

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ
И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ДЕТАЛИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

ИИ-О4

СБОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ЗДАНИЙ КАРКАСНОЙ КОНСТРУКЦИИ

СЕРИЯ ИИ-О4-О

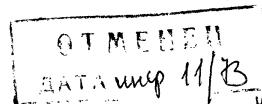
УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ

Выпуск 4

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО
КАРКАСА С КОЛОННАМИ СЕЧЕНИЕМ 40×40 СМ

РАЗРАБОТАНЫ
ЦНИИЭП
ТОРГОВО-БЫТОВЫХ
ЗДАНИЙ И ТУРИСТСКИХ
КОМПАЛЕЙСОВ СОВМЕСТНО
С НИИЖБ Госстроя СССР
МПСИ им. Куйбышева

РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ



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

ПЕРЕЧЕНЬ СЕРИЙ И ВЫПУСКОВ РАБОЧИХ ЧЕРТЕЖЕЙ СБОРНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА ИИ-04 С КОЛОННАМИ СЕЧЕНИЕМ 40x40 см.

1. ИИ-04-0
выпуск 4 Указания по применению изделий связевого каркаса с колоннами сечением 40x40 см.
2. ИИ-04-1
выпуск 3 Фундаменты для колонн сечением 40x40 см.
3. ИИ-04-2
выпуск 3 Колонны связевого каркаса сечением 40x40 см. для зданий с высотой этажа 2,4 м. и 3,3 м. Опалубка и армирование.
4. ИИ-04-2
выпуск 4 Колонны связевого каркаса сечением 40x40 см. для зданий с высотой этажа 3,6 м. Опалубка и армирование.
5. ИИ-04-2
выпуск 5 Колонны связевого каркаса сечением 40x40 см. для зданий с высотой этажа 4,2 м. Опалубка и армирование.
6. ИИ-04-2
выпуск 6
часть I Колонны связевого каркаса сечением 40x40 см. для зданий с высотой этажа 2,4; 3,3; 3,6; 4,2 м. Арматурные изделия. Объемные каркасы.
7. ИИ-04-2
выпуск 6
часть II Колонны связевого каркаса сечением 40x40 см. для зданий с высотой этажа 2,4; 3,3; 3,6 и 4,2 м. Арматурные изделия. Плоские каркасы.
8. ИИ-04-3
выпуск 3
часть I Ригели связевого каркаса с колоннами сечением 40x40 см. Опалубка и армирование.
9. ИИ-04-3
выпуск 3
часть II Ригели связевого каркаса с колоннами сечением 40x40 см. Арматурные изделия.
10. ИИ-04-6
выпуск 5
часть I Диафрагмы жесткости связевого каркаса. Опалубка и армирование.
11. ИИ-04-6
выпуск 5
часть II Диафрагмы жесткости связевого каркаса. Арматурные изделия.
12. ИИ-04-7
выпуск 2 Лестницы для зданий с высотой этажа 3,6 м.

13. ИИ-04-8
выпуск 3 ЗАКАДНЫЕ ДЕТАЛИ И СВЕДЧИТЕЛЬНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ДЛЯ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА.
14. ИИ-04-10
выпуск 3 МОНТАЖНЫЕ УЗЛЫ И ДЕТАЛИ СВЯЗЕВОГО КАРКАСОВ КОЛОННАМИ СЕЧЕНИЕМ 40x40 см.

ПЕРЕЧЕНЬ СЕРИЙ И ВЫПУСКОВ РАБОЧИХ ЧЕРТЕЖЕЙ СТАЛЬНЫХ ФОРМ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С КОЛОННАМИ СЕЧЕНИЕМ 40

1. ИИ-04-1
выпуск 3-1 СТАЛЬНЫЕ ФОРМЫ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД КОЛОННЫ СЕЧЕНИЕМ 400x400 мм.
2. ИИ-04-2
выпуск 3-1
часть I СТАЛЬНЫЕ ФОРМЫ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН СВЯЗЕВОГО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 400x400 мм. (РЕКОНСТРУКЦИЯ ДЕЙСТВУЮЩИХ ФОРМ СЕРИИ ИИ-04-2 ВЫПУСК 2-1).
3. ИИ-04-2
выпуск 3-1
часть II СТАЛЬНЫЕ ФОРМЫ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН СВЯЗЕВОГО КАРКАСА СЕЧЕНИЕМ 400x400 мм.
4. ИИ-04-3
выпуск 3-1 СТАЛЬНЫЕ ФОРМЫ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ РИГЕЛЕЙ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С КОЛОННАМИ СЕЧЕНИЕМ 400x400 мм.
5. ИИ-04-6
выпуск 5-1 СТАЛЬНЫЕ ФОРМЫ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА.
6. ИИ-04-7
выпуск 2-1 СТАЛЬНЫЕ ФОРМЫ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЛЕСТНИЦ ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА - 3,6 м.

ИИ-04-2
ИИ-04-3
ИИ-04-6
ИИ-04-7

ИИ-04-2
ИИ-04-3
ИИ-04-6
ИИ-04-7

ИИ-04-2
ИИ-04-3
ИИ-04-6
ИИ-04-7

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	
1971	ПЕРЕЧЕНЬ СЕРИЙ И ВЫПУСКОВ	351

	Лист	Стр.		Лист	Стр.
ПЕРЕЧЕНЬ СЕРИЙ И ВЫПУСКОВ	2		МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СПЛОШНЫХ ДИАФРАГМ		
СОДЕРЖАНИЕ	3		ЖЕСТКОСТИ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,6 м.	47	46
ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	4-21		МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В		
СХЕМЫ ЗАГРУЖЕНИЯ ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ КАРКАСА	1-3	30-32	ПРОЁМАМИ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,6 м.	48	47
ТАБЛИЦА ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ НАГРУЗОК	4-5	33-34	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СПЛОШНЫХ ДИАФРАГМ		
РАСЧЕТНЫЕ НАГРУЗКИ НА РИГЕЛИ РАМ И ВЕРТИКАЛЬ-			ЖЕСТКОСТИ В ПЛОСКОСТИ РАМ ПРИ ВЫСОТЕ		
НЫЕ НАГРУЗКИ ОТ ВЕСА НАРУЖНЫХ СТЕН	6	35	ЭТАЖА 4,2 м.	19	48
ЗНАЧЕНИЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ МОМЕНТОВ			МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СПЛОШНЫХ ДИАФРАГМ		
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3,6 м.	7	36	ЖЕСТКОСТИ, ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫХ ПЛОСКОСТИ		
ЗНАЧЕНИЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ МОМЕНТОВ			РАМ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 4,2 м.	20	49
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3,6 м.	8	37	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ		
ЗНАЧЕНИЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ МОМЕНТОВ			С ПРОЁМАМИ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 4,2 м.	21	50
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 4,2 м.	9	38	ТАБЛИЦЫ КООРДИНАТ СПОСОБНОСТИ СТЕКОЛО		
МАРКИРОВКА УЗЛОВ КАРКАСА	10	39	КОЛОНЫ	22	51
МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТНИЧНЫХ МАРШЕЙ ПРИ			ТАБЛИЦЫ КООРДИНАТ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ		
ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,6 м.	11	40	КОЛОНЫ. ВАРИАНТ I.	23-25	52-54
МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТНИЧНЫХ МАРШЕЙ ПРИ			ТАБЛИЦЫ КООРДИНАТ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ		
ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,6 м.	12	41	КОЛОНЫ. ВАРИАНТ II.	26-28	55-57
МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТНИЧНЫХ МАРШЕЙ ПРИ			ПОКАЗАТЕЛИ РАСХОДА МАТЕРИАЛОВ	29	58
ВЫСОТЕ ЭТАЖА 4,2 м.	13	42			
МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СПЛОШНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТ-					
КОСТИ В ПЛОСКОСТИ РАМ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,6 м.	14	43			
МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СПЛОШНЫХ ДИАФРАГМ					
ЖЕСТКОСТИ, ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫХ ПЛОСКОСТИ					
РАМ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,6 м.	15	44			
МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ					
С ПРОЁМАМИ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,6 м.	16	45			

Рабочие чертежи унифицированных изделий связевого каркаса серии ИИ-04 разработаны на основании задания на проектирование, утвержденного Государстанстроем 12/II-69г.

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

Настоящий выпуск содержит рекомендации по применению и расчету сборных элементов связевого каркаса ИИ-04 с колоннами сечением 40x40 см.

Основные характеристики каркаса

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

Сетка колонн каркаса принята 6x6м, 8x4,5м и 8x3м. Шаг колонн ограничивается несущей способностью колонн на вертикальную нагрузку.

Высоты этажей приняты 3,3м; 3,6м и 4,2м. Предусматривается возможность устройства верхнего технического этажа высотой 2,4 м. Здания могут иметь подвальные этажи высотой 3,3м; 3,6м и 4,2м.

Нагрузки на элементы каркаса приняты в соответствии со СНиП II-А.И-62 "Нагрузки и воздействия" и СН 382-67 "Указания по применению унифицированных нагрузок при проектировании типовых железобетонных конструкций для сборных перекрытий и покрытий зданий". Унифицированные расчетные нагрузки на перекрытиях приняты: 450, 600, 800 и 1250 кг/кв.м.

Вес снегового покрова принят для IV района территории СССР по СНиП II-А.И-62.

Скоростной напор ветра принят для I-IV районов территории СССР по СНиП II А.И-62. Каркас запроектирован для зданий I-III степеней огнестойкости по СНиП II-А. 9-70.

ПРОЕКТЫ ПРОИЗВЕДЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ИЗДЕЛИЙ С СЕРИЕЙ ИИ-04 В КОЛОННАХ СЕЧЕНИЕМ 40x40 см

А) Фундаменты. Серия ИИ-04-1, выпуск 3. Железобетонные фундаменты запроектированы стаканного типа на нормативное сопротивление до 2,5 кг/кв. см. В альбом включен также башмак БК-14 из альбома ИИ-04-1 выпуск 2.

Башмак БК-14 стаканного типа рассчитан на установку его фундамента, определяемые проектом здания.

Б) Колонны. Серия ИИ-04-2, выпуск 3, выпуск 4, выпуск 5, часть I и часть II. Колонны сечением 40x40 см запроектированы высотой этажей 3,3м; 3,6м; 4,2м и для технического этажа 2,4м.

Для верхнего и нижнего этажей колонны запроектированы одинаковыми, для средних этажей в двух вариантах: одноэтажные и двухэтажные. Наличие в номенклатуре средних колонн одноэтажной разрезки дает возможность компоновать здание с разными высотами этажей. Для жесткой колонны принят разработанный лабораторией сборного и монолитного железобетона НИИЖБ Госстроя СССР плоский, безметаллический стык сваркой выпусков разной арматуры. Для соединения ригелей колонн принят стык со скрытой консолью. Консоли колонн рассчитаны запроектированы как металлобетонные конструкции на восприятие от реакции до 30 т и изгибающего момента в 3,5 тм.

В) Ригели. Серия ИИ-04-3, выпуск 3 части I и II. Ригели приняты высотой 450мм, табового сечения с полкой внизу с одним или двумя свесами для опирания плит перекрытия.

Ригели имеют длину 6350мм, 4860мм и 2560мм и предназначены для установки в проектах соответственно 6,0 м; 4,5 м и 3,0 м.

Несущая способность ригелей определяется расчетными численными нагрузками 4,0 т/м; 5,2 т/м; 7,2 т/м и 9,0 т/м.

Г) Анафрагмы жесткости. Серия ИИ-04-6, выпуск 5, часть I. Железобетонные анафрагмы жесткости запроектированы толщиной сплошные и с проемами, с одной или двумя полками для опирания перекрытия и беспролетные (анафрагмы, устанавливаемые перпендикулярно плоскости рам).

Анафрагмы запроектированы для высот этажей 3,3м; 3,6м и 4,2м установки в проектах 6,0м и 3,0м. При пролете 4,5м предусмотрены анафрагмы для высот этажей 3,3м и 4,2м.

Анафрагмы соединяются между собой и с колоннами сваркой.

Т.Х.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	ИЗ
1971	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫП

ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ В ВЕРТИКАЛЬНЫХ ИЛИ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СТЫКАХ ДИАФРАГМ ЗАПРОЕКТИРОВАН МОНОЛИТИВНО.

А) Лестницы. В альбоме серии ИИ-04-7, выпуск 2 запроектирован сборный железобетонный марш объединенный с полуплощадками высотой 1,8 м, предназначенный для применения в зданиях с высотой этажа 3,6 м.

Для высот этажей 3,3 м и 4,2 м применяются лестничные марши по серии ИИ-04-7, выпуск 1. По этой же серии принимаются лестничная площадка для верхнего этажа и железобетонные накладные проступи для покрытия ступеней.

Б) Плиты перекрытий. Для зданий с нагрузками 450, 600 и 800 кг/м² предусмотрено применение плит перекрытий по серии ИИ-04-4, выпуски 1, 2 и 4. Для зданий с нагрузкой 1250 кг/м² можно применять плиты по серии ИИ-04-14, выпуск 3. При этом по колоннам крайних рядов предусматривается установка пристенных ригелей. Соединения плит перекрытий с элементами каркаса и между собой выполнять по типу узлов, приведенных в серии ИИ-04-10, выпуск 2. В настоящее время ведется разработка новой серии рабочих чертежей плит перекрытий, включающей плиты под нагрузку 1250 кг/м² и облегченные крайние плиты с различными вариантами армирования.

В) Панели наружных стен. До утверждения разрабатываемых в настоящее время рабочих чертежей стеновых панелей с навеской на крайний каркас, стеновые ограждения принимаются по серии ИИ-04-5, выпуск 1 с навеской на перекрытия. С утверждением рабочих чертежей новой серии стеновых панелей и облегченных крайних плит перекрытий, которые могут применяться при навеске стеновых панелей на колонны, указания о применении конструкции связевого каркаса будут дополнены соответствующими материалами.

Г) Закладные детали и соединительные элементы. Для удобства заводо-изготовителей закладные детали всех сборных изделий связевого каркаса и монтажные соединительные элементы помещены в отдельном альбоме серии ИИ-04-8, выпуск 3.

Д) Узлы соединений элементов и монтажные детали приведены в альбоме ИИ-04-10, выпуск 3.

УКАЗАНИЯ ПО ПОДБОРУ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА.

Плиты перекрытий подбираются сопоставлением действующих на них нагрузок и унифицированных нагрузок, определяющих несущую способность плит. Связевые плиты устанавливаются против колонн. Ригельные плиты применяются в местах образования отверстий на любом участке перекрытия, где требуется пропуск вертикальных коммуникаций.

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

Колонны подбираются по действующим на них продольным силам в сопоставлении с несущей способностью колонн на центральное сжатие, указанной в марке колонны.

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

Диафрагмы жесткости устанавливаются на всю высоту здания и доводятся до фундамента. Соединение диафрагмы с фундаментом выполняется так же как в горизонтальном стыке диафрагм. Для этого из фундамента должны быть выпущены анкера ввертываемые с выпусками из диафрагм. Фундамент под составные элементы диафрагмы жесткости должен быть неразрезной. Зазор между диафрагмой и фундаментом монолизируется бетоном М-200.

Конструкции каркаса запроектированы таким образом, что допускают вести опережающий монтаж каркаса 3-4 этажей без монолицирования стыков колонн и диафрагм жесткости.

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ.	СЕРИЯ ИИ-04-0
1974	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.	ВЫПУСК 4

Общие положения

Конструкции каркаса запроектированы таким образом, что ригели, заемаемые в колоннах в момент землетрясения, соединены между собой практически с помощью шарнирных, т.е. этот момент "вырабатывается" уже при действии касательных вертикальных нагрузок и из-за сопряжения ригеля с колонной не способен воспринимать изгибающие моменты от ветровых нагрузок. В силу этого каркас не обладает рамными свойствами и работает по срезовой схеме.

В такой схеме все нагрузки, вызывающие горизонтальные перемещения здания, воспринимаются системой вертикальных диафрагм жесткости, которые связаны между собой жесткими горизонтальными дисками перекрытий. Диафрагмы образуются заполнением каркаса стенками жесткости при этом сваркой закладных деталей обеспечивается жесткая работа колонн и стенок жесткости. В качестве диафрагм жесткости могут быть использованы стены лестничных клеток, лифтовые шахты, внутренние и наружные несущие стены.

Порядок проверки прочности и жесткости диафрагм следующий. Усилия, изгибающие моменты и продольные силы, действующие в каждой диафрагме, определяются расчетом здания как пространственной несущей системы с учетом влияния продольного изгиба по методике, изложенной ниже. По найденным усилиям выполняется проверка несущей способности и деформативности диафрагм как для железобетонных стержневых элементов в соответствии с требованиями СНиП-В.1.62*. Диафрагмы, как без проемов, так и с проемами, рассматриваются как монолитные стержни. Некоторая податливость сдвигу по вертикальным швам и по рядам дверных проемов за счет деформативности стыковых соединений на сварке закладных деталей и надпроемных перемычек учитывается коэффициентом условной работы $m=0.8$, величина которого установлена исходя из сопоставительных расчетов.

Расчетная схема здания

Расчетная схема здания принимается в виде пучка канальных стержневых элементов / колонн каркаса и диафрагм жесткости. Горизонтальные оси координат принимаются параллельными разбучным осям здания (см. рис. 1), на котором показан в общем виде план здания с несимметричным распо-

ложением ригелей и колонн. Планом координат ригелей в центре жесткости вертикальных элементов подгоняется к тому же в системе координат с началом извольной точки в плане срезовой схемы по формуле

$$Q_y = \frac{B_{12} \cdot Y_1}{B_{12} + B_{21}} \quad \text{где } B_{12} = \frac{B_{12}}{B_{12} + B_{21}} \quad \text{где } B_{21} = \frac{B_{21}}{B_{12} + B_{21}}$$

где B_{12} , B_{21} — жесткости диафрагм, параллельные Y_1 и Y_2 соответственно;
 Y_1 , Y_2 — координаты центра тяжести кан. диафрагмы относительно произвольной системы координат.

Жесткости диафрагм в плоскости и жесткости при изгибе. Так для здания на рис. 1 имеем $B_{12} \neq 0$, $B_{22} \neq 0$; $B_{23} = 0$. Величины жесткостей диафрагм принимаем из табл. 1. При расчете наибольших расчетных координат центра тяжести диафрагмы относительно центра жесткости здания принимаем сдвиг δ в соответствии с направлением координатных осей / на рис. 1, например, $X_1 > 0$; $Y_1 < 0$. За положительные приняты направления Z -плоскости, а по оси Y -плоскости от начала координат

Нагрузки, действующие на здание

На здание действуют вертикальные и горизонтальные и вертикальными нагрузками. Для диафрагм действуют реакции ригелей, действующих на колонны, входящие в диафрагму; нагрузки Q от панелей перекрытия, опирающиеся непосредственно на стенку жесткости, и собственные элементы конструкции, включая вес собственного ограждения для диафрагм, расположенных по фасадам внем. нагрузке приходится к равнодействующей продольной, которая может быть приложена в экцентриситете относительно центра тяжести сечения диафрагмы. Продольная сила в любой диафрагме определяется формулой:

$$P = G + N \cdot (Q_{12}^{12} + Q_{22}^{22} + q_2)$$

где Q_{12}^{12} , Q_{22}^{22} — опорные реакции ригелей, приходящие на диафрагму соответственно с двух сторон;

В. ширина диафрагмы; суммиров. производится по всем этажам

Т.К.	Указание по применению изданий	ИЗ
1972	Пояснительная записка	55

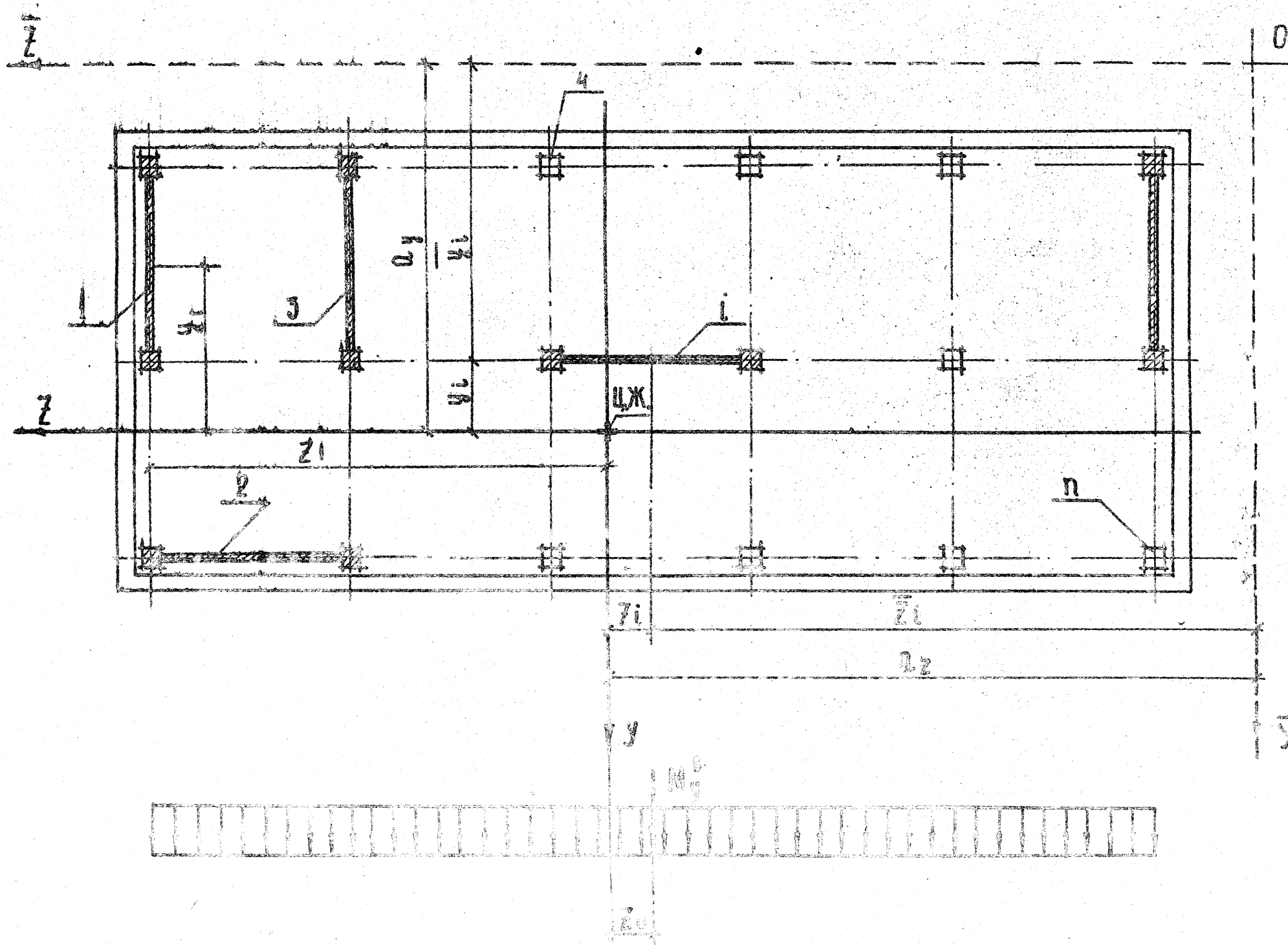


Рис. 1

Т.К.	Классификация по применению изделий	ИИ-04-0
1974	Пояснительная записка	Выпуск 4

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ И ЖЕСТКОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ДИАФРАГМ

ТАБЛИЦА

ТИП ДИАФР.	У С К И З	ВЫСОТА СЕКЦИОНА А, М	РАДИАУС ИНЕРЦИИ С, М	У С Т. Д, М	МОМЕНТ ИНЕРЦИИ I, М ⁴	ОТСТАВКА ОТ ЦЕНТРА С, М	ЖЕСТКОСТЬ ПРИ ИЗГИБЕ В СЕЧЕНИИ B, М ⁴	Ж	Ж
								М ³	М ³
1		6	1,1	3,0	4,03	2,74·10 ⁻⁶	10,5·10 ⁶	1,03	0,210
2		6	0,92	2,3	4,37	2,74·10 ⁻⁶	9,5·10 ⁶	0,86	0,135
3		6	0,92	2,7	4,44	2,74·10 ⁻⁶	9,5·10 ⁶	0,86	0,135
4		12	1,94	6,0	29,7	408·10 ⁻⁶	63,6·10 ⁶	3,32	6,110
5		12	1,76	6,45	25,65	4,54·10 ⁻⁶	55·10 ⁶	2,89	0,110
6		12	1,76	5,55	25,65	4,54·10 ⁻⁶	55·10 ⁶	2,89	0,110
7		12	1,76	6,2	28,29	4,54·10 ⁻⁶	60,6·10 ⁶	3,13	0,110
8		12	1,76	5,8	28,29	4,54·10 ⁻⁶	60,6·10 ⁶	3,13	0,110
9		12	1,58	6,0	22,24	3,98·10 ⁻⁶	47,5·10 ⁶	2,48	0,110
10		12	1,58	6,0	28,9	3,98·10 ⁻⁶	62·10 ⁶	3,02	0,105
11		12	1,58	6,35	25,29	3,98·10 ⁻⁶	54,2·10 ⁶	2,77	0,110
12		12	1,58	5,65	25,29	3,98·10 ⁻⁶	54,2·10 ⁶	2,77	0,110

П Р И М Е Ч А Н И Я:

1. Тип диафрагмы при определении геометрических и жесткостных характеристик, а также параметров ее несущей способности (см. таб. 2), зависит от длины, количества и расположения проемов; при расчетах на прочность растянутой считается левая колонна.
2. Расстояние до центра тяжести сечения $У_{ц.т.}$ дано от оси левой колонны.
3. Жесткости сечения при изгибе B^x и B^y вычислены с учетом деформативности связей сдвига.

ТИП ДИАФР.	У С К И З	ВЫСОТА СЕКЦИОНА А, М	РАДИАУС ИНЕРЦИИ С, М	У С Т. Д, М	МОМЕНТ ИНЕРЦИИ I, М ⁴	ОТСТАВКА ОТ ЦЕНТРА С, М	ЖЕСТКОСТЬ ПРИ ИЗГИБЕ В СЕЧЕНИИ B, М ⁴	Ж	Ж
								М ³	М ³
13		9,0	1,53	4,5	13,9	3,85·10 ⁻⁶	297·10 ⁶	1,86	
14		9,0	1,34	4,9	12,04	3,37·10 ⁻⁶	257·10 ⁶	1,67	
15		9,0	1,34	4,1	12,04	3,37·10 ⁻⁶	257·10 ⁶	1,64	
16		9,0	1,34	4,5	13,88	3,37·10 ⁻⁶	29,8·10 ⁶	1,89	
17		9,0	1,16	4,5	10,59	2,92·10 ⁻⁶	22,6·10 ⁶	1,35	
18		9,0	1,16	4,0	11,95	2,92·10 ⁻⁶	25,5·10 ⁶	1,58	
19		10,5	1,73	5,25	20,78	4,35·10 ⁻⁶	44,6·10 ⁶	2,44	0
20		10,5	1,55	5,7	17,87	3,9·10 ⁻⁶	38,3·10 ⁶	2,25	0
21		10,5	1,55	5,3	20,63	3,9·10 ⁻⁶	44,2·10 ⁶	2,56	0
22		4,5	0,89	2,25	2,43	2,24·10 ⁻⁶	5,2·10 ⁶	0,66	

4. В таблице приведены величины статического момента S (и его относительная величина \bar{S}) части сечения отсеченной ближайшим к центру тяжести вертикальным швом.

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	ИИ
1971	ПОДСЧИТАТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 4

ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСЦАДЫ В ДИАФРАГМАХ ЖЕСТКОСТИ

 M_1 - изгибающий момент, появляющийся в сечении 1-1 при поступательных перемещениях
$$\begin{aligned} M_y &= M_y^0 + \sum p_i \cdot e_{iy} \\ M_{yz} &= M_y^0 \cdot z_0 - M_z^0 \cdot y_0 + \sum p_i (e_{iy} \cdot z_i - e_{iz} \cdot y_i) \end{aligned} \quad \begin{matrix} (5) \\ (6) \end{matrix}$$

1.2 - суммарный расчетный изгибающий момент в уровне ннз диафрагм от ветровой нагрузки и от эксцентричного действия вертикальной нагрузки;

$\sum_{i=1}^n \beta_i$ } общая жесткость пространственной несущей системы при поступательных перемещениях заданного направления β_i соответственно.

70 - координаты равнодействующих горизонтальных

- ИЗМЕНЯЮЩИЕ МОМЕНТЫ В УРОВНЕ НАЧА
 - ДИАФРАГМ ОТ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ. ДЕЙСТВИ-
 - УЩЕ ВОЗДЕЙСТВОВАНИЕ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТ-
 - РА И НА ПЕРЕКРЫТИЕ МОЖНО МАШИНАМИ В.
 - В ФОРМУЛЕ (5) ПРИ ДЕЙСТВИИ МОМЕНТА В НАП-
 - РАВЛЕНИИ ВЕТРА M_x РАЗНО НАУЛИ И НАПРАВ-
 - ЛЕНИИ ВЕТРА M_y РАЗНО НАУЛИ И НАПРАВ-

ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ДИАФРАГМ ЖЕЛТОКЛОТЯ.

