

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ  
И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ДЕТАЛИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

ИИ-О4

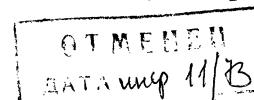
СБОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ЗДАНИЙ КАРКАСНОЙ КОНСТРУКЦИИ

СЕРИЯ ИИ-О4-О

**УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ**

Выпуск 4

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО  
КАРКАСА С КОЛОННАМИ СЕЧЕНИЕМ  $40 \times 40$  см



УТВЕРЖДЕНЫ  
28 ЯНВАРЯ 1972 г.  
Государственным комитетом  
по гражданскому строительству  
и архитектуре при Госстрое СССР  
Приказ № 9

РАЗРАБОТАНЫ  
ЦНИЭП  
торгово-бытовых  
зданий и туристских  
комплексов совместно  
с НИИЖБ Госстрой СССР и  
МЦСИ им. Куйбышева

РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ

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.

КОНСАКРОВА Н.А. НИК. ОГЛАДА  
Г. МОСКОВА 1971

ИИ-04

13. ИИ-04-8 Выпуск 3

14. ИИ-04-10 Выпуск 3

ЗАКАДНЫЕ ДЕТАЛИ И СВЕДИЧИТЕЛЬНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ  
ДЛЯ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА.  
МОНТАЖНЫЕ ЧУЗЫ И ДЕТАЛИ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА  
КОЛОННАМИ СЕЧЕНИЕМ 40x40 см.

ПЕРЕЧЕНЬ СЕРИЙ И ВЫПУСКОВ РАБОЧИХ ЧЕРТЕЖЕЙ СТАЛЬНЫХ ФОРМ  
ИЗГОТОВЛЕНИЯ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С КОЛОННАМИ СЕЧЕНИЕМ 40x40 см.

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.

Т.К.  
1971

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ  
ПЕРЕЧЕНЬ СЕРИЙ И ВЫПУСКОВ

Разделы		Лист. Стр.
СЕРЕЧЕНЬ СЕРГЕЙ ИЛЬИЧ		
СОДЕРЖАНИЕ	1	
ПОХОДИТЕЛЬНАЯ ЗАДАЧА	4-23	
СХЕМЫ ЗАГРУЖЕНИЯ ПОКРЫТИЙ РАМ КАРКАСА. Г.3	30-32	
ТАБЛИЦА ГОРizontalьных ВЕТРОВЫХ НАГРУЗОК.	4-5	
РАСЧЕТНЫЕ НАГРУЗКИ НА РИГЕЛАХ РАМ И ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ ОТ ВЕСА МЕРИНЖИХ СТЕН.	6	33
ЗНАЧЕНИЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ КОМПЛЕКТОВ ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ СТАЖА 3,6М.	7	35
ЗНАЧЕНИЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ МОМЕНТОВ ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ СТАЖА 3,6М.	8	37
ЗНАЧЕНИЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ МОМЕНТОВ ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ СТАЖА 4,2М.	9	38
МАРКИРОВКА УЗЛОВ КАРКАСА.	10	39
МОНТАЖНАЯ СХЕМА АЕСТИЧЕСКИХ МАРИКЕЙ ПРИ ВЫСОТЕ СТАЖА 3,6М.	11	40
МОНТАЖНАЯ СХЕМА АЕСТИЧЕСКИХ МАРИКЕЙ ПРИ ВЫСОТЕ СТАЖА 3,6М.	12	41
МОНТАЖНАЯ СХЕМА АЕСТИЧЕСКИХ МАРИКЕЙ ПРИ ВЫСОТЕ СТАЖА 4,2М.	13	42
МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СЛОШНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В ПЛОСКОСТИ РАМ ПРИ ВЫСОТЕ СТАЖА 3М.	14	43
МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СЛОШНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ, ВЕРГЕНАНКУАРКИХ ПЛОСКОСТЕЙ РАМ ПРИ ВЫСОТЕ СТАЖА 3,6М.	15	44
МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ С ПРОБЕМАМИ ПРИ ВЫСОТЕ СТАЖА 3,6М.	16	45

МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СЛОШНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ ПРИ ВЫСОТЕ СТАЖА 3,6 М.	17	46
МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ С ПРОБЕМАМИ ПРИ ВЫСОТЕ СТАЖА 3,6 М.	18	47
МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СЛОШНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В ПЛОСКОСТИ РАМ ПРИ ВЫСОТЕ СТАЖА 4,2М.	19	48
МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СЛОШНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ, ВЕРГЕНАНКУАРКИХ ПЛОСКОСТЕЙ РАМ ПРИ ВЫСОТЕ СТАЖА 4,2М.	20	49
МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ С ПРОБЕМАМИ ПРИ ВЫСОТЕ СТАЖА 4,2М.	21	50
ТАБЛИЦЫ КИСУЧЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОДОНН.	22	51
ТАБЛИЦЫ КИСУЧЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОДОНН. ВАРИАНТ I.	23-25	52-54
ТАБЛИЦЫ КИСУЧЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОДОНН. ВАРИАНТ II.	26-28	55-57
ПОКАЗАТЕЛИ РАСХОДА МАТЕРИАЛОВ.	29	58

TK	Стандарты, по применению издалис.	СЕРИЯ ЦИ-04-0
1071	СОДЕРЖАНИЕ.	БОЛУС АЛОС

РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ УНИФИЦИРОВАННЫХ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА  
СЕРИИ НИ-04, РАЗРАБОТАНЫ НА ОСНОВАНИИ ЗАДАНИЯ НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ,  
УТВЕРДЖЕННОГО ГОСУДАРСТВЕННЫМ МИНИСТЕРСТВОМ СССР №210-69г.

СВЯЗЕВЫЙ КАРКАС ПРЕДНАЗНАЧЕН ДЛЯ ПРИМЕНЕНИЯ В ПРОЕКТИРОВАНИИ  
И СТРОИТЕЛЬСТВЕ ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ И ЗДАНИЙ АДМИНИСТРАТИВНО-ВЫПО-  
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 НИ-04, С КОЛОННАМИ СЕЧЕНИЕМ  
40x40 см.

### Основные характеристики каркаса

КАРКАС РАЗРАБОТАН ПО СВЯЗЕВОЙ СХЕМЕ. В ПЛОСКОСТИ РАМ КАРКАСА  
ГИРЗИОНТАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ ВОСПРИНИМАЮТСЯ ЭЛЕМЕНТАМИ ЖЕРТВОСТИ, В  
КАЧЕСТВЕ КОТОРЫХ ПРЕДСМОТРЕНЫ СБОРНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ДИАФРАГМЫ.  
В КОНКРЕТНЫХ ПРОЕКТАХ ВОЗМОЖНО ТАКЖЕ УСТРОЙСТВО ДИАФРАГМ ЖЕРТВОСТИ  
ИЗ МОНОЛИТИЧЕСКОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА, КИРПИЧА И ДРУГИХ МАТЕРИАЛОВ, КОНСТРУК-  
ТИВНЫЕ ПАРАМЕТРЫ КОТОРЫХ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ РАСЧЕТОМ, ПРИ ОБЕСПЕЧЕНИИ  
ЖАДЖНОЙ (РАСЧЕТНОЙ) СВЯЗИ ИХ С ЭЛЕМЕНТАМИ КАРКАСА.

СЕТКА ХОДОВЫХ КАРКАСА ПРИНЯТА 6180x8450x8450. УСТАНОВКА ЗДАНИЯ  
ОГРАНИЧИВАЕТСЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТЬЮ ХОДОВЫХ НА ВЕРТИКАЛЬНОМ НАГРУЗКЕ.

ВЫСОТЫ ЭТАЖЕЙ ПРИНЯТЫ 3,3м, 3,6м И 4,2м. ДОВОЛНОСТАВЛЯЕТСЯ  
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-62 „НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ“ И СН 382-67 „УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ  
УНИФИЦИРОВАННЫХ НАГРУЗОК ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ТИПОВЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
КОНСТРУКЦИЙ ДЛЯ СБОРНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ И ПОКРЫТИЙ ЗДАНИЙ“. УНИФИЦИРОВАН-  
НЫЕ РАСЧЕТНЫЕ НАГРУЗКИ НА ПЕРЕКРЫТИЯХ ПРИНЯТЫ: 450, 600, 800 И 1250  
КГ/КВ.М.

ВЕС СНЕГОВОГО ПОХРОВА ПРИНЯТ ДЛЯ IV РАЙОНА ТЕРРИТОРИИ СССР ВО  
СНиП II-A, II-62.

СКОРОСТНОЙ НАПОР ВЕТРА ПРИНЯТ ДЛЯ I-II РАЙОНОВ ТЕРРИТОРИИ СССР  
ПО СНиП II-A, II-62. КАРКАС ЗАПРОЕКТИРОВАН ДЛЯ ЗДАНИЙ I-II СТЕПЕНИ  
ОГНЕСТОЙКОСТИ ПО СНиП II-A, 5-70.

А) **Фундаменты**. Серия НИ-04-1, выпуск 3. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ФУН-  
ДАМЕНТЫ ЗАПРОЕКТИРОВАНЫ СТАКАННОГО ТИПА НА НОРМАТИВНОЕ СОПРОТИВЛЕНИЕ  
ДО 2,5 КГ/КВ. СМ. В АЛЬБОМ ВКЛЮЧЕН ТАКЖЕ БАШМАК БК-14 ИЗ АЛЬБО-  
МИ - 04-1 ВЫПУСК 2

БАШМАК БК-14 СТАКАННОГО ТИПА РАССЧИТАН НА УСТАНОВКУ ЕГО  
ФУНДАМЕНТАМ, ОПРЕДЕЛЯЕМЫМ ПРОЕКТОМ ЗДАНИЯ

б) **Колонны**. Серия НИ-04-2, выпуск 3, выпуск 4, выпуск 5,  
ЧАСТЬ I И ЧАСТЬ II. КОЛОННЫ СЕЧЕНИЕМ 40x40 см ЗАПРОЕКТИРОВАНЫ  
ВЫСОТУ ЭТАЖЕЙ 3,3м; 3,6м; 4,2м И ДЛЯ ТЕХНИЧЕСКОГО ЭТАЖА 2,4м.

ДЛЯ ВЕРХНЕГО И НИЖНЕГО ЭТАЖЕЙ КОЛОННЫ ЗАПРОЕКТИРОВАНЫ ОД-  
НИМИ. ДЛЯ ВЕРХНИХ ЭТАЖЕЙ В ДВУХ ВАРИАНТАХ: ОДНОЭТАЖНЫЕ И ДВУХЭ-  
ТАЖНЫЕ. В КОМПЛЕКСЕ СРЕДНИХ КОЛОНН ОДНОЭТАЖНОЙ РАЗРЕЗКИ Д-  
ВОЗМОЖНОСТЬ КОМПОНОВАТЬ ЗДАНИЕ С РАЗНЫМИ ВЫСОТАМИ ЭТАЖЕЙ. ДЛЯ I  
ЖЕНИИ В ХОДИИ ПРИНЯТ РАЗРАБОТАНИЙ АЛАБОРАТОРИЕЙ СБОРНОГО И МОН-  
ГО ЖЕЛЕЗОБЕТОНА НИЖНЕГО ГОССТРОЯ СССР ПЛОСКИЙ БЕЗМЕТАЛЛНЫЙ СТОП-  
ВАРКОЙ СВАРКОЙ ВЫПОЛНЕН СВОБОДНОЙ АРМАТУРЫ. ДЛЯ СОЕДИНЕНИЯ РИГЕЛ-  
СОВОЙ ПРИНЯТ СТИХ СО СКРЫТОЙ КОМПОВОЙ. КОНСОЛИ КОЛОНН РАССЧИТА-  
ЗАКОНОПРЕДСТАВЛЕНЫ КАК МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ НА ВОСПРИЯТИЕ О-  
РЕАКЦИИ ДО 300 И ИЗГРУЗАЮЩЕГО МОМЕНТА В ЧУДЕ 5,5 тм.

в) **Ригели**. Серия НИ-04-3, выпуск 3 части I и II. РИГЕЛИ ПР-  
ИМЕЮТ ВЫСОТУ 450мм, ТАВРОВОГО СЕЧЕНИЯ С ПЛОСКОЙ ПОНИЗУ С ОДНИМ ИЛИ  
СВЕСАМИ ДЛЯ ОГИБАНИЯ НАПР. ПЕРЕКРЫТИИ.

РИГЕЛИ ИМЕЮТ ДЛИНУ 5550мм, 5950мм и 6250мм И ПРЕДНАЗНАЧЕНЫ  
УСТАНОВКИ В ПРОДАГАХ СООТВЕТСТВУЮЩЕ 6,0 м; 4,0 м И 3,0 м.

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ РИГЕЛЕЙ ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ РАСЧЕТНЫМИ ЧУКС-  
ВАНИЯМИ НА ГРУЗКАМИ 4,0 т/м; 5,0 т/м; 7,0 т/м И 9,0 т/м.

г) **Диафрагмы жесткости**. Серия НИ-04-6, выпуск 5, часть I  
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ ЗАПРОЕКТИРОВАНЫ ТОЩНОСЮ  
СВАДЫМИ И В ПРОГРАММЕ, С ОДНОЙ ИЛИ ДВУМЯ ПОЛАКАМИ ДЛЯ ОГИБАНИЯ  
ПЕРЕКРЫТИЯ И ВСЕПОДАЧНЫЕ (ДИАФРАГМЫ, УСТАНОВЛЯЕМЫЕ ПЕРПЕНДИК-  
УЛЯСКОСТИ РАМ).

ДИАФРАГМЫ ЗАПРОЕКТИРОВАНЫ ДЛЯ ВЫСОТ ЭТАЖЕЙ 3,3м, 3,6м И 4  
УСТАНОВКИ В ПРОДАГАХ 6,0 м И 3,0 м. ПРИ ПРИЯТЕ 4,5 м ПРЕДСМОТР  
ДИАФРАГМЫ ДЛЯ ВЫСОТ ЭТАЖЕЙ 3,3м И 4,2 м.

ДИАФРАГМЫ СОГЛАСОВАЮТСЯ СВОБОДОЙ И С КОЛОННАМИ СВАРКОЙ

Г.Х.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ НИ	3
1974	ПОДСИТИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	вып

### УКАЗАНИЯ ПО ПОДБОРУ ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА.

ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ В ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШВАХ. ГОРизонтальный стык диафрагм запроектирован монолитным.

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

Для высот этажей 3,34 и 4,2 м применяются лестничные марши из серии ИИ-04-7, выпуск 4. По этой же серии применяются лестничные площадки для верхнего этажа и железобетонные наливные приступы для покрытия ступеней.

Б) Плиты перекрытий. Для зданий с нагрузками 450, 600 и 800 кг/м<sup>2</sup> предусмотрено применение плит перекрытий по серии ИИ-04-4, выпуск 1, 2 и 4. Для зданий с нагрузкой 1250 кг/м<sup>2</sup> можно применять плиты по серии ИИ-04-14, выпуск 3. При этом по колоннам крайних рядов предусматривается установка пристенных ригелей. Согражение плит перекрытий с элементами каркаса и между собой выполняется 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/м<sup>2</sup> и облегченные крайние панели с раздельными вариантами армирования.

Г) Панели наружных стен. До утверждения разрабатываемых в настоящее время рабочих чертежей стенных панелей с наружной на хвостике каркасом, стенные ограждения принимаются по серии ИИ-04-5, выпуск 1 с наружной на перекрытия. С утверждением рабочих чертежей новой серии стенных панелей и облегченных крайних плит перекрытий, которые могут применяться при наружке стенных панелей на колонны, указания о применении конструкций евязевого каркаса будут дополнены соответствующими материалами.

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

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

Плиты перекрытий подбираются сопоставлением действующих их нагрузок и унифицированных нагрузок, определяющих текущую способность панелей. Связевые панели устанавливаются против колонн. Ребристые панели применяются в местах образования отверстий на любом участке перекрытия, где требуется проход стальных коммуникаций.

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

Колонки подбираются по действующим на них продольным силам в сопоставлении с несущей способностью колонн на центральное сжатие, указанной в матке колонн.

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 стенных панелей должна в каждом конкретном проекте проверяться расчетом.

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

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

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ.	СЕРИЯ ИИ-04-0
1974	ПОСЛАНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.	ВЫПУСК Ч АНЕТ

УКАЗАНИЯ ПО РАЧЕТУ ЗДАНИЙ

Одноэтажные

Конструкции каркаса запроектированы таким образом, что прикрепления защемлены в колоннах с моментом  $\tau = 5 \text{tm}$ . Такое соединение можно практическим считать шарнирным, т.к. этот момент "вырабатывается" уже при действии часной вертикальных нагрузок и узел сопряжения фигура с колоннами не способен воспринимать изгибающие моменты от горизонтальных нагрузок. В силу этого каркас не обладает рамными свойствами и работает по связевой схеме.

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

Порядок проверки прочности и жесткости диафрагм следующий. Стенки, 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 II-8.1-62\*. Диафрагмы, как без проемов, так и с проемами, рассматриваются как монолитные стены. Некоторая податливость сдирку по вертикальным швам и по рядам дверных проемов за счет деформативности стыковых соединений на сварке зажимных деталей и надпроемных перемычек учитывается коэффициентом уводящей работы  $\mu = 0.8$ , величина которого установлена сдирки сопоставительных расчетов.

Расчетная схема здания

Расчетная схема здания принимается в виде пучка консольных стержневых элементов /колонны каркаса и диафрагмы жесткости/. Горизонтальные оси координат принимаются параллельными разбивочным осям здания /см. рис. 1/, на котором показан в общем виде план здания в ненормированном виде.

Линейные схемы из конструкции / колонны координат радиусом  $R$  и центр несущей вертикальных здания подвижно-подвижное копирное в системе координат с началом изображено выше. Ось  $Z$  показана приведенная по формуле

$$Oz = \frac{R}{\sqrt{1 + \frac{R^2}{L^2}}}, \quad Oz = \frac{R}{\sqrt{1 + \frac{R^2}{L^2}}} Z'$$

где  $R$  — радиусу диафрагм, параллельны  $Oz$  в соответствии;

$z$  — координаты центра тяжести как диафрагмы относительно приведенных координат.

Жесткостью диафрагм вдоль оси  $z$  и жесткостями пренебрегают. Так для здания на рис. 1 имеем  $R = 0$ ;  $Rz = 0$ ;  $Ry = 0$ . Величины жесткостей диафрагм приведены в табл. 1. При всех дальнейших расчетах координаты центра тяжести диафрагмы относительно центра жесткости здания принимаются во знаком в соответствии с направлением координатных осей /на рис. 1, например,  $z > 0$ ;  $y < 0$ / за положительные приняты направления  $z$ -оси, а по оси  $y$  — от начала координат.

Нагрузки, действующие на здание

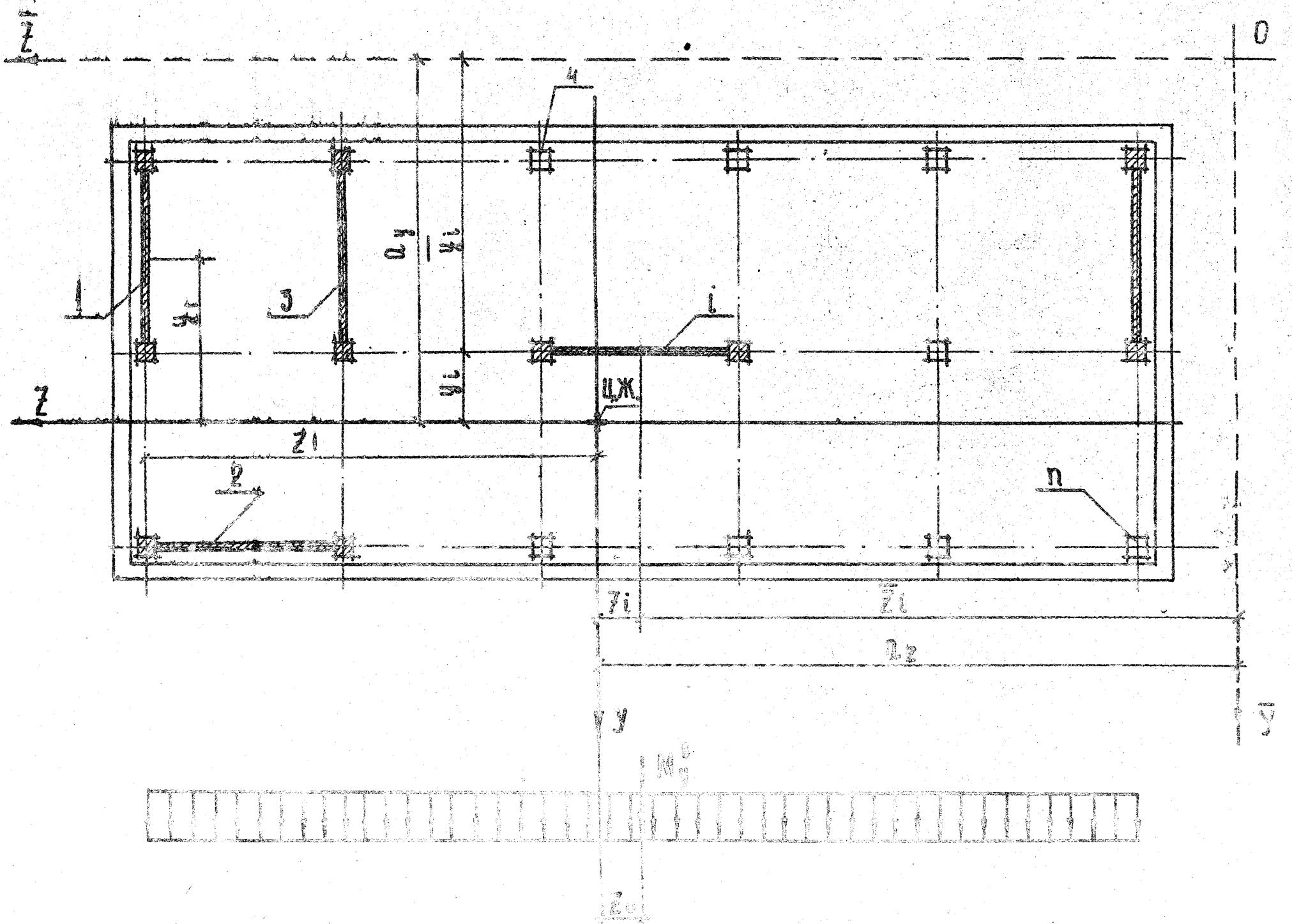
На здание действуют вертикальные и горизонтальные и вертикальные нагрузки. Для диафрагм являются реакции прикреплений, приходящихся на колонны, входящие в диафрагмы; нагрузки  $Q^H$  от панелей перекрытия, при непосредственно на стяжку жесткости, и собственные элементы конструкции, включая все фасадные органы /для диафрагм, расположенных по фасадным осям/. Нагрузки прикладываются в равнодействующую продольной, которая может быть приложена в эксцентричеситетом относительно центра тяжести сечения диафрагм.

Продольная сила в любой диафрагме определяется формулой:

$$P = C + \frac{z}{(Q^H + Q^P + Q^S)}$$

где  $Q^H$ ,  $Q^P$  — опорные реакции прикреплений, примыкающих к диафрагме, ответственные с циклической стороны;  $Q^S$  — суммарная нагрузка на диафрагму, суммирующаяся по всем эманажам.

T.K.	Указания по применению издастий
1972	Пояснительная записка



四  
卷之二

1928-1929 1929-1930 1930-1931 1931-1932 1932-1933

DR. H. C. L. G. M. J. R. S. T. W. B. D. E. F. G. H. I. J. K. L. M. N. O. P. Q. R. S. T. U. V. W. X. Y. Z.

N.C. 84-8

SINICK 41287  
4

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ И ЖЕСТКОСТИНЫ ХАРАКТЕРИСТИКИ АДАФРАГМ

ТАБЛИЦА

ТИП АДАФР.	ЭСКИЗ	ВЕЛИЧИНА СЕЧЕНИЯ ПОДДЕРЖА- ВАЮЩИХ СТАНДАРТ-НОЙ СЕЧЕНИИ М2	УЧАСТ- ВАЮЩИЙ СЕЧЕНИЙ М2	МОМЕНТ ПРОЧНОСТИ ММ <sup>3</sup>	СИЛЫ ДЛЯ ПОДДЕРЖА- ВАНИЯ СЕЧЕНИЯ МН	ДЕСЯТЫЕ ЧАСТИ СИЛЫ МН	ДЕСЯТЫЕ ЧАСТИ СИЛЫ МН	ДЕСЯТЫЕ ЧАСТИ СИЛЫ МН	ДЕСЯТЫЕ ЧАСТИ СИЛЫ МН
I		6	1,1	3,0	4,03	278,00	10,406	1,03	0,210
2		6	0,92	2,8	4,03	231,00	9,5,10 <sup>6</sup>	0,86	0,187
3		6	0,92	2,7	4,44	231,00	9,5,10 <sup>6</sup>	0,86	0,187
4		12	1,94	6,0	29,7	498,00	13,6,10 <sup>6</sup>	3,32	0,410
5		12	1,76	6,05	25,65	4,54,10 <sup>6</sup>	5,5,10 <sup>6</sup>	2,89	0,410
6		12	1,76	2,55	25,65	4,54,10 <sup>6</sup>	5,5,10 <sup>6</sup>	2,89	0,410
7		12	1,76	6,2	28,29	4,54,10 <sup>6</sup>	60,6,10 <sup>6</sup>	3,13	0,410
8		12	1,76	5,8	28,29	4,54,10 <sup>6</sup>	60,6,10 <sup>6</sup>	3,13	0,410
9		12	1,58	6,0	22,24	3,96,10 <sup>6</sup>	47,5,10 <sup>6</sup>	2,48	0,410
10		12	1,58	6,0	28,9	3,98,10 <sup>6</sup>	62,10 <sup>6</sup>	3,02	0,405
II		12	1,58	6,35	25,29	3,98,10 <sup>6</sup>	54,2,10 <sup>6</sup>	2,77	0,410
12		12	1,58	5,65	25,29	3,98,10 <sup>6</sup>	54,2,10 <sup>6</sup>	2,77	0,410

ПРИМЕЧАНИЯ:

1. Тип адиафрагмы при определении геометрических и жесткостных характеристик, а также параметров ее несущей способности (см. табл. 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 в н осевая "А" вычислены с учетом деформативности связей сварки.

ТИП АДАФР.	ЭСКИЗ	ВЕЛИЧИНА СЕЧЕНИЯ ПОДДЕРЖА- ВАЮЩИХ СТАНДАРТ-НОЙ СЕЧЕНИИ М2	УЧАСТ- ВАЮЩИЙ СЕЧЕНИЙ М2	МОМЕНТ ПРОЧНОСТИ ММ <sup>3</sup>	СИЛЫ ДЛЯ ПОДДЕРЖА- ВАНИЯ СЕЧЕНИЯ МН	ДЕСЯТЫЕ ЧАСТИ СИЛЫ МН	ДЕСЯТЫЕ ЧАСТИ СИЛЫ МН	ДЕСЯТЫЕ ЧАСТИ СИЛЫ МН	ДЕСЯТЫЕ ЧАСТИ СИЛЫ МН
13		9,0	1,53	4,5	13,9	3,85,10 <sup>6</sup>	297,10 <sup>6</sup>	1,86	
14		9,0	1,34	4,9	12,04	3,37,10 <sup>6</sup>	227,10 <sup>6</sup>	1,67	
15		9,0	1,34	4,1	12,04	3,37,10 <sup>6</sup>	227,10 <sup>6</sup>	1,64	
16		9,0	1,34	4,5	13,88	3,37,10 <sup>6</sup>	23,8,10 <sup>6</sup>	1,89	
17		9,0	1,16	4,5	10,59	2,92,10 <sup>6</sup>	226,10 <sup>6</sup>	1,35	
18		9,0	1,16	4,0	11,95	2,92,10 <sup>6</sup>	25,5,10 <sup>6</sup>	1,58	
19		10,5	1,73	5,25	20,78	4,35,10 <sup>6</sup>	44,6,10 <sup>6</sup>	2,44	0
20		10,5	1,55	5,7	17,87	3,9,10 <sup>6</sup>	38,3,10 <sup>6</sup>	2,25	0
21		10,5	1,55	5,3	20,63	3,9,10 <sup>6</sup>	44,2,10 <sup>6</sup>	2,56	0
22		4,5	0,89	2,25	2,43	2,24,10 <sup>6</sup>	52,10 <sup>6</sup>	0,66	

В таблице приведены величины статического момента  $\bar{s}$  (и его относительная величина  $\bar{s}$ ) части сечения отсеченной ближайшим к центру тяжести вертикалью.

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	ИИ-1
1971	Пояснительная записка	вып. 4

СВОИМЕЛЬНЫМИ НАГРУЗКАМИ БЫЛ СДЕЛАН КУДАБА РУБЫН  
ЭТИ НАГРУЗКИ ЗНАЧЕНИЕ РАСЧЕТНЫХ НАГРУЗОК ДЛЯ РА-  
БОТЫ ЕДИНОЙ ПРОГРЕSSIONИ В МАССИВЕ СЛОЖНОГО  
ПРЕДСТАВЛЕНЫ В СООТВЕТСТВИИ С ГОСТЮ И-622.  
ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОКОЙ БОЛЕЕ ЧИМ УЧИМОСТЬЮ ДИНАМИЧЕ-  
СЕ ВОЗДЕЙСТВИЕ ПУЛЬСАЦИИ СКОРОСТИЧЕСКОГО НАПОРА, ВЫЗЫВА-  
ПОРЫВАНИЯ ВЕТРА.

МАССИВАХ В  $\frac{1}{4}$ -В ПРИЧЕСАНЫ МАКСИМАЛЬНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ,  
ЛЮДЩАХ МОМЕНТОВ  $M_{\text{н}}$  ДЛЯ РАЗЛИЧНЫХ СХЕМ ЗДАНИЙ  
ЕСТЬ ВЛАСТИВЫЕ РАСЧЕТНЫХ ВЕТРОВЫХ НАГРУЗОК ПРИ ДАНИИ  
А С 60 м. ЕСЛИ ДЛИНА БЛОКА ПРОЕКТИРУЕМОГО ЗДАНИЯ  
БЫЛА БОЛЬША, ЗНАЧЕНИЯ РАСЧЕТНЫХ МОМЕНТОВ ОПРЕДЕЛЯ-  
СЯ ПО ФОРМУЛЕ  $M_{\text{н}} = [M] \cdot \frac{L}{60}$ , ГДЕ  $L$  - ДЛИНА БЛОКА  
ИХ В МЕТРАХ.

#### ОПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ В ДИАФРАМХ ЖЕСТКОСТИ

ОБЩИЙ СЛУЧАК ДЕФОРМАЦИИ ЗДАНИЯ СКЛАДЫВАЮЩЕСЯ ИЗ  
УПАДОЧЕСКИХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ В НАПРАВЛЕНИИ КООРДИНАТНЫХ  
И ПОВОРОТА ВОКРУГ ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТЕЙ. ПОЭТОМУ ПОЛ-  
ЗУЮЩИЕ МОМЕНТЫ  $M_{\text{н}}$  ИЛИ  $M_{\text{н}}$  В ЛЮБОЙ ДИАФРАММЕ  
ЖЕСТКОСТИ РАЗНЫ:  $M_{\text{н}} = M_{\text{н}} + \Delta M_{\text{н}}$ ;  $M_{\text{н}} = M_{\text{н}} - \Delta M_{\text{н}}$ . (2)

$M_{\text{н}}$  - ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ, ПОВЫДАЮЩИЙСЯ ВЕДЕСТ-  
ВИИ ПОСТУПАЧЕСКИХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ  
 $\Delta M_{\text{н}}$  - ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЙ ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ,  
ПОВЫДАЮЩИЙСЯ ВОГРАДСТВИЕМ ПОВОРОТА.

ТАВДЯЮЩИЕ ПОЛНОГО ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА ВЫЧИСЛЯЮТ-  
СЯ ФОРМУЛАМ:  $M_{\text{н}} = M_{\text{н}} + \sum P_i \cdot \frac{v_{iz}}{V_{iz}}$ ;  $M_{\text{н}} = M_{\text{н}} - \sum P_i \cdot \frac{v_{iz}}{V_{iz}}$ ; (3)

$\Delta M_{\text{н}} = M_{\text{н}} + \sum P_i \cdot \frac{v_{iz}}{V_{iz}}$ ;  $\Delta M_{\text{н}} = M_{\text{н}} - \sum P_i \cdot \frac{v_{iz}}{V_{iz}}$ ; (4)

$$M_{\text{н}} = M_{\text{н}} + \sum P_i \cdot v_{iz}; \quad M_{\text{н}} = M_{\text{н}} - \sum P_i \cdot v_{iz}; \quad (5)$$

$$M_{\text{н}} = M_{\text{н}} + M_{\text{н}} \cdot Z_0 - M_{\text{н}} \cdot Y_0 + \sum P_i (v_{iz} \cdot Z_i - v_{iz} \cdot Y_i); \quad (6)$$

ФОРМУЛАХ (3) И (6) ОБОЗНАЧЕНО:

$Z_0$  - СУММАРНЫЙ РАСЧЕТНЫЙ ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В  
УРОВНЕ НИЗ ДИАФРАММ ОТ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ И  
ОТ ЭКСЦЕНТРИЧНОГО ДЕЙСТВИЯ ВЕРТИКАЛЬНОЙ  
НАГРУЗКИ;

- СУММАРНЫЙ РАСЧЕТНЫЙ ГИДРОМОМЕНТ В УРОВНЕ НИЗ  
ДИАФРАММ ОТ ВСЕХ НАГРУЗОК;

$\sum v_{iz}$  (ОБЩАЯ ЖЕСТКОСТЬ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ НЕВУЩЕЙ СИС-  
ТЕМЫ ПРИ ПОСТУПАЧЕСКИХ ПЕРЕМЕЩЕНИЯХ ЗДАНИЯ  
В НАПРАВЛЕНИИ ОСЕЙ У И  $Z$  СООТВЕТСТВЕННО).

$\sum (v_{iz} Z_i + v_{iz} Y_i)$  - ОБЩАЯ ЖЕСТКОСТЬ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ  
НЕВУЩЕЙ СИСТЕМЫ ПРИ ПОВОРОТЕ ЗДАНИЯ.

$Z_0$  - КООРДИНАТЫ РАВНОДЕЙСТВУЮЩИХ ГОРizontalьных

НАГРУЗОК, ДЕЙСТВУЮЩИХ В НАПРАВЛЕНИИ  
ОСЕЙ НЕУСУЩЕСТВУЮЩИХ.

ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ В ЧРДОУ НИЗ  
ДИАФРАММ ОТ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ ДЕЙСТВУЮ-  
ЩИЕ ВОПРОСТИЧНО В НАПРАВЛЕНИИ ОСЕЙ  
У И  $Z$  В ОПРЕДЕЛЯЮЩИХ ТАКИЕ МОМЕНТЫ.  
ДИФОРМУЛУ (6) ПРИ ДЕЙСТВИИ МОМЕНТА В НАПРА-  
ВЛЕНИИ ОСИ "У"  $M_{\text{н}}^U$  РАЗНО КУДА И АВТОРОМ  
ПРИ  $M_{\text{н}}^U = M_{\text{н}} = 0$ .

ИЗГИБАЮЩИЕ ВЕТРОВЫЕ МОМЕНТЫ  $M_{\text{н}}^U$  И ЖЕСТКОСТИ ОТ  
ЭКСЦЕНТРИЧНОГО ДЕЙСТВИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК ВЧИТА-  
ЮЩИЕСЯ ПОЛОЖИТЕЛЬНЫМИ, ГДЕИ НАПРАВЛЕНИЕ ВЕТРОВЫХ НАГРУ-  
ЗОК И ЭКСЦЕНТРИЧНОСТИ  $S_{\text{н}}$ ,  $S_{\text{н}}$  СООПЛАГАЮТСЯ НАПРА-  
ВЛЕНИЯМ ОДНОИМЕННЫХ КООРДИНАТНЫХ ОСЕЙ.

ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ДИАФРАММ ЖЕСТКОСТИ.

ПРОЧНОСТЬ СЕЧЕНИЙ ДИАФРАММ, СОСТОЯЩИХ ИЗ ВОССТАНОВЛЕННО  
СТЕКЛ И ПРИМЫКАЮЩИХ К НЕЙ КОЛОНН, ПРОВЕРЯЕТСЯ ПРИ ВОС-  
СТАНОВЛЕНИИ ДЕЙСТВИЯ УСИЛИЙ ОТ ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРizontalьных  
НАГРУЗОК.

НОРМАЛЬНЫЕ СЕЧЕНИЯ ПРОВЕРЯЮТСЯ НА ВНЕЦЕНТРИЧНОЕ СОСТИЛЕ ВОЗ-  
ВЕДЕНИЯ С ТРЕБОВАНИЯМИ СНиП Г.В. 1-62\*. ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ МОЖЕТ  
БЫТЬ ВЫПОЛНЕНА С ПОМОЩЬЮ ГРАФИКА НЕУСУЩЕСТВУЮЩИХ СЕЧЕНИЯ  
(Рис. 2), ХАРАКТЕРНЫХ МОЧКАМИ КОТОРОГО ВЪДЪЯЩИСЯ  
 $N_{\text{ц}}$  - ПРЕДЕЛЬНОЕ ЗНАЧЕНИЕ ПРОДОЛЬНОЙ СИЛЫ ОТ ЦЕНТРАЛНОГО СОСТИЛА;  
 $M_{\text{гр}}$  - ПРОДАССНАЯ СИЛА И ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ СОСТИЛЫ ВЪДЪЯЩИ-  
ЩИЕ ГРАНИЦЕ МЕЖДУ I И II СЛУЧАЯМИ ВНЕЦЕНТРИЧНОГО ВЪДЪЯНИЯ;  
 $M_{\text{н}}$  - НЕУСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СЕЧЕНИЯ ПРИ ВЪДЪЯНИИ. ЕСЛИ  $M_{\text{н}} < 0$  КООР-  
ДИНАТАМИ  $R_{\text{н}}$  И ПРОДОЛЬНАЯ СИЛА И ВЪДЪЯЮЩИЙ МОМЕНТ В  
ДИАФРАММЕ, ОПРЕДЕЛЕННЫЕ РАСЧЕТОМ / ЛЕВАЯ ИЗНУТРЯ ГРДОСТИ  
ОГРАНИЧЕННЫЙ ОСЯМИ КООРДИНАТАМ И ГРАФИКОМ ЖЕСТКОСТИ ПРОСТОЙ  
НОСТИ, ТО ПРОЧНОСТЬ ДИАФРАММ ОБЕСПЕЧЕНА.

КООРДИНАТЫ ХАРАКТЕРНЫХ МОЧЕК ГРАФИКОВ НЕУСУЩЕСТ-  
ВУЮЩИХ СЕЧЕНИЙ ПРОДОЛЬНОГО СОСТИЛА ВЪДЪЯЩИХ СЕЧЕНИЙ  
ПРОВЕРКА НЕУСУЩЕСТВУЮЩИХ СЕЧЕНИЙ ДОЛЖНА БЫТЬ ВЫПОЛНЯ-  
НА ТАКИЕ И ПО ФОРМУЛАМ (7) И (8). ПРОЧНОСТЬ ДИАФРАММ  
ОБЕСПЕЧЕНА ПРИ СООПЛАГАНИИ УСИЛИЙ:

$$\text{При } P > N_{\text{гр}} \quad M + P \frac{M_{\text{гр}}}{N_{\text{ц}} - N_{\text{гр}}} = \frac{N_{\text{ц}} + M_{\text{гр}}}{N_{\text{ц}} - N_{\text{гр}}} \quad (7)$$

Т.К. УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ  
НД-04-1

1971 Пояснительная записка

Серия  
НД-04-1  
Формат  
1/2  
Четверт  
4

ПАРАМЕТРЫ ГРАФИКОВ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ АНАФРАГМ

ТА

Номер аналога	типа коэффициента	Н.ц.	Н.гр.	М.гр.	М.н.	типа аналога	типа коэффициента	Н.ц.	Н.гр.	М.гр.	М.н.	типа аналога	типа коэффициента	Н.ц.	Н.гр.	М.гр.	М.н.	типа аналога	типа коэффициента	Н.ц.	Н.гр.	М.гр.	М.н.	типа аналога	типа коэффициента	Н.ц.	Н.гр.					
1	760	470	920	180		1	1040	860	2340	370		1	910	700	1550	370		1	1060	680	1790	280		1	580	490	820	280		1	990	760
2	910	540	1140	180		2	1180	930	2790	370		2	1050	770	2040	370		2	1260	790	2120	260		2	720	570	1200	280		2	1140	833
3	990	580	1260	180		3	1260	970	3040	370		3	1130	910	2300	370		3	1290	790	2300	230		3	800	610	1390	280		3	1220	87
4	1070	570	1540	470		4	1340	960	3560	920		4	1210	800	2890	920		4	1370	780	2130	110		4	880	790	1880	110		4	1300	87
5	1200	530	1740	470		5	1470	1020	4040	370		5	1240	860	2350	920		5	1490	830	3020	110		5	1010	650	2190	110		5	1420	92
6	1360	560	2130	740		6	1630	1050	4460	1480		6	1500	980	4190	1480		6	1650	870	3610	110		6	1170	690	2870	110		6	1580	95
7	1450	710	2270	740		7	1730	1100	5150	1480		7	1600	940	4420	1480		7	1750	920	3320	110		7	1270	740	3040	110		7	1680	99
1	500	420	620	180		1	1040	130	210	370		1	910	100	1550	370		1	780	650	1330	280		1	280	440	830	280		1	930	701
2	650	450	850	180		2	1180	800	2560	370		2	1050	770	2040	370		2	900	720	1680	280		2	720	570	1190	280		2	1140	781
3	730	580	980	180		3	1260	840	2810	370		3	1130	910	2300	370		3	930	760	1810	280		3	800	550	1380	280		3	1220	821
4	810	520	1290	470		4	1340	820	3410	950		4	1210	800	2940	950		4	1060	780	2330	110		4	880	740	1870	110		4	1300	801
5	930	590	1490	470		5	1470	890	3800	370		5	1340	860	3350	950		5	1180	810	2630	110		5	1010	600	2160	110		5	1420	871
6	1090	620	1900	740		6	1630	920	4510	1480		6	1500	990	4190	1480		6	1350	840	3290	110		6	1170	630	2790	110		6	1520	901
7	1190	660	2040	740		7	1730	970	4590	1480		7	1600	930	4960	1480		7	1450	890	3460	110		7	1270	680	3010	110		7	1680	951
1	500	340	590	180		1	1090	790	2220	370		1	850	740	1230	370		1	760	530	1210	280		1	1210	780	2340	320		1	970	331
2	650	410	820	180		2	1230	860	2670	370		2	1010	820	2070	370		2	300	600	1550	280		2	1360	350	2720	320		2	710	421
3	730	470	950	180		3	1310	900	2920	370		3	1090	860	2340	370		3	980	810	1740	280		3	1440	190	2930	320		3	750	470
4	810	440	1250	470		4	1390	880	3520	950		4	1170	810	2980	950		4	1060	620	2190	110		4	1520	880	3430	830		4	870	451
5	930	570	1450	470		5	1520	850	3910	950		5	1290	910	3390	950		5	1190	690	2490	110		5	1640	940	3770	830		5	1013	533
6	1090	530	1850	740		6	1680	980	4720	1480		6	1460	910	4230	1480		6	1320	720	3030	110		6	1800	970	4450	1290		6	1660	533
7	1190	580	1990	740		7	1780	1030	5010	1480		7	1550	990	4530	1480		7	1450	770	3310	110		7	1900	1020	4700	1290		7	1620	616
1	1300	370	2950	370		1	1090	170	2184	370		1	860	660	1220	370		1	830	790	1280	280		1	280	790	1280	280		1	970	331
2	1510	360	3390	370		2	1230	840	2640	370		2	1010	730	2000	370		2	980	660	1620	280		2	1010	570	2720	320		2	710	421
3	1590	320	3630	370		3	1310	880	2890	370		3	1090	770	2260	370		3	1060	700	1810	280		3	1440	190	2930	320		3	750	470
4	1670	390	4200	450		4	1390	870	3490	950		4	1170	760	2900	950		4	1140	690	2270	110		4	1520	880	3430	830		4	870	451
5	1750	370	4280	950		5	1520	930	3880	950		5	1290	820	3300	950		5	1260	750	2560	110		5	1640	880	3770	830		5	1013	533
6	1750	370	4780	1480		6	1680	960	4690	1480		6	1460	870	4140	1480		6	1420	780	3170	110		6	1520	830	3390	110		6	1680	340
7	2050	330	5650	1480		7	1780	1010	4980	1480		7	1350	900	4430	1480		7	1520	830	3390	110		7	1680	340	4830	4830		7	1680	340

ПРИМЕЧАНИЕ:

Таблицы колонки с 1 по 7 в табл. 2  
составлены определенная несущая способность  
при центральном сжатии в торце

типа колонны	1	2	3	4	5
Несущая способность	150	240	290	340	4830

ПРИ Р < НРР МАКСИМАЛЬНАЯ СИЛА В ДИАФРАМЕ ПОДДЕЛКАХ ПРИЧНОСТЬЮ ЯВЛЯЕТСЯ ПРИЧНОСТЬЮ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШВОВ. ОЧЕНОСТЬ ДИАФРАМЫ ПО ВЕРТИКАЛЬНОМУ ШВУ ПРОДЛЯЕТСЯ ИЗ УСЛОВИЯ

$T < [T]$

ЛЕ Т - ВЕЛИЧИНА САВИРАЮЩЕЙ СИЛЫ ПО ВЕРТИКАЛЬНОМУ ШВУ В ПРЕДЕЛАХ ОДНОГО ЭТАЖА;  
[T] - СУММАРНАЯ НЕСУЩАЯ ЕМКОСТЬ ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ ОДНОГО ЭТАЖА НА САВИР, РАВНАЯ ЧИСЛУ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,3 М И БОЛЬШЕ ПРИ ВЫСОТАХ ЭТАЖА 3,6 М И 4,2 М.

ДВИГАЮЩАЯ СИЛА  $T$  ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$T = M_{\text{эт}} \frac{s}{\pi} \pm \left( N_{\text{эт}} \frac{\pi}{2} - M_{\text{эт}} \right) \quad (10)$$

Мэт - ПРИДАНИЕ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА В ПРЕДЕЛАХ ВЫСОТЫ ЭТАЖА;

Нэт - ПОЛНАЯ ВЕРТИКАЛЬНАЯ НАПРУЖКА, ПЕРЕДАВАЕМАЯ НА ДИАФРАМУ С ОДНОГО ЭТАЖА;

Нэт - ЧАСТЬ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАПРУЖКИ ОДНОГО ЭТАЖА, ПРИХОДЯЩЕЙ К ОТРЕЧЕННОЙ ЧАСТИ ДИАФРАМЫ;

$\frac{M}{F}$  - МОМЕНТ КИНЕМАТИЧЕСКОЙ ПОДДЕЛКИ ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ ДИАФРАМЫ;

$\frac{J}{F}$  - СТАТИЧЕСКИЙ МОМЕНТ ПОДДЕЛКИ ОТРЕЧЕННОЙ ЧАСТИ.

ДВИГАЮЩАЯ СИЛА В ВЕРТИКАЛЬНОМ ШВЕ СЧИТАЕТСЯ ПОЧЕЛКОЙ, ГДЕ ВСТРЕЧАЕТСЯ ПОДДЕЛКА С ОТРЕЧЕННОЙ ЧАСТЬЮ ЧАСТОЮ СТРЕНГИ.

САВИРАЮЩИЙ МОМЕНТ СЧИТАЕТСЯ ПОДДЕЛКАМИ, ГДЕ ПОДДЕЛКА ЛЕВОЕ ВДОЛНО

ФОРМУЛЕ (10) ЗНАК  $\pm$  ПРИНИМАЕТСЯ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ САВИРАЮЩЕГО УЧЕЛКА, ДЕЙСТВУЮЩЕГО НА ЧАСТЬ ДИАФРАМЫ, РАСПОЛОЖЕННОЙ ПРАВОЕ ВЕРТИКАЛЬНОГО ШВА.

АК ПРАВИЛО, НАИБОЛЬШАЯ САВИРАЮЩАЯ СИЛА ДЕЙСТВУЕТ ПО ВЕРТИКАЛЬНЫМ ШВАМ, РАСПОЛОЖЕННЫМ ВГЛЯДЬ НЕЦЕНТРАЛЬНОЙ ДИАФРАМЫ. СТАТИЧЕСКИЕ МОМЕНТЫ ЧАСТИ ДИАФРАМЫ, ЕЧЕСКОЙ ВЕРТИКАЛЬНЫМ ШВОМ, БАНКАЮЩИМ К ЦЕНТРУ ЧАСТИ СЕЧЕНИЯ, РАЧУНЕНЫ И ДЛЯ УДОБСТВА РАЧЕТОВ ЕДЕНЫ В ТАБЛ. 1.

А ПРОДОЛЬНЫХ ЭТАЖА В ДИАФРАМКАХ МОЖНО ВЫЧИСЛИТЬ ПО ФОРМУЛАМ:

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

ДЕСЯТКА М, Р - НАИБОЛЬШИЕ ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ И ПРОДОЛЬНАЯ СИЛА В РАССМОТРИВАЕМОЙ ДИАФРАМЕ;  
n - ЧЕЛОДО ЭТАЖЕЙ.

### ПРОВЕРКА ЖЕСТКОСТИ ЗДАНИЯ.

ПЕРЕМЕЩЕНИЯ АБСОЛЮТНОЙ ТОЧКИ, ВЕРШИНЫ ЗДАНИЯ В НАПРАВЛЕНИИ КООРДИНАТНЫХ ОСЕЙ ОКАЗЫВАЮТСЯ ИЗ ПОСТУПАТЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ В НАПРАВЛЕНИИ СООТВЕТСТВУЮЩИХ ОСЕЙ И ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ВСЮДОМ ЗАКРУЧИВАНИЯ ВОКРУГ ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТИ. ПОЭТОМУ ВСЕЛЫИ ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ПРОГРЕСС ВЕРШИНЫ ЗДАНИЯ  $\delta$ , ИЛИ  $f_{\text{вн}}$  ДЕФОРМАЦИЯ, ВЕРШИНЫ ЗДАНИЯ ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ К ВЫСОТЕ ЗДАНИЯ, ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛАМ:

$$\delta_y = f_{\text{вн}} + \theta \cdot z; \quad f_x = f_{\text{вн}} - \theta \cdot u; \quad (12)$$

ЗДЕСЬ  $U, Z$  - КООРДИНАТЫ НАИБОЛЕЕ УДАЛЕННЫХ В ПЛОСКОСТИ ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТИ ТОЧЕК ВЕРШИНЫ ЗДАНИЯ.

ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ ВЕЛИЧИНЫ ПОСТУПАТЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ  $f_{\text{вн}}$ ,  $f_x$  И УГЛА ПОВОРОТА  $\theta$  С УЧЕМОМ ПОДДЕЛКИ УСТОЙЧИВОСТИ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛАМ:

$$f_{\text{вн}} = \frac{M_{\text{эт}} H}{4Bz} + \sum \frac{M_{\text{эт}}}{M_{\text{эт}} + M_{\text{под}}}; \quad (13)$$

$$f_x = \frac{M_{\text{эт}} H}{4Bz} + \sum \frac{M_{\text{эт}}}{M_{\text{эт}} + M_{\text{под}}}; \quad (14)$$

$$\theta = \frac{M_{\text{эт}} H}{M_{\text{эт}} + M_{\text{под}}} + \sum \frac{M_{\text{эт}}}{(M_{\text{эт}} + M_{\text{под}})^2}; \quad (15)$$

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРВИС
1971	Пояснительная записка	БУДЬСК 4

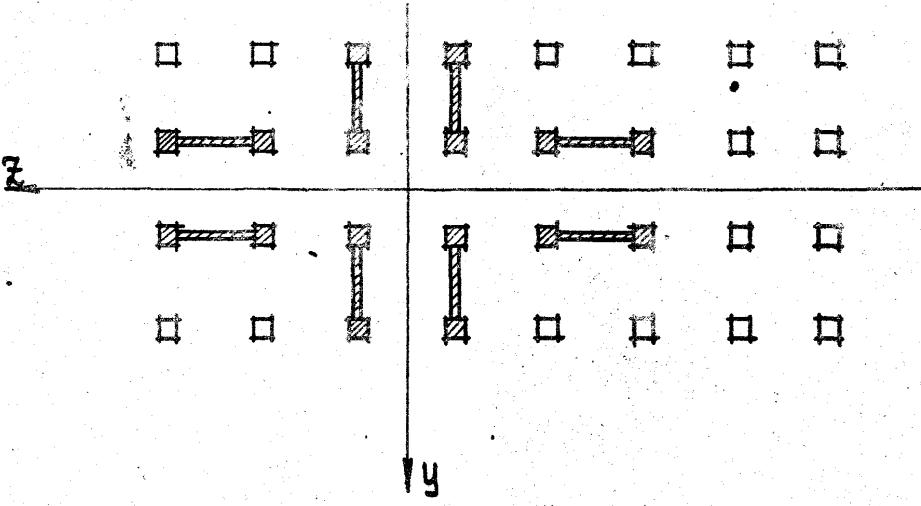


Рис. 4

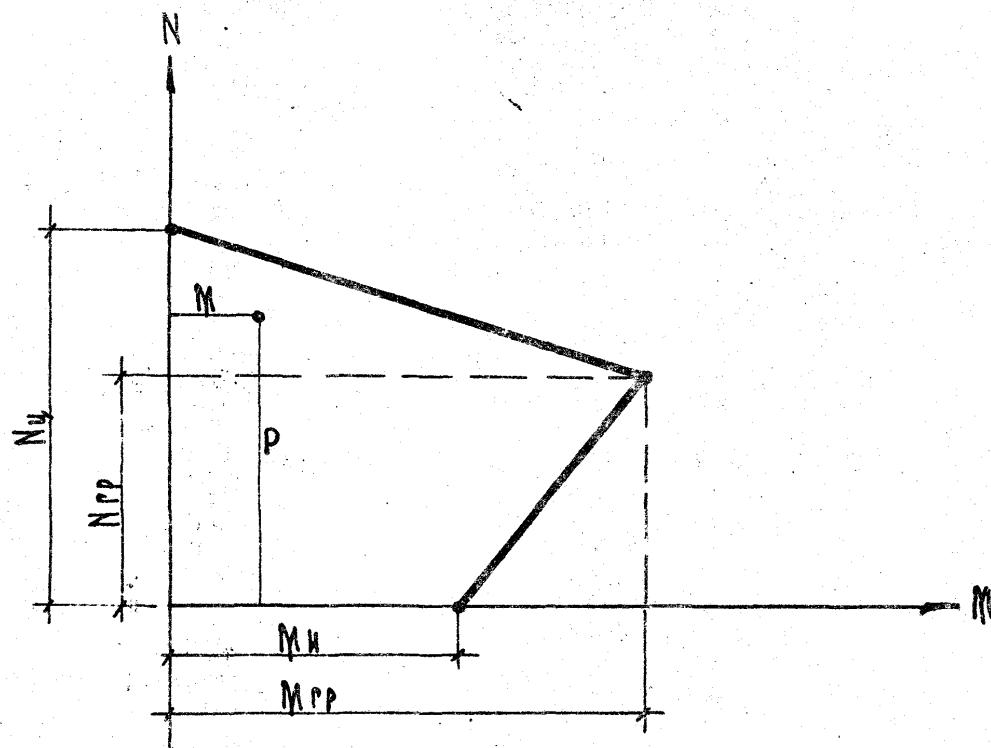


Рис. 2

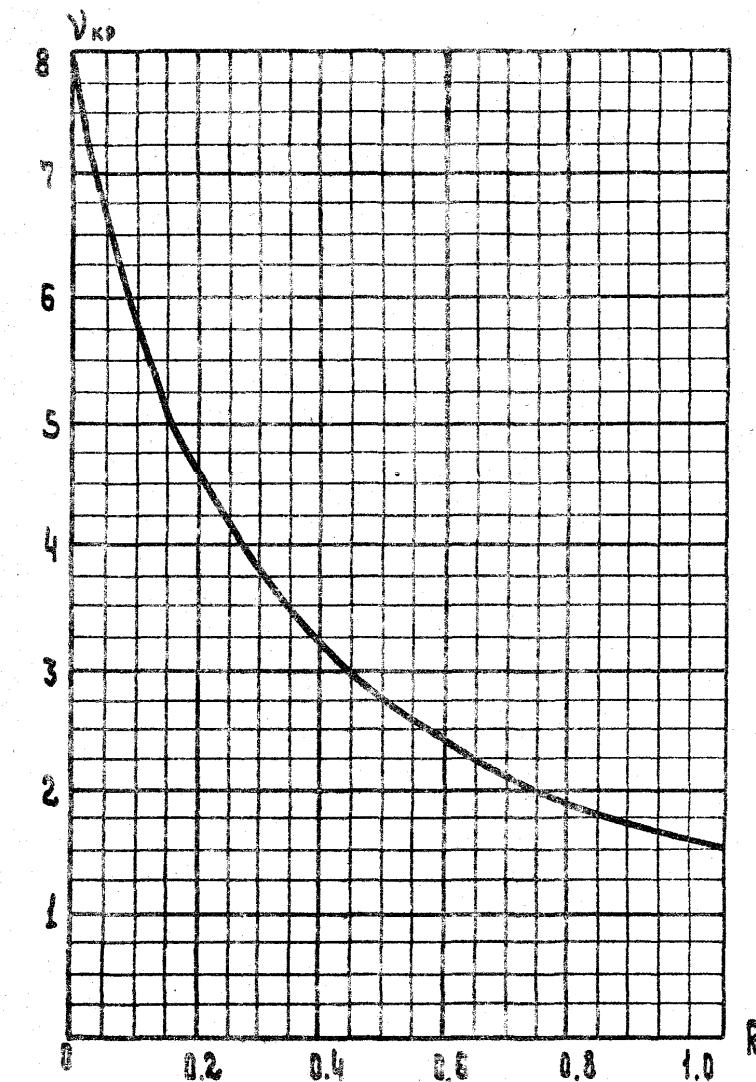


Рис. 3

$M_x^H; M_{y^H}$

- НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ СУММАРНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И БИМОМЕНТА ОТ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКИ В УРОВНЕ НИЗА ДИАФРАГМ;

$M_{fx}^H; M_{fy}^H$

- ТОЖЕ В УРОВНЕ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА.

$H$  - ВЫСОТА ЗДАНИЯ.

НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ СУММАРНЫХ МОМЕНТОВ И БИМОМЕНТА ПРИНИМАЮТСЯ  $M^H = \frac{M}{1.2}$ ; ГДЕ  $M$  - РАСЧЕТНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ТЕХ ЖЕ ВЕЛИЧИН ОПРЕДЕЛЕННЫЕ ПРИ СБОРЕ НАГРУЗОК.

ФОРМУЛАХ (13)-(14) ПЕРВЫЕ СЛАГАЕМЫЕ УЧИТЫВАЮТ ДЕФОРМАЦИЮ Я ЗА СЧЕТ ИЗГИБА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ, ВТОРЫЕ - ЗА СЧЕТ ГИБКОСТИ ОСНОВАНИЯ.

КОЭФФИЦИЕНТЫ ГИБКОСТИ ОСНОВАНИЯ ФУНДАМЕНТА КАКДОИ ДИАФРАГМЫ ВЫЧИСЛЯЮТСЯ В СООТВЕТСТВИИ С УКАЗАНИЯМИ СНиП II-Б. 1-62.

$$m_L = \frac{E c p \left( \frac{z}{L} \right)^2}{\left( 1 - M_{op} / K \right)} \quad (15)$$

ПРИ ЭТОМ С-РАЗМЕР ФУНДАМЕНТА В ПЛОСКОСТИ ДИАФРАГМЫ, ОСТАЛЫЕ ВЛИЯНИЯ ПО СНиП II-Б.1-62.

ПРИ АБСОЛЮТНО ЖЕСТКОМ ОСНОВАНИИ (СВАЙНЫЕ ФУНДАМЕНТЫ) В ФОРМУЛЕ (15) СЛЕДУЕТ ПРИНИМАТЬ  $K = 0$ , Т.Е. ПОДАТЛИВОСТЬ ОСНОВАНИЯ НЕ ВЗИДАЕТСЯ.

ПОДСТИЛЬНЫЙ ПРОГИБ ЗДАНИЯ ЗА СЧЕТ ИЗГИБА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ВЕЛИЧИНОЙ  $\frac{1}{1000}$ .

ПОДСТИЛЬНЫЙ ПРОГИБ ЗДАНИЯ ЗА СЧЕТ ПОДАТЛИВОСТИ ОСНОВАНИЯ НЕ ДОЛЖЕН ПРЕВЫШАТЬ  $\frac{1}{1000}$ .

ДЛЯ ЗДАНИЙ С АБСОЛЮТНО ЖЕСТКИМ ОСНОВАНИЕМ И СИММЕТРИЧНЫМИ КОНСТРУКЦИЯМИ МОЖНО ОПРЕДЕЛЯТЬ СУММАРНУЮ ЖЕСТКОСТЬ ДИАФРАГМ, ДОСТАТОЧНУЮ ДЛЯ ОБЕСПЕЧЕНИЯ ОГРАНИЧЕННОГО ВОИНЬЕ ДОПУСТИМЫХ ОТНОСИТЕЛЬНЫХ ПРОГИБОВ ОТ ИЗГИБА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ:

$$B = 250 \text{ м} \quad (16)$$

ОСНОВАНИИ ЗАВИСИМОСТИ (16) МОЖНО ОСУЩЕСТВЛЯТЬ ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЙ ПОДБОР ДИАФРАГМ.

