

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ
И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР
<https://zavodjbi.com/>
ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ДЕТАЛИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

ИИ-04

СБОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ЗДАНИЙ КАРКАСНОЙ КОНСТРУКЦИИ

Серия ИИ-04-0

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ

выпуск 6

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО
КАРКАСА С СЕТКОЙ КОЛОНН 6×6; 6×4,5 и 6×3 м
РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ

<https://zavodjbi.com/>

<https://zavodjbi.com/>

Тиражировано Свердловским филиалом ЦНИИ
СМОСЗ г.Славагород-62 ул.Ренегальская, 3-А
Заказ *2250* Тираж *1000* Цена *1=65*
Ивл. № *12522* 1974 г.

<https://zavodjbi.com/>

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОМИТЕТ ПО ГРАЖДАНСКОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ
И АРХИТЕКТУРЕ ПРИ ГОССТРОЕ СССР

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ДЕТАЛИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

ИИ-04

СБОРНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ ЗДАНИЙ КАРКАСНОЙ КОНСТРУКЦИИ

СЕРИЯ ИИ-04-0

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ

ВЫПУСК 6

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ СВЯЗЕВОГО
КАРКАСА С СЕТКОЙ КОЛОНН 6×6; 6×4,5 и 6×3 м
РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ

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

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

<https://zavodjbi.com/>

<https://zavodjbi.com/>

Перечень серий и выпусков рабочих чертежей сборных элементов

связеворо каркаса ИИ 04 с сеткой колонн 6x6, 6x4,5, 6x3 м

ИИ 04 и
выпуск 6 Указания по применению изделий связеворо
каркаса с сеткой колонн 6x6, 6x4,5 и 6x3 м.

ИИ 04-1
выпуск 1 Железобетонные фундаменты под колонны
сечением 300x300 мм для зданий
в 1-4 этажа

ИИ 04-1
выпуск 3
ИИ 04-2
выпуск 3 Фундаменты для колонн сечением 40x40 см
Колонны связеворо каркаса сечением 40x40 см
для зданий с высотой этажа 2,4 м и 3,3 м
Опалубка и армирование

ИИ 04 2
выпуск 4 Колонны связеворо каркаса сечением 40x40 см
для зданий с высотой этажа 3,6 м.
Опалубка и армирование

ИИ 04 2
выпуск 5 Колонны связеворо каркаса сечением 40x40 см
для зданий с высотой этажа 4,2 м
Опалубка и армирование

ИИ 04-2
выпуск 6
часть I Колонны связеворо каркаса сечением 40x40 см
для зданий с высотой этажа 2,4; 3,3; 3,6; 4,2 м
Арматурные изделия Объемные каркасы

ИИ 04-2
выпуск 6
часть II Колонны связеворо каркаса сечением 40x40 см
для зданий с высотой этажа 2,4; 3,3; 3,6 и 4,2 м
Арматурные изделия Плоские каркасы

ИИ 04 2
выпуск 7 Колонны связеворо каркаса сечением 30x30 см
для зданий с высотой этажа 3,3 м
Опалубка и армирование

ИИ 04 2
выпуск 8 Колонны связеворо каркаса сечением 30x30 см
для зданий с высотой этажа 3,6 м.
Опалубка и армирование

ИИ 04 1
выпуск 9 Колонны связеворо каркаса сечением 30x30 см
для зданий с высотой этажа 4,2 м
Опалубка и армирование

ИИ 04-2
выпуск 10
часть I Колонны связеворо каркаса сечением 30x30 см
для зданий с высотой этажа 3,5; 3,6 и 4,2 м
Арматурные изделия Объемные каркасы

ИИ 04 2
выпуск 10
часть II Колонны связеворо каркаса сечением 30x30 см
для зданий с высотой этажа 3,5; 3,6 и 4,2 м Арматурные
изделия Плоские каркасы Закаленные армал и

ИИ 04 2
выпуск 11
часть I Колонны связеворо каркаса сечением 40x40 см
для навески стеновых панелей в зданиях с
высотой этажа 3,3 м

ИИ 04-2
выпуск 11
часть II Колонны связеворо каркаса сечением 40x40 см
для навески стеновых панелей в зданиях с
высотой этажа 3,6 м

ИИ 04 2
выпуск 11
часть III Колонны связеворо каркаса сечением 40x40 см
для навески стеновых панелей в зданиях с
высотой этажа 4,2 м

ИИ 04 2
выпуск 12
часть I Колонны связеворо каркаса сечением 30x30 см
для навески стеновых панелей в зданиях с
высотой этажа 3,3 м

ИИ 04 2
выпуск 12
часть II Колонны связеворо каркаса сечением 30x30 см
для навески стеновых панелей в зданиях с
высотой этажа 3,6 м

ИИ 04 2
выпуск 12
часть III Колонны связеворо каркаса сечением 30x30 см
для навески стеновых панелей в зданиях с
высотой этажа 4,2 м

ИИ 04 2
выпуск 13 Многоэтажные колонны для связеворо каркаса
сечением 30x30 см для зданий с высотой этажа 3,3 м, 3,6 м и 4,2 м
Опалубка - армирование и объемные каркасы

<https://zavodjbi.com/>

ГК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ 04 0
1973	Перечень серий и выпусков	выпуск лист 6

- ИИ-04-3 РИГЕЛИ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С КОЛОННАМИ
Выпуск 3 сечением 40 x 40 см. Опалубка и армирование
Часть 1
- ИИ-04-3 РИГЕЛИ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С КОЛОННАМИ
Выпуск 3 сечением 40 x 40 см. Арматурные изделия
Часть 2
- ИИ-04-3 РИГЕЛИ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С КОЛОННАМИ
Выпуск 4 сечением 30 x 30 см. Опалубка и
Часть 1 армирование
- ИИ-04-3 РИГЕЛИ СВЯЗЕВОГО КАРКАСА С КОЛОН-
Выпуск 4 нами сечением 30 x 30 см
Часть 2 Арматурные изделия
- ИИ-04-4 Предварительно напряженные многоруствотные
Выпуск 17 и ребристые панели длиной 526 и 576 см, арми-
рованные стержнями из стали класса А - IV.
Метод натяжения - электрогерметический.
- ИИ-04-4 Предварительно напряженные многоруствотные
Выпуск 18 и ребристые панели длиной 526 и 576 см, арми-
рованные высокопрочной проволокой Ø5 класса Вр II
с амнейно-гравитовым расклеванием арматуры.
Метод натяжения - механический.
- ИИ-04-4 Предварительно напряженные многоруствотные
Выпуск 19 и ребристые панели длиной 526 и 576 см, арми-
рованные стержнями из стали класса Ат-У.
Методы натяжения - электротермический и
механический.
- ИИ-04-4 Панели многоруствотные и ребристые длиной
Выпуск 20 276 см, армированные сварными сетками и
каркасами из стали класса А - III
- ИИ-04-5 Стеновые панели из легких и ячеистых бетонов.
Выпуск 4 Материалы для проектирования
- ИИ-04-5 Стеновые панели из легких бетонов толщиной
Выпуск 5 250 мм. Опалубочные и арматурные чертежи.
- ИИ-04-5 Стеновые панели из легких бетонов - толщиной
Выпуск 6 300 мм. Опалубочные и арматурные чертежи
- ИИ-04-5 Стеновые панели из легких бетонов - толщиной
Выпуск 7 350 мм. Опалубочные и арматурные чертежи.
- ИИ-04-5 Стеновые панели из ячеистых бетонов - толщи-
Выпуск 8 ной 250 мм. Опалубочные и арматурные
чертежи
- ИИ-04-5 Стеновые панели из ячеистых бетонов - толщи-
Выпуск 9 ной 300 мм. Опалубочные и арматурные
чертежи
- ИИ-04-5 Стеновые панели из легких и ячеистых
Выпуск 10 бетонов. Арматурные изделия и закладные
детали
- ИИ-04-6 Диафрагмы жесткости связевого каркаса.
Выпуск 5 Опалубка и армирование
Часть 1
- ИИ-04-6 Диафрагмы жесткости связевого каркаса.
Выпуск 5 Арматурные изделия
Часть 2
- ИИ-04-7 Железобетонные лестницы для зданий
Выпуск 1 с высотой этажей 3,3 м и 4,2 м
- ИИ-04-7 Лестницы для зданий с высотой
Выпуск 2 этажа 3,6 м
- ИИ-04-8 Металлические монтажные детали для зданий в 4-4 этажах
Выпуск 1 ограждения лестниц.
- ИИ-04-8 Закладные детали и соединитель-
Выпуск 3 ные элементы для изделий связевого
каркаса
- ИИ-04-10 Монтажные узлы и детали для
Выпуск 5 связевого каркаса с сеткой колонн
6x6; 6x4,5; 6x3 м
- ИИ-04-10 Монтажные узлы и детали панельных
Выпуск 6 стен из легких и ячеистых бетонов.

ПРИМЕЧАНИЕ

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

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПЕРЕЧЕНЬ СЕРИЙ И ВЫПУСКОВ	ВЫПУСК 6
		Лист

Указания содержат характеристику и рекомендации по применению сборных элементов железобетонного каркаса серии ИИ-04 с сеткой колонн 6x6, 6x4,5, 6x3 м.

В настоящей серии внесены изменения и усовершенствования по сравнению с редакцией 1964-1966 годов:

1. Уменьшен рамный момент в стыке ригеля с колонной с 17,6 тм до 5,5 тм и упрощена конструкция стыка.

2. Стык колонн принят железобетонный с плоскими торцами и полуавтоматической ванной сваркой выпусков арматуры. Это дает возможность отказаться от тяжелых стальных оголовников колонн. Стык вынесен над уровнем пола перекрытия на 640 мм.

3. Разработаны сборные железобетонные диафрагмы повышенной несущей способности.

4. Разработаны железобетонные панели перекрытий в соответствии с ГОСТ 9561-66*. Исключены сплошные крайние плиты для навески стеновых панелей.

5. Разработаны стеновые панели с навеской на колонны из легких бетонов (с объемным весом от 700 до 1100 кг/м³) и изяченстых бетонов (с объемным весом от 500 до 700 кг/м³), унифицированные с аналогичной серией панелей для промзданий.

6. В серию включены изделия для строительства зданий с высотой этажа 3,6 м.

7. Для зданий с колоннами сеч. 40x40 см предусмотрены конструктивные элементы для восприятия расчетной нагрузки 1250 кг/м² (без собственного веса плит перекрытия).

8. Унифицированы арматурные каркасы и закаленные детали. Сокращен сегмент арматурной и профильной стали.

9. Разработаны рабочие чертежи групповых стальных форм для изготовления изделий, а также реконструкции форм серии ИИ-04, уже имеющихся в заводском производстве для изготовления колонн железобетонного каркаса.

2. Область применения изделий серии

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

Изделия для каркаса с колоннами сечением 30x30 см предназначены для зданий в 1-4 этажа с подвалом с сеткой колонн 6x6 и 6x3 м и унифицированными расчетными нагрузками на перекрытия 450, 600 и 800 кг/м².

Изделия для каркаса с колоннами сечением 40x40 см предназначены для зданий в 5-12 этажей с подвалом с сеткой колонн 6x6, 6x4,5, 6x3 м и унифицированными расчетными нагрузками на перекрытиях 450, 600, 800 и 1250 кг/м² и для зданий в 1-4 этажа с подвалом с сеткой колонн 6x6, 6x4,5, 6x3 м и унифицированными расчетными нагрузками на перекрытиях 1250 кг/м².

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

2.2. Величины расчетных и нормативных равномерно-распределенных нагрузок для плит перекрытий и покрытий; а также погонных нагрузок для ригелей, принятые в соответствии с указаниями по применению унифицированных нагрузок СН 382-67 без учета собственного веса конструкций приведены в таблице 1.

Год	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0
1973	Пояснительная записка	Выпуск 6 Лист 1

Стых колонн по форме принят плоским, безметаллическим с ванной сваркой вышеслов рабочей арматуры и последующим монолитованием, проделанным лабораторией серийно и монолитного железобетона НИИЖБ Голубцова СССР. Для соединения ригеля с колонной принят стых со скрепкой консолью. Колонны колонны рассчитаны и заармированы как металлические конструкции на восприятие опирных реакций 55 т (для колонн сечением 40x40 см) и 22,8 т (для колонн сечением 30x30 см), а также изгибающего момента в узле 5,5 тм.

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

3.3. Ригели. Серия ИИ-04-3, выпуск 3 содержит чертени ригелей для каркаса с колоннами 40x40 см, серия ИИ-04-3, выпуск 4 - для каркаса с колоннами 30x30 см. Ригели приняты высотой 450 мм таврового сечения с одной или двумя полками по низу для опирания плит перекрытия.

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

Кроме основных закладных деталей, имеющих в чертешах ригелей, необходимо установить дополнительные закладные детали в ригелях торцевых рам для крепления к ним связевых плит / см узлы 15-4 и 15-3 серии ИИ-04-10, выпуск 5 /.

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

В ригелях, окаймляющих внутренний угол здания, требуется установка дополнительных закладных деталей для набески стеновых панелей / см узлы 13-16 серии ИИ-04-10, вып. 6 /.

Примеры установки дополнительных закладных деталей приведены в серии ИИ 04 5, вып 4.

В конкретных проектах необходимо привести влаубочные чертеша ригелей с дополнительными закладными деталями и спецификацию стали на ригели с учетом этих закладных.

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

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

Для пролетов 6 м и 5,5 м / пролет примыкающий к температурному шву / запроектированы предварительно напряженные панели перекрытий серия варианты армирования: стержневой арматурой из стали классов А-IV и А-V и высокопрочной проволокой класса Вр-IV с анкерно-групповым раскреплением арматур. Для пролета 3 м запроектированы панели с обычным армированием.