Нормальные реакции проверяются на внезапное сматывание и резкий стетив в требованиях СНиП II-V. 1-62*. Проверка прочности может быть выполнена с помощью графика несущей способности (таблица 9 (рис. 9)). Характерными точками которого являются:

Координаты характерных точек графиков несущей способности диафрагм вычислены и приведены в табл. 2. Проверка несущей способности сечения может быть выполнена также и по формулам (7) и (8). Прочность диафрагмы обеспечена при соблюдении условий:

Т. К.	Указания по применению изделий.	20-04-1
1971	Пояснительная записка	4

ПАРАМЕТРЫ ГРАФИКОВ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ АНАФРАГМ

ТА

ТИП АНАФ.	ТИП КОЛОНЫ	Н.С.	Н.Г.	М.Г.	М.Н.	ТИП АНАФ.	ТИП КОЛОНЫ	Н.С.	Н.Г.	М.Г.	М.Н.	ТИП АНАФ.	ТИП КОЛОНЫ	Н.С.	Н.Г.	М.Г.	М.Н.	ТИП АНАФ.	ТИП КОЛОНЫ	Н.С.	Н.Г.	М.Г.	М.Н.	ТИП АНАФ.	ТИП КОЛОНЫ	Н.С.	Н.Г.	М.Г.	М.Н.	ТИП АНАФ.	ТИП КОЛОНЫ	Н.С.	Н.Г.	М.Г.	М.Н.									
1	1	760	470	920	180	5	1	1040	860	2340	370	9	1	910	700	1550	370	13	1	1060	680	1700	280	17	1	580	490	820	280	20	1	990	760											
	2	910	540	1140	180		2	1180	930	2790	370		2	1050	770	2040	370		2	1260	750	2120	280		2	720	570	1200	280		2	1140	830											
	3	990	580	1260	180		3	1260	970	3040	370		3	1130	810	2390	370		3	1290	790	2390	280		3	800	610	1390	280		3	1220	870											
	4	1070	570	1540	470		4	1340	960	3650	950		4	1210	800	2940	950		4	1370	780	2730	710		4	880	590	1880	710		4	1300	850											
	5	1200	530	1740	470		5	1470	1020	4010	950		5	1340	860	3350	950		5	1490	890	3020	710		5	1010	660	2190	710		5	1420	920											
	6	1300	560	2130	740		6	1630	1050	4860	1480		6	1500	900	4120	1480		6	1650	870	3610	1110		6	1170	690	2870	1110		6	1580	950											
	7	1450	710	2270	740		7	1730	1100	5150	1480		7	1600	940	4430	1480		7	1750	920	3920	1110		7	1270	740	3040	1110		7	1680	980											
2	1	500	420	620	180	6	1	1040	730	2110	370	10	1	910	700	1550	370	14	1	780	620	1350	280	18	1	780	440	830	280	21	1	990	760											
	2	650	450	850	180		2	1180	800	2560	370		2	1050	770	2040	370		2	900	720	1680	280		2	720	510	1190	280		2	1140	780											
	3	730	530	980	180		3	1260	840	2810	370		3	1130	810	2390	370		3	980	760	1810	280		3	800	550	1380	280		3	1220	820											
	4	810	520	1280	470		4	1340	820	3410	950		4	1210	800	2940	950		4	1030	740	2530	710		4	880	540	1870	710		4	1300	800											
	5	930	590	1490	470		5	1470	890	3800	950		5	1340	860	3350	950		5	1130	810	2630	710		5	1010	600	2160	710		5	1420	870											
	6	1090	620	1900	740		6	1630	920	4610	1480		6	1500	900	4190	1480		6	1350	840	3240	1110		6	1170	630	2790	1110		6	1520	900											
	7	1190	660	2040	740		7	1730	970	4900	1480		7	1600	940	4480	1480		7	1450	890	3450	1110		7	1270	680	3010	1110		7	1680	950											
3	1	500	380	590	180	7	1	1090	730	2220	370	11	1	850	740	1530	370	15	1	760	530	1210	280	19	1	1210	780	2340	320	22	1	970	730											
	2	650	410	820	180		2	1230	860	2670	370		2	1010	820	2070	370		2	900	600	1550	280		2	1360	850	2720	320		2	710	420											
	3	730	470	950	180		3	1310	900	2920	370		3	1090	860	2340	370		3	980	640	1740	280		3	1440	890	2930	320		3	790	470											
	4	810	440	1250	470		4	1390	880	3520	950		4	1170	840	2980	950		4	1060	620	2190	710		4	1720	880	3430	830		4	870	450											
	5	930	530	1450	470		5	1520	950	3910	950		5	1290	910	3390	950		5	1190	690	2990	710		5	1640	940	3770	830		5	1000	580											
	6	1090	570	1850	740		6	1680	980	4720	1480		6	1460	940	4230	1480		6	1350	720	3090	1110		6	1800	970	4450	1290		6	1630	550											
	7	1190	580	1990	740		7	1780	1030	5010	1480		7	1550	990	4530	1480		7	1450	770	3310	1110		7	1900	1020	4700	1290		7	1050	610											
4	1	1300	870	2950	370	8	1	1090	770	2180	370	12	1	860	660	1520	370	16	1	830	590	1280	280	20	П Р И М Е Ч А Н И Е :																			
	2	1510	960	3390	370		2	1230	840	2610	370		2	1010	730	2000	370		2	980	660	1620	280		ТИПАМ КОЛОНЫ С 1 ПО 7 В ТАБ 2 СТУЕТ ОПРЕДЕЛЕННАЯ НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ СЖАТИИ В ТИП																			
	3	1590	1090	3630	370		3	1310	880	2830	370		3	1090	770	2260	370		3	1060	700	1810	280																					
	4	1670	980	4200	950		4	1390	870	3490	950		4	1170	760	2900	950		4	1140	690	2270	710																					
	5	1750	1050	4580	950		5	1520	930	3880	950		5	1290	820	3300	950		5	1260	750	2560	710																					
	6	1850	1070	5710	1480		6	1680	960	4690	1480		6	1460	820	4140	1480		6	1420	780	3770	1110																					
	7	2050	1130	5650	1480		7	1780	1010	4980	1480		7	1550	900	4430	1480		7	1520	830	3390	1110																					

ПРИМЕЧАНИЕ:

ТИП КОЛОНЫ С 1 ПО 7 В ТАБ. 2
СТАНЕТ ОПРЕДЕЛЕННАЯ НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ПРИ ЦЕНТРАЛЬНОМ СЖАТИИ В ТОИ

ТИП КОЛОНЫ	1	2	3	4	5
НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ	150	240	290	340	400

при $P < N_P$ и N_P критерием несущей способности сжатой диа-
мы является прочность ее вертикальных швов.
очность диафрагмы по вертикальному шву прове-
ряется из условия

$$T \leq [T] \quad (9)$$

где T - величина сдвигающей силы по вертикально-
му шву в пределах одного этажа;

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

Сдвигающая сила T определяется по формулам:

$$T = M_{эт} \frac{J}{H} \pm \left(N_{эт} \frac{F}{F} - N_{эт} \right) \quad (10)$$

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

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

$N_{эт}$ - часть вертикальной нагрузки одного этажа,
приходящая к отсеченной части диафрагмы;

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

J, F - статический момент и площадь отсеченной
части.

Сдвигающая сила в вертикальном шве считается по-
ложительной, если стремится повернуть отсеченную часть
по часовой стрелке.

Сдвигающий момент считается положительным, если
поворачивает левое плечико.

В формуле (10) знак "+" принимается при сдви-
жении сдвигающего плеча, действующего на часть
диафрагмы, расположенную правее вертикального шва.

Как правило, наибольшая сдвигающая сила действует по
вертикальным швам, расположенным вблизи нейтральной
диафрагмы. Статические моменты части диафрагмы,
сечений вертикальных швов, связанных с центром
сечений, вычислены и для удобства расчетов
сведены в табл. 1.

и продольных сил в диафрагмах можно вычислить
по формулам:

$$M_{эт} = M \frac{2n-1}{n^2}; \quad N_{эт} = \frac{P}{n}; \quad (11)$$

где M, P - наибольшие изгибающий момент и про-
дольная сила в рассматриваемой диафраг-
ме;
 n - число этажей.

Проверка жесткости здания.

Перемещения любой точки, вершины здания в на-
правлении координатных осей складывается из посту-
пательных перемещений в направлении соответ-
ствующих осей и дополнительных перемещений за-
счет закручивания вокруг центра жесткости.
Поэтому главным относительным прогиб вершины
здания f_{Σ} или $f_{\Sigma} = f_{\Sigma} / H$ деформация вершины зда-
ния отнесенные к высоте здания / определяется по
формулам:

$$f_{\Sigma} = f_{0\Sigma} + \theta \cdot z; \quad f_{\Sigma} = f_{0\Sigma} - \theta \cdot y; \quad (12)$$

здесь z, y - координаты наиболее удаленных в плане
от центра жесткости точек вершины
здания.

Относительные величины поступательных переме-
щений $f_{0\Sigma}, f_{0y}$ и угла поворота θ с учетом податливости
определяются по формулам:

$$f_{0\Sigma} = \frac{M_{0\Sigma} H}{4B_{\Sigma}} + \frac{M_{0\Sigma}}{\Sigma m_{\Sigma z}}; \quad (13)$$

$$f_{0y} = \frac{M_{0y} H}{4B_y} + \frac{M_{0y}}{\Sigma m_{\Sigma y}};$$

$$\theta = \frac{M_{0\Sigma} H}{4B_{\Sigma}} + \frac{M_{0\Sigma}}{\Sigma (m_{\Sigma z} + m_{\Sigma y})}; \quad (14)$$

Г.К.	Указанная по применению изданий	Серия
1971	Пояснительная записка	ИД-04-У
		Выпуск 4

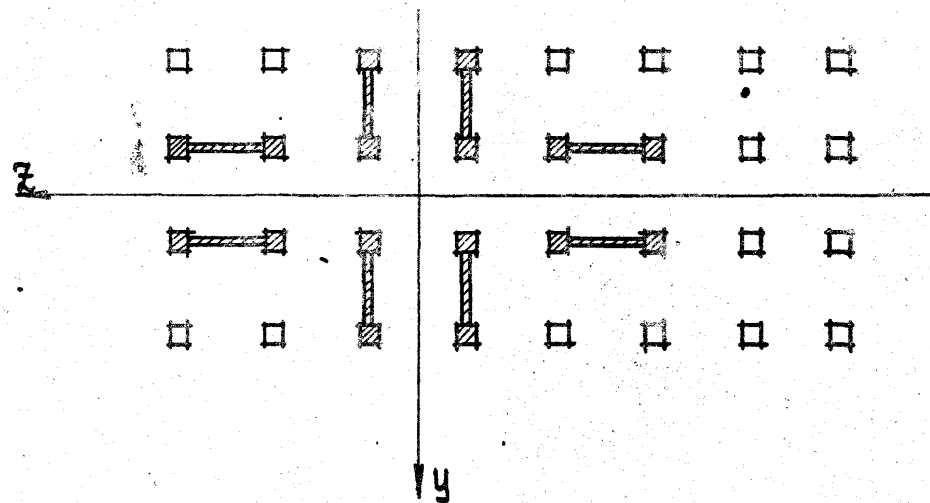


Рис. 4

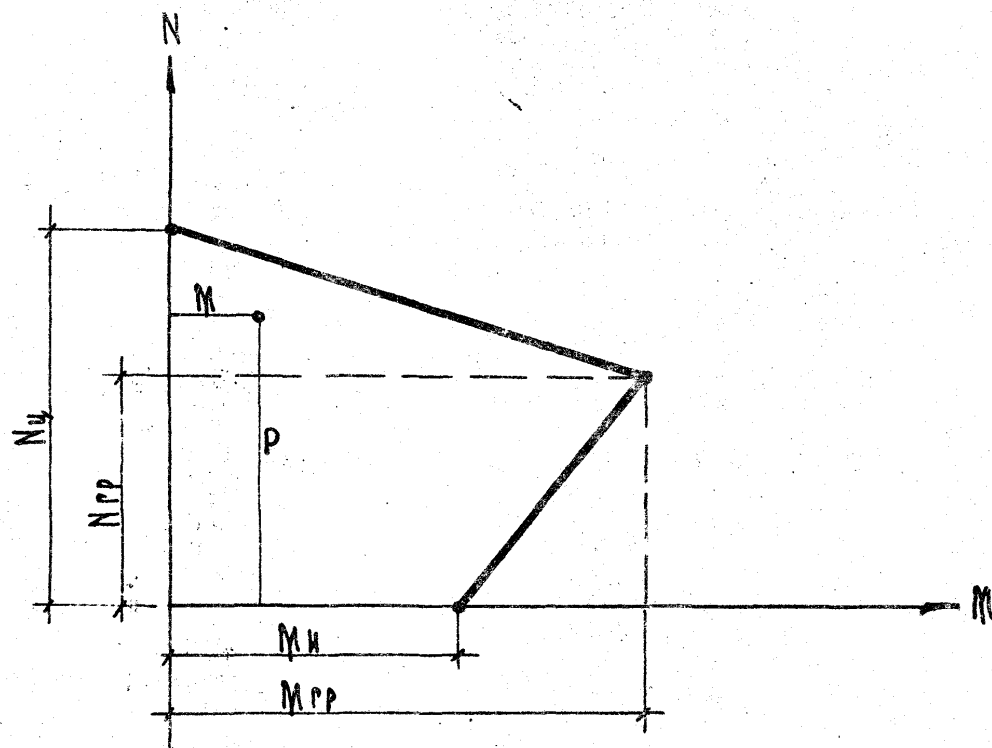


Рис. 2

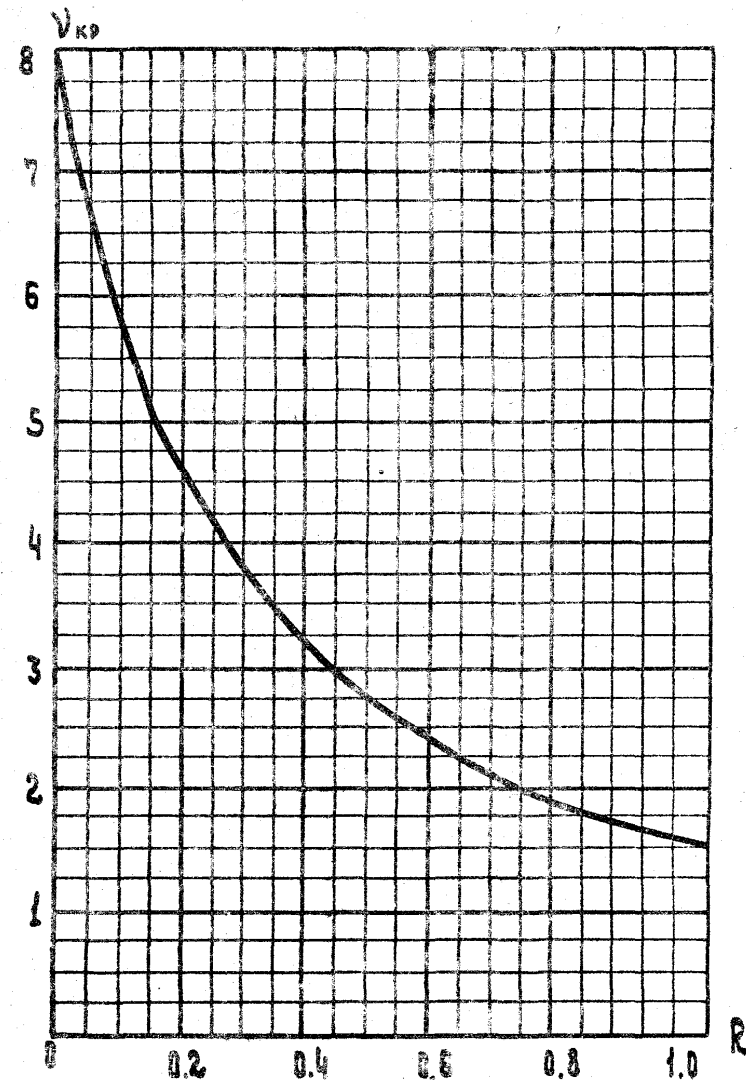


Рис. 3

Т. К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ
1971	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПISКА	ИИ-64
		ВЫПУСК
		4

$M_x^H; M_y^H$ — нормативные значения суммарных изгибающих моментов и бимоментов от внешней нагрузки в уровне низа диафрагмы;

$M_{фx}^H; M_{фy}^H$ — тоже в уровне подошвы фундамента.
 H — высота здания.

Нормативные значения суммарных моментов и бимоментов принимаем $M^H = \frac{M}{1.2}$; где M — расчетные значения тех же величин, определенные при сборе нагрузок.

В формулах (13) и (14) первые слагаемые учитывают деформацию я за счет изгиба несущих конструкций, вторые — за счет гибкости основания.

Коэффициенты m_i жесткости основания фундамента каждой диафрагмы вычисляются в соответствии с указаниями СНиП II-Б.1-62.

$$m_i = \frac{E \sigma \left(\frac{b}{H} \right)^2}{(1 - \mu_{ос}) K} \quad (13)$$

При этом σ — размер фундамента в плоскости диафрагмы; остальные значения по СНиП II-Б.1-62.

При абсолютно жестком основании (свайные фундаменты) в формуле (14) следует принимать $\mu_{ос} = 0$, т.е. податливость основания не берется.

Рассчитанный прогиб здания за счет изгиба несущих конструкций берется величиной $\frac{1}{1000}$.

Рассчитанный прогиб здания за счет податливости основания не должен превышать $\frac{1}{1000}$.

Для зданий с абсолютно жестким основанием и симметричными я конструкциями можно определить суммарную жесткость диафрагм, которую для обеспечения согласованного больше допустимого относительного прогиба от изгиба несущих конструкций:

$$B = 250 \text{ м н} \quad (16)$$

основании зависимости (16) можно осуществлять предвари-
 я подбор диафрагм.

УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА

Влияние продольных сил на величину изгибающих моментов в диафрагмах и их деформаций учитывается коэффициентом продольного изгиба, который определяется по формуле:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{\gamma}{\gamma_{кр}}} \quad (17)$$

Здесь γ — безразмерный параметр вертикальной нагрузки, действующий на здание, $\gamma_{кр}$ — критическое значение этого параметра.

Определение γ и $\gamma_{кр}$, а также порядок расчета с учетом продольного изгиба зависит от свойств несущей системы, при этом возможны два случая.

1. Если здание симметрично в плане и точка приложения равнодействующей вертикальной нагрузки совпадает с центром жесткостей диафрагм (в подавляющем большинстве случаев в симметричных зданиях это условие соблюдается), то возможна потеря устойчивости в трех различных формах: в форме доступительных перемещений здания в направлении координатных осей и в крутальной форме. В этом случае составляющих полных изгибающих моментов, связанных с определенным видом деформаций, следует умножать каждую на свой коэффициент продольного изгиба, т.е. при вычислении изгибающих моментов с учетом продольного изгиба пользоваться формулами:

$$M_{ix} = M_{ix}^0 \cdot \eta_x + \Delta M_{ix} \cdot \eta_{yx}; \quad M_{iy} = M_{iy}^0 \cdot \eta_y + \Delta M_{iy} \cdot \eta_{xz}; \quad (18)$$

Безразмерные параметры вертикальной нагрузки, соответствующие каждому виду деформации, вычисляются по формулам:

$$\eta_x = \frac{H^2 \sum P_x}{B_x}; \quad \eta_y = \frac{H^2 \sum P_y}{B_y}; \quad \eta_{yz} = \frac{H^2 \sum P (z_i^2 + y_i^2)}{B_{yz}}; \quad (19)$$

Критические значения параметра вертикальной нагрузки определяются по графику на рис. 3 в зависимости от характеристик податливости основания K . При абсолютно жестком основании $\gamma_{кр} = 7.34$.

Характеристики податливости основания здания в зависимости от вида деформации определяются выражениями:

$$R_y = \frac{B_y}{H \sum m_{iy}}; \quad R_x = \frac{B_x}{H \sum m_{ix}}; \quad R_{yz} = \frac{B_{yz}}{H \sum (m_{iy} z_i^2 + m_{ix} y_i^2)}; \quad (20)$$

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ - 04-С
1971	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ЗЫПУСК 4

В формуле (20) π — коэффициент жесткости основания отдельной диафрагмы — вычисляется по формуле (15).

На графике представлены значения $\bar{V}_{кр}$ при изменении степени податливости основания в диапазоне от $R=0$ (абсолютно жесткое основание) до $R=1$. Как в этих пределах, так и при $R>1$ значения критического параметра $\bar{V}_{кр}$ можно вычислять также по формуле:

$$\bar{V}_{кр} = \frac{2,08}{0,256 + R}; \quad (21)$$

Аналогично увеличиваются величины деформаций f_{0y} , f_{0z} , θ умножением каждой на коэффициенты η_y , η_z и η_{yz} соответственно. Если же точка приложения равнодействующей вертикальной нагрузки не совпадает в плане с центром жесткостей, то даже в том случае, когда сами несущие конструкции симметричны относительно центра жесткостей (рис 4) возможна единственная форма потери устойчивости — изгибно-крутильная. Окончательные значения изгибающих моментов определяются сложением полных моментов, вычисленных с учетом кручения по формуле [2], на единый коэффициент продольного изгиба.

$$M_{ly} = (M_{ly}^0 + \Delta M_{ly}) \eta_y; \quad M_{lz} = (M_{lz}^0 - \Delta M_{lz}) \eta_z; \quad (22)$$

При вычислении коэффициента η безразмерный параметр вертикальной нагрузки вычисляется по формуле:

$$\eta = \frac{N^2 \sum p_i}{B \min}; \quad (23)$$

Критическое значение параметра вертикальной нагрузки определяется из решения кубического уравнения

$$\bar{V}_{кр}^3 + \bar{V}_{кр} \delta_2 - \bar{V}_{кр} \delta_1 + \delta_0 = 0 \quad (24)$$

Коэффициенты этого уравнения равны:

$$\delta_2 = [(\bar{V}_y + \bar{V}_z + \bar{V}_{yz}) \tau^2 - \bar{V}_y c_y^2 - \bar{V}_z c_z^2] \gamma$$

$$\delta_1 = (\bar{V}_y \bar{V}_z + \bar{V}_y \bar{V}_{yz} + \bar{V}_z \bar{V}_{yz}) \tau^2 \gamma$$

$$\delta_0 = \bar{V}_y \bar{V}_z \bar{V}_{yz} \tau^2 \gamma$$

В формулах коэффициентов приняты обозначения:

$$\bar{V}_{кр} = \left(\frac{N^2 \sum p_i}{B \min} \right)_{кр}; \quad \bar{V}_y = \bar{V}_{кр} \frac{B_y}{B \min}; \quad \bar{V}_z = \bar{V}_{кр} \frac{B_z}{B \min}; \quad \bar{V}_{yz} = \bar{V}_{кр}$$

$$\beta = \frac{\sum p_i}{\sum p_i (\bar{y}_i^2 + \bar{z}_i^2)}; \quad \tau = \frac{B_y + B_z}{\sum A_i} + c_y^2 + c_z^2; \quad \gamma = \frac{1}{c_y^2 + c_z^2}$$

$$c_y = \frac{\sum A_i \bar{y}_i}{\sum A_i}; \quad c_z = \frac{\sum A_i \bar{z}_i}{\sum A_i};$$

При этом:

$\bar{V}_{кр}$, $\bar{V}_{кр}$, $\bar{V}_{кр}$ — значения критических параметров вертикальной нагрузки соответствующие поступательной и крутильной формам потери устойчивости и определяемые как указанным образом; c_y , c_z — расстояние от начала координат (центра изгибающих жесткостей) до центра осевых жесткостей несущей системы по направлению соответствующих осей; A_i — осевая жесткость вертикального элемента, вычисленная как для железобетонного элемента. Значения A для различных диафрагм, определенные с учетом податливости соединений, приведены в табл. 1.

$B \min$ — наименьшее из значений суммарных жесткостей B_y или B_z .

Уравнение (24) рекомендуется решать методом последовательных приближений. В первом приближении величина критического параметра равна:

$$\bar{V}_{кр1} = \frac{\delta_0 [\delta_1 - (\bar{x}^2 + \delta_2 \bar{x} - \delta_1)]}{-2\delta_1 (\bar{x}^2 + \delta_1 \bar{x} - \delta_1)}$$

где \bar{x} — наименьший положительный корень квадратного уравнения $3\bar{x}^2 + 2\delta_2 \bar{x} - \delta_1 = 0$

Во втором приближении $\bar{V}_{кр}$ равно: $\bar{V}_{кр2} = \bar{V}_{кр1} \frac{\delta_0}{\delta_0 - \gamma_1}$

где $\gamma_1 = \bar{V}_{кр1} + \bar{V}_{кр1} \delta_2 - \bar{V}_{кр1} \delta_1 + \delta_0$ и т.д.

Обычно достаточно двух-трех приближений. Разрешается довольствоваться вычислением величины $\bar{V}_{кр}$ в первом приближении.

Т.К	Указания по применению изделий.	С
1971	Пояснительная записка.	30

произвести проверку прочности в жестком и деформационном состоянии в-те такого здания без подвала расчетом в плане 34,20 м, стреловидное.

1. Ветровом районе.

Высота этажа 4,2 м.

Нормативная временная нагрузка на перекрытия равна 500 кг/м.кв.

Нагрузка от стеновых панелей соответствует стеновым панелям высотой 60 см с остеклением остальной части стены (см. табл. 6 лист) принята по архитектурным соображениям, компоновка здания показана на рис. 5; диафрагмы таковы длиной 6 м типа 1.

Основание здания составляют всеки средней прочности, другие характеристики которых следующие: $E=4500 \text{ т/м.кв.}$; $m=0,30$.

Жесткость одной диафрагмы типа 1 по табл. 1 $E=10,5 \times 10^6 \text{ тм}^2$.

Положение центра жесткостей относительно произвольной точки О, совпадающей с точкой пересечения осей Г-Г и 10-10, находим по формуле (1), пренебрегая жесткостью диафрагм из плоскости и жесткостями колонн:

$$a_x = \frac{\sum B_{iy} Z_i}{\sum B_{iy}} = \frac{10,5 \times 10^6 \times (54 + 42 + 36 + 18 + 12)}{6 \times 10,5 \times 10^6} = 27 \text{ м.}$$

$$a_y = \frac{\sum B_{ix} Y_i}{\sum B_{ix}} = \frac{10,5 \times 10^6 \times 18}{2 \times 10,5 \times 10^6} = 9 \text{ м}$$

В данном случае этот же результат можно было получить без числений из соображений симметрии.

На рисунке 5 показано направление координатных осей и суммарные вертикальные элементы (диафрагмы и колонны).

РАСЧЕТ В ПОДСРЕДНОМ НАПРАВЛЕНИИ

СТРОВА НАГРУЗКИ ПО ТАБЛИЦЕ 9	СВЯЗНЫЕ ДАННЫЕ	
ИСТ 9	30 м	30 м
ИСЧЕТНЫЕ ВЕТРОВЫЕ МОМЕНТЫ В УРОВНЕ НИЗА ДИАФРАГМ №	2500 тм	$2500 \times \frac{1}{10} = 250 \text{ тм}$
В УРОВНЕ ПОДОШВЫ Ф-ТА №	3160 тм	$3160 \times \frac{1}{10} = 316 \text{ тм}$

ПРИМЕЧАНИЕ: МОМЕНТ В УРОВНЕ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА № ОПРЕДЕЛЯЕМ ПО ЛИНЕЙНОЙ ИНТЕРПОЛЯЦИИ МЕЖДУ ЭКСТРЕМАЛЬНЫМИ МОМЕНТАМИ В УРОВНЕ НИЗА ДИАФРАГМ И В УРОВНЕ ПОДОШВЫ (ТАБЛ. 5), ПРИНИМАЯ ГЛУБИНУ ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТА 2,0 м.

