

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

Суммарный изгибающий момент в направлении оси  $Y$  вычисляем по формуле  $M_y = (M_y^0 + \sum P_i e_{iy}) \eta_y$

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРНА НН-04-
1973	ВОССТАНОВЛЕННАЯ ЗАИНСКА	ВЫПУСК 6

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

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$M_y = (-2510 - 524) \times 1,06 = -3320 \text{ тм}.$$

СУММАРНЫЙ БИЛАНС МОМЕНТОВ ВЫЧИСЛЯЕМ ПО ФОРМУЛЕ:  $M_{\text{чз}} = (M_y \cdot Z_0 + P_2 \cdot Z_2)$  при эксцентричестве ветровых нагрузок  $Z_0 = +5\text{м}$ .

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$M_{\text{чз}} = (2510 \times 5 + (-524) \times (-4)) \times 1,09 = +16500 \text{ тм}^2$$

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$M_{\text{чз}} = (-2510 \times 5 + (-524) \times (-4)) \times 1,09 = -11900 \text{ тм}^2$$

### ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ДИАФРАГМАХ.

ДЛЯ ДИАФРАГМ, ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ОСИ  $Y$ , ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ РАСЧИСЛЯЕМ ПО ФОРМУЛЕ:  $M_{\text{чз}} = M_{\text{чз}}^0 + \Delta M_{\text{чз}}$

МОМЕНТЫ В ДИАФРАГМАХ, ПОЯВЛЯЮЩИЕСЯ В РЕЗУЛЬТАТЕ ПОСТУПАТЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ЗДАНИЯ (ОДИНАКОВЫЕ ДЛЯ ДИАФРАГМ №№ 1, 2 и 3), РАВНЫ:

$$M_{1y}^0 = M_{2y}^0 = M_{3y}^0 = M_y \frac{V_{1y}}{D_y}$$

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$M_{1y}^0 = +2220 \frac{11,8 \times 10^6}{35,4 \times 10^8} = +770 \text{ тм}.$$

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$M_{1y}^0 = -3320 \frac{11,8 \times 10^6}{35,4 \times 10^8} = -1110 \text{ тм}$$

МОМЕНТЫ В ДИАФРАГМАХ, ПОЯВЛЯЮЩИЕСЯ В РЕЗУЛЬТАТЕ ЗАКРУЧИВАНИЯ ЗДАНИЯ, ВЫЧИСЛЯЕМ ПО ФОРМУЛЕ:

$$\Delta M_{\text{чз}} = M_{\text{чз}} \frac{Z_1 V_{1y}}{D_{\text{чз}}}$$

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

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

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

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

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

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

ПОЛНЫЕ ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ В ДИАФРАГМАХ:

а) ПРИ ВЕТРЕ ПОЛОЖИТЕЛЬНОГО НАПРАВЛЕНИЯ:

$$M_{1y} = 770 + 478 = 1248 \text{ тм}$$

$$M_{2y} = 770 - 86 = 684 \text{ тм}$$

$$M_{3y} = 770 - 382 = 388 \text{ тм}$$

б) ПРИ ВЕТРЕ ОТРИЦАТЕЛЬНОГО НАПРАВЛЕНИЯ:

$$M_{1y} = -1110 - 345 = -1455 \text{ тм}$$

$$M_{2y} = -1110 + 69 = -1041 \text{ тм}$$

$$M_{3y} = -1110 + 276 = -834 \text{ тм}$$

TK	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ЦП-04-0
1973	Пояснительная записка.	выпуск 6 лист 22

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

$$M_{LZ} = -\Delta M_{LZ} = -M_{yz} \frac{y_L B_{LZ}}{D_{yz}}$$

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

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

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

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

### ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ДИАФРАГМ.

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

### ПРОВЕРКА ЖЕСТКОСТИ ЗДАНИЯ.

НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ СУММАРНЫХ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА И БИМОМЕНТА РАВНЫ

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ ПОСТУПАТЕЛЬНЫЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ЗДАНИЯ ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$U_{0y} = M_y^H \frac{H}{4D_{yz}} \quad \text{при } H = 37,8 \text{ м; } D_{yz} = 35,4 \times 10^6 \text{ тм}^2$$

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$U_{0y} = -3320 \frac{37,8}{4 \times 35,4 \times 10^6} = -1,885 \times 10^{-3}$$

ОТНОСИТЕЛЬНАЯ ВЕЛИЧИНА УГЛА ЗАКРУЧИВАНИЯ ЗДАНИЯ ВЫЧИСЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

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

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

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

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ.	СЕРИЯ ЦС-04-0
1973	Пояснительная записка.	выпуск лист 6 23

$$\bar{U}_y = U_{y1} + U_{y2} \cdot Z$$

ПРИ  $Z = 432 \text{ м.}$

а) ПРИ ПОДВИЖНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$U_y = 0,492 \times 10^{-3} + 0,8159 \times 10^{-3} \times 32 = 1,002 \times 10^{-3}$$

ДЕФОРМАЦИЯ РАВНА ДЛЯЧСТИМОЙ, Т. К.

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

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$U_y = -0,885 \times 10^{-3} - 0,8116 \times 10^{-3} \times 32 = -1,26 \times 10^{-3}$$

ДЕФОРМАЦИЯ БОЛЬШЕ ДЛЯЧСТИМОЙ, Т. К.

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

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

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

#### б. РАСЧЕТ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕТРА В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ $Z$

Расчет здания при действии ветра в направлении оси  $Z$  выполняется в таком же объеме и в такой же последовательности, что и при действии ветра в направлении оси  $Y$ .

### 6. УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ И РАСЧЕТУ ДИСКА ПЕРЕКРЫТИЯ

#### 6.1. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО НАЗНАЧЕНИЮ РАЗМЕРОВ АНКЕТА

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

На графике отложены предельные длины (в метрах),  $\ell_k$  - консольных участков и  $\ell_b$  - блочных участков в зависимости от величины ветровых нагрузок  $Q_{vt}$ , действующих на расчетный диск перекрытия здания, которые определяются по формуле 4 (анкт 30).

При одинаковых диафрагмах длина консольного участка анкеты принимается равной расстоянию от края здания до первой диафрагмы, длина блочного участка - расстоянию между двумя соседними диафрагмами. Если же расстояние от края здания до первой блочной диафрагмы больше, чем в 2 раза, длина консольного участка принимается равной расстоянию от края здания до первой блочной диафрагмы, а длина блочного участка - расстоянию между двумя блочными более жесткими диафрагмами (рис. 10 анкт 25). При этом предельные величины  $\ell_k$  и  $\ell_b$  будут определяться по графике на рис. 9 (анкт 25) с некоторым запасом, и в случае необходимости, могут быть уточнены расчетом диска по приведенной ниже методике.

#### 6.2. НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ДИСК ПЕРЕКРЫТИЙ

На диск перекрытия действуют горизонтальные ветровые нагрузки  $Q_{vt}$ , направление давая различия вида.

Величина  $Q_{vt}$  определяется по формуле 4 (анкт 30) в учете фактической длины грузозависимого фронта.

#### 6.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ДИСКЕ ПЕРЕКРЫТИЯ И ПРОДВИГАЛЬНЫХ УСТАНОВОК В РАСПОРОДКАХ И РИГЕЛЯХ.

Вертикальные диафрагмы играют роль упруго-емканищих опор для диска перекрытий. Реакции диафрагм  $R_{y1}$  и  $R_{z1}$

TK	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ НН-06
1973	ПОДВИЖНАЯ ЗАДНИКА	ВНЕСК 6 АНС 24

Рис. 9

ЗНАЧЕНИЯ ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫХ ДЛИН КОНСОЛЬНЫХ И БЛОКОВЫХ УЧАСТКОВ ДИСКА ПЕРЕКРЫТИЯ

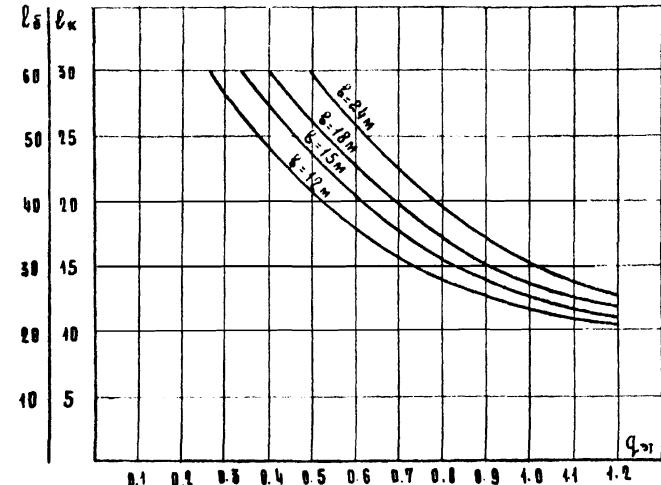


Рис. 10

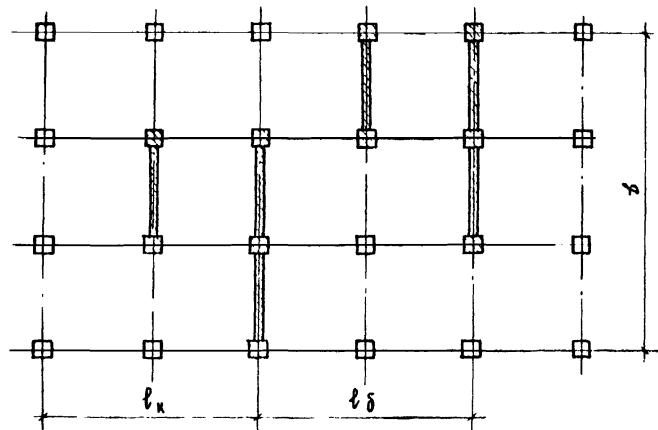
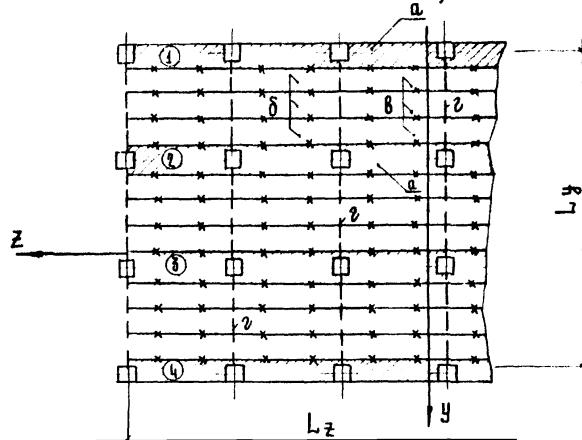


Рис. 14

а - ПЛАНЫ - РАСПОРКИ;  
б - РЯДОВЫЕ ПАННЫ ПЕРЕКРЫТИЯ; 1 - РИРЕЛИ.



вычисляются по формулам:

$$R_{ly} = -W_y \frac{B_{ly}}{D_y} - [W_y Z_0 - W_z Y_0] \frac{Z_i B_{ly}}{D_{yz}}, \quad (6.1)$$

$$R_{lz} = -W_z \frac{B_{lz}}{D_z} + [W_y Z_0 - W_z Y_0] \frac{Y_i B_{lz}}{D_{yz}}$$

ЗДЕСЬ:  $W_y, W_z$  - ВЕТРОВАЯ НАРРУЗКА НА ОДИН ЭТАЖ (РАВНО-ДЕЙСТВУЮЩАЯ);

$Y_0, Z_0$  - РАССТОЯНИЕ ОТ ТОЧКИ ПРИЛОЖЕНИЯ РАВНО-ДЕЙСТВУЮЩЕЙ ВЕТРОВОЙ НАРРУЗКИ ДО НАЧАЛА КООРДИНАТ (ЦЕНТРА ЖЕСТИКОСТЕЙ ДИАФРАГМ).

Кроме того, в уровне диска покрытия возникают реакции от эксцентричности приложения вертикальных нагрузок к диафрагмам:

$$\bar{R}_{ly} = \frac{1}{H} [P_i e_{iy} - \left\{ \frac{B_{ly}}{D_y} \sum P_i e_{iy} + \frac{Z_i B_{ly}}{D_{yz}} \sum P_i (e_{iy} Z_i - e_{iz} Y_i) \right\}],$$

$$\bar{R}_{lz} = \frac{1}{H} [P_i e_{iz} - \left\{ \frac{B_{iz}}{D_z} \sum P_i e_{iz} + \frac{Y_i B_{iz}}{D_{yz}} \sum P_i (e_{iy} Z_i - e_{iz} Y_i) \right\}] \quad (6.2)$$

От совместного действия на диски перекрытий горизон-

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ НИ-04-0
1973	Пояснительная записка	Выпуск 6 Акты 25

главных нагрузок в реакции опор передается эпюры изгибывающих моментов в длине, по которой затем определяются расчетные усилия усилия в распорках и сдвигающие усилия в швах.

Нагруженные усилия от первичных нагрузок имеют место во втором сечении длины, по которому затем возникают дополнительные усилия от сингентрического приложения вертикальных нагрузок к длине фермы. Таким образом, расчетными являются первые длины (длины покрытия), как второй сечения длины.

#### 6.1. Рассчет элементов длины покрытия

Длины покрытия должны воспринимать усилия, возникающие от действия вертикальных нагрузок и передавать их на конфигурации.

Конструктивное отчуждение длины покрытия представляет собой интегральную единицу (рис. 11.1а-11.1б), которой усилия передаются распорками [2], состоящими из стальных закладных деталей. Распорки работают на продавливание шарнира, возникающее от действия изгибающего момента в зависимости от величины переданной ими изгибающей силы воспроизводится сдвигением на шинах [6].

При расчете длины покрытия необходимо проверять прочность распорок, шинок, сдвигающихся пятын покрытия, сцепления пятын с консолями к крепежные длины к длине.

Сдвиг пятын с консолями проверяется на действие распорывающих усилий, возникающих в длине распорки.

Крепление длины к длине проверяется на скручивание, растяжение, сдвиг пятын длины к длине.

Прочность распорок проверяется во расчетных сечениях из условия:

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

где

$[S_p] = 10 t$  — прочность распорок на растяжение;  
 $S_p$  — расчетные усилия в крайних распорках.

Расчетное усилие в крайней распорке равно:

$$S_p = M_z^{\text{расч}} \frac{x_2}{x_1}, \quad (6.4)$$

где  $M_z^{\text{расч}}$  — изгибающий момент в расчетном сечении длины от горизонтальных и вертикальных нагрузок, возникших из-за длины длины в направлении оси Y;

$x_1$  — ширина длины;

$x_2$  — коэффициент, зависящий от конструктивных размеров длины.