## ЧЕЧЕТ ВЛИЯНИЯ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА

ВЛИЯНИЕ ПРОДОЛЬНЫХ СИЛ НА ВЕЛИЧИНУ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ДИАФРАГМАХ И ИХ ДЕФОРМАЦИЙ УЧИТАВАЕТСЯ ХОДОФИЦИЕНТОМ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА, КОТОРЫЙ ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$n = \frac{1}{1 - \frac{\varphi}{\varphi_k}} \quad (17)$$

ЗДЕСЬ  $\varphi$  - БЕЗРАЗМЕРНЫЙ ПАРАМЕТР ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЙ НА ЗДАНИЕ,  $\varphi_k$  - КРИТИЧЕСКОЕ ЗНАЧЕНИЕ ЭТОГО ПАРАМЕТРА.

ОПРЕДЕЛЕНИЕ  $\varphi$  И  $\varphi_k$ , А ТАКЖЕ ПОРЯДОК РАСЧЕТА С ЧЕМТОМ 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 ВСТОЙЧИВОСТИ В ТРЕХ РАЗЛИЧНЫХ ФОРМАХ: В ФОРМЕ ПОСТУПАТЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ЗДАНИЯ В НАПРАВЛЕНИИ ХОДИДИАТНЫХ ОСЕЙ И В КРУГЛЯЛЬНОЙ ФОРМЕ. В ЭТОМ СЛУЧАЕ СОСТАВЛЯЮЩИХ ПОЛНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ, СОВПАДАЮЩИЕ С ОПРЕДЕЛЕННЫМ ВИДОМ ДЕФОРМАЦИЙ, СЛЕДУЕТ УМНОЖАТЬ КАЖДУЮ НА СВОИЙ КОЭФФИЦИЕНТ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА, Т.Е. ПРИ ВЫЧИСЛЕНИИ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ С ЧЕМТОМ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА ПОЛЬЗОВАТЬСЯ ФОРМУЛАМИ:

$$M_{Ly} = M_{L^H}^H + \Delta M_{Ly} \cdot \varphi_k; \quad M_{Lz} = M_{L^H}^H + \Delta M_{Lz} \cdot \varphi_k; \quad (18)$$

БЕЗРАЗМЕРНЫЕ ПАРАМЕТРЫ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ, СООТВЕТСТВУЮЩИЕ КАЖДОМУ ВИДУ ДЕФОРМАЦИИ, ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛАМ:

$$\varphi_y = \frac{H^2 E P_y}{B_y}, \quad \varphi_z = \frac{H^2 E P_z}{B_z}, \quad \varphi_{yz} = \frac{H^2 E P_z (z^2 + y^2)}{B_{yz}}; \quad (19)$$

КРИТИЧЕСКИЕ ЗНАЧЕНИЯ ПАРАМЕТРА ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ПО ГРАФИКУ НА РИС. 3 В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОДАТЛИВОСТИ ОСНОВАНИЯ  $R_y$ . ПРИ АБСОЛЮТНО ЖЕСТКОМ ОСНОВАНИИ  $\varphi_k = 7.24$ .

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПОДАТЛИВОСТИ ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЯ В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ВИДА ДЕФОРМАЦИИ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ВЫРАЖЕНИЯМИ:

$$R_y = \frac{B_y}{H \Sigma m_{Ly}}, \quad R_z = \frac{B_z}{H \Sigma m_{Lz}}, \quad R_{yz} = \frac{B_{yz}}{H \Sigma (m_{Ly} z^2 + m_{Lz} y^2)}; \quad (20)$$

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

В ФОРМУЛЕ (20) П - КОЭФФИЦИЕНТ ЖЕСТКОСТИ ОСНОВАНИЯ  
СДЕЛЬНОЙ БИАФРАГМЫ - ВЫЧИСЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ (15).

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

$$V_{KP} = \frac{2,08}{0,266 + R}; \quad (21)$$

АНАЛОГИЧНЫЕ УВЕЛИЧИВАЮЩИЕСЯ ВЕЛИЧИНЫ ДЕФОРМАЦИЙ  $f_{0y}$ ,  $f_{0x}$ ,  $\theta$  УМНОЖЕНЫЕ КАЖДОЙ НА КОЭФФИЦИЕНТЫ  $\alpha_y$ ,  $\alpha_x$  И  $\alpha_{\theta}$  СООТВЕТСТВЕННО.

2. Если точка приложения равнодействующей вертикальной нагрузки не совпадет с плане с центром жесткостей, то даже в том случае, когда схема несущих конструкции симметричны относительно центра жесткостей (рис. 4) возможна единственная форма потери устойчивости изгибно-растягивающая окончательные значения изгибающих моментов определяются расположением поляных моментов, вычисленных с учетом кручения по формулам (2). На единий коэффициент продольного изгиба.

$$M_{Lx} = (M_{lx} + \Delta M_{lx}) n; \quad M_{Lz} = (M_{lz}^0 - \Delta M_{lz}) n; \quad (22)$$

ПРИ ВЫЧИСЛЕНИИ КОЭФФИЦИЕНТА  $\Pi$  БЕЗРАЗМЕРНЫЙ ПАРАМЕТР ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ ВЫЧИСЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$V = \frac{H^2 \sum p_i}{B_{\min}} \quad (23)$$

КЕРТИЧЕСКОЕ ЗНАЧЕНИЕ ПАРАМЕТРА ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ  
СПРЕДЛЯЕТСЯ ИЗ РЕШЕНИЯ КУБИЧЕСКОГО УРАВНЕНИЯ

$$\sqrt{\gamma_p} + \sqrt{\kappa_p} \delta_2 - \sqrt{\kappa_p} \delta_1 + \delta_0 = 0 \quad (24)$$

КОЭФФИЦИЕНТЫ ЭТОГО УРАВНЕНИЯ РАВНЫ:

$$C_2 = \left[ (\bar{V}_x + \bar{V}_y + \bar{V}_{yz}) \zeta^2 - \bar{V}_x C_x^2 - \bar{V}_y C_y^2 \right] \frac{1}{2}$$

$$S_1 = (\bar{V}_1 \bar{V}_2 + \bar{V}_2 \bar{V}_{12} + \bar{V}_2 \bar{V}_{12}) \tau^2. 4$$

$$\hat{G}_0 = \tilde{V}_1 \tilde{V}_2 \tilde{V}_3 \cdot ?^2 - 3$$

В ФОРМУЛАХ КОЭФФИЦИЕНТОВ ПРИНЯТЫ ОБОЗНАЧЕНИЯ:

$$\bar{V}_{KB} = \left( \frac{H^2 \sum P_L}{B_{\min}} \right)_{KP}; \quad \bar{V}_y = \sqrt{V_{yKP}} \frac{B_y}{B_{\min}}; \quad \bar{V}_z = \sqrt{V_{zKP}} \frac{B_z}{B_{\min}}; \quad \bar{V}_{yz} = \sqrt{V_{yzKP}}$$

$$\beta = \frac{\sum p_i}{\sum p_i(y_i^2 + z_i^2)}, \quad \gamma = \frac{B_y + B_z}{\sum A_i} + C_y^2 + C_z^2, \quad \eta = \frac{1}{C_y^2 + C_z^2}.$$

$$C_y = \frac{\sum A_i Y_L}{\sum A_L}; \quad C_z = \frac{\sum A_i Z_L}{\sum A_L};$$

ПРИ ЭТОМ:

$\bar{V}_{\text{УКР}}, \bar{V}_{\text{ЗКР}}, \bar{V}_{\text{УЗКР}}$  — ЗНАЧЕНИЯ КРИТИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ ВЕРТИКАЛЬНОЙ РАДИОЧАСТИЦЫ, СООТВЕТСТВУЮЩИЕ ПОСТУПАТЕЛЬНОЙ И ХРУТИЛЬНОЙ ФОРМАМ МАГНИТНЫХ ПОЛЯРНОСТЕЙ И ОПРЕДЕЛЯЮЩИЕ КАКИЕ-ЛИБО

$S_x; S_y$  - расстояние от начала координат (центра изгиба жесткостей) до центра осевых жесткостей несущей системы по направлениям соответствующих осей.

А<sub>1</sub> - ОСЕВАЯ ЖЕСТКОСТЬ ВЕРТИКАЛЬНОГО ЭЛЕМЕНТА, ВЫЧИСЛЕННАЯ ДЛЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА. ЗНАЧЕНИЯ А<sub>1</sub> ДЛЯ РАЗЛИЧНЫХ ДИАФРАГМ, ОПРЕДЕЛЕННЫЕ С УЧЕТОМ ПОДАТОК СОЕДИНЕНИЙ, ПРИВЕДЕНЫ В ТАБЛ. 1.

$\delta_{min}$  - наименьшее из значений суммарных жесткостей с  
Ву или Вз.

УРАВНЕНИЕ (24) РЕКОМЕНДУЕТСЯ РЕШАТЬ МЕТОДОМ ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНЫХ ПРИБЛИЖЕНИЙ. В ПЕРВОМ ПРИБЛИЖЕНИИ ВЕЛИЧИНА КРИТИЧЕСКОГО ПАРАМЕТРА:

$$N_{xp_1} = \frac{\delta_0 [\delta_1 - (\bar{x}^2 + \delta_2 \bar{x} - \delta_1)]}{-2\delta_1(\bar{x}^2 + \delta_1 \bar{x} - \delta_1)} ;$$

$$3x^2 + 26x - 61 = 0$$

$$\text{ПРИБЛИЖЕНИИ } V_{kp} \text{ РАВНО: } V_{kp_2} = V_{kp_1} \frac{\delta_0}{\delta_0 - y}$$

ОБЫЧНО ДОСТАТОЧНО ДВУХ-ТРЕХ ПРИБЛИЖЕНИЙ. РАЗРЕШАЕТСЯ О ВАТЬСЯ ВЫЧИСЛЕНИЕМ ВЕЛИЧИНЫ  $\bar{V}_{Kp}$  В ПЕРВОМ ПРИБЛИЖЕНИИ.

Т.К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ.	С II 34
1971	ПОЛЯСТИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.	34

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Провести проверку прочности в местах сильного действия ветажного здания без подкладки разномером в виде обвязок, приведенных в Г Ветровом Районе.

Высота этажа 4,2 м.

Нормативная временная нагрузка на перекрытие равна 150 кг/м.кв.

Нагрузка от стендовых панелей соответствует стендовым панелям высотой 60 см с остекленной оставшейся частью стены (см. табл. 6 анонса) принятая по архитектурным соображениям, конструкция здания показана на рис. 5; диафрагмы гаухе длиной 6м типа Г.

Основание здания составляют ящики средней ячейковости, характер которых следующий:  $\delta = 1500 \text{ т}/\text{м.кв}$ ;  $M = 8,80$ .

Жесткость одной диафрагмы типа Г по табл. 4  $\delta = 1,65 \times 10^6 \text{ т.м}^2$ .

Положение центра жесткостей относительно проверяемой точки 0, совпадающей с точкой пересечения осей Г-Г и 10-10, находит по формуле (1), пренебрегая жесткостью диафрагм из-за ее величины и жесткостями колонн:

$$a_z = \frac{\sum V_{iz} Z_i}{\sum V_{iz}} = \frac{10,5 \times 10^6 (34 + 42 + 36 + 18 + 12)}{6 \times 10,5 \times 10^6} = 27 \text{ м.}$$

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

В данном случае этот же результат можно определить без вычислений из соображений симметрии.

На рисунке 5 показано расположение координатных осей в здании вертикальные элементы (диафрагмы и колонны).

Расчет в плоскости напряжений

СТЕНОВЫЕ НАГРУЗКИ ПО ТАБЛИЦЕ 6 ЧСТ 9		ЗАДАЧА 1 ВЕНДЕРСКАЯ	
СЧЕТНЫЕ ВЕТРОВЫЕ МОМЕНТЫ В УРОВНЕ КИЗА ДИАФРАГМ №	60 м		
В УРОВНЕ ВОДОШВЫ Ф-ТА №			
2500 тм	$2500 \times \frac{1}{3} = 2500 \text{ тм}$		
3160 тм	$3160 \times \frac{1}{3} = 1053 \text{ тм}$		

ОЧЕДНОЕ: МОМЕНТ В УРОВНЕ ВОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА № ОПРЕДЕЛЕН  
ПО АЛГОРИТМУ ПРИЛОЖЕНИЯ МЕЖДУ ЗАКЛЮЧЕНИЯМ ДОКЛАДОВ В  
УРОВНЕ КИЗА ДИАФРАГМ И УРОВНЯ ПОДВОДА (ТАБЛ. 5), ПРИЧИНА  
ГАБИЧНОЕ ЗАКОЛЧЕНИЕ ФУНДАМЕНТА 6,0 м.

ПРОВЕРКА СОСТОЯНИЯ СТЕКЛА

1. БУССОВЫЕ НАГРУЗКИ СТЕКЛА  
В ПОКРЫТИИ  $Q_{pt} = 1,45 \text{ т}$   
В ПЕРЕКРЫТИИ  $Q_{pt} = 2,20 \text{ т}$

2. ПРОВЕРКА РАБОЧИХ РАБОЧИХ СРЕДНИХ РАМ  
В ПОКРЫТИИ  $Q_{pt} = 16,87$   
В ПЕРЕКРЫТИИ  $Q_{pt} = 22,87$

3. ПРОВЕРКА РАБОЧИХ РАБОЧИХ ТОРЦЕВЫХ РАМ  
В ПОКРЫТИИ  $Q_{pt} = 13,27$   
В ПЕРЕКРЫТИИ  $Q_{pt} = 16,87$

4. РАСПРОСТРАНЕННАЯ НАГРУЗКА НА РИГЕЛЬ СРЕДНИХ РАМ С  
УЧЕТОМ СОСУЩЕСТВУЮЩЕГО ВЕСА РИГЕЛЕЙ  
В ПОКРЫТИИ  $Q_{pt} = 6,59 \text{ т}/\text{п. м.}$   
В ПЕРЕКРЫТИИ  $Q_{pt} = 7,59 \text{ т}/\text{п. м.}$

5. РАСПРОСТРАНЕННАЯ НАГРУЗКА НА РИГЕЛЬ ТОРЦЕВЫХ РАМ С  
УЧЕТОМ СОСУЩЕСТВУЮЩЕГО ВЕСА РИГЕЛЕЙ  
В ПОКРЫТИИ  $Q_{pt} = 4,39 \text{ т}/\text{п. м.}$   
В ПЕРЕКРЫТИИ  $Q_{pt} = 5,39 \text{ т}/\text{п. м.}$

СБОР ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

1. ДЛЯ ДИАФРАГМ „13“ В „22“

$Q_{pt}^1 = 16,87$	$Q_{pt}^2 = 6,59 \text{ т}/\text{п. м.}$
$Q_{pt} = 22,87$	$Q_{pt} = 7,59 \text{ т}/\text{п. м.}$
$N_1 = 1,45 \text{ т}$	ВЕС КРОВЛИ $Q_k = 4 \times 0,4 \times 6,8 \times 9 \times 2,5 = 15,25 \text{ т.}$
$N_2 = 2,20 \text{ т}$	ВЕС ДИАФРАГМ $Q_d = 1 \times 0,56 \times 5,6 \times 9 \times 4,2 \times 2,5 = 74,1 \text{ т.}$

РАВНОДЕЙСТВУЮЩАЯ ВЕРТИКАЛЬНАЯ НАГРУЗКА  
 $R_s = R_{22} = 1,45 + 16,87 + 6,59 \times 6 + 22,87 + 7,59 \times 6 + 30,4 + 74,1 = 172,9 \text{ т.}$

НАГРУЗКА ПРИМЕНЕНА С ЭКЦЕНТРИСИТЕТОМ В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ У:

$$C_{xy} = C_{ayy} = \frac{(16,8 - 1,45) \times 3 + (22,8 - 2,2) \times 3 \times 8}{172,9} = -0,721 \text{ н.}$$

2. ДЛЯ КОЛОНН „3“

$Q_{pt}^1 = 13,27$	$M_1 = 1,45 \text{ т}$
$Q_{pt} = 16,87$	$M_2 = 2,20 \text{ т}$
$Q_k = 15,25 \text{ т}$	

$$R_s = 13,27 + 1,45 + (16,8 + 2,2) \times 8 + 15,25 = 187,5 \text{ т.}$$

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРЧА ИИ-04-0
1971	БЕЛСКИТЕЛЬНАЯ ЗАВОДСКАЯ.	ВЫПУСК 4

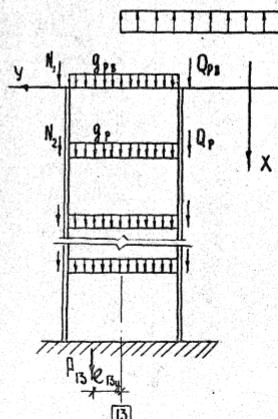
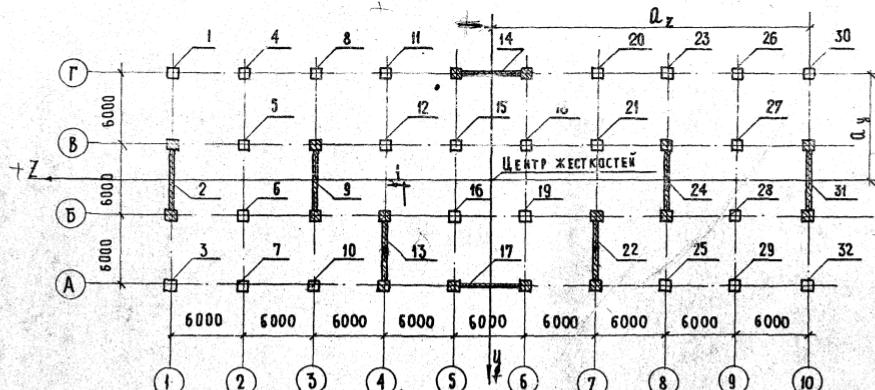


Рис. 5

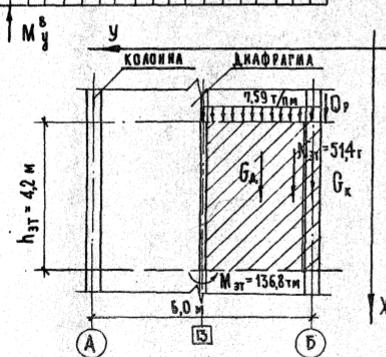


Рис. 6

СЕРИЯ ИИ-04	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	
Т.К	Пояснительная записка	ВЫПУСК А
1971		выпуск 4

АНАСЕНЧНО СОВМЕСТНЫЕ ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ ДЛЯ ВСЕХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ. РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТОВ ПРЕДСТАВЛЕНЫ В ТАБЛ. А.

ТАБЛ. А

№ ВЕРТИКАЛЬНОГО ЭЛЕМЕНТА	КОЛ-ВО ОДИНАКОВЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ	
		P (T)	P (T)
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	238,1	1434,6
5; 8; 12; 15; 16; 18			
19; 21; 27; 28	10	413,7	4137,0
9; 24	2	885,6	1771,2
7; 10; 25; 29	4	238,1	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 эксцентрического действия вертикальной нагрузки во всех колоннах и центрально нагруженных диафрагмах принимаем равными нулю, ввиду малости эксцентриситетов.

СУММАРНЫЙ ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ ОТ ЭКСЦЕНТРИЧЕСКОГО ДЕЙСТВИЯ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ:

$$\Sigma P_{13}E_{13y} = E_{13y}(-0,72) \text{ тм}$$

$$P_{22} = P_{13} = 725,9 \text{ т}$$

$$\Sigma P_{13}E_{13y} = P_{13}E_{13y} + P_{22}E_{22y} = 2 \times 725,9 \times (-0,72) = -1048 \text{ тм.}$$

Т.к. здание и нагрузки симметричные, крутильные деформации отсутствуют, изгибающие моменты в диафрагмах (одинаковые для всех диафрагм) вычисляем по Ф-ЛЕ (3).

б) ДЛЯ УГИБАТЕЛЬНОГО НАПРАВЛЕНИЯ ВЕТРОВОГО МОМЕНТА (НА ОДИН СЛОЙ)

$$M_{1x} = M_{1y} = \frac{B_1x}{B_y} = \frac{(-2610-1048)}{6 \times 10,5 \times 10^6} = -610 \text{ тм}$$

в) ДЛЯ ПОЛОЖИТЕЛЬНОГО НАПРАВЛЕНИЯ ВЕТРОВОГО МОМЕНТА

$$M_{1x} = (2610-1048) \times \frac{10,5 \times 10^6}{6 \times 10,5 \times 10^6} = 262 \text{ тм}$$

ЗДЕСЬ  $i = 2, 9, 13, 22, 24, 31$ .

### ВЫЧИСЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА.

БЕЗРАЗМЕРНЫЙ ПАРАМЕТР ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ ПРИ ВЫСОТЕ ЗДАНИЯ  $H = 9 \times 4,6 = 37,8 \text{ м}$  ПО Ф-ЛЕ (19) РАВЕН:

$$\sqrt{\frac{H}{B_y}} = \frac{37,8^2 \times 13032}{63 \times 10^6} = 0,236$$

Коэффициент жесткости основания диафрагмы вычисляется по Ф-ЛЕ (15):

$$m_1 = \frac{E_{sp} \left(\frac{H}{2}\right)^2}{(1-M_{sp})K} = \frac{4500 \times \left(\frac{12}{2}\right)^2}{(1-0,3^2) \times 1,25} = 8,5 \times 10^5 \text{ тм}$$

ФУНДАМЕНТЫ ДИАФРАГМ ПРИНЯТЫ РАЗМЕРОМ  $3 \times 12 (\text{м})$ , ТОГДА ПРИ  $\mu = \frac{12}{3} = 4$  (см. СНиП II-Б 1-62 рис 4)

НАХОДИМ  $K = 1,25$ .

ХАРАКТЕРИСТИКА ПОДДАЧИОСТИ ОСНОВАНИЯ ПО Ф-ЛЕ (20) РАВНА

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

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

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

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

$$\Pi = \frac{1}{1 - \frac{3}{\sqrt{K_P}}} = \frac{1}{1 - \frac{3}{3,5}} = \frac{1}{1 - 0,857} = 1,09$$

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

Т.Н	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИД-0-0	ВЫПУСК № 557
1971	ПОГЛЯДЫТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА		4

а) При отрицательном направлении ветрового момента

$$M_{LX} = M_{LZ} \cdot C = -640 + 4,09 = -605 \text{ тм}$$

б) При положительном направлении ветрового момента

$$M_{LX} = 262 \times 1,09 = 287 \text{ тм}$$

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

#### ПРОВЕРКА НАСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДИАФРАГМ ПО НОРМАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ

ПРИНИМАЕМ ДИАФРАГМЫ ТИПА 4 С ХОДОНИНАМИ ТИПА 5.

$$N_4 = 1200 \text{ т}$$

$$N_{TP} = 630 \text{ т}$$

$$M_u = 470 \text{ тм}$$

$$M_{TP} = 1740 \text{ тм}$$

Для всех диафрагм  $N_c > N_{TP}$  (см. табл. А).

Проверяем прочность наиболее нагруженной диафрагмы № 9 для которого  $P_x = 886$ .

$M_b = 665 \text{ тм}$  (всята абсолютная величина)

Проверяем условие (7)

$$M + P \frac{M_{TP}}{N_4 \cdot H_p} \leq \frac{N_4 \cdot M_{TP}}{N_4 - N_{TP}}$$

$$\text{т. к. } \frac{665 + 886}{1200 - 630} = 3375 \text{ тм} < \frac{1200 \times 1740}{1200 - 630} = 3860 \text{ тм}$$

Прочность диафрагмы обеспечена.

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

#### ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШВОВ ДИАФРАГМЫ

Проверку прочности вертикальных швов производим для диафрагмы № 9. 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 граница диафрагмы расположена по оси А-А (рис. 5). Если сместить на диафрагму по А-А расстояние вдольна вала, вызывающий изгибающий момент в формуле (14) принимать положительным (рис. 7),

$$M_{31} = M \frac{2 \times 9 - 1}{9^2} = 665 \frac{2 \times 9 - 1}{9^2} = 139 \text{ тм}$$

$$N_{31} = \frac{P}{n} = \frac{72,6}{9} = 80,7 \text{ т}$$

Для части расположенной правее вертикального шва (рис. 7)

$$N_{31} = Q_p + \frac{Q_R}{2} + \frac{6k + 0,56g}{n} = 22,8 + \frac{7,59 \times 8}{2} + \frac{15,25 + 0,5 \times 74,1}{9} = 54,1 \text{ т}$$

По таблнце 1 момент инерции диафрагмы типа 4 № 5 = 4,95 м<sup>4</sup> площадь  $F = 1,105 \text{ м}^2$

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

Сдвигающая сила в шве по Ф-Ле (10) равна:

$$T = M_{31} \frac{S}{j} \pm (N_{31} \frac{F}{C} - N_{31}) =$$

$$= 139 \times 0,21 \pm (80,7 \times 0,5 - 51,4) = 15,2 \text{ т}$$

Значение "плюс" перед скобкой принимается при определении сдвигающего усилия, действующего на часть диафрагмы, расположенной правее вертикального шва.

Условие (9) выполняется

$$T = 15,2 \text{ т} < [T] = 60 \text{ т}$$

Прочность шва обеспечена.

б) При ветре противодействующем направлению в диафрагме № 9 растянутая граница по оси Б-Б

$$M_{31} = -2,87 \frac{2 \times 9 - 1}{9^2} = -60 \text{ тм}$$

Для части расположенной правее вертикального шва  $N_{31} = 51,4 \text{ т}$  сдвигающая сила в среднем шве

$$T = -60 \times 0,21 + (80,7 \times 0,5 - 51,4) = -23,6 \text{ т}$$

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

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ
1971	Пояснительная записка	Бланк лист

ПРОВЕРКА ДЕФОРМАЦИИ

АДСИСТЕМНЫЙ ИЗГИБЩИЙ МОМЕНТ В ЧУВСТВИИ НИЗА ДИАФРАГМ

$$M_y = 1,09 \frac{(-2610 - 1048)}{1,2} = 3330 \text{ ТМ}$$

В ЧУВСТВИИ ПОДАЧЕЙ ФУНДАМЕНТА

$$M_{\phi y} = 1,09 \frac{(-2840 - 1048)}{1,2} = 3530 \text{ ТМ}$$

СТАТИЧЕСКИЙ ПРОГИБ ЗДАНИЯ ЗА СЧЕТ ИЗГИБА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ РАВЕН:

$$f_y = \frac{M_y h}{48y} = \frac{3330 \times 37,8}{4 \times 8,5 \times 10^6} = \frac{1}{2000} < [f] = \frac{1}{1000};$$

ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ПРОГИБ ЗА СЧЕТ ПОДАЧИ ОСНОВАНИЯ:

$$f_y = \frac{M_{\phi y}}{\Sigma m_{\phi y}} = \frac{3530}{8,5 \times 10^6 \times 4} = \frac{1}{1440} < [f] = \frac{1}{1000};$$

"РУССКИЙ ЗДАНИЕ" ( $\frac{1}{2000}$ ) ИЗНАЧАТЕЛЬНО МЕНЬШЕ ДОПУСТИМОГО ( $\frac{1}{1000}$ )

СВОЙСТВО ОБ ОБЪЕМНОМ МЯСТОСТИ, СЛЕДОВАТЕЛЬНО МОЖНО УМЕНЬШИТЬ ВОДОДАЧУ ОФАРГАМ

ОБЪЕМНАЯ СУММАРИЧНАЯ ЖЕСТКОСТЬ ДИАФРАГМ ПО ФОРМУЛЕ (16)

$$\delta = 250 M^2 h = 250 \times 3330 \times 37,8 = 32 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$$

$$\text{КОМПЕТЕНТНОСТЬ ДИАФРАГМЫ } \Pi = \frac{\delta}{10,5 \times 10^6} = \frac{32 \times 10^6}{10,5 \times 10^6} = 1$$

ЗАЧИСТИТЬ ОДИНЧИЕ ДИАФРАГМЫ ("9", "13", "22", "24") ПРОИЗВОДИМ СЕКСЫ НА ПРОЧНОСТЬ И ДЕФОРМАТИВНОСТЬ, ИСПОЛЗУЯ ДАННЫЕ, ПОЛУЧЕННЫЕ ЗАЧИСТИТЬ С 6-ОЙ ДИАФРАГМОЙ:  $\Sigma R_{\phi y} = -1048 \text{ ТМ}$

ОТНОСИТЕЛЬНОГО НАПРАВЛЕНИЯ ВЕТРОВОГО МОМЕНТА

$$M_y = (-2610 - 1048) \times \frac{1}{4} = -915 \text{ ТМ}$$

$$\text{ДЛЯ ОДНОИТЕЛЬНОГО НАПРАВЛЕНИЯ } M_y = (2610 - 1048) \times \frac{1}{4} = 391 \text{ ТМ}$$

$$\frac{h^2 \Sigma R_{\phi}}{8y} = \frac{37,8^2 \times 13032}{4 \times 10,5 \times 10^6} = 0,442, \quad m_{\phi} = \frac{E_{\phi} (\frac{h}{2})^2}{(1 - \mu_{\phi}^2) K} = 8,5 \times 10^5 \text{ ТМ}$$

$$\frac{f_y}{\Sigma m_{\phi y}} = \frac{42 \times 10^6}{37,8 \times 8,5 \times 10^5 \times 4} = 0,33, \quad \gamma_{K \phi} = \frac{2,08}{0,266 + R} = \frac{2,08}{0,266 + 0,33} = 3,5$$

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

БАЮЩИЙ МОМЕНТ В ДИАФРАГМЕ С ЧУВСТВИЕМ ПРОДОЛЖИТЕЛЬНОГО ИЗГИБА ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ ВЕТРЕ  $M_{\phi y} = -915 \times 1,14 = -1040 \text{ ТМ}$

ПРИ ОДНОИТЕЛЬНОМ ВЕТРЕ  $M_{\phi y} = 390 \times 1,14 = 445 \text{ ТМ}$

ПРОВЕРКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДИАФРАГМ ВО НОРМАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЯХ

ПРОВЕРЯЕМ РАВНОСТЬ ПРИНЯТЫХ ДИАФРАГМЫ ТИПА 5 С ИСХОДЯЩИМИ ТИПА 5

$$N_{\phi} = 1200 \text{ Т}, \quad N_{\phi y} = 630 \text{ Т}, \quad M_y = 470 \text{ ТМ}, \quad M_{\phi y} = 1740 \text{ ТМ}$$

$$\text{ДЛЯ ДИАФРАГМЫ } \#^* \quad P_g = 886 \text{ Т}, \quad M_g = 1040 \text{ ТМ}$$

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

ПРОЧНОСТЬ ДИАФРАГМЫ НЕ ОБЕСПЕЧЕНА. ПРИНИМАЕМ ОДИНЧИЙ ТИПА Б ДЛЯ КОТОРЫХ  $N_{\phi} = 1360 \text{ Т}, \quad N_{\phi y} = 660 \text{ Т}, \quad M_y = 710 \text{ ТМ}, \quad M_{\phi y} = 2130 \text{ ТМ}$

$$\text{ДЛЯ ВСЕХ ДИАФРАГМ } P_L > N_{\phi} = 660 \text{ Т}$$

$$\text{ПРОВЕРЯЕМ УСЛОВИЕ (7): } \frac{1040 + 886}{1360 - 660} \frac{2130}{3750} < \frac{1360 + 2130}{1360 - 660} = 4150$$

ПРОЧНОСТЬ ДИАФРАГМЫ ОБЕСПЕЧЕНА

ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ЧУВСТВ

а) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА

$$M_{\phi y} = 445 \frac{2 \times 9 - 1}{9^2} = 218 \text{ ТМ} \quad N_{\phi y} = 80,7 \text{ Т}$$

$$\text{ДАВЛЯЮЩАЯ СИЛА В ВЕ: } T = M_{\phi y} \frac{S}{J} + (N_{\phi y} \frac{F}{T} - N_{\phi y}) = \\ = 218 \times 0,21 + (80,7 \times 0,5 - 51,4) = 35 \text{ Т} < [T] = 60 \text{ Т}$$

б) ПРИ ПОДВИГАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА

$$M_{\phi y} = -445 \frac{2 \times 9 - 1}{9^2} = -94 \text{ ТМ} \quad T = -94 \times 0,21 + (80,7 \times 0,5 - 51,4) = -30,6 < [T] = 60 \text{ Т}$$

ПРОВЕРКА ДЕФОРМАЦИИ

$$M_y = 1,14 \frac{(-2610 - 1048)}{1,2} = 3470 \text{ ТМ} \quad M_{\phi y} = 1,14 \frac{(-2840 - 1048)}{1,2} = 3690 \text{ ТМ}$$

ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ПРОГИБ ЗА СЧЕТ ИЗГИБА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ РАВЕН

$$f_y = \frac{M_y h}{48y} = \frac{3470 \times 37,8}{4 \times 42 \times 10^6} = \frac{1}{1280} < [f] = \frac{1}{1000};$$

ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ПРОГИБ ЗА СЧЕТ ПОДАЧИ ОСНОВАНИЯ

$$f_y = \frac{M_{\phi y}}{\Sigma m_{\phi y}} = \frac{3690}{8,5 \times 10^6 \times 4} = \frac{1}{920} > [f] = \frac{1}{1000};$$

ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ПРОГИБ ЗДАНИЯ ЗА СЧЕТ ПОДАЧИ ОСНОВАНИЯ ИЗДЕЛИЯ НЕЗНАЧИТЕЛЬНО БОЛЬШЕ ДОПУСТИМОГО. ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ОСНОВАНИЯ МОЖНО СНИЗИТЬ УВЕЛИЧЕНИЕМ РАЗМЕРОВ ФУНДАМЕНТА НЕ УВЕЛИЧИВАЯ КОЛИЧЕСТВО ДИАФРАГМ.