1. Ветровом районе

В ПОКРЫТИИ $N_1=1,45 \text{ т}$
В ПЕРЕКРЫТИИ $N_2=2,20 \text{ т}$

2. ОБОРНЫЕ РЕАКЦИИ РИГЕЛЕВ СРЕДНИХ РАМ
В ПОКРЫТИИ $Q_p^s = 16,8 \text{ т}$
В ПЕРЕКРЫТИИ $Q_{pt} = 22,8 \text{ т}$

3. ОБОРНЫЕ РЕАКЦИИ РИГЕЛЕВ ТОРЦЕВЫХ РАМ
В ПОКРЫТИИ $Q_{pt} = 13,2 \text{ т}$
В ПЕРЕКРЫТИИ $Q_{pt} = 16,8 \text{ т}$

4. РАВНОМЕРНО РАСПРЕДЕЛЕННАЯ НАГРУЗКА НА РИГЕЛЬ СРЕДНИХ РАМ, С УЧЕТОМ СОБСТВЕННОГО ВЕСА РИГЕЛЕВ
В ПОКРЫТИИ $q_p^s = 5,59 \text{ т/м.м.}$
В ПЕРЕКРЫТИИ $q_p^s = 7,59 \text{ т/м.м.}$

5. РАВНОМЕРНО РАСПРЕДЕЛЕННАЯ НАГРУЗКА НА РИГЕЛЬ ТОРЦЕВЫХ РАМ С УЧЕТОМ СОБСТВЕННОГО ВЕСА РИГЕЛЕВ
В ПОКРЫТИИ $q_{pt} = 4,39 \text{ т/м.м.}$
В ПЕРЕКРЫТИИ $q_{pt} = 5,59 \text{ т/м.м.}$

СВОЕ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

1. ДАЯ ДИАФРАГМУ „15“ И „22“

$Q_p^s = 16,8 \text{ т}$ $q_p^s = 5,59 \text{ т/м.м.}$

$Q_p = 22,8 \text{ т}$ $q_p = 7,59 \text{ т/м.м.}$

$N_1 = 1,45 \text{ т}$

$N_2 = 2,20 \text{ т}$

ВЕС КОЛОННЫ $Q_k = 4 \times 0,4 \times 2,5 \times 9 \times 2,5 = 15,25 \text{ т.}$

ВЕС ДИАФРАГМЫ $Q_d = 4 \times 0,4 \times 5,6 \times 9 \times 4,2 \times 2,5 = 74,1 \text{ т.}$

РАВНОДЕЙСТВУЮЩАЯ ВЕРТИКАЛЬНАЯ НАГРУЗКА
 $R_3 = P_2 = 1,45 + 16,8 + 5,59 \times 6 + (22,8 + 22 + 7,59 \times 6) \times 8 + 30,4 + 74,1 = 725,9 \text{ т.}$

НАГРУЗКА ПРИЖАЖЕНА С ЭКЦЕНТРИСМЕТОМ В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ У:

$$e_{xy} = e_{xy} = \frac{(16,8 - 1,45) \times 3 + (22,8 - 22) \times 3 \times 8}{725,9} = 0,721 \text{ м.}$$

2. ДАЯ КОЛОННЫ „3“

$Q_{pt} = 13,2 \text{ т}$ $N_1 = 1,45 \text{ т}$

$Q_{pt} = 16,8 \text{ т}$ $N_2 = 2,20 \text{ т}$

$Q_k = 15,25 \text{ т}$

$$P_3 = 13,2 + 1,45 + (16,8 + 2,2) \times 8 + 15,25 = 187,5 \text{ т}$$

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ
1971	ПОДСЧИТАТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.	ИИ-04-С
		ВЫПУСК Лист

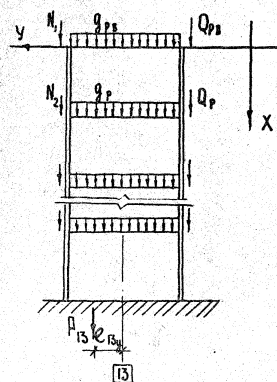
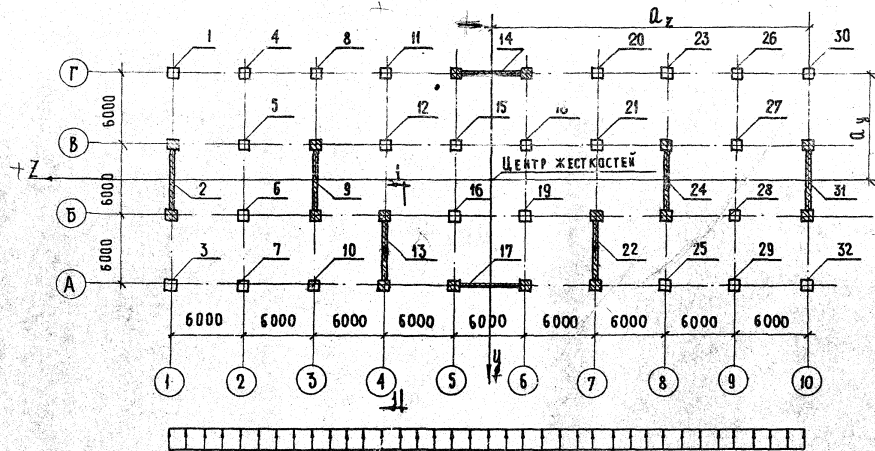


Рис. 6

Рис. 5

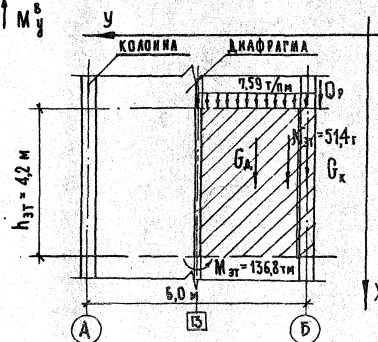


Рис. 7

Т.К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04
1971	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 4

АНАЛИТИЧЕСКО СОБИРАЮТСЯ ЦЕНТРАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ ДЛЯ ВСЕХ ПОСТОЯННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ. РЕЗУЛЬТАТЫ РАЧЕВОВ ПРОДОНЕЗ В ТАБЛ. 4.

ТАБЛ. 4

№ ВЕРТИКАЛЬНОГО ЭЛЕМЕНТА	КОЛ-ВО РАВНОУСНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ	
		P (T) НА ОДИН ЭЛЕМЕНТ	P (T) НА ВСЕ ЭЛЕМЕНТЫ
1, 30	2	187,5	375,0
2, 31	2	713,2	1426,4
3, 32	2	187,5	375,0
4, 6, 11, 20, 23, 26	6	235,1	1410,6
5, 8, 12, 15, 16, 18	10	413,7	4137,0
9, 24	2	885,6	1771,2
7, 10, 25, 29	4	239,1	956,4
13, 22	2	725,9	1451,8
14	1	552,3	552,3
17	1	552,3	552,3
		ВСЕГО: 13032,0	

ВЫЧИСЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ.

ЭЛЕМЕНТЫ ОТ ЭКЦЕНТРИЧНОГО ДЕЙСТВИЯ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ ВО ВСЕХ КОЛОННАХ И ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННЫХ ДИАФРАГМАХ ПРИНИМАЕМ РАВНЫМИ НУЛЮ (В ВИДУ МАЛОСТИ ЭКЦЕНТРИСМЕТОВ).

СУММАРНЫЙ ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ ОТ ЭКЦЕНТРИЧНОГО ДЕЙСТВИЯ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ:

$$e_{13y} = e_{22y} = -0,721 \text{ м}$$

$$P_{22} = P_{13} = 725,9 \text{ Т}$$

$$\sum P_i e_{iy} = P_{13} e_{13y} + P_{22} e_{22y} = 2 \times 725,9 \times (-0,721) = -1048 \text{ Т.М.}$$

Т.К. ЗАДАНИЕ И НАГРУЗКИ СИММЕТРИЧНЫЕ, КРУТЯЩИЕ ДЕФОРМАЦИИ ОТСУТСТВУЮТ, ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ В ДИАФРАГМАХ (ОДИНАКОВЫЕ ДЛЯ ВСЕХ ДИАФРАГМ) ВЫЧИСЛЯЕМ ПО Ф-ЛЕ (3)

С) ДЛЯ ЭКЦЕНТРИЧНОГО НАПРАВЛЕНИЯ ВЕТРОВОГО МОМЕНТА (НА Р. 30)

$$M_{1y} = M_{1y} = M_y \frac{B_{1y}}{B_y} = (-2610 - 1048) \times \frac{10,5 \times 10^6}{6 \times 10,5 \times 10^6} = -610 \text{ Т.М.}$$

Б) ДЛЯ ПОДОЖИТЕЛЬНОГО НАПРАВЛЕНИЯ ВЕТРОВОГО МОМЕНТА

$$M_{1y} = (2610 - 1048) \times \frac{10,5 \times 10^6}{6 \times 10,5 \times 10^6} = 262 \text{ Т.М.}$$

ЗДЕСЬ $i = 2, 9, 13, 22, 24, 31$.

ВЫЧИСЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА.

БЕЗРАЗМЕРНЫЙ ПАРАМЕТР ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ ПРИ ВЫСОТЕ ЗАДАНИЯ $H = 3 \times 4,2 = 37,8 \text{ м}$ ПО Ф-ЛЕ (19) РАВЕН:

$$\sqrt{\gamma} = \frac{H \sum P_i}{B_y} = \frac{37,8 \times 13032}{63 \times 10^6} = 0,296$$

КОЭФФИЦИЕНТ ЖЕСТКОСТИ ОСНОВАНИЯ ДИАФРАГМЫ ВЫЧИСЛЯЕТСЯ ПО Ф-ЛЕ (15)

$$m_i = \frac{E_{cp} \left(\frac{C}{2}\right)^2}{(1 - \mu_{cp}) K} = \frac{4500 \times \left(\frac{12}{2}\right)^2}{(1 - 0,3^2) \times 1,25} = 8,5 \times 10^5 \text{ Т.М.}$$

ФУНДАМЕНТЫ ДИАФРАГМ ПРИНЯТЫ РАЗМЕРОМ

$3 \times 12 \text{ (м)}$, ТОГДА ПРИ $\mu = \frac{1}{3} = 0,33$ (СМ. СНиП II-Б 1-62 РИС. 4)

НАХОДИМ $K = 1,25$.

ХАРАКТЕРИСТИКА ПОДАТЛИВОСТИ ОСНОВАНИЯ ПО Ф-ЛЕ (20) РАВНА

$$R_y = \frac{B_y}{H \sum m_{iy}} = \frac{63 \times 10^6}{37,8 \times 8,5 \times 10^5 \times 6} = 0,33$$

ТОГДА КРИТИЧЕСКОЕ ЗНАЧЕНИЕ ПАРАМЕТРА ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ ПО Ф-ЛЕ (21)

$$\sqrt{\gamma_{кр}} = \frac{2,08}{0,266 + R} = \frac{2,08}{0,266 + 0,33} = 3,5$$

КОЭФФИЦИЕНТ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА ПРИ ЭТОМ ПО Ф-ЛЕ (17)

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{\gamma}{\gamma_{кр}}} = \frac{1}{1 - \frac{0,296}{3,5}} = \frac{1}{1 - 0,08} = 1,09$$

ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В ДИАФРАГМАХ С УЧЕТОМ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА ПО Ф-ЛЕ (18)

Т.К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИИ
1971	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ИИ-07-0 ВЫП. 1 4

а) При отрицательном направлении ветрового момента

$$M_{1\text{в}} = M_{\text{в}} \cdot \eta = -610 \cdot 1,09 = -665 \text{ тм}$$

б) При положительном направлении ветрового момента

$$M_{1\text{в}} = 252 \cdot 1,09 = 287 \text{ тм}$$

$$(L = 2,9, 3,22, 24,31)$$

Проверка несущей способности диафрагм по нормальным сечениям.

принимая диафрагмы типа 1 с колоннами типа 5

$$N_4 = 1200 \text{ т}$$

$$N_{\text{гр}} = 630 \text{ т}$$

$$M_4 = 470 \text{ тм}$$

$$M_{\text{гр}} = 1740 \text{ тм}$$

Для всех диафрагм $N_4 > N_{\text{гр}}$ (см. табл. А).

Проверяем прочность наиболее нагруженной диафрагмы, 9-й для которой $R_2 = 886$.

$$M_9 = 865 \text{ тм (взята абсолютная величина)}$$

(Проверяем условие (7)).

$$M + \rho \frac{M_{\text{гр}}}{N_4 - N_{\text{гр}}} \leq \frac{N_4 M_{\text{гр}}}{N_4 - N_{\text{гр}}}$$

$$\text{т.к. } 865 + 886 \frac{1740}{1200 - 630} = 5375 \text{ тм} < \frac{1200 \cdot 1740}{1200 - 630} = 3660 \text{ тм}$$

прочность диафрагмы обеспечена.

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

Проверка прочности вертикальных швов диафрагмы

Проверку прочности вертикальных швов производим для диафрагмы 13-й, т.к. вертикальная нагрузка приложена к этой диафрагме с наибольшим эксцентриситетом и поэтому сдвигающие усилия в вертикальных швах имеют наибольшую величину. Расчет производим при положительном и отрицательном ветровом моменте.

а) При отрицательном ветровом моменте растянутая грань диафрагмы расположена по оси А-А (рис 5). Если смотреть на диафрагму по 1-1 растянутые волокна слева, следовательно изгибающий момент в формуле (14) принимать положительным (рис 7).

$$M_{\text{зт}} = M \frac{2n-1}{n^2} = 665 \frac{2 \cdot 9 - 1}{9^2} = 139 \text{ тм}$$

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

Для части расположенной правее вертикального шва (рис 7)

$$\bar{N}_{\text{зт}} = Q_1 + \frac{Q_2}{2} + \frac{6x + 0,56y}{n} = 22,8 + \frac{759 \times 0,15 + 25 \times 0,5 \times 74,1}{9} = 54,1 \text{ т}$$

По таблице 1 момент инерции диафрагмы типа 1 $I = 4,93 \text{ м}^4$
площадь $F = 1,105 \text{ м}^2$

$$\text{для среднего шва } \frac{\bar{S}}{F} = 0,21 \quad \frac{\bar{S}}{F} = 0,5 \text{ (по табл. 1)}$$

Сдвигающая сила в шве по формуле (10) равна:

$$T = M_{\text{зт}} \frac{F}{J} \pm \left(N_{\text{зт}} \frac{\bar{S}}{F} - \bar{N}_{\text{зт}} \right) = 139 \times 0,21 + (80,7 \times 0,5 - 54,1) = 10,2 \text{ т}$$

Значение "перед" шпкой принимается при определении сдвигающей силы, действующей на часть диафрагмы, расположенную правее вертикального шва.

Условие (9) выполняется

$$T = 10,2 \text{ т} < [T] = 60 \text{ т}$$

Прочность шва обеспечена.

б) При ветре противоположного направления в диафрагме 13-й растянутая грань по оси Б-Б

$$M_{\text{зт}} = -287 \frac{2 \cdot 9 - 1}{9^2} = -60 \text{ тм}$$

Для части, расположенной правее вертикального шва $N_{\text{зт}} = 54,1$
сдвигающая сила в среднем шве

$$T = -60 \times 0,21 + (80,7 \times 0,5 - 54,1) = -23,6 \text{ т}$$

т.к. $T = 23,6 \text{ т} < [T] = 60 \text{ т}$ прочность шва обеспечена

Г.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	ВЕРН
1971	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЕРН

ПРОВЕРКА ДЕФОРМАЦИЙ

ФОРМАЦИОННЫЙ ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В УРОВНЕ НИЗА ДИАФРАГМ

$$M_{\text{из}}^{\text{н}} = 1,09 \frac{(-2610 - 1048)}{1,2} = -3330 \text{ тм}$$

В УРОВНЕ ПОДАТОК ФУНДАМЕНТА

$$M_{\text{ос}}^{\text{н}} = 1,09 \frac{(-2840 - 1048)}{1,2} = -3530 \text{ тм}$$

ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ПРОГИБ ЗДАНИЯ ЗА СЧЕТ ИЗГИБА НЕУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ РАБЕН:

$$f_y = \frac{M_{\text{из}}^{\text{н}} H}{4 E I_y} = \frac{3330 \times 37,8}{4 \times 8,5 \times 10^6} = \frac{1}{2000} < [f] = \frac{1}{1000}$$

ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ПРОГИБ ЗА СЧЕТ ПОДАТЯНОСТИ ОСНОВАНИЯ

$$f_y = \frac{M_{\text{ос}}^{\text{н}}}{\sum m_{iy}} = \frac{3530}{8,5 \times 10^6 \times 6} = \frac{1}{1440} < [f] = \frac{1}{1000}$$

ПРОГИБ ЗДАНИЯ ($\frac{1}{2000}$) ЗНАЧИТЕЛЬНО МЕНЬШЕ ДОПУСТИМОГО ($\frac{1}{1000}$)

СВОБОДЫ ОТ ИЗЫТОЧНОЙ ЖЕСТКОСТИ, СЛЕДОВАТЕЛЬНО МОЖНО УМЕНЬШИТЬ

РАЗМЕР ДИАФРАГМ

ОТНОСИТЕЛЬНАЯ СУММАРНАЯ ЖЕСТКОСТЬ ДИАФРАГМ ПО ФОРМУЛЕ (16)

$$K = 250 \text{ т/м}^4 = 250 \times 3330 \times 37,8 = 32 \times 10^6 \text{ тм}^2$$

КОЛИЧЕСТВО ДИАФРАГМ $n = \frac{K}{10,5 \times 10^6} = \frac{32 \times 10^6}{10,5 \times 10^6} \approx 4$

ТАК ОБРАЗОВАНО 4-х ДИАФРАГМЫ ("9", "13", "22", "24") ПРОЗВОДИМ

РАСЧЕТ НА ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ, ИСПОЛЗУЯ ДАННЫЕ ПОЛУЧЕННЫЕ

ЗАДАНИЯ С 6-х ДИАФРАГМАМИ: $\sum R_{\text{дв}} = -1048 \text{ тм}$

1.2 ОТРИЦАТЕЛЬНОГО НАПРАВЛЕНИЯ ВЕТРОВОГО МОМЕНТА

$$M_{\text{из}}^{\text{н}} = (-2610 - 1048) \times \frac{1}{4} = -915 \text{ тм}$$

1.3 ПОЛОЖИТЕЛЬНОГО НАПРАВЛЕНИЯ $M_{\text{из}}^{\text{п}} = (2610 - 1048) \times \frac{1}{4} = 391 \text{ тм}$

$$n \sum R_{\text{дв}} = \frac{37,8^2 \times 13032}{4 \times 10,5 \times 10^6} = 0,442; \quad m_{\text{л}} = \frac{E_{\text{ср}} \left(\frac{H}{2}\right)^2}{(1 - \mu_{\text{ср}}^2) K} = 8,5 \times 10^5 \text{ тм}$$

$$\beta_y = \frac{4,2 \times 10^6}{37,8 \times 8,5 \times 10^6 \times 4} = 0,33; \quad \gamma_{\text{кр}} = \frac{2,08}{0,266 + R} = \frac{2,08}{0,266 + 0,33} = 3,5$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{\gamma}{\gamma_{\text{кр}}}} = \frac{1}{1 - \frac{0,442}{3,5}} = 1,14$$

ВНЕШНИЙ МОМЕНТ В ДИАФРАГМЕ С УЧЕТОМ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА

ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ ВЕТРЕ $M_{\text{из}} = -915 \times 1,14 = -1040 \text{ тм}$

ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ ВЕТРЕ $M_{\text{из}} = 390 \times 1,14 = 445 \text{ тм}$

ПРОВЕРКА НЕУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДИАФРАГМ ВО ВЕРТИКАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЯХ

ПРОВЕРЯЕМ РАВНЕС ПРИНЯТОМУ ДИАФРАГМУ ТИПА Г С КОЛОННАМИ ТИПА Б

$$N_{\text{ц}} = 1200 \text{ т} \quad N_{\text{гр}} = 630 \text{ т} \quad M_{\text{н}} = 470 \text{ тм} \quad M_{\text{гр}} = 1740 \text{ тм}$$

ДЛЯ ДИАФРАГМЫ "9" $R_{\text{д}} = 886 \text{ т} \quad M_{\text{д}} = 1040 \text{ тм}$

ПРОВЕРЯЕМ УСЛОВИЕ (7): $1040 + 886 \times \frac{1740}{1200 - 630} = 3750 > \frac{1200 \times 1740}{1200 - 630} = 3660$

ПРОЧНОСТЬ ДИАФРАГМЫ НЕ ОБЕСПЕЧЕНА. ПРИНИМАЕМ ДИАФРАГМУ ТИПА Б, ДЛЯ

КОТОРЫХ $N_{\text{ц}} = 1360 \text{ т} \quad N_{\text{гр}} = 660 \text{ т} \quad M_{\text{н}} = 720 \text{ тм} \quad M_{\text{гр}} = 2130 \text{ тм}$

ДЛЯ ВСЕХ ДИАФРАГМ $R_{\text{д}} > N_{\text{гр}} = 660 \text{ т}$

ПРОВЕРЯЕМ УСЛОВИЕ (7): $1040 + 886 \times \frac{2130}{1360 - 660} = 3740 < \frac{1360 \times 2130}{1360 - 660} = 4150$

ПРОЧНОСТЬ ДИАФРАГМЫ ОБЕСПЕЧЕНА

ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШВОВ

а) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА

$$M_{\text{шт}} = 1040 \times \frac{2 \times 9 - 1}{9^2} = 218 \text{ тм} \quad N_{\text{шт}} = 80,7 \text{ т}$$

РАСЧЕТНАЯ СМАЗА В ШВЕ: $T = M_{\text{шт}} \frac{S}{J} + (N_{\text{шт}} \frac{S}{J} - \bar{N}_{\text{шт}}) =$

$$= 218 \times 0,21 + (80,7 \times 0,5 - 54,4) = 35 \text{ т} < [T] = 60 \text{ т}$$

б) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА

$$M_{\text{шт}} = -445 \times \frac{2 \times 9 - 1}{9^2} = -94 \text{ тм} \quad T = -94 \times 0,21 + (80,7 \times 0,5 - 54,4) = -30,6 < [T] = 60 \text{ т}$$

ПРОЧНОСТЬ ШВА ОБЕСПЕЧЕНА

ПРОВЕРКА ДЕФОРМАЦИЙ

$$M_{\text{из}}^{\text{н}} = 1,14 \frac{(-2610 - 1048)}{1,2} = 3470 \text{ тм} \quad M_{\text{ос}}^{\text{н}} = 1,14 \frac{(-2840 - 1048)}{1,2} = 3690 \text{ тм}$$

ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ПРОГИБ ЗА СЧЕТ ИЗГИБА НЕУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ РАБЕН

$$f_y = \frac{M_{\text{из}}^{\text{н}} H}{4 E I_y} = \frac{3470 \times 37,8}{4 \times 4,2 \times 10^6} = \frac{1}{1280} < [f] = \frac{1}{1000}$$

ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ПРОГИБ ЗА СЧЕТ ПОДАТЯНОСТИ ОСНОВАНИЯ

$$f_y = \frac{M_{\text{ос}}^{\text{н}}}{\sum m_{iy}} = \frac{3690}{8,5 \times 10^6 \times 4} = \frac{1}{920} > [f] = \frac{1}{1000}$$

ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ПРОГИБ ЗДАНИЯ ЗА СЧЕТ ПОДАТЯНОСТИ ОСНОВАНИЯ НЕЗНАЧИТЕЛЬНО БОЛЬШЕ ДОПУСТИМОГО. ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ОСНОВАНИЯ МОЖНО СНИЗИТЬ УВЕЛИЧЕНИЕМ РАЗМЕРОВ ФУНДАМЕНТА НЕ УВЕЛИЧИВАЯ КОЛИЧЕСТВА ДИАФРАГМ.

Т.К.	УКАЗАНИЕ ВО ПРИМЕНЕНИИ ИЗДЕЛИЙ	РЕФ.С
1971	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ИИ-04-3
		501300К ЛИСТ
		4

ПРИМЕР РАСЧЕТА № 2

Произвести проверку прочности и жесткости несущей системы 9-ти этажного здания размером в плане 54х18 м, строящегося в 1-м ветровом районе. Высота этажа 4,2 м.

Нормативная временная нагрузка на перекрытие равна 500 кг/м².

Нагрузка от стеновых панелей соответствует стеновым панелям высотой 60 см с остеклением остальной части стены (см. табл. 5 лист 6). Принимая по архитектурным соображениям компоновка здания показана на рис. 8; диафрагмы разные длиной 6 м типа 1, колонны типа 6.

Внутренние здания приняты абсолютно жестким.

Жесткость одной диафрагмы типа 1 по табл. 1

$$B_{1y} = 10,5 \times 10^6 \text{ мм}^4; \quad \Sigma B_{1y} = 5 \times 10,5 \times 10^6 = 52,5 \times 10^6 \text{ мм}^4;$$

Параллельно центра жесткостей относительно произвольной точки О, совпадающей с точкой пересечения осей Г-Г и 10-10, находим по формуле (1), пренебрегая жесткостями диафрагм из плоскости и жесткостями колонн.

$$\alpha_z = \frac{\Sigma B_{1y} Z_i}{\Sigma B_{1y}} = \frac{10,5 \times 10^6 (9 + 7 + 6 + 3 + 2) \cdot 6}{5 \times 10,5 \times 10^6} = 32,4 \text{ м}$$

$$\alpha_y = \frac{\Sigma B_{1z} Y_i}{\Sigma B_{1z}} = \frac{10,5 \times 10^6 \times 6 \times 3}{2 \times 10,5 \times 10^6} = 9 \text{ м}$$

В рисунке 8 показано направление координатных осей и пронумерованы вертикальные элементы (диафрагмы и колонны).

РАСЧЕТ В ПОПЕРЕЧНОМ НАПРАВЛЕНИИ

ВЕТРОВЫЕ НАГРУЗКИ ПО ТАБЛ. 8 ЛИСТ 9	ДЛИНЫ ДЛИНОЙ	
	60 м	54 м
РАСЧЕТНЫЙ ВЕТРОВОЙ МОМЕНТ В УРОВНЕ НИЗА ДИАФРАГМ М²	2900 тм	$2900 \frac{54}{60} = 2610 \text{ тм}$

ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ

1) ОТ ВЕСА НАРУЖНЫХ СТЕН

$$\text{В ПОКРЫТИИ} \quad M_1 = 1,45 \text{ т}$$

$$\text{В ПЕРЕКРЫТИИ} \quad M_2 = 2,20 \text{ т}$$

2) ОПОРНЫЕ РЕАКЦИИ РИГЕЛЯ СРЕДНИХ РАМ

$$\text{В ПОКРЫТИИ} \quad Q_1^0 = 16,8 \text{ т}$$

$$\text{В ПЕРЕКРЫТИИ} \quad Q_1^0 = 22,8 \text{ т}$$

3) ОПОРНЫЕ РЕАКЦИИ РИГЕЛЯ ТОРЦЕВЫХ РАМ

$$\text{В ПОКРЫТИИ} \quad Q_{01}^0 = 13,2 \text{ т}$$

$$\text{В ПЕРЕКРЫТИИ} \quad Q_{01}^0 = 18,8 \text{ т}$$

4) РАВНОМЕРНО РАСПРЕДЕЛЕННАЯ НАГРУЗКА НА РИГЕЛЬ СРЕДНИХ РАМ С УЧЕТОМ СОБСТВЕННОГО ВЕСА РИГЕЛЯ

$$\text{В ПОКРЫТИИ} \quad q_1^0 = 5,59 \text{ т/м}$$

$$\text{В ПЕРЕКРЫТИИ} \quad q_1^0 = 7,59 \text{ т/м}$$

5) РАВНОМЕРНО РАСПРЕДЕЛЕННАЯ НАГРУЗКА НА РИГЕЛЬ ТОРЦЕВЫХ РАМ С УЧЕТОМ СОБСТВЕННОГО ВЕСА РИГЕЛЯ

$$\text{В ПОКРЫТИИ} \quad q_{01}^0 = 4,39 \text{ т/м}$$

$$\text{В ПЕРЕКРЫТИИ} \quad q_{01}^0 = 5,59 \text{ т/м}$$

СБОР ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

Вертикальные нагрузки, действующие на колонны и диафрагмы принимаем такими же, как в примере 1. Вертикальная нагрузка приложена к диафрагмам „15” и „22” с эксцентриситетами $e_{15} = e_{22} = -0,724$. Эксцентриситеты вертикальных нагрузок, приложенных к колоннам и остальным диафрагмам в направлении осей Y принимаем равным нулю.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	ИЗ
1974	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ИЗ

ВЫЧИСЛЕНИЕ СУММАРНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ

$$\sum R_1 e_{1y} + R_{13} e_{13y} + R_{22} e_{22y} = -524 - 524 = -1048 \text{ тм (на отрицательная)}$$

$$\sum R_1 e_{1z} = 0$$

СУММАРНЫЕ ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ ПО ФОРМУЛЕ (5):

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА

$$M_y = M_y^0 + \sum R_1 y_1 e_{1y} = 2610 - 1048 = 1562 \text{ тм}$$

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА

$$M_y = -2610 - 1048 = -3658 \text{ тм}$$

СУММАРНЫЙ БИМОМЕНТ ВЫЧИСЛЯЕМ ПО ФОРМУЛЕ (6):

$$M_{yz} = M_y^0 z_0 - M_z^0 y_0 + \sum R_1 (e_{1y} z_1 - e_{1z} y_1);$$

РАССТОЯНИЕ ОТ ТОЧКИ ПРИЛОЖЕНИЯ РАВНОДЕЙСТВУЮЩЕЙ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ ДО ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТЕЙ $z_0 = 5,4 \text{ м}$. ЧАСТЬ СУММАРНОГО БИМОМЕНТА, ЗАВИСЯЩАЯ ОТ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СИЛ

$$\sum R_1 (e_{1y} z_1 - e_{1z} y_1) = \sum R_1 e_{1y} z_1 = R_{13} e_{13y} z_{13} + R_{22} e_{22y} z_{22} = -524 \times 5,6 - 524 \times (-14,4) = 5660 \text{ тм}^2$$

СУММАРНЫЙ БИМОМЕНТ

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА

$$M_{yz} = 2610 \times (-5,4) + 5660 = -8440 \text{ тм}^2$$

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА

$$M_{yz} = -2610 \times (-5,4) + 5660 = 19760 \text{ тм}^2$$

ВЫЧИСЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ДИАФРАГМАХ

ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ В ДИАФРАГМАХ, ПОЯВЛЯЮЩИЕСЯ ВСЛЕДСТВИЕ ПОСТУПАТЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ЗАДАНИЯ ВЫЧИСЛЯЕМ ПО ФОРМУЛЕ (3)

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА

$$M_{1y} = M_y^0 \frac{y_1}{y_0} = 1562 \times \frac{1}{5} = 312 \text{ тм}$$

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА

$$M_{1y} = -3658 \times \frac{1}{5} = -731,6 \text{ тм}$$

ТАБЛИЦА 6

№ ур. ДИАФР. ЖЕСТ- КОСТЕЙ					8y = 8z = 10,5 x 10 ⁶				НАПРАВЛЕНИЕ ВЕТРА ОТРИЦАТЕЛЬНОЕ				НАПРАВЛЕНИЕ ВЕТРА ПОЛОЖИТЕЛЬНОЕ			
	z ₁	y ₁	z ₂	y ₂	8y ₁ z ₁ ²	8z ₁ y ₁ ²	ΔM _{1y} = -14,5 z ₁	ΔM _{1z} = -14,5 y ₁	M _{1y} = -734 + ΔM _{1y}	M _{1z} = -ΔM _{1z}	ΔM _{1y} = -6,2 z ₁	ΔM _{1z} = -6,2 y ₁	M _{1y} = -312 + ΔM _{1y}	M _{1z} = -ΔM _{1z}		
2	+21,6		467		4900 x 10 ⁶		+312		-426,0		-134		178,0			
9	+9,6		92		965 x 10 ⁶		+138		-596,0		-60		250,0			
20	+0,4		416		4400 x 10 ⁶		-296		-1030,0		+126		438,0			
13	+3,6		13		136 x 10 ⁶		+52		-882,0		-23		289,0			
22	-14,4		207		2180 x 10 ⁶		-208		-942,0		+89		401,0			
14		-9,0		81		850 x 10 ⁶		-130		+130		+56		-56		
17		+9,0		81		850 x 10 ⁶		+130		-130		-56		+56		
Σ					12581 x 10 ⁶	1700 x 10 ⁶										

$$B_{yz} = 14281 \times 10^6$$

ГК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1971	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 1

ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ В ДИАФРАГМАХ ОБРАЗОВАНЫ
В РЕЗУЛЬТАТЕ КРИТИЧЕСКОГО ПЕРЕГИБА В ФОРМУЛЕ

$$\Delta M_{iy} = M_{iy} \frac{\beta}{\beta + 1} \cdot z_i \quad \Delta M_{iz} = M_{iz} \frac{\beta}{\beta + 1} \cdot y_i$$

а) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА
 $\Delta M_{iy} = 19760 \cdot \frac{10,5 \times 10^6}{14281 \times 10^6} \cdot z_i = 14,5 z_i$
 $\Delta M_{iz} = 14,5 y_i$

б) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА
 $\Delta M_{iy} = -8440 \cdot \frac{10,5 \times 10^6}{14281 \times 10^6} \cdot z_i = -6,2 z_i$
 $\Delta M_{iz} = -6,2 y_i$

ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ В ДИАФРАГМАХ ΔM_{iy} И ΔM_{iz}

И ПОЛНЫЕ ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ, РАВНЫЕ В СООТВЕТСТВИИ С ФОРМУЛОЙ (2):

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

ВЫЧИСЛЕННЫ В ТАБЛ. Б. В ЭТОЙ ЖЕ ТАБЛИЦЕ ВЫЧИСЛЕНА СУММАРНАЯ
КРУТИЛЬНАЯ ЖЕСТКОСТЬ ЗДАНИЯ $B_{yz} = \sum (B_{iy} z_i^2 + B_{iz} y_i^2) = 14281 \times 10^6 \text{ тм}^4$

ВЫЧИСЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА

БЕЗРАЗМЕРНЫЙ ПАРАМЕТР ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ ПРИ ВЫСОТЕ
ЗДАНИЯ $H = 9 \times 4,2 = 37,8 \text{ м}$ ВЫЧИСЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ (25), КРИТИЧЕСКАЯ
 $B_{\min} = B_z$:

$$\nu = \frac{H^2 \sum P_i}{B_{\min}} = \frac{37,8^2 \times 13032}{2 \times 10,5 \times 10^6} = 0,89$$

КРИТИЧЕСКОЕ ЗНАЧЕНИЕ $\nu_{кр}$ БЕЗРАЗМЕРНОГО ПАРАМЕТРА
ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ИЗ РЕШЕНИЯ КУБИЧЕСКОГО
УРАВНЕНИЯ (24).