Коэффициент  $x_2$  определяется по формуле:

$$x_2 = \frac{z+2}{2z-1} \quad (6.5)$$

где  $z = \frac{2x_1}{x_2}$  — для конструкций ширина длины,

$$z = \frac{6t}{x_2} \quad -\text{для блочных ширина длины}$$

Если  $z > 3$ , следует принять  $x_2 = 1$ .

Прочность пятын, сдвигивающихся пятын покрытия, проверяется на действие сдвиговых усилий при нагружениях шин, направляемых силами из-за изгиба.

$$Q_{\text{шн}} \leq [Q_{\text{шн}}] \quad (6.6)$$

здесь  $[Q_{\text{шн}}] = 3.5 t$  — несущая способность шиноподшипников в пределах длины пятын покрытия.

Сдвиговая сила в шиноподшипнике

$$Q_{\text{шн}} = \frac{\Delta M_y^{\text{расч}}}{x_1} \cdot K_2 \quad (6.7)$$

где  $\Delta M_y^{\text{расч}}$  — приращение изгибающего момента в длине в пределах одного шага консоль.

В случае применения распорок сила  $Q_{\text{шн}}$  в формулах (6.4) и (6.7) следует подставлять  $M_z^{\text{расч}}$  вместо  $M_y^{\text{расч}}$  и  $x_2$  вместо  $x_1$ .

TK	Указания по применению изделий	Версия 11-11-0
1973	Пояснительная записка	Издаётся 6 26

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

7.1. УКАЗАНИЯ НАСТОЯЩЕГО РАЗДЕЛА РАСПРОСТРАНЯЮТСЯ НА ТИПЫ ЗДАНИЙ С ПРЯМОУГОЛЬНЫМ ПЛАНОМ, В КОТОРЫХ ПО АРХИТЕКТУРНЫМ СООБРАЖЕНИЯМ НЕЖЕЛАТЕЛЬНА УСТАНОВКА ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В ПЛОСКОСТИ РАМ. ТИПЫ ЭТИХ ЗДАНИЙ И ПОДБОР МАРОК КОЛОНН ПРИВЕДЕНЫ В ТАБЛ. 6 (ЛИСТ 28).

7.2. ТАБЛИЦА 6 СОСТАВЛЕНА С УЧЁТОМ ОГРАНИЧЕНИЯ ПЕРЕКОСА ЯРУСОВ ДО 1/1000 ПРИ ДЕЙСТВИИ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ И ДЛЯ ОСНОВАНИЯ С КОЭФФИЦИЕНТОМ ЖЕСТКОСТИ  $\mu_1 \geq 5500 \text{тм}$ . ЗНАЧЕНИЕ  $\mu_1$  ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ 5.10 (ЛИСТ 11).

7.3. МАКСИМАЛЬНАЯ РАСЧЕТНАЯ УНИФИЦИРОВАННАЯ НАГРУЗКА НА РИГЕЛЬ ПЕРЕКРЫТИЯ - 7,2 Т/М.

7.4. ФУНДАМЕНТЫ КОЛОНН ДОЛЖНЫ РАССЧИТЫВАТЬСЯ ПО "ИНСТРУКЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ФУНДАМЕНТОВ НА ЕСТЕСТВЕННОМ ОСНОВАНИИ ПОД КОЛОННЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ" РМ-53-01/69 (ГОССТРОЙ СССР, ЛЕНИНГРАД, 1970г.). ПРИ ЭТОМ МАКСИМАЛЬНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ НА УРОВНЕ ВЕРХА ФУНДАМЕНТОВ КОЛОНН ПРИНИМАЮТСЯ ДЛЯ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ БЕЗ ПОДВАЛА - 5,5 ТМ, ДЛЯ ОСТАЛЬНЫХ ЗДАНИЙ - 8,3 ТМ.

7.5. В РАБОЧИХ ЧЕРТЕЖАХ ОБЪЕКТОВ ОБРАТИТЬ ВНИМАНИЕ НА ОБЕСПЕЧЕНИЕ ПРИ ПРОИЗВОДСТВЕ РАБОТ КАЧЕСТВЕННОЙ ЗАЧЕКАНКИ РАСТВОРА В КЛИНОВИДНЫХ ЗАЗОРАХ ВОКРУГ СТВОЛА КОЛОНН В СТАКАНАХ ФУНДАМЕНТОВ.

7.6. В ЗНАЧЕНИИ  $n$  (КОЛИЧЕСТВО ПРОЛЁТОВ) НЕ УЧИТЫВАЮТСЯ ПРОЛЁТЫ ДЛИНОЙ 3М. НАПРИМЕР, ДЛЯ ЗДАНИЙ С ПОПЕРЕЧНОЙ РАМОЙ  $6+3+6+n=9$ .

7.7. ДЛЯ ТИПОВ ЗДАНИЙ ПО П. 2 ТАБЛ. 6 ВЫСОТА ВЕРХНЕГО ЭТАЖА ДОПУСКАЕТСЯ НЕ БОЛЕЕ 3,6 М И НЕ БОЛЕЕ ВЫСОТЫ НИЖНЕГО ЭТАЖА.

7.8. а) В ДВУХЭТАЖНЫХ ЗДАНИЯХ С ПОДВАЛОМ И ТРЕХЭТАЖНЫХ ЗДАНИЯХ БЕЗ ПОДВАЛА (П.3. ТАБЛ. 6) ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ В ПЛОСКОСТИ РАМ РАЗРЕШАЕТСЯ НЕ УСТАНОВЛЯВАТЬ ТОЛЬКО В ДВУХ ВЕРХНИХ ЭТАЖАХ. В НИЖНЕМ ЭТАЖЕ

НЕОБХОДИМО УСТАНОВЛЯВАТЬ НЕ МЕНЕЕ ДВУХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ.

ПОДБОР СЕЧЕНИЙ И КОМПОНОВКА ЭТИХ ДИАФРАГМ ДОЛЖНЫ ПРОИЗВОДИТЬСЯ С УЧЕТОМ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА ОТ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩЕЙ НА ВСЮ ВЫСОТУ ЗДАНИЯ, ПО РЕКОМЕНДАЦИЯМ ПРИВЕДЕДНЫМ НА ЛИСТАХ 31-32.

б) ПО ВЫСОТЕ ЗДАНИЙ ДОПУСКАЕТСЯ ТОЛЬКО ОДИН СТЫК КОЛОНН В ВЕРХНЕМ ЭТАЖЕ.

ПОЭТОМУ ЗДАНИЯ ПО П.3 ТАБЛ. 6 РАЗРЕШАЕТСЯ ПРОЕКТИРОВАТЬ ПРИ СЛЕДУЮЩЕЙ РАЗРЕЗКЕ КОЛОНН: НИЖНЯЯ КОЛОННА ВЫСОТОЙ НА ДВА ЭТАЖА, ВЕРХНЯЯ КОЛОННА ВЫСОТОЙ НА ОДИН ЭТАЖ (РИС. 12)

ПРИ ЭТОМ В КОНКРЕТНОМ ПРОЕКТЕ СЛЕДУЕТ ПРЕДУСМОТРЕТЬ НИЖНИЕ ДВУХЭТАЖНЫЕ КОЛОННЫ МАРОК КНР-466-34 И КНК-466-34 С АРМИРОВАНИЕМ АНАЛОГИЧНЫМ ТИПОВЫМ КОЛОННАМ КНР-433-34 И КНК-433-34.

7.9. В НАПРАВЛЕНИИ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНОМ ПЛОСКОСТИ РАМ ДЛЯ ВСЕХ ТИПОВ ЗДАНИЙ ТРЕБУЕТСЯ УСТАНОВКА ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ НА ВСЮ ВЫСОТУ ЗДАНИЙ.

ПОДБОР СЕЧЕНИЙ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ И ИХ КОМПОНОВКА ДОЛЖНЫ ПРОИЗВОДИТЬСЯ СОГЛАСНО РЕКОМЕНДАЦИЯМ, ПРИВЕДЕДНЫМ НА ЛИСТАХ 31-32.

ПРИМЕЧАНИЕ: В ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЯХ БЕЗ ПОДВАЛА С СЕЧЕНИЕМ КОЛОНН 40x40 см И ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,3 м ИЛИ 3,6 м ДОПУСКАЕТСЯ НЕ УСТАНОВЛЯВАТЬ ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ ИЗ ПЛОСКОСТИ РАМ, ЕСЛИ ДЛИНА ЗДАНИЯ В НАПРАВЛЕНИИ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНОМ К ПЛОСКОСТИ РАМ НЕ МЕНЕЕ 36 м.

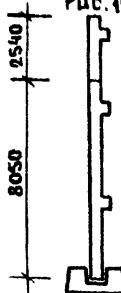


РИС. 12

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ.	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	Подснительная записка.	Выпуск лист 6 27

ТАБЛИЦА 6.

№ п/п	Типы зданий	Сечение колонн	Высота этажа	Минимально допустимое количество пролетов рамы $n$	Ветровые районы по СНиП II-A. II-62	Марки колонн	
						РЯДОВЫЕ	КРАЙНИЕ
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Одноэтажные без подвала	30×30	3.3	$n \geq 2$	I - IV	KP - 333 - 14	KK - 333 - 14
			3.6	$n \geq 2$	I - IV	KP - 336 - 14	KK - 336 - 14
			3.3	$n \geq 2$	I - IV	KP - 433 - 24	KK - 433 - 24
			3.6	$n \geq 2$	I - IV	KP - 436 - 24	KK - 436 - 24
		40×40	4.2	$n \geq 2$	I - IV	KP - 442 - 24	KK - 442 - 24
			3.3	$n \geq 2$	I	KBP - 433 - 24	KVK - 433 - 24
				$n \geq 3$	II - III	KHP - 433 - 24	KHK - 433 - 24
				$n \geq 4$	IV		
2	Одноэтажные с подвалом и двухэтажные без подвала	40×40	3.6	$n \geq 2$	I	KBP - 436 - 24	KVK - 436 - 24
				$n \geq 3$	II	KHP - 436 - 24	KHK - 436 - 24
				$n \geq 4$	III		
				$n \geq 6$	IV		
			4.2	$n \geq 4$	I	KBP - 442 - 29	KVK - 442 - 29
				$n \geq 6$	II		
				$n \geq 7$	III - IV		
3	Двухэтажные с подвалом и трехэтажные без подвала	40×40	3.3	$n \geq 7$	I - II	KBP - 433 - 24 KHP - 466 - 34	KVK - 433 - 24 KHK - 433 - 34

ПРИМЕЧАНИЯ:

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

TK	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ.	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ТАБЛИЦА ДЛЯ ВЫБОРА КОЛОНИ В МАЛОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЯХ ПРИ ОТСУСТВИИ АНФРАГМ В ПЛОСКОСТИ РАМ.	ВЫПУСК 6 АКСМ 28

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

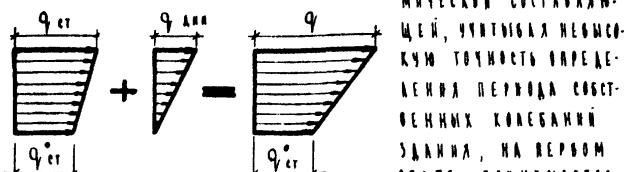
Чтобы вновь вычислить глубину каркасных зданий при определении ветровых нагрузок рекомендуется:

- при высоте зданий до 40м считывать только статическую составляющую;

- при высоте зданий более 40м считывать суммарную ветровую нагрузку,

в таблице 8 на листе 30 приведены значения ветровых нагрузок и усилий для зданий различной высоты.

Принименные динамические составляющие ветровой нагрузки принимают в виде треугольной эпюры с нулевым отрывом вниз к отрывом вверх здания. Влияние краевого участка здания на динамическую составляющую условно заменяется граничной, масса здания равномерно распределена по высоте, первая форма собственных колебаний представляют собой прямые линии. При определении динамической составляющей



максимальные значения коэффициента динамичности  $\xi = 2.8$ . Равномерные величины габаритов (длина, ширина в высоту или ширину зданий) здания должны считывать из таблице "динамичности" его за счет разнотипных статических (заградителей) частей фасада в кровлю.

К номинальным значениям проектной фасада добавляется приведенная высота статики (заградителя) в зависимости от их числа  $m$  в расположении между ними. Если  $r/b$  больше 10, то добавка равна  $m \cdot h$ , если  $r/b$  меньше 10, то добавка равна  $0.1m^2$ .

Пример 1. Определить расчетную ширину здания при ее номинальном значении 18 м, если здание во время имеет 10 заградителей (м) при их глубине  $b=3$  м и здание каждого  $r=6$  м. Выходя из  $r/b = 6/3 = 2 < 10$ , то ширина фасада составляет  $L_y = 18 + 0.1 \cdot 10 \cdot 6 = 24$  м.

Пример 2. Определить расчетную ширину здания при ее номинальном значении 10 м в ширине  $4b=24$  м,

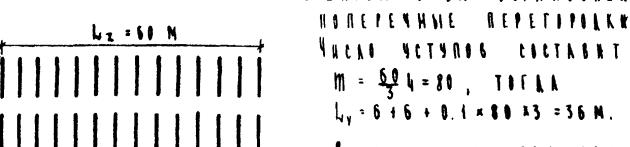


если во фасаде имеется коридор, а во среднем проходном проеме на кровлю имеются стационарные выступы вентиляции  $b=1$  м.

Выходя из  $r/b = 6/1 = 6 > 10$ , имеется

фасад с учетом "динамичности" составляет  $L_y = 10 + 0.1 \cdot 6 \cdot 6 = 12.6$  м.

Пример 3. Определить расчетную ширину здания (перегородкам шагом  $b+3/16$ ) в первом монтаже при отсутствии продольных панелей в перегородках, если в коридорах  $b=3$  м с шагом  $r=3$  м установлены



перегородки с шагом  $b+3/16$  м. Ширина коридоров  $b = 30/4 = 8$  м, тогда

$$L_y = 30 + 0.1 \times 80 \times 13 = 36 \text{ м.}$$

В связи с увеличением грузового фронта ветровой нагрузки в первом монтаже здания при установлении временные связи.