Толщина панелей принята 22 см

Панели подразделяются на 3 основных типа:

1. Рядовые многопустотные панели шириной 1490 мм и 1190 мм.
2. Связевые панели шириной 1490 мм, устанавливаемые у колонн.

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

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

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

Т К	Указания по применению изд	Серия ИИ-04-0
1973	Пояснительная записка	

Центральная группа остров

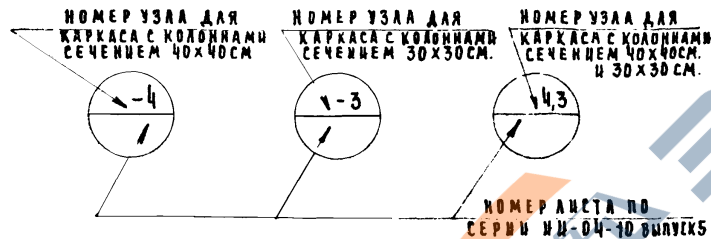
ций на специализированных заводах-изготовителях, заводские детали всех сборных изделий сборного каркаса помещены в отдельном альбоме ИИ-04-8. Выпуск 3.

3.9. Узлы соединения элементов и монтажные детали

Приведены в альбоме ИИ-04-10. Выпуск 5.

Монтажные схемы элементов каркаса с маркировкой узлов приведены в настоящем альбоме на листах 34-46

Маркировка узлов, принятая на монтажных схемах:



Монтажные узлы и детали навески стеновых панелей приведены в альбоме серии ИИ-04-10. Выпуск 5

Мероприятия по антикоррозионной защите конструкций выполнять в соответствии с указаниями, подлежащими разработке в конкретном проекте здания, согласно требованиям СН 206-62 и СН 262-67 в зависимости от местных факторов агрессивного воздействия среды.

4. Компонировка зданий и подбор элементов каркаса

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

Лестничные клетки с размерами 6x3м могут располагаться вдоль и поперек здания. В модуле 6x3м размещаются двухмаршевые лестницы для высот этажей 3,3 и 3,6 м и трехмаршевая для высоты этажа 4,2м с выходами с разных сторон лестничной клетки.

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

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

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

Допускается устройство вертикальных диафрагм из монолитного бетона.

Конструкции каркаса допускают вести опережающий монтаж 3-4^х этажей без монолитования стыков колонн и вертикальных стыков диафрагм, при обязательной сварке всех соединений и монолитовании всех швов и шпонок в дисках перекрытия.

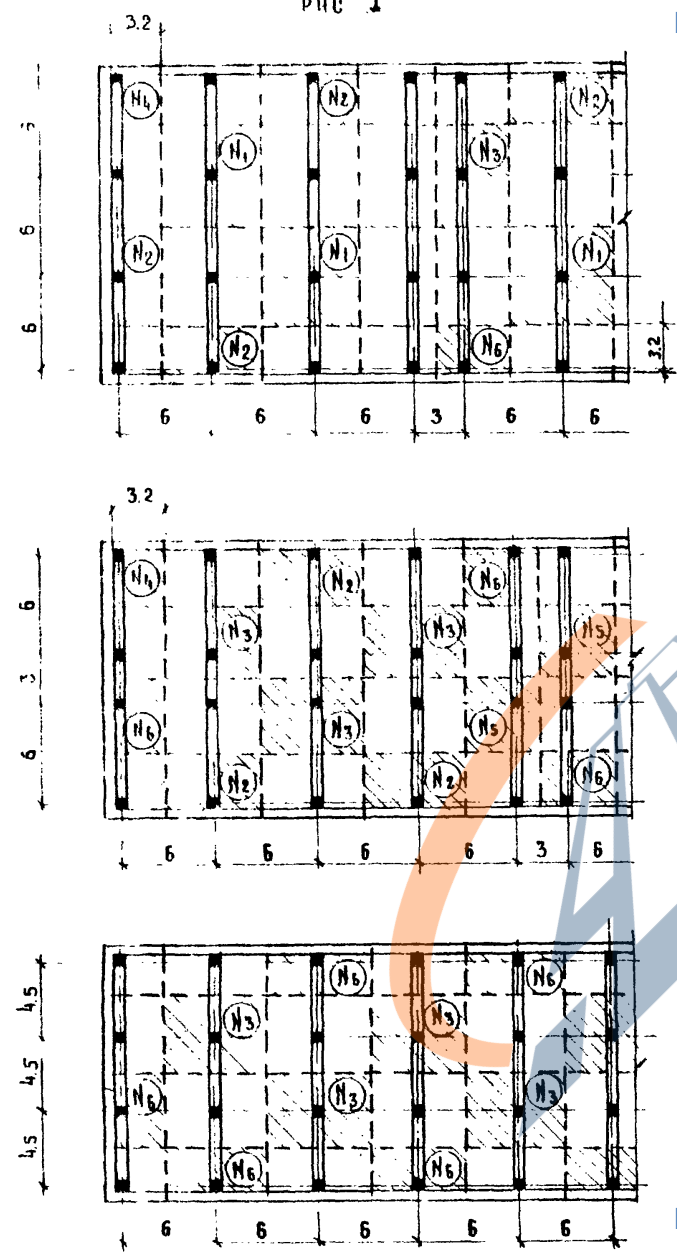
4.2. Многопустотные панели перекрытия подбираются по действующим на них расчетным нагрузкам в соответствии с унифицированными нагрузками по табл. №1 (лист 2) ригели подбираются в зависимости от действующей на них погонной расчетной нагрузки в соответствии с унифицированной по табл. №1 (лист 2).

<https://zavodjbi.com/>

ГК	Указания по применению изделий	СЕРИЯ ИИ-04-0	
1973	Пояснительная записка.	Выпуск 6	Лист 5

рис 1

<https://zavodjbi.com/>



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

Для арматурные колонны принимаются той же несущей способности, что и рядовые.

В колонне типа N_2 учтен вес нанесных стеновых панелей 5.1т. типа N_4 - 5.5 т, типа N_6 3.8 т.

Расчет колонн произведен с учетом нормальной свам от вертикальных нагрузок и изгибающих моментов от защемления ригеля, несимметричного приложения нагрузки и случайных эксцентриситетов в стыках от несоосности колонн при монтаже.

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

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

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

<https://zavodjbi.com/>

КОМПЛЕКС ПРОЕКТА
 ТА. ИЖ. ДР. ТА.
 У. МОСКВА

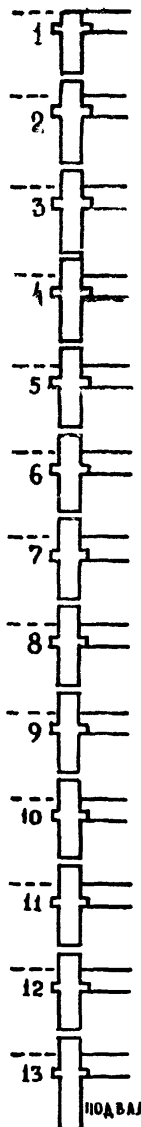
ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ	Серия
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ИИ-04-0
		ВЫСШ. ЛИСТ
		6 6

ПОДБОР КОЛОНН СЕЧЕНИЕМ 40x40 см

ТАБЛИЦА 2

ПОДБОР КОЛОНН СЕЧЕНИЕМ 30x30 см

ТАБЛИЦА 3



И ЭТАЖА	РАСЧЕТНАЯ НАГРУЗКА НА ПЕРЕКРЫТИЯХ 450 КГ/М ²						И ЭТАЖА	РАСЧЕТНАЯ НАГРУЗКА НА ПЕРЕКРЫТИЯХ 800 КГ/М ²					
	N ₁	N ₂	N ₃	N ₄	N ₅	N ₆		N ₁	N ₂	N ₃	N ₄	N ₅	N ₆
1	24	24	24	24	24	24	1	24	24	24	24	24	24
2	24	24	24	24	24	24	2	24	24	24	24	24	24
3	24	24	24	24	24	24	3	24	24	24	24	24	24
4	24	24	24	24	24	24	4	24	24	24	24	24	24
5	24	24	24	24	24	24	5	29	24	24	24	24	24
6	24	24	24	24	24	24	6	29	24	29	24	24	24
7	29	24	24	24	24	24	7	34	29	29	24	24	24
8	34	24	24	24	24	24	8	40	29	34	24	29	29
9	34	29	29	24	24	24	9	54	34	40	24	29	29
10	40	29	29	24	24	24	10	54	40	40	29	34	29
11	49	34	34	24	29	29	11	54	40	54	29	40	34
12	54	34	40	29	29	29	12	58	54	54	34	40	34
13	54	40	40	29	34	34	13	58	54	54	34	40	40

И ЭТАЖА	РАСЧЕТНАЯ НАГРУЗКА НА ПЕРЕКРЫТИЯХ 600 КГ/М ²						И ЭТАЖА	РАСЧЕТНАЯ НАГРУЗКА НА ПЕРЕКРЫТИЯХ 1250 КГ/М ²					
	N ₁	N ₂	N ₃	N ₄	N ₅	N ₆		N ₁	N ₂	N ₃	N ₄	N ₅	N ₆
1	24	24	24	24	24	24	1	24	24	24	24	24	24
2	24	24	24	24	24	24	2	24	24	24	24	24	24
3	24	24	24	24	24	24	3	24	24	24	24	24	24
4	24	24	24	24	24	24	4	29	24	24	24	24	24
5	24	24	24	24	24	24	5	34	29	29	24	24	24
6	29	24	24	24	24	24	6	40	34	34	24	29	24
7	29	24	29	24	24	24	7	54	40	40	24	29	29
8	34	29	29	24	24	24	8	54	40	54	29	34	29
9	40	29	34	24	29	24	9	58	54	54	29	40	34
10	34	34	34	24	29	29							
11	54	34	40	29	29	29							
12	54	40	40	29	34	34							
13	58	40	54	34	40	34							

И ЭТАЖА	РАСЧЕТНАЯ НАГРУЗКА НА ПЕРЕКРЫТИЯХ 450 КГ/М ²					
	N ₁	N ₂	N ₃	N ₄	N ₅	N ₆
1	14	14	14	14	14	14
2	14	14	14	14	14	14
3	14	14	14	14	14	14
4	17	14	14	14	14	14
5	23	17	17	14	14	14

И ЭТАЖА	РАСЧЕТНАЯ НАГРУЗКА НА ПЕРЕКРЫТИЯХ 600 КГ/М ²					
	N ₁	N ₂	N ₃	N ₄	N ₅	N ₆
1	14	14	14	14	14	14
2	14	14	14	14	14	14
3	14	14	14	14	14	14
4	17	17	17	14	14	14
5	23	23	23	17	17	17

И ЭТАЖА	РАСЧЕТНАЯ НАГРУЗКА НА ПЕРЕКРЫТИЯХ 800 КГ/М ²					
	N ₁	N ₂	N ₃	N ₄	N ₅	N ₆
1	14	14	14	14	14	14
2	14	14	14	14	14	14
3	17	14	14	14	14	14
4	23	17	17	14	14	14
5	28	23	23	17	17	17

ПРИМЕЧАНИЯ

1. В расчетную нагрузку на перекрытие собственный вес плит не входит.
2. Типы колонн по грузовой площади N₁: 1, 2, 3, 4, 5, 6 приведены на рис. 1 на листе Б.
3. Цифры в таблицах соответствуют маркировке колонн по несущей способности на центральное сжатие.

<https://zavodjbi.com/>

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	серия ИИ-04-0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	выпуск лист 6 7

ЦНИИПИ
 Туркестанская контора
 Юмалков П.И. Ин. П.Т.
 Москва
 Испания
 Юсов

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

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

Под отдельно стоящие колонны фундаменты подбираются по центральному сжатию.

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

Под составные элементы диафрагм жесткости должен быть неразрезной фундамент.

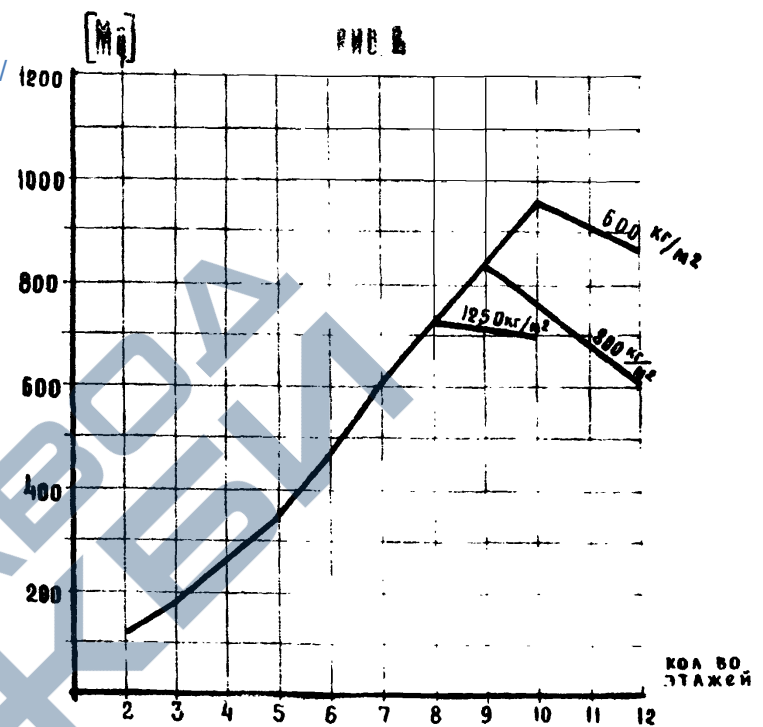
5. Указания по подбору и расчету диафрагм жесткости.

Для зданий до 4-х этажей с подвалом подбор диафрагм производится в соответствии с рекомендациями, приведенными на листах 31-32. Для зданий большей этажности подбор и расчет диафрагм производится по методике приведенной в разделах 5.1 - 5.7.