ПРЕДВАРИТЕЛЬНО ВЫЧИСЛЯЕМ КОЭФФИЦИЕНТЫ

$$c_1 = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{2,78 \times 10^6 \times (-9+9)}{2 \times 2,78 \times 10^6} = 0$$

$$c_2 = \frac{\sum A_i z_i}{\sum A_i} = \frac{2,78 \times 10^6 \times (21,6 + 9,6 + 3,6 - 20,4 - 14,4)}{5 \times 2,78 \times 10^6} = 0$$

$$c^2 = \frac{B_y + 8z}{\sum A_i} + c_y^2 + c_z^2 = \frac{5 \times 10,5 \times 10^6 + 2 \times 10,5 \times 10^6}{2 \times 2,78 \times 10^6} = 13,2$$

$$\beta = \frac{1}{c_y^2 + c_z^2 - c^2} = \frac{1}{-13,2} = -0,076$$

ТАБЛ. Б

№		ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ					
ЭТАЖ	P_i	z_i	y_i	z_i^2	y_i^2	$z_i^2 + y_i^2$	$\sum (z_i^2 + y_i^2)$
1	187,5	+21,6	-9,0	467	81	548	314 × 10 ⁶
30		-32,4	-9,0	1050	81	1131	
2	713,2	+21,6	0	467	0	467	33,3 × 10 ⁶
3	187,2	+21,6	+9,0	467	81	548	
33		-32,4	+9,0	1050	81	1131	314 × 10 ⁶
4		+16,6		244		326	
8		+9,6		92		173	617 × 10 ⁶
11	239,1	+3,6	-9,0	13	81	94	
20		-14,4	-9,0	207	81	288	
23		-20,4		416		497	
26		-26,4		697		778	
5		+16,6	-3,0	244		253	97,1 × 10 ⁶
10		+16,6	+3,0	244		253	
12		+3,6	-3,0	13		22	
15		-2,4	-3,0	6		15	
16	413,7	-2,4	+3,0	6	9	15	
18		-8,4	-3,0	71		80	
19		-8,4	+3,0	71		80	
21		-14,4	-3,0	207		216	
27		-26,4	-3,0	697		706	
28		-26,4	+3,0	697		706	
9	885,6	+9,6	0	92	0	92	45,0 × 10 ⁶
24		-20,4	0	416	0	416	
7		+16,6		244		326	42,6 × 10 ⁶
10	239,1	+9,6	+9,0	92	81	173	
25		-20,4		416		497	
29		-26,4		697		778	81,2 × 10 ⁶
13	725,9	+3,6	+6,0	13	36	49	
22		-14,4		207		243	67,3 × 10 ⁶
31	510,8	-32,4	-3,0	1050	9	1059	
32		-32,4	+3,0	1050	9	1059	12,2 × 10 ⁶
14	552,3	-5,4	-9,0	29	81	110	
17		-5,4	+9,0	29		110	432,7 × 10 ⁶
Σ	13032						

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ.
1971	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.

$$\beta = \frac{\sum p_i}{\sum p_i(y_i^2 + z_i^2)} = \frac{43032}{4337 \times 10^3} = 0.003$$

$$\sum p_i(y_i^2 + z_i^2) = 4337 \times 10^3 \text{ (вычисляем по табл. 5)}$$

т.к. основание абсолютно жесткое

$$y_{yc} = y_{xc} = y_{zc} = 7.84$$

$$\bar{y}_y = y_{yc} \beta = 7.84 \times \frac{5 \times 10.5 \times 10^6}{2 \times 10.5 \times 10^6} = 19.6$$

$$\bar{y}_z = y_{zc} \beta = 7.84 \times \frac{2 \times 10.5 \times 10^6}{2 \times 10.5 \times 10^6} = 7.84$$

$$\bar{y}_{yz} = y_{yzc} \beta = 7.84 \times 0.003 \frac{14281 \times 10^5}{2 \times 10.5 \times 10^6} = 16.0$$

вычисляем коэффициенты уравнения (24)

$$\delta_0 = \bar{y}_y \bar{y}_z \bar{y}_{yz} z^2 y = 19.6 \times 7.84 \times 16.0 \times 13.2 \times (-0.076) = -2449$$

$$\delta_1 = (\bar{y}_y \bar{y}_z + \bar{y}_y \bar{y}_{yz} + \bar{y}_z \bar{y}_{yz}) z^2 y =$$

$$= (19.6 \times 7.84 + 19.6 \times 16.0 + 7.84 \times 16.0) \times 13.2 \times (-0.076) = -590$$

$$\delta_2 = [(\bar{y}_y + \bar{y}_z + \bar{y}_{yz}) z^2 - \bar{y}_y y^2 - \bar{y}_z y^2] y =$$

$$= [(19.6 + 7.84 + 16.0) \times 13.2] \times (-0.076) = -43$$

В первом члене суммы величин y к безразмерного параметра вертикальной нагрузки определяем по формуле (26), предположив начальную \bar{x} - наименьший положительный корень квадратного уравнения.

$$3\bar{x}^2 + 2\delta_2\bar{x} - \delta_1 = 0$$

$$3\bar{x}^2 - 2 \times 43\bar{x} + 590 = 0$$

$$\bar{x} = \frac{86 - \sqrt{86^2 - 4 \times 3 \times 590}}{2 \times 3} = 11.3$$

$$y_{кр} = \frac{\delta_0 [\delta_1 - (x^2 + \delta_2 \bar{x} - \delta_2)]}{-2\delta_1 (\bar{x}^2 + \delta_2 \bar{x} - \delta_1)} = \frac{-2449 [-590 - (11.3^2 - 43 \times 11.3 + 590)]}{-2 \times 590 (11.3^2 - 43 \times 11.3 + 590)} = 7.4$$

ограничиваемся первым приближением.

Коэффициент продольного изгиба при этом по формуле (47)

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{y}{y_{кр}}} = \frac{1}{1 - \frac{0.88}{7.4}} = 1.14$$

ПРОВЕРКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ АНАФРАГМ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ

По геометрическим характеристикам анафразм относится к типу колонны по несущей способности - к типу 3 по табл. 2 каталога

$$N_k = 1380 \text{ т}$$

$$M_k = 746 \text{ тм}$$

$$N_{гр} = 660 \text{ т}$$

$$M_{гр} = 2130 \text{ тм}$$

Проверяем прочность анафразм "24" при действии максимальном продольной силы и максимального изгибающего момента.

$$\text{Продольная сила в анафразме: } R_{24} = 886 \text{ т}$$

Изгибающий момент в анафразме с учетом коэффициента

$$\text{продольного изгиба } \eta = 1.14 \text{ равен:}$$

$$M_{24} = 1030 \times 1.14 = 1170 \text{ тм (взятая абсолютная величина)}$$

Т.к. $R = 886 > N_{гр} = 660 \text{ т}$, прочность проверяется по условию (7)

$$M + \eta \frac{M_{гр}}{N_k - N_{гр}} \leq \frac{N_k M_{кр}}{N_k - N_{гр}}$$

$$1170 + 886 \frac{2130}{1380 - 660} = 3870 < \frac{1380 \times 2130}{1380 - 660} = 4150$$

Прочность анафразм обеспечена.

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

ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ АНАФРАГМ ПО ВЕРТИКАЛЬНЫМ СЛАМ

Проверку прочности по вертикальным слам производим для анафразм "22", т.к. вертикальная нагрузка приложена к этой анафразме с наибольшим эксцентриситетом и поэтому сдвигающие усилия имеют наибольшие значения.

В этом отрицательном направлении беттового момента

Момент в анафразме "22" - отрицателен, растянутая грань по оси А-А (рис. 8)

Т.к.	Указания по применению	ИЗДАНИЕ	СЕРИЯ
071	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.		ИИ-04-0
			ВЫПУСК Лист
			4

Если смотреть на диафрагму по 1-1 расстояние до центра
слева, следовательно изгибающий момент по формуле (10) считается
положительным (смонтированный расчет диафрагмы - 13" в первом
поиме)

$$M_{эт} = \eta M \frac{2H-1}{H} = 1,14 \times 342 \times \frac{2 \times 9 - 1}{9} = 225 \text{ тм}$$

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

Для части, расположенной правее вертикального шва,

$$N_{эт} = 51,4 \text{ т}$$

По табл. I момент инерции диафрагмы типа 4 $I = 4,05 \text{ м}^4$

Площадь $F = 1,105 \text{ м}^2$

Для среднего шва $\frac{S}{J} = 0,21$ $\frac{\bar{S}}{J} = 0,5$

Сдвигающая сила в шве по формуле (10) равна

$$T = M_{эт} \frac{S}{J} + [N_{эт} \frac{\bar{S}}{J} - N_{эт}] = 225 \times 0,21 + [80,7 \times 0,5 - 51,4] = 36,0 \text{ т}$$

Знак "плюс" принимается при определении сдвигающей
силы, действующей на часть диафрагмы, расположенную правее
вертикального шва.

Условие (9) выполняется

$$36 \text{ т} < [T] = 60 \text{ т}$$

Прочность шва обеспечена.

б) При ветре положительного направления момент в диафрагме

22 - положительный (расстояние грань по оси 2-2)

$$M_{эт} = -401 \times \frac{2 \times 9 - 1}{9} \times 1,14 = -36 \text{ тм}$$

$$N_{эт} = 80,7 \text{ т}$$

$$N_{эт} = 51,4 \text{ т}$$

Сдвигающая сила в среднем шве

$$T = -36 \times 0,21 + [80,7 \times 0,5 - 51,4] = -31,1 \text{ т}$$

$$31,1 \text{ т} < [T] = 60 \text{ т}$$

Прочность шва обеспечена

Проверка деформаций

а) При отрицательном направлении ветра нормативные значения

суммарных изгибающих моментов и вымента в расчет коэффициента

прогибающего изгиба $\eta = 1,14$ равны

$$M_{эт} = \frac{W_{эт}}{1,2} = \frac{3850 \times 1,14}{1,2} = 3532 \text{ тм}$$

$$M_{эт} = 0$$

$$M_{эт} = \frac{18760 \times 1,14}{1,2} = 18000 \text{ тм}$$

Отрицательные значения действительных перемещений и углов
поворота вершины здания вычисляем по формулам (13) и (14)

При этом $\frac{1}{m_1} = 0$, поскольку основание абсолютно ж

$$f_{y1} = M_{эт} \frac{H}{48EI} = -3580 \times \frac{37,8}{4 \times 5 \times 10,5 \times 10^6} = -\frac{1}{1490}$$

$$f_{y2} = 0$$

$$\theta = M_{эт} \frac{H}{48EI} = 18000 \times \frac{37,8}{4 \times 14281 \times 10^6} = \frac{1}{80500} \text{ (1/м)}$$

Проверим полный относительный прогиб вершины здания

который в данном случае зависит только от изгиба конструкций

в направлении оси Y наибольшее перемещение имеют точки

расположенные по оси 10-10

$$f_y = f_{y1} + \theta z = -\frac{1}{1490} + \frac{1 \times (-32,4)}{80500} = -\frac{1}{1490} - \frac{1}{2490}$$

$$f_y = -\frac{1}{970} = [f] = \frac{1}{1000}$$

в направлении оси Z наибольшее перемещение имеют

точки, расположенные по оси 2-2

$$f_z = f_{z1} - \theta y = 0 - \frac{1 \times 9}{81000} = -\frac{1}{10100}$$

$$f_z = \frac{1}{10100} < [f] = \frac{1}{1000}$$

б) При положительном направлении ветра нормативные значения

суммарных изгибающих моментов и вымента от внешней нагрузки

равны

$$M_{эт} = -\frac{1562 \times 1,14}{1,2} = -1480 \text{ тм}$$

$$M_{эт} = 0$$

$$M_{эт} = -\frac{3440 \times 1,14}{1,2} = -3200 \text{ тм}$$

Г. П.	Указания по применению изданий	Св и
1971	Положительная запись	Выпущ

ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ ВЕЛИЧИНЫ ПРОСТАВЛЯЮЩИХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ В УДАВ-
ТА ВЕРШИНЫ ЗАДАНИЯ:

$$f_{\text{ог}} = -1480 \frac{37,8}{4 \times 5 \times 10,5 \times 10^6} = -0,3760$$

$$f_{\text{ог}} = 0$$

$$\theta = -8030 \frac{37,8}{4 \times 14267 \times 10^6} = -\frac{1}{188000} \quad (1/4)$$

ПРОВЕРЯЕМ ВЕЛИЧИНУ ПОДХОДЯЩЕГО ОТНОСИТЕЛЬНОГО ПРОГИБА
ШИРНЫ ЗАДАНИЯ.

НАИБОЛЬШЕЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЕ В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ У ИМЕЮТ
ЧКН, РАСПОЛОЖЕННЫЕ ПО ОСИ 1-1:

$$f_y = -\frac{1}{3760} - \frac{1 \times 24,6}{188000} = -\frac{1}{3760} - \frac{1}{8740} = -\frac{1}{2620}$$

$$f_y = \frac{1}{2620} < [f] = \frac{1}{1000}$$

НАИБОЛЬШЕЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЕ В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ Z ИМЕЮТ
ЧКН, РАСПОЛОЖЕННЫЕ ПО ОСИ А-А

$$f_z = -\frac{1 \times 9}{188000} = -\frac{1}{20900}$$

$$f_z = \frac{1}{20900} < [f] = \frac{1}{1000}$$

РАСЧЕТ ДИСКА ПЕРЕКРЫТИЯ И РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ.

ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

Диск перекрытия должен воспринимать усилия, возникающие
вследствие ветровой и вертикальной нагрузок.

В конструктивном отношении диск перекрытия представляет собой
поворотную балку (рис. 8), в которой поясами являются ленты-
прки (а), соединенные сваркой закладных деталей. Распорки табо-
ра создают усилия, возникающие от действия изгибающего
и нормального сил в плоскости перекрытия. Передача попе-
речной силы обеспечивается соединением на шпонках (б) лент перекрытия (б).

ПРИ РАСЧЕТЕ ДИСКА ПЕРЕКРЫТИЯ НЕОБХОДИМО ПРОВЕРЯТЬ ПРОЧНОСТЬ
РАСПОРКИ, ШПОНКИ, СОЕДИНЯЮЩИХ ЛЕНТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ, СОЕДИНЯЮЩЕЙ РИЗЛЫ
СЛОЖИВШИМИ И ХРЕБТОВЫЕ ДИАФРАГМЫ К ДИСКУ.

ПРОЧНОСТЬ РАСПОРКИ ПРОВЕРЯЕТСЯ ПО РАСТЯГИВАЮЩИМ УСЛОВИЯМ
ИЗ УСЛОВИЯ $S_{pl} \leq [S_{pl}]$ (26)

ГДЕ: S_{pl} — ПРОДОЛЖНЫЕ (РАСТЯГИВАЮЩИЕ) УСИЛИЯ В РАСПОРКЕ

$[S_{pl}] = 20 \text{ т}$ — ПРОЧНОСТЬ РАСПОРКИ НА РАСТЯЖЕНИЕ ДЛЯ
СРЕДНИХ КОАЛИН, $[S_{pl}] = 10 \text{ т}$ — ДЛЯ КРАЙНИХ КОАЛИН;
РАСТЯГИВАЮЩЕЕ УСИЛИЕ В РАСПОРКЕ РАВНО (РИС. 6)

$$S_{pl} = M_y \frac{[S_{pl}]}{\sum [S_{pl}] d_i} + N_z \frac{[S_{pl}]}{\sum [S_{pl}]} \quad (27)$$

ГДЕ: M_y — ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В ДИСКЕ ПЕРЕКРЫТИЯ ОТ ГОРИЗОН-
ТАЛЬНЫХ И ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК, ВЫЗЫВАЮЩИХ ИЗГИБ
В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ У

N_z — РАСТЯГИВАЮЩЕЕ УСИЛИЕ В ДИСКЕ, НАПРАВЛЕННОЕ ВДОЛЬ
ОСИ Z

В СЛУЧАЕ ОРИЕНТАЦИИ РАСПОРКИ ВДОЛЬ ОСИ У В УРАВНЕНИИ (27)
СЛЕДУЕТ ПОДСТАВЛЯТЬ M_z И N_y

ПРОЧНОСТЬ ШПОНКИ, СОЕДИНЯЮЩИХ ЛЕНТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ, ПРОВЕРЯЕТСЯ
НА ДЕЙСТВИЕ СДВИГАЮЩИХ УСИЛИЙ $Q_{шп}$, НАПРАВЛЕННЫХ ВДОЛЬ ШВА.
ИЗ УСЛОВИЯ:

$$Q_{шп} \leq [Q_{шп}] \quad (28)$$

ЗДЕСЬ $[Q_{шп}] = 2 \text{ т}$ — НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ШПОНКИ ШВА В ПРЕДЕЛАХ
ДЛИНЫ ПАНСОН ПЕРЕКРЫТИЯ

СДВИГАЮЩАЯ СИЛА $Q_{шп}$ В ШПОНОЧНОМ ШВЕ

$$Q_{шп} = \sum \Delta S_{pl} \quad (29)$$

ГК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЯ	СЕРИЯ
1974	ПРОЕКТИРОВАТЕЛЬСКАЯ ЗАПИСКА.	ИИ-04-С
		ВНУТР. ЛИСТ

а - ПАНТЫ - РАСПОРКИ; б - ШПОНКИ;
 0 - РАДОВЫЕ ПАНТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ, 2 - РИГЕЛИ

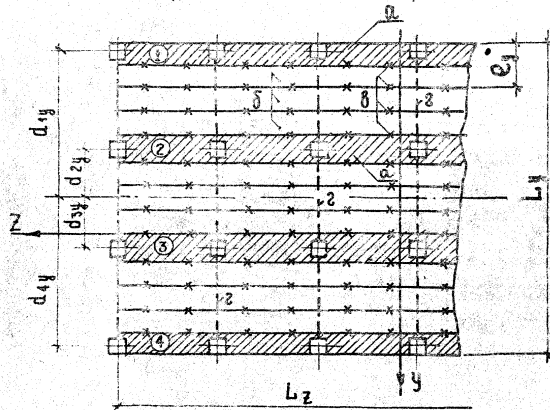


Рис. 9

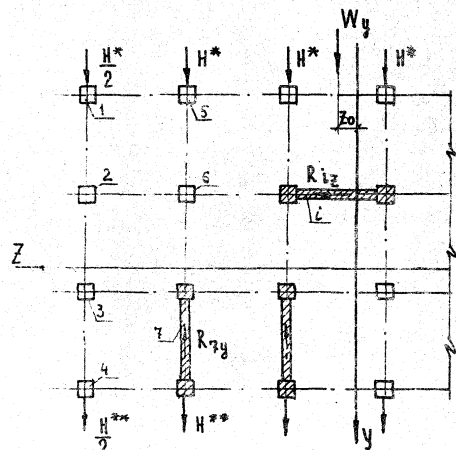


Рис. 10

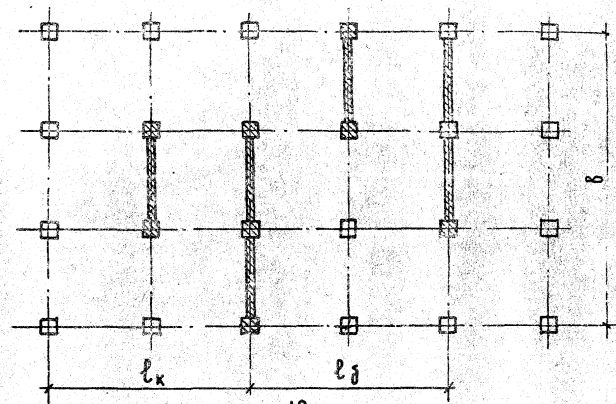


Рис. 12

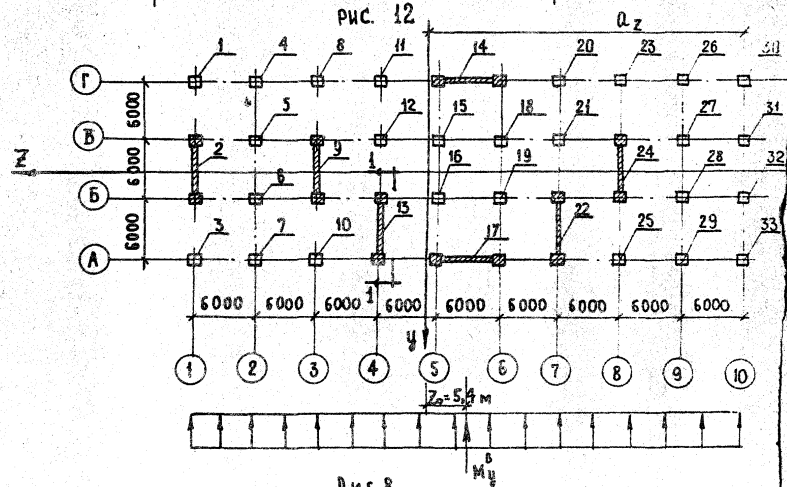


Рис. 8

Т.К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	ИИ
1971	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 4

при этом ΔS_x — приращение продольных усилий в распорке в пределах одного шага колонн (суммирование распространяется на все распорки, расположенные по одну сторону от рассматриваемого шпунтового шва)

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

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

Нагрузки, действующие на диск перекрытия

На диск перекрытия действуют горизонтальные ветровые нагрузки (рис. 9), направленные вдоль разбивочных осей. При расчете на ветровые нагрузки для определения знака нормальных усилий в ригелях и распорках необходимо раздельно учитывать нагрузки H^* , вызванные активным давлением ветра и нагрузки H^{**} , вызванные отсосом.

При этом $H^* = \frac{W}{1.75K}$, $H^{**} = 0.75H^*$

где W — ветровая нагрузка данного этажа по табл. 3 листы 4.5

K — число пролетов в пределах длины или ширины рассчитываемого блока

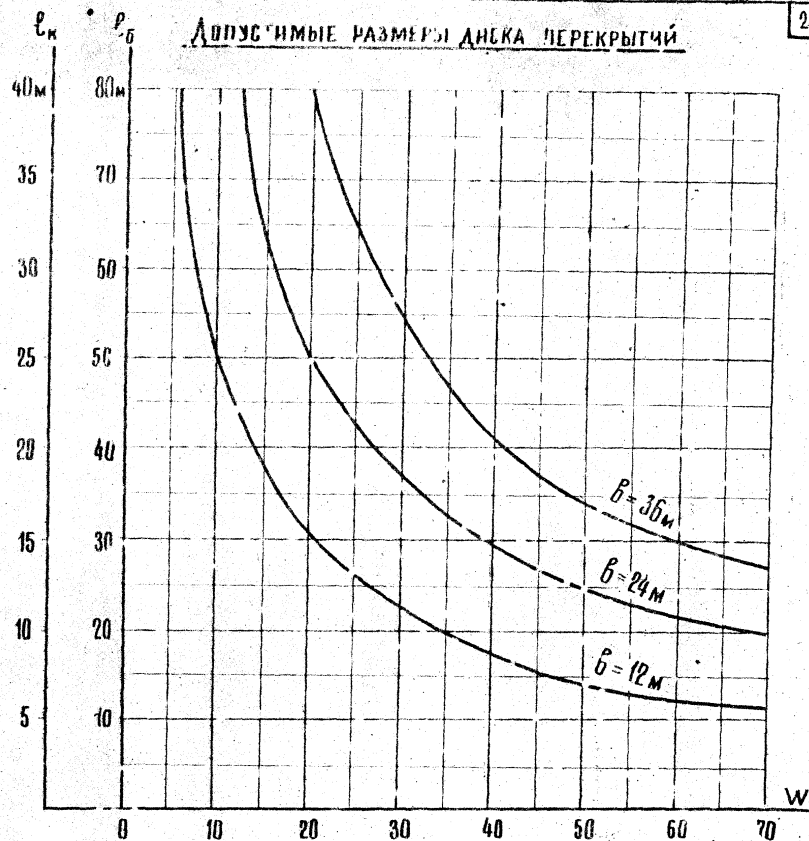


Рис. 11

ТК	Указания по применению изделий	серия
1971	Пояснительная записка	ИИ-04-0
		выпуск лист 4

Если длина или ширина расчетного бруса меньше B_{PM} , величина W уменьшается пропорционально фактической длине грузового фронта.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ДИСКЕ ПЕРЕКРЫТИЯ И ПРОДОЛЬНЫХ УСИЛИЙ В РАСПОРКАХ ПРИГВАЗ

Вертикальные диафрагмы играют роль упруго смещающихся опор для диска перекрытия. Реакции диафрагм R_{1y} и R_{1z} вычисляются по формулам:

$$R_{1y} = -W_y \frac{B_{1y}}{B_y} - [W_y Z_0 - W_z y_0] \frac{Z_1 B_{1y}}{B_{yz}}; \quad (31)$$

$$R_{1z} = -W_z \frac{B_{1z}}{B_z} + [W_y Z_0 - W_z y_0] \frac{y_1 B_{1z}}{B_{yz}};$$

здесь W_y, W_z - ветровая нагрузка на один этаж (равнодействующая);

Y_0, Z_0 - расстояние от точки приложения равнодействующей ветровой нагрузки до начала координат (центра ж. костей диафрагм);

Кроме того в уровне диска перекрытия возникают реакции \bar{R}_L от эксцентричного приложения вертикальных нагрузок к диафрагмам:

$$\begin{aligned} \bar{R}_{1y} &= \frac{1}{H} [P_{1y} e_{1y} - \left(\frac{B_{1y}}{B_y} \sum P_{1y} e_{1y} + \frac{Z_1 B_{1y}}{B_{yz}} \sum P_L (e_{1y} Z_L - e_{1z} y_L) \right)] \\ \bar{R}_{1z} &= \frac{1}{H} [P_{1z} e_{1z} - \left(\frac{B_{1z}}{B_z} \sum P_{1z} e_{1z} + \frac{y_1 B_{1z}}{B_{yz}} \sum P_L (Z_L y_L - e_{1z} y_L) \right)] \end{aligned} \quad (32)$$

От совместного действия на диск перекрытия горизонтальных нагрузок и реакций опор строятся опоры изгибающих моментов и продольных усилий в диске, по которым затем определяются по формулам (27) растягивающие усилия в распорках.