TK	Указания по применению изделий	Серия
1973	Ветровые нагрузки. Основные положения	11-01-0 6 29

ТАБЛИЦА 8

В ТАБЛИЦЕ 8 ПРИВЕДЕНИ ОДИНАКОВЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ НА ВЫСОТЕ  $H$ , ИЗГЛАЮЩИЕ МОМЕНТЫ  $M$  И ПОВЕРЕЧНЫЕ СИЛЫ  $Q$  НА УРОВНЕ ЗЕМЛИ ПРИ ВЫСОТЕ ЗДАНИЯ  $H$  ДЛЯ СТАТИЧЕСКОЙ И ДИНАМИЧЕСКОЙ СОСТАВЛЯЮЩИХ А ТАКЖЕ ДЛЯ СУММАРНОЙ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ ДЛЯ ЗДАНИЙ ДЛИНОЙ 60М ДЛЯ I ВЕТРОВОГО РАЙОНА.

ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ ВЕТРОВЫХ НАГРУЗОК И УСИЛИЙ УЧЕНИИ КОЭФФИЦИЕНТЫ: АЭРОДИНАМИЧЕСКИЙ  $C = 1,4$ , ПЕРЕГРУЗКИ  $n = 1,2$  КОЭФФИЦИЕНТЫ, УЧИТЫВАЮЩИЕ ВОЗРАСТАНИЕ СКОРОСТИ ВОГЛОГО ГРУЗА ДЛЯ ВЫСОКИХ БОЛЕЕ 40М, КУЛЬСАЦИИ  $m = 0,2, 4$ ; ДИНАМИЧЕСКИЕ БИМЫ  $= 2,4$  ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДИНАМИЧЕСКОЙ СОСТАВЛЯЮЩЕЙ.

ПРИ ЗНАЧЕНИЯХ КОЭФФИЦИЕНТА ДИНАМИЧЕСКИХ МЕНЬШИХ  $B^{min} = 2,4$ , ОБЩУЮ ВЕТРОВУЮ НАГРУЗКУ ОПРЕДЕЛЯЮТ СУММИРОВАНИЕМ СТАТИЧЕСКОЙ/ДИНАМИЧЕСКОЙ/ И ОДНОВРЕМЕННО ВЪВЛЯЮЩЕЙ ДИНАМИЧЕСКОЙ СОСТАВЛЯЮЩЕЙ, КОТОРУЮ ПОЛУЧАЮТ ДЕЛЕНИЕМ НА 2,4 И ПОСЛЕДУЮЩИМ УМНОЖЕНИЕМ РЕЗУЛЬТАТА НА ФАКТИЧЕСКОЕ РАСЧЕТНОЕ ЗНАЧЕНИЕ. ПРИ ПРОМЕЖУТОЧНЫХ ЗНАЧЕНИЯХ Н ВЕТРОВЫЕ УСИЛИЯ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ПО ИНТЕРПОЛЯЦИИ ДЛЯ II, III, IV ВЕТРОВЫХ РАЙОНОВ ВЕТРОВЫЕ УСИЛИЯ НАХОДЯТСЯ ПУТЕМ УМНОЖЕНИЯ ПАБЛИЧНЫХ ЗНАЧЕНИЙ НА ПОКРАВОЧНЫЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ:

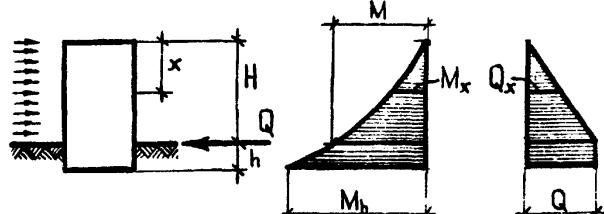
ВЕТРОВЫЕ РАЙОНЫ СССР	I	II	III	IV
ПОКРАВОЧНЫЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ	1,0	1,3	1,67	2,04

ПРИ ДЛИНЕ ЗДАНИЯ НЕ РАВНОЙ 60М, ПАБЛИЧНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ВЕТРОВЫХ НАГРУЗОК И УСИЛИЙ СЛЕДУЮТ ИЗМЕНЯТЬ ПРОПОРЦИОНАЛЬНО ФАКТИЧЕСКОЙ ДЛИНЕ ГРУЗОВОГО ФРОНТА.

ВЕТРОВЫЕ УСИЛИЯ В ЛЮБОМ УРОВНЕ ВЫШЕ УРОВНЯ ЗЕМЛИ НА РАССТОЯНИИ  $x$  ОТ ВЕРШИНЫ ЗДАНИЯ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛАМ:  $M_x = M^*M$ ;  $Q_x = Q^*Q$ , ГДЕ  $\frac{x}{H}$ ;  $M$  И  $Q$  - ПАБЛИЧНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ДЛЯ ЗДАНИЙ ВЫСОКОЙ  $H$ .

ВЕТРОВОЙ МОМЕНТ НА РАССТОЯНИИ  $h$  НАЖЕ УРОВНЯ ЗЕМЛИ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:  $M_h = M + Q \cdot h$

ПОТОКИ НАГРУЗКИ ПОДДЕЛКА ЗДАНИЯ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ДИСК ПЕРЕКРЫТИЯ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:  $q_{\text{дис}} = \frac{Q}{60} h_{\text{зим}}$ , ГДЕ  $h_{\text{зим}}$  - ВЫСОТА ЭТАЖА.



$H$	$q_{\text{ст}}$	$M_{\text{ст}}$	$Q_{\text{ст}}$	I			II			III			IV		
				$T/M$	$T$	$T/M$	$T$	$T/M$	$T$	$T/M$	$T$	$T/M$	$T$		
56	5,45	715,8	225,6	3,27	345,3	182,9	8,71	10534,0	408,6	8,61	9889,5	389,9			
54	5,37	6547,0	215,3	3,23	3142,5	174,6	8,49	8883,8	374,2	8,37	813,9	352,7			
52	5,30	6002,7	205,0	3,20	2881,1	166,2	8,25	7379,8	334,8	8,11	6680,5	315,9			
50	5,22	5482,6	194,8	3,16	2531,3	157,9	7,96	6015,8	297,7	7,88	5385,5	279,5			
48	5,13	4986,5	184,7	3,11	2393,4	149,8									
46	5,04	4514,0	174,6	3,07	2168,8	141,3									
44	4,94	4064,9	164,7	3,02	1950,9	133,0									
42	4,83	3639,0	154,8	2,97	1746,6	124,7									
40	4,71	3236,2	145,0	2,91	1553,3	116,5									
38	4,58	2859,0	135,2												
36	4,44	2510,1	125,8												
34	4,32	2188,6	116,6												
32	4,19	1893,5	107,7												
30	4,05	1623,9	99,0												
28	3,92	1378,8	90,5												
26	3,77	1157,2	82,5												
24	3,63	958,2	74,4												
22	3,48	780,7	66,7												
20	3,31	623,7	59,2												
18	3,15	487,6	52,0												
16	3,00	372,4	45,3												
14	2,87	276,3	38,8												
12	2,78	198,1	32,8												
10	2,72	136,1	27,2												
8	2,72	87,1	21,8												
6	2,72	49,0	16,3												
4	2,72	21,8	10,9												
2	2,72	5,4	5,4												

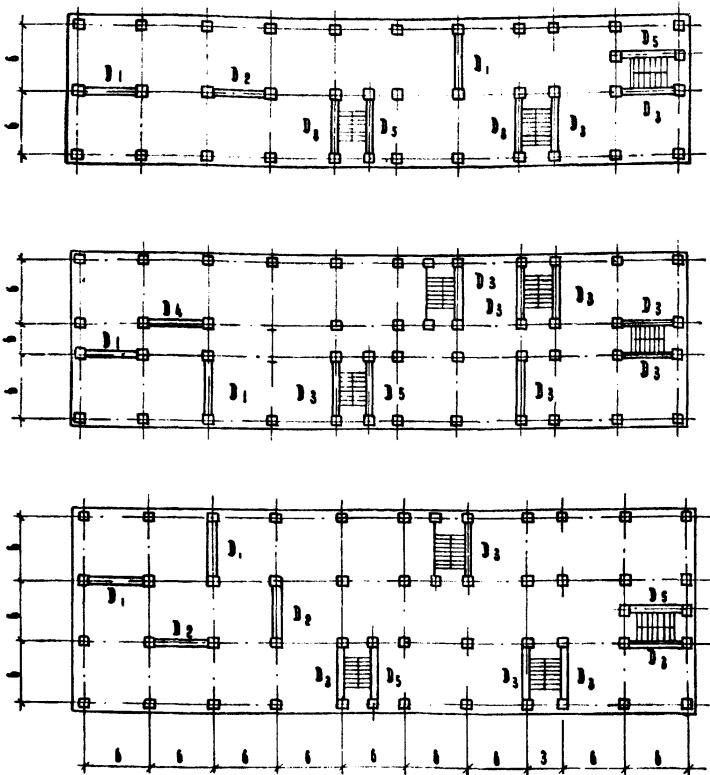
## ПРИМЕЧАНИЕ:

ОСНОВНОЕ ПОЛОЖЕНИЕ Ю ОПРЕДЕЛЕНИЮ ВЕТРОВЫХ НАГРУЗОК И ВОРДОВ УЧЕМА ЧАРУСНОСТЬ ЗДАНИЯ ПРИЧИНАЮЩАЯСЯ ПО ВЫСОКУМ №29.

СЕРНЯ НН-04-0	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	ТК
1973	ПАБЛИЧНАЯ ВЕТРОВЫЕ УСИЛИЯ ДЛЯ ЗДАНИЙ ДЛИНОЙ 60М.	ВЫПУСК 6 АНСН 30

Рис. 13

СХЕМЫ ВОЗМОЖНОГО РАСПОЛОЖЕНИЯ  
ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ



ПРИМЕЧАНИЯ:

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

Подбор диафрагм жесткости в зданиях до 4<sup>х</sup> этажей с подвалом выполняется в следующем порядке:

1. Определяется ветровой момент на здание (по табл. 8 альб. 30)
2. Определяется тип диафрагм по рис. № 13
3. По таблице (альб. 32) находится изгибающий момент, воспринимаемый одной диафрагмой
4. Для условий отрывных от табличных величин момента умножается на поправочные коэффициенты во каждом факторе (по п. 4-4 на альб. 32).
5. Ветровой момент делится на момент одной диафрагмы и определяется количество диафрагм.

6. Свободная длина консольного участка листа перекрытия может быть 21 м. в зданиях высотой до 3<sup>х</sup> этажей и 18 м. в 4<sup>х</sup> этажных зданиях. Расстояние между диафрагмами соответственно 42 и 36 м.

ПРИМЕР. Подобрать диафрагмы жесткости для четырехэтажного здания с подвалом во 2<sup>х</sup> ветровом районе. Размеры здания в плане 60 × 12 м; высота здания  $H_0 = 16$  м; высота подвала 3,3 м. Диафрагмы типа  $\Delta_1$ , расположены симметрично относительно равнодействующей внешней нагрузки и центра масс здания. Грунты песчаные ( $K_0 = 5000 \text{ кг}/\text{м}^2$ )

1) Перекрытия здания: при  $B = 60$  м по табл. № 8 (альб. 30)

$$M_{\text{ветр.}} = 278,35 \cdot 1,3 + 38,8 \cdot 3,3 = 488,0 \text{ Тм.}$$

Песчаная способность одной диафрагмы типа  $\Delta_1$  по табл. 9 при 5 перекрытиях составляет 355 Тм.

$$m = \frac{M_{\text{ветр.}}}{[M]} = \frac{488,0}{355} = 1,38 \text{ шт.; принимаем 2 диафрагмы.}$$

2) Подвал здания: при  $B = 22$  м.  $M_{\text{ветр.}} = \frac{12}{60} \cdot 488 = 96 \text{ Тм.}$

Песчаная способность диафрагмы  $\Delta_1$ , при глубине здания 60 м. (см табл. 10) [M] = 356 · 0,7 = 250 Тм > 96 Тм; принимаем 1 диафрагму.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИИ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ НН-04-0
1973	Подбор диафрагм жесткости в зданиях до 4 <sup>х</sup> этажей с подвалом	ВИДЫ Б АЛЬБ. 31

ТАБАНЦА 9

ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ, ВОСПРИНИМАЕМЫЙ ОДНОЙ ДИАФРАГ- МОЙ, В Т.М.	ЧИСЛО ПЕРЕКРЫТИЙ ЗДАНИЯ	ТИПЫ ДИАФРАГМ ПО РИСУСУ НА АЛАНДЕ 31				
		$\mathcal{D}_1$	$\mathcal{D}_2$	$\mathcal{D}_3$	$\mathcal{D}_4$	$\mathcal{D}_5$
	5	355	470	270	380	125
	4	290	390	220	320	110
	3	220	310	165	240	80
	2	150	210	115	165	60

ТАБАНЦА 10

ГАБРИНА ЗДАНИЯ М	18	24	30	36	42	48	54	60
ПОНИЖАЮЩИЙ КОЭФФИЦИЕНТ	1	0,94	0,87	0,80	0,75	0,78	0,71	0,70

ТАБАНЦА 11

МАТЕРИАЛ ОСНОВАНИЯ	КОЭФФИЦИЕНТ ПОСТЕКАН $K_o$ Т/М	ПОГРАВОЧНЫЙ КОЭФ. K
Песок слежавшийся, балластный, гравий насыпной, глина влажная	от 500 до 5000	0,5 - 1,0
Песок, гравий, плавнослежавшийся (в естественных условиях).	от 5000 до 10 000	1,0 - 1,05
Щебень, хрящ, глина малой влажности	от 5000 до 10 000	1,0 - 1,05
Песчано-глинистый гравит, некультуренный уплотненный, глина твердая	от 10 000 до 20 000	1,1
Мягкая скала, известняк, песчаник	от 20 000 до 100 000	1,1

ТАБАНЦА 12

ЭКСЦЕНТРИЧЕСТВО M.	ПОНИЖАЮЩИЙ КОЭФФИЦИЕНТ ПРИ РАССТОЯНИИ МЕЖДУ КРАЙНИМИ ДИАФРАГМАМИ				
	18 М.	24 М.	30 М.	36 М.	42 М.
3,0	0,81	0,84	0,86	0,88	0,89
4,5	0,73	0,76	0,79	0,81	0,82
6,0	0,66	0,70	0,73	0,74	0,76
7,5	0,58	0,63	0,66	0,69	0,70

ТАБАНЦА 9 СОСТАВЛЕНА ДЛЯ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ ШИРИНОЙ 6 М.

ГАБРИНА ЗДАНИЯ ДО 18 М.

КОЭФФИЦИЕНТ ПОСТЕКАН  $K_o = 5000$  Т/М<sup>3</sup>.  
РАСЧЕТНАЯ НАГРУЗКА ДО 800 КГ/М<sup>2</sup>.