СЕР. №	УКАЗАНИЕ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	ФОРМУЛЫ
НИ-04-3	Пояснительная записка	4

ПРИМЕР РАСЧЕТА № 2

Призвести проверку прочности и жесткости несущей системы 9ти этажного здания размером в плане 54х18м, стоящегося в г. Петровом районе. Высота этажа 4,2 м.

Пневматическая временная нагрузка на перекрытие равна 500 кг/м<sup>2</sup>. Нагрузка от стеновых панелей соответствует стеновым панелям высотой 0,6 м с остеклением оставшейся части стены (см. табл. 5 лист 6). Принятая по архитектурным соображениям компоновка здания показана на рис. 8; диаграммы газные длиной 6 м типа 1, колонны типа 6.

Внешние здания принят абсолютно жестким.

Жесткость одной диаграммы типа 1 по табл. 1

$$B = 10,5 \times 10^6 \text{ мм}^2, \quad \sum B_{ij} = 5 \times 10,5 \times 10^6 = 52,5 \times 10^6 \text{ мм}^2;$$

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

$$\alpha_z = \frac{\sum B_{iz} z_i}{\sum B_{iz}} = \frac{10,5 \times 10^6 (9 + 7 + 6 + 3 + 2) 0}{5 \times 10,5 \times 10^6} = 32,4 \text{ м}$$

$$\alpha_y = \frac{\sum B_{iy} y_i}{\sum B_{iz}} = \frac{10,5 \times 10^6 \times 6 \times 3}{2 \times 10,5 \times 10^6} = 9 \text{ м}$$

На рисунке 8 показано направление координатных осей и занумерованы вертикальные элементы (диаграммы и колонны).

РАСЧЕТ В ПОПЕРЕЧНОМ НАПРАВЛЕНИИ

ВЕТРОВЫЕ НАГРУЗКИ ПО ТАБЛ. 8 ЛИСТ 9	ЗДАНИЕ ДЛИНОЙ	
	60М	54М
РАСЧЕТНЫЙ ВЕТРОВОЙ МОМЕНТ В УРОВНЕ НИЗА ДИАФРАГМ М <sup>3</sup>	2900тм	2900 $\frac{54}{60} = 2610$ тм

ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ

1) от веса наружных стен

$$\text{в покрытии } N_1 = 1,45t$$

$$\text{в перекрытии } N_2 = 2,20t$$

2) опорные реакцииriegя средних рам

$$\text{в покрытии } Q_p = 10,81$$

$$\text{в перекрытии } Q_m = 22,81$$

3) опорные реакцииriegя торцевых рам

$$\text{в покрытии } Q_{pt} = 15,21$$

$$\text{в перекрытии } Q_{mt} = 10,81$$

4) равномерно распределенная нагрузка на уровне средних рам с учетом собственного весаriegя

$$\text{в покрытии } q_p = 5,59 \text{ т/м}$$

$$\text{в перекрытии } q_m = 7,59 \text{ т/м}$$

5) равномерно распределенная нагрузка наriegя торцевых рам с учетом собственного весаriegя

$$\text{в покрытии } q_{pt} = 4,39 \text{ т/м}$$

$$\text{в перекрытии } q_{mt} = 5,59 \text{ т/м}$$

СБОР ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

Вертикальные нагрузки, действующие на колонны и диаграммы принимаем такими же, как в примере 1. Вертикальная нагрузка приложена к диаграммам „13“ и „22“ с эксцентрикитетами  $e_{13} = -e_{22} = -0,721$ . Эксцентрикитеты вертикальных нагрузок, приложенных к колоннам и оставшимся диаграммам в направлении осей Y принимаем равным нулю.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	ИИ
1971	Пояснительная записка	600

ВЫЧИСЛЕНИЕ СУММАРНОГО ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА

$$\sum P e_{ly} = P_{13} e_{ly} + P_{22} e_{ly} = -524 \cdot 3,6 - 524 \cdot (-14,4) = -1048 \text{ тм. (на ветер)}.$$

$$\sum P e_{lz} = 0$$

СУММАРНЫЕ ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ ПО ФОРМУЛЕ (5):

а) ПРИ ПОДОЛЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА

$$M_y = M_y^0 + \sum P_{ly} e_{ly} = 2610 - 1048 = 1562 \text{ тм.}$$

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА

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

СУММАРНЫЙ БИМОМЕНТ ВЫЧИСЛЯЕМ ПО ФОРМУЛЕ (6):

$$M_{yz} = M_y z_0 - M_z y_0 + \sum P_l (e_{ly} z_l - e_{lz} y_l);$$

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

$$\sum P_l (e_{ly} z_l - e_{lz} y_l) = \sum P e_{ly} z_l = P_{13} e_{ly} z_{13} + P_{22} e_{ly} z_{22} = -524 \cdot 3,6 - 524 \cdot (-14,4) = 5660 \text{ тм}^2$$

СУММАРНЫЙ ВИДОМОМЕНТ РАВЕН:

а) ПРИ ПОДОЛЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА

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

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА

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

ВЫЧИСЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ДИАФОРМАХ

ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ В ДИАФОРМАХ, ПОЯВЛЯЮЩИЕСЯ ВСЛЕДСТВИЕ ПОСТУПАТЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ЗДАНИЯ ВЫЧИСЛЯЕМ ПО ФОРМУЛЕ (3)

а) ПРИ ПОДОЛЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА

$$M_{ly} = M_y \frac{B_{ly}}{B_{ly}} = 1562 \cdot \frac{4}{5} = 312 \text{ тм}$$

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА

$$M_{ly} = -3658 \cdot \frac{4}{5} = -734 \text{ тм}$$

ТАБЛИЦА 6

№ № ДИАФР. ЖЕСТ- КОСТЕЙ	$B_{ly} = B_{lz} = 10,5 \times 10^6$				НАПРАВЛЕНИЕ ВЕТРА ОТРИЦАТЕЛЬНО		НАПРАВЛЕНИЕ ВЕТРА ПОДОЛЖИТЕЛЬНОЕ							
	$Z_l$	$Y_l$	$Z_l^2$	$Y_l^2$	$B_{ly} \cdot Z_l^2$	$B_{ly} \cdot Y_l^2$	$\Delta M_{ly} = -14,5 Z_l$	$\Delta M_{lz} = -14,5 Y_l$	$M_{ly} = -734 + \Delta M_{ly}$	$M_{lz} = -A M_{lz}$	$A M_{ly} = -6,22$	$A M_{lz} = -8,23$	$M_{ly} = -312 + \Delta M_{ly}$	$M_{lz} = -A M_{lz}$
2	+21,6	467			$4900 \times 10^6$		+312		-426,0		-134		178,0	
9	+9,6	92			$965 \times 10^6$		-138		-598,0		-80		250,0	
20	-20,4	446			$4400 \times 10^6$		-296		-1030,0		+126		438,0	
13	+3,6	13			$136 \times 10^6$		+52		-882,0		-23		289,0	
22	-14,4	207			$2180 \times 10^6$		-208		-942,0		+89		404,0	
14		-9,0							-130		+56		-56	
47		+9,0							+130		-56		+56	
					$\Sigma$	$12584 \times 10^6$	$1700 \times 10^6$							

$$B_{ly} = 14,28 \times 10^6$$

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ НН-04-0
1971	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВОДОСР АД

## ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ В АНДРАФЕМАХ ОДНОСЛОЙНОГО

С РЕЗУЛЬТАТАМ КРЫШЕЧКА, ПРИДАЕМОМ ВО ФОРМУЛЕ

$$\Delta M_{iy} = M_{iy} \frac{z_{ij}}{z_{ij}} \quad \Delta M_{iz} = M_{iz} \frac{y_{ij}}{y_{ij}}$$

а) ПРИ ОТРЫВАТЕЛЬНОМ НАГРУЖЕНИИ ВЕТРА

$$\Delta M_{iy} = -1760 \cdot \frac{10.5 \times 10^6}{44281 \times 10^6} \cdot z_1 = -31.6 z_1$$

$$\Delta M_{iz} = 14.5 z_1$$

б) ПРИ ПОДВИЖНОМ НАГРУЖЕНИИ ВЕТРА

$$\Delta M_{iy} = -8440 \cdot \frac{10.5 \times 10^6}{44281 \times 10^6} \cdot z_1 = -6.2 z_1$$

$$\Delta M_{iz} = -6.2 z_1$$

ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ В АНДРАФЕМАХ  $\Delta M_{iy}$  И  $\Delta M_{iz}$  И ПОЛНЫЕ ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ, РАВНЫЕ В СООТВЕТСТВИИ С ФОРМУЛОЙ (2):

$$M_{iy} = M_i^o + \Delta M_{iy}; \quad M_{iz} = M_i^o - \Delta M_{iz},$$

ВЫЧИСЛЕНЫ В ТАБЛ. Б. В ЭТОЙ ЖЕ ТАБЛИЦЕ ВЫЧИСЛЕННА СУММАСКОВАЯ

$$\text{КОУПЛЯЮЩАЯ ЖЕСТКОСТЬ ЗДАНИЯ } B_{yz} = \sum (B_{iy} z_i^2 + B_{iz} y_i^2) = 44281 \times 10^6 \text{ ТМ}^4$$

ВЫЧИСЛЕНИЕ КОЭФФИЦИЕНТА ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА

БЕЗРАЗМЕРНЫЙ ПАРАМЕТР ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ ВОН ВЫСОТЕ

ЗДАНИЯ  $H = 9 \times 4,2 = 37$ , ВМ ВЫЧИСЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ (23), КОДИЧЕСКАЯ

$$B_{min} = B_z :$$

$$\gamma = \frac{H^2 \sum p_i}{B_{min}} = \frac{37,8^2 \times 13032}{2 \times 10.5 \times 10^6} = 0.89$$

КРИТИЧЕСКОЕ ЗНАЧЕНИЕ  $\gamma$  КР БЕЗРАЗМЕРНОГО ПАРАМЕТРА ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ИЗ РЕШЕНИЯ КУБИЧЕСКОГО УДАЛЕННИКА (24).

ПРЕДВАРИТЕЛЬНО ВЫЧИСЛЯЕМ КОЭФФИЦИЕНТЫ

$$(y = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{2.78 \times 10^6 \times (-9+5)}{2 \times 2.78 \times 10^6} = 0)$$

$$(z = \frac{\sum A_i z_i}{\sum A_i} = \frac{2.78 \times 10^6 \times (21.6 + 9.6 + 3.6 - 20.4 - 14.4)}{5 \times 2.78 \times 10^6} = 0)$$

$$\gamma^2 = \frac{B_{iy} + B_{iz}}{\sum A_i} + l_y^2 + l_z^2 = \frac{5 \times 10.5 \times 10^6 + 2 \times 10.5 \times 10^6}{2 \times 2.78 \times 10^6} = 13.2$$

$$\gamma = \frac{1}{\gamma_y^2 + \gamma_z^2 - \gamma^2} = \frac{1}{-13.2} = -0.076$$

№ СЕЧКА 33-34	$P_i$ $T$	$Z_i$ $M$	$y_i$ $M$	$Z_i$ $M$	$y_i$ $M$	$Z_i^2 + y_i^2$	$\sum D (Z_i^2 + y_i^2)$
1	187,5	+ 21.6	- 9.0	467	81	548	$31.4 \times 10^4$
30		- 32.4		1050	81	1131	
2	713,2	+ 21.6	0	467	0	467	$33.3 \times 10^4$
3	187,2	+ 21.6	+ 9.0	467	81	548	$31.4 \times 10^4$
33		- 32.4		1050	81	1131	
4		+ 16.6			244		326
8		+ 9.6			92		173
11	239,1	+ 3.6	- 0.0	13		84	
20		- 14.4		207	81	288	$61.7 \times 10^4$
23		- 20.4		416		497	
26		- 26.4		697		778	
5		+ 15.6	- 3.0	244		253	
10		+ 15.6	+ 3.0	244		253	
12		+ 3.6	- 3.0	43		22	
15		- 2.4	- 3.0	8		15	
16		- 2.4	+ 3.0	6		15	
18	413,7	- 8.4	- 3.0	71		80	$87.1 \times 10^4$
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	$45.0 \times 10^3$
24		- 20.4		416		416	
7		+ 15.4			244		325
10	239,1	+ 9.6	+ 9.0	92	81	173	$42.6 \times 10^4$
25		- 20.4		416		497	
29		- 26.4		697		778	
13	725,9	+ 3.6	+ 6.0	13	36	49	$81.2 \times 10^4$
22		- 14.4		207		243	
31	319,8	- 32.4	- 3.0	1050	9	125	$67.8 \times 10^4$
32		- 32.4	+ 3.0	1050		1060	
14	532,3	- 5.4	- 0.0	28	81	110	$12.2 \times 10^4$
17		- 5.4	+ 0.0	28		110	
$\Sigma$		-3032					$432,7 \times 10^4$

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ
1971	ПОВСИНТЕЛЮНАЯ ЗАПИСКА

$$\beta = \frac{\sum p_i}{\sum p_i(y_i^2 + z_i^2)} = \frac{13032}{23378 \cdot 10^3} = 0.003$$

$$\sum p_i(y_i^2 + z_i^2) = 43378 \cdot 10^3 \quad (\text{ВИЧИСЛЕН В ТАБЛ. 5})$$

Т.К. ОСНОВАННІЕ АССИМЕТРІЧНІ ХОСТИВОВІ

$$(\bar{y}_{x0} = \bar{y}_{z0} = 0; \bar{z}_0 = 7.84)$$

$$\bar{y}_y = \bar{y}_{y0} \frac{B_y}{B_{min}} = 7.84 \times \frac{5 \times 10.5 \times 10^6}{2 \times 10.5 \times 10^6} = 10.6$$

$$\bar{y}_z = \bar{y}_{z0} \frac{B_z}{B_{min}} = 7.84 \times \frac{2 \times 10.5 \times 10^6}{2 \times 10.5 \times 10^6} = 7.84$$

$$\bar{y}_{yz} = \bar{y}_{yz0} \beta \frac{B_{yz}}{B_{min}} = 7.84 \times 0.003 \frac{14231 \times 10^5}{2 \times 10.5 \times 10^6} = 16.0$$

ВИЧИСЛЕНІ КОЕФІЦІЕНТИ УДАЛЕНИЯ (24)

$$\delta_0 = \bar{y}_y \bar{y}_z \bar{y}_{yz} z^2 y = 19.6 \times 7.84 \times 16.0 \times 13.2 \times (-0.076) = -2440$$

$$\begin{aligned} \delta_1 &= (\bar{y}_y \bar{y}_z + \bar{y}_z \bar{y}_{yz} + \bar{y}_y \bar{y}_{yz}) z^2 y = \\ &= (19.6 \times 7.84 + 19.6 \times 16.0 + 7.84 \times 16.0) \times 13.2 \times (-0.076) = -500 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta_2 &= [(\bar{y}_y + \bar{y}_z + \bar{y}_{yz}) z^2 - \bar{y}_y \bar{y}_z^2 - \bar{y}_z \bar{y}_{yz}^2] y = \\ &= [(19.6 + 7.84 + 16.0) \times 13.2] \times (-0.076) = -43 \end{aligned}$$

В ПЕРВОМ КОНБАНЖЕННІМ ВЕЛИЧИНІ  $\bar{x}$  - КОЕФІЦІЕНТ ВІДНОСИНИ ДІЛЕННЯ  
ВЕРТИКАЛЬНОЇ НАГРУЗКИ ВІДЕДЕІСЬ ВІД ФОРМІДЕ (26), ПРЯМОВІРТНЯДІ  
НАЙА  $\bar{x}$  - НАКЛЮЧЕНИЙ ПОДСКОХЕТЕВАЛЬНИЙ КОРЕКТ КОДАВРІТЬСЯ  
ІЗАЛЕІЧКА.

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

$$3 \bar{x}^2 - 2 \times 43 \bar{x} + 500 = 0$$

$$\bar{x} = \frac{86 - \sqrt{86^2 - 4 \times 500}}{2 \times 3} = 46.3$$

$$\bar{y}_{Kp} = \frac{\delta_0 [\delta_1 - (\bar{x}^2 + \delta_2 \bar{x} - \delta_1)]}{-2 \delta_2 (\bar{x}^2 + 4 \delta_2 \bar{x} - \delta_1)} = \frac{-2440 [-500 (46.3^2 - 43 \times 46.3 + 500)]}{-2 \times 500 (46.3^2 - 43 \times 46.3 + 500)} = 7.4$$

ОГРАНЧИВАЄМОСЬ ПЕРВИМ ВІДКЛІЖЕННІМ.

КОЕФІЦІЕНТ ПРОДАВЛЮЮЩОГО КІЛІГУ ВІД СТОМ РОЗМІРІВ (47)

$$\eta = \frac{1}{\bar{x} - \frac{1}{\bar{y}_{Kp}}} = \frac{1}{46.3 - \frac{0.68}{7.4}} = 1.14$$

ПРОВЕРКА ПЕРШОЇ СПОВІДІВОСТІ ДИАФРАГМИ ПО НОРМАТИВНИМ СЕЧЕННЯМ

ПО ТЕОМЕТРИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРІСТИКАХ ДИАФРАГМИ ВІДНОСЯТЬСЯ К ТОМ  
ХОДОВИМ ТО НЕСУЩИМ СПОВІДІВОСТІ - І ТИПУ С ПО ТАБЛ. 2 КЕХОДІМ

$$N_4 = 1360 \text{ т}$$

$$M_{44} = 7467 \text{ тм}$$

$$N_{12} = 660 \text{ т}$$

$$M_{12} = 2130 \text{ тм}$$

ПРОВЕРЯЕМ ПРОЧНОСТЬ ДИАФРАГМИ "24" ПРИ ДЕЙСТВІЇ МАКСИМАЛЬНОГО  
ПРОДАВЛЮЮЩОГО СИЛЫ К МАКСИМАЛЬНОГО ИЗГИБАЮЩОГО МОМЕНТА.

ПРОДАВЛЮЮЩА СИЛА В ДИАФРАГМІ:  $R_{24} = 860 \text{ т}$

ІЗГИБАЮЧИЙ МОМЕНТ В ДИАФРАГМІ С УЧЕТІМ КОЕФІЦІЕНТА

ПРОДАВЛЮЮЩОГО КІЛІГУ  $\eta = 1.14$  РАВЕН:

$$M_{24} = 1030 \times 1.14 = 1170 \text{ тм} \quad (\text{ВІДНОСИТА АБСОЛЮТНА ВЕЛІЧИНА})$$

Т.К.  $R = 860 > N_{12} = 660 \text{ т}$ , ГРДНОСТЬ ПРОВЕРЯЄТЬСЯ ВО ВІДЕННІ (7).

$$N + R \frac{M_{12}}{N_4 - N_{12}} \leq \frac{N_4 M_{12}}{N_4 - N_{12}}$$

$$1170 + 860 \frac{2130}{1360 - 660} = 3870 < \frac{1360 \times 2130}{1360 - 660} = 4150$$

ПРОЧНОСТЬ ДИАФРАГМИ ОБЕСПЕЧЕНА.

РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ВО НОРМАТИВНИХ СЕЧЕННЯХ НЕОБХІДНО ВИДОЛНУТИ  
ДЛЯ ВСІХ ДИАФРАГМ ПРИ РІЗНИХ КОМБІНАЦІЯХ ПРОДАВЛЮЮЩИХ СИЛ  
І КІЛІГІВАЮЩИХ МОМЕНТОВ.

ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТІ ДИАФРАГМ ПО ВЕРТИКАЛЬНИМ ШВАМ.

ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТІ ПО ВЕРТИКАЛЬНИМ ШВАМ ПРОВІДІВДІННІ ДЛЯ  
ДИАФРАГМИ "22", Т.К. ВЕРТИКАЛЬНА НАГРУЗКА ПРИДІЖЕНА К ЙОДОМУ ДИАФРАГМІ  
МЕСЯ НАКЛЮЧНІМ ЕКСПОНЕНТІТОМ К ПОДТОМУ СЛІДУЮЩИЕ ІСНЯХ  
КІЛІГИ НАКЛЮЧУЧІ ЗНАЧЕННЯ.

а) ПОДТОМУ ОТРАВЛЯТЕЛЬНОМ НАГРУЗКОЮ ВЕРТОВОГО МОМЕНТА

МОМЕНТ В ДИАФРАГМІ "22" - ОТРАВЛЯТЕЛЬ, РАСТАНУТА ГРАДУ  
ПО ВІДКЛІЖЕННІ (ВІД. 8)

Т.К.	УКАЗУВАННІ ПО ПОДІЛЕННІХ НІЗДЕЛКАХ	СЕРНЯ НН-04-0
1971	ПОВСІНТ ЕЛІННЯ ЗЛІСКА.	ВІДЧІК АМЕГ 4

ЕСЛИ СМОТРЕТЬ НА ДИАФРАГМУ № 1-1 РАСТОЧЕННАЯ ЗОЛОКНА  
СЛЕВА, СЛЕДОВАТЕЛЬНО ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ ПО ФОРМУЛЕ (10) ЧИТАЕТСЯ  
ПОЛОЖИТЕЛЕН (СМОТРЯ АНАЛОГИЧНЫЙ РАСЧЕТ ДИАФРАГМЫ № 1-1 В НЕРВОДАХ  
ПРИМЕРЕ)

$$M_{\text{эт}} = \eta M \frac{21-1}{\eta^2} = 1,14 \times 362 \frac{21-1}{9^2} = 225 \text{ тм}$$

$$N_{\text{эт}} = \frac{\eta}{\eta^2} = 80,7 \text{ т}$$

ДЛЯ ЧАСТИ, СОСТОЯЩЕЙ ПРАВЕЕ ВЕРТИКАЛЬНОГО ШВА,

$$\bar{N}_{\text{эт}} = 51,4 \text{ т}$$

ПО ТАБЛ. I МОМЕНТ ИНЕРЦИИ ДИАФРАГМЫ ТИПА 4  $I_y = 4,83 \text{ м}^4$   
ПЛОЩАДЬ  $A = 1,105 \text{ м}^2$

$$\text{ДЛЯ СРЕДНЕГО ШВА } \frac{\bar{N}}{A} = 0,21 \quad \frac{\bar{N}}{A} = 0,5$$

СДВИГАЮЩАЯ СИЛА В ШВЕ ПО ФОРМУЛЕ (10) РАВНА

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

ЗНАК "ПЛЮС" ПРИНИМАЕТСЯ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ СДВИГАЮЩЕГО  
ЧИСЛА, ДЕЙСТВУЮЩЕГО НА ЧАСТЬ ДИАФРАГМЫ, РАСЛОЖЕННОЙ ПРАВЕЕ  
ВЕРТИКАЛЬНОГО ШВА.

УСЛОВИЕ (9) ВЫДОЛНЯЕТСЯ

$$36 \text{ т} < [T] = 60 \text{ т}$$

ПРОЧНОСТЬ ШВА ОБЕСПЕЧЕНА.

б) ПРИ ВЕТРЕ ПОЛОЖИТЕЛЬНОГО НАПРАВЛЕНИЯ МОМЕНТ В ДИАФРАГМЕ  
22 - ПОЛОЖИТЕЛЕН / РАСТОЧЕННАЯ ГРАНЬ ПО ВСЕМ Ш.Ш./

$$M_{\text{эт}} = -401 \times \frac{21-1}{9^2} \times 1,14 = -36 \text{ тм}$$

$$N_{\text{эт}} = 80,7 \text{ т}$$

$$\bar{N}_{\text{эт}} = 51,4 \text{ т}$$

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 АФОРМАЦИЙ

а) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ  
СУММАРНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ К ВЫМОСТЕРУ ИЗЧЕМЕНОМ КОЭФФИЦИЕНТА  
ПРОДЛЬНОГО ИЗГИБА  $\eta = 1,14$  РАВНЫ

$$M_{\text{з}} = \frac{M_{\text{з}} \cdot \eta}{1,2} = \frac{3680 \times 1,14}{1,2} = 3632 \text{ тм}$$

$$M_{\text{з}} = 0$$

$$M_{\text{з}} = \frac{18760 \times 1,14}{1,2} = 18800 \text{ тм}^2$$

ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ ВЕЛИЧИНЫ ПОДСЧИТАТЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ И ЧГ  
ПРАВОГРАДА ВЕРХНИХ ЗДАНИЙ ЗЫКОВЫМ ПОДСЧИТАЕМ ПО ФОРМУЛАМ (13) + (14)

ПРИ ЭТОМ  $\frac{1}{m_1} = 0$ , ПОТОМЪКЪ ОСНОВАНИЕ АБСОЛЮТНО Ж

$$f_{y2} = M_{\text{з}} \frac{H}{48} = \frac{3680 \times 37,8}{4 \times 14281 \times 10^6} = \frac{1}{1490}$$

$$f_{z2} = 0$$

$$\Theta = M_{\text{з}} \frac{H}{48} \text{рад} = \frac{37,8}{4 \times 14281 \times 10^6} = \frac{1}{80500} \text{ (1/м)}$$

ПРОВЕРЯЕМ ПОДАЧИ ОТНОСИТЕЛЬНЫЙ ПРОГИБ ВЕРХНИХ ЗДАНИЙ.

КТОРЫЙ В ДАННОМ ВАЧАЕ ЗАВИСИТ ТОЛЬКО ОТ ИЗГИБА КОНСТРУКЦИИ  
В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ У НАИБОЛЬШЕЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЕ ИМЕЮТ ТОНК

РАСЛОЖЕННЫЕ ПО ОСИ 10-10

$$f_{z2} = f_{y2} + \theta z = -\frac{1}{1490} + \frac{1}{80500} \times (-32,4) = -\frac{1}{1490} - \frac{1}{2490}$$

$$f_{z2} = \frac{1}{979} = [f] = \frac{1}{1000}$$

В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ У НАИБОЛЬШЕЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЕ ИМЕЮТ  
ТОЧКИ, РАЗЛОЖЕННЫЕ ПО ЗОН А-А

$$f_{z2} = f_{y2} - \theta y = 0 - \frac{1}{91000} = -\frac{1}{10100}$$

$$f_{z2} = \frac{1}{10100} < [f] = \frac{1}{1000}$$

б) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ  
СУММАРНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ К ВЫМОСТЕРУ И ЗЫКОВЫМ ПОДСЧИТАЕМ

РАВЕН

$$M_{\text{з}} = \frac{1680 \times 1,14}{1,2} = 1680 \text{ тм}$$

$$M_{\text{з}} = 0$$

$$M_{\text{з}} = \frac{3640 \times 1,14}{1,2} = 3030 \text{ тм}^2$$

Г.к	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	ИИ
1971	ПОДСЧИТАЛЬНАЯ ЗАДАЧА	849

ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ ВЕЛИЧИНЫ ПРОСТАВЛЕНЫ НА РЕЧЕМЕНИИ В ЧАСТИ АВ-

ТА ВЕРХНЯЯ ЗАДАЧА:

$$f_{xy} = -1480 \frac{37,6}{4 \times 5 \times 10,5 \times 10^6} = -3760$$

$$f_{xz} = 0$$

$$\theta = -8030 \frac{37,6}{4 \times 1420 \times 10^6} = -108000 \quad (\text{рад})$$

ПРОВЕРКАМ ВЕЛИЧИНУ ПОДАЧИ ОТНОСИТЕЛЬНОГО ПРОГИБА  
ШИБЫ ЗДАНИЯ.

НАИБОЛЬШЕЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЕ В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ У В МЕНТ  
ЧИ, РАСПОЛОЖЕННЫЕ ПО ОСИ А-А:

$$f_y = -\frac{1}{3760} - \frac{1 \times 21,6}{108000} = -\frac{1}{3760} - \frac{1}{8740} = -\frac{1}{2620}$$

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

НАИБОЛЬШЕЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЕ В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ З В МЕНТ  
ЧИ, РАСПОЛОЖЕННЫЕ ПО ОСИ А-А

$$f_z = -\frac{1 \times 9}{108000} = -\frac{1}{20900}$$

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

### РАСЧЕТ ДИСКА ПЕРЕКРЫТИЯ ПО РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ.

#### СВОИСТВА ПОДЛОЖКИ.

ДИСК ПЕРЕКРЫТИЯ ДОЛЖЕН ВОСПРИНИМАТЬ УСИЛИЯ, ВОЗНИКАЮЩИЕ  
ВСТВИЯ БЕТОНОВОЙ И СЕРЫХ КАМЕНЬЯ.

В КОНСТРУКТИВНОМ ОТНОШЕНИИ ДИСК ПЕРЕКРЫТИЯ ПРЕДСТАВЛЯЕТ СОБОЙ  
ПОЛОСУЩИЙ БЛАХУ (ФИГ. 8), В КОТОРОЙ ПОЯСАМИ ЯВЛЯЮТСЯ ПАНТЫ-  
РКИ (Q), СОЕДИНЕННЫЕ СВАРКОЙ ЗАКАЛДНЫХ ДЕТАЛЕЙ. РАБОТЫ ГАДО-  
ВА ПРОДОЛЖНЫЕ УСИЛИЯ, ВОЗНИКАЮЩИЕ ОТ ДЕЙСТВИЯ ИЗГИБАЮЩЕГО  
СИИ НОРМАЛЬНЫХ СИИ В ПЛОСКОСТИ ПЕРЕКРЫТИЯ. ПЕРЕДАЧА ПОД-  
СИИ ОБЕСПЕЧИВАЕТСЯ СВЕДИНЕНИЕМ НА ШИПОВКАХ (B) ПАНТ ПЕРЕКРЫТИЙ (6).

ПРИ РАСЧЕТЕ ДИСКОВ ПОЛЕКРЫТИЯ НЕОБХОДИМО ПРОВЕРЯТЬ ПРОЧНОСТЬ  
РАСГОРОК, ШИПОВКИ, СОЕДИНИТЕЛЬНЫХ ПАНТ ПЕРЕКРЫТИЙ, СОЕДИНЕНИЯ ПАНТЫ  
СВОИСТВАМИ В КЛЕВАНИЕ ДИАФРАМ К ДИСКУ.

ПРОЧНОСТЬ РАСГОРОК ПРОВЕРЯЕТСЯ ПО РАСТЯГИВАЮЩИМ УСИЛИЯМ  
ПО УСЛОВИЯ  $S_{pl} \leq [S_{pl}]$  (26)

ГДЕ:  $S_{pl}$  — ПРОДОЛЖЕНИЕ (РАСТЯГИВАЮЩЕЕ) УСИЛИЯ В РАСГОРОК

$[S_{pl}] = 20T$  — ПРОЧНОСТЬ РАСГОРОК НА РАСТЯЖЕНИЕ ДЛЯ  
СРЕДНИХ КОЛОНН,  $[S_{pl}] = 10T$  — ДЛЯ КРАСИХ КОЛОНН.  
РАСТЯГИВАЮЩЕЕ УСИЛИЕ В РАСГОРОК РАВНО (ФИГ. 8)

$$S_{pl} = M_y \frac{[S_{pl}] \cdot l}{\sum [S_{pl}] \cdot l} + N_x \frac{[S_{pl}]}{\sum [S_{pl}]} \quad (27)$$

ГДЕ:  $M_y^3$  — ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В ДИСКЕ ПЕРЕКРЫТИЯ ОТ ГОРИЗОН-  
ТАЛЬНЫХ И ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК, ВЫЗЫВАЮЩИХ ИЗГИБ  
В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ У

$N_x^3$  — РАСТЯГИВАЮЩЕЕ УСИЛИЕ В ДИСКЕ, НАПРАВЛЕННОЕ ВДОЛЬ  
ОСИ X

В СЛУЧАЕ ОРИЕНТАЦИИ РАСГОРОК ВДОЛЬ ОСИ У В УРАВНЕНИИ (27)  
СЛЕДУЕТ ПОДСТАВЛЯТЬ  $M_y^3$  И  $N_x^3$ .

ПРОЧНОСТЬ ШИПОВКИ, СОЕДИНИЮЩИХ ПАНТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ, ПРОВЕРЯЕТСЯ  
НА ДЕЙСТВИЕ СДВИГАЮЩИХ УСИЛИЙ  $Q_{sh}$ , НАПРАВЛЕННЫХ ВДОЛЬ ШИПА.

ПО УСЛОВИЯ:

$$Q_{sh} \leq [Q_{sh}], \quad (28)$$

ЗДЕСЬ  $[Q_{sh}] = 2T$  — НЕУЩАЩА СПОСОБНОСТЬ ШИПОЧНОСТИ ШИПА В ПРЕДЕЛАХ  
ДАЧНЫХ ПАНТАМ ПЕРЕКРЫТИЯ.

СДВИГАЮЩАЯ СИИ ШИП В ШИПОЧНОМ ШИПЕ

$$Q_{sh} = \sum A S_{pl} \quad (29)$$

Т.К.	УКАЗАНИЕ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	ГЕРДА ЧИ-ДИ-С
1971	ПОХОДИМУЩЕЙ ЗАДАЧАК.	ВИДУХ АНСЕТ

а - ПАНТЫ - РАСПОРКИ;  
б - ШПОНКИ;  
в - РЯДОВЫЕ ПАНТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ; 2 - РИГЕЛЯ

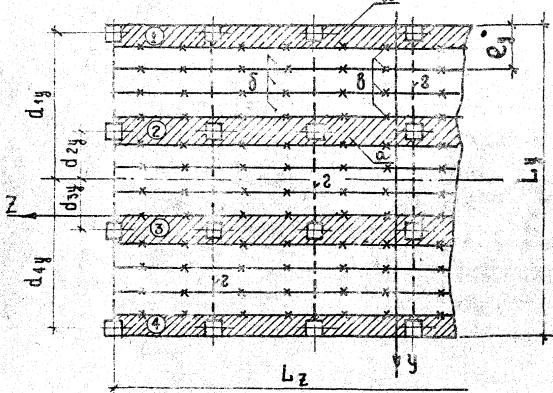


Рис. 9

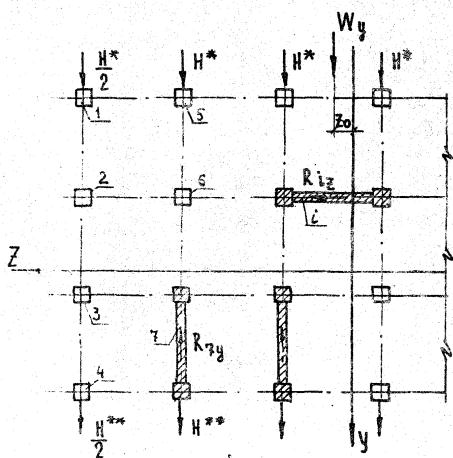


Рис. 10

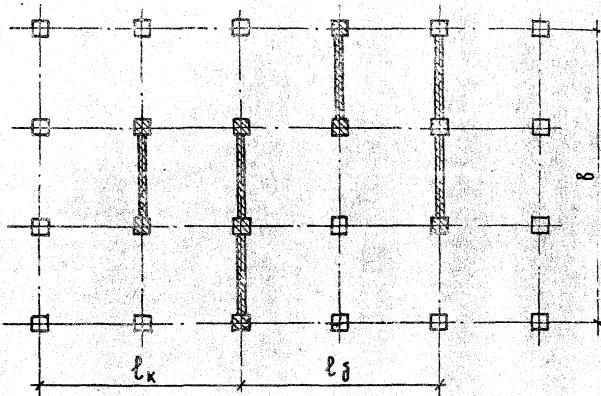


Рис. 12

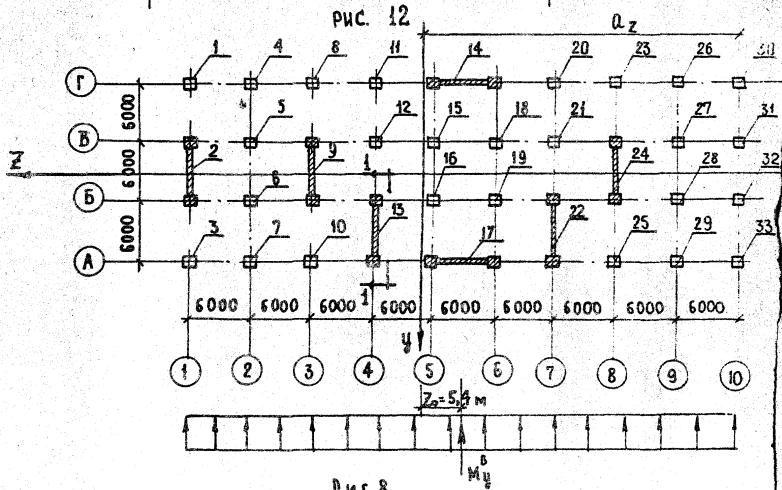


Рис. 8

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ		и
1971	Пояснительная записка	и
		4

ПРИ ЭТОМ  $\Delta S_i$  - ПРИращение продольных усилий в распорке в пределах одного шага к длинне (суммирование распространяется на все распорки, расположенные по длине стороны ст с рассматриваемого шагочного шага)

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.5), направленные вдоль разбивочных линий. 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

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

ГДЕ  $W$  - ВЕТРОВАЯ НАГРУЗКА ДЛЯ ОДНОГО ЭТАЖА ПО ТАБЛ. 3 ЛИСТЫ 4,5

$K$  - ЧИСЛО ПРОЛЕТОВ В ПРЕДЕЛАХ ДЛИНЫ ИЛИ ШИРИНЫ РАССЧИТАВШЕГО БЛОКА

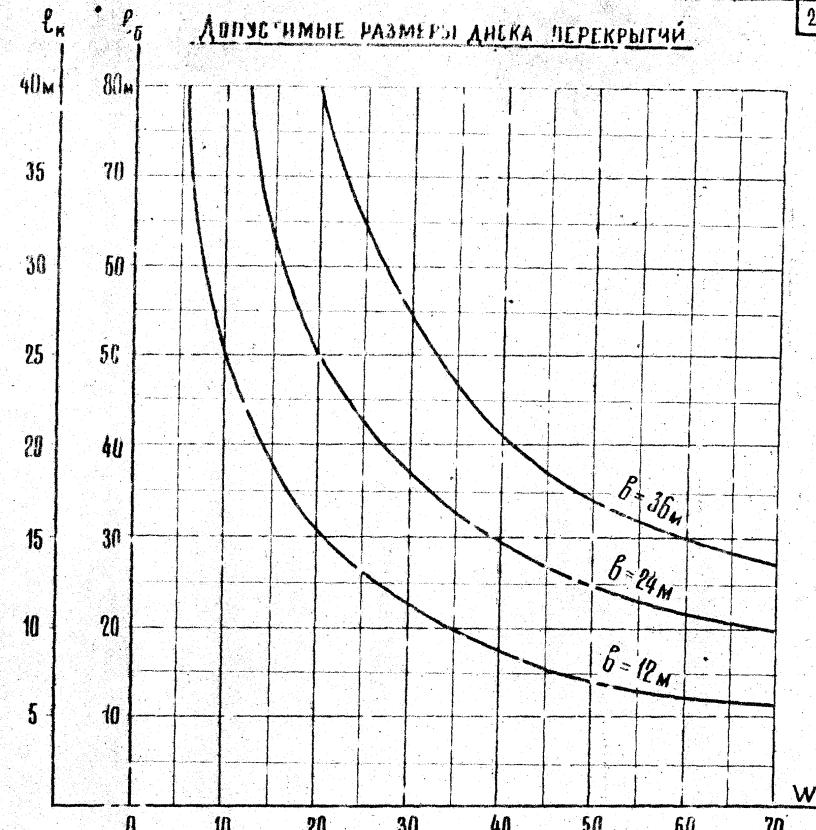


Рис. 11

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРНЯ ИИ-04-0
1971	Пояснительная записка	выпуск лист 4

ЕСЛИ АДИЧА НАН ВЫРВНА РАСЧИТЫВАЕМОГО БЛОКА МЕНЬШЕ 60М, ВЕЛИЧИНА  $W_z$  УМЕНЬШАЕТСЯ ПРОСТОЛЮЧНО. ФАКТИЧЕСКОЙ АДИЧАЕ ГРУЗОВОГО ФРОНТА.

### ПРИЧЕЛЕННИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ДИСКЕ ПЕРЕКРЫТИЯ И ПРОДОЛЬНЫХ УСИЛИЙ В РАСПОРКАХ И РИГГАХ

ВЕРТИКАЛЬНЫЕ ДИАФРАГМЫ КРЫЮТ ТОЛЬКИ УЧРУГО СМЕЩАЮЩИХСЯ ОПОР ДЛЯ ДИСКА ПЕРЕКРЫТИЙ. РЕАКЦИИ ДИАФРАГМ  $R_{1y}$  И  $R_{1z}$  ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛАМ:

$$\begin{aligned} R_{1y} &= -W_y \frac{B_{1y}}{B_z} - [W_{y20} - W_{y40}] \frac{z_1 B_{1y}}{B_{yz}} ; \\ R_{1z} &= -W_z \frac{B_{1z}}{B_z} + [W_{y20} - W_{y40}] \frac{y_1 B_{1z}}{B_{yz}} ; \end{aligned} \quad (31)$$

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 жесткости дифрагм);

КРОМЕ ТОГО В УРОВНЕ ДИСКА ПОКРЫТИЯ ВОЗНИКАЮТ РЕАКЦИИ  $\bar{R}_c$  ОТ ЭКСЦЕНТРИЧНОГО ПРИЛОЖЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК К ДИАФРАГМАМ:

$$\begin{aligned} \bar{R}_{1y} &= \frac{1}{h} [P_{1e1y} - \left( \frac{B_{1y}}{B_y} \sum P_{1e2y} + \frac{z_1 B_{1y}}{B_{yz}} \sum P_i (z_{iy} z_{il} - e_{ly} y_l) \right)] \\ \bar{R}_{1z} &= \frac{1}{h} [P_{1e1z} - \left( \frac{B_{1z}}{B_z} \sum P_{1e2z} + \frac{y_1 B_{1z}}{B_{yz}} \sum P_i (z_{iz} z_{il} - e_{lz} y_l) \right)] \end{aligned} \quad (32)$$

ОТ СОВСЕМСТОГО ДЕЙСТВИЯ НА ДИСК ПЕРЕКРЫТИЯ ГОРНЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК И РЕАКЦИЙ ОПОР СТРОДЯТСЯ СПОРЫ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ И ПРОДОЛЬНЫХ УСИЛИЙ В ДИСКЕ, ПО КОТОРЫМ ЗАТЕМ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛЕ (27) РАСТЯГИВАЮЩИЕ УСИЛИЯ В РАСПОРКАХ.

НАИБОЛЬШИЕ УСИЛИЯ ОТ ВЕТРОВЫХ НАГРУЗОК ИМЕЮТ МЕСТО ЗДВОРОМ СЪЕРХУ ДИСКЕ. В ДИСКЕ ПОКРЫТИЯ ВОЗНИКАЮТ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ УСИЛИЯ ОТ БИЕЦЕНТРЕННОГО ПРИЛОЖЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК К ДИАФРАГМАМ, ТАКИМ ОБРАЗОМ РАСЧЕТНЫМИ ЯВЛЯЮТСЯ ВЕРХНИЙ ДИСК

(ДИСК ПОКРЫТИЯ) И ВТОРОЙ СЪЕРХУ ДИСКА.

### РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ДИСКА ПЕРЕКРЫТИЙ

ДИСК ПЕРЕКРЫТИЙ МОЖЕТ НЕ РАСЧИТЫВАТЬСЯ, ЕСЛИ ДАННЫЕ ЕГО КОНСОЛЬНЫХ И БАЛОЧНЫХ ЧАСТКОВ НЕ ПРЕВЫШАЮТ ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫХ ВЕЛИЧИН, КОТОРЫЕ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ С ПОМОЩЬЮ ГРАФИКА НА РИС. II. НА ГРАФИКЕ ОТЛОЖЕНЫ ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫЕ ДЛИНЫ:  $\ell_k$  - консольных участков и  $\ell_b$  - балочных участков в зависимости от величин ветровых узловых нагрузок  $W$  действующих на расчетный диск перекрытия здания.

СВОИ ГОРНЗОНТАЛЬНЫЕ НАГРУЗОК ПРОИЗВОДЯТСЯ ПРИМЕНЯЯСЯ К 60-МЕТРОВОМУ БЛОКУ, Т.Е. ВЕТРОВЫЕ НАГРУЗКИ  $W$  ПРИНИМАЮТСЯ ПО ТАБЛ. 3 НЕЗАВИСИМЫ ОТ ДЕЙСТВИТЕЛЬНОЙ ДЛИНЫ ГРУЗОВОГО ФРОНТА ЗДАНИЯ.

ПРИ ОДИНАКОВЫХ ДИАФРАГМАХ ДЛЯ КОНСОЛЬНОГО ЧАСТКА ДИСКА ПРИНИМАЕТСЯ РАВНОЙ РАССТОЯНИЮ ОТ КРАЯ ЗДАНИЯ ДО ВЕРХОЙ ДИАФРАГМЫ, ДЛЯ БАЛОЧНОГО ЧАСТКА - РАССТОЯНИЮ МЕЖДУ ДВИМЯ СОСЕДНИМИ ДИАФРАГМАМИ. ЕСЛИ ЖЕСТКОСТИ ДИАФРАГМ ОТЛИЧАЮТСЯ БОЛЕЕ, ЧЕМ В 2 РАЗА, ДЛЯ КОНСОЛЬНОГО ЧАСТКА ПРИНИМАЕТСЯ РАВНОЙ РАССТОЯНИЮ ОТ КРАЯ ЗДАНИЯ ДО ВЕРХОЙ БОЛЕЕ ЖЕСТКОЙ ДИАФРАГМЫ, А ДЛЯ БАЛОЧНОГО ЧАСТКА - РАССТОЯНИЮ МЕЖДУ БЛИЖАЙШИМИ БОЛЕЕ ЖЕСТКИМИ ДИАФРАГМАМИ (РИС. 12). ПРИ ЭТОМ ПРЕДЕЛЬНЫЕ ВЕЛИЧИНЫ  $\ell_b$  И  $\ell_k$  БУДУТ ОПРЕДЕЛЯТЬСЯ ПО ГРАФИКУ НА РИС. II С НЕКОТОРЫМ ЗАЛАСОМ И В СЛУЧАЕ НЕОБХОДИМОСТИ МОГУТ БЫТЬ ИСТОЧНИКИ РАСЧЕТОМ ДИСКА ПО ПРИВЕДЕНОЙ ВЫШЕ МЕТОДИКЕ.

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИК-04-0
1971	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАДАЧА	ОГРНСК АЛСТ 4

АПЕРНДИКС ПО РАСЧЕТУ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ КОЛОНН.

РАСЧЕТ СТВОЛОВ КОЛОНН ВЫПОЛНЕН В СООТВЕТСТВИИ С СНиП Д-8. 4-62.  
Максимальная несущая способность колонн на центральное сжатие  
дана в маркировке колонны. При необходимости замены рабочей  
арматуры стволов колонн должен быть произведен расчет в соответ-  
ствии с СНиП и может быть использована таблица несущих способности  
столов колонн.

ПРИ ИЗМЕНЕНИИ ДИАМЕТРОВ РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ СТВОЛА КОЛОНН  
необходимо произвести расчет сеток косвенного армирования с учетом  
двух принятых диаметров рабочей арматуры стволов.

Колонны рассчитаны на центральное сжатие.

$$N = \frac{N_p}{K_{\text{ко}}} = \frac{\Psi (R_{\text{пр}} f + R_{\text{ас}} f_a)}{K_{\text{ко}}} = \frac{\Psi}{K_{\text{ко}}} (R_{\text{пр}} f + R_{\text{ас}} f_a); \text{ ГДЕ } \Psi = 40 \times 40 = 1600 \text{ см}^2;$$

БЕТОН СТВОЛА М-“300” В М-“400”; СТАЛЬ А-III  $R_{\text{ас}} = 3400 \text{ кг/см}^2$ ,  
ПРИ  $\epsilon_0 = 420 \text{ см}$  И  $\delta = 40 \text{ см}$ ,  $\Psi = 0,96$ ,  $m = 0,96$ .

В УНИФИЦИРОВАННОМ РЕДУ:

$$\sigma_{\text{пр}} = 800 \text{ кг/см}^2 \quad \sigma_p = 1250 \text{ кг/см}^2$$

$$\sigma_{\text{ко}}^n = 1050 \text{ кг/см}^2$$

$$\Psi_{\text{ко}} = 900 \text{ кг/см}^2 \quad \frac{\sigma_{\text{ко}}}{\sigma_p} = \frac{1071}{1250} = 0,86$$

$$\sigma_{\text{ко}} = 1071 \text{ кг/см}^2$$

$$N_{\text{ко}} = 0,86 N \quad N_{\text{пр}} = 0,14 N$$

$$N_p = \frac{N_{\text{ко}}}{m \cdot \epsilon_0} + N_{\text{ко}} = \frac{0,86 N}{0,96} + 0,14 N = 1,037 N \quad K_{\text{ко}} = 1,037$$

В РАСЧЕТАХ  $K_{\text{ко}}$  ПРИЯТ 1,04

$$N = \frac{\Psi}{K_{\text{ко}}} (R_{\text{пр}} f + R_{\text{ас}} f) = \frac{1600}{1,04} (R_{\text{пр}} f + R_{\text{ас}} f)$$

РАСЧЕТ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ ПРОИЗВЕДЕН ПО МЕТОДИКЕ  
ЦХБ(б), РАЗРАБОТАННОЙ АКадЕМИЕЙ СБОРНОГО И МОНОЛИТНОГО  
БЕЗОБЕТОНА" под РУКОВОДСТВОМ ПРОФ. ВАСИЛЬЕВА А.Н. При необходи-  
мости замены диаметров или марок стали с сетками косвенного армирования,  
должен быть произведен соответствующий расчет или подбор необходи-  
мой арматуры может быть выполнен по нижеприведенным таблицам  
сущей способности стыка колонн. Причем, при изменении арматуры

АПЕРНДИКС ПО РАСЧЕТУ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ

РАСЧЕТ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ.

$$[N] = 0,8 \left( K_{\text{ко}} \Psi + K_{\text{ко}} R_{\text{ас}} f_a \right) \frac{\sigma_{\text{ко}}}{f_a} + 0,8 \Psi (R_{\text{ас}} f_a)^2 + R_{\text{ас}} f_a \sigma_{\text{ко}}, \text{ ГДЕ:}$$

$K_{\text{ко}}(\Psi)$  — приведенная прочность бетона ствола колонны

$K_{\text{ко}}(\Psi)$  — приведенная прочность бетона замоноличивающего участка

$R_{\text{ас}}$  — прочность стали рабочей арматуры ствола колонн

$R_{\text{сет}}$  — прочность стали сеток косвенного армирования

$f_a$  — площадь поперечного сечения косвенного армирования  
(по контуру краинок стержней)

$\Psi_3$  — площадь замоноличивающего участка

$\Psi_4$  — площадь рабочей арматуры ствола колонны

$M_{\text{к}}$  — коэффициент косвенного армирования:  $M_{\text{к}} = \frac{\Psi_1 f_a + \Psi_2 f_a}{\Psi_1 + \Psi_2}$

$\Psi_1$  — число стержней сетки в одном направлении

$\Psi_2$  — число стержней сетки в другом направлении

$f_{\text{ко}}$  — площадь стержня сетки в одном направлении

$\ell_1$  — длина стержня сетки в одном направлении

$\ell_2$  — длина стержня сетки в другом направлении

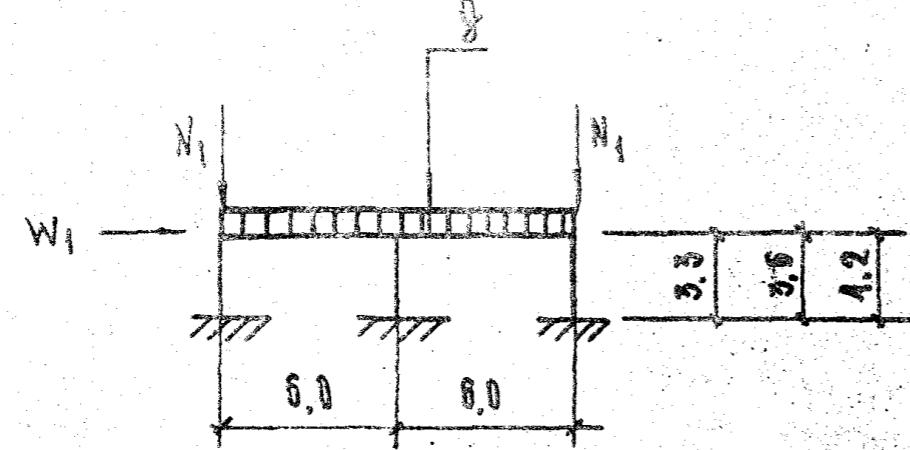
$S$  — расстояние между сетками

$K$  — коэффициент принимаемый:  $K = \frac{130 \text{ мк} + 95}{200 \text{ мк}}$

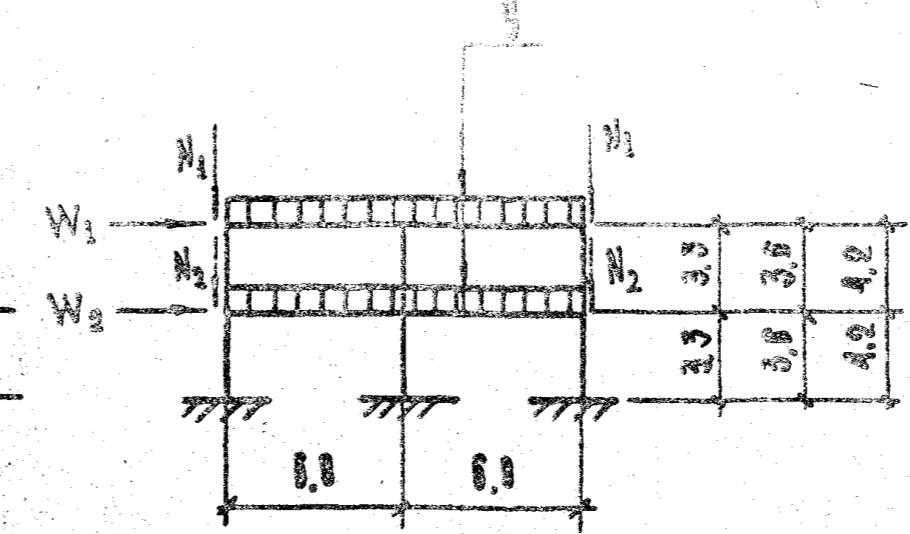
Диаметр стержней сеток косвенного армирования не должен  
превышать 12 мм. В противном случае имеет место недостаточная  
цепляемость бетона с арматурой сеток, что ведет к ослаблению  
стыка.

Сварные сетки должны устанавливаться у торца элемента  
в количестве не менее 4 штук; продольная рабочая арматура должна  
протекать внутри контура сварных сеток, которые располагаются на  
длине (считая от торца элемента) не менее 10 d (диаметр рабочей  
арматуры при  $R_{\text{ас}} = 3400$ ).

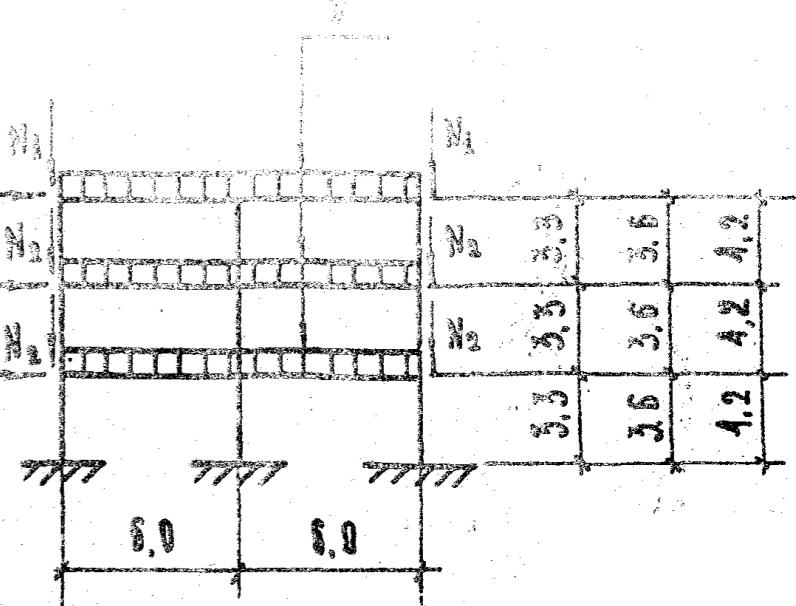
Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ЦК-04-0
1971	Изгленическая Записка.	Выпуск 4



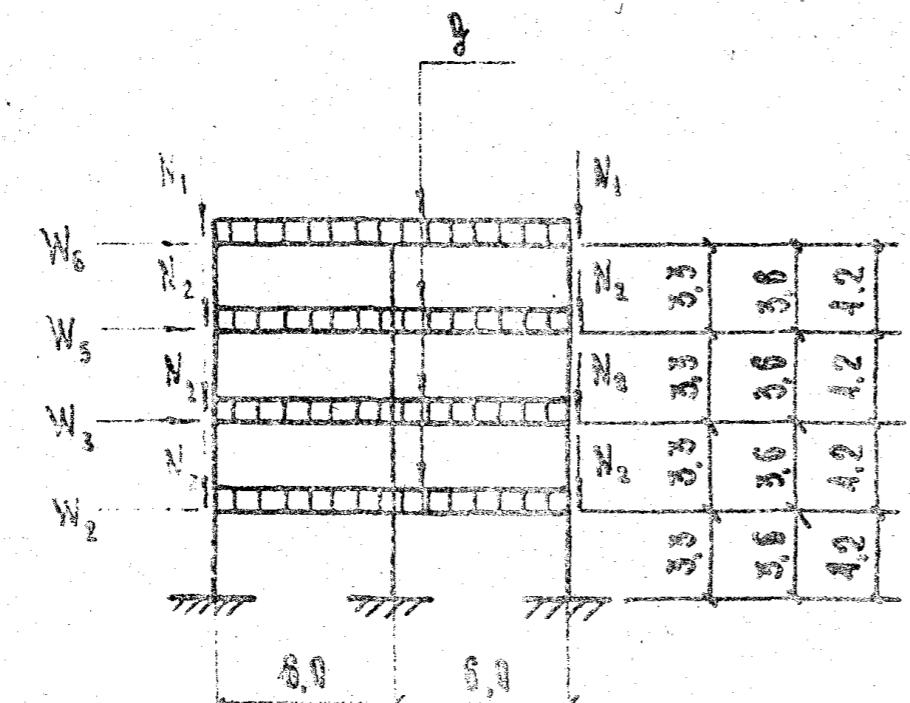
1 эт.