Наибольшие усилия от ветровых нагрузок имеют место во втором сверху диске. В диске перекрытия возникают дополнительные усилия от внецентренного приложения вертикальных нагрузок к диафрагмам, таким образом расчетными являются верхний диск

(диск перекрытия) и второй сверху диск.

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ДИСКА ПЕРЕКРЫТИЯ

Диск перекрытия може не рассчитываться, если длины его консольных и балочных участков не превышают предельно допустимых величин, которые определяются с помощью графика на рис. 11. На графике отложены предельно допустимые длины: l_k - консольных участков и l_b - балочных участков в зависимости от величины ветровых узловых нагрузок W действующих на расчетный диск перекрытия здания.

Выбор горизонтальных нагрузок производится применительно к 60-метровому брусу, т.е. ветровые нагрузки W принимаются по табл. 3 независимо от действительной длины грузового фронта здания.

При одинаковых диафрагмах длина консольного участка диска принимается равной расстоянию от края здания до первой диафрагмы, длина балочного участка - расстоянию между двумя соседними диафрагмами. Если жесткости диафрагм отличаются более, чем в 2 раза, длина консольного участка принимается равной расстоянию от края здания до первой более жесткой диафрагмы, а длина балочного участка - расстоянию между ближайшими более жесткими диафрагмами (рис. 12). При этом предельные величины l_b и l_k будут определяться по графику на рис. 11 с некоторым запасом и в случае необходимости могут быть уточнены расчетом диска по приведенной выше методике.

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ	
		МК-04-0	
1971	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК	Лист
		4	

АЛТЕРНАТЫВЫ ПО РАЧЕТУ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОЛОНЫ.

РАЧЕТ СТВОЛОВ КОЛОНЫ ВЫПОНЕН В СООТВЕТСТВИИ С СНИП П-В. 1-62. МАКСИМАЛЬНАЯ НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ КОЛОНЫ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ СЖЕНА В МАРКИРОВКЕ КОЛОНЫ. ПРИ НЕОБХОДИМОСТИ ЗАМЕНЫ РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ СТВОЛОВ КОЛОНЫ ДОЛЖЕН БЫТЬ ПРОИЗВЕДЕН РАЧЕТ В СООТВЕТСТВИИ С СНИП И МОЖЕТ БЫТЬ ИСПОЛЬЗОВАНА ТАБЛИЦА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТВОЛОВ КОЛОНЫ.

ПРИ ИЗМЕНЕНИИ ДИАМЕТРОВ РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ СТВОЛОВ КОЛОНЫ НЕОБХОДИМО ПРОИЗВЕСТИ РАЧЕТ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ С УЧЕТОМ ДОВЫ ПРИНЯТЫХ ДИАМЕТРОВ РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ СТВОЛОВ.

КОЛОНЫ РАССЧИТАНЫ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ.

$$N = \frac{N_p}{K_{\text{кл}}} = \frac{q(R_{\text{пр}}F + R_{\text{ас}}F_{\text{а}})}{K_{\text{кл}}} = \frac{q}{K_{\text{кл}}}(R_{\text{пр}}F + R_{\text{ас}}F_{\text{а}}); \text{ где } F = 40 \times 40 = 1600 \text{ см}^2;$$

БЕТОН СТВОЛА М-„300“ В М-„400“, СТАЛЬ А-III $R_{\text{ас}} = 3400 \text{ кг/см}^2$,
 ПРИ $l_0 = 420 \text{ см}$ И $\beta = 40 \text{ см}$, $\gamma = 0,96$, $m = 0,96$.
 ОУНФИЦИРОВАННОМУ ГРАДУ:

$$q_{\text{пол}} = 800 \text{ кг/м}^2 \quad q_{\text{р}} = 1250 \text{ кг/м}^2$$

$$q_{\text{н}} = 1050 \text{ кг/м}^2$$

$$q_{\text{кл}}^{\text{н}} = 900 \text{ кг/м}^2 \quad \frac{q_{\text{кл}}^{\text{р}}}{q_{\text{р}}} = \frac{1071}{1250} = 0,86$$

$$q_{\text{кл}}^{\text{р}} = 1071 \text{ кг/м}^2$$

$$N_{\text{кл}} = 0,86 N \quad N_{\text{кр}} = 0,14 N$$

$$N_{\text{п}} = \frac{N_{\text{кл}}}{m_{\text{кл}}} + N_{\text{кр}} = \frac{0,86 N}{0,96} + 0,14 N = 1,037 N \quad K_{\text{кл}} = 1,037$$

В РАЧЕТАХ $\frac{0,96}{K_{\text{кл}}}$ ПРИНЯТ 1,04

$$N = \frac{q}{K_{\text{кл}}} (R_{\text{пр}}F + R_{\text{ас}}F) = \frac{0,96}{1,04} (R_{\text{пр}}F + R_{\text{ас}}F)$$

РАЧЕТ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ ПРОИЗВЕДЕН ПО МЕТОДИКЕ ИХБ(а), РАЗРАБОТАННОЙ ЛАБОРАТОРИЕЙ „СБОРНОГО И МОНОЛИТНОГО БЕТОНА“ ПОД РУКОВОДСТВОМ ПРОФ. ВАСИЛЬЕВА А.П. ПРИ НЕОБХОДИМОСТИ ЗАМЕНЫ ДИАМЕТРОВ ИЛИ МАРКИ СТАЛИ И СЕТКАХ КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ, ДОЛЖЕН БЫТЬ ПРОИЗВЕДЕН СООТВЕТСТВУЮЩИЙ РАЧЕТ ИЛИ ПОДБОР НЕОБХОДИМОЙ АРМАТУРЫ МОЖЕТ БЫТЬ ВЫПОНЕН ПО НИЖЕПРИБЕДЕННЫМ ТАБЛИЦАМ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКА КОЛОНЫ. ПРИЧЕМ, ПРИ ИЗМЕНЕНИИ АРМАТУРЫ

СТЫКА ДАЖИЖИ СТЫКА КОЛОНЫ

РАЧЕТ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ.

$$[N] = 0,8(R_{\text{пр}}(x) + K_{\text{м}} R_{\text{ас}}^{\text{сет}}) F_{\text{я}} + 0,8 R_{\text{пр}}(z) F_{\text{з}} + R_{\text{ас}} F_{\text{а}}, \text{ где}$$

$R_{\text{пр}}(x)$ — ПРИЗМЕННАЯ ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА СТВОЛА КОЛОНЫ

$R_{\text{пр}}(z)$ — ПРИЗМЕННАЯ ПРОЧНОСТЬ БЕТОНА ЗАМОНОЛИЧИВАЮЩЕГО УЧАСТКА

$R_{\text{ас}}$ — ПРОЧНОСТЬ СТАЛИ РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ СТВОЛА КОЛОНЫ

$R_{\text{ас}}^{\text{сет}}$ — ПРОЧНОСТЬ СТАЛИ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ

$F_{\text{я}}$ — ПЛОЩАДЬ ЯДРА СЕЧЕНИЯ КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ (ПО КОНТУРУ КРАЙНИХ СТЕРЖНЕЙ)

$F_{\text{з}}$ — ПЛОЩАДЬ ЗАМОНОЛИЧИВАЮЩЕГО УЧАСТКА

$F_{\text{а}}$ — ПЛОЩАДЬ РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ СТВОЛА КОЛОНЫ

$K_{\text{м}}$ — КОЭФФИЦИЕНТ КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ: $K_{\text{м}} = \frac{n_1 f_{\text{а1}} l_1 + n_2 f_{\text{а2}} l_2}{l_1, l_2, 5}$

n_1 — ЧИСЛО СТЕРЖНЕЙ СЕТКИ В ОДНОМ НАПРАВЛЕНИИ

n_2 — ЧИСЛО СТЕРЖНЕЙ СЕТКИ В ДРУГОМ НАПРАВЛЕНИИ

$f_{\text{а1}}$ — ПЛОЩАДЬ СТЕРЖНЯ СЕТКИ В ОДНОМ НАПРАВЛЕНИИ.

$f_{\text{а2}}$ — ПЛОЩАДЬ СТЕРЖНЯ СЕТКИ В ДРУГОМ НАПРАВЛЕНИИ

l_1 — ДЛИНА СТЕРЖНЯ СЕТКИ В ОДНОМ НАПРАВЛЕНИИ

l_2 — ДЛИНА СТЕРЖНЯ СЕТКИ В ДРУГОМ НАПРАВЛЕНИИ

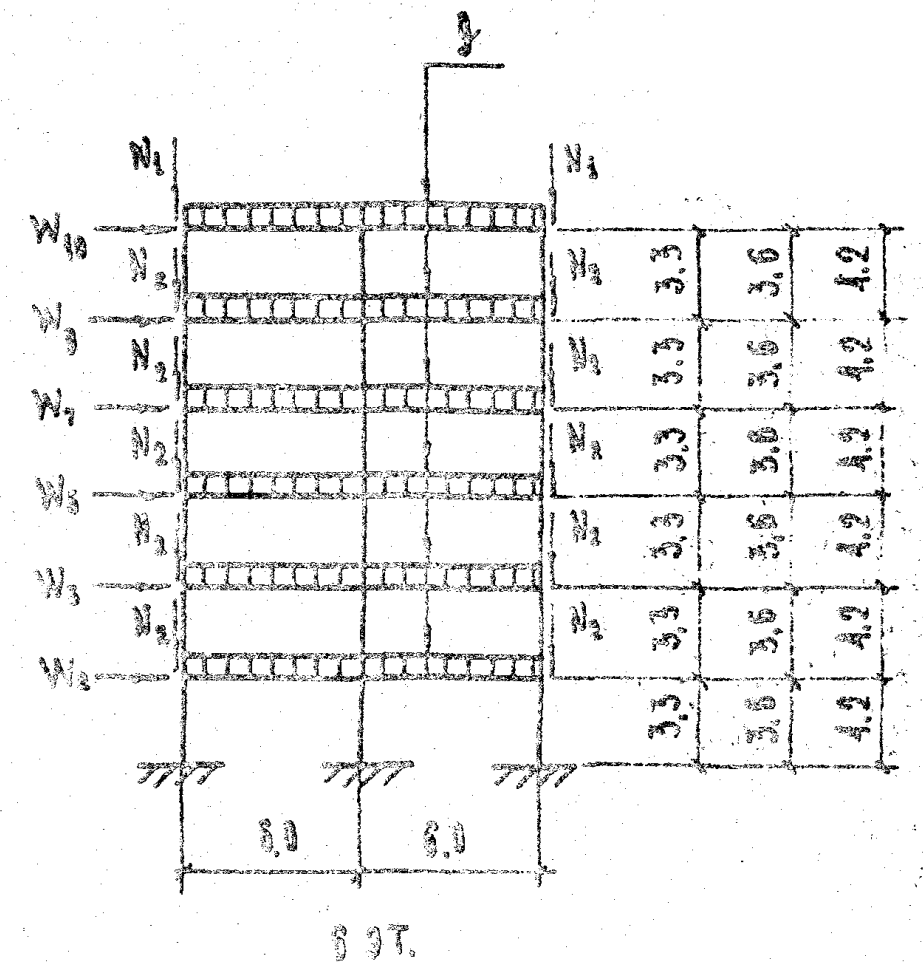
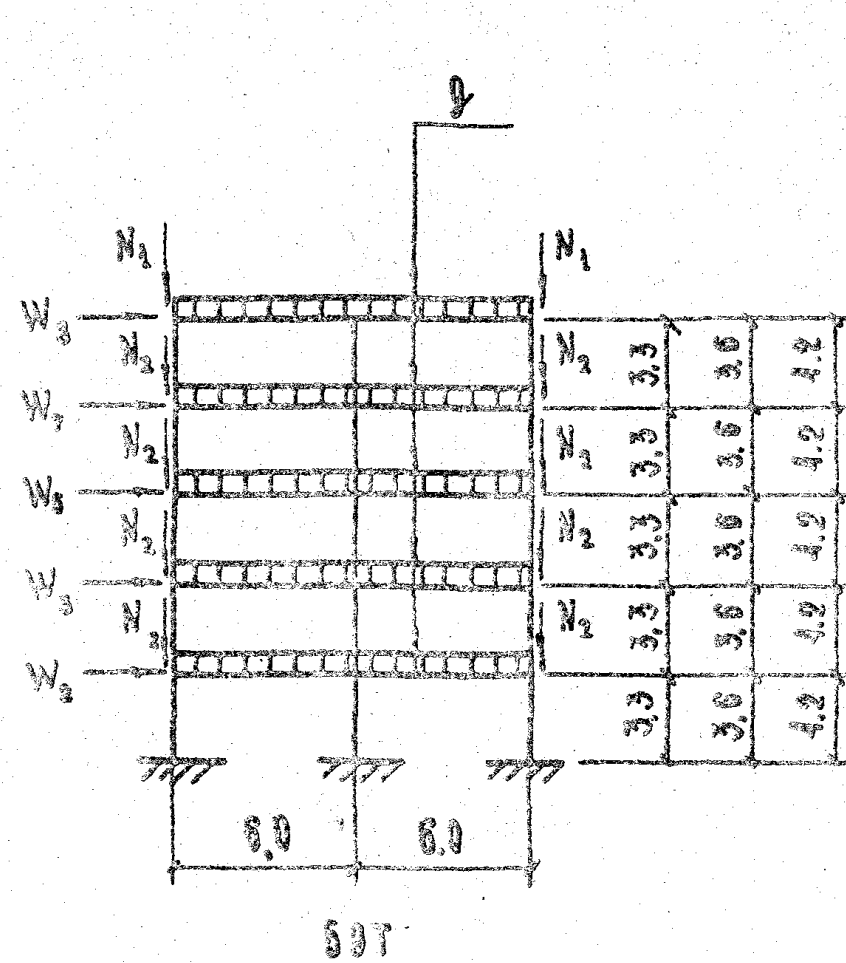
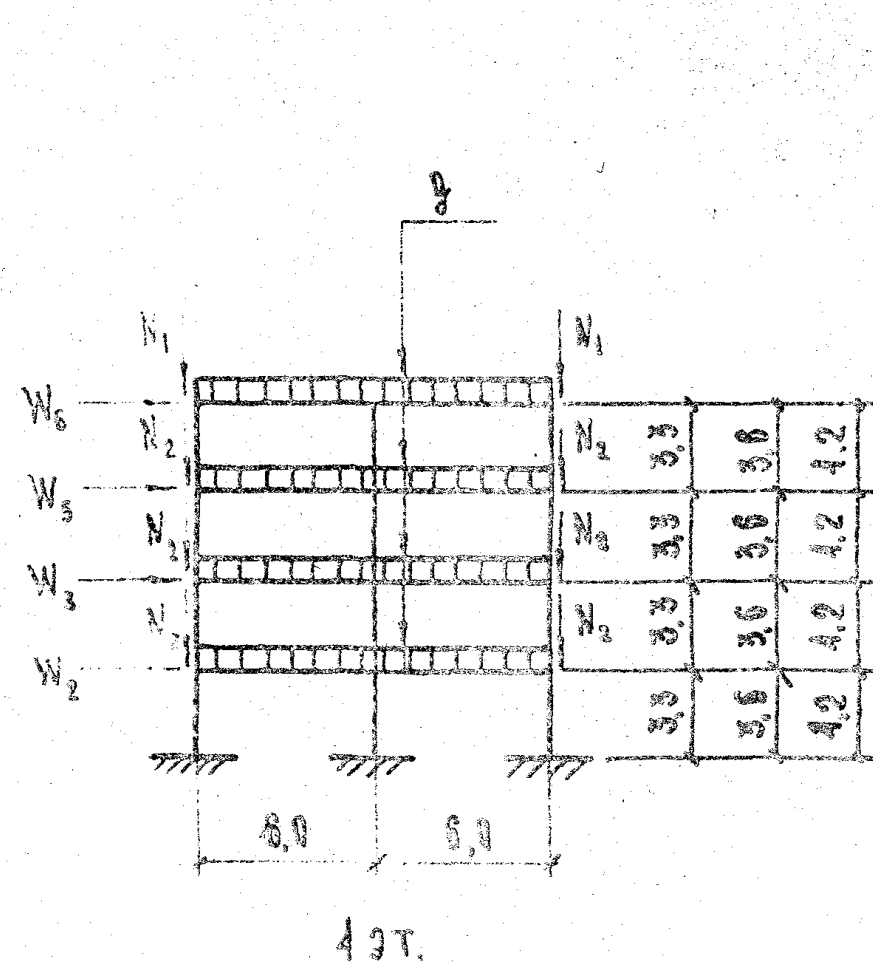
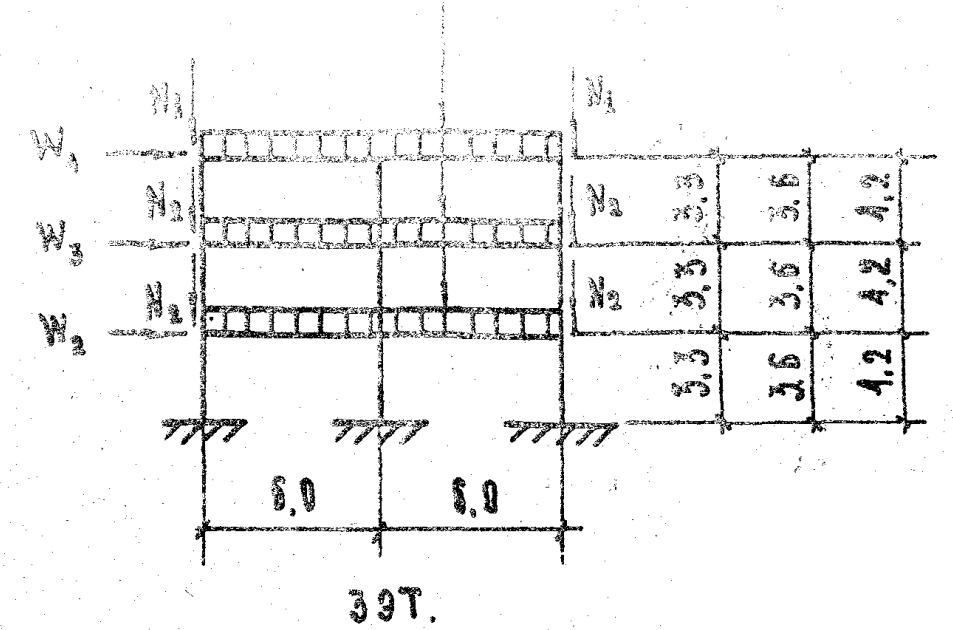
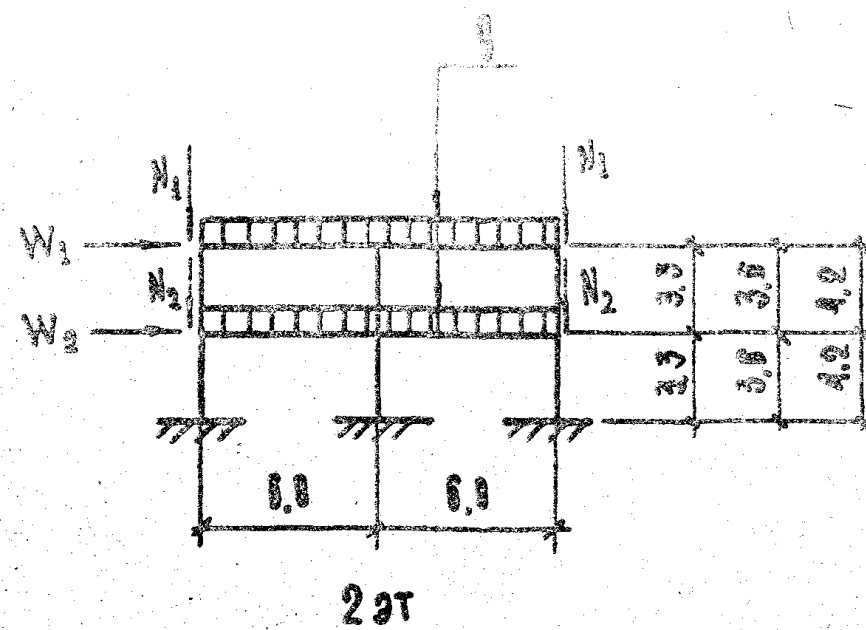
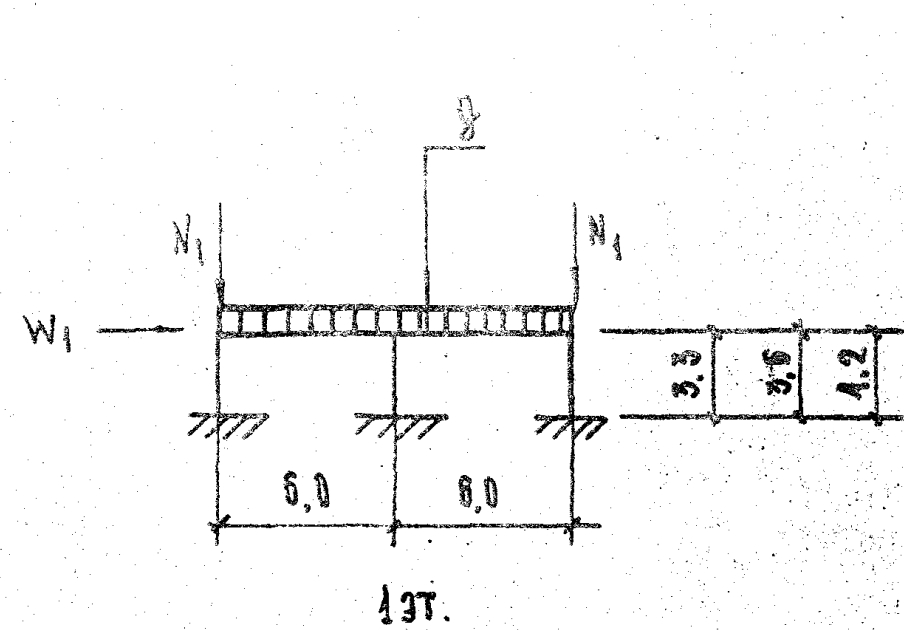
S — РАСТОЯНИЕ МЕЖДУ СЕТКАМИ

K — КОЭФФИЦИЕНТ ПРИНИМАЕМЫЙ: $K = \frac{130 K_{\text{м}} + 9,5}{200 K_{\text{м}}}$

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

СВАРНЫЕ СЕТКИ ДОЛЖНЫ УСТАНАВЛИВАТЬСЯ У ТОРЦА ЭЛЕМЕНТА В КОЛИЧЕСТВЕ НЕ МЕНЕЕ 4 ШТУК; ПРОДОЛЬНАЯ РАБОЧАЯ АРМАТУРА ДОЛЖНА ПРОХОДИТЬ ВНУТРИ КОНТУРА СВАРНЫХ СЕТОК, КОТОРЫЕ РАСПОЛАГАЮТСЯ НА ДАВНЕ (СЧИТАЯ ОТ ТОРЦА ЭЛЕМЕНТА) НЕ МЕНЕЕ 10 ϕ (ДИАМЕТР РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ ПРИ $R_{\text{ас}} = 3400$).

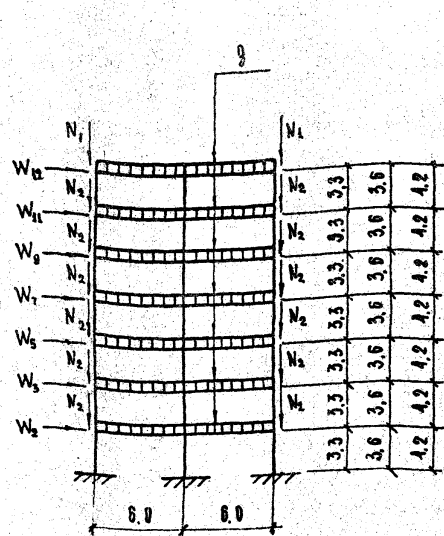
ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИИ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1971	ПОДСЧИТАТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.	ВЫПУСК Лист 4



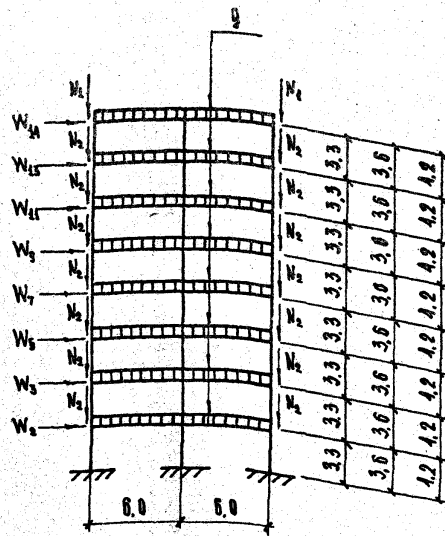
ПРИМЕЧАНИЯ:

1. ПРИМЕЧАНИЯ СМ. ЛИСТ 2.

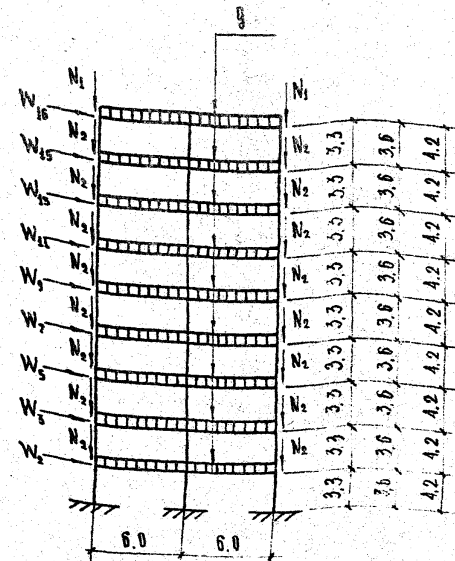
Т.Х.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	СЕРИЯ ИН-04-
1971	СХЕМЫ ЗАТРУЖЕНИЯ ПОЛЕРЕЧНЫХ РАМ КАДКА	ВЫПУСК 4



7ЭТ.



8ЭТ.



9ЭТ.

ПРИМЕЧАНИЯ:

1. Величины нагрузок см. листы № 5-6.
2. Расчетные горизонтальные ветровые нагрузки /узеловые/ определены с грузовой площадью по длине равной 60м /протяженность здания/, а по высоте равной высоте этажа: 3,5м; 3,6м; 4,2м.
Для верхнего яруса учтено наличие парапета высотой 0,6м от оси рамы.
3. Область применения каркаса: для зданий в 5-12 этажей с унифицированными нагрузками на перекрытиях 450, 600, 800 и 1250 кг/м² и для зданий в 1-4 этажа с унифицированными нагрузками на перекрытиях 1250 кг/м².