1. ПРИ ГАБРИНЕ ЗДАНИЯ БОЛЬШЕ РАСЧЕТНОГО НАПРАВЛЕНИЯ СВЕРХ 18 М НА ВЕЛИЧИНУ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА ПРИНЯТОГО ПО ТАБАНЦЕ 9 СЛЕДУЕТ ВВОДИТЬ ПОНИЖАЮЩИЙ КОЭФФИЦИЕНТ ПО ТАБАНЦЕ 10.

2. КОЭФФИЦИЕНТ ПОСТЕКАН  $K_o$  ПРИНИМАЕТСЯ ПО ДАННЫМ ГЕОДЕСТИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЙ ИЛИ ПО ТАБАНЦЕ 11.

3. В ТАБАНЦЕ 11 ПРИДАВЛЕНЫ ПОГРАВОЧНЫЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ К ИЗГИБАЮЩЕМУ МОМЕНТУ ДЛЯ ГРУНТОВ С КОЭФФИЦИЕНТОМ ПОСТЕКАН ОТДАЧНЫМ ОТ 5000 Т/М<sup>3</sup>.

3. ПРИ НЕСОВЛАДЕНИИ ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТИ И ЦЕНТРА ПРИДАВЛЕНИЯ РАВНОДЕЙСТВУЮЩЕЙ ГОРИЗОНТАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ ПРИНИМАЕТСЯ ПОНИЖАЮЩИЙ КОЭФФИЦИЕНТ ПО ТАБАНЦЕ 12.

4. ПРИ РАСЧЕТНЫХ НАГРУЗКАХ 1250 КГ/М<sup>2</sup> ВВОДИТСЯ КОЭФФИЦИЕНТ 0,9.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ НН-06-0
1973	ТАБАНЦА ДЛЯ ПОДВОДА ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В ЗДАНИЯХ ДО 4-Х ЭТАЖЕЙ С ПОДВОДОМ	ОЧИСК 6 АЛЕНУ 32

ГРАФИК НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ  
КОЛОНН СЕЧЕНИЕМ  $30 \times 30$  см

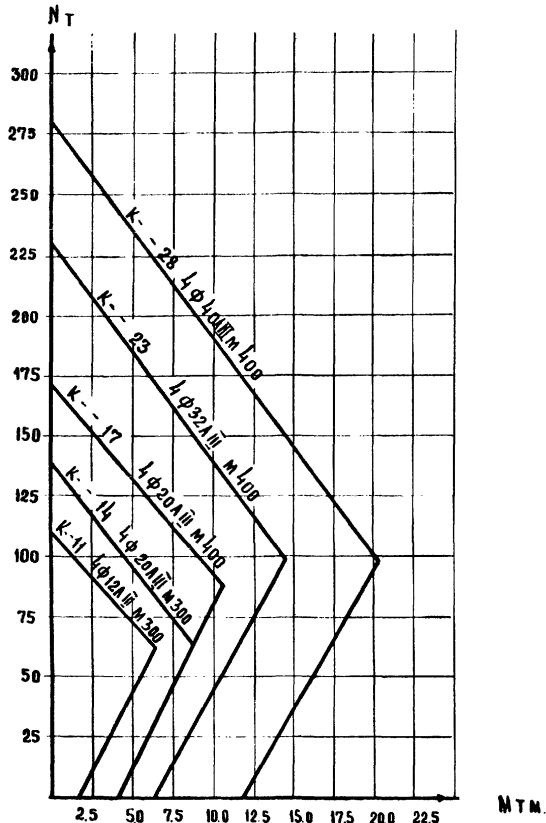
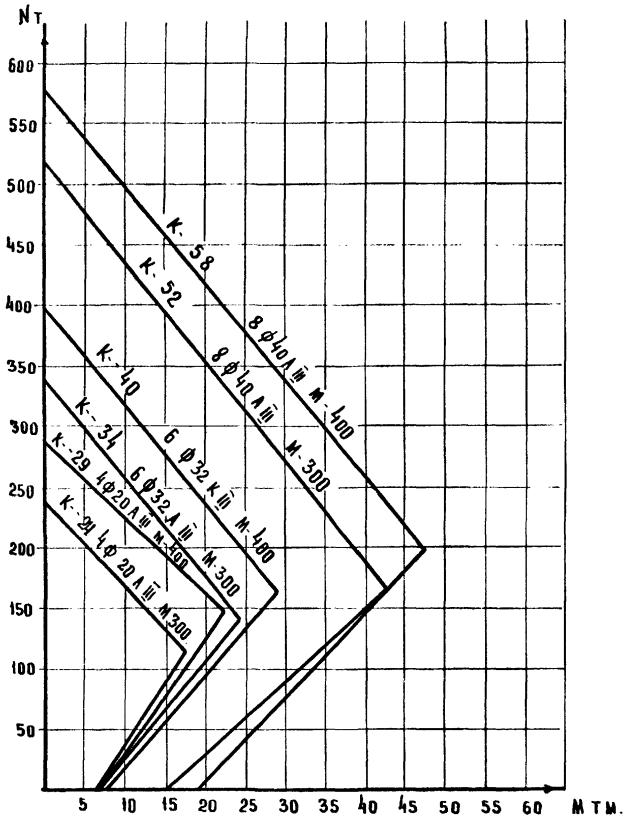


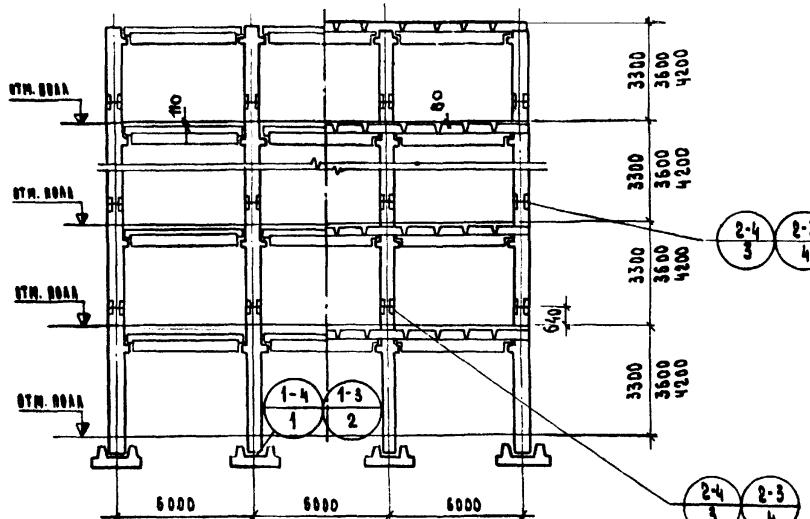
ГРАФИК НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ  
КОЛОНН СЕЧЕНИЕМ  $40 \times 40$  см



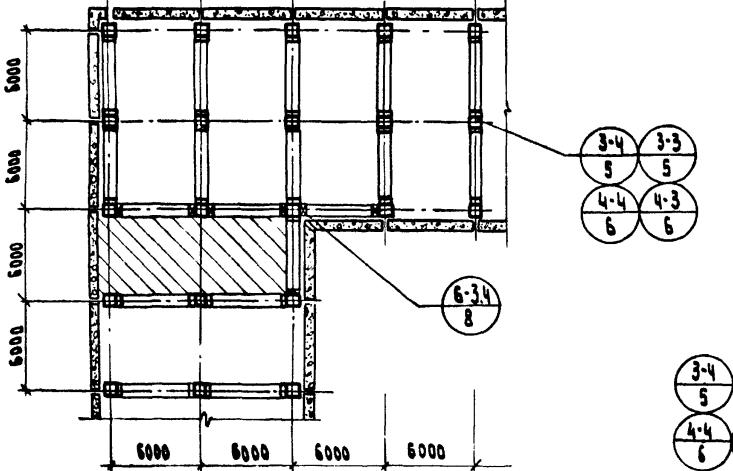
ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ НИ-04-0
1973	ГРАФИКИ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОЛОНН	ВЫПУСК АМСТ 6 33

ШИРИКИ | КОМПЛЕКС РУК ГР. ИИЖ. | ШИРУГ | ОСТРОВА  
Г. МОСКАЛ | РУК ГР. ИИЖ. | ГЛЮС | ОСИНА

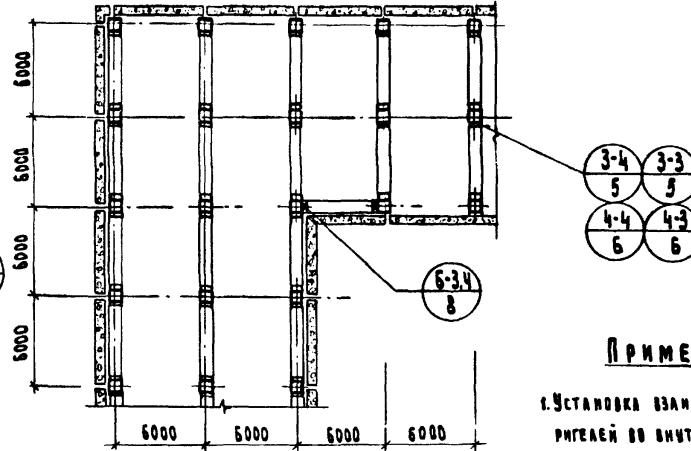
## ЗАДАНИЯ С ПОЛЛЕРЕЧНО-ДРУДОВЫМ КАРКАСОМ



## ЗАДАНИЯ С ПОПЕРЕЧНЫМ КАРКАСОМ



## ЗДАНИЯ С ПРОДОЛЬНЫМ КАРКАСОМ



## ПРИМЕЧАНИЯ

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

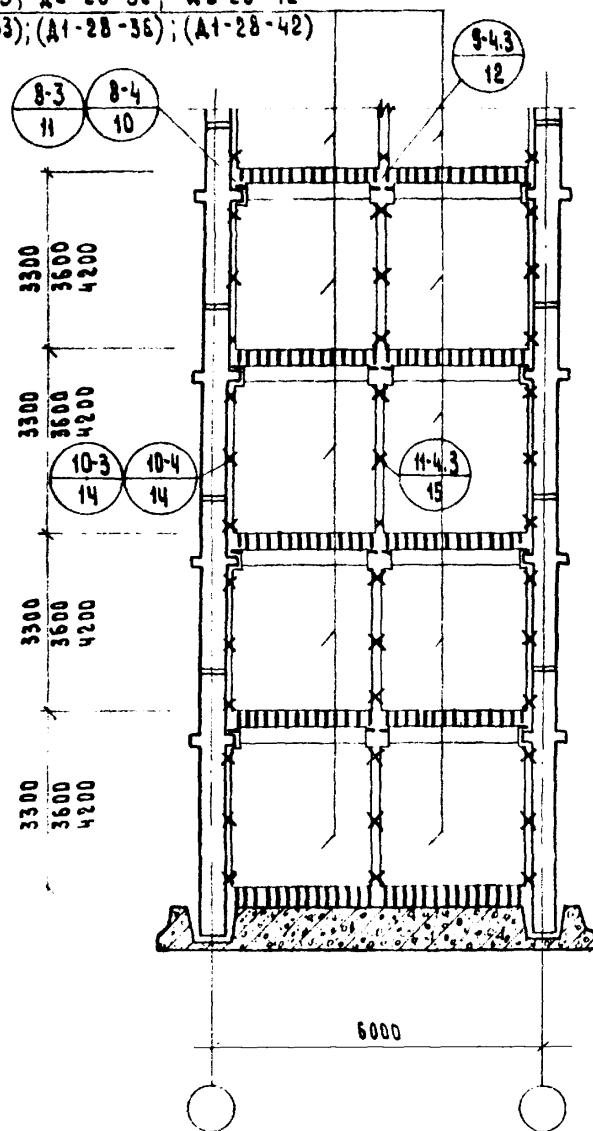
## Условные обозначения

## **Ж.Б. КОНСОЛЬ КОЛОННЫ**

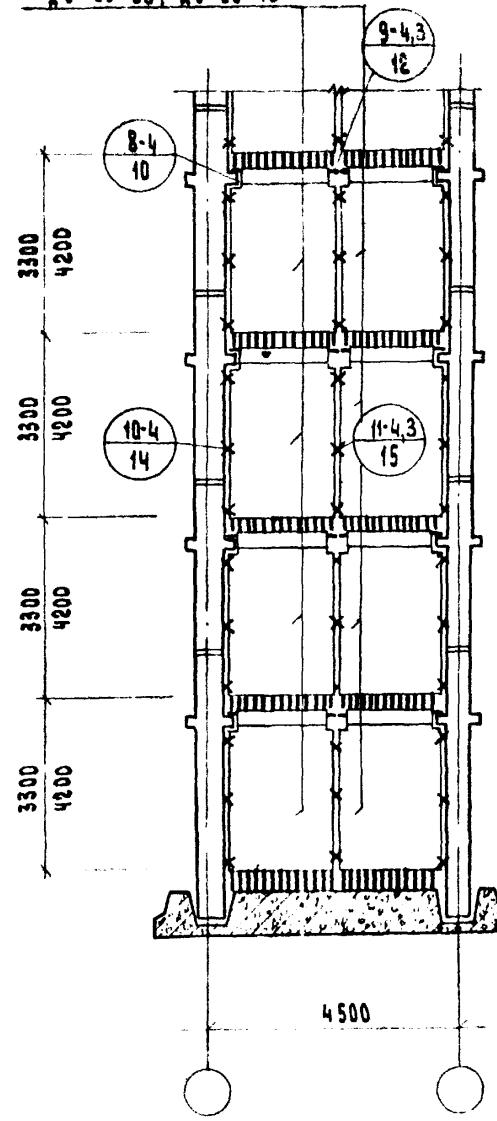
 МЕТАЛЛИЧЕСКАЯ ПРИВАРКА  
КОНСОЛЬ КОЛБИНА

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРНЯ ИИ-04-0
1973	ПРИМЕРЫ КОМПОНОВЧНЫХ СХЕМ КАРКАСА	ВЫПУСК 6 Лист 34