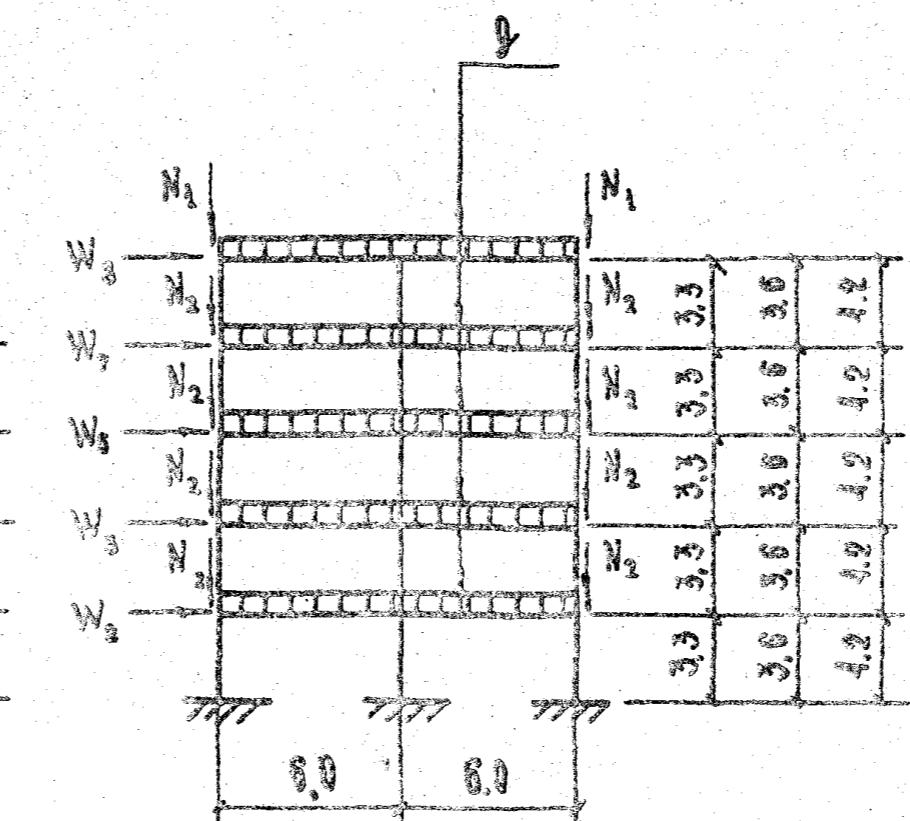
2 эт.



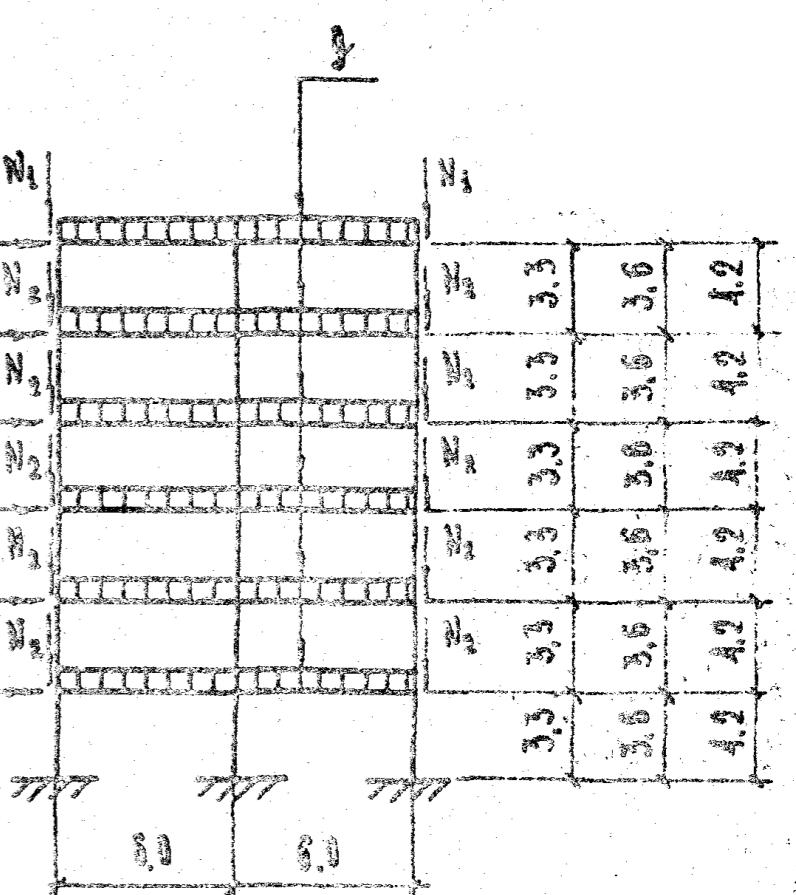
3 эт.



4 эт.



5 эт.

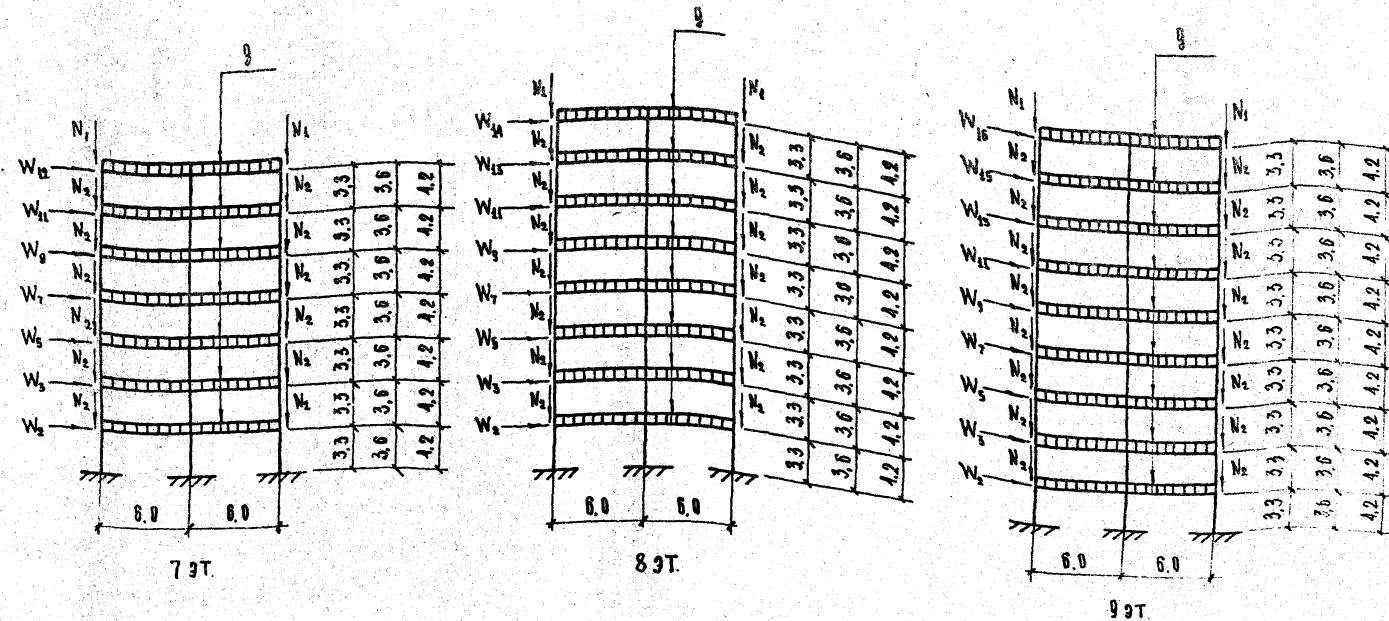


6 эт.

ПРИМЕЧАНИЯ:

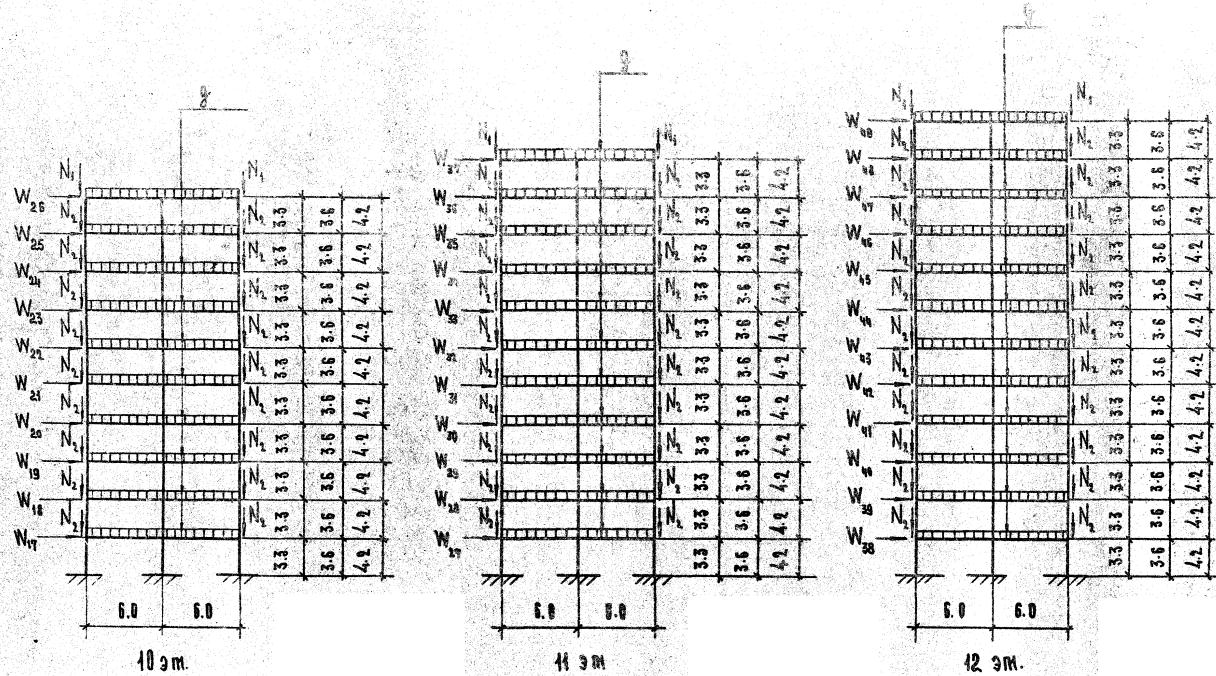
1. ПРИМЕЧАНИЯ СМ. АНСТ 2.

T.к.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ - 04-
407	СХЕМА ЗАГРУЖЕНИЯ ПОЛЕРЕЧНЫХ РАМ КАРКАСА	ВЫПУСК АН

ПРИМЕЧАНИЯ:

1. Величины нагрузок в плане этажей № 5-6.
2. Расчетные горизонтальные временные нагрузки /узловые/ определены с грузовой пачкой по длине равной 8,0 м /протяженность здания/, а по высоте равной высоте этажа: 3,3 м; 3,6 м; 4,2 м. Для верхнего яруса учтено наличие карниза высотой 0,6 м от оси рамы.
3. Область применения каркаса: для зданий в 5-12 этажей с унифицированными нагрузками на перекрытиях 450, 600, 800 и 1250 кг/м<sup>2</sup> и для зданий в 1-4 этажа с унифицированными нагрузками на перекрытиях 1250 кг/м<sup>2</sup>.

СЕРИЯ НЧ-04	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ СХЕМЫ ЗАГРУЖЕНИЯ ПОЛЕРЕЧНЫХ РАМ КАРКАСА	1971	
		ЗАПУСК №	4



ПРИМЕЧАНИЯ

1. ПРИМЕЧАНИЯ СМ. АНКЕТУ 2.

СЕРИЯ НИ-0Ч	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ НИ-0Ч
1974	СХЕМЫ ЗАРУЖЕНИЯ ПОЛЕРОЧНЫХ РАМ ЧАРКАСА	ВЫПУСК 4

ГАЛЕЧНИКИЕ ПОРИЗОНТАЛЬНЫЕ ЧЕМПУСЫ НАРУСКИ / УЗДОВСКИЕ

ТАБЛ. 3

		НАРУСКА / У																															
БИОСТА БИОЛОГИЧЕСКАЯ АССОЦИАЦИЯ		W1	W2	W3	W4	W5	W6	W7	W8	W9	W10	W11	W12	W13	W14	W15	W16	W17	W18	W19	W20	W21	W22	W23	W24	W25	W26	W27	W28	W29	W30	W31	W32
3.3	I	6.14	8.98	8.98	6.18	9.10	6.84	10.10	1.85	11.2	6.30	12.2	8.8	12.3	9.2	17.5	9.05	8.98	8.58	9.40	16.10	11.2	12.2	12.8	9.5	14.2	10.16	8.90	8.93	9.10	10.10	11.2	
	II	7.98	11.68	11.68	8.04	11.81	9.89	17.13	9.80	11.6	10.70	15.85	11.4	16.77	12.92	17.55	12.6	11.68	11.58	11.81	17.13	11.6	12.85	16.77	11.55	18.6	17.1	11.68	11.63	11.81	14.79	16.6	
	III	10.25	15.03	15.00	10.32	15.10	11.10	16.50	12.61	13.7	13.89	20.38	14.7	21.7	15.75	22.67	16.10	15.0	15.10	16.90	16.7	24.38	21.59	22.65	23.9	16.9	15.0	15.2	16.9	18.7			
	IV	12.51	18.30	18.30	12.60	18.55	13.95	20.60	15.40	22.8	18.91	24.49	17.9	26.1	18.8	27.5	19.61	18.39	18.39	18.53	20.6	22.81	14.40	26.3	27.50	19.2	20.6	18.3	18.3	18.55	20.6	22.8	
3.6	I	6.52	9.80	9.80	6.67	10.20	7.56	11.46	8.47	12.6	9.10	13.6	9.6	14.3	10.15	15.2	10.6	9.8	9.8	10.2	11.0	12.6	13.6	14.3	15.2	15.8	14.12	10.7	11.92	13.0	13.3	17.5	
	II	8.46	12.70	12.70	8.70	13.25	9.81	14.81	10.90	16.40	11.91	17.9	12.5	18.6	13.2	19.8	13.8	12.70	12.7	13.25	14.81	16.6	17.7	18.6	19.8	20.78	16.49	13.9	15.81	16.9	19.9	22.8	
	III	10.89	16.35	16.35	11.18	17.05	12.61	19.10	14.00	21.0	15.20	22.7	15.0	23.76	16.50	25.4	17.7	15.35	16.35	11.05	19.10	21.0	22.7	23.85	25.4	16.81	18.6	17.6	19.91	21.7	25.6	29.2	
	IV	13.10	20.00	20.00	13.62	20.80	18.60	23.5	17.15	25.7	18.5	27.7	19.6	29.20	26.79	31.0	21.62	20.3	20.0	20.8	23.19	26.7	27.7	29.20	31.0	32.45	23.75	21.8	24.39	26.4	31.2	35.7	
4.2	I	7.4	11.12	11.17	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	17.9	16.3	19.1	21.9	14.1	26.1	28.6	30.4	20.2	12.4	13.76	15.8	18.7	21.3	
	II	9.60	14.05	14.91	10.4	16.40	11.95	18.3	13.6	24.3	13.9	21.6	14.7	22.9	15.5	24.2	16.2	16.5	18.10	21.2	21.8	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	7.5	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	26.5	31.2	35.6	
	IV	15.1	23.30	23.40	16.3	25.70	18.72	28.8	21.40	31.2	21.8	33.2	23.0	35.9	24.3	38.0	23.4	25.9	28.3	33.3	35.0	44.8	40.0	54.0	58.2	62.0	43.2	35.2	42.3	32.4	33.1	42.5	

## ПРИМЕЧАНИЯ

1. ПРИМЕЧАНИЯ СМ. АНЕМ 5

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ	ВЗЯТО
1971	ПАЛАЧА ПОРИЗОНТАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ КАРУЗОК	ИД-04-2 ВОЛУМ 4 4

**Расчетные горизонтальные ветровые нагрузки (узловые)**

**ПРОДОЛЖЕНИЕ ТАБЛ. 3**

Нагрузка, т																				
		W <sub>31</sub>	W <sub>33</sub>	W <sub>34</sub>	W <sub>35</sub>	W <sub>36</sub>	W <sub>37</sub>	W <sub>38</sub>	W <sub>39</sub>	W <sub>40</sub>	W <sub>41</sub>	W <sub>42</sub>	W <sub>43</sub>	W <sub>44</sub>						
33	I	12.2	12.8	12.5	14.2	11.8	10.5	9.6	10.60	14.4	13.4	15.25	11.0	10.5	20.0	21.50	22.3	25.20	16.50	
	II	15.85	16.77	17.58	18.4	18.3	17.6	17.50	16.00	17.9	17.40	19.90	22.10	24.7	26.0	28.0	29.8	32.8	21.5	
	III	20.30	21.4	22.6	23.7	24.6	17.5	8.00	18.40	10.6	22.4	25.5	28.4	31.0	33.4	36.0	38.2	42.0	27.6	
	IV	21.50	20.1	22.5	23.0	20.0	21.4	10.6	22.00	3.2	21.4	21.1	24.7	37.8	40.7	45.9	46.6	51.4	33.6	
35	I	19.46	21.10	22.0	21.70	22.30	21.70	10.7	11.63	12.8	16.50	17.00	19.0	20.6	22.3	24.8	25.6	27.4	18.5	
	II	25.8	27.1	30.0	32.2	34.9	24.30	13.0	15.1	16.6	19.30	22.20	24.9	26.8	29.0	31.20	33.6	35.8	21.0	
	III	32.4	35.2	38.4	41.2	44.0	31.2	19.9	18.9	21.6	25.1	22.6	31.8	32.4	37.7	42.0	42.6	45.7	31.0	
	IV	39.5	45.0	47.6	50.4	53.6	38.2	21.8	23.6	26.1	30.6	34.8	38.7	42.0	45.8	49.0	52.0	56.9	37.8	
48	I	25.8	25.6	27.10	29.5	31.8	21.30	12.6	15.80	15.7	18.3	20.2	22.9	25.0	27.0	28.8	30.8	32.0	21.5	
	II	32.5	33.3	35.3	38.40	41.9	32.7	16.	17.5	19.5	19.50	23.8	27.0	29.8	32.6	35.0	37.4	40.0	41.6	27.8
	III	39.2	42.9	45.4	49.5	53.7	35.6	18.7	22.6	26.2	30.6	34.8	38.4	41.8	45.0	48.1	51.4	53.5	35.6	
	IV	48.0	52.0	55.5	60.4	61.9	47.5	23.2	21.5	32.0	37.4	42.4	46.7	51.0	55.0	58.6	62.7	65.0	49.5	

**ПРИМЕЧАНИЯ:**

1. Расчетные горизонтальные ветровые нагрузки (узловые) определены с приводом вращения, по длине рабочей балки. (протяженность здания) а по высоте рабочей высоте этажа (7,3 м, 3,6 и 4,2 м) для верхнего яруса учтено начальное парусение высотой 0,6 м от оси рамы.

2. Для зданий вышее более 40 м (при высоте этажа 3,3 м) - 18 этажное здание, при высоте этажа 3,6 м - на 12 этажных здания, при высоте этажа 4,2 м - 10, 11 и 12 этажные здания (при высоте этажа 4,2 м-10, 11 и 12 этажные здания) расчетная ветровая нагрузка определяется с учетом динамического воздействия плавации скользящего порога, связанный парывами ветра.

3. W<sub>1</sub> по W<sub>31</sub> - см. лист 4.

TK	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРГЕЙ И-01-0
1971	ТАБЛИЦА ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ НАГРУЗОК	БЫЛКА/ЧАСТЬ 4 5

ВЕРТИКАЛЬНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ НАПРУЗКИ НА  
РЫГЕЛЯХ ВЕСА КАРКАСА

ТАБЛ. 4

НАПРУЗКА	КАЛЬКУЛЯЦИЧЕСКИЕ РАСЧЕТНЫЕ НАПРУЗКИ				
	ДЛЯ СТЕН ПОКРЫТИЯ ОДНОЙ СЛОЙЩИКОЙ ОДНОГО ВЕСА	ДЛЯ СТЕН ПОКРЫТИЯ ДВУМЯ СЛОЙЩИКАМИ ОДНОГО ВЕСА	СУММАРНАЯ	ДЛЯ СТЕН ПОКРЫТИЯ ТРЕМЯ СЛОЙЩИКАМИ ОДНОГО ВЕСА	ДЛЯ СТЕН ПОКРЫТИЯ ЧЕТЫРЕМ СЛОЙЩИКАМИ ОДНОГО ВЕСА
	Н/ПМ	Н/ПМ	Н/ПМ	Н/ПМ	Н/ПМ
НА РЫГЕЛЯХ В УРОВНЕ МЕЖДУ ЭТАЖНЫМИ ПЕРЕКРЫТИЯМИ	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 РЫГЕЛЯХ В УРОВНЕ КРЫ- ВЕЛЬСКОГО ПОКРЫТИЯ	—	5.2	2.3	0.385	5.59
	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 РЫГЕЛЯХ В УРОВНЕ КРЫВЕЛЬСКОГО ПОКРЫТИЯ ТОРЦЕВЫХ РАМ	—	4.0	1.6	0.385	4.39

ПРИМЕЧАНИЯ:

Напрузки от веса наружных стен приняты по версии ИД-04-5 вкл. 1.

Н.1 - расчетная от веса каркаса  
Максим. {N<sub>2</sub> - нормативная от веса параллела высотой 60 см  
Минимал. {N<sub>3</sub> - расчетная от веса параллела высотой 60 см, толщиной 24 см  
и остекления в светильниковой части стены 50 кг/м<sup>2</sup>

ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАПРУЗКИ

ОТ ВЕСА НАРУЖНЫХ СТЕН

ТАБЛ. 5

При уровне этажа, м	N <sub>1</sub> , т	N <sub>2</sub> , т
3,3	МАКСИМАЛЕН.	2.20
	МИНИМАЛЕН.	1.45
3,6	МАКСИМАЛЕН.	2.20
	МИНИМАЛЕН.	1.45
4,2	МАКСИМАЛЕН.	2.20
	МИНИМАЛЕН.	1.45

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРКЗ ИД-04-5
1971	РАСЧЕТНЫЕ НАПРУЗКИ НА РЫГЕЛЯХ РАМ И ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАПРУЗКИ ОТ ВЕСА НАРУЖНЫХ СТЕН.	4

ТАБЛ. 6

ЭТАЖНОСТЬ ЗДАНИЯ		1	2	3	4	5	6
$[M_v]$ TM	I ВЕТРОВОЙ РАЙОН	20.7	70.5	150.2	267.3	433.3	653.5
	II — “ ”	28.8	91.4	194.6	347.1	561.7	847.2
	III — “ ”	34.7	117.6	230.3	446.3	722.1	1089.2
	IV — “ ”	42.2	144.0	306.6	545.5	882.6	1331.2
$[M_v]_2$ TM	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	401.5	696.6	991.3	1422.8
	IV — “ ”	113.5	275.4	498.0	802.5	1211.5	1739.0

ПРОДОЛЖЕНИЕ ТАБЛ. 6

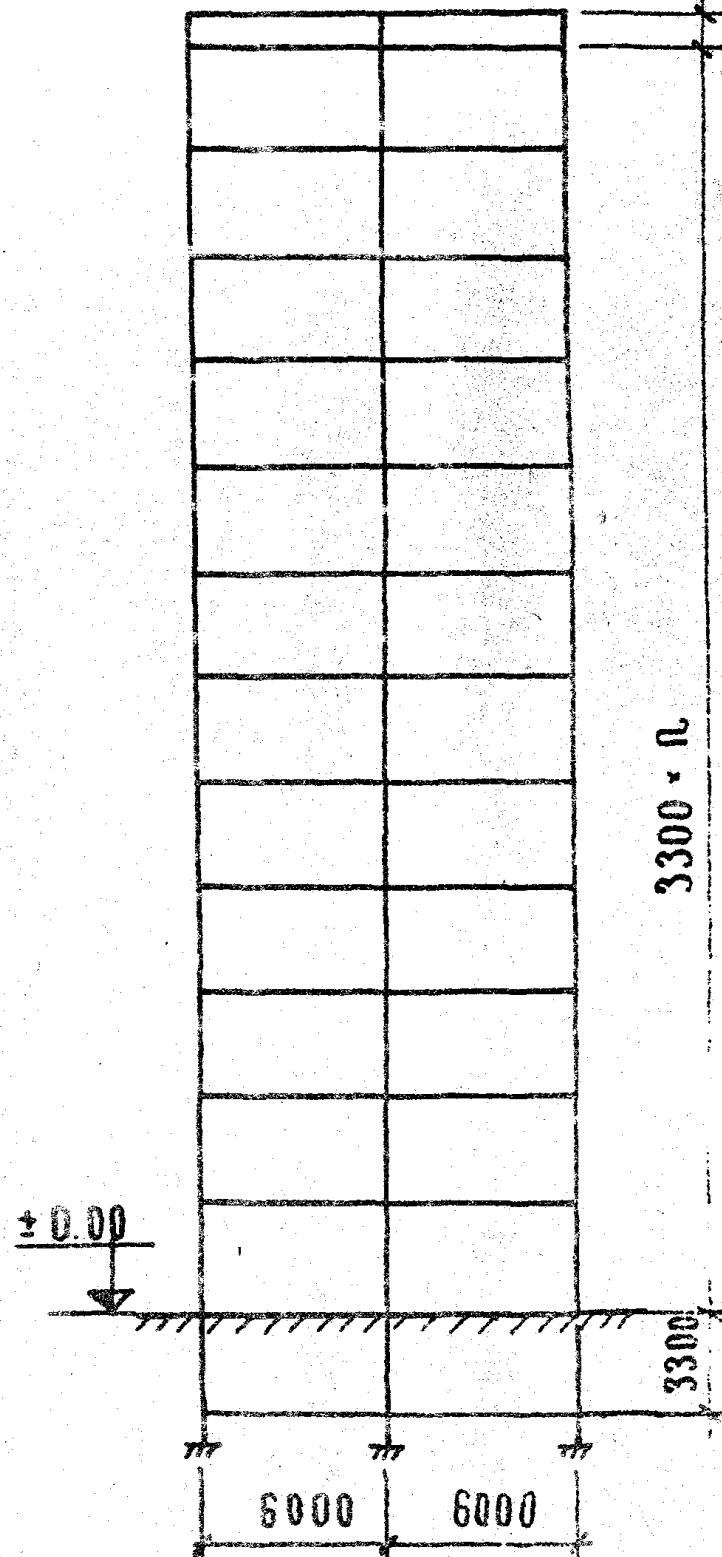
ЭТАЖНОСТЬ ЗДАНИЯ		7	8	9	10	11	12
$[M_v]$ TM	I ВЕТРОВОЙ РАЙОН	930.2	1265.1	1662.8	2121.5	2683.7	4847.1
	II — “ ”	1205.0	1640.0	2155.5	2757.9	3452.9	6283.1
	III — “ ”	1550.3	2108.6	2771.3	3545.8	4439.5	8078.6
	IV — “ ”	1894.8	2577.1	3387.2	4333.8	5426.1	9873.5
$[M_v]_2$ TM	I — “ ”	371.7	550.2	793.7	2506.4	3092.7	5715.6
	II — “ ”	518.9	2009.6	2584.4	3249.0	4009.1	7409.0
	III — “ ”	792.9	2583.8	3322.8	4177.3	5154.6	9526.2
	IV — “ ”	2386.8	3157.9	4061.3	5105.6	6300.2	11643.0

## ПРИМЕЧАНИЯ:

$[M_v]$  - расчетный момент от ветровой нагрузки для здания без подвала длиной 80 м относительно низа диафрагм.

$[M_v]_2$  - тоже для здания с подвалом.

Г.К. УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ  
1071 ЗНАЧЕНИЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ МОМЕНТОВ  
для зданий с высотой этажа 3-3 м



600

3300 • II

3300

± 0.00

6000

6000

ТАБЛ.

ЗАДАЧА	1	2	3	4	5	6
I ВЕТРОВОЙ РАЙОН	24.9	82.8	177.9	392.1	726.2	197.9
II — — —	37.1	107.3	238.6	412.8	692.1	1033.1
III — — —	48.0	138.6	298.5	536.7	877.0	1329.1
IV — — —	48.9	168.6	362.3	656.0	1071.8	1629.5
V — — —	61.7	152.8	280.6	460.7	704.9	1019.9
VI — — —	80.0	198.1	363.7	732.2	913.7	1322.1
VII — — —	102.9	254.7	467.6	767.8	1174.7	1691.9
VIII — — —	125.7	311.3	571.5	938.4	1435.7	2077.7

3600

ЭПЮРА № 6

ПРОДОЛЖЕНИЕ ТАБЛ.

ЗАДАЧА	7	8	9	10	11	12
I ВЕТРОВОЙ РАЙОН	1136.3	1547.8	2037.8	2611.3	4847.1	5951.1
II — — —	1678.0	2008.9	2641.6	3337.8	6283.1	7744.0
III — — —	1893.9	2779.8	3396.3	4359.1	8078.6	9918.6
IV — — —	2314.7	3123.0	4151.1	5320.5	9873.5	12122.0
V — — —	1405.3	1866.0	2407.8	3036.3	5717.6	6924.4
VI — — —	1821.7	2419.0	3121.2	3936.0	7409.0	8880.0
VII — — —	2342.3	3110.1	4013.0	5060.5	9326.2	11585.0
VIII — — —	2862.7	3801.2	4804.8	6182.1	11643.0	14111.0

## ПРИМЕЧАНИЯ:

[М.в] - расчетный момент от ветровой нагрузки

для здания без подвала земной сейм относительно низа анкера

ГРНК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	Н/И 04-0
1976	ОГРАНИЧЕННЫХ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ МОМЕНТОВ ДЛЯ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЗАХА 3.6 М	4 8

[М.в] - тоже для здания с подвалом.

ТАБЛ. 8

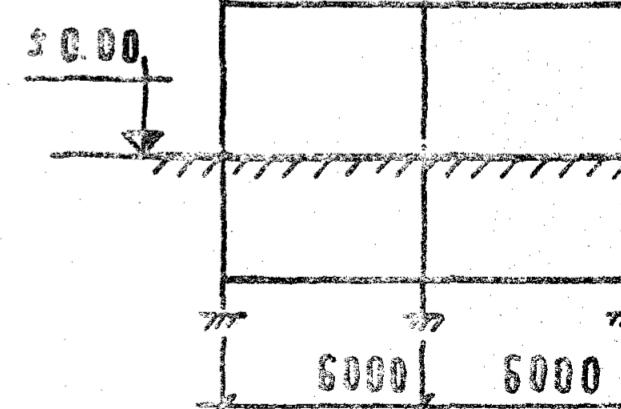
ЭТАЖНОСТЬ ЗДАНИЯ	2	3	4	5	6
I ВЕТРОВОЙ РАЙОН	314	1102	2120	3503	7477
[M <sub>b</sub> ]	206	729	3130	5846	9692
II " "	523	1840	3650	576	12181
III " "	63.9	221.5	435.0	318.6	1323.0
IV " "	74.5	191.1	363.2	615.8	962.7
V " "	96.5	277.7	470.8	798.3	1247.9
[M <sub>b</sub> ]	124.1	318.4	605.3	1026.3	1604.4
VI " "	151.7	389.2	739.8	1254.4	1960.9
VII " "					2862.7

4200 · R

ПРОДОЛЖЕНИЕ ТАБЛ. 8

ЭТАЖНОСТЬ ЗДАНИЯ	7	8	9	10	11	12
[M <sub>b</sub> ]	I ВЕТРОВОЙ РАЙОН	1623.9	2219.5	2900.0	5570.9	6956.1
[M <sub>b</sub> ]	II " "	2105.1	2877.2	3801.0	7221.4	9017.1
[M <sub>b</sub> ]	III " "	2706.5	3639.2	4887.0	9284.8	11593.0
[M <sub>b</sub> ]	IV " "	3308.0	4521.3	5973.1	11347.0	14169.0
[M <sub>b</sub> ]	V " "	1950.5	2607.3	3440.0	6511.2	8228.0
[M <sub>b</sub> ]	VI " "	2928.5	3379.3	4387.7	8440.2	10400.0
[M <sub>b</sub> ]	VII " "	3250.9	4345.6	5641.3	10852.0	13371.0
[M <sub>b</sub> ]	VIII " "	3973.4	5311.4	6895.1	13263.0	16342.0
						19734.0

ЭПЮРА



4200

6000

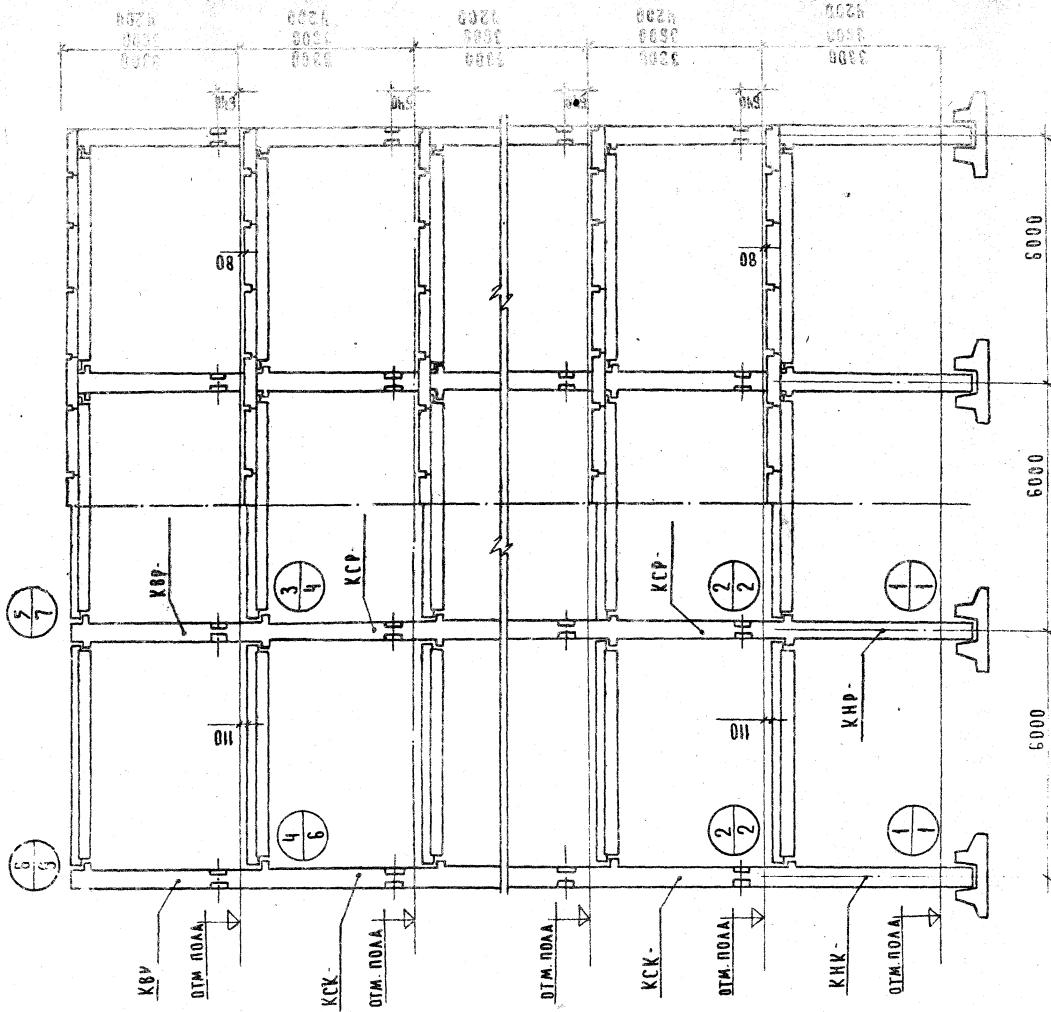
6000

ПРИМЕЧАНИЯ:

[M<sub>b</sub>] - расчетный момент от ветровой нагрузки для здания без подвала данной высоты относительно низа диафрагм.

[M<sub>b</sub>]<sub>2</sub> - тоже для здания с подвалом.

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИИ
1974	ЗНАЧЕНИЯ МАКСИМАЛЬНЫХ ВЕТРОВЫХ МОМЕНТОВ для зданий с высотой этажа 4.2 м

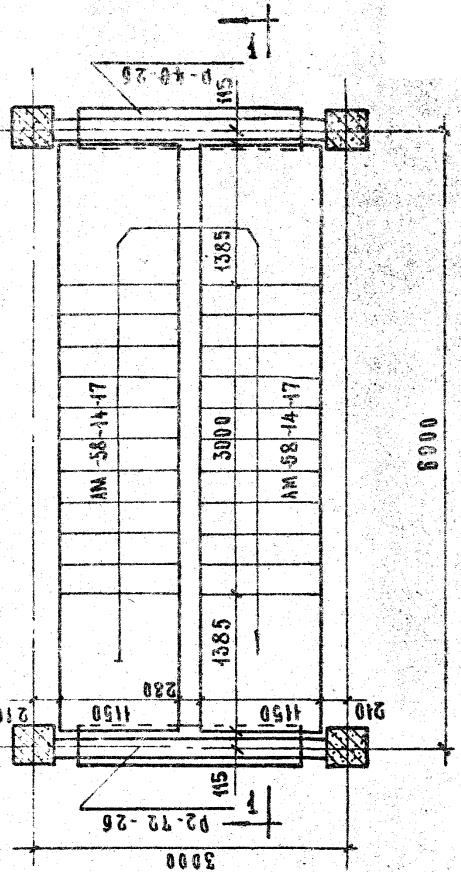


### ПРИМЕЧАНИЯ:

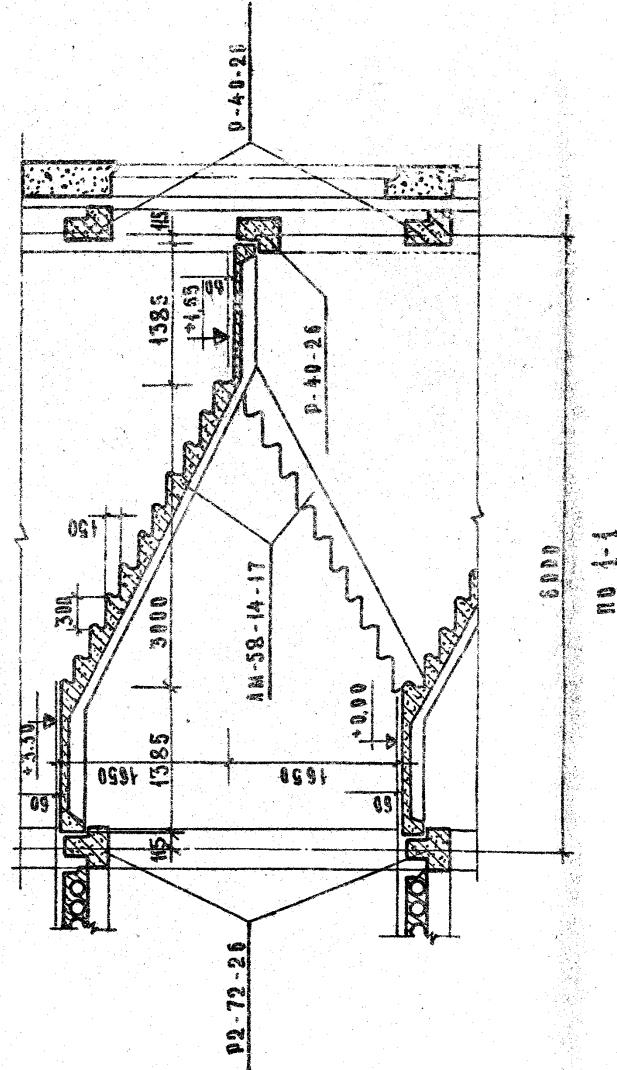
Указания по применению на данном листе см. серию НА-04-10 «Приемка»

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ
1971	МАРКИРОВКА УЗЛОВ КАРКАСА

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ  
РЕГИСТРАЦИОННЫЙ  
СЕРТИФИКАТ  
1971

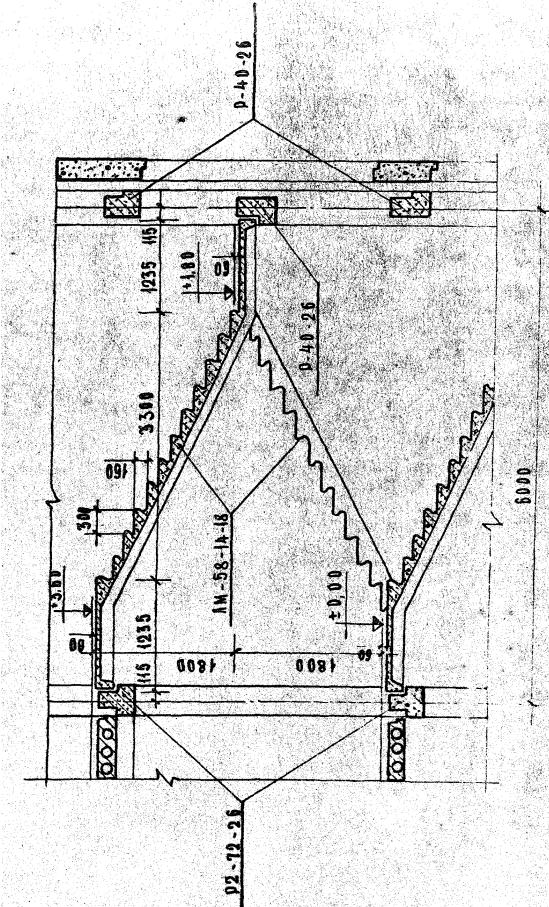
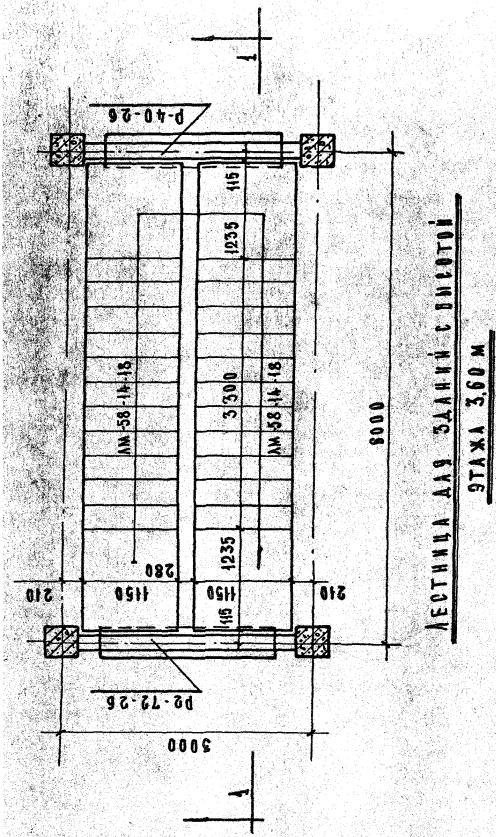


ГЛАХА 3.30М.



ПРИМЕНИМЫ:

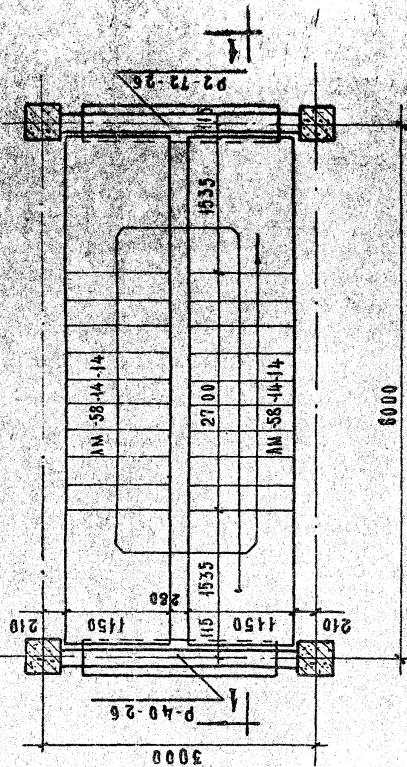
ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТИЧНЫХ МАРШЕЙ ПРИ ВЫСОТЕ 9 ТАККА 3,3 М.	СЕР НН- 1971
1971		ВЫПЛС 4



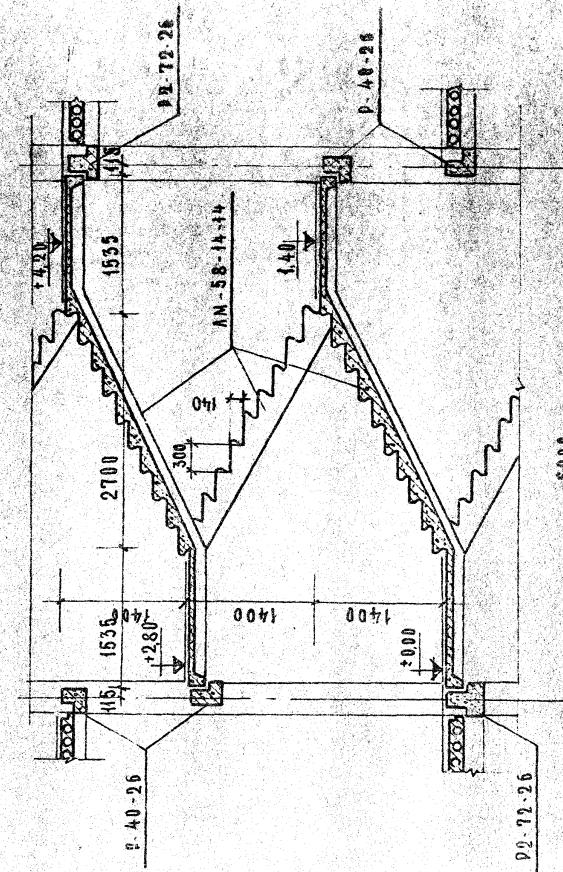
ПРИМЕЧАНИЯ:

І К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ.	СЕРИЯ ИХ-04-0
1971	МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТИЧНЫХ МАРШЕЙ ПРИ ВЫСОТЕ ЕТАЖА 3,6 М.	ИМПУСК 4 АНСТ 12

WADDELL, JAMES W., BOSTON, MASS.



ЧЕСТИНА ДЛЯ ЗДАНИЙ С ОЧИТОМ  
ЭТАЖА 420 м.

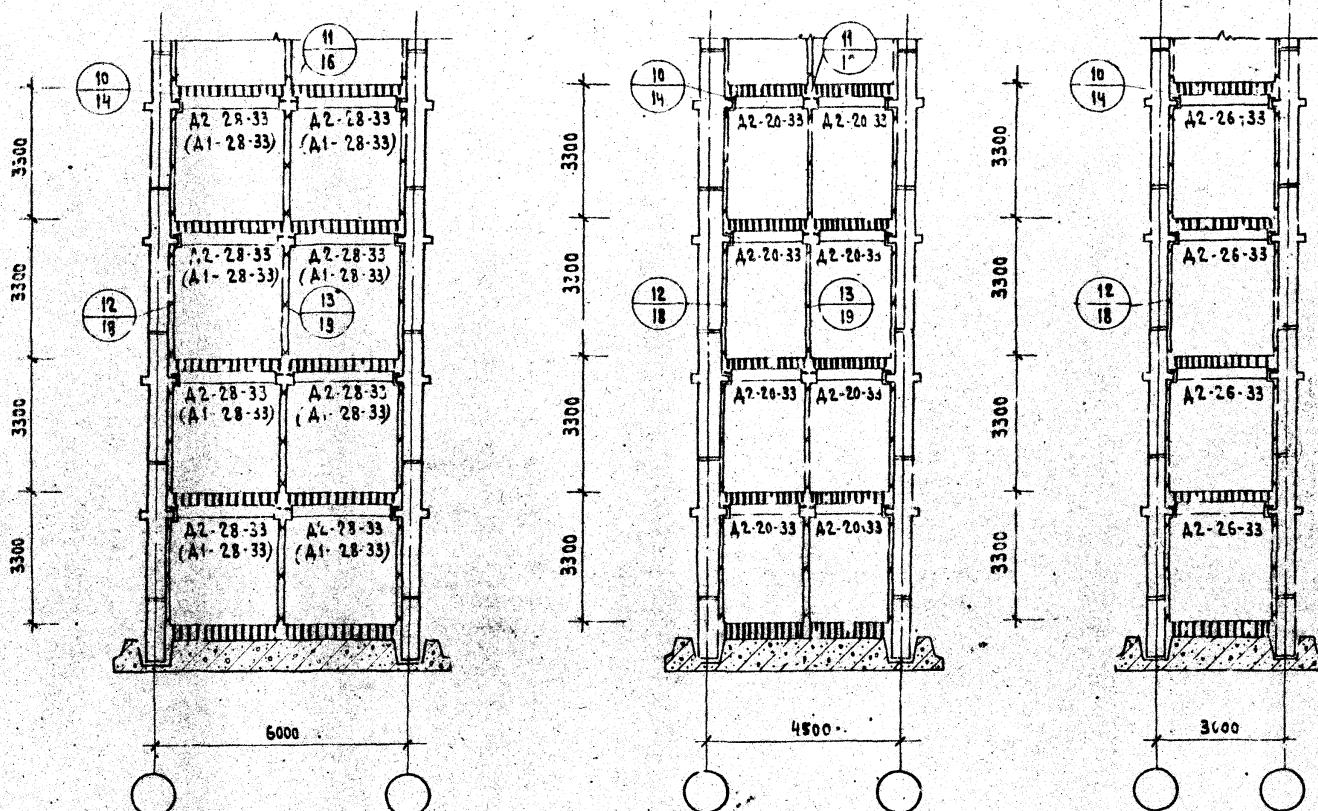


104

1000

11  
11

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	С И
1971	МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТИЧНЫХ МАРШЕЙ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 4,2 М	С В

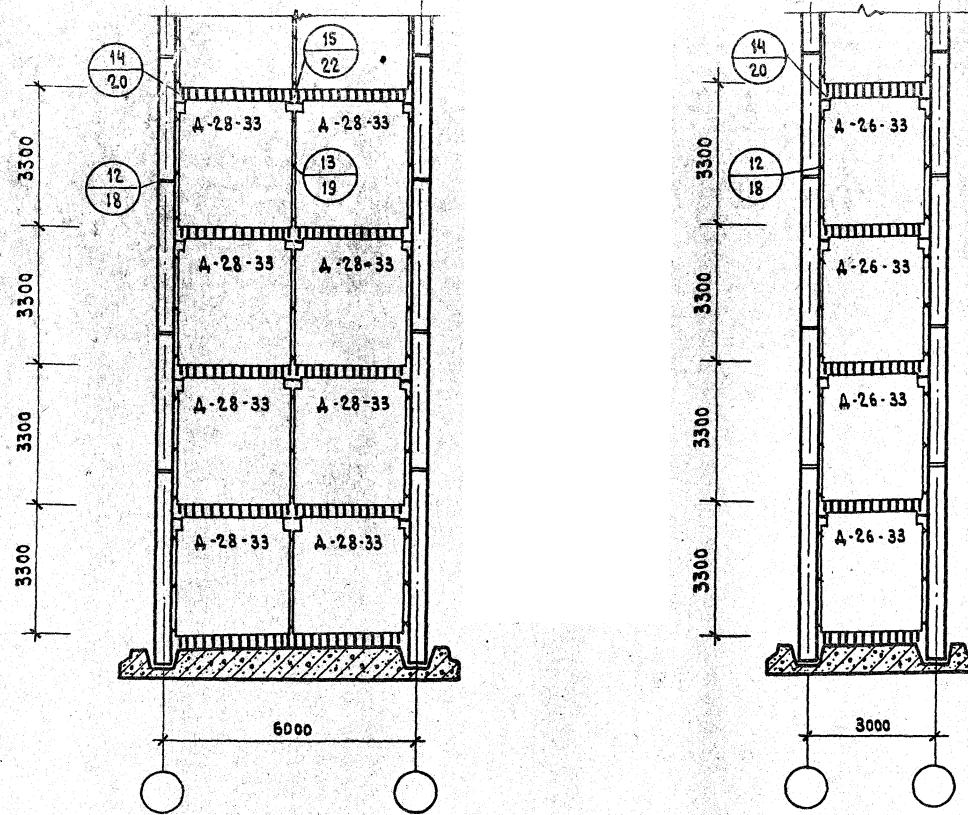


**ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ**

**ПРИМЕЧАНИЯ:**

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

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1971	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ГЛАШНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В ПЛОСКОСТИ РАМ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,3 М.	ВЫПУСК 4 АНСТ- 14

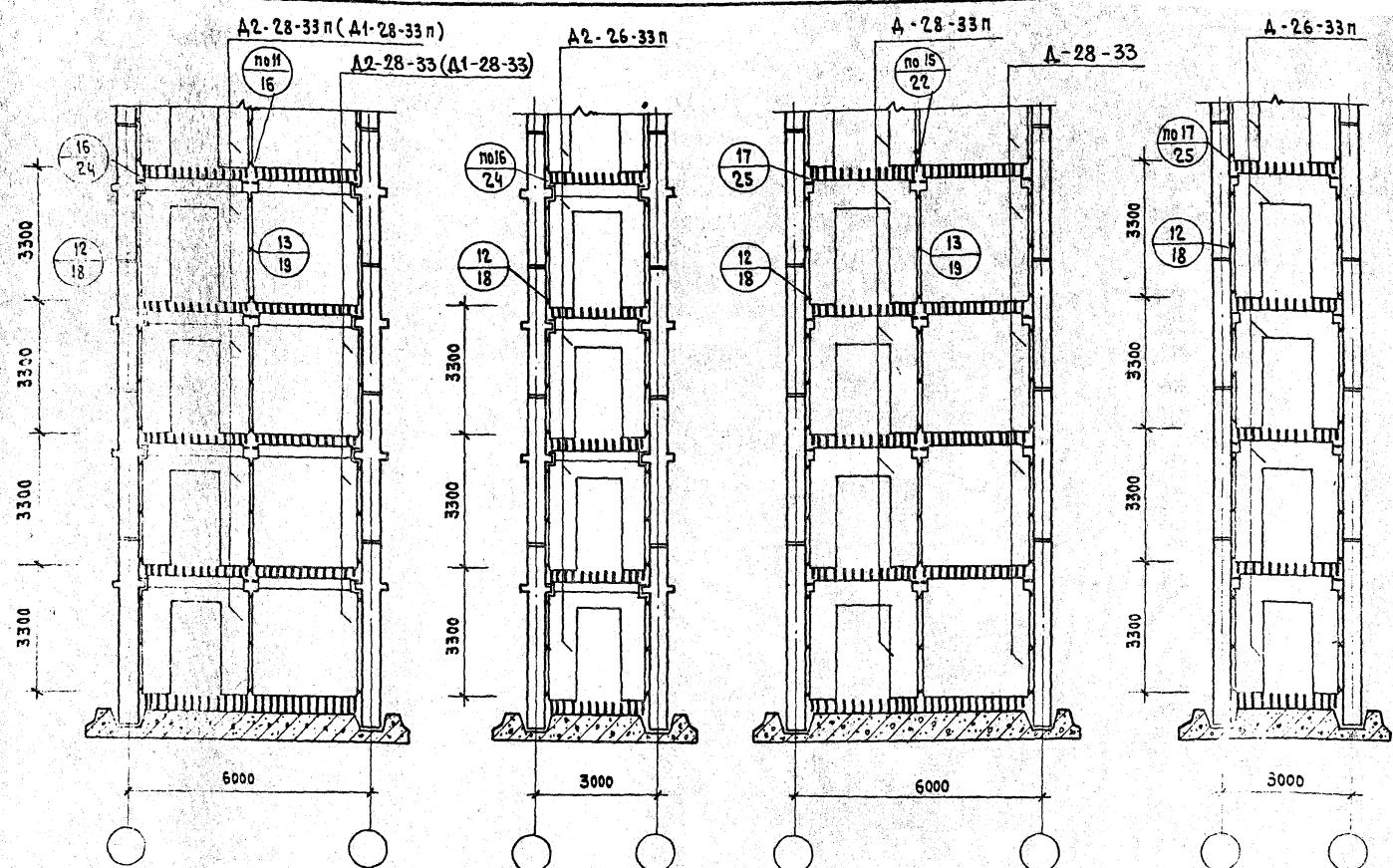


### ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ ПЛОСКОСТИ РАМ

#### ПРИМЕЧАНИЕ:

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

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕР. Ни- выпуск
1971	Монтажные схемы сплошных диафрагм жесткости перпендикулярных плоскости рам при высоте этажа 3.3 м.	4



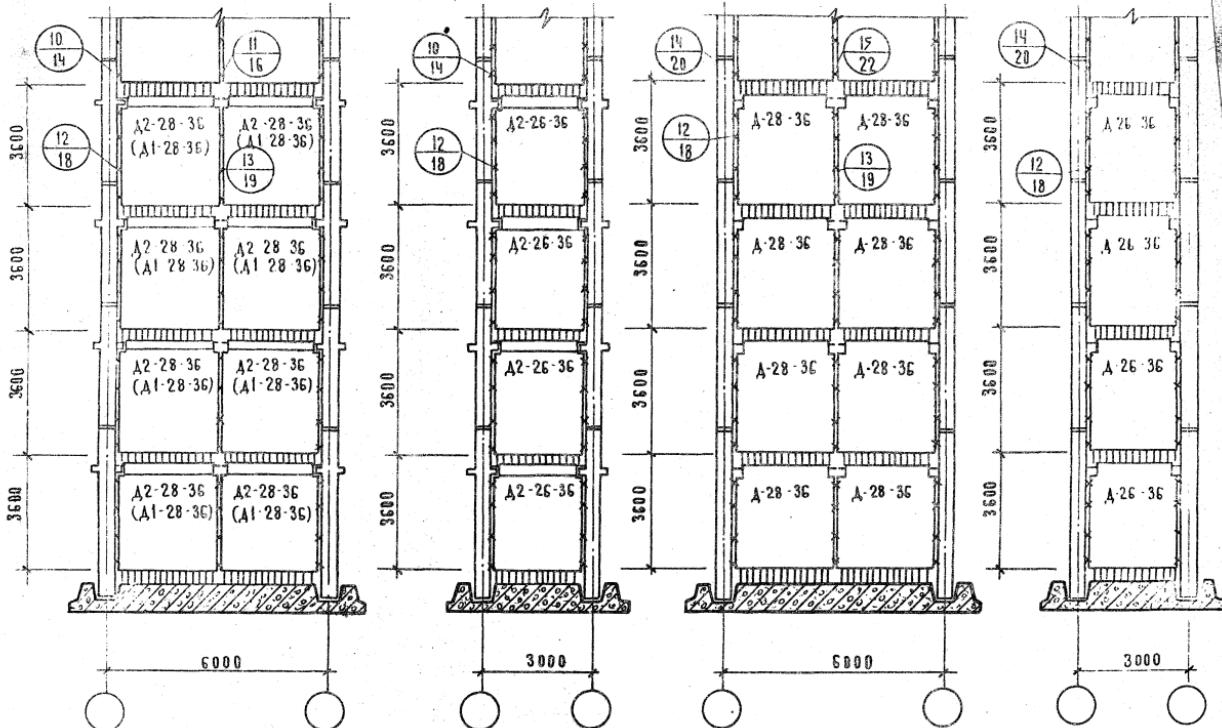
ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

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 АМК 4 16



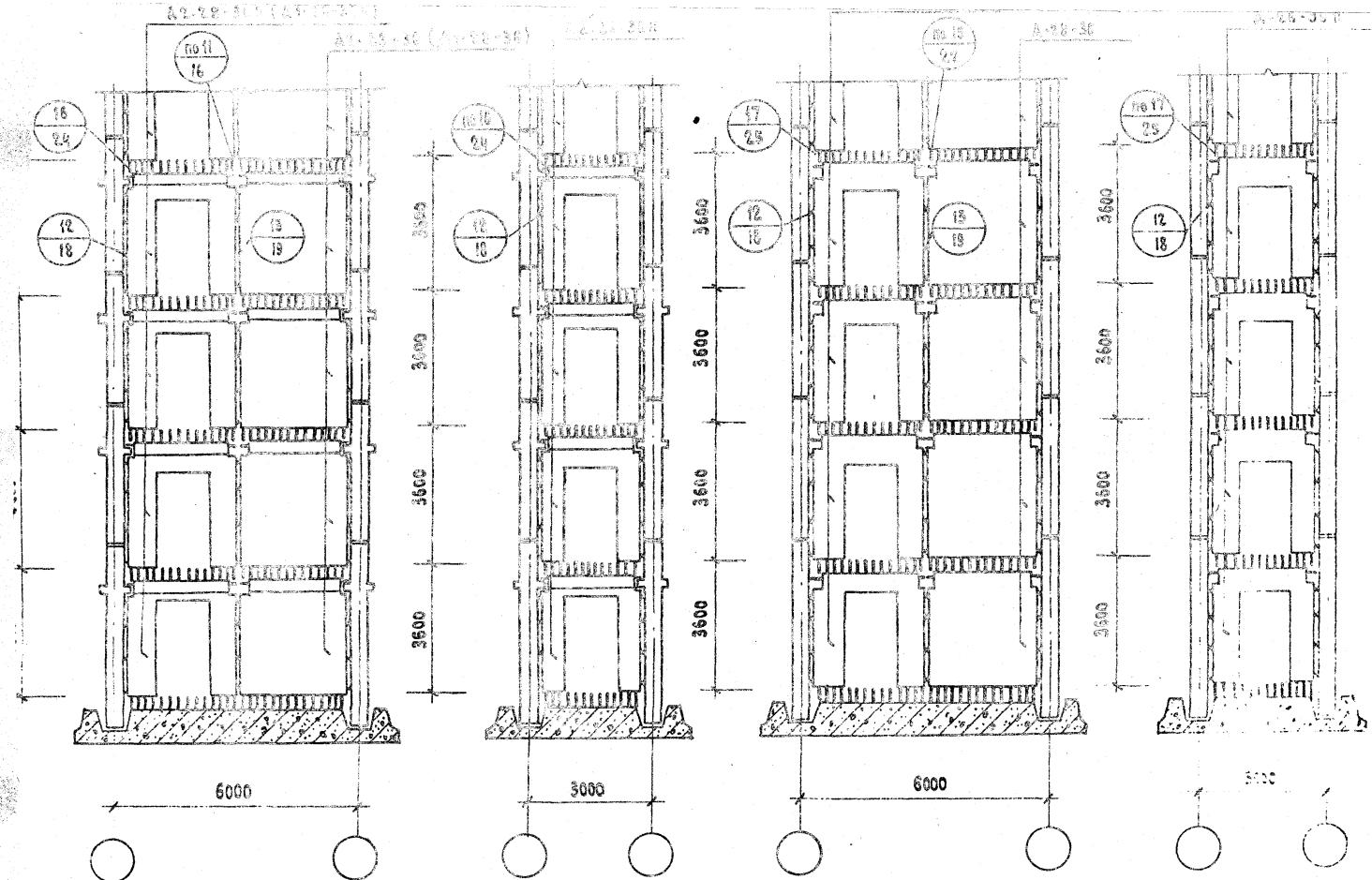
ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ ПЛОСКОСТИ РАМ

ПРИМЕЧАНИЕ:

УЗЛЫ  
ЗАМАРКИРОВАННЫЕ НА ДАННОМ АНСЛЕ  
СМ. СЕРИЮ НН-04-10 ВЫПУСК 3

Т.К.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ
1971	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СЛОШНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,6 М



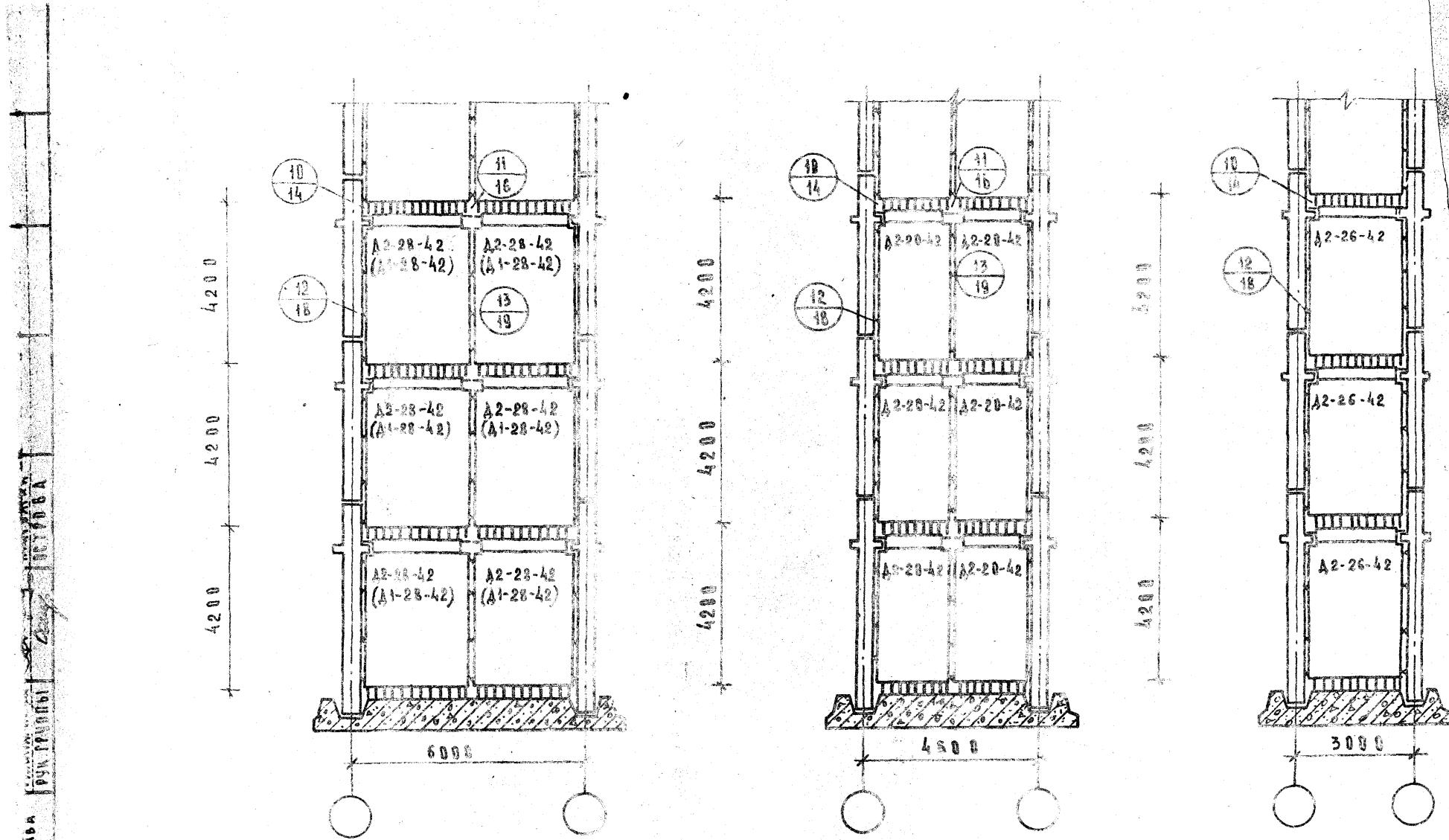
## ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

**ПРИМЕЧАНИЕ:**

УЗЛЫ ЗАМАРКИРОВАННЫЕ НА ДАННОМ ЛИСТ  
Е. М. СЕРЮ ИИ-04-10 ВЫПУСК 3

## ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ ПЛОСКОСТИ РАМ

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ АИАФРАГМ У ВЛЮСТИ С ПРОЕМАМИ ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,6 М	СЕРИЯ НИ-040
1971		ЗВЕЗДАК 4 18

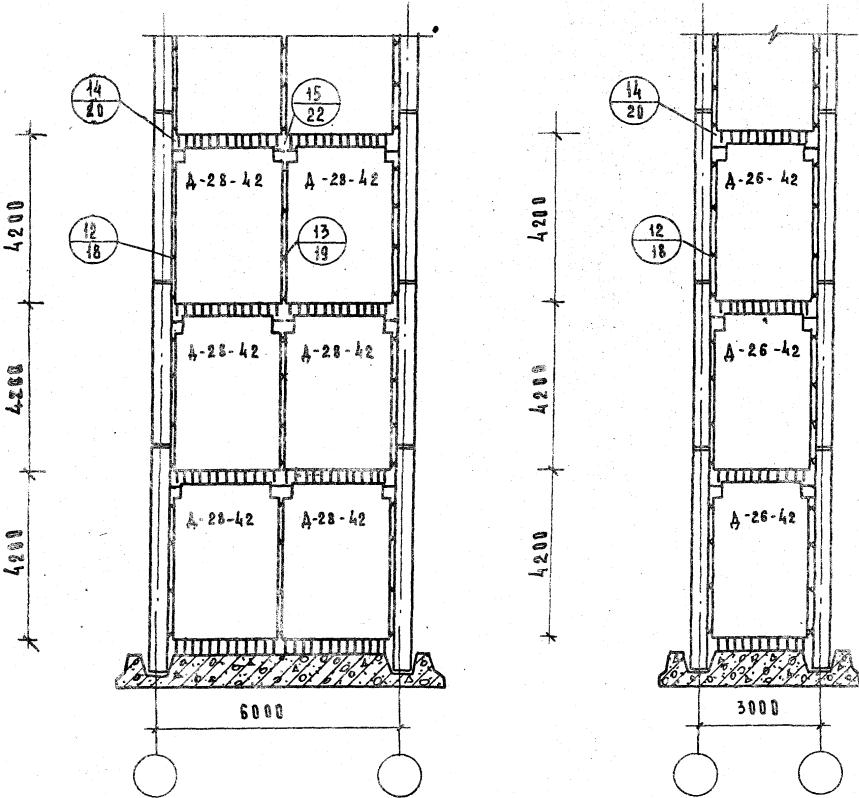


ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

ПРИМЕЧАНИЕ:

1. УЗЛЫ ЗАМАРКИРОВАННЫЕ НА ДАННОМ АЛЛЕТЕ  
СМ. СЕРИЮ ИН-РД-10 ВЫПУСК 3

ТК № КАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ  
1971 МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СЛОДИЧНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ  
В ПЛОСКОСТИ РАМ ПРИ ВЫСОТЕ СТАЖА 4,2М

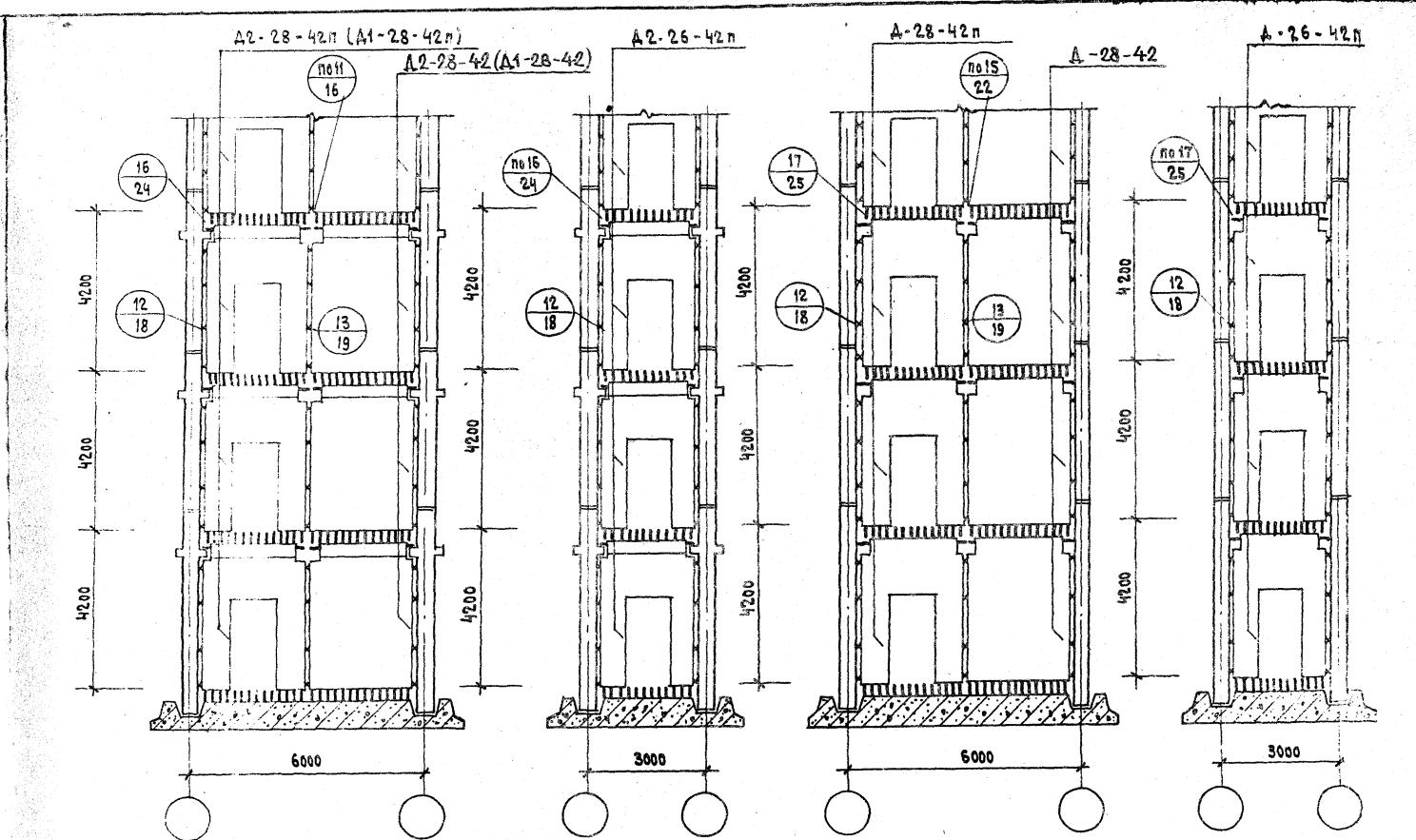


### ДИАФРАГМЫ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫЕ ПЛОСКОСТИ РАМ

#### ПРИМЕЧАНИЕ:

1. УЗЛЫ ЗАМАРКИРОВАНЫЕ НА ДАННОМ ЛИСТЕ  
СМ. СЕРИЮ ИИ-УА-40 ВЫПУСК-3.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-10
1971	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СЛОДИХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫХ ПЛОСКОСТИ РАМ ПРЫВЫСОТЕ ЭТАЖА 42М	ВЫПУСК 1 КСТ 4 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.

СИЛЫ ПОДДЕРЖАНИЯ СВОБОДНОГО ОГРАНИЧИТЕЛЬНОГО ИНДИКАТОРНЫХ СТАВОК

$$R = \frac{R_p}{K_{AA}} = \frac{\Psi}{K_{AA}} (R_{ap} + F + R_{ac} - F_{cr})$$

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

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТВОЛА КОЛОНИИ В ТН						
СИЛЫ АРМЮДОВАНИЯ	ПРИ РАБ. АР-РЕ СТВОЛА	$\phi$ РАБ. АР-РН	20	28	32	36
			42.7	84.0	110.0	139.0
	МАРК БЕТОНА	$R_{ap} \cdot F$				
M-300	208.00		241.10	269.30	294.00	320.20
M-400	272.00		291.00	328.20	352.10	379.00

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТВОЛА КОЛОНИИ В ТН						
СИЛЫ АРМЮДОВАНИЯ	ПРИ РАБ. АР-РЕ СТВОЛА	$\phi$ РАБ. АР-РН	20	28	32	36
			42.7	84.0	110.0	139.0
	МАРК БЕТОНА	$R_{ap} \cdot F$				
M-300	208.00		271.00	348.00	393.00	446.00
M-400	272.00		330.00	405.00	453.00	505.00

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТВОЛА КОЛОНИИ В ТН						
СИЛЫ АРМЮДОВАНИЯ	ПРИ РАБ. АР-РЕ СТВОЛА	$\phi$ РАБ. АР-РН	20	28	32	36
			42.7	84.0	110.0	139.0
	МАРК БЕТОНА	$R_{ap} \cdot F$				
M-300	208.00		251.00	306.50	343.00	386.00
M-400	272.00		310.00	366.40	403.00	442.00

ПРИМЕЧАНИЕ

РАСЧЕТ ПРОИЗВЕЛЕН ПРИ

$$l_0 = 4.2 \text{ м}$$

$$\Psi = 0.96$$

$$m_{AA} = 0.96$$

$$K_{AA} = 1.04$$

T.K	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЯ	СРД 1-30
1977	ТАБЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТВОЛОВ КОЛОНИИ	3 20



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

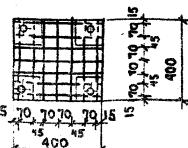
$$[N_{RJ}] = 0,8 \cdot [R_{np}(k)] + KM R_{set} F_3 + 0,8 \cdot R_{np} \cdot F_3 + Ra Fa$$

СТВОД КОДОНН: БЕТОН М-400

СТАЛЬ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-II

$$R_{set} = 2700 \text{ кг/см}^2$$

		НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН.				
ПРИ РАБ. СЕТКЕ КОС- ВЕННОГО АРМИРОВ.	Ф СЕТКИ	20	28	32	36	40
		R <sub>np</sub> Ra	42,7	84,0	110,0	139,0
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	551,45
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



МАСТЕРСКАЯ АРМИРОВАНИЯ, ВАРИАНТ - I

СТВОД КОДОНН: БЕТОН М-300

СТАЛЬ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-II

$$R_{set} = 2700 \text{ кг/см}^2$$

		НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН.				
ПРИ РАБ. СЕТКЕ КОС- ВЕННОГО АРМИРОВ.	Ф СЕТКИ	20	28	32	36	40
		R <sub>np</sub> Ra	42,7	84,0	110,0	139,0
ШАГ 6 см						
6	206,54	297,94	339,24	365,24	394,24	426
8	231,60	323,00	364,30	390,30	419,30	451
10	264,09	355,49	396,79	422,79	451,79	483
12	304,87	396,27	437,57	463,57	492,57	524
ШАГ 8 см						
6	187,75	279,15	320,45	346,45	375,45	407
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

T. K.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04
1971	ТАБЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОДОНН. ВАРИАНТ I.	выпуск 1 4

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

$$C_{K,1} = 0,8 \cdot C_{Ry}(k) + K_{H,R} \cdot R_{st} \cdot F_k + 0,8 \cdot R_{st} \cdot F_s + R_a \cdot F_a$$

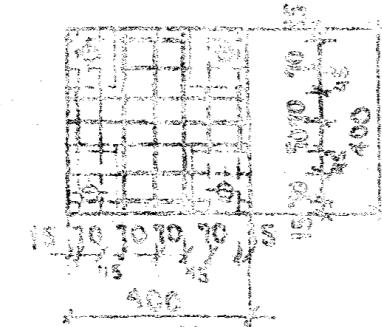
СТВОЛ - КОЛОННЫЙ БЕТОН М-400

СТАЛЬ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-III

$$R_{st} = 3400 \text{ кг/см}^2$$

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В Т.К.

ПРИ РАБ. НРН СЕТКЕ КОС- ВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ	$\phi$ сетки $0,8(R_y + K_{H,R})F_a$	ШАГ 6 СМ				
		20	28	32	36	40
		42,7	84,0	100,0	135,8,0	171,0
6	264,30	355,70	397,00	423,00	452,00	484,00
8	296,35	387,75	429,05	455,05	484,05	516,05
10	336,80	428,20	469,50	495,50	524,50	556,50
12	368,14	479,84	520,34	546,84	576,84	607,84
ШАГ 8 СМ						
6	240,65	332,05	373,33	399,35	422,33	460,35
8	277,40	368,86	410,10	436,10	468,10	507,10
10	309,36	398,76	440,06	466,06	497,06	527,06
12	346,59	436,39	478,29	504,29	533,29	565,29



Чертежи опорного варианта

СТВОЛ - КОЛОННЫЙ БЕТОН М-300

СТАЛЬ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-III

$$R_{st} = 3400 \text{ кг/см}^2$$

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В Т.К.

ПРИ РАБ. НРН СЕТКЕ КОС- ВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ	$\phi$ сетки $0,8(R_y + K_{H,R})F_a$	ШАГ 6 СМ				
		20	28	32	36	40
		42,7	84,0	100,0	139,0	171,0
6	237,44	328,84	370,14	396,14	425,14	457,1
8	269,52	360,90	402,20	428,20	451,20	483,2
10	309,90	401,30	442,60	468,60	497,60	529,61
12	361,30	452,70	494,00	520,00	549,00	581,0
ШАГ 8 СМ						
6	243,77	335,41	345,47	372,47	401,47	433,4
8	280,52	341,92	383,22	409,22	438,22	475,2
10	320,46	402,38	443,18	469,18	468,48	500,1
12	361,72	431,12	461,42	477,42	505,42	536,

Г.Х. Задача по применению изданы  
1972 г. задачи несущей способности стыка колонн  
вариант 1

СЕРИЯ  
И-3

4

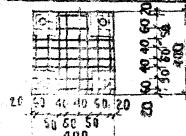
ТАБЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОЛОНН  
(РАБОТАЮЩАЯ НА ЦЕПЧАТЫЕ СИЛЫ), ВARIАНТ II. (СМ. СХЕМУ).

КОЛОННЫЙ БЕТОН М-300  
БЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-1  
 $R_{est} = 2100 \text{ кг/см}^2$

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА	Ф	В ТН						
		ПРИ РАБ. АР-РЕ ПРИ СЕТКЕ КОС- ВЕННОГО АРМИРОВ.	ПРИ РАБ. АР-РН	20	28	32	36	40
$\Phi$	$F_a R_a$	42,7	84,0	110,0	139,0	171,0		
сетки	$0,8(R_{net} + KMR_0)F_a$							

ШАГ 6 см						
6	234,69	319,09	360,39	386,39	415,39	447,39
8	257,95	342,35	383,65	409,65	438,65	470,65
10	287,90	372,30	413,60	432,60	468,60	500,60
12	324,19	403,15	450,45	479,45	505,45	537,45

ШАГ 8 см						
6	223,41	308,11	349,41	373,41	404,41	436,41
8	244,48	328,88	370,18	396,18	425,18	457,18
10	267,44	350,84	393,14	419,14	448,14	480,14
12	294,57	378,97	420,27	446,27	475,27	507,27



Армированная, вариант II.

СТАВА КОЛОННЫЙ БЕТОН М-300  
СТАЛЬ СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-1  
 $R_{est} = 2100 \text{ кг/см}^2$

ПРИ БЕТОНЕ ЗАМОКИВАНИИ 0,8 KMR_0 / 41,7	Ф	НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН						
		ПРИ РАБ. АР-РЕ ПРИ СЕТКЕ КОС- ВЕННОГО АРМИРОВ.	ПРИ РАБ. АР-РН	20	28	32	36	40
	$F_a R_a$	42,7	84,0	110,0	139,0	171,0		
	$0,8(R_{net} + KMR_0)F_a$							
ШАГ 6 см								
6	204,35	288,75	330,45	356,05	385,05	417,05		
8	227,61	312,04	353,31	379,31	408,31	440,31		
10	257,56	341,96	383,26	409,26	438,26	470,26		
12	294,42	378,82	420,12	446,12	475,12	507,12		
ШАГ 8 см								
6	193,37	277,77	319,07	345,07	374,07	406,07		
8	214,14	298,54	339,84	365,84	394,84	426,84		
10	237,11	321,51	362,81	388,81	417,81	449,81		
12	264,23	348,53	389,93	415,93	444,93	476,93		

T.K.	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИН-04-0
1971	ТАБЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОЛОНН. Вариант II.	Выписка лист 4 26

ТАБЛИЦА ИЗУЧЕНИЯ СОСТОЯНИЯ СТЫКОВ КОЛОНН  
ПРИ ВОДЯНОМ ДАВЛЕНИИ ПРИ ВАРИАНТЕ I (СМ. СХЕМУ)

СТАЛЬ КОВАННАЯ, ВЕТОВЫЙ КОМПЛЕКС + КРЫША СТАЛЬ + 0,8 · РАБ. ГРУЗЫ

СТАЛЬ КОВАННАЯ, ВЕТОВЫЙ КОМПЛЕКС + КРЫША СТАЛЬ + 0,8 · РАБ. ГРУЗЫ

$R_{st} = 2100 \text{ кг/см}^2$

СТАЛЬ КОВАННАЯ, ВЕТОВЫЙ КОМПЛЕКС + КРЫША СТАЛЬ + 0,8 · РАБ. ГРУЗЫ

СТАЛЬ КОВАННАЯ, ВЕТОВЫЙ КОМПЛЕКС + КРЫША СТАЛЬ + 0,8 · РАБ. ГРУЗЫ

$R_{st} = 2100 \text{ кг/см}^2$

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН							
ДНК РАБ АР-РБ СЕТЬЮ ДЕМОНСТРИРОВАН	РДК АР-РБ СЕТЬЮ	20	28	32	36	40	
Ф СЕТЬЮ	Ф СЕТЬЮ	427	840	1100	1390	1710	
		ИМП 6 CM					
6	264,31	369,31	390,61	416,61	445,61	477,61	
8	294,61	373,21	420,51	446,51	475,51	507,51	
10	333,32	412,12	459,02	485,02	516,02	546,02	
12	380,71	465,11	506,81	532,41	561,41	593,41	
		ИМП 8 CM					
6	250,79	335,13	376,49	402,49	431,49	463,49	
8	277,19	361,89	403,19	429,19	458,19	499,19	
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	

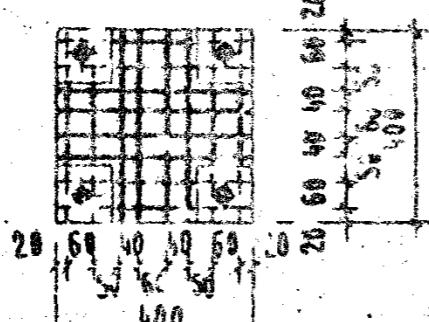


СХЕМА АРМИРОВАНИЯ ВАРИАНТ II.

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН							
ДНК РАБ АР-РБ СЕТЬЮ ДЕМОНСТРИРОВАН	РДК АР-РБ СЕТЬЮ	20	28	32	36	40	
Ф СЕТЬЮ	Ф СЕТЬЮ	427	840	1100	1390	1710	
		ИМП 6 CM					
6	234,57	360,27	386,27	415,27	447,27		
8	254,47	380,17	416,17	445,17	477,17		
10	302,89	528,89	564,89	593,89	623,89		
12	350,37	476,87	512,87	531,87	563,87		
		ИМП 8 CM					
6	220,45	346,45	372,45	401,45	433,45		
8	241,46	372,86	408,86	427,86	458,86		
10	276,69	462,39	498,39	517,39	549,39		
12	311,58	437,26	463,26	492,26	524,26		

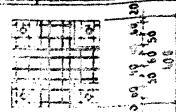
TK	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	ГЕРБРУД
1971	ТАБЛИЦЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОЛОНН ВАРИАНТ II.	МД-04-0

РАБОТАЮЩИХ НА ЦЕНТРАЛЬНОЕ СЖАТИЕ). ВАРИАНТ II (СМ. СКЕМУ).

$\tau = 0.8 [K_{NP} |X| + K_{NP} \cdot \text{Accr. } f_2 + 0.8 \cdot K_{NP} \cdot f_3 + \text{Accr. } f_4]$

КОЛОННЫЙ БЕТОН М-400  
СЕТОК КОСВЕННОГО АРМИРОВАНИЯ А-III  
 $R_{ct} = 3400 \text{ кг/см}^2$

НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЕКЛА В ТН.						
ДРЖ РАБ.	РАБ.	20	28	32	36	40
ДРЖ АР-РЕ СЕТКИ КАС- СЕННОГО АРМИРОВ	АР-РН СТВОЛА					
СЕТКА	$0.8(R_{\text{ар-ре}} + XMR_c)/F_a$	42.7	84.8	110.0	138.0	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	386,32	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	365,79	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



23 53 43 43 53 23

三三三

- 409 -

AP 24 1295 B H 11

ATLÆFJØRNEN

• 100 •

CT-001 - KODAK 50MM SETON M-300

СТАД СЕТОК ДОСВЕННОГО АРМЕНІОВАННЯ

CET =

## НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ

		НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЫКА В ТН.					
ПРК БЕТОН ЗАМОНОДИЧЕСКАННА М-200 $0,87 \cdot 10^3 f_b = 41,71$	ПРК РАБ АР-РЕ СЕТКА КОС- СТВОЛА ВЕННОГО АРМНР	ПРК АР-РН	20	28	32	36	40
		Fa R <sub>a</sub>	42.7	84.0	110.0	139.0	171.0
ШАГ 6 СМ							
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 СМ							
6	153.46		237.26	279.16	305.16	334.16	366.16
8	185.68		370.08	411.38	457.38	466.38	498.38
10	222.86		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	СЕРВИС НН 04 0
1971	ТАБАЧНЫЕ НЕСИДЬЕ СПОСОБНОСТИ СТЫКОВ КОЛОНН. ВАРИАНТ II	ВОЛГРЭС 4 Ладога 28

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА Ж.Б. ПЛАНТАМ НА 1м<sup>2</sup> ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2го СВЕРХУ ЭТАЖА.

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

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА 1м<sup>2</sup> ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2го СВЕРХУ ЭТАЖА ПО Ж.Б. ПЛАНТАМ ПРИ РАСЧЕТНЫХ НАГРУЗКАХ 450КГ/м<sup>2</sup> И 800КГ/м<sup>2</sup> ПРИНЯТ ПО СЕРИИ ЦИ-04-0 ВЫПУСК 2, ПРИ РАСЧЕТНОЙ НАГРУЗКЕ 1250КГ/м<sup>2</sup> РАСХОД ПОДСЧИТАН ПЛАНТАМ СЕРИИ ЦИ-04-14 ВЫПУСК 3.

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА Ж.Б. РИГЕЛЫ, КОЛОННЫ И ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ НА 1м<sup>2</sup> ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2го СВЕРХУ ЭТАЖА.

КОЛ-ВО ПРОЛЕТОВ	АРМИРОВАНИЕ	Б Е Т О Н    В    м <sup>3</sup>									СТАЛЬ(НАТУРАЛЬНАЯ) КГ	
		РАСЧЕТНЫЕ УНИФИЦИРОВАННЫЕ НАГРУЗКИ , КГ/м <sup>2</sup>										
		450			800			1250				
		СБОРН.	МОНОЛНТ	ВСЕГО	СБОРН.	МОНОЛНТ	ВСЕГО	СБОРН.	МОНОЛНТ	ВСЕГО		
6+6	Ненапряж.	0,054	0,002	0,056	0,058	0,002	0,060	0,079	0,002	0,081	8,10	
											9,25	
											17,6	

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА 1м<sup>2</sup> ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ НА Ж.Б. РИГЕЛЫ 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 1м<sup>2</sup> ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2го СВЕРХУ ЭТАЖА.

КОЛ-ВО ПРОЛЕТОВ	АРМИРОВАНИЕ	Б Е Т О Н    В    м <sup>3</sup>									СТАЛЬ(НАТУРАЛЬНАЯ) КГ	
		РАСЧЕТНЫЕ УНИФИЦИРОВАННЫЕ НАГРУЗКИ , КГ/м <sup>2</sup>										
		450			800			1250				
		СБОРН.	МОНОЛНТ	ВСЕГО	СБОРН.	МОНОЛНТ	ВСЕГО	СБОРН.	МОНОЛНТ	ВСЕГО		
5+6	Ненапряж.	0,170	0,002	0,172	0,174	0,002	0,176	0,184	0,006	0,190	13,95	
											16,12	
											24,1	

ПРИМЕЧАНИЯ: Подсчет расхода материалов произведен для 2х пролетного здания в 10 этажей с погонным каркасом при высоте этажей 3,3м, во II районе СССР во скоростном напору ветра средней секции дальней 8м.

Т.К.

Указания по применению изделий.

1971

Показатели расхода материалов.