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	СЕРИЯ ИИ-04
1971	СХЕМЫ ЗАГРУЖЕНИЯ ПОПЕРЕЧНЫХ РАМ КАРКАСА	ВЫПУСК ЛУ 4 12

РАСЧЕТНЫЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ВЕТРОВЫЕ НАПРЯЖЕНИЯ / УДОВОДИЕ

ТАБЛ 3

РАСЧЕТНАЯ ВЕТРОВАЯ НАПРЯЖЕННОСТЬ ВЕТЕРОВ	НАПРЯЖЕНИЕ																															
	W ₁	W ₂	W ₃	W ₄	W ₅	W ₆	W ₇	W ₈	W ₉	W ₁₀	W ₁₁	W ₁₂	W ₁₃	W ₁₄	W ₁₅	W ₁₆	W ₁₇	W ₁₈	W ₁₉	W ₂₀	W ₂₁	W ₂₂	W ₂₃	W ₂₄	W ₂₅	W ₂₆	W ₂₇	W ₂₈	W ₂₉	W ₃₀	W ₃₁	W ₃₂
23	I	6.14	8.98	8.98	6.18	9.40	6.84	10.10	7.55	11.2	8.90	12.1	8.8	12.8	9.2	13.5	9.65	9.98	8.98	9.40	10.10	11.2	12.2	12.8	13.5	14.2	10.16	8.98	8.98	9.10	10.10	11.2
	II	7.98	11.68	11.68	8.04	11.81	9.89	13.19	9.80	14.6	10.79	15.85	11.4	16.77	11.92	17.85	12.6	11.68	11.58	11.81	13.19	14.6	15.85	16.77	17.85	18.6	13.1	11.68	11.68	11.81	13.19	14.6
	III	10.25	15.03	15.03	10.32	15.20	11.60	16.90	12.61	19.7	13.89	20.79	14.7	21.9	15.35	22.67	16.10	15.0	15.0	15.20	16.90	18.7	20.38	21.59	22.67	23.9	16.9	15.0	15.0	15.2	16.9	18.7
	IV	12.51	18.30	18.30	12.60	18.55	13.95	20.68	15.40	22.8	16.91	24.99	17.9	26.1	18.8	22.5	18.61	18.39	18.39	18.55	20.6	22.8	24.99	26.3	27.50	28.6	20.6	18.3	18.3	18.55	20.6	22.8
36	I	5.52	9.80	9.80	6.67	10.20	7.56	11.40	8.4	12.6	9.10	13.6	9.6	14.3	10.35	15.2	10.6	9.8	9.8	10.2	11.40	12.6	13.6	14.3	15.2	15.8	11.42	10.2	11.42	13.6	15.8	17.5
	II	8.46	12.70	12.70	8.70	13.25	9.81	14.81	10.90	16.10	11.91	17.7	12.5	18.6	13.21	18.8	13.8	12.70	12.7	13.25	14.81	16.1	17.7	18.8	19.8	20.78	14.94	13.9	15.81	16.9	19.9	22.8
	III	10.89	16.35	16.35	11.18	17.05	12.61	18.10	14.00	21.0	15.20	22.7	15.0	23.9	16.90	25.4	17.1	16.35	16.35	16.50	18.10	20.0	22.7	23.9	25.4	26.81	18.6	17.9	18.10	21.7	25.6	29.2
	IV	13.10	20.00	20.00	13.62	20.80	18.46	22.75	17.15	25.7	18.5	27.7	19.6	29.20	20.79	31.0	21.62	20.0	20.0	20.8	23.19	25.7	27.7	29.20	31.0	32.45	23.19	21.8	23.19	26.4	31.2	35.7
42	I	7.4	11.42	11.42	8.0	12.60	9.20	14.1	10.5	15.60	10.7	16.6	11.3	17.6	12.9	18.6	12.5	12.7	13.9	16.3	18.1	21.9	24.1	26.4	28.6	30.4	20.2	17.4	17.6	15.8	18.7	21.3
	II	9.60	14.85	14.91	10.4	16.40	11.95	18.3	13.6	22.3	13.9	21.6	14.7	22.9	15.5	24.2	16.2	16.5	18.10	21.2	24.8	28.5	31.3	34.4	37.2	39.6	27.6	16.1	17.8	20.7	24.3	27.7
	III	12.4	19.10	19.18	13.4	21.01	15.35	23.5	17.5	26.1	17.9	27.7	18.9	29.1	19.9	31.0	20.9	21.2	23.2	27.2	31.9	36.5	40.3	44.1	47.8	50.7	35.4	20.7	22.9	26.6	31.2	35.6
	IV	15.1	23.30	23.40	16.3	25.70	18.72	28.8	21.40	32.2	21.8	33.9	23.0	35.9	24.3	38.0	25.4	25.9	28.3	33.3	39.0	44.8	49.0	54.0	58.1	62.0	43.2	25.2	28.0	32.4	38.1	43.5

ПРИМЕЧАНИЯ

1. ПРИМЕЧАНИЯ СМ. АННОТ 5

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ТАБЛИЦЫ	ВЕРСИЯ ИИ-04-0
1971	ТАБЛИЦА ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ НАПРЯЖЕНИЙ	4

РАСЧЕТНЫЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ВЕТРОВЫЕ НАГРУЗКИ (УЗЛОВЫЕ)

ПРОДОЛЖЕНИЕ ТАБЛ. 3

СТУПЕНЬ ПЛАНИ ТАБЛ.	ПЛАНИ ТАБЛ.	НАГРУЗКА, Т															
		W ₃₂	W ₃₃	W ₃₄	W ₃₅	W ₃₆	W ₃₇	W ₃₈	W ₃₉	W ₄₀	W ₄₁	W ₄₂	W ₄₃	W ₄₄	W ₄₅	W ₄₆	W ₄₇
33	I	12.2	12.8	13.5	14.2	14.8	15.5	16.2	16.8	17.5	18.2	18.8	19.5	20.2	20.8	21.5	22.2
	II	15.85	16.77	17.55	18.4	19.3	20.2	21.0	21.9	22.8	23.6	24.5	25.4	26.3	27.2	28.0	28.9
	III	20.39	21.4	22.6	23.7	24.8	25.9	27.0	28.1	29.2	30.3	31.4	32.5	33.6	34.7	35.8	36.9
	IV	25.39	26.5	27.8	29.0	30.3	31.6	32.9	34.2	35.5	36.8	38.1	39.4	40.7	42.0	43.3	44.6
35	I	14.6	15.1	15.6	16.1	16.6	17.1	17.6	18.1	18.6	19.1	19.6	20.1	20.6	21.1	21.6	22.1
	II	18.2	18.9	19.6	20.3	21.0	21.7	22.4	23.1	23.8	24.5	25.2	25.9	26.6	27.3	28.0	28.7
	III	22.4	23.2	24.0	24.8	25.6	26.4	27.2	28.0	28.8	29.6	30.4	31.2	32.0	32.8	33.6	34.4
	IV	27.5	28.4	29.3	30.2	31.1	32.0	32.9	33.8	34.7	35.6	36.5	37.4	38.3	39.2	40.1	41.0
48	I	25.6	26.6	27.6	28.6	29.6	30.6	31.6	32.6	33.6	34.6	35.6	36.6	37.6	38.6	39.6	40.6
	II	32.5	33.5	34.5	35.5	36.5	37.5	38.5	39.5	40.5	41.5	42.5	43.5	44.5	45.5	46.5	47.5
	III	39.2	40.2	41.2	42.2	43.2	44.2	45.2	46.2	47.2	48.2	49.2	50.2	51.2	52.2	53.2	54.2
	IV	48.0	49.0	50.0	51.0	52.0	53.0	54.0	55.0	56.0	57.0	58.0	59.0	60.0	61.0	62.0	63.0

ПРИМЕЧАНИЯ:

1. РАСЧЕТНЫЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ВЕТРОВЫЕ НАГРУЗКИ (УЗЛОВЫЕ) ОПРЕДЕЛЕНЫ С РАЗЛОЖИВОЙ ПЛОЩАДИ, ПО ДЛИНЕ РАВНОЙ 50 М. (ПРОТЯЖЕННОСТЬ ЗАДАНИЯ) А ПО ВЫСОТЕ РАВНОЙ ВЫСОТЕ ЭТАЖА (3,3 М, 3,6 И 4,2 М) ДЛЯ ВЕРХНЕГО ЯРУСА УЧТЕНО НАЛИЧИЕ ПАРАПЕТА ВЫСОТОЙ 0,6 М ОТ ОСН. КАРНЫ.
2. ДЛЯ ЗАДАНИЙ ВЫСОТОЙ БОЛЕЕ 40 М (ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,3 М - 12 ЭТАЖНОЕ ЗАДАНИЕ, ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,6 М - 11 И 12 ЭТАЖНЫЕ ЗАДАНИЯ, ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 4,2 М - 10 И 11 ЭТАЖНЫЕ ЗАДАНИЯ) РАСЧЕТНАЯ ВЕТРОВАЯ НАГРУЗКА ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ С УЧЕТОМ ДИНАМИЧЕСКОГО ВОЗДЕЙСТВИЯ ПУЛСАЦИИ ЭКСТРЕМАЛЬНОГО НАПОРА, ВЫЗВАННОЙ ПОРЫВАМИ ВЕТРА.
3. W_i ПО W₃₁ - см. лист 4.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-С
1971	ТАБЛИЦА ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ НАГРУЗОК	4 5

ВЕРТИКАЛЬНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ НАГРУЗКИ НА РИГЕЛЯХ РАМ КАРКАЗА

ТАБЛА 4

НАГРУЗКА	РАСЧЕТНЫЕ НАГРУЗКИ				
	НА РИГЕЛЯХ ПОД ПОКРЫТИЕМ НА ПЕРЕКРЫТИИ К/М	НА РИГЕЛЯХ ПОД ПОКРЫТИЕМ НА ПЕРЕКРЫТИИ Т/М	НА РИГЕЛЯХ ПОД ПОКРЫТИЕМ НА ПЕРЕКРЫТИИ Т/М	ОТ ВОЗДУШНОГО ДАВЛЕНИЯ РИГЕЛЯ Т/М	О СУММАРНАЯ Т/М
НА РИГЕЛЯХ В УРОВНЕ МЕЖДУЭТАЖНОГО ПЕРЕКРЫТИЯ	200	5.2	2.3	0.385	5.59
	300	5.2	2.3	0.385	5.59
	500	7.2	3.6	0.385	7.59
	900	9.0	5.4	0.385	9.39
НА РИГЕЛЯХ В УРОВНЕ КР- ВЕЛЫНОГО ПОКРЫТИЯ	—	5.2	2.3	0.385	5.59
НА РИГЕЛЯХ В УРОВНЕ МЕЖДУЭТАЖНОГО ПЕРЕ- КРЫТИЯ ТОРЦЕВЫХ РАМ	200	4.0	1.6	0.385	4.39
	300	4.0	1.6	0.385	4.39
	500	5.2	2.3	0.385	5.59
	900	7.2	3.6	0.385	7.59
НА РИГЕЛЯХ В УРОВНЕ КР- ВЕЛЫНОГО ПОКРЫТИЯ ТОРЦЕВЫХ РАМ	—	4.0	1.6	0.385	4.39

ПРИМЕЧАНИЯ:

Нагрузки от веса наружных стен приняты по серии ИИ-04-5 вып. 1.

Максим. $\{ N_1 - \text{расчетная от веса каркаса}$
 $N_2 - \text{грухих стен толщиной 32 см.}$

Минимал. $\{ N_1 - \text{нормативная от веса parapeta высотой 60 см}$
 $N_2 - \text{панели высотой 60 см, толщиной 24 см}$
 $\text{и остекления в остальной части стены 50 кг/м}^2$

ВЕРТИКАЛЬНАЯ НАГРУЗКА ОТ ВЕСА НАРУЖНЫХ СТЕН

ТАБЛА 5

ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА, М		N ₁ Т	N ₂ Т
3,3	Максимальн.	2.20	7.90
	Минимальн.	1.45	1.90
3,6	Максимальн.	2.20	8.95
	Минимальн.	1.45	2.00
4,2	Максимальн.	2.20	10.20
	Минимальн.	1.45	2.20

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-5
1971	РАСЧЕТНЫЕ НАГРУЗКИ НА РИГЕЛЯХ РАМ И ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ ОТ ВЕСА НАРУЖНЫХ СТЕН.	4

ТАБЛ. 6

ЭТАЖНОСТЬ ЗДАНИЯ		1	2	3	4	5	6
$[M_x]_1$ ТМ	I ВЕТРОВОЙ РАЙОН	20.7	70.5	150.2	267.3	433.3	653.5
	II — " — "	26.3	91.4	194.6	347.1	561.7	847.2
	III — " — "	34.5	117.6	250.3	446.3	722.1	1089.2
	IV — " — "	42.2	144.9	306.6	545.5	882.6	1331.2
$[M_x]_2$ ТМ	I — " — "	55.7	135.2	244.5	394.0	594.8	853.7
	II — " — "	72.2	175.3	316.9	510.7	771.0	1106.6
	III — " — "	92.9	225.3	407.5	656.6	991.3	1422.8
	IV — " — "	113.5	275.4	498.0	802.5	1211.5	1739.0

ПРОДОЛЖЕНИЕ ТАБЛ. 6

ЭТАЖНОСТЬ ЗДАНИЯ		7	8	9	10	11	12
$[M_x]_1$ ТМ	I ВЕТРОВОЙ РАЙОН	930.2	1265.1	1662.8	2127.5	2663.7	4847.1
	II — " — "	1205.8	1640.0	2155.5	2757.9	3452.9	6283.1
	III — " — "	1550.3	2108.6	2771.3	3545.8	4439.5	8078.6
	IV — " — "	1894.8	2577.1	3387.2	4333.8	5426.1	9873.5
$[M_x]_2$ ТМ	I — " — "	1171.7	1550.2	1993.7	2506.4	3092.7	5715.6
	II — " — "	1518.9	2009.6	2584.4	3249.0	4009.1	7409.0
	III — " — "	1952.9	2583.8	3322.8	4177.3	5154.6	9526.2
	IV — " — "	2386.8	3157.9	4061.3	5105.6	6300.2	11643.0

ПРИМЕЧАНИЯ

$[M_x]_1$ - РАСЧЕТНЫЙ МОМЕНТ ОТ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ ДЛЯ ЗДАНИЯ БЕЗ ПОДВАЛА ДЛИНОЙ 60М ОТНОСИТЕЛЬНО НИЖА ДИАФРАГМ.

$[M_x]_2$ - ТОЖЕ ДЛЯ ЗДАНИЯ С ПОДВАЛОМ.

Т.К. УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИИ
1971 ЗНАЧЕНИЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ МОМЕНТОВ
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3,3 м

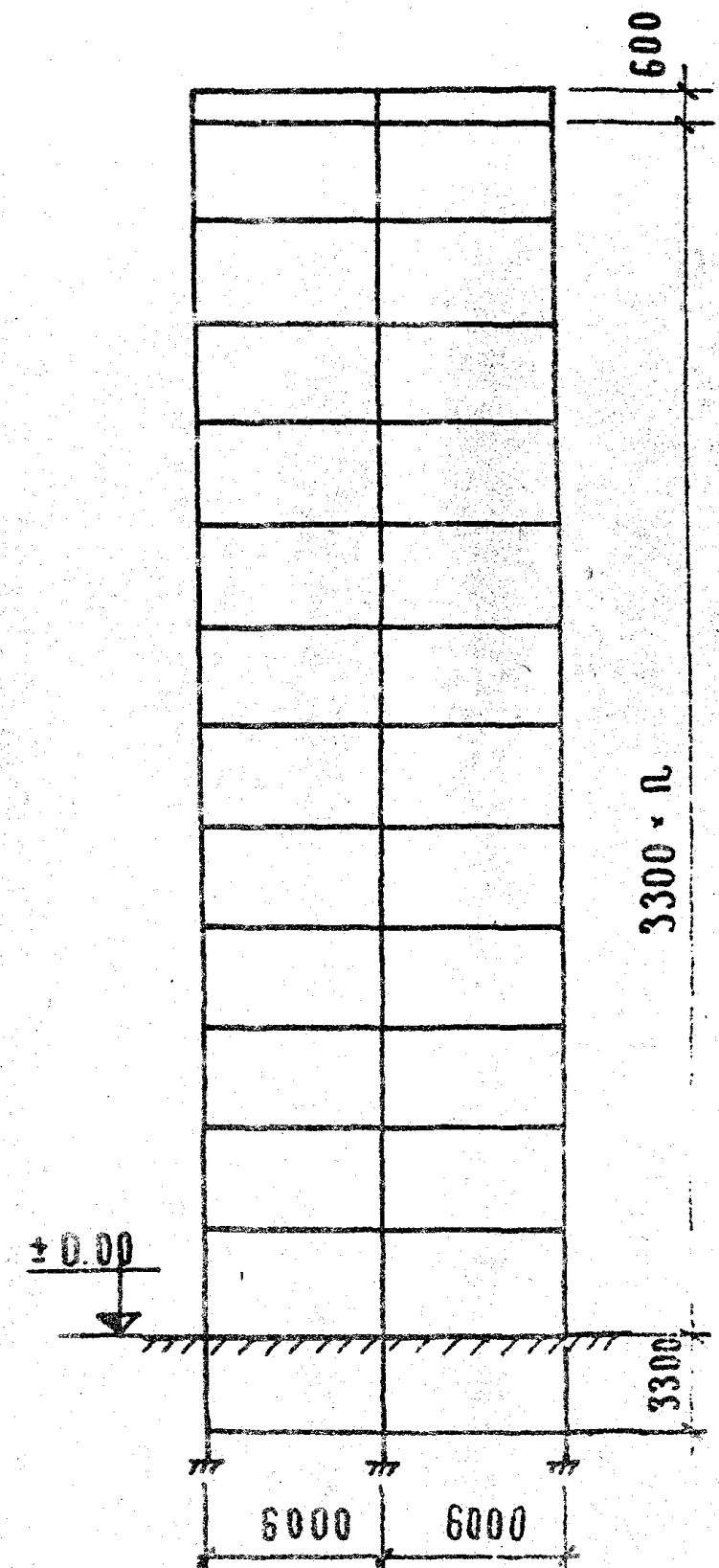


ТАБЛ. 7

ЭТАЖНОСТЬ ЗДАНИЯ		1	2	3	4	5	6
[МБ] ТМ	I ВЕТРОВОЙ РАЙОН	24.0	82.8	171.9	322.1	526.2	787.9
	II " " "	31.1	107.3	230.5	417.8	682.1	1033.4
	III " " "	40.0	138.6	296.5	526.7	877.0	1329.1
	IV " " "	48.9	168.6	362.3	656.0	1071.8	1629.5
[МБ] ТМ	I " " "	61.7	192.8	480.6	960.7	1604.9	2619.9
	II " " "	80.0	268.1	663.7	1251.2	2137.7	3322.1
	III " " "	102.9	354.7	867.6	1677.8	2747.7	4390.9
	IV " " "	125.7	441.3	1071.5	2138.4	3435.7	5277.7

ПРОДОЛЖЕНИЕ ТАБЛ. 7

ЭТАЖНОСТЬ ЗДАНИЯ		7	8	9	10	11	12
[МБ] ТМ	I ВЕТРОВОЙ РАЙОН	1136.3	1547.8	2037.8	2611.9	4247.1	5951.1
	II " " "	1473.0	2008.5	2641.6	3335.8	6283.1	7714.4
	III " " "	1893.9	2572.8	3396.3	4358.1	8078.6	9918.6
	IV " " "	2314.7	3193.0	4151.1	5320.5	9873.5	12122.0
[МБ] ТМ	I " " "	1405.3	1866.0	2407.8	3036.3	5712.6	6927.4
	II " " "	1821.7	2419.0	3121.2	3936.0	7409.0	8980.8
	III " " "	2342.3	3110.1	4013.0	5060.5	9726.2	11545.0
	IV " " "	2862.7	3801.2	4904.8	6195.1	11643.0	14111.0

ПРИМЕРЫ:

[МБ] - РАСЧЕТНЫЙ МОМЕНТ ОТ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА БОЛЕЕ ОТНОСИТЕЛЬНО КИЗ ДИАФРАГМ

[МБ] - ТОЖЕ ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ.

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИИ	СТРАНА ИЗД. 04-0
1976	УКАЗАНИЯ НАКОНЕЦ НАКОНЕЦ ВЕТРОВЫХ МОМЕНТОВ ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3.6 м	СТРАНА ИЗД. 04-0

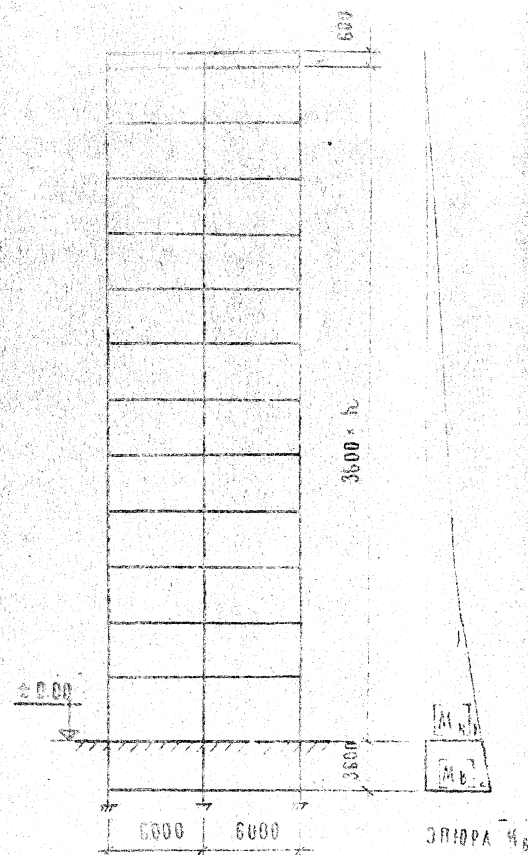
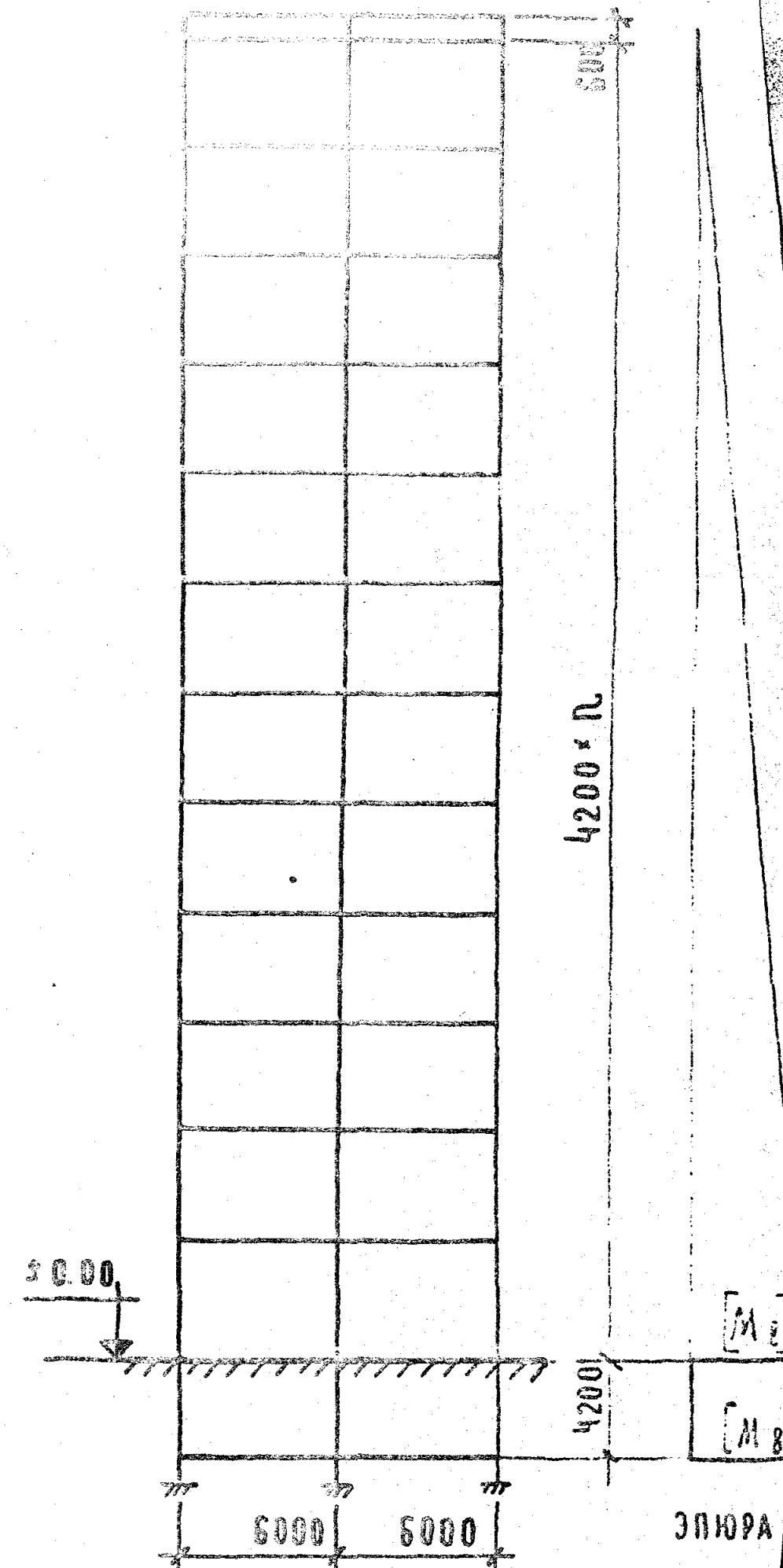


ТАБЛ. 8

Этажность здания		1	2	3	4	5	6
[М _в] ₁	I ветровой район	31.4	110.2	243.0	450.9	797.7	1136.3
	II — " — "	30.6	112.9	242.0	454.6	809.2	1173.0
	III — " — "	32.3	114.0	245.0	471.6	826.1	1180.0
	IV — " — "	33.9	124.5	255.0	498.6	823.0	1214.7
[М _в] ₂	I — " — "	74.5	191.1	363.2	615.8	962.7	1405.3
	II — " — "	96.5	247.7	470.8	798.3	1247.9	1821.7
	III — " — "	124.1	318.4	605.3	1026.3	1604.4	2342.3
	IV — " — "	131.7	369.2	739.8	1254.4	1960.9	2862.7

ПРОДОЛЖЕНИЕ ТАБЛ. 8

Этажность здания		7	8	9	10	11	12
[М _в] ₁	I ветровой район	1623.9	2219.5	2900.0	5570.9	6956.1	8494.2
	II — " — "	2105.1	2877.2	3801.0	7221.4	9017.1	11010.0
	III — " — "	2706.5	3699.2	4887.0	9284.8	11593.0	14157.0
	IV — " — "	3308.0	4521.3	5973.1	11347.0	14169.0	17302.0
[М _в] ₂	I — " — "	1950.5	2607.3	3440.0	6511.2	8228.0	9688.5
	II — " — "	2528.5	3379.9	4387.7	8440.2	10400.0	12558.0
	III — " — "	3250.9	4345.6	5641.3	10852.0	13371.0	16147.0
	IV — " — "	3973.4	5311.4	6895.1	13263.0	16342.0	19734.0

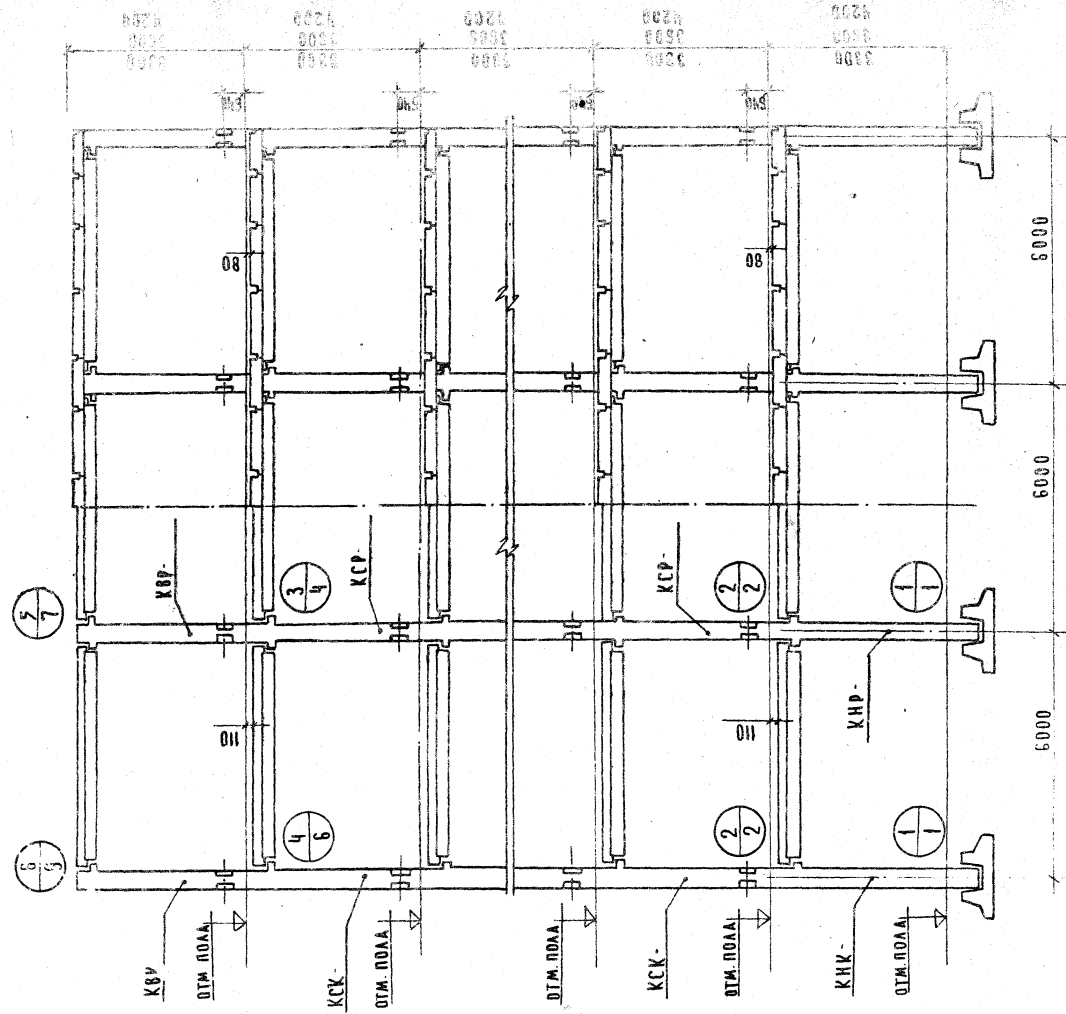


П Р И М Е Ч А Н И Я:

[М_в]₁ - РАСЧЕТНЫЙ МОМЕНТ ОТ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ ДЛЯ ЗАДАНИЯ БЕЗ ПОДВАЛА ДАННОЙ БОМ ОТНОСИТЕЛЬНО НИЗА ДИАФРАГМ.