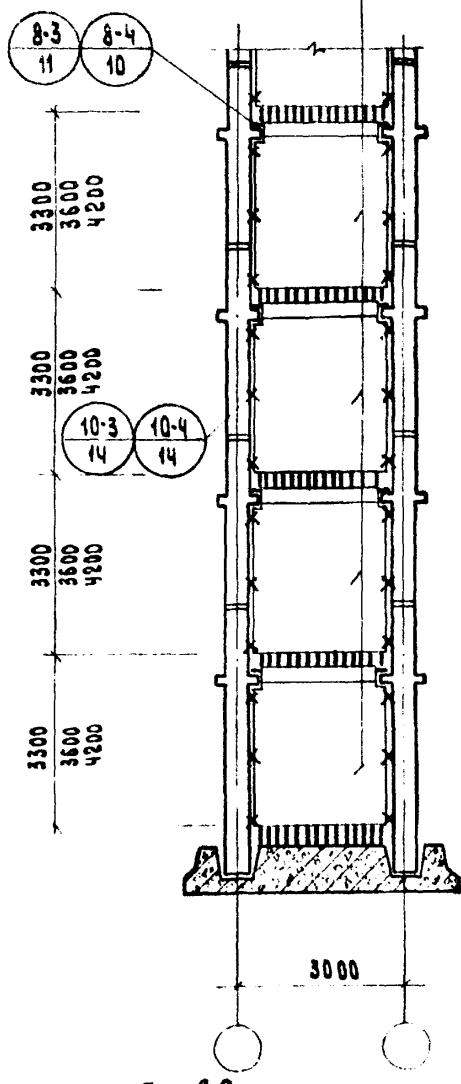
A2-28-33; A2-28-36; A2-28-42  
(A1-28-33); (A1-28-36); (A1-28-42)



A2-20-33; A2-20-42



A2-26-33; A2-26-36; A2-26-42

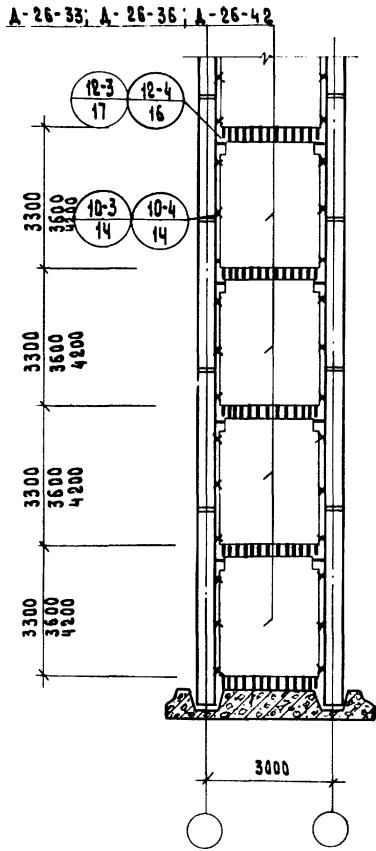
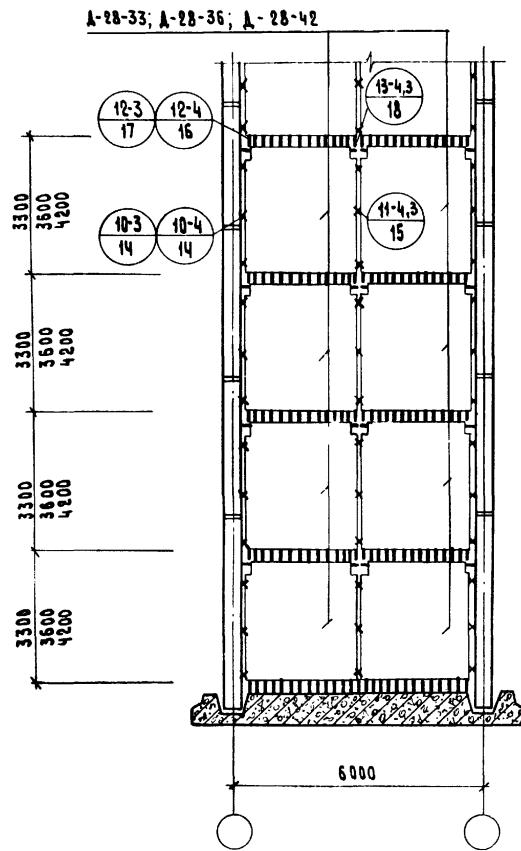


### ПРИМЕЧАНИЯ:

- УЗЛЫ ЗАМЕРКАРОВАННЫЕ НА ДАННОМ ЛИСТЕ СМ. СЕРИЮ ИИ-ДЧ-10. ВЫПУСК 5.
- МОНТАЖНАЯ СХЕМА ДИАФРАГМ ДЛЯ ПРОЛЕТА 4,5 М. ВТОРОСИТЕЛЬ ТОЛЬКО К КАРКАСУ С КОЛОННАМИ СЕЧ. 40x40 СИ.

3. ПРИНЦИП МАРКИРОВКИ УЗЛОВ СМ. ЛИСТ 5 п. 3.9  
4. КОЛИЧЕСТВО КРЕПЛЕНИЙ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ МЕЖДУ СОБОЙ И К КОЛОННАМ, УСЛОВНО ОБОЗНАЧЕННЫХ ЗНАЧКОМ "X", ПОКАЗАНО НА СХЕМАХ ДЛЯ ВЫСОТЫ ЭТАЖА 3 ЗМ. ПРИ НЭТ. РАВНОЙ 3,6М И Ч.ВМ ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ КРЕПЯТСЯ В ЧЕТЫРЕХ ТОЧКАХ ПО ВЫСОТЕ.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-ДЧ-0
1973	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СЛОШНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В ПЛОСКОСТИ РАМ.	ВЫПУСК 6 Лист 35



ПРИМЕЧАНИЯ СМ. НА АНСТЕ 35

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ И-1-0Ч-0
1973	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СЛАВШНЫХ АНАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ ПЕРЛЕНДИКУЛАРНЫХ ПАНСКОСТИ РАМ.	ВЫПУСК АНСТ 6 36

## ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

## ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ ПЛОСКОСТИ РАМ

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

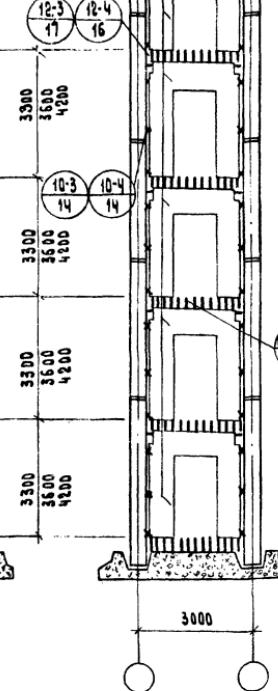
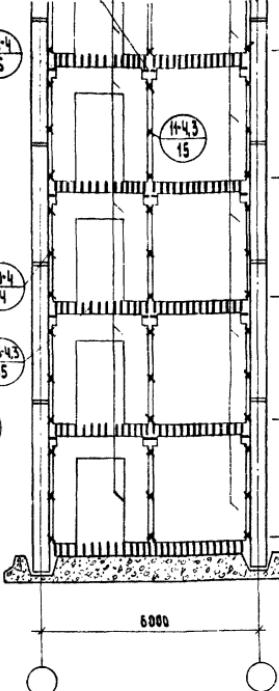
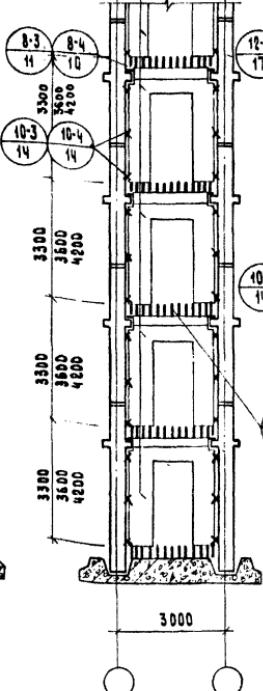
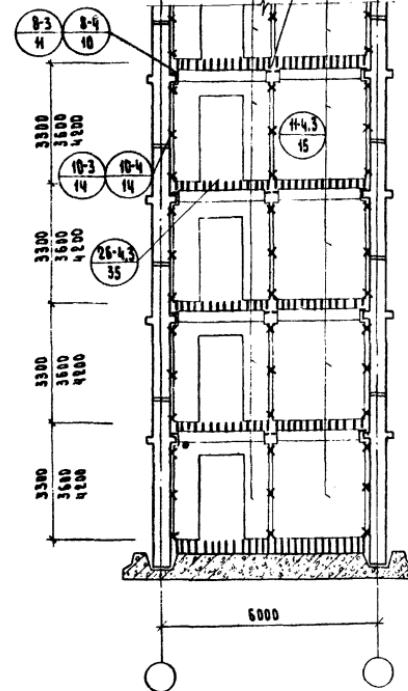
А2-28-33; А2-28-36; А2-28-42  
(А1-28-33); (А1-28-36); (А1-28-42)

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

А-28-33 П; А-28-36 П; А-28-42 П

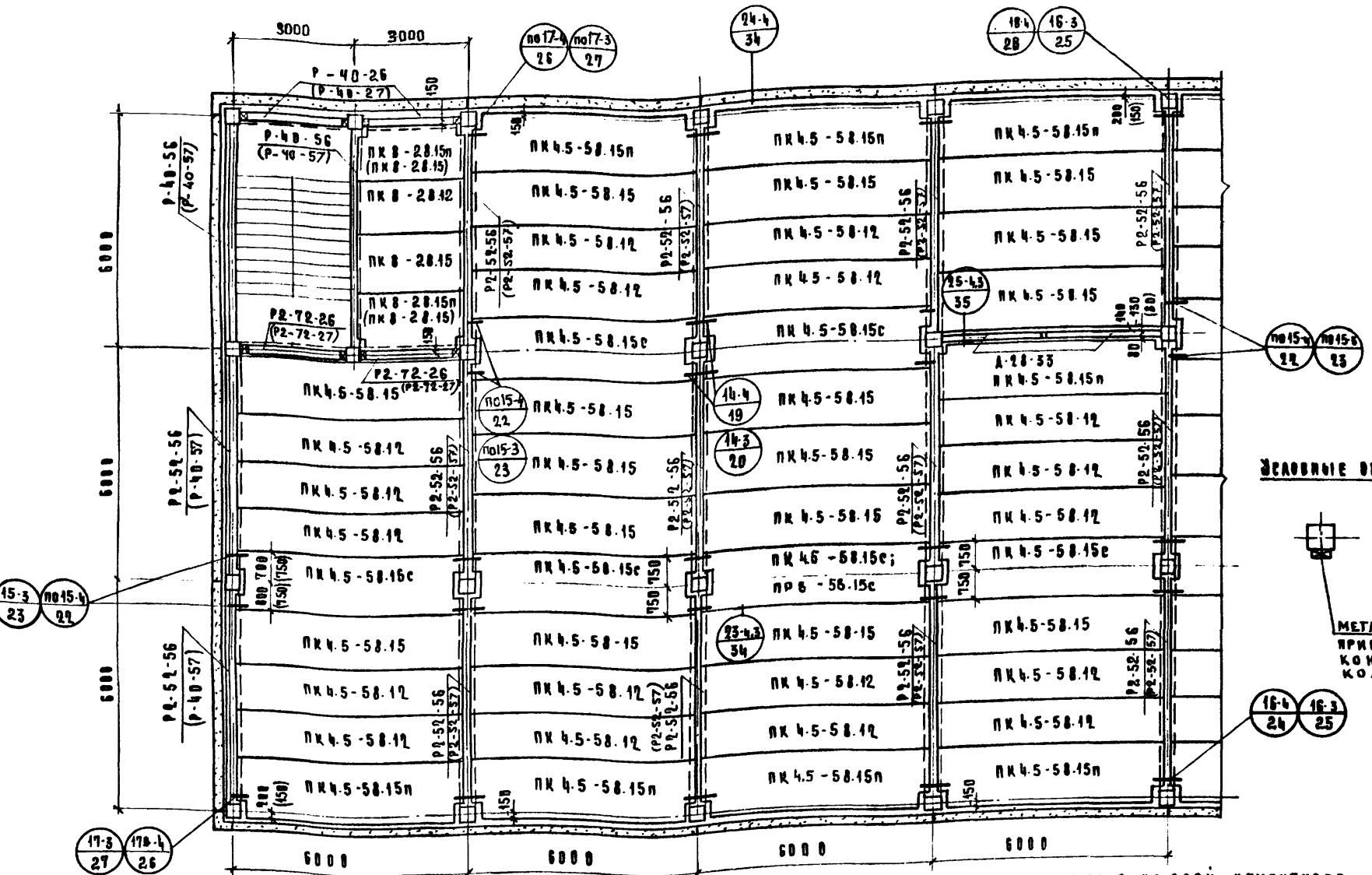
А-28-33; А-28-36; А-28-42

А2-28-33 П; А-28-36 П; А-28-42 П



ПРИМЕЧАНИЯ СМ. НА ЛИСТЕ 35

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИМ-04-0
1973	Монтажные схемы диафрагм жесткости с пределами.	БЛОКС 6 Лист 37