5.1. Предварительное определение количества диафрагм.

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

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



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

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

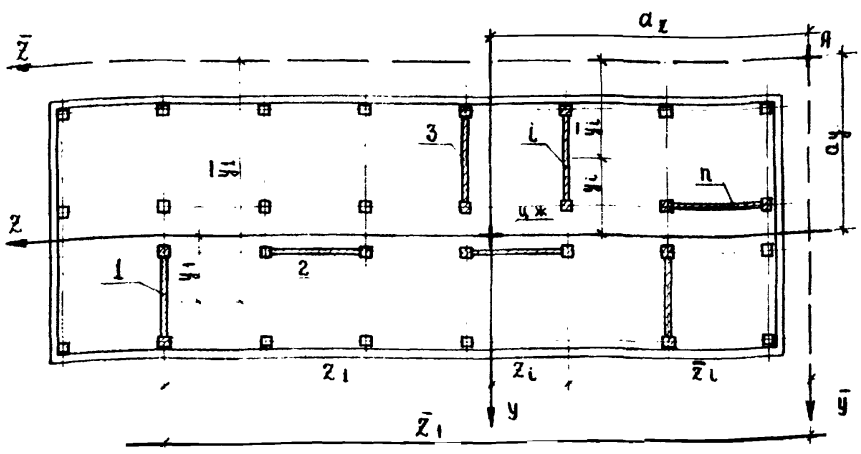
Порядок проверки прочности диафрагм и деформаций здания следующий. Усилия (изгибающие моменты и продольные силы), действующие в каждой диафрагме, определяются в результате свора нагрузок и расчетами здания как пространственной несущей системы с учетом влияния продольного изгиба (см. соответствующие разделы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

1973	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	Серия ИИ-04-0	
	Пояснительная записка	Выпуск 6	Лист 8

Г. ВАСИЛЬЕВА

Рис. 3

<https://zavodjbi.com/>



5.2 Система координатных осей и определение центра жесткостей.

Все расчеты выполняются в системе прямоугольных координат. Оси координат в плане располагаются параллельно разбивочным осям здания (см. рис. 3, на котором показан в общем виде план здания с несимметричным расположением несущих конструкций). Начало координат принимается в центре жесткостей вертикальных диафрагм, расстояния до которых a_y и a_x от произвольной точки „А“ плана определяются по формулам

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

В формулах (5.1) приняты следующие обозначения:
 B_{iy} - жесткости диафрагм, параллельных оси y ;
 B_{iz} - жесткости диафрагм, параллельных оси z ;
 \bar{y}_i, \bar{z}_l - расстояния до центра диафрагмы в произвольной системе координат с началом в точке „А“ плана;
 i, l, n - номера и общее число диафрагм жесткости.

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

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

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

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

5.3 Нагрузки, действующие на здание.

На несущие конструкции здания действуют вертикальные и горизонтальные нагрузки.

Вертикальными нагрузками для диафрагм являются опорные реакции ригелей, опирающиеся на диафрагменные колонны; нагрузки „q“ от панелей перекрытия, опирающихся непосредственно на стенку жесткости, и собственный вес элементов конструкции, включая вес стеновых проемов (для диафрагм, примыкающих к фасадным стенам). Все эти нагрузки приводятся к равнодействующей продольной силе „P_л“.

Продольная сила в каждой диафрагме определяется по формуле:

$$P_{li} = (R_p^{лев} + R_p^{пр} + q \cdot b),$$

где $R_p^{лев}, R_p^{пр}$ - опорные реакции ригелей, примыкающих к диафрагме соответственно с левой и с правой стороны;
 b - ширина диафрагмы

При наличии вертикальных нагрузок суммирование производится по всем этажам.

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

<https://zavodjbi.com/>

1973	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0	
	Пояснительная записка	выпуск 6	лист 9

5.4 ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИЗРИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ДИАФРАММАХ ЖЕСТИКОСТИ

<https://zavodjbi.com>

Перед сборкой вертикальных нагрузок P_i на диафрагмы и определения расчетных ветровых моментов здания M_y^0 и M_z^0 в уровне низа диафрагм вычисляются суммарные изгибающие моменты:

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

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

ζ_y и ζ_z - коэффициенты продольного изгиба, которые вычисляются в соответствии с указаниями п.5.5.

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

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

$$M_{yz} = [M_y^0 z_0 - M_z^0 y_0 + \sum P_i (e_{iy} z_i - e_{iz} y_i)] \zeta_{yz} \quad (5.3)$$

где y_0, z_0 - коэффициенты равнодействующих горизонтальных нагрузок, действующих в направлении осей Z или Y соответственно;

ζ_{yz} - коэффициент продольного изгиба, который вычисляется по указаниям п.5.5

В формулах (5.3) при действии ветровых моментов в направлении оси Y принимается $M_z^0 = 0$, а при действии ветрового момента в направлении оси Z принимается $M_y^0 = 0$.

В общем случае полные изгибающие моменты M_{iy} и M_{iz} в любой диафрагме жесткости равны:

$$M_{iy} = M_{iy}^0 + \Delta M_{iy}; \quad M_{iz} = M_{iz}^0 + \Delta M_{iz} \quad (5.4)$$

где M_{iy}^0 - изгибающий момент в данной диафрагме, появляющийся в результате поступательных перемещений;

ΔM_{iz} - дополнительный изгибающий момент, появляющийся в результате поворота.

Изгибающие моменты M_{iy}^0 в данной диафрагме, появляющиеся в результате поступательных перемещений здания, вычисляются по формулам:

$$M_{iy}^0 = M_y \frac{B_{iy}}{D_y}; \quad M_{iz}^0 = M_z \frac{B_{iz}}{D_z} \quad (5.5)$$

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

$B_{iy}; B_{iz}$ - жесткость рассматриваемой диафрагмы;

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

Дополнительные изгибающие моменты M_i , появляющиеся в данной диафрагме в результате поворота, вычисляются по формулам:

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

В формулах (5.6) приняты обозначения:

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

$D_{yz} = (B_{iy} z_i^2 + B_{iz} y_i^2)$ - общая жесткость пространственной несущей системы при повороте здания;

y_i, z_i - расстояния от центра тяжести до данной диафрагмы, вычисляемые вдоль осей Y и Z соответственно.

<https://zavodjbi.com>

К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	выпущ 6 лист 10

Г. П. МЕЛЕНКО

7.7. Учет влияния продольного изгиба.

Суммарные расчетные изгибающие моменты и бимоменты, действующие на все здание, следует умножать на коэффициент η продольного изгиба, которые определяются по формулам:

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

$$\eta_x = 1 + \frac{H^2 \sum P_i}{8 D_x} (1 + 4 R_x) \quad (5.8)$$

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

ГДЕ R_y, R_x, R_{yz} - характеристики податливости основания здания при поступательных перемещениях в направлениях осей Y и Z и при закручивании;

D_y, D_x, D_{yz} - суммарные жесткости надземной части при поступательных перемещениях в направлениях осей Y и Z и при закручивании.

H - высота здания.

В формулах (5.7) ÷ (5.9) суммирование производится для всех колонн и диафрагм здания. При этом $\sum P_i$ - вес здания. Крутильную характеристику вертикальной нагрузки при равномерном распределении нагрузок в плане и по этажам можно вычислять по формуле:

$$\sum P_i (y_i^2 + z_i^2) = \frac{\sum P_i}{F} (J_y + J_z), \text{ где } F - \text{площадь плана здания,}$$

J_y и J_z - моменты инерции плана здания относительно осей Y и Z соответственно.

Характеристики податливости основания здания равны:

$$R_y = \frac{D_y}{H \sum m_{1y}}; \quad R_x = \frac{D_x}{H \sum m_{1x}}; \quad R_{yz} = \frac{D_{yz}}{H \sum (m_{1yz}^2 + m_{1zy}^2)} \quad (5.10)$$

В ФОРМУЛАХ (5.10) обозначено: m_{1y}, m_{1x} - коэффициенты жесткости основания фундамента каждой диафрагмы, а суммирование распространяется на все диафрагмы.

Коэффициент m_i жесткости основания под фундаментом диафрагмы вычисляется в соответствии с указаниями СНиП II-Б1-62:

$$m_i = \frac{E_{op} \left(\frac{c}{b}\right)^3}{(1 - \mu^2) r k} \quad (5.10a)$$

При этом c - размер фундамента в жесткости основания, остальные обозначения по СНиП II-Б1-62. (п.5.21) коэф. k вычисляется по графикам для K_1 или K_2 , по рис.4 СНиП II-Б1-62.

При абсолютно жестком основании для каждого фундамента следует принимать $\frac{c}{b} = 0$ и характеристики податливости основания для всего здания $R = 0$.

5.6. Проверка прочности диафрагм.

а) Прочность диафрагм по нормальным сечениям. Диафрагмы являются внецентренно сжатými элементами и проверка их прочности по нормальному сечению может быть выполнена по формулам, аналогичным расчетным зависимостям СНиП II-Б1-62* для несобственно вынужденно сжатých стержневых элементов. Прочность диафрагм обеспечена при соблюдении условий:

$$\text{при } P > N_{gr} \quad M \cdot L \cdot K_1 + P \leq N_{\phi} \quad (5.11)$$

$$\text{при } P < N_{gr} \quad K_1 \cdot M - P \cdot \beta \leq M_{\phi} \quad (5.12)$$

ГДЕ M и P - изгибающий момент и продольная сила в диафрагме, определенные расчетом;

N_{ϕ} - несущая способность диафрагмы при центральном сжатии;

N_{gr} - продольная сила, соответствующая границе между первым и вторым случаями вынужденно сжатия;

M_{ϕ} - изгибающий момент, воспринимаемый диафрагмой при отсутствии продольной силы;

ТК	Указания по применению изделий	СЕРИЯ ИИ-04-0
1977	Пояснительная записка	Выпуск 6 Лист 11

Л и В - характеристики несущей способности диафрагм.

Параметры несущей способности диафрагм Nц, Nгр, Mн, d и В вычислены с учетом податливости соединений и приведены в ТАБЛ 5 (лист 14). Коэффициент K1 определяется по графику на листе 14 в зависимости от отношения высоты здания H к ширине диафрагмы b.

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

M/P <= b/2 (5.13)

где b - ширина диафрагмы.

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

Прочность диафрагмы по вертикальному шву проверяется из условия:

T <= [T] (5.14)

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

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

Сдвигающая сила T определяется по формуле:

T = Mзт / y ± (Nзт / F - Nзт) (5.15)

где Mзт - приращение изгибающего момента в пределах высоты этажа;

Nзт - полная вертикальная нагрузка, передаваемая на диафрагму с одного этажа;

Nзт - часть вертикальной нагрузки одного этажа, приложенная к отсеченной части диафрагмы.

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

S, F - статический момент и площадь отсеченной части.

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

Изгибающий момент считается положительным, если растягивает левое волокно.

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

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

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

Mзт = M * (2n-3) / n^2 ; Nзт = P / n (5.16)

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

n - число этажей.

ЦНИИ ГИПРОСТРОЙНИИ КОМПЛЕКСОВ МУЗОНОВ ОЛАДА Астана РЕСПУБЛИКА ПАНЬШИН

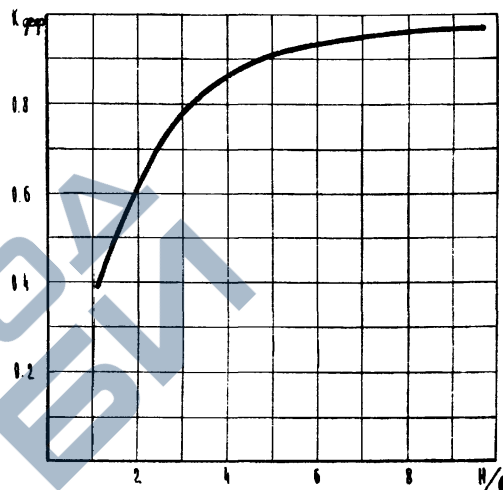
Table with 2 columns: T.K. (1973) and УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ (Пояснительная записка). Includes serial number 6 and page 12.