[М_в]₂ - ТОЖЕ ДЛЯ ЗАДАНИЯ С ПОДВАЛОМ.

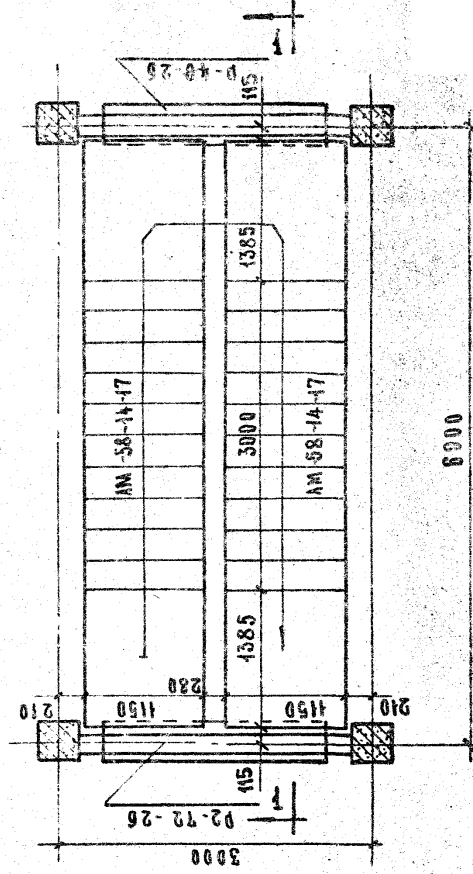
Т. К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЯ	ИИ
1971	ЗНАЧЕНИЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ МОМЕНТОВ ДЛЯ ЗАДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 4.2 м	СМ.



ПРИМЕЧАНИЯ:

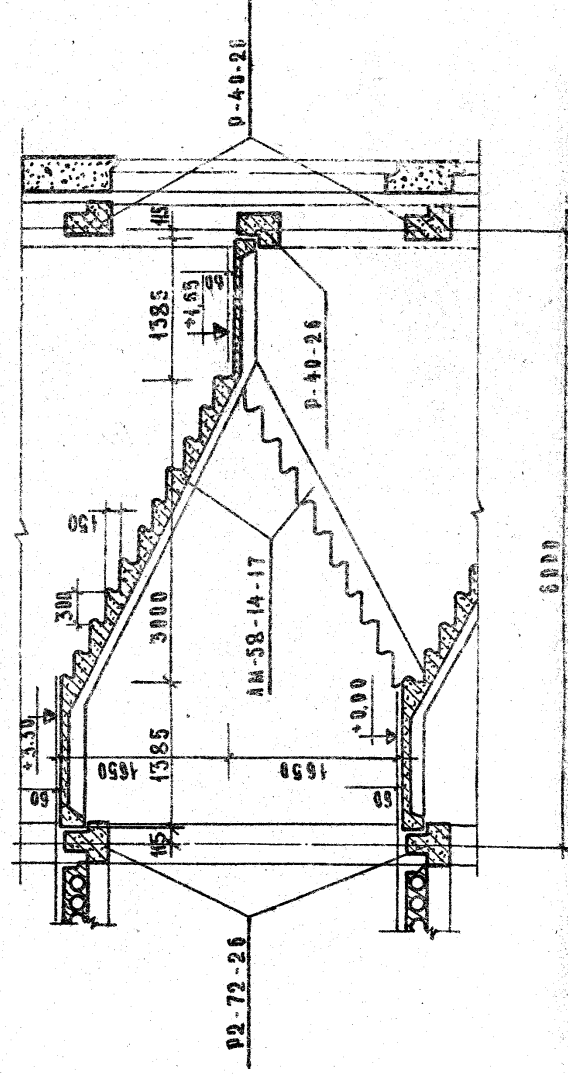
1. УЗЛЫ, НЕ ОТМЕЧЕННЫЕ НА ДАННОМ ЛИСТЕ, СМ. СЕРИЮ НИ-04-10 ВЕРХНЕГО

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИИ	НИ-04-0
1971	МАРКИРОВКА УЗЛОВ КАРКАСА	ВЫПУСК ЛИСТ



ЛЕСТНИЦА ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ

ЭТАЖА 3,30 М.

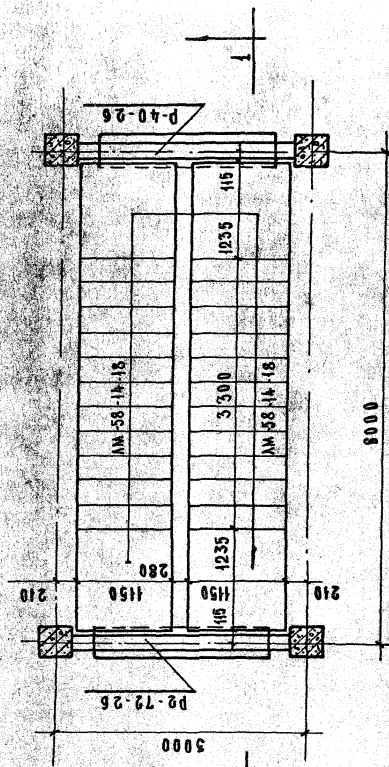


ПО 1-1

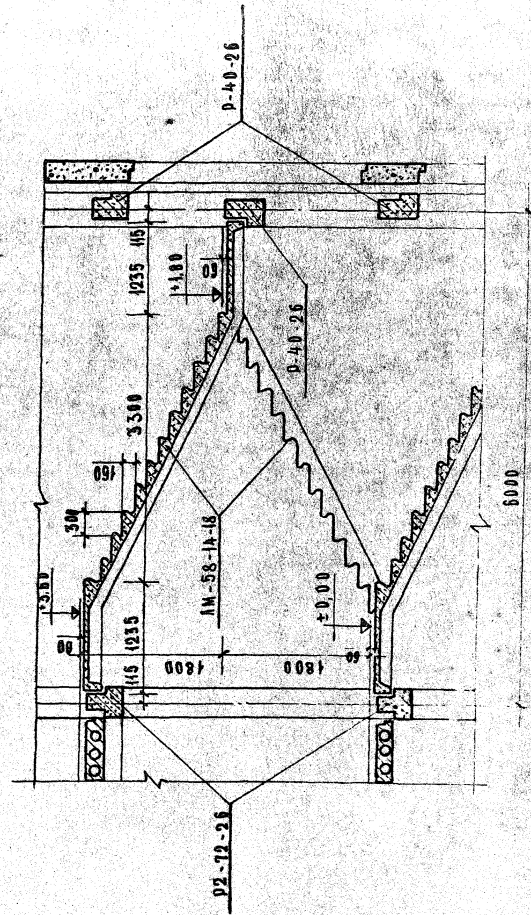
ПРИМЕЧАНИЯ:

1. ЛЕСТНИЧНЫЕ МАРШИ УКАЛЫВАЮТСЯ НА ПОДКЛ РИГЕЛЕЙ ПО СЛОЮ ЦЕМЕНТНОГО РАСТВОРА ТОЛЩИНОЙ 4СМ.
2. НАКАЛАННЫЕ ПРОСТУПИ НА СТУПЕНЬХ УКАЗАННО НЕ ПОКАЗАНЫ.
3. УЗАМ КРЕПЛЕНИЯ ОГРАЖДЕНИЯ К ЛЕСТНИЧНОМУ МАРШУ И ВЕРХНЕЙ ПЛОЩАДКЕ, НАКАЛАННУЮ ПОДСТУПЕЙ ВЫПОЛНИТЬ ВООБЩЕ НЕ ПОКАЗАНЫ.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕР
1971	МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТНИЧНЫХ МАРШЕЙ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,3 М.	ВЫПУС 4



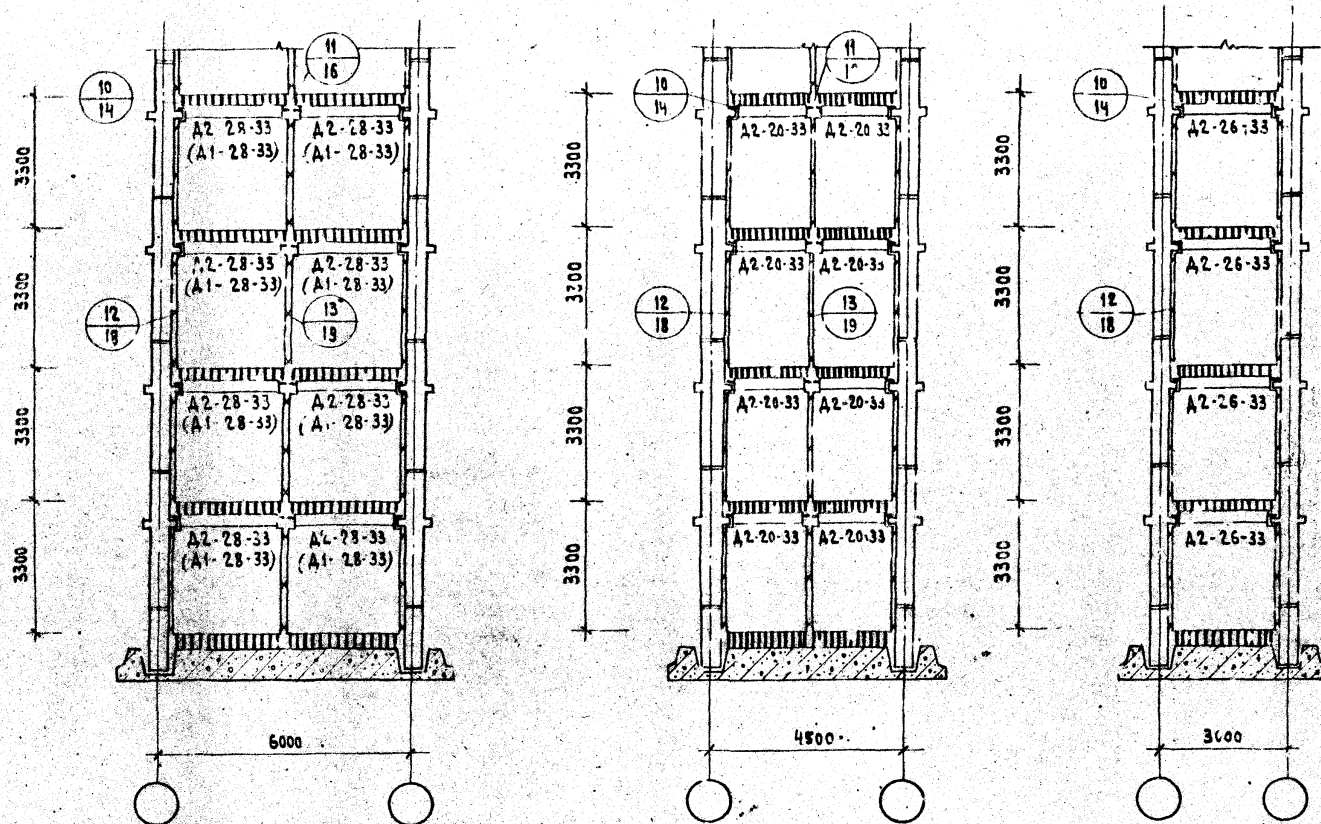
ЛЕСТНИЦА ДЛЯ ЗАДАНИЙ С ВЫСОТОЙ
ЭТАЖА 3,60 М



ПРИМЕЧАНИЕ:

1. ПРИМЕЧАНИИ СМ ЛИСТ 11.

И К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ.	СЕРИЯ ИИ-04-0
1971	МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТНИЧНЫХ МАРШЕЙ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,6 М.	ВЫПУСК 4
		ЛИСТ 12

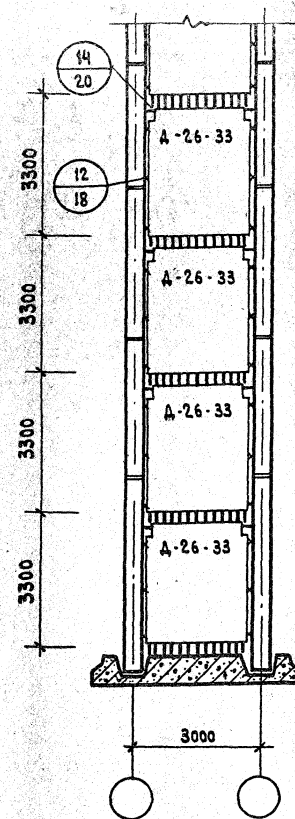
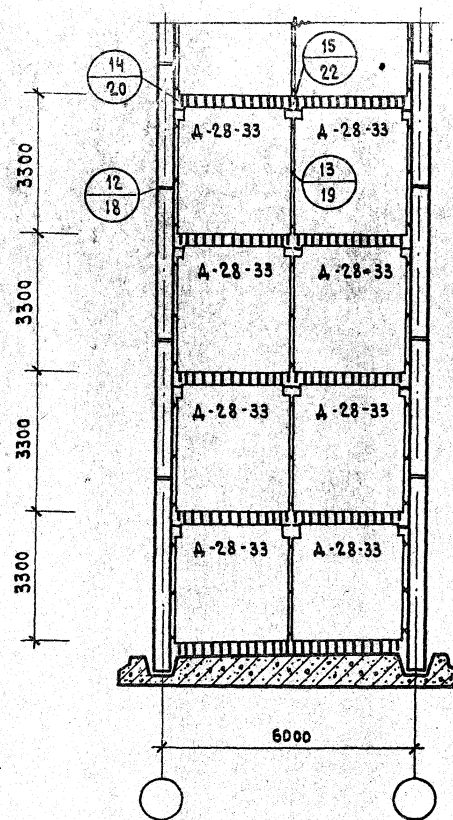


ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

ПРИМЕЧАНИЯ:

1. Узлы замаркированные на данном листе
см. серию ИИ-04-10 выпуск 3.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ
1971	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СПЛОШНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТИКОСТИ В ПЛОСКОСТИ РАМ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,3 м.	ИИ-04-0
	Выпуск	Лист
	4	14

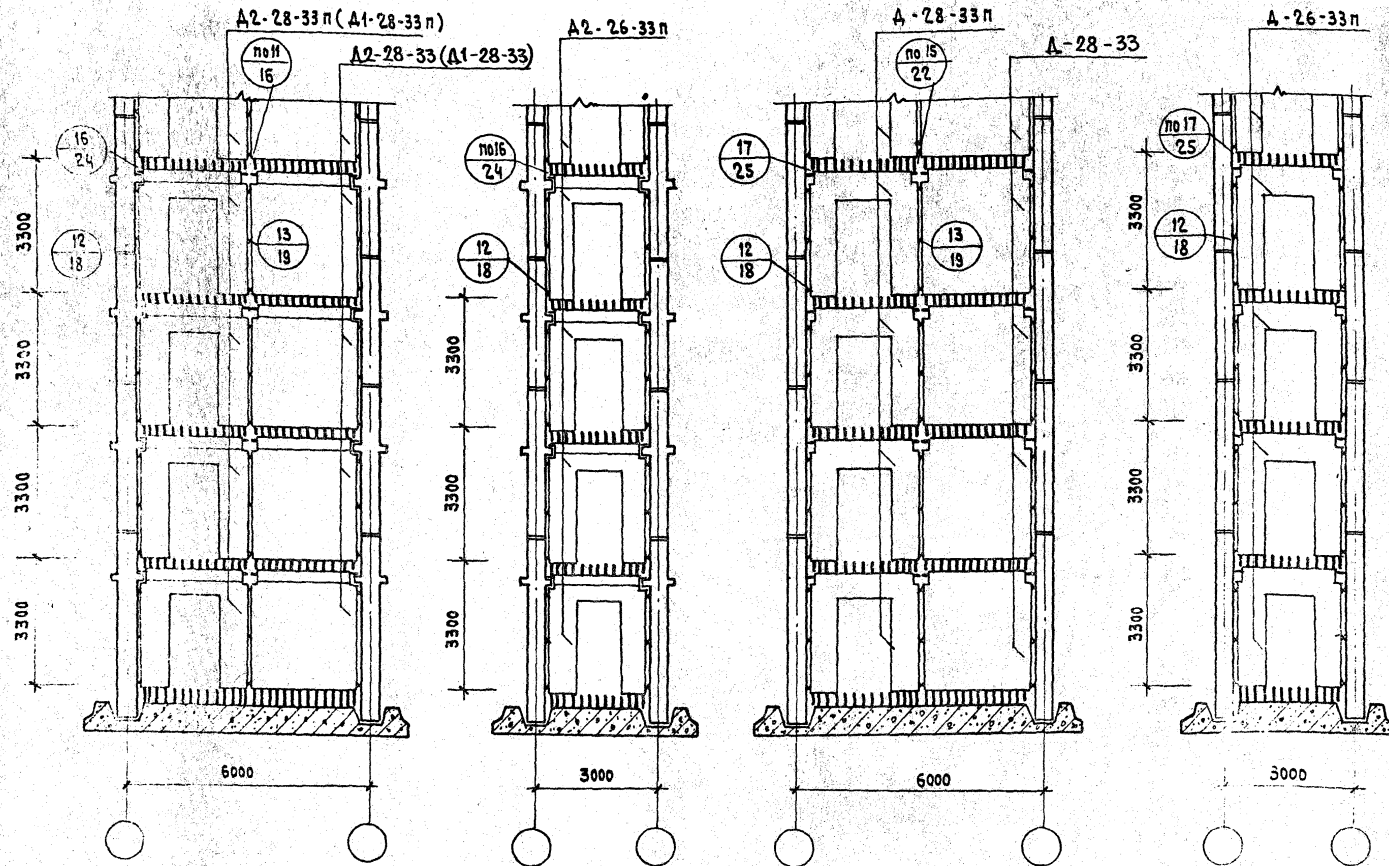


ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ ПЛОСКОСТИ РАМ

ПРИМЕЧАНИЕ :

1. Узлы замаркированные на данном листе
см. серию ИИ-04-10 выпуск 3.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕР ИИ -
1971	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СПЛОШНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫХ ПЛОСКОСТИ РАМ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3.3 М.	ВЫПУСК 4



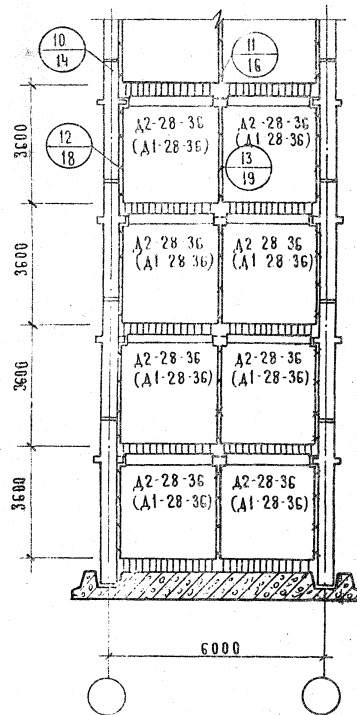
ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ
ПЛОСКОСТИ РАМ

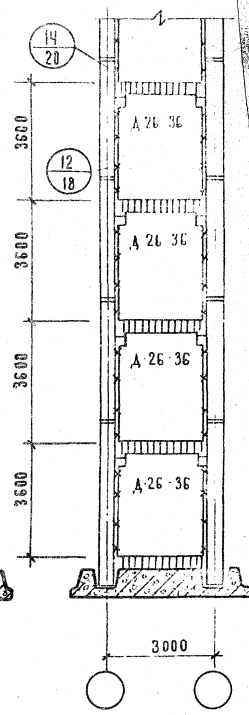
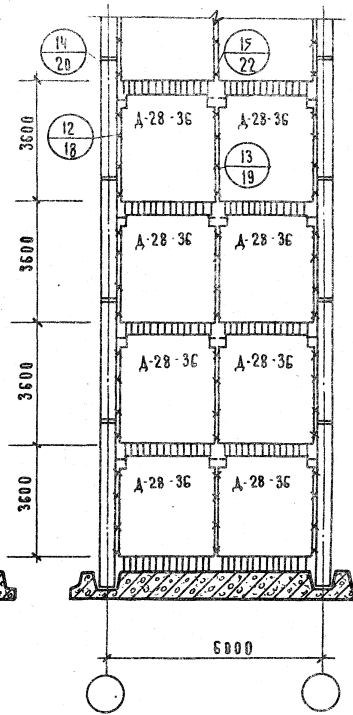
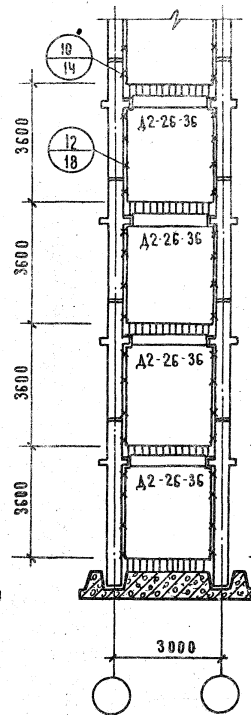
ПРИМЕЧАНИЕ:

1. Узлы замаркированные на данном листе
см. серию ИИ-04-10 выпуск 3

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-10
1971	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ С ПРОЕМАМИ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,3 М.	ВЫПУСК 3 18



ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

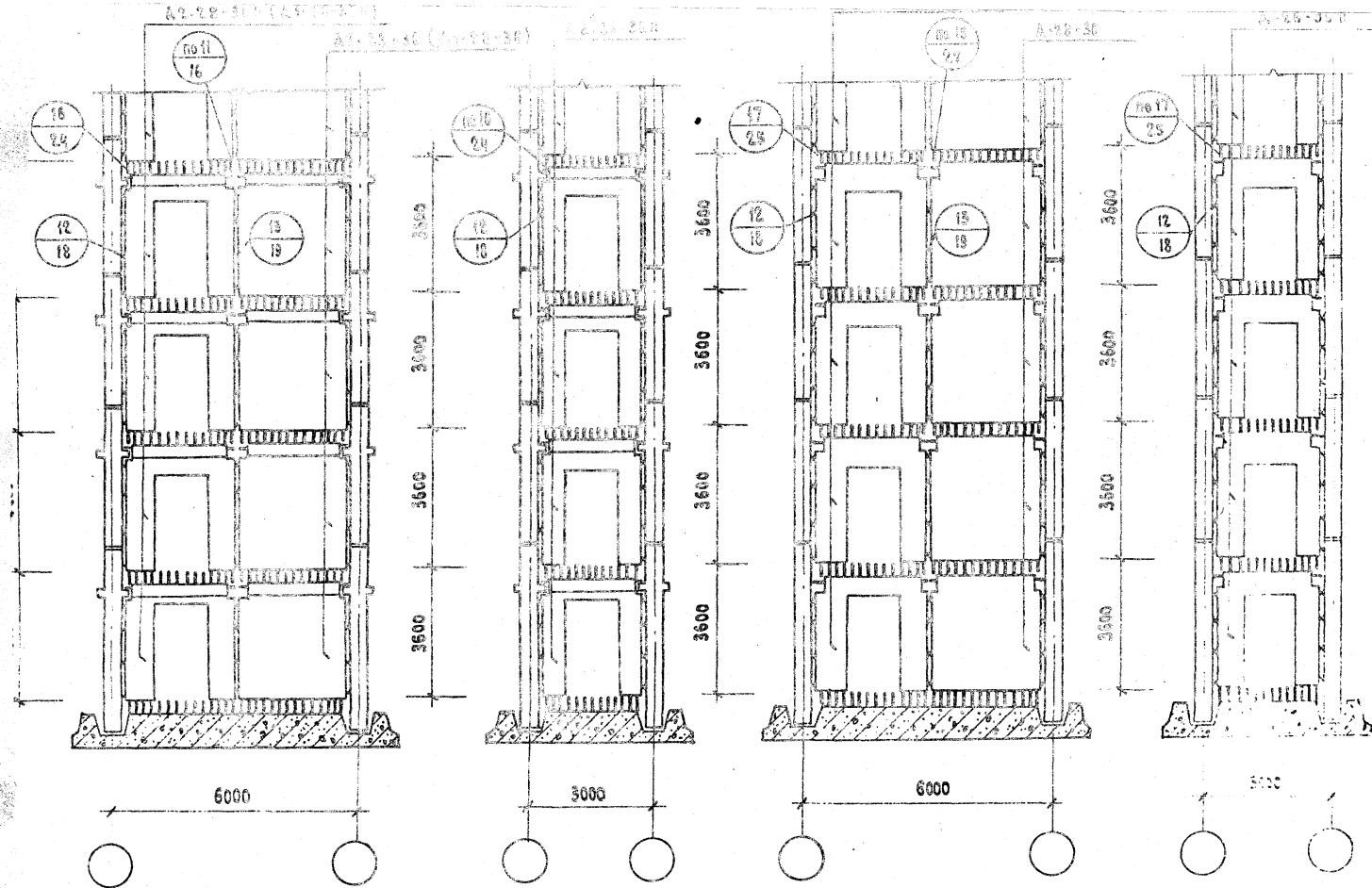


ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ ПЛОСКОСТИ РАМ

ПРИМЕЧАНИЕ:

1 УЗЛЫ ЗАМАРКИРОВАННЫЕ НА ДАННОМ ЛИСТЕ
СМ. СЕРИЮ ИИ-04-10 ВЫПУСК 3

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	И
1971	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СПЛОШНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,6 м	81



Диафрагмы в плоскости рам

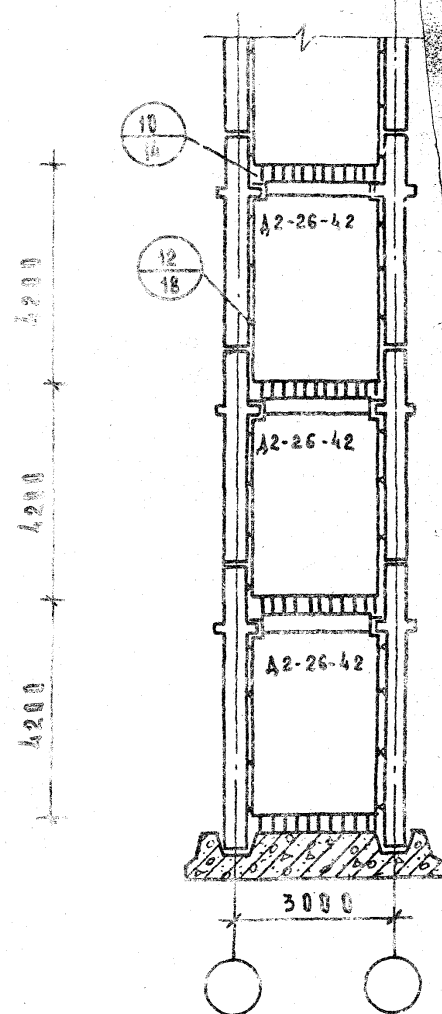
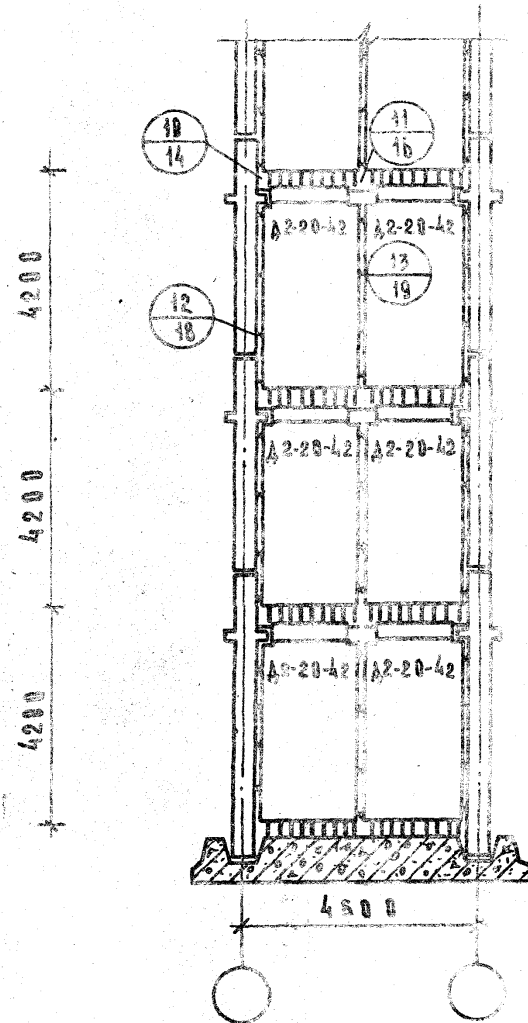
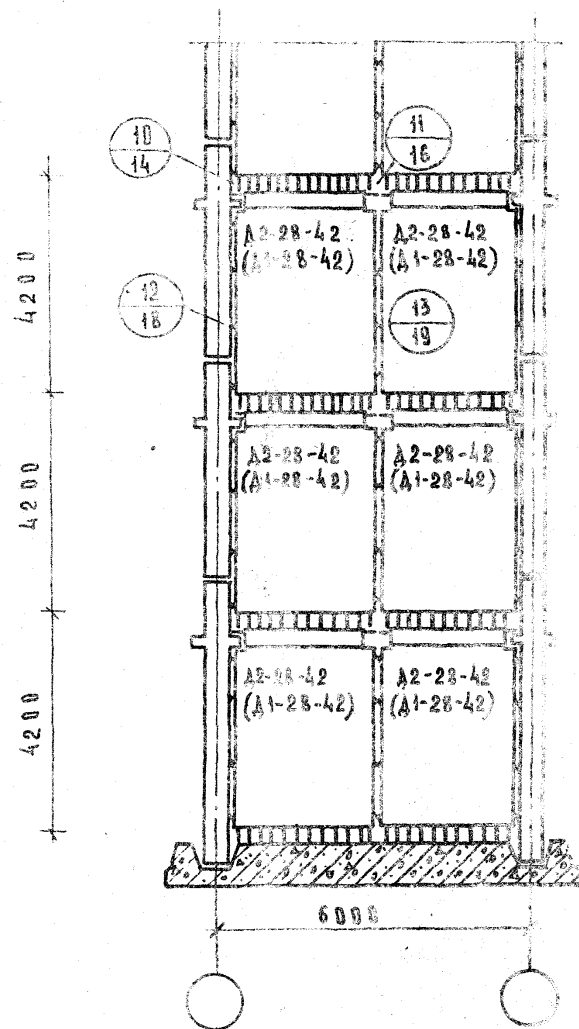
Диафрагмы перпендикулярные плоскости рам