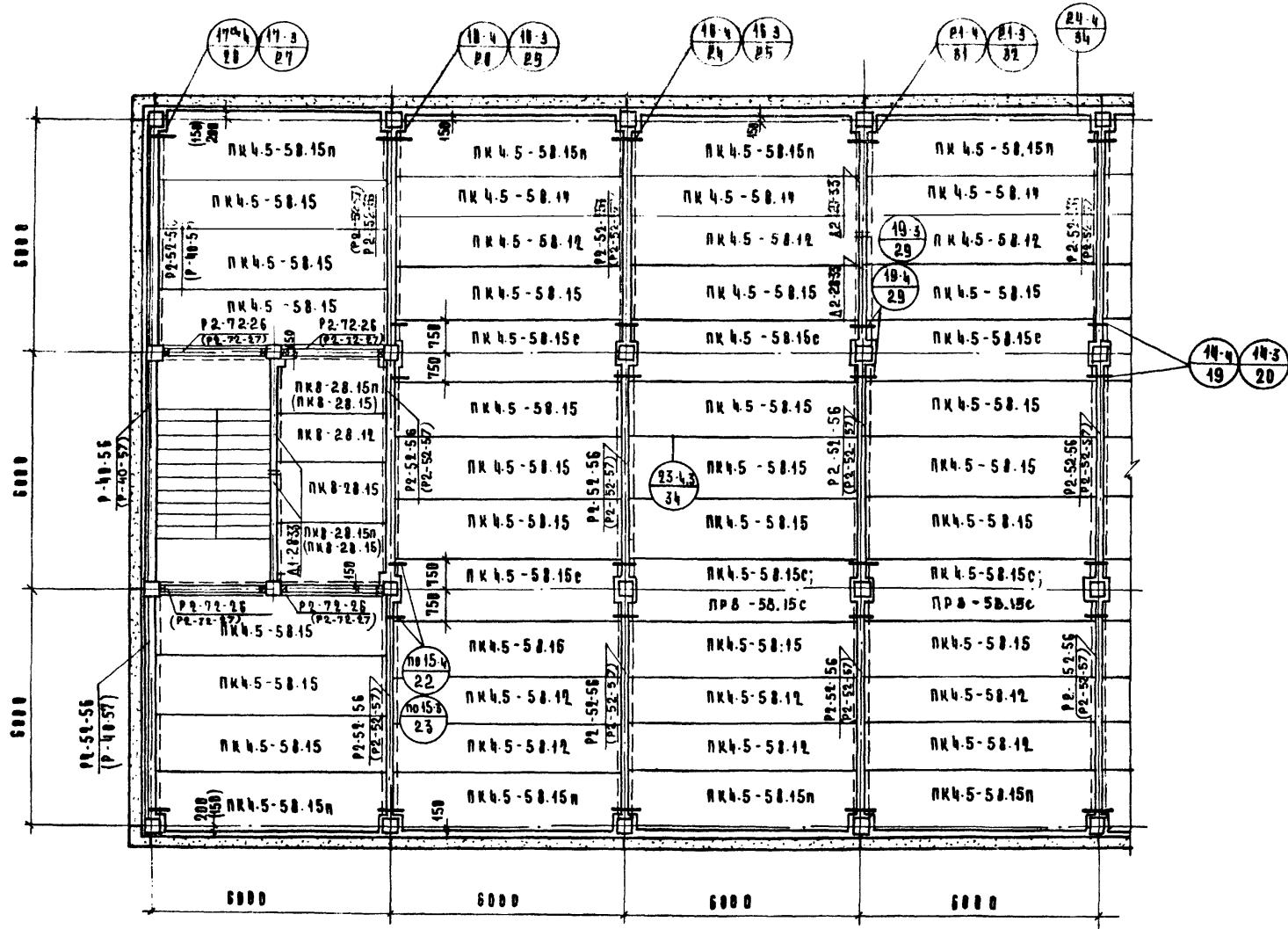
## ПРИМЕЧАНИЯ

1. МАРКИРОВКА ЭЛЕМЕНТОВ ПЕРЕКРЫТИИ ДАНА ДЛЯ РАСЧЕТНОЙ УНИФИЦИРОВАННОЙ НАГРУЗКИ  $450 \text{ кг}/\text{м}^2$
  2. РАЗМЕРЫ И МАРКИРОВКА, ДАННЫЕ В СКОБКАХ, ОТНОсятся К НАРКАСУ С КОЛОННАМИ СЕЧ. ЗОХЗОЕМ
  3. ОДНОПЛОДНЫЕ БЛМЕРЫ РИРЕД, РАСПОЛОЖЕННЫЕ ВДОЛ ЛЕСТИЦЫ З НАРУЖНОЙ СТЕНЫ, УСТАНАВЛИВАЮТСЯ СОДАЮЩИМИ СЕЧЕНИЯМ СЕЧ. КОЛОНН ЧОХЛОСМ И ПОЛОЖЕНИЕМ ПОЛОКОЙ К ЛЕСТИЦЕ ДЛЯ НАРКАСА С КОЛОННАМИ СЕЧ. ЗОХЗО ЕМ. В ЭТОМ СЛУЧАЕ В МЕСТАХ ПЕРЕСЕЧЕНИЯ ПОЛОКИ РИРЕД С ПРОСТУПАМИ ЛЕСТИЦЫ ЧИСЛЮ МАРШЕЙ ПРИМЕНЯТЬ УКРОЧЕННЫЕ ПРОСТУПЫ ПО СЕРИИ ИИ.Б-4 14 ВЫП. 3

4. ПАННЫ ПЕРЕКРЫТИЯ УКЛАДЫВАЮТСЯ НА СЛОЙ ЦЕМЕНТНОГО РАСТВОРА ТОЛЩИНОЙ 10 ММ.  
5. ДРУГИЕ МАССИРОВКИ УЗЛОВ СМ. ЛИСТ 5, П. 3.9.

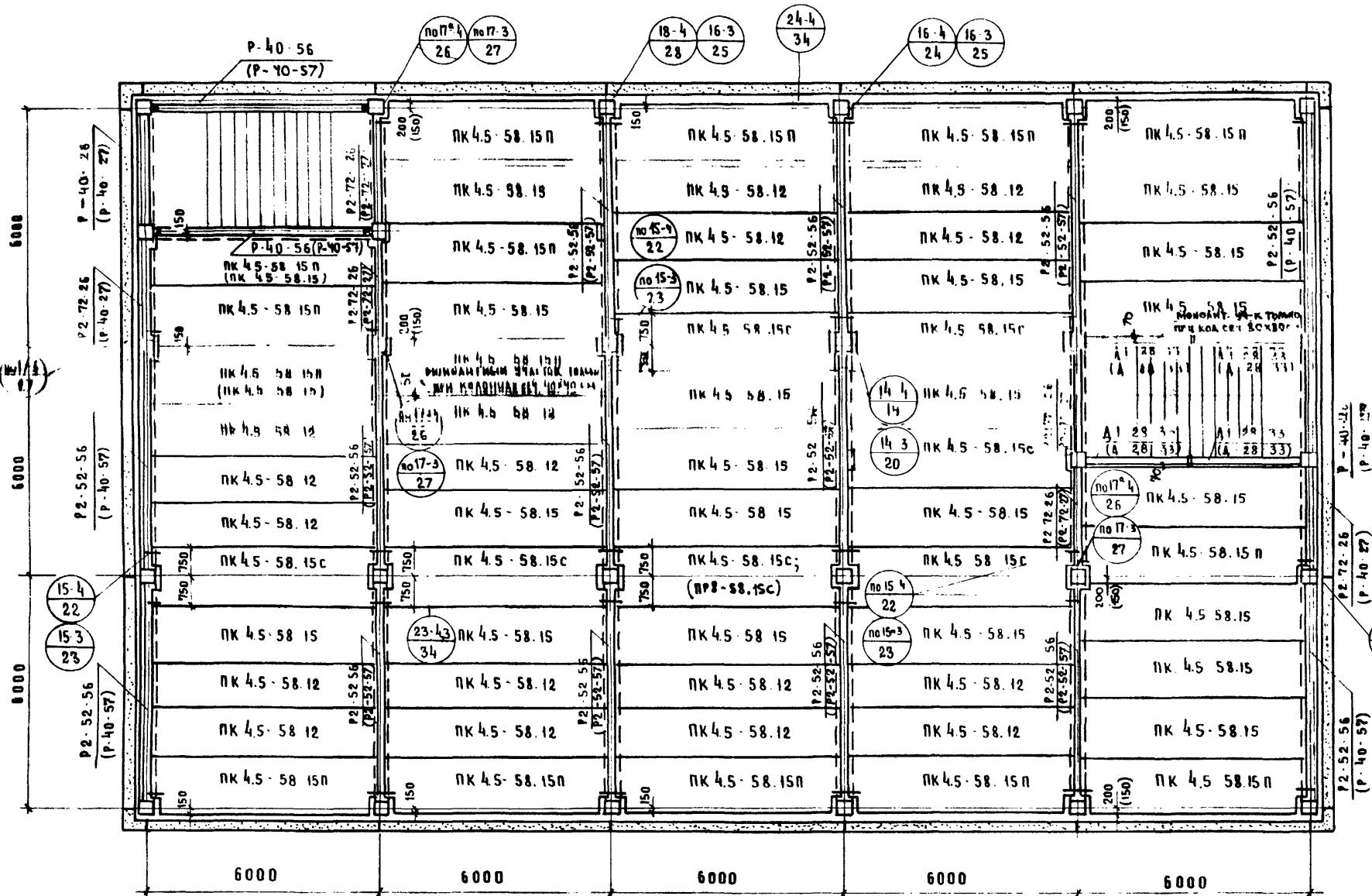
### 5. ПРИНЦИП МАРКИРОВКИ УЗЛОВ СМ. ЛИСТ 3, П. 3.9.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПРИМЕР МОНТАЖНОГО ВЛАНД ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ПОГРЕЧНЫЙ РАМЕ Б+Б+БМ В АСТЕИЦИЙ ВДЛЯ РАМЫ В КРАЙНЕМ ПРОВЕДЕ.	ВЫПУСК 6 Листы 38

ПРИМЕЧАНИЯ:

1. См. ПРИМЕЧАНИЯ НА АНСТРЕ № 38
2. УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ СМ. НА АНСТРЕ № 38

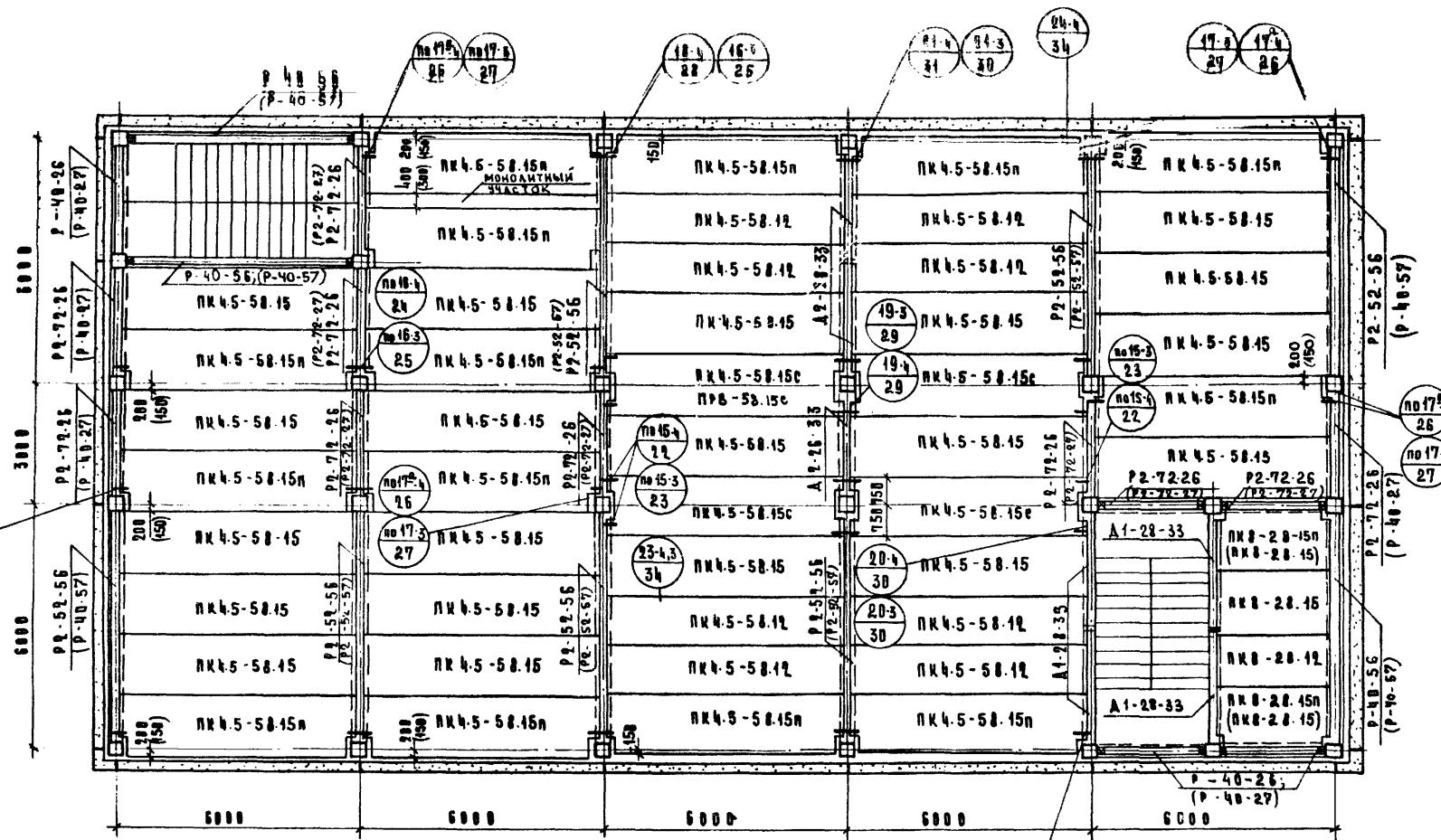
ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРНЯ ИИ-04-0
1973	ПРИМЕР МОНТАЖНОГО ПЛАНА ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЕ 6x6,00m С КЛЕСТИНЦЕЙ БАДАВ РАМЫ В СРЕДНЕМ ПРОФЛЕТЕ	ВЫПУСК 6 АКЕМ 39



### ПРИМЕЧАНИЯ

- См. примечания пункты 1, 2, 3, 4, 5 на листе 38
  - Условные обозначения см. лист. 38