ГЕОМЕТРИЧЕСКИЕ И ЖЕСТКОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ДИФРАГМ

ТАБЛИЦА <https://zavodjbi.com/>

Тип диафр.	Эскиз	Высота сеч. диафр. В (м)	Радиус попер. сеч. F (м ²)	У _{ц.т.} (м)	Момент инерции J (м ⁴)	Площадь жестк. А (т)	Жесткость при изгибе B (м ⁶)	γ	
								крайнего шва	среднего шва
1		6	1.1	3.0	4.93	2.78 · 10 ⁶	13.2 · 10 ⁶	0.0974	0.210
2		6	0.92	3.3	4.44	2.31 · 10 ⁶	11.9 · 10 ⁶	0.119	0.195
3		6	0.92	2.7	4.44	2.31 · 10 ⁶	11.9 · 10 ⁶	0.0972	0.195
4		12	1.94	6.0	29.7	4.88 · 10 ⁶	79.5 · 10 ⁶	0.0323	0.110
5		12	1.76	6.45	25.65	4.54 · 10 ⁶	68.7 · 10 ⁶	0.0402	0.110
6		12	1.76	5.55	25.65	4.54 · 10 ⁶	68.7 · 10 ⁶	0.0346	0.110
7		12	1.76	6.2	28.29	4.54 · 10 ⁶	75.7 · 10 ⁶	0.0351	0.110
8		12	1.76	5.8	28.29	4.54 · 10 ⁶	75.7 · 10 ⁶	0.0328	0.110
9		12	1.58	6.0	22.24	3.98 · 10 ⁶	54.5 · 10 ⁶	0.0432	0.110
10		12	1.58	6.0	28.9	3.98 · 10 ⁶	77.4 · 10 ⁶	0.0332	0.105
11		12	1.58	6.35	25.29	3.98 · 10 ⁶	67.7 · 10 ⁶	0.0402	0.110
12		12	1.58	5.65	25.29	3.98 · 10 ⁶	67.7 · 10 ⁶	0.0357	0.110
13		9	1.53	4.5	13.9	3.85 · 10 ⁶	37.2 · 10 ⁶	0.0518	0.134
14		9	1.34	4.9	12.04	3.37 · 10 ⁶	32.2 · 10 ⁶	0.0651	0.138
15		9	1.34	4.1	12.04	3.37 · 10 ⁶	32.2 · 10 ⁶	0.0545	0.136
16		9	1.34	4.5	13.88	3.37 · 10 ⁶	37.2 · 10 ⁶	0.0519	0.135
17		9	1.16	4.5	10.59	2.92 · 10 ⁶	28.4 · 10 ⁶	0.068	0.128
18		9	1.16	4.0	11.45	2.92 · 10 ⁶	32 · 10 ⁶	0.0556	0.132
19		10.5	1.73	5.25	20.78	4.35 · 10 ⁶	55.6 · 10 ⁶	0.0404	0.116
20		10.5	1.55	5.7	17.87	3.9 · 10 ⁶	47.8 · 10 ⁶	0.0510	0.126
21		10.5	1.55	5.3	20.63	3.9 · 10 ⁶	55.2 · 10 ⁶	0.0411	0.124
22		4.5	0.89	2.25	2.43	2.24 · 10 ⁶	6.5 · 10 ⁶	0.148	0.270

Рис. 4
График для определения коэффициента K_{гр}



ПРИМЕЧАНИЯ

1. Тип диафрагмы при определении геометрических и жесткостных характеристик, а также параметров ее несущей способности (см. таб. 4.5) зависит от высоты сечения В, количества и расположения проемов.
2. Расстояние до центра тяжести сечения У_{ц.т.} дано от оси левого координ.
3. В таблице 4 приведены величинны отношения статического момента части поперечного сечения диафрагмы, отсеченной вертикальным швом к моменту инерции J. При этом для крайнего шва S - статический момент площади координаты относительно центра тяжести диафрагмы, а для среднего шва S - статический момент части поперечного сечения диафрагмы отсеченной ближайшим к центру тяжести вертикальным швом.
4. Расчетная жесткость диафрагмы B определяется умножением табличной величинны B на коэффициент K_{гр}, который зависит от отношения η (η - высота здания, δ - высота сечения диафрагмы) и определяется по приведенному на данном листе графике (рис. 4)

ГР	Указания по применению изделия	серия ВН-04-1	
		выпуск 6	лист 13
1973	Пояснительная записка		

<https://zavodjbi.com/>

5.7 ПРОВЕРКА ЖЕСТКОСТИ ЗДАНИЯ

<https://zavodjbi.com/>

Перемещения любой точки верхним здания в направлении координатных осей складывается из поступательных перемещений в направлении соответствующих осей и дополнительных перемещений за счет закручивания вокруг центра жесткостей. Поэтому полный относительный прогиб верхним здания V_y или V_z (деформация верхним здания, отнесенные к высоте здания) определяется по формулам:

$$V_y = V_{oy} + V_{yz} \cdot z ; \quad V_z = V_{oz} - V_{yz} \cdot y \quad (5.17)$$

ЗДЕСЬ y, z - координаты наиболее удаленных в плане от центра жесткостей точек верхним здания.

Относительные величины $V_{oy} = \frac{f_{oy}}{H}$; $V_{oz} = \frac{f_{oz}}{H}$ поступательных перемещений и угла закручивания верхним здания в расчете податливости основания определяются по формулам:

$$V_{oy} = M_y^n \frac{H}{4D_y} + M_{\phi y}^n \frac{R_y H}{D_y} \quad (5.18)$$

$$V_{oz} = M_z^n \frac{H}{4D_z} + M_{\phi z}^n \frac{R_z H}{D_z} \quad (5.19)$$

$$V_{yz} = M_{yz}^n \frac{H}{4D_{yz}} + M_{\phi yz}^n \frac{R_{yz} H}{D_{yz}} \quad (5.20)$$

ГДЕ: M_y^n, M_z^n, M_{yz}^n - нормативные значения суммарных изгибающих моментов и бинмента в уровне обреза фундамента;

$M_{\phi y}^n, M_{\phi z}^n, M_{\phi yz}^n$ - то же в уровне подошвы фундамента

Нормативные значения суммарных моментов и бинмента принимаем равным $M^n = \frac{M}{1.2}$, где M - расчетные значения тех же величин, вычисленные по формулам (5.2) и (5.3) с учетом влияния продольного изгиба.

В формулах (5.18) ÷ (5.20) первые слагаемые учитывают деформации здания за счет изгиба несущих конструкций, вторые - за счет податливости основания.

Относительный прогиб здания за счет изгиба несущих конструкций ограничивается величиной $1/1000$

Относительный прогиб здания за счет податливости основания также не должен превышать $1/1000$.

ПРИМЕР РАСЧЕТА 1:1

Провести проверку прочности и жесткости несущей системы 9-этажного здания без подвала размером в плане 54-18м, строящегося в I ветровом районе. Высота этажа 4,2м.

Унифицированная расчетная нагрузка на перекрытие равна 800 кг/м². Нагрузка от стенового ограждения принимается равной 1,45т на этаж.

Принято здание с поперечным каркасом и глухими диафрагмами.

Основание здания составляют пески средней крупности, имеющие следующие упругие характеристики: $E_{cp} = 4500 \text{ т/м}^2$, $\mu = 0,3$.

А. РАСЧЕТ В ПОПЕРЕЧНОМ НАПРАВЛЕНИИ

О П Р Е Д Е Л Е Н И Е В Е Т Р О В Ы Х НАГРУЗОК

Горизонтальные нагрузки определены по табл.8(лист30)не применены в табл.А с учетом фактического ветрового фронта здания $L = 54 \text{ м}$.

ГК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	ВЕРНЯ ИИ-04-0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 6 ЛИСТ 45

<https://zavodjbi.com/>

рис. 6

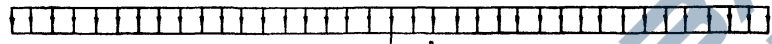
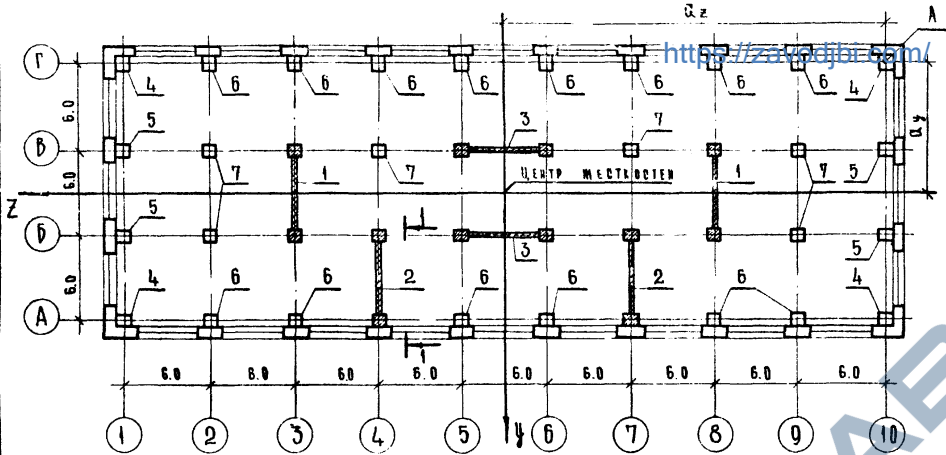


рис. 7

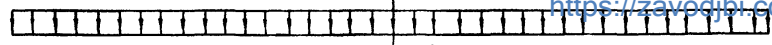
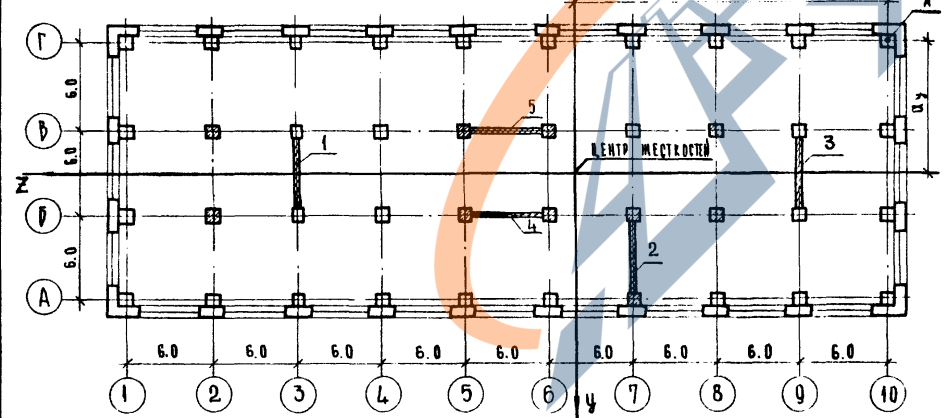


рис. 8

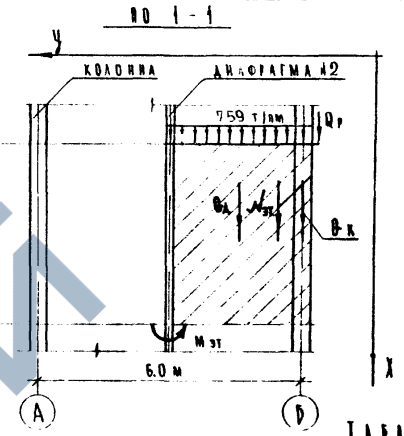


ТАБЛИЦА А

	ЗАДАНИЕ ДАННОЙ 60М	ЗАДАНИЕ ДАННОЙ 54М
РАСЧЕТНЫЕ ВЕТРОВЫЕ МОМЕНТЫ В УРОВНЕ ВЪЗРА ДИАФРАГМ	2900 тм	$2900 \times \frac{54}{60} =$ $= 2610 \text{ тм}$
РАСЧЕТНЫЕ ВЕТРОВЫЕ МОМЕНТЫ В УРОВНЕ ПОДОВИИ ФУНДАМЕНТА	3160 тм	$3160 \times \frac{54}{60} =$ $= 2840 \text{ тм}$

ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ ОПРЕДЕЛЕНИЕ КОЛИЧЕСТВА ДИАФРАГМ.

ВО ГРАФИКУ НА РИС 2 ДЛЯ 9-ЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ С УНИФИЦИРОВАННОЙ РАСЧЕТНОЙ НАГРУЗКОЙ 800 КГ/М² ОПРЕДЕЛЯЕМ ДВУХЭТНИЙ МОМЕНТ В ДИАФРАГМЕ $M^B = 850 \text{ т м}$. ПРИ РАСЧЕТНОЙ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКЕ НА ЗДАНИЕ $M^B = 2610 \text{ т м}$ ЧИСЛО ДИАФРАГМ В ЗДАНИИ РАВНО:

$$n = \frac{2610}{850} = 3,1. \text{ ДЛЯ ДАЛЬНЕЙШИХ РАСЧЕТОВ ПРИНИМАЕМ 4}$$

ДИАФРАГМЫ. РАСПОЛОЖЕНИЕ ДИАФРАГМ В ПЛАНЕ ПОКАЗАНО НА РИС. 6 НА ЭТОМ ЖЕ РИСУНКЕ ЗАНУМЕРОВАНЫ ВСЕ ВЕРТИКАЛЬНЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ - КОЛОННЫ И ДИАФРАГМЫ

1 К	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 6 ЛСТ 46

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ КОМПЛЕКС ПРОЕКТИРОВАНИЯ И КОНСТРУКТИВНОГО РАБОТ
 Л. А. Р. Ш. К. К.
 ИНЖЕНЕРНО-ПРОЕКТИРОВАТЕЛЬСКИЙ ЦЕНТР

<https://zavodjbi.com/>

<https://zavodjbi.com/>

СБОР ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК <https://zavodjbi.com/> ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОЛОЖЕНИЯ ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТЕЙ ДИАФРАГМ.

При сборе вертикальных нагрузок с одного этажа учитываются (кроме собственного веса конструкции) следующие нагрузки: для диафрагм №2 - опорная реакция одного ригеля в пролете Б-Б, равномерно распределенная нагрузка, передаваемая пантами перекрытий на стенку диафрагмы и вес стенового ограждения; для диафрагм №1 - опорные реакции двух ригелей в пролетах А-Б и В-Г и равномерно распределенная нагрузка, передаваемая пантами на стенку диафрагмы, для диафрагм №3 - опорные реакции четырех ригелей в пролетах А-Б, Б-В и В-Г.

Результаты сбора вертикальных нагрузок приведены в таблице В.

Диафрагмы №2 загружены вертикальными нагрузками эксцентренно: эксцентриситет продольных сил равен: $e_{2y} = -0,721\text{м}$ (для максимальных нагрузок), $e_{2y} = -0,52\text{м}$ (для минимальных нагрузок).

ТАБЛИЦА В

№ вертикальных элементов по рис 6	Ква - во одинаковых вертикальных элементов	Расчетные вертикальные нагрузки Р (Т)			
		Максимальные		Минимальные	
		на 1 элемент	на все	на 1 элемент	на все
1	2	885.6	1771.2	360	720
2	2	725.9	1431.8	315	630
3	2	885.6	1771.2	360	720
4	4	187.5	750	90	360
5	4	239.1	958.4	135	540
6	4	239.1	3350	135	1890
7	6	413.7	2480	180	1080
Всего,			12512	Всего	5940

ЖЕСТКОСТЕЙ ДИАФРАГМ.

По условию приняты диафрагмы типа I по табл. 4, лист 13. Жесткость одной такой диафрагмы равна:

$$B = K_{дэф} \cdot B^3 = 0,9 \cdot 13,2 \cdot 10^6 = 11,8 \cdot 10^6 \text{ ТМ}^2$$

где $K_{дэф} = 0,9$ определено по графику на рис. 4 (лист 15)

при $n/l = \frac{37,8}{6} = 6,3$, а $B^3 = 13,2 \cdot 10^6 \text{ ТМ}^2$

принимается по таблице 4.

Суммарная жесткость всех диафрагм поперечного и продольного направления:

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

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

Расстояние до центра жесткостей от точки А дана:

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

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

В данном случае тот же результат можно было получить без вычислений из соображений симметрии.

Все координаты с началом в центре жесткостей нанесены на рис 6. Положительное направление оси Y принято вниз, ось Z - влево.

1973	Указания по применению изделий	серия НИ - 04 - 0
	Пояснительная записка	выпуск 6 лист 17

<https://zavodjbi.com/>

Проверка прочности диафрагм по нормальному сечению.

Принимаем колонны типа 5, тогда для диафрагм типа 1 по табл. 5 (лист 14) находим характеристики прочности:

$$N_{\text{ч}} = 1370 \text{ т}, N_{\text{ср}} = 610 \text{ т}, M_{\text{н}} = 200 \text{ тм}, \alpha = 0,38 \quad \beta = 2,95$$

По графику на рис. 5 (лист 14) при

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

Проверяем прочность диафрагмы № 1. При наибольших вертикальных нагрузках $R_{\text{max}} = 886 \text{ т} > N_{\text{ср}} = 610 \text{ т}$, поэтому прочность проверяем из условия: $K_1 \cdot M \cdot \alpha + R \leq N_{\text{ч}}$

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

Условие соблюдается, следовательно прочность диафрагмы обеспечена.

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

$$K_1 M - \beta R \leq M_{\text{н}}$$

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

Условие соблюдается, следовательно прочность обеспечена.

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

Проверка прочности вертикальных швов диафрагм.

Проверяем прочность диафрагмы № 2.

а/ При отрицательном направлении ветра и наибольшей вертикальной нагрузке $M_2 = 1025 \text{ тм}$, $R_2 = 726 \text{ т}$. Схема диафрагмы показана на рис. 8 (лист 16). При действии отрицательного ветрового момента в диафрагме растянуто левое волокно, расположенное по оси А, поэтому изгибающий момент принимается положительным.

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

$$N_{\text{ЭТ}} = \frac{R}{\eta} = \frac{726}{9} = 80,7 \text{ т}$$

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

Сдвигающая сила в шве равна:

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

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

б/ При ветре положительного направления в диафрагме № 2 растянутая грань расположена по оси Б, т.е. растянуто правое волокно. Изгибающий момент принимаем отрицательным $M_2 = -437 \text{ тм}$, продольная сила $R_2 = 726 \text{ тм}$.

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

Сдвигающая сила в среднем шве равна:

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

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

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

<https://zavodjbi.com/>

ТК	Указания по применению изделий	серия ин. 04-0
1973	Пояснительная записка	выпуск лист 6 19

ПРИМЕР РАСЧЕТА № 2.

П Р О В Е Р К А Ж Е С Т К О С Т И З Д А Н И Я

МАКСИМАЛЬНЫЙ ВО ВРАЩАЮЩЕЙ ВЕДНЧИНЕ НОРМАТИВНЫЙ ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В ТРОУКЕ НИЗА ДИАФРАГМ $M_y^H = \frac{4100}{1,2} = 3420$ ТМ ИМЕЕТ МЕСТО ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА.

То же в тронке поаовшв фундамента:

$$M_{\phi y}^H = \frac{1,12 \times (2040 + 1048)}{1,2} = 3030 \text{ ТМ.}$$

Относительный прогиб здания за счет изгиба несущих конструкций равен:

$$\gamma_y = \gamma_{oy} = M_y^H \frac{H}{4D_y} = 3420 \times \frac{37,8}{4 \times 47,2 \times 10^6} = \frac{1}{1460} < [\gamma] = \frac{1}{1000}$$

Относительный прогиб здания за счет подативности основания равен:

$$\gamma_y = \gamma_{oy} = M_{\phi y}^H \frac{H R \alpha}{D_y} = 3630 \times \frac{37,8 \times 0,367}{47,2 \times 10^6} = \frac{1}{940} \approx [\gamma] = \frac{1}{1000}$$

ДЕФОРМАТИВНОСТЬ ЗДАНИЯ В РЕЗУЛЬТАТЕ ПОДАТИВНОСТИ ОСНОВАНИЯ НЕЗНАЧИТЕЛЬНО ПРЕВЫШАЕТ ДОПУСТИМУЮ И МОЖЕТ БЫТЬ УМЕНЬШЕНА В РЕЗУЛЬТАТЕ МЕРОПРИЯТИЙ ПО ПОВЫШЕНИЮ ЖЕСТИКОСТИ ОСНОВАНИЯ, БЕЗ УВЕЛИЧЕНИЯ КОЛИЧЕСТВА ДИАФРАГМ.

Б. РАСЧЕТ ЗДАНИЯ В ПРДВАРИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ.

РАСЧЕТ ЗДАНИЯ В ПРДВАРИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ОКЛЮЧАЕТ ОПРЕДЕЛЕНИЕ СУММАРНЫХ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ С УЧЕТОМ ПРДВАРИТЕЛЬНОГО ИЗГИБА, ПРОВЕРКУ НЕУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДИАФРАГМ ПРИ РАЗЛИЧНЫХ СОЧЕТАНИЯХ НАГРУЗОК И ПРОВЕРКУ ДЕФОРМАТИВНОСТИ ЗДАНИЯ. ЭТОТ РАСЧЕТ ВЫПОЛНЯЕТСЯ ТАК ЖЕ, КАК И В ПОПЕРЕЧНОМ НАПРАВЛЕНИИ.

ПРОИЗВЕСТИ ПРОВЕРКУ ПРОЧНОСТИ И ЖЕСТИКОСТИ НЕУЩЕЙ СИСТЕМЫ 9-ЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ РАЗМЕРОМ В ПЛАНЕ 54x18 м (СМ. РИС.7 ЛИСТ16) С НЕСИМЕТРИЧНОЙ РАСТАНОВКОЙ ДИАФРАГМ ЗДАНИЕ СТРОИТСЯ В I ВЕТРОВОМ РАЙОНЕ. ВЫСОТА ЭТАЖА 4,2 м. УНИФИЦИРОВАННАЯ РАСЧЕТНАЯ НАГРУЗКА НА ПЕРЕКРЫТИИ 800 кг/м². ЗДАНИЕ ВЫПОЛНЯЕТСЯ С ПОПЕРЕЧНЫМИ КАРКАСНЫМИ ГЛАВНЫМИ ДИАФРАГМАМИ. КОНСТРУКЦИЯ ФУНДАМЕНТОВ И НАРЯДНЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ГРУНТОВ ПОЗВОЛЯЮТ СЧИТАТЬ ОСНОВАНИЕ АБСОЛЮТНО ЖЕСТИКИМ.

А. РАСЧЕТ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕТРА В НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА № 1.

О П Р Е Д Е Л Е Н И Е В Е Т Р О В Ы Х НАГРУЗОК

ВЕТРОВОЙ МОМЕНТ ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ПО ТАБЛ.8(ЛИСТ30) И ДЛЯ ЗДАНИЯ ДЛИНОЙ 54 м И ВЫСОТЫ H = 37,8 м РАВЕН $M_y^B = 2610$ ТМ.

П Р Е Д В А Р И Т Е Л Ь Н О Е О П Р Е Д Е Л Е Н И Е КОЛИЧЕСТВА ДИАФРАГМ

РАСЧЕТ ВЫПОЛНЯЕТСЯ ТАК ЖЕ КАК В ПРИМЕРЕ №1. ОРИЕНТИРОВОЧНО ЧИСЛО ДИАФРАГМ ПОЛУЧЕНО РАВНЫМ 3 (С НЕБОЛЬШИМ ОКРУГЛЕНИЕМ В МЕНЬШУЮ СТОРОНУ). РАСПОЛОЖЕНИЕ ДИАФРАГМ В ПЛАНЕ ПОКАЗАНО НА РИС.7 (ЛИСТ16)

С Б О Р В Е Р Т И К А Л Ь Н Ы Х НАГРУЗОК

ДЛЯ РАСЧЕТА ДАННОГО ЗДАНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ ПРИНИМАЕМ ТАКИМИ ЖЕ, КАК В ПРИМЕРЕ №1(СМ.ТАБЛ.5 НА ЛИСТЕ17) ВСЕ РАСЧЕТЫ НЕОБХОДИМО ВЫПОЛНЯТЬ КАК ПРИ МАКСИМАЛЬНЫХ, ТАК И ПРИ МИНИМАЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗКАХ. В НАСТОЯЩЕМ ПРИМЕРЕ РАСЧЕТ ПРИ МИНИМАЛЬНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗКАХ ОПущЕН.

ЦИОПИ КОМПЛЕКСНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ И КОНСТРУКТИВНОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ И НАШИН ПЛАМЕН САНКТ-ПЕТЕРБУРГ

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	СЕРИЯ
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ИИ - 04 - 0
		ВЫПУСК 6 ЛИСТ 20

О П Р Е Д Е Л Е Н И Е Ц Е Н Т Р А
Ж Е С Т К О С Т Е Й

<https://zavodjbi.com/>

ЖЕСТКОСТИ ВСЕХ ДИАФРАГМ, КАК ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ОСИ Y, ТАК И ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ОСИ Z, РАВНЫ ПО УСЛОВИЮ ЗАДАЧИ ЖЕСТКОСТЬ ОДНОЙ ДИАФРАГМЫ $B_i = K_{деф} \cdot B_i^0 = 0,9 \times 12,2 \times 10^6 = 11,8 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$, ГДЕ $B_i^0 = 13,2 \times 10^6$ НАЙДЕНО ПО ТАБЛ. 4. ДЛЯ 6-МЕТРОВОЙ ГАЗОВОЙ ДИАФРАГМЫ, А $K_{деф} = 0,9$ ОПРЕДЕЛЕНО ПО ГРАФИКУ НА РИС.4 (АНСТ 13) ПРИ $\frac{H}{\delta} = \frac{37,8}{6} = 6,3$.

СУММАРНЫЕ ЖЕСТКОСТИ ВСЕХ ДИАФРАГМ, ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ОСЯМ Y И Z, РАВНЫ $D_y = \sum B_{iy} = 3 \times 11,8 \times 10^6 = 35,4 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$; $D_z = \sum B_{iz} = 2 \times 11,8 \times 10^6 = 23,6 \times 10^6 \text{ ТМ}^2$.

РАССТОЯНИЕ ДО ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТЕЙ ОТ ПРОИЗВОЛЬНОЙ ТОЧКИ А ПЛАНА:

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

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

ОСИ КООРДИНАТ С НАЧАЛОМ В ЦЕНТРЕ ЖЕСТКОСТЕЙ НАНЕСЕНЫ НА РИС. 7 (АНСТ 16) ОПРЕДЕЛЯЕМ СУММАРНУЮ ЖЕСТКОСТЬ ЗДАНИЯ ПРИ ПОВОРОТЕ ОТНОСИТЕЛЬНО ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТЕЙ:

$$D_{yz} = \sum (B_{iy} \cdot z_i^2 + B_{iz} \cdot y_i^2) = B_{1y} \cdot z_1^2 + B_{2y} \cdot z_2^2 + B_{3y} \cdot z_3^2 + B_{4z} \cdot y_4^2 + B_{5z} \cdot y_5^2 = 11,8 \times 10^6 \times (20^2 + 4^2 + 16^2 + 9^2 + 3^2) = 815 \times 10^6 \text{ ТМ}^4$$

ВЫ Ч И С Л Е Н И Е К О Э Ф Ф И Ц И Е Н Т О В
П Р О Д О Л Ь Н О Г О И З Г И Б А

ПРИ ВЫЧИСЛЕНИИ КОЭФФИЦИЕНТОВ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА ПРИНИМАЕМ $R_y = R_{yz} = 0$ (ДЛЯ ЗДАНИЯ С АБСОЛЮТНО ЖЕСТКИМ ОСНОВАНИЕМ).

ВЕС ЗДАНИЯ $\sum P_i = 12500 \text{ Т}$ (СМ. ПРИМЕР № 1 ТАБЛ. 8).

$$\text{ТОГДА } \eta_y = 1 + \frac{H^2 \cdot \sum P_i}{8 D_y} = 1 + \frac{37,8^2 \times 12500}{8 \times 35,4 \times 10^6} = 1,06$$

КРУТЯЩУЮ ХАРАКТЕРИСТИКУ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ ВЫЧИСЛЯЕМ ПО ПРИБЛИЖЕННОЙ ФОРМУЛЕ

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

ГДЕ ПЛОЩАДЬ ПЛАНА ЗДАНИЯ $F = 54 \times 18 = 972 \text{ М}^2$;
МОМЕНТЫ ИНЕРЦИИ ПЛАНА ЗДАНИЯ $J_y = \frac{18}{3} (32^3 + 22^3) = 26,1 \times 10^4 \text{ М}^4$; $J_z = \frac{36}{3} (9^3 + 9^3) = 2,62 \times 10^4 \text{ М}^4$

КОЭФФИЦИЕНТ η_{yz} РАВЕН:

$$\eta_{yz} = 1 + \frac{H^2 \sum P_i (y_i^2 + z_i^2)}{8 D_{yz}} = 1 + \frac{37,8^2 \times 3,70 \times 10^6}{8 \times 81,5 \times 10^6} = 1,09$$

ВЫ Ч И С Л Е Н И Е С У М М А Р Н Ы Х
И З Г И Б А Ю Щ И Х М О М Е Н Т О В И
Б И М О М Е Н Т А, Д Е Й С Т В У Ю Щ И Х
НА З Д А Н И Е

В РАСЧЕТАХ УЧИТЫВАЕМ, ЧТО ВЕРТИКАЛЬНАЯ НАГРУЗКА К ДИАФРАГМЕ №2 ПРИБЛИЖЕНА С ЭКСЦЕНТРИЦТЕТОМ (СМ ПРИМЕР № 1), А ОСТАВШЕЕ ДИАФРАГМЫ ЯВЛЯЮТСЯ ЦЕНТРАЛЬНО НАГРУЖЕННЫМИ. ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В ЗДАНИИ ОТ ВНЕЦЕНТРЕННОГО ЗАГРУЖЕНИЯ ДИАФРАГМЫ №2:

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

СУММАРНЫЙ ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ Y ВЫЧИСЛЯЕМ ПО ФОРМУЛЕ $M_y = (M_y^0 + \sum P_i e_{iy}) \eta_y$

<https://zavodjbi.com/>

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИИ ИИ - 04 -
1973	ВОЗНЕСЕННАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 6 ЛИ 9

г. МОСКВА (СТ.-МАУЧ.СФЕР.) ЦОСМОС-43 (КАМАЛЕН)

$M_{y\bar{z}} = (+2510 - 524) \times 1,06 = +2220 \text{ тм};$

<https://zavodjbi.com/>

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА

$M_{y\bar{z}} = (-2610 - 524) \times 1,06 = -3320 \text{ тм}.$

СУММАРНЫЙ БИМОМЕНТ ВЫЧИСЛЯЕМ ПО ФОРМУЛЕ: $M_{y\bar{z}\bar{z}} = (M_{y\bar{z}} \cdot Z_0 + R_{\bar{z}} \cdot e_{2y} \cdot Z_0) \cdot \eta_{y\bar{z}}$ ПРИ ЭКЦЕНТРИЦИТЕТЕ ВЕТРОВЫХ НАГРУЗОК $Z_0 = +5\text{м}.$

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$M_{y\bar{z}\bar{z}} = (-2610 \times 5 + (-524) \times (-4)) \times 1,09 = -11900 \text{ тм}^2$

О П Р Е Д Е Л Е Н И Е И З Г И Б А Ю Щ И Х М О М Е Н Т О В В Д И А Ф Р А Г М А Х .

ДЛЯ ДИАФРАГМ, ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ОСИ Y, ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ

вычисляем по формуле: $M_{iy} = M_{iy}^0 + \Delta M_{iy}$

Моменты в диафрагмах, появляющиеся в результате поступательных перемещений здания (одинаковые для диафрагм №1, 2 и 3), равны:

$M_{iy}^0 = M_{2y}^0 = M_{3y}^0 = M_y \frac{B_{iy}}{D_y}$

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

Моменты в диафрагмах, появляющиеся в результате закручивания здания, вычисляем по формуле:

$\Delta M_{iy} = M_{y\bar{z}} \frac{Z_i \cdot B_{iy}}{D_{y\bar{z}}}$

<https://zavodjbi.com/>

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

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

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

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

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

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

Полные изгибающие моменты в диафрагмах:

а) ПРИ ВЕТРЕ ПОЛОЖИТЕЛЬНОГО НАПРАВЛЕНИЯ:

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

$M_{2y} = 770 - 86 = 684 \text{ тм}$

$M_{3y} = 770 - 382 = 388 \text{ тм}$

б) ПРИ ВЕТРЕ ОТРИЦАТЕЛЬНОГО НАПРАВЛЕНИЯ:

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

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

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

ИСПОЛНИТЕЛЬ: КОМПЛЕКТОВАНИЕ: ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ: ЧИТАТЕЛЬ: ПАНЬ ШИШ Г. МОСКВА

ГХ	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.	Ш-04-0
		Выпуск 6
		Лист 22

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

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

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

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

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

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

ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ДИАФРАГМ.

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

ПРОВЕРКА ЖЕСТКОСТИ ЗДАНИЯ.

НОРМАТИВНЫЕ ЗНАЧЕНИЯ СУММАРНЫХ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА И БИМОМЕНТА РАВНЫ

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

<https://zavodjbi.com/>

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ ПОСТУПАТЕЛЬНЫЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ЗДАНИЯ ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$U_{oy} = M_y^H \frac{H}{4D_y} \text{ при } H = 37,8 \text{ м}; D_y = 35,4 \times 10^6 \text{ тм}^2$$

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

$$U_{oy} = -2770 \frac{37,8}{4 \times 35,4 \times 10^6} = -1,885 \times 10^{-3}$$

ОТНОСИТЕЛЬНАЯ ВЕЛИЧИНА УГЛА ЗАКРУЧИВАНИЯ ЗДАНИЯ ВЫЧИСЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

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

а) ПРИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

б) ПРИ ОТРИЦАТЕЛЬНОМ НАПРАВЛЕНИИ ВЕТРА:

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

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

<https://zavodjbi.com/>

ГК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ.	СЕРИЯ ЦС-04-0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.	ВЫПУСК 6 ЛИСТ 23

$$\bar{U}_y = U_{y1} + U_{y2} \cdot Z \quad \text{при } Z = 432 \text{ м. } \text{https://zavodjbi.com/}$$

а) при положительном направлении ветра:

$$U_y = 0,492 \times 10^{-3} + 0,0159 \times 10^{-3} \times 32 = 1,002 \times 10^{-3}$$

деформация равна допустимой, т.к.

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

б) при отрицательном направлении ветра:

$$U_y = -0,305 \times 10^{-3} - 0,0116 \times 10^{-3} \times 32 = -1,26 \times 10^{-3}$$

деформация больше допустимой, т.к.

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

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

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

б. РАСЧЕТ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕТРА В НАПРАВЛЕНИИ ОСИ Z

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

б. УКАЗАНИЯ ПО ПРОВЕТРИВАНИЮ И РАСЧЕТУ ДИСКА ПЕРЕКРЫТИЯ

б.1. РЕКОМЕНДАЦИИ ПО НАЗНАЧЕНИЮ РАЗМЕРОВ ДИСКА

Диск перекрытия может не расчленываться, если даны его консольных и балочных участков не превышают предельно допустимых величин, которые определяются с помощью графика на рис 9 (лист 25)

На графике отложены предельно допустимые длины (в метрах), l_k - консольных участков и l_b балочных участков в зависимости от величины ветровых нагрузок q_{31} , действующих на расчетный диск перекрытия здания, которые определяются по формуле 4 на листе 30

При одинаковых диафрагмах длина консольного участка диска принимается равной расстоянию от края здания до первой диафрагмы, длина балочного участка - расстоянию между двумя соседними диафрагмами. Если жесткости диафрагм отличаются более, чем в 2 раза, длина консольного участка принимается равной расстоянию от края здания до первой более жесткой диафрагмы, а длина балочного участка - расстоянию между ближайшими более жесткими диафрагмами (рис.10 лист 25). При этом предельные величины l_k и l_b будут определяться по графику на рис.9 (лист 25) с некоторым запасом, и в случае необходимости, могут быть уточнены расчетом диска по приведенной ниже методике.

б.2. НАГРУЗКИ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА ДИСК ПЕРЕКРЫТИЯ

На диск перекрытия действуют горизонтальные ветровые нагрузки q_{31} , направленные вдоль разбивочных осей.

Величина q_{31} определяется по формуле 4 (лист 30) с учетом фактической длины грузового фронта.

б.3. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ДИСКЕ ПЕРЕКРЫТИЯ И ПРОДОЛЬНЫХ УСИЛИЙ В РАВНОУКАХ И РИГЕЛЯХ.

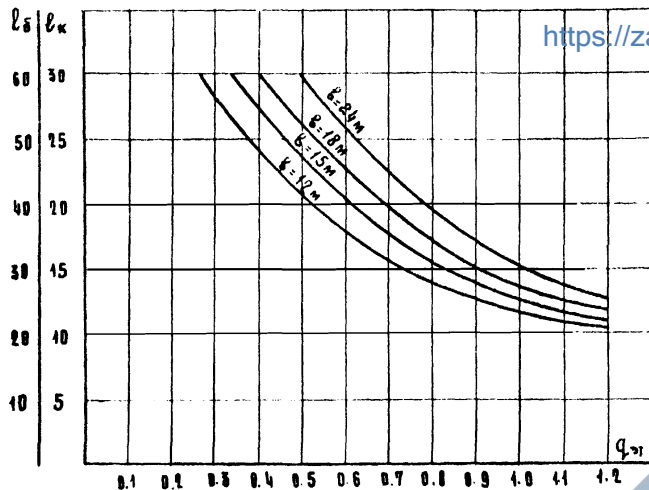
Вертикальные диафрагмы играют роль упруго-смещающихся опор для диска перекрытия. Реакции диафрагм R_{iy} и R_{iz}

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ	СЕРИЯ ИИ - 06
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВМЭСЗК 6 АИС 24

ЦИПЛИ
ИЛЕТЕРОВ
С. МАРИН. СТР.
САНКТ-ПЕТЕРБУРГ
САНКТ-ПЕТЕРБУРГ

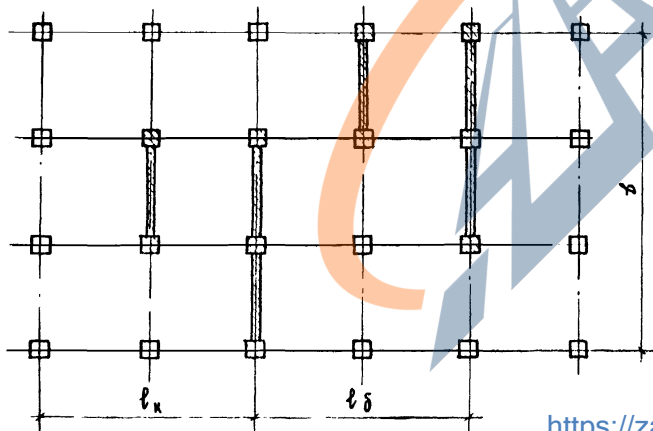
Рис. 9

ЗНАЧЕНИЯ ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫХ ДАВЛ КОНСОЛЬНЫХ И БАЛОЧНЫХ УЧАСТКОВ ДИСКА ПЕРЕКРЫТИЯ



<https://zavodjbi.com/>

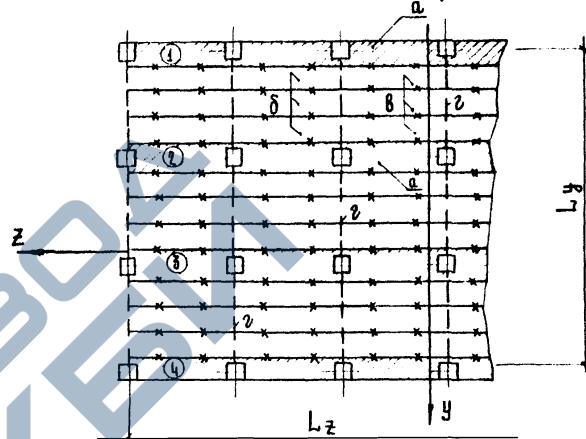
Рис. 10



<https://zavodjbi.com/>

Рис. 11

а - плиты - распорки; б - шпонки; в - рядовые плиты перекрытия; г - ригели.



вычисляются по формулам:

$$R_{iy} = -W_y \frac{V_{iy}}{D_y} - [W_y z_0 - W_x y_0] \frac{z_i V_{iy}}{D_{yx}}; \quad (6.1)$$

$$R_{iz} = -W_x \frac{V_{iz}}{D_z} + [W_y z_0 - W_x y_0] \frac{y_i V_{iz}}{D_{yz}}$$

Здесь: W_y, W_x - ветровая нагрузка на один этаж (равнодействующая);

y_0, z_0 - расстояние от точки приложения равнодействующей ветровой нагрузки до начала координат (центра жесткостей диафрагм).

Кроме того, в уровне диска перекрытия возникают реакции от эксцентричного приложения вертикальных нагрузок к диафрагмам:

$$\bar{R}_{iy} = \frac{1}{H} [P_i e_{iy} - \left\{ \frac{V_{iy}}{D_y} \sum P_i e_{iy} + \frac{z_i V_{iy}}{D_{yz}} \sum P_i (e_{iy} z_i - e_{iz} y_i) \right\}];$$

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

От совместного действия на диск перекрытия горизон-

ГК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ВЫПУСК 6 Лист 25

таких нагрузок в реакции опор строятся эпюры изгибающих моментов в доске, по которым затем определяются растягивающие усилия в распорках и сдвигающие усилия в

<https://zavodjbi.com/>

Наибольшие усилия от ветровых нагрузок имеют место во втором сверху доске. В доске покрытия возникают дополнительные усилия от эксцентричного приложения вертикальных нагрузок к диафрагмам. Таким образом, расчетными являются верхний диск [диск покрытия] над вторым сверху доск.

6.4. Расчет элементов доски перекрытия

Доски перекрытия должны принимать усилия, возникающие от действия ветровой и вертикальной нагрузок и передавать их на диафрагмы.

В конструктивном отношении доска перекрытия представляет собой многопролетный балка (рис. 11а, б), который полами является насти-распорки [а], соединенные саркази закладных деталей. Распорки работают на продольные усилия, возникающие от действия изгибающего момента в плоскости перекрытия. Передача поперечных сил обеспечивается соединением на шпильках (б) насти перекрытия (в).

При расчете досок перекрытия необходимо проверить прочность распорок, шпильки, соединяющих насти перекрытия, соединяющие ригелей с колоннами и крепление диафрагм к доскам.

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

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

Прочность распорок проверяется по растягивающим усилиям из условия:

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

где

- [S_p] = 10т — прочность распорок на растяжение;
- S_p — растягивающие усилия в крайних распорках.

Растягивающее усилие в крайней распорке равно:

$$S_p = M_y^{max} \frac{k_2}{z_2} \quad (6.4)$$

где M_y^{max} — изгибающий момент в расчетном сечении доски от горизонтальных и вертикальных нагрузок, вычисляемых изгиба доска в направлении оси y;

z₂ — ширина доски;

k₂ — коэффициент, зависящий от относительных размеров доски.

Коэффициент k₂ вычисляется по формуле:

$$k_2 = \frac{z+2}{2z-1} \quad (6.5)$$

где z = $\frac{2l_a}{z_2}$ — для консольного участка доски,

z = $\frac{l_c}{z_2}$ — для балочного участка доски

Если z > 3, следует принять k₂ = 1

Прочность шпильки, соединяющих насти перекрытия, проверяется на действие сдвигающих усилий Q_{шп}, направленных вдоль шп, из условия:

$$Q_{шп} \leq [Q_{шп}] \quad (6.6)$$

здесь [Q_{шп}] = 3.6 т — несущая способность шпильки в пределах длины панелей перекрытия.

Сдвигающая сила в шпильке шпс

$$Q_{шп} = \frac{\Delta M_y^{max}}{z_1} \cdot k_2 \quad (6.7)$$

где Δ M_y^{max} — приращение изгибающего момента в доске в пределах одного шага колонн.

В случае ориентации распорок вдоль оси y в формулах (6.4) и (6.7) следует подставлять M_z^{max} вместо M_y^{max} и z₂ вместо z₁.

Центральный институт стандартов и метрологии Украины

ТК	Указания по применению изделия	ВЕРСИЯ
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	ИИ - 64 - 0
		Лист 6
		Лист 26

7. ПРОЕКТИРОВАНИЕ МАЛОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ БЕЗ ДИАФРАГМ ЖЁСТКОСТИ В ПЛОСКОСТИ РАМ.

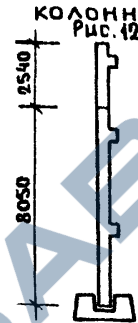
- 7.1. Указания настоящего раздела распространяются на типы зданий с прямоугольным планом, в которых по архитектурным соображениям нежелательна установка диафрагм жёсткости в плоскости рам. Типы этих зданий и подбор марок колонн приведены в табл. 6 (лист 28).
- 7.2. Таблица 6 составлена с учётом ограничения перегиба ярусов до $1/1000$ при действии горизонтальной нагрузки и для оснований с коэффициентом жёсткости $m_1 \geq 5500 \text{ тм}$. Значение m_1 определяется по формуле 5.10 (лист 11).
- 7.3. Максимальная расчетная унифицированная нагрузка на ригель перекрытия - 7,2 т/м.
- 7.4. Фундаменты колонн должны рассчитываться по "Инструкции по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий" РМ-53-01/69 (Госстрой СССР, Ленинград, 1970г.) При этом максимальные расчетные значения изгибающих моментов на уровне верха фундаментов колонн принимаются для одноэтажных зданий без подвала - 5,5 тм, для остальных зданий - 8,3 тм.
- 7.5. В рабочих чертежах объектов обратить внимание на обеспечение при производстве работ качественной зачеканки раствора в каменных зазорах вокруг ствола колонн в стаканах фундаментов.
- 7.6. В значениях n (количество пролётов) не учитываются пролёты длиной 3 м. Например, для зданий с поперечной рамой $6+3+6$, $n=2$.
- 7.7. Для типов зданий по п. 2 табл. 6 высота верхнего этажа допускается не более 3,6 м и не более высоты нижнего этажа.
- 7.8. а) В двухэтажных зданиях с подвалом и трехэтажных зданиях без подвала (п. 3 табл. 6) диафрагмы жёсткости в плоскости рам разрешается не устанавливать только в двух верхних этажах. В нижнем этаже

<https://zavodjbi.com/>

необходимо устанавливать не менее двух диафрагм жёсткости.

Подбор сечений и компоновка этих диафрагм должны производиться с учетом изгибающего момента от ветровой нагрузки, действующей на всю высоту здания, по рекомендациям приведённым на листах 31-32.

- б) По высоте зданий допускается только один стык колонн в верхнем этаже.



Поэтому здания по п. 3 табл. 6 разрешается проектировать при следующей разрезке колонн: нижняя колонна высотой на два этажа, верхняя колонна высотой на один этаж (рис. 12)

При этом в конкретном проекте следует предусмотреть нижние двухэтажные колонны марок КНР-466-34 и КНК-466-34 с армированием аналогичным типовым колоннам КНР-433-34 и КНК-433-34.

- 7.9. В направлении перпендикулярном плоскости рам для всех типов зданий требуется установка диафрагм жёсткости на всю высоту зданий.

Подбор сечений диафрагм жёсткости и их компоновка должны производиться согласно рекомендациям, приведённым на листах 31-32.

ПРИМЕЧАНИЕ: В одноэтажных зданиях без подвала с сечением колонн $40 \times 40 \text{ см}$ и высоте этажа 3,3 м или 3,6 м допускается не устанавливать диафрагмы жёсткости из плоскости рам, если длина здания в направлении перпендикулярном к плоскости рам не менее 36 м.

<https://zavodjbi.com/>

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ.	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА.	ВЫПУСК ЛИСТ 6 27

ТАБЛИЦА 6.

ИИ п/п	Типы зданий	Сечение колонн см	Высота этажа м	Минимально допустимое количество пролетов рамы п	Ветровые районы по СНиП-А.И.62	Марки колонн	
						Рядовые	Крайние
1	2	3	4	5	6	7	8
1	Одноэтажные без подвала	30×30	3.3	$n \geq 2$	I - IV	КР - 333 - 14	КК - 333 - 14
			3.6	$n \geq 2$	I - IV	КР - 336 - 14	КК - 336 - 14
		40×40	3.3	$n \geq 2$	I - IV	КР - 433 - 24	КК - 433 - 24
			3.6	$n \geq 2$	I - IV	КР - 436 - 24	КК - 436 - 24
			4.2	$n \geq 2$	I - IV	КР - 442 - 24	КК - 442 - 24
2	Одноэтажные с подвалом и двухэтажные без подвала	40×40	3.3	$n \geq 2$	I	КВР - 433 - 24	КВК - 433 - 24
				$n \geq 3$	II - III	КНР - 433 - 24	КНК - 433 - 24
				$n \geq 4$	IV		
		3.6	$n \geq 2$	I	КВР - 436 - 24	КВК - 436 - 24	
			$n \geq 3$	II	КНР - 436 - 24	КНК - 436 - 24	
			$n \geq 4$	III			
			$n \geq 6$	IV			
		4.2	$n \geq 4$	I	КВР - 436 - 24	КВК - 436 - 24	
			$n \geq 6$	II	КНР - 442 - 29	КНК - 442 - 29	
			$n \geq 7$	III - IV			
3	Двухэтажные с подвалом и трехэтажные без подвала	40×40	3.3	$n \geq 7$	I - II	КВР - 433 - 24	КВК - 433 - 24
						КНР - 466 - 34	КНК - 433 - 34

ПРИМЕЧАНИЯ.

- УКАЗАНИЯ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ЗДАНИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ТАБЛ. 6 ПРИВЕДЕНЫ НА ЛИСТЕ 27.
- МАРКИ КОЛОНН СЕЧЕНИЕМ 30×30 см и 40×40 см ПРИНЯТЫ ПО АЛЬБОМАМ СЕРИИ ИИ-04-2 ВЫП. 3, 4, 5, 7, 8, 9.
- УГЛОВЫЕ КОЛОННЫ НИЖНИХ ЭТАЖЕЙ В ЗДАНИЯХ ПО п. 2 ПРИНИМАТЬ СЛЕДУЮЩИХ МАРОК: КНК - 433 - 34, КНК - 436 - 34, КНК - 442 - 34.

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ.	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ТАБЛИЦА ДЛЯ ПОДБОРА КОЛОНН В МАЛОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЯХ ПРИ ОТСУТСТВИИ ДИАФРАГМ В ПЛОСКОСТИ РАМ.	ВЫПУСК 6 Лист 28

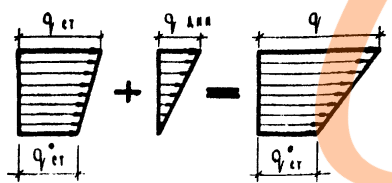
Ветровая нагрузка на здания определяется по СНиП II-A 11-62 с учетом изменений, утвержденных Мингосстроя от 13.01.65г) и представляет собой сумму статической и динамической составляющих.

Учитывая повышенную гибкость каркасных зданий при определении ветровых нагрузок рекомендуется:

- а) при высоте здания до 40м учитывать только статическую составляющую.
- б) при высоте здания более 40м учитывать суммарную ветровую нагрузку.

В таблице 8 на листе 30 приведены значения ветровых нагрузок и усилений для зданий длиной 60 м.

Приближенно динамическую составляющую ветровой нагрузки принимают в виде треугольной эпюры с нулевой ординатой внизу и ординатой $q_{дин}$ сверху здания вышеренной при следующих допущениях: статическая составляющая условно заменяется грациозной, масса здания равномерно распределена по высоте, первая форма собственных колебаний представляет собой прямую линию.



При определении динамической составляющей, учитывая невысокую точность определения периода собственных колебаний здания, на первом этапе принимается

максимальное значение коэффициента динамичности $\beta_{дин}^{max} = 2.4$.

Расчетные величины габаритов (длина, ширина и высота над уровнем земли) здания должны учитывать увеличение „парусности“ его за счет различных выступов (западающих) частей фасада и кровли.

К номинальным значениям проекций фасада добавляется приведенная проекция выступов (западов) в зависимости от их числа m и расстояния между ними e . Если e/b больше 10, то добавка равна $m \cdot e$, если e/b меньше 10, то добавка равна $0.1 m e$.

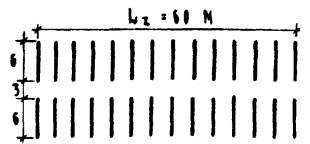
Пример 1. Определить расчетную ширину здания при ее номинальном значении 18 м, если здание по длине имеет 10 западов (м) при их габарите $b = 3$ м и длине каждого $e = 6$ м. Поскольку $e/b = 6/3 = 2 < 10$, то ширина фасада составит $L_f = 18 + 0.1 \cdot 10 \cdot 6 = 24$ м.



Если по фасаду имеется парапет, а по средним продольным рядам на кровле имеются сплошные выступы вентиляционных каналов $b = 1$ м.

Поскольку $e/b = 6/3 = 2 < 10$, высота фасада с учетом „парусности“ составит $H_0 = 10 + 0.1 \cdot 4 \cdot 6 = 12.4$ м.

Пример 3. Определить расчетную ширину здания (с поперечным шагом $b = 3 + 6$) в период монтажа при отсутствии продольных панелей и перегородок, если в пролетах 6 м с шагом $e = 3$ м установлены поперечные перегородки. Число ступеней составит $m = \frac{60}{3} = 20$, тогда $L_f = 6 + 0.1 \cdot 20 \cdot 3 = 36$ м.



в связи с увеличением грузовой фронты ветровой нагрузки в период монтажа должны быть установлены временные связи.

<https://zavodjbi.com/>

1973	Указания по применению изделий	серия ИВ-04-0
	Ветровые нагрузки. Основные положения.	лист 6 из 29

ТАБЛИЦА 8

В таблице 8 приведены значения эквивалентной ветровой нагрузки на высоте H , изгибающие моменты M и поперечные силы Q на уровне земли при высоте здания H для статической и динамической составляющих а также для суммарной ветровой нагрузки для зданий высотой 60 м для I ветрового района.

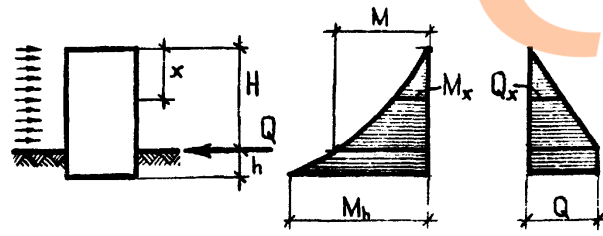
При определении ветровых нагрузок и учета учета коэффициента: аэродинамический $s=1,4$, перегрузки $n=1,2$ коэффициента, учитывающий возрастание скорости ветра для высот более 10 м, турбулентности $m=0,2$, динамичности $\xi^{max}=2,4$ для определенных динамической составляющей /.

При значениях коэффициента динамичности меньших $\xi^{max}=2,4$, общую ветровую нагрузку определяют суммированием статической / табличной / и ожекорректированной динамической составляющей, которую получают делением на 2,4 и последующим умножением результата на фактическое расчетное значение ξ . При промежуточных значениях H ветровые условия определяются по интерполяции для I, II, III ветровых районов ветровые условия находят путем умножения табличных значений на поправочные коэффициенты:

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

При длине здания не равной 60 м, табличные значения ветровых нагрузок и усилий следует изменять пропорционально фактической длине грузового фронта.

Ветровые усилия в любом уровне выше уровня земли на расстоянии x от вершины здания определяются по формулам: $M_x = \xi^2 M$; $Q_x = \xi Q$, где $\xi = \frac{x}{H}$; M и Q - табличные значения для зданий высотой H .



Ветровой момент на расстоянии h ниже уровня земли определяется по формуле: $M_b = M + Qh$

Поперечные нагрузки на уровне земли для зданий, действующие на диск перекрытия определяются по формуле $Q_{зем} = \frac{Q}{60} h_{зем}$, где $h_{зем}$ - высота этажа.

H	$Q_{ст}$	$M_{ст}$	$Q_{дин}$	$Q_{дин}$	$Q_{дин}$	$Q_{ст}$	$M_{ст}$	$Q_{ст}$
м	т/м	тм	т	т/м	тм	т	т/м	тм
56	5,45	715,8	225,6	3,27	345,3	182,9	8,71	1053,0
54	5,37	6547,0	215,3	3,23	3142,5	174,6	8,61	9889,5
52	5,30	6002,7	205,0	3,20	2881,1	166,2	8,49	8883,8
50	5,22	5482,6	194,8	3,16	2631,3	157,9	8,37	8113,9
48	5,13	4986,6	184,7	3,11	2393,4	149,6	8,25	7379,8
46	5,04	4514,0	174,6	3,07	2166,8	141,3	8,11	6680,5
44	4,94	4064,9	164,7	3,02	1950,9	133,0	7,96	6015,8
42	4,83	3639,0	154,8	2,97	1746,6	124,7	7,88	5385,5
40	4,71	3236,2	145,0	2,91	1553,3	116,5	7,62	4789,4
38	4,58	2859,0	135,2					
36	4,44	2510,1	125,8					
34	4,32	2188,6	116,6					
32	4,19	1893,5	107,7					
30	4,05	1623,9	99,0					
28	3,92	1378,8	90,5					
26	3,77	1157,2	82,3					
24	3,63	958,2	74,4					
22	3,48	780,7	66,7					
20	3,31	623,7	59,2					
18	3,15	487,6	52,0					
16	3,00	372,4	45,3					
14	2,87	276,3	38,8					
12	2,76	198,4	32,8					
10	2,72	136,1	27,2					
8	2,72	87,1	21,8					
6	2,72	49,0	16,3					
4	2,72	21,8	10,9					
2	2,72	5,4	5,4					

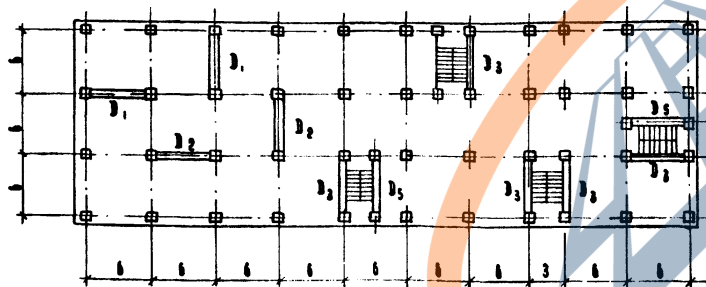
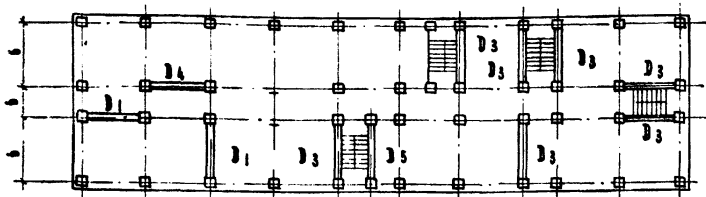
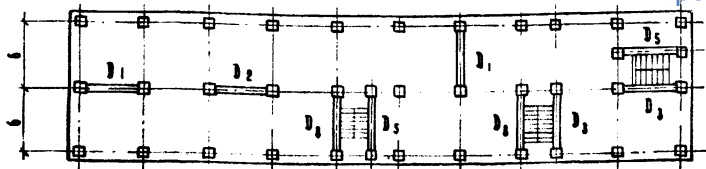
ПРИМЕЧАНИЕ:
ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ ВЕТРОВЫХ НАГРУЗОК И ПОРЯДОК УЧЕТА "НАРУШЕНИЯ" ЗАДАНИЯ ПРИНИМАЮТСЯ ПО ИНСТРУКЦИИ № 29.

ВПРИБЛИЖЕНИИ
 КОМПЛЕКС
 Г. МОСКВА
 ИРИНИЦ
 В. КОСЬМИН
 А. И. П. П.
 Р. Г. Г.
 С. О.
 О. С.

ТК	Указания по применению изданий	Серия ИИ - 04 - 0
1973	Таблица ветровых усилий для зданий высотой 60 м.	Выпуск 6 Лист 30

**СХЕМЫ ВОЗМОЖНОГО РАСПОЛОЖЕНИЯ
ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ**

<https://zavodjbi.com/>



ПРИМЕЧАНИЯ:

1. ТАБЛИЦЫ ДЛЯ ПОДБОРА ДИАФРАГМ см. ЛИСТ 32
2. ДЕФОРМАЦИИ ЗДАНИЯ ПРИ ПРИНЯТЫХ НЕСУЩИХ СПОСОБНОСТЯХ ДИАФРАГМ ВО ТАБЛ. № 5 НАХОДЯТСЯ В ДОПУСТИМЫХ ПРЕДЕЛАХ И СПЕЦИАЛЬНОЙ ПРОВЕРКИ НЕ ТРЕБУЮТ.

<https://zavodjbi.com/>

ПОДБОР ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В ЗДАНИЯХ ДО 4^А ЭТАЖЕЙ С ПОДАВАЛОМ ВЫПОЛНЯЕТСЯ В СЛЕДУЮЩЕМ ПОРЯДКЕ:

1. ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ВЕТРОВОЙ МОМЕНТ НА ЗДАНИЕ (ПО ТАБЛ. 8 ЛИСТ 30)
2. ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ТИП ДИАФРАГМЫ ПО РИС № 13
3. ПО ТАБЛИЦЕ 9 (ЛИСТ 32) НАХОДИТСЯ ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ, ВОСПРИНИМАЕМЫЙ ОДНОЙ ДИАФРАГМОЙ
4. ДЛЯ УСЛОВИЙ ОТРАЖЕНИЯ ОТ ТАБЛИЧНЫХ, ВЕЛИЧИНА МОМЕНТА УМНОЖАЕТСЯ НА ПОПРАВочНЫЕ КОЭФФИЦИЕНТЫ ПО КАЖДОМУ ФАКТОРУ (ПО П. П. 4 - 6 НА ЛИСТЕ 32).
5. ВЕТРОВОЙ МОМЕНТ ДЕЛИТСЯ НА МОМЕНТ ОДНОЙ ДИАФРАГМЫ И ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ КОЛИЧЕСТВО ДИАФРАГМ.
6. СВОБОДНАЯ ДЛИНА КОНСОЛЬНОГО УЧАСТКА ДИСКА ПЕРЕКРЫТИЯ МОЖЕТ БЫТЬ 21 М. В ЗДАНИЯХ ВЫСОТой ДО 3^А ЭТАЖЕЙ И 18 М. В 4^А ЭТАЖИНЫХ ЗДАНИЯХ. РАСТояНИЕ МЕЖДУ ДИАФРАГМАМИ СООТВЕТСТВЕННО 42 И 36 М.

ПРИМЕР. ПОДБОР ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ ДЛЯ ЧЕТЫРЕХ-ЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ С ПОДАВАЛОМ ВО II ВЕТРОВОМ РАЙОНЕ. РАЗМЕРЫ ЗДАНИЯ В ПЛАНЕ 60x12 М; ВЫСОТА ЗДАНИЯ Н₀ = 14 М; ВЫСОТА ПОДАВАЛА 3.3 М. ДИАФРАГМЫ ТИПА D₁ РАСПОЛОЖЕНЫ СИММЕТРИЧНО ОТНОСИТЕЛЬНО РАВНОДЕЙСТВУЮЩЕЙ ВНЕШНЕЙ НАГРУЗКИ И ЦЕНТРА МАССЫ ЗДАНИЯ. ГРУНТЫ ПЕСЧАНЫЕ (K₀ = 5000 т/м²)

В ПОПЕРЕК ЗДАНИЯ: ПРИ L = 60 М ПО ТАБЛИЦЕ 8 (ЛИСТ 30)

$$M_{\text{ВЕТР.}} = 276,35 \cdot 1,9 + 30,8 \cdot 3,3 = 488,0 \text{ тм.}$$

ПЕРУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ОДНОЙ ДИАФРАГМЫ ТИПА D₁ ПО ТАБЛ 9 ПРИ 5 ПЕРЕКРЫТИЯХ СОСТАВЛЯЕТ 355 тм.

$$n = \frac{M_{\text{ВЕТР.}}}{[M]} = \frac{488,0}{355} = 1,28 \text{ шт.}; \text{ ПРинИМАЕМ 2 ДИАФРАГМЫ.}$$

В ДАВЛЬ ЗДАНИЯ: ПРИ L = 22 М. $M_{\text{ВЕТР.}} = \frac{12}{60} \cdot 488 = 96 \text{ тм.}$

ПЕРУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ДИАФРАГМЫ D₁ ПРИ ГЛУБИНЕ ЗДАНИЯ 60 М. (СМ ТАБЛ 10) [M] = 355 \cdot 0,7 = 250 тм > 96 тм; ПРИНИМАЕМ 1 ДИАФРАГМУ.

Т К	УКАЗАНИЯ ВО ПРИМЕНЕНИИ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ И И - 04 - В
1973	ПОДБОР ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В ЗДАНИЯХ ДО 4 ^А ЭТАЖЕЙ С ПОДАВАЛОМ	ВЫПУСК 6 ЛИСТ 31

ТАБЛИЦА 8 <https://zavodjbi.com/>

ТАБЛИЦА 12

ИЗМЕНЯЮЩИЙСЯ МОМЕНТ, ВОСПРИНИМАЕМЫЙ ОДНОЙ ДИАФРАГМОЙ, В ТМ.	ЧИСЛО ПЕРЕКРЫТИЙ ЗАДАНИЯ	ТИПЫ ДИАФРАГМ ПО РИС 13 НА ЛИСТЕ 31				
		D_1	D_2	D_3	D_4	D_5
5		355	470	270	380	136
4		290	390	220	320	110
3		220	310	165	240	80
2		150	210	115	165	60

ТАБЛИЦА 10

ГЛУБИНА ЗАДАНИЯ М	18	24	30	36	42	48	54	60
Понижающий коэффициент	1	0,96	0,87	0,80	0,75	0,73	0,71	0,70

ТАБЛИЦА 11

Материал основания	Коэффициент постели K_0 т/м	Поправочный Коэф. К
Песок слежавшийся, балластный, гравий насыпной, глина влажная	от 500 до 5000	0,5 - 1,0
Песок, гравий, частично слежавшийся (в естественных условиях), щебень, хрящ, глина малой влажности	от 5000 до 10 000	1,0 - 1,06
Песчано-глинистый грунт, искусственно уплотненный, глина твердая	от 10 000 до 20 000	1,1
Мягкая скала, известняк, песчаник	от 20 000 до 100 000	1,1

ЭКЦЕНТРИСМЕТ М.	Понижающий коэффициент при расстоянии между крайними диафрагмами				
	18 м.	24 м.	30 м.	36 м.	42 м.
3,0	0,81	0,84	0,86	0,88	0,89
4,5	0,73	0,76	0,78	0,81	0,82
6,0	0,65	0,70	0,73	0,74	0,76
7,5	0,58	0,63	0,66	0,69	0,70

ТАБЛИЦА 9 составлена для диафрагм жесткости шириной 6 м.

Глубина задания до 10 м.

Коэффициент постели $K_0 = 5000$ т/м³.

Расчетная нагрузка до 800 кг.м².

1. При глубине задания больше расчетного направления сверху 18 м на величину изменяющего момента принятого по таблице 9 следует вводить понижающий коэффициент по табл. 10

2. Коэффициент постели K_0 принимается по данным геологических изысканий или по таблице 11.

В таблице 11 приведены поправочные коэффициенты к изменяющему моменту для грунтов с коэффициентом постели от 5000 т/м³.

3. При неравноденности центра жесткости и центра приложения равнодействующей горизонтальной нагрузки принимается понижающий коэффициент по таблице 12.

4. При расчетных нагрузках 1250 кг/м² вводится коэффициент 0,9.

<https://zavodjbi.com/>

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИМ-06-0
1973	ТАБЛИЦЫ ДЛЯ ПОДБОРА ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В ЗАДАНИЯХ ДО 4-х ЭТАЖЕЙ С ПОДБОРОМ	Выпуск 6 Лист 32

Центральный институт проектирования и конструирования железобетонных конструкций

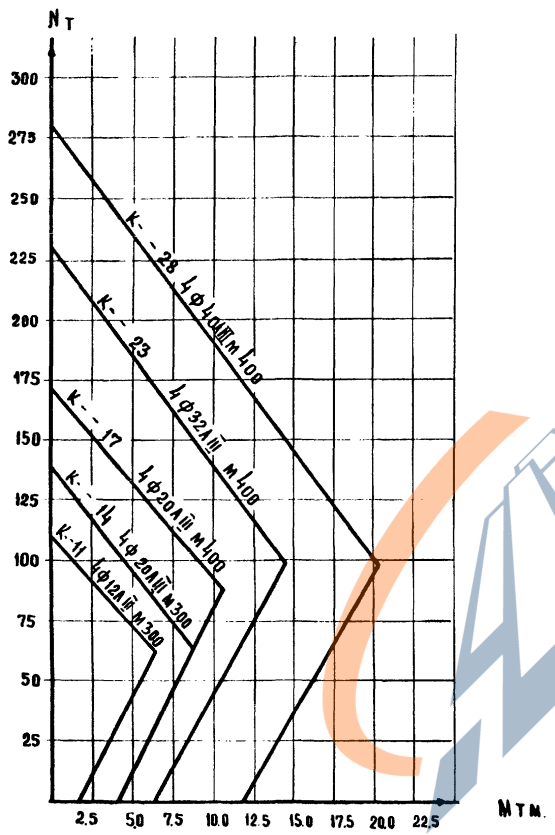
Семенов

Исполнитель

Проверка