ПРИМЕЧАНИЕ:

Узлы замаркированные на данном листе
- см. серию ИИ-04-10 выпуск 3

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-10	
1971	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ДИАФРАГМ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ С ПРОЕМАМИ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,6 м	ВЕРСИЯ	ЛИСТ
		4	18

УЗЛЫ СОЕДИНЕНИЯ
РАМ ГРУППЫ А

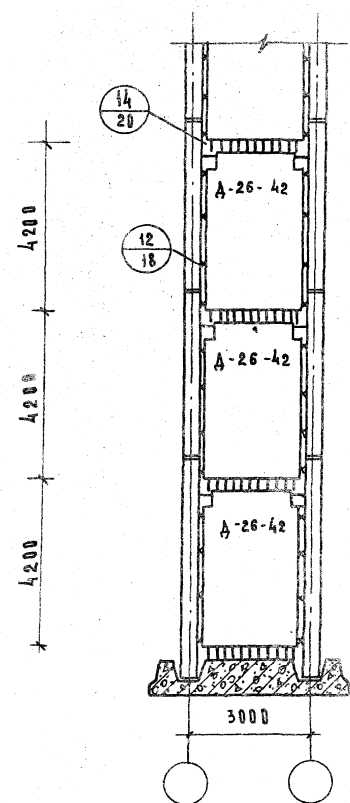
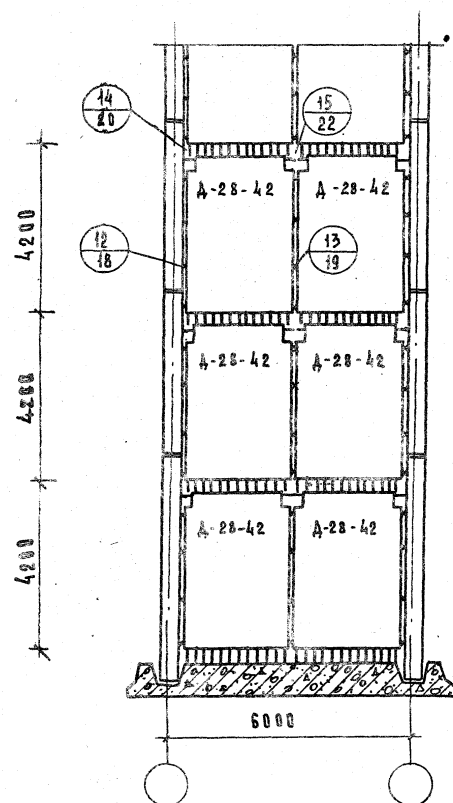


ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

ПРИМЕЧАНИЕ:

1. УЗЛЫ ЗАМАРКИРОВАННЫЕ НА ДАННОМ ЛИСТЕ
СМ. СЕРИЮ ЦИ-64-10 ВЫПУСК 2.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	И
1971	МОНТАЖНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ СПОСОБНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В ПЛОСКОСТИ РАМ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 4,2 М	23

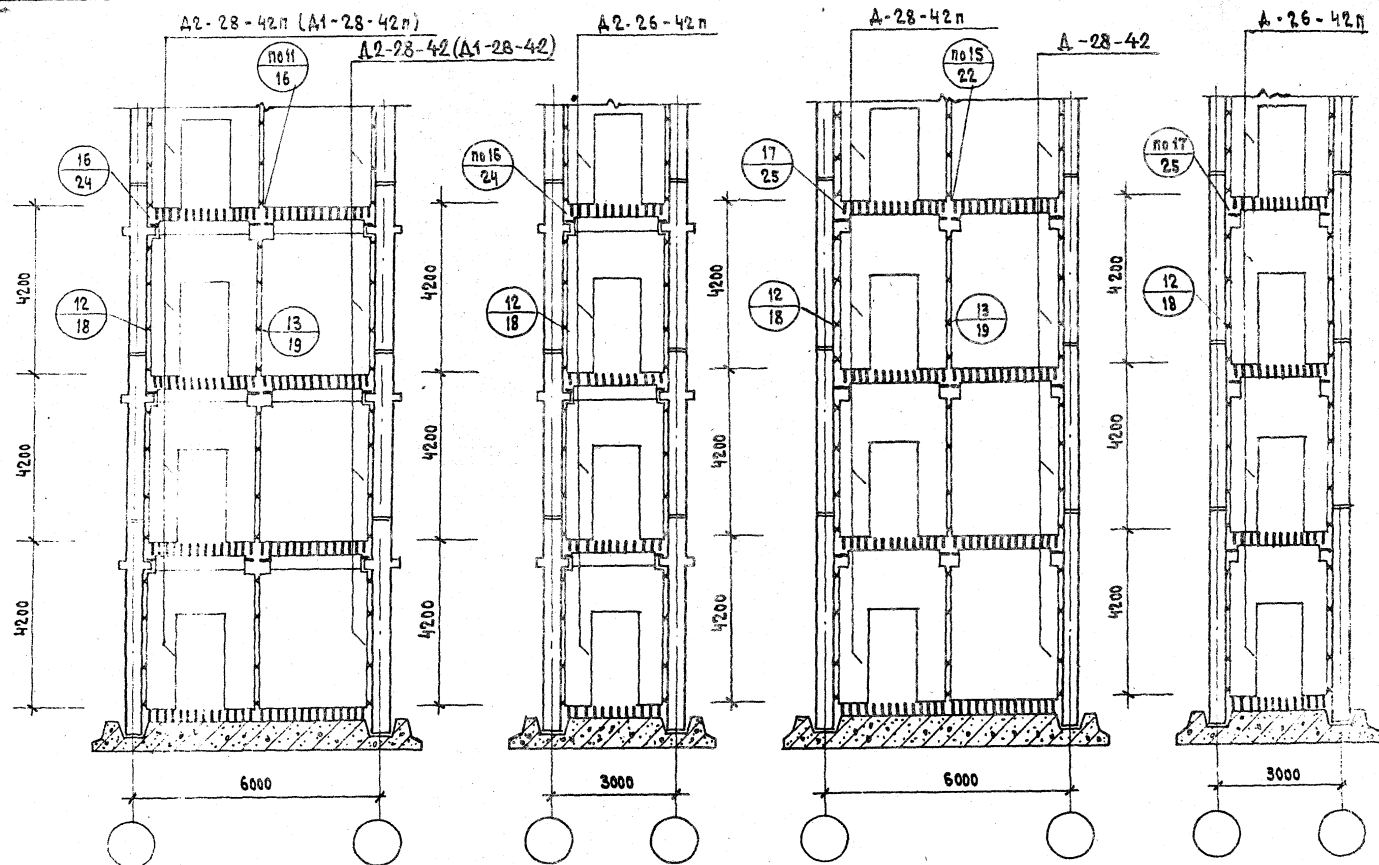


ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ ПЛОСКОСТИ РАМ

ПРИМЕЧАНИЕ:

1. УЗЛЫ ЗАМАРКИРОВАННЫЕ НА ДАННОМ ЛИСТЕ
СМ. СЕРИЮ ИИ-04-40 ВЫПУСК-3

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-40
1971	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СПЛОШНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫХ ПЛОСКОСТИ РАМ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 4,2м	ВЫПУСК 4
		ЛИСТ 20



ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ ПЛОСКОСТИ РАМ

ПРИМЕЧАНИЕ:

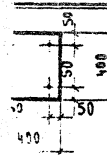
1. Узлы замаркированные на данном листе
см. серию ИИ-04-10 выпуск 3

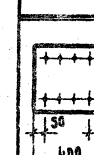
ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	№
1971	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ С ПРОЕМАМИ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 4,2 М.	Всего 4

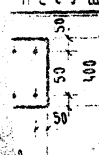
РАБОТА НА СЖИВ. СТЕПЕНЬ НАПРЯЖЕНИЯ В СТЕБЕЛАХ КОЛОНЫ
 РАБОТА НА СЖИВ. НА ЦЕНТРАЛЬНОМ СТЕБЕЛЕ

$$\sigma = \frac{R_d}{K_{\Delta\Delta}} = \frac{F}{K_{\Delta\Delta}} \cdot (R_{sp} \cdot F + R_{ac} \cdot F_{\Delta})$$

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

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЕБЛА КОЛОНЫ В ТН							
 ПРИ СЖИВ. АРМИРОВАННА	ПРИ РАБ. АР-РЕ СТЕБЛА	ϕ РАБ. АР-РН	20	28	32	36	40
	ПРИ БЕТОНЕ	$F_{\Delta} R_{\Delta}$	42.7	84.0	110.0	139.0	171.0
	МАТЕР. БЕТОНА	$R_{sp} \cdot F$					
	M-300	208.00	241.10	269.30	294.00	320.20	350.00
	M-400	272.00	291.00	328.20	352.10	379.00	408.00

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЕБЛА КОЛОНЫ В ТН							
 ПРИ СЖИВ. АРМИРОВАННА	ПРИ РАБ. АР-РЕ СТЕБЛА	ϕ РАБ. АР-РН	20	28	32	36	40
	ПРИ БЕТОНЕ	$F_{\Delta} R_{\Delta}$	42.7	84.0	110.0	139.0	171.0
	МАТЕР. БЕТОНА	$R_{sp} \cdot F$					
	M-300	208.00	271.00	348.00	393.00	446.00	523.00
	M-400	272.00	330.00	405.00	453.00	505.00	581.00

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЕБЛА КОЛОНЫ В ТН							
 ПРИ СЖИВ. АРМИРОВАННА	ПРИ РАБ. АР-РЕ СТЕБЛА	ϕ РАБ. АР-РН	20	28	32	36	40
	ПРИ БЕТОНЕ	$F_{\Delta} R_{\Delta}$	42.7	84.0	110.0	139.0	171.0
	МАТЕР. БЕТОНА	$R_{sp} \cdot F$					
	M-300	208.00	251.00	305.50	343.00	386.00	428.00
	M-400	272.00	310.00	366.10	403.00	442.00	487.00

ПРИМЕЧАНИЕ

РАСЧЕТ ПРОИЗВЕДЕН ПРИ $R_c = 4.2 \text{ МПа}$
 $\gamma = 0.96$
 $m_{\Delta\Delta} = 0.96$
 $K_{\Delta\Delta} = 1.04$

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЯ	4	20
1971	ТАБЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЕБЕЛ КОЛОНЫ	4	20

$$C_{Mn} = 0,8 \cdot C_{R_{Mn}} + K \cdot M \cdot R_{CET} \cdot F_8 + 0,8 \cdot R_{Mn} \cdot F_8 + R_{Mn} \cdot F_8$$

СТАНЬ ІСТОК КОСВІННОГО АРМІРОВАВАННЯ А-І

$$R_{\text{сш}} = 2100 \text{ кг/см}^2$$

СТАДЬ СЕЛОК КОСЬЕ ИНОГО АРМИРОВАННЯ А-І

$$R_{\text{CET}} = 2100 \text{ K} / \text{cm}^2$$

08 R_{NO} F₃ = 48, 101

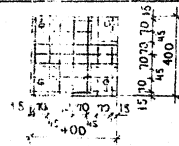


СХЕМА АРИМРОВАНИЯ, ВАРИАНТ I

ПРИ БЕТОНЕ ЗАМОНОЛИЧИВАНИЯ М-200, $R_{np} = 80 \text{ кг/см}^2$,
 $Q, R_{np}, F = 48,70 \text{ Т}$

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕР ИИ-
1971	ТАБЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОКОН. ВАРИАНТ I.	ВЫПУ 4

ТАБЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОЛОНН
(РАБОТАЮЩИХ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ). ВАРИАНТ I (СМ. СХЕМУ).

$$[N_n] = 0,8 \cdot C R_{np}(K) + K M R_{сет}] F_A + 0,8 \cdot R_{np} \cdot F_3 + R_A F_A$$

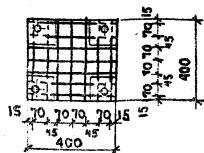
СТВОЛ КОЛОННЫ: БЕТОН М-400

СТАЛЬ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-II

$$R_{сет} = 2700 \text{ кг/см}^2$$

ПРИ РАБ. АР-РЕ СТЫКА		Ф РАБ. АР-РЫ	НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН				
ПРИ СЕТКЕ КОС. ВЕНН. АРМИРОВ.	Ф СЕТКИ	$0,8(R + K M R_c) F_A$	20	28	32	36	40
			42,7	84,0	110,0	139,0	171,0
ШАГ 6 см							
6		233,42	324,82	366,12	392,12	421,12	453,12
8		258,85	350,25	391,55	417,55	446,55	478,55
10		290,98	382,38	423,68	449,68	478,68	510,68
12		331,75	423,15	464,75	490,45	519,45	554,45
ШАГ 8 см							
6		214,63	306,03	347,33	373,33	402,33	434,33
8		243,81	335,21	376,51	402,51	431,51	463,51
10		267,60	359,00	400,30	426,30	455,30	487,30
12		297,97	389,37	430,67	456,67	485,67	517,67

ПРИ БЕТОНЕ ЗАМОНОЛИВАНИЯ М-200, $R_{np3} = 48,7 \text{ т}$



МА АРМИРОВАНИЯ, ВАРИАНТ - I

СТВОЛ КОЛОННЫ: БЕТОН М-300

СТАЛЬ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-II

$$R_{сет} = 2700 \text{ кг/см}^2$$

ПРИ РАБ. АР-РЕ СТЫКА		Ф РАБ. АР-РЫ	НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН				
ПРИ СЕТКЕ КОС. ВЕНН. АРМИРОВ.	Ф СЕТКИ	$0,8(R + K M R_c) F_A$	20	28	32	36	40
			42,7	84,0	110,0	139,0	171,0
ШАГ 6 см							
6		206,54	297,94	339,24	365,24	394,24	426,24
8		231,60	323,00	364,30	390,30	419,30	451,30
10		264,09	355,49	396,79	422,79	451,79	483,79
12		304,87	396,27	437,57	463,57	492,57	524,57
ШАГ 8 см							
6		187,75	279,15	320,45	346,45	375,45	407,45
8		216,92	308,32	349,62	375,62	404,62	436,62
10		240,72	332,12	373,42	399,42	428,42	460,42
12		271,09	362,49	403,79	429,79	458,79	490,79

ПРИ БЕТОНЕ ЗАМОНОЛИВАНИЯ М-200 $R_{np3} = 48,7 \text{ т}$

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04
1971	ТАБЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОЛОНН. ВАРИАНТ I.	ВЫПУСК 4

ТАБАЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОЛОНН
(РАЗВСТАЮЩИХ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ) ВАРИАНТ I (СМ. СХЕМУ)

$$C_{\Sigma} = 0,8 [R_{\text{сст}} (n) + K_{\text{м}} \cdot R_{\text{сст}}] \cdot F_{\Sigma} + 0,8 \cdot R_{\text{пр}} \cdot F_{\Sigma} + R_{\text{д}} \cdot F_{\Sigma}$$

СТВОЛА КОЛОННЫ БЕТОН М-400

СТАЛЬ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-III

$R_{\text{сст}} = 3400 \text{ кг/см}^2$

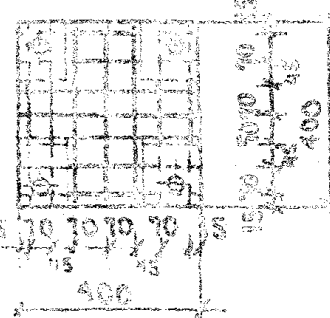
СТВОЛА КОЛОННЫ БЕТОН М-300

СТАЛЬ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-III

$R_{\text{сст}} = 3400 \text{ кг/см}^2$

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА			В ТН				
ПРИ РАБ. АР-РЕ СЕТКА КОС-ВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ		Ф РАБ АР-РЫ	20	28	32	36	40
СЕТКИ	0,8(R+K _м)F _с	F _с R _с	42,7	84,0	110,0	139,0	171,0
			ШАГ 6 СМ				
6	284,30		355,70	397,00	423,00	452,00	484,00
8	296,35		387,75	429,05	455,05	484,05	516,06
10	336,80		428,20	469,50	495,50	524,50	556,50
12	388,14		479,54	520,84	546,84	575,84	607,84
			ШАГ 8 СМ				
6	240,65		352,05	373,35	399,35	428,35	460,35
8	277,40		368,80	410,10	436,10	465,10	497,10
10	307,36		398,76	440,06	466,06	495,06	527,06
12	348,59		436,99	478,29	504,29	533,29	565,30

ПРИ БЕТОНЕ ЗАМОНОЛИЧЕНАЯ М-200, $R_{\text{пр}} = 80 \text{ кг/см}^2$
0,8 R_{пр}, F_с = 48,77



НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА			В ТН				
ПРИ РАБ. АР-РЕ СЕТКА КОС-ВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ			20	28	32	36	40
РАБ. АР-РЫ			42,7	84,0	110,0	139,0	171,0
F _с R _с							
0,8(R+K _м)F _с							
ШАГ 6 СМ							
6	237,44		328,84	370,14	396,14	425,14	457,14
8	269,50		360,90	402,20	428,20	457,20	489,20
10	309,90		401,30	442,60	468,60	497,60	529,60
12	361,30		452,70	494,00	520,00	549,00	581,00
ШАГ 8 СМ							
6	215,77		305,17	346,47	372,47	401,47	433,47
8	260,32		341,92	383,22	409,22	438,22	470,22
10	280,48		371,88	413,18	439,18	468,18	500,18
12	318,72		410,12	451,42	477,42	506,42	538,42

ПРИ БЕТОНЕ ЗАМОНОЛИЧЕНАЯ М-200, $R_{\text{пр}} = 80 \text{ кг/см}^2$
0,8 R_{пр}, F_с = 48,77

ТАБЛИЦА СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОЛОНИ
РАБОТАЮЩИХ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ (ВАРИАНТ II) (СМ. СХЕМУ)

$\sigma_{сж} = 0,8 \cdot R_{сж} \cdot K_{сж} \cdot R_{сж} \cdot F_{сж} + 0,8 \cdot R_{сж} \cdot F_{сж} \cdot F_{сж}$

СТУБКА КОЛОНИ БЕТОН М-400
СТАЛЬ СЕТКА КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-II

$R_{сж} = 2100 \text{ кг/см}^2$

СТУБКА КОЛОНИ БЕТОН М-500
СТАЛЬ СЕТКА КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-II

$R_{сж} = 2700 \text{ кг/см}^2$

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН						
РРМ РАС АР-РЕ СТУБКА	Ф АР-РМ $F_a R_w$	20	28	32	36	40
СЕТКА КОС- ВЕННОГО АРМИРОВА		42.7	84.0	110.0	139.0	171.0
Ф СЕТКА	$0,8/R_{сж} \cdot K_{сж} \cdot R_{сж} \cdot F_{сж}$	ШАГ 6 CM				
6	264.91	369.31	390.61	410.61	445.61	477.61
8	294.61	379.21	420.51	446.51	475.51	501.51
10	353.32	417.12	459.02	485.02	514.02	546.02
12	380.71	465.11	506.41	532.41	561.41	593.41
		ШАГ 8 CM				
6	250.79	335.19	376.49	401.49	431.49	463.49
8	277.19	361.89	403.19	429.19	458.19	489.19
10	307.02	391.42	432.72	458.72	487.72	519.72
12	341.89	426.29	467.59	493.59	522.59	554.59

ПРМ СЕТКА КОС- ВЕННОГО АРМИРОВА		НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН					
		ПРМ РАС. АР-РЕ СТУБКА	20	28	32	36	40
		Ф АР-РМ $F_a R_w$	42.7	84.0	110.0	139.0	171.0
Ф СЕТКА	$0,8/R_{сж} \cdot K_{сж} \cdot R_{сж} \cdot F_{сж}$	ШАГ 6 CM					
6	234.57	318.97	360.27	386.27	415.27	447.27	
8	254.47	348.87	390.17	416.17	445.17	477.17	
10	302.99	387.39	428.69	454.69	483.69	515.69	
12	350.57	434.77	476.07	502.07	531.07	563.07	
		ШАГ 8 CM					
6	200.45	304.85	346.15	372.15	401.15	433.15	
8	241.16	331.56	372.86	398.86	427.86	458.86	
10	276.69	366.69	402.39	428.39	457.39	489.39	
12	311.58	395.58	437.26	463.26	492.26	524.26	

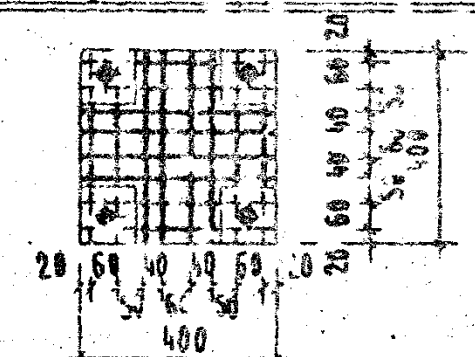
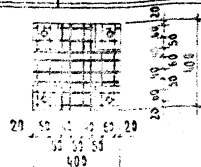


СХЕМА АРМИРОВАНИЯ ВАРИАНТ II

КОЛОНЫ БЕТОН М-400
СЕТКА КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-III
 $R_{сет} = 3400 \text{ кг/см}^2$

ПРИ РАБ. АР-РЕ СЕТКА КОСВЕННОГО АРМИР.		НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН.				
ПРИ РАБ. АР-РЕ СЕТКА КОСВЕННОГО АРМИР.		20	28	32	36	40
СЕТКА $0.8(R_{нп} + KMR_c)/F_n$		42.7	84.0	110.0	139.0	171.0
ШАГ 6 CM						
5	300.17	384.57	427.87	451.87	480.87	512.87
8	337.82	422.22	453.52	489.52	518.52	550.52
10	386.52	470.72	512.02	538.02	567.02	599.02
12	445.98	530.38	571.68	597.68	626.68	658.68
ШАГ 8 CM						
5	282.39	366.79	408.09	434.09	463.09	495.09
8	316.02	400.42	441.72	467.72	496.72	528.72
10	353.20	437.60	478.90	504.90	533.90	565.90
12	397.12	481.52	522.82	538.82	577.82	609.82



АРМИРОВАНИЯ ВАРИАНТ II

СТУПА КОЛОНЫ БЕТОН М-300
СТАЛЬ СЕТКА КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-III
 $R_{сет} = 3400 \text{ кг/см}^2$

ПРИ РАБ. АР-РЕ СЕТКА КОСВЕННОГО АРМИР.		НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН.				
ПРИ РАБ. АР-РЕ СЕТКА КОСВЕННОГО АРМИР.		20	28	32	36	40
СЕТКА $0.8(R_{нп} + KMR_c)/F_n$		42.7	84.0	110.0	139.0	171.0
ШАГ 6 CM						
6	269.84	354.24	395.24	421.54	450.54	482.54
8	308.9	393.3	434.6	460.6	489.6	521.6
10	355.98	440.38	481.68	507.68	536.68	568.68
12	415.65	500.05	541.35	567.35	596.35	628.35
ШАГ 8 CM						
6	153.46	237.86	279.16	305.16	334.16	366.16
8	285.68	370.08	411.38	457.38	466.38	498.38
10	322.86	407.26	448.56	474.56	503.56	535.56
12	368.19	452.59	494.89	519.89	548.89	580.89

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	ЛИСТ
1971	ТАБЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОЛОН. ВАРИАНТ II.	ИИ 04 0
		4 28

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ ПО Ж.Б. ПЛАТАМ НА 1м² ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2^{ГО} СВЕРХУ ЭТАЖА.

КОЛ-ВО ПРОЛЕТОВ	АРМИРОВАНИЕ	Б Е Т О Н В м ³									СТАЛЬ (НАТУРАЛЬНАЯ) КГ		
		РАСЧЕТНЫЕ УНИФИЦИРОВАННЫЕ НАГРУЗКИ, КГ/м ²									РАСЧЕТНЫЕ УНИФИЦИРОВАННЫЕ НАГРУЗКИ, КГ/м ²		
		450			800			1250			450	800	1250
		СБОРН.	МОНОЛИТ	ВСЕГО	СБОРН.	МОНОЛИТ	ВСЕГО	СБОРН.	МОНОЛИТ	ВСЕГО			
Б+Б	НАПРЯЖ.	0,116		0,116	0,116		0,116	0,105	0,004	0,109	5,85	6,87	7,

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА 1м² ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2^{ГО} СВЕРХУ ЭТАЖА ПО Ж.Б. ПЛАТАМ ПРИ РАСЧЕТНЫХ НАГРУЗКАХ 450 КГ/м² И 800 КГ/м² ПРИНЯТ ПО СЕРИИ ЦИ-04-0 ВЫПУСК 2, ПРИ РАСЧЕТНОЙ НАГРУЗКЕ 1250 КГ/м² РАСХОД ПОДСЧИТАН ПО ПЛАТАМ СЕРИИ ЦИ-04-14 ВЫПУСК 3.

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА Ж.Б. РИГЕЛИ, КОЛОННЫ И ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ НА 1м² ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2^{ГО} СВЕРХУ ЭТАЖА.

КОЛ-ВО ПРОЛЕТОВ	АРМИРОВАНИЕ	Б Е Т О Н В м ³									СТАЛЬ (НАТУРАЛЬНАЯ) КГ		
		РАСЧЕТНЫЕ УНИФИЦИРОВАННЫЕ НАГРУЗКИ, КГ/м ²									РАСЧЕТНЫЕ УНИФИЦИРОВАННЫЕ НАГРУЗКИ, КГ/м ²		
		450			800			1250			450	800	1250
		СБОРН.	МОНОЛИТ	ВСЕГО	СБОРН.	МОНОЛИТ	ВСЕГО	СБОРН.	МОНОЛИТ	ВСЕГО			
Б+Б	НЕ НАПРЯЖ.	0,054	0,002	0,056	0,058	0,002	0,060	0,079	0,002	0,081	8,10	9,25	17,0

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА 1м² ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ НА Ж.Б. РИГЕЛИ ПРИНЯТ ПО СЕРИИ ЦИ-04-3 ВЫПУСК 3, НА Ж.Б. КОЛОННЫ ПО СЕРИИ ЦИ-04-2 ВЫПУСК 3, НА Ж.Б. ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ ПО СЕРИИ ЦИ-04-6 ВЫПУСК 3. ОБЪЕМ БЕТОНА Ж.Б. ИЗДЕЛИЙ ПОДСЧИТАН ПО ГЕОМЕТРИЧЕСКИМ РАЗМЕРАМ БЕЗ ВЫЧЕТА ОБЪЕМА АРМАТУРЫ.

СУММАРНЫЙ РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА Ж.Б. ЭЛЕМЕНТЫ НА 1м² ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2^{ГО} СВЕРХУ ЭТАЖА.

КОЛ-ВО ПРОЛЕТОВ	АРМИРОВАНИЕ	Б Е Т О Н В м ³									СТАЛЬ (НАТУРАЛЬНАЯ) КГ		
		РАСЧЕТНЫЕ УНИФИЦИРОВАННЫЕ НАГРУЗКИ, КГ/м ²									РАСЧЕТНЫЕ УНИФИЦИРОВАННЫЕ НАГРУЗКИ, КГ/м ²		
		450			800			1250			450	800	1250
		СБОРН.	МОНОЛИТ	ВСЕГО	СБОРН.	МОНОЛИТ	ВСЕГО	СБОРН.	МОНОЛИТ	ВСЕГО			
Б+Б	НАПРЯЖ.	0,170	0,002	0,172	0,174	0,002	0,176	0,184	0,006	0,190	13,95	16,12	24,0

ПРИМЕЧАНИЕ: ПОДСЧЕТ РАСХОДА МАТЕРИАЛОВ ПРОИЗВЕДЕН ДЛЯ 2^Х ПРОЛЕТНОГО ЗАДАНИЯ В 10 ЭТАЖЕЙ С ПОПЕРЕЧНЫМ КАРКАСОМ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖЕЙ 3,3 м, ВО II РАЙОНЕ СССР ПО СКОРОСТНОМУ НАПОРУ ВЕТРА ПО СРЕДНЕЙ СЕКЦИИ ДАННОЙ БМ.

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ.
1971	ПОКАЗАТЕЛИ РАСХОДА МАТЕРИАЛОВ.