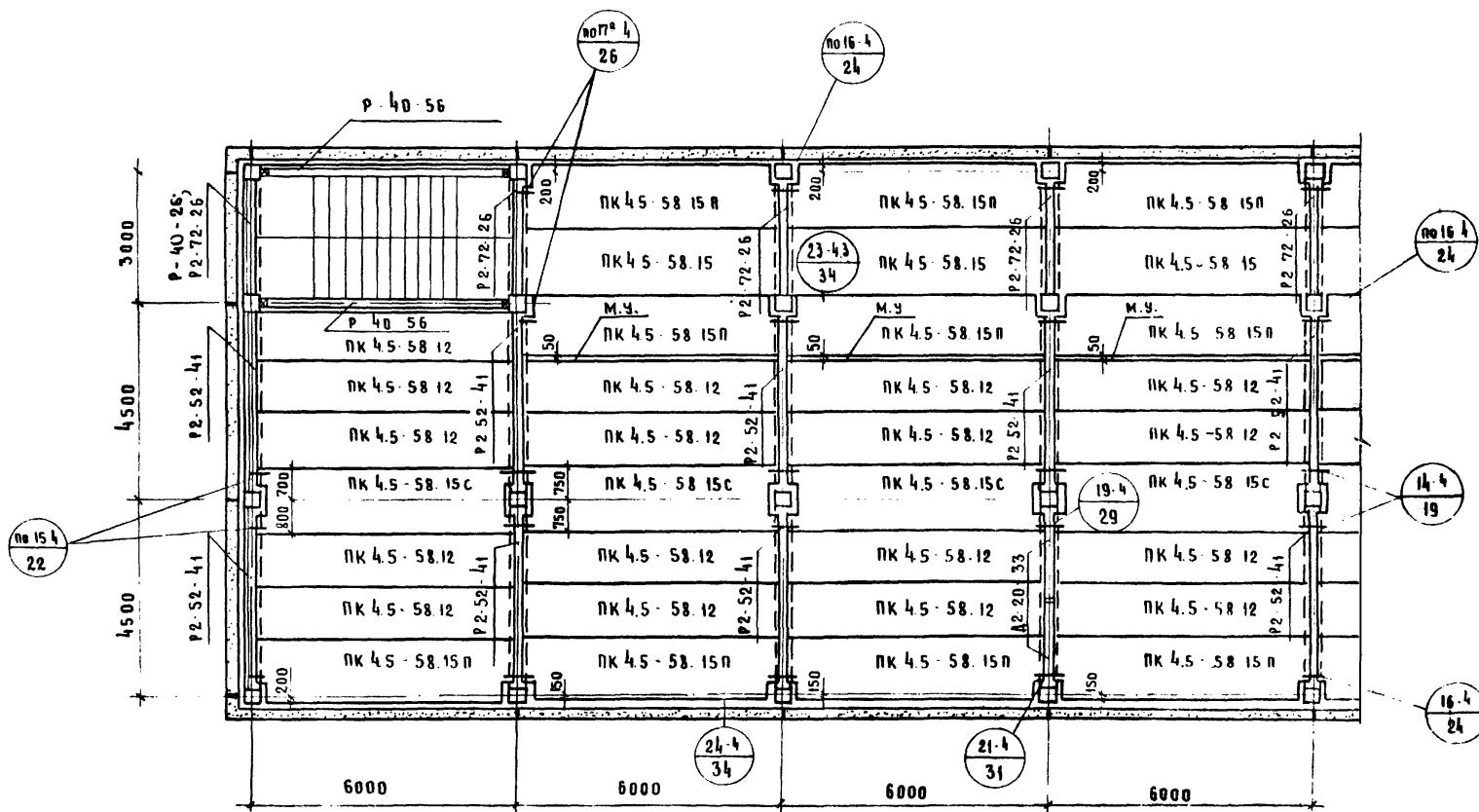
ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПРИМЕР МОНТАЖНОГО ПЛАНА ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЕ 6+6+6М С АСТРИЦАМИ ПОПЕРЕК РАМЫ.	ВЫПУСК 6 АЛЛЕРГИЧЕСКОГО 40



ПРИМЕЧАНИЯ:

- 1. ВМЕСТО ПРИМЕЧАНИЯ НА ЛИСТЫ ЗВЕЗДОЧКА  
2. УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ СМ. АЛАНТ ЗВЕЗДОЧКА**

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРВИС Н-04-8
1973	ПРИМЕР МОНТАЖНОГО ПЛАНА ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ПОЛЕРЕЧИИ РАФЕМ B+3+B.M.	БИЛАНС 6 Акты 41

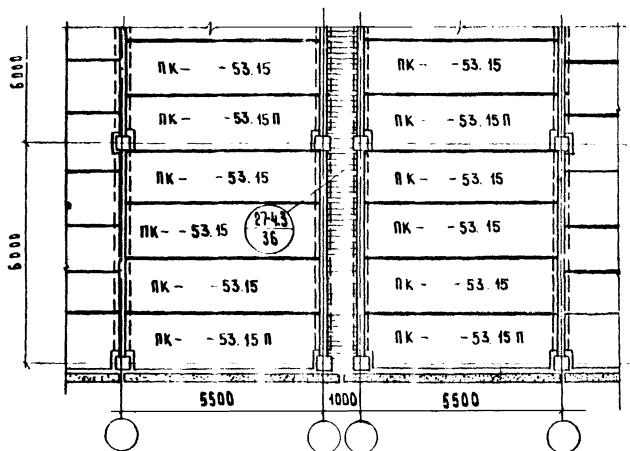


## Примечание

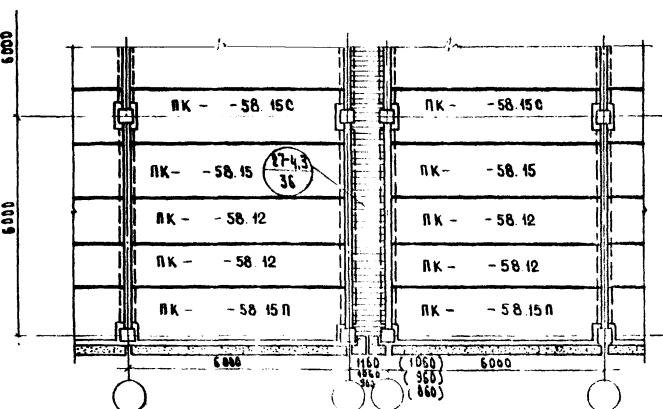
1. См. примечания на листе №38, пункты 1,2,3,4,5.  
2. Условные обозначения см. на листе №38.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПРИМЕР МОНТАЖНОГО ПЛАНА ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЕ 3,45 + 4,5 м.	ВЫПУСК 6 АИСТ 42

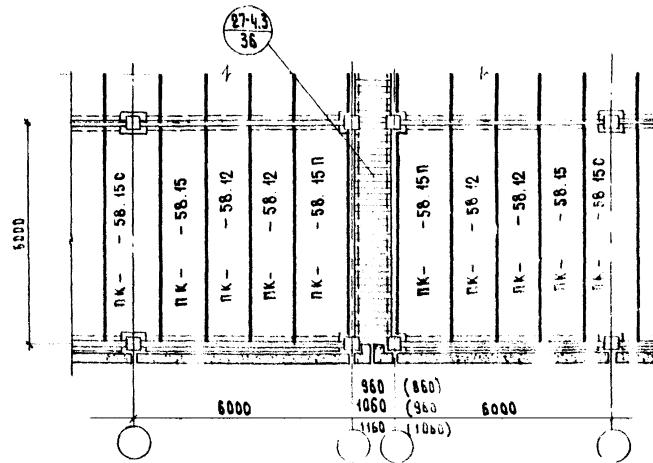
ДЕФОРМАЦИОННЫЙ ШОВ ПРИ ПОЛЕРЕЧНОМ КАРКАСЕ /Вариант I/



ДЕФОРМАЦИОННЫЙ ШОВ ПРИ ПОЛЕРЕЧНОМ КАРКАСЕ /Вариант II/



ДЕФОРМАЦИОННЫЙ ШОВ ПРИ ПРОДОЛЬНОМ КАРКАСЕ

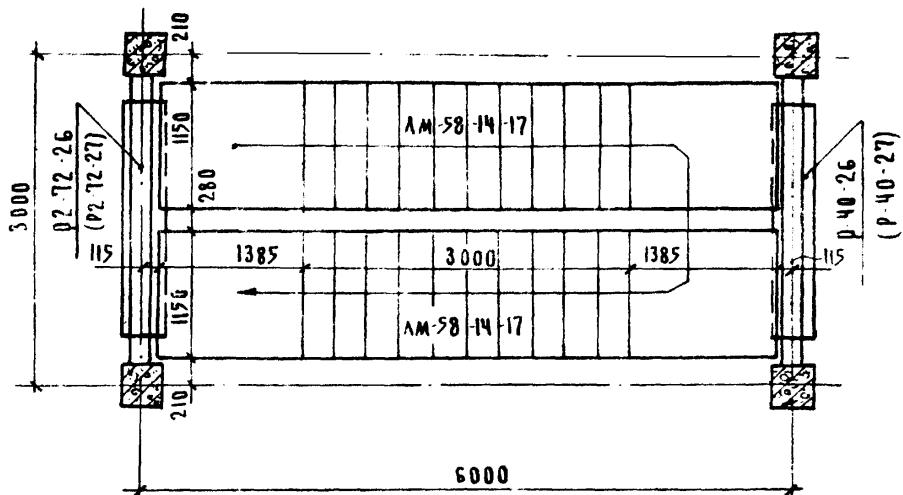


ПРИМЕЧАНИЯ:

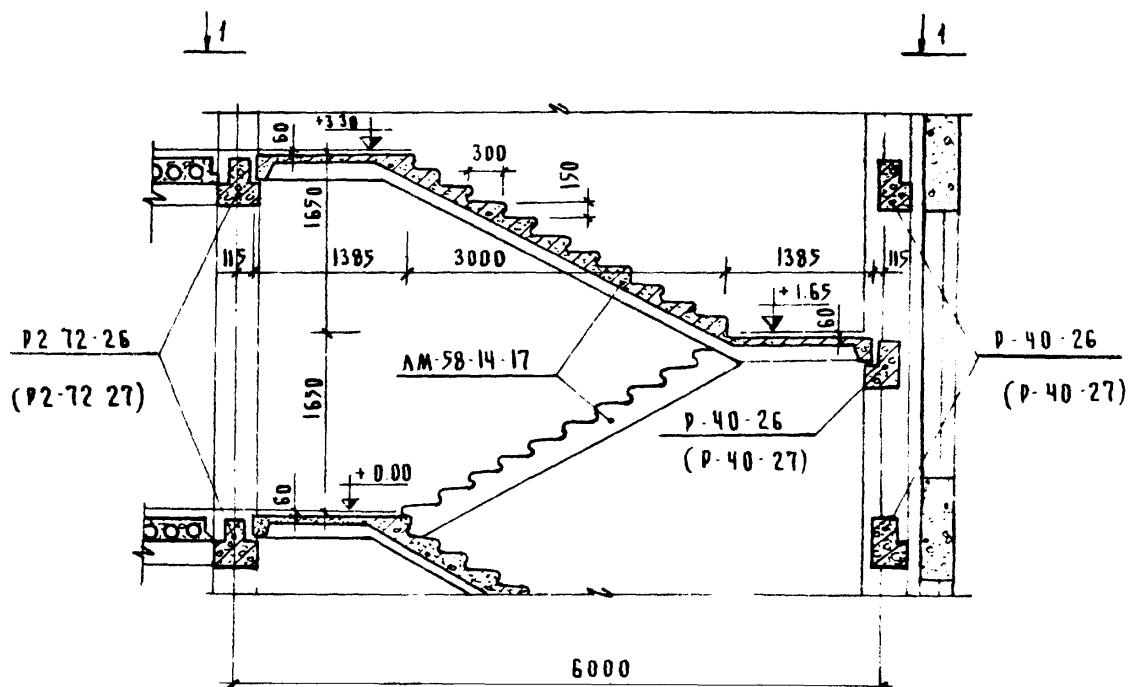
1. РАЗМЕР 1160 (1060) СООТВЕТСТВУЕТ ТОЛЩИНЕ НАРУЖНЫХ СТЕН - 350 ММ;  
РАЗМЕР 1060 (960) СООТВЕТСТВУЕТ ТОЛЩИНЕ НАРУЖНЫХ СТЕН - 300 ММ;  
РАЗМЕР 960 (860) СООТВЕТСТВУЕТ ТОЛЩИНЕ НАРУЖНЫХ СТЕН - 250 ММ.
2. РАЗМЕРЫ, УКАЗАННЫЕ В СКОБКАХ, ОТНОсятся к каркасу с колоннами сечением 30x30 см.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	ГЕРМЯ И-0Ч-0
1973	ПОЛИМЕРЫ РЕШЕНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ШВОВ.	БЛЮСК АИСТ 6 43

1 - 1



ЛЕСТИЦА ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ  
ЭТАЖА 330 м

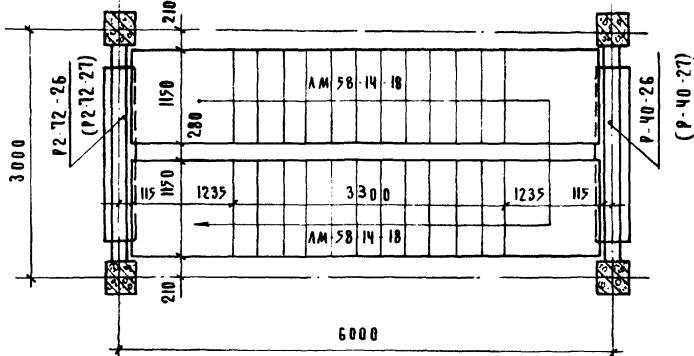


ПРИМЕЧАНИЯ

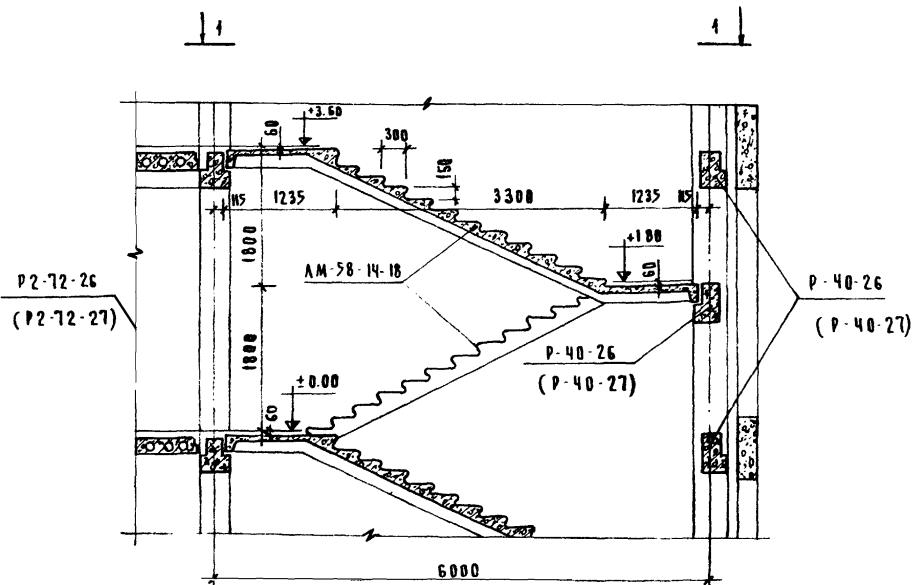
- Установка ригелей в уровне перекрытия у чаружных стен лестничной клетки необходима для обеспечения непрерывности диска перекрытия.
- Лестничные марши укладываются на полки ригелей по сайдю цементного раствора толщиной 10 мм.
- Накладные проступи на ступенях условно не показаны.
- Узлы крепления ограждения и детали лестниц см серии 2,250-1 вып. 1
- Опорение верхней пластины на марш, ригель и дна фрагму жесткости см узлы 28-4.3; 29-4.3; 30-4.3 серии ИИ-04-10 вып. 5 лист 37
- Маркировка ригелей в скобках относится к каркасу с колоннами СЕЧ. 30-30

ГК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	ИИ-04-0
1973	МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТИЧНЫХ МАРШЕЙ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 330 м	СЕРИЯ 6

1 - 1



Лестница для зданий с высотой  
этажа 3,60 м

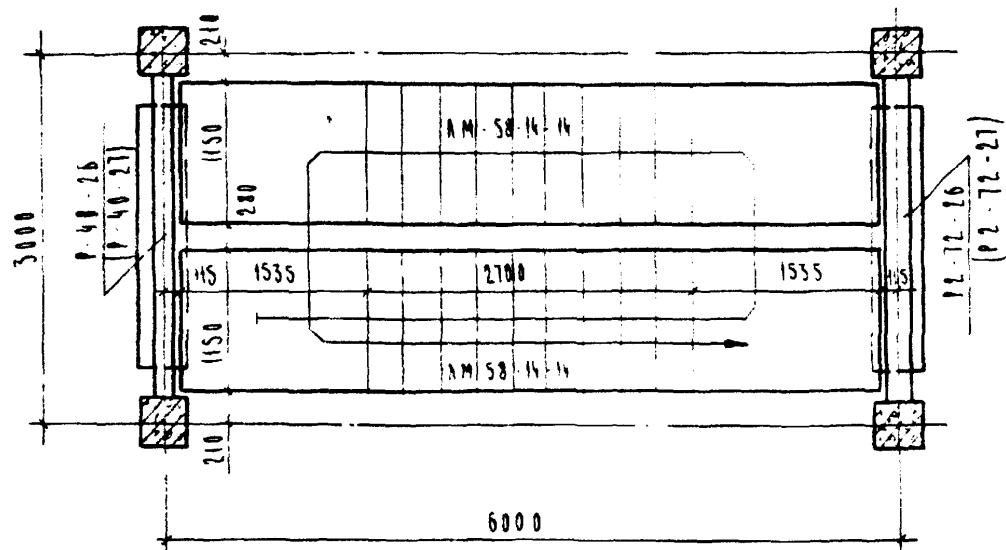


ПРИМЕЧАНИЕ:

Примечания см. лист 44

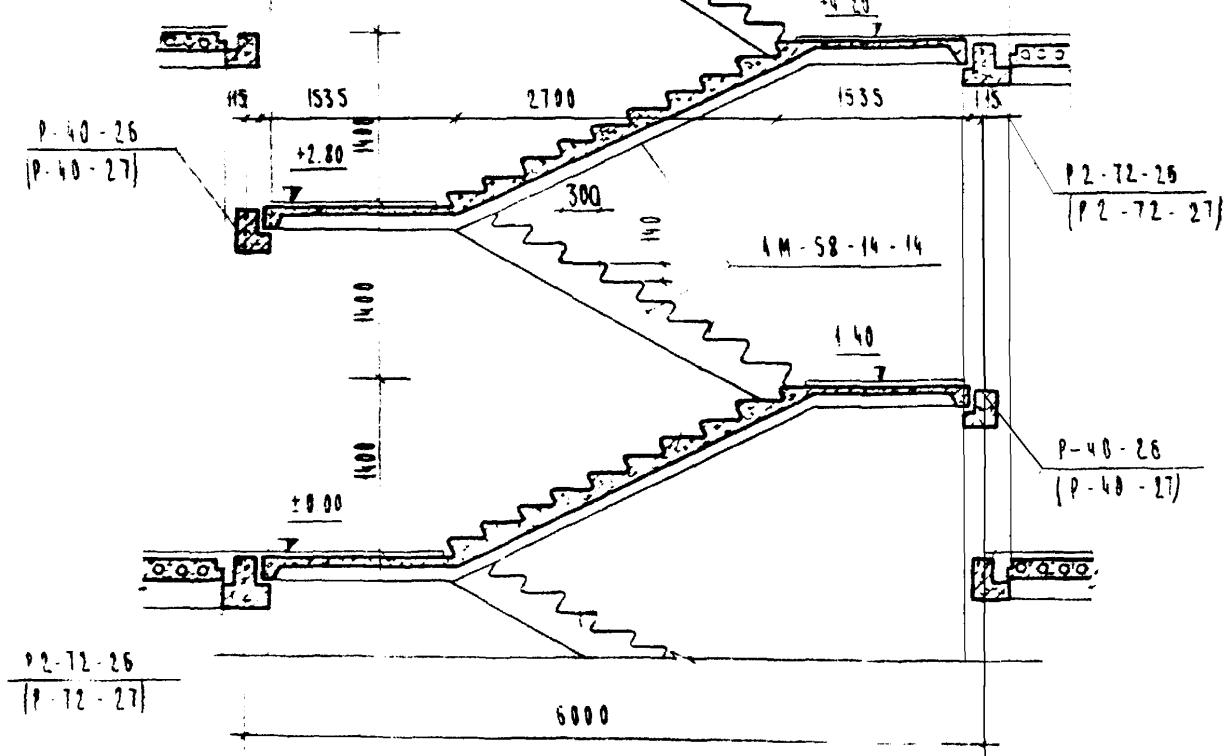
45	6	8	10	12
46	6	8	10	12
47	6	8	10	12
48	6	8	10	12
49	6	8	10	12

1-1



Лестница для здания с высотой

этажа 4,20 м

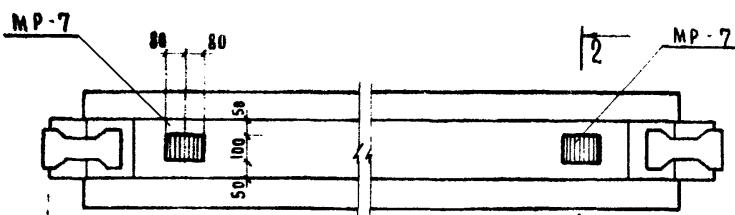


ПРИМЕЧАНИЕ

ПРИМЕЧАНИЯ СМ. ЛИСТ 44

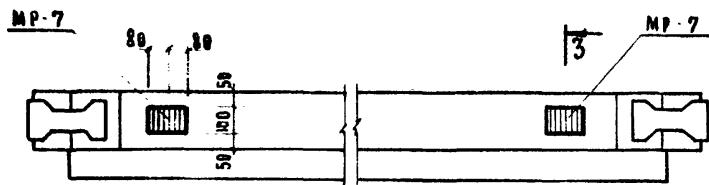
1	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ МАТЕРИАЛА
2	МОСКОВСКАЯ ОБЛАСТЬ
3	САНКТ-ПЕТЕРБУРГ
4	ДОНЕЦКИЙ БОЛЬШОЙ КОМПЛЕКС
5	САНКТ-ПЕТЕРБУРГ
6	САНКТ-ПЕТЕРБУРГ
7	САНКТ-ПЕТЕРБУРГ

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

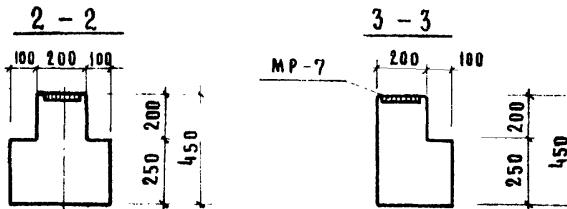
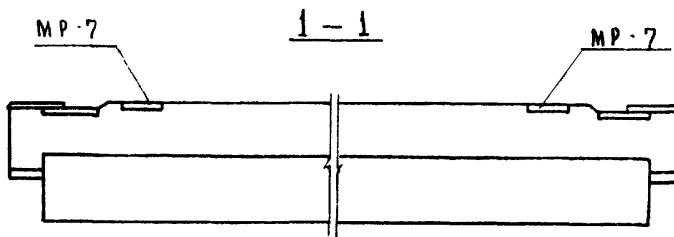
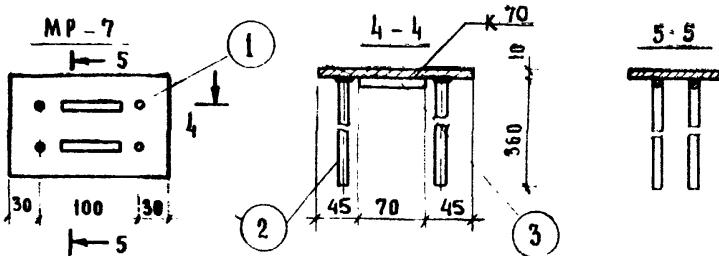


480	4600	(для Р2 - 56)	2	480
480	3100	(для Р2 - 41)		480
480	1600	(для Р2 - 26)		480
530	4600	(для Р2 - 27)		530
530	4600	(для Р2 - 57)		530

Р-56; Р-57; Р-26; Р-27



480	4600	(для Р-56)	3	480
530	4600	(для Р-57)		530
480	1600	(для Р-26)		480
530	1600	(для Р-27)		530



3	φ 12 А щ	70	5781-61*	2	0.028	0.056	
2	φ 12 А щ	360	5781-61*	4	0.14	0.56	
1	-10 × 100	160	82-57	1	0.75	0.75	
NN поз	сечение	длина	ГОСТ	КОД	шт	общ вес	Примеч
MP-7		820	МАСШТАБ		ВЫПУСК		
		1,366	1:20				

### ПРИМЕЧАНИЯ:

1. УЗЕЛ КРЕПЛЕНИЯ СВЯЗЕВОЙ ПЛИТЫ К РИГЕЛЮ СМОТРИ СЕРИЮ ИИ-04-10 ВЫП. 5.
2. ОПАЛАУБКУ И АРМИРОВАНИЕ СМОТРИ РИГЕЛЬ СООТВЕТСТВУЮЩЕЙ МАРКИ В АЛЬБОМЕ СЕРИИ ИИ-04-3 ВЫП. 3.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	Серия ИИ-04-0
1973	ПРИМЕРЫ РАСПОЛОЖЕНИЯ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ В РИГЕЛЯХ ДЛЯ КРЕПЛЕНИЯ СВЯЗЕВЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ.	Выпуск лист. 6 47

Расход материалов по ж.б. панелям на 1 м<sup>2</sup> площади перекрытия

Количество пролетов	Армирование	Бетон, м <sup>3</sup>			Сталь (натуральная), кг						
		расчетные унифицированные нагрузки кг/м <sup>2</sup>			расчетные унифицированные нагрузки кг/м <sup>2</sup>						
		450	600	800	1250	450	600	800	1250		
6 + 6	Напряжен.	Сборный	Монолитный	Всего		А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II
		0.116	0.0177	0.134		4.80	7.88	9.20	4.31	6.40	5.02
						8.06	5.85				

Расход материалов на ж.б. ригели, колонны и диафрагмы жесткости на 1 м<sup>2</sup> площади перекрытия 2го сверху этажа.

Количество пролетов	Армирование	Бетон, м <sup>3</sup>			Сталь (натуральная), кг					
		расчетные унифицированные нагрузки кг/м <sup>2</sup>			расчетные унифицированные нагрузки кг/м <sup>2</sup>					
		450	600, 800, 1250		450	600, 800	1250			
6 + 6	Ненапряжен.	Сборный	Монолит.	Всего	Сборный	Монолит.	Всего			
		0.054	0.002	0.056	0.058	0.002	0.060			
						8.10		9.25		14.0

Расход материалов на ж.б. элементы на 1 м<sup>2</sup> площади перекрытия 2го сверху этажа

Количество пролетов	Армирование	Бетон, м <sup>3</sup>			Сталь (натуральная), кг					
		расчетные унифицированные нагрузки кг/м <sup>2</sup>			расчетные унифицированные нагрузки кг/м <sup>2</sup>					
		450	600, 800, 1250		450	600	800	1250		
6 + 6	—	Сборный	Монолит.	Всего	Сборный	Монолит.	Всего			
		0.170	0.02	0.19	0.174	0.02	0.194			
					19.90	11.98	14.45	13.56	15.65	14.27
								22.06		19.85

Примечания:

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

ГД	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-7
1973	Показатели расхода материалов для каркаса в колоннами сеч. 40x40 см	выпуск А-27 6 48

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

КОЛИЧЕСТВО ПРОЛЕТОВ	АРМИРОВАНИЕ	БЕТОН, М <sup>3</sup>			СТАЛЬ, КГ
		СБОРНЫЙ	МОНОАНТНЫЙ	ВСЕГО	
6+6	НАПРЯЖЕН	0.17		0.17	450 600 800 КЛАСС ПРЕДВАРИТ. НАПРЯЖ АРМ. ПАНЕЛЕЙ А IV ВР II А IV ВР II А IV ВР II

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА ЖБ РИГЕЛЯМ, КОЛОННАМ И ДИАФРАГМАМ ЖЕСТКОСТИ НА 1 М<sup>2</sup> ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2 ГО СВЕРХУ ЭТАЖА

КОЛИЧЕСТВО ПРОЛЕТОВ	АРМИРОВАНИЕ	БЕТОН, М <sup>3</sup>			СТАЛЬ, КГ
		СБОРНЫЙ	МОНОАНТНЫЙ	ВСЕГО	
6+6	НЕ НАПРЯЖЕН	0.03	—	0.03	450 600, 800 6.58 / 5.20 7.41 / 6.03

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА ЖБ ЭЛЕМЕНТЫ НА 1 М<sup>2</sup> ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2 ГО СВЕРХУ ЭТАЖА

КОЛИЧЕСТВО ПРОЛЕТОВ	АРМИРОВАНИЕ	БЕТОН, М <sup>3</sup>			СТАЛЬ, КГ
		СБОРНЫЙ	МОНОАНТНЫЙ	ВСЕГО	
6+6	НАПРЯЖЕН	0.147	—	0.147	450 600 800 КЛАСС ПРЕДВАРИТ. НАПРЯЖ АРМ. ПАНЕЛЕЙ А IV ВР II А IV ВР II А IV ВР II 11.42 10.49 13.65 11.75 13.86 12.48 10.04 9.11 11.27 10.37 12.48 11.09

ПРИМЕЧАНИЯ

1. Расход материалов по жб панелям принят по серии ии-04-4 выпуск 47-48, по жб ригелям принят по серии ии-04-3 выпуск ч. по жб колоннам по серии ии-04-2 выпуск 7 по жб диафрагмам жесткости по серии ии-04-6 выпуск 5
2. Расчет расхода материала произведен для здания шириной 12 м по средней секции длиной 6 м на 1 м<sup>2</sup> площади перекрытия 2го сверху этажа при высоте этажа 3.3 м
3. В графике расхода стали в числителе приведен расход для 3<sup>го</sup> и 4<sup>го</sup> этажного здания, в знаменателе для 2<sup>го</sup> этажного здания.

ТА	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПОКАЗАТЕЛИ РАСХОДА МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ КАРКАСА С КОЛОННАМИ СЕЧ. 30 · 30 см	ВЫПУСК Б АЛСТ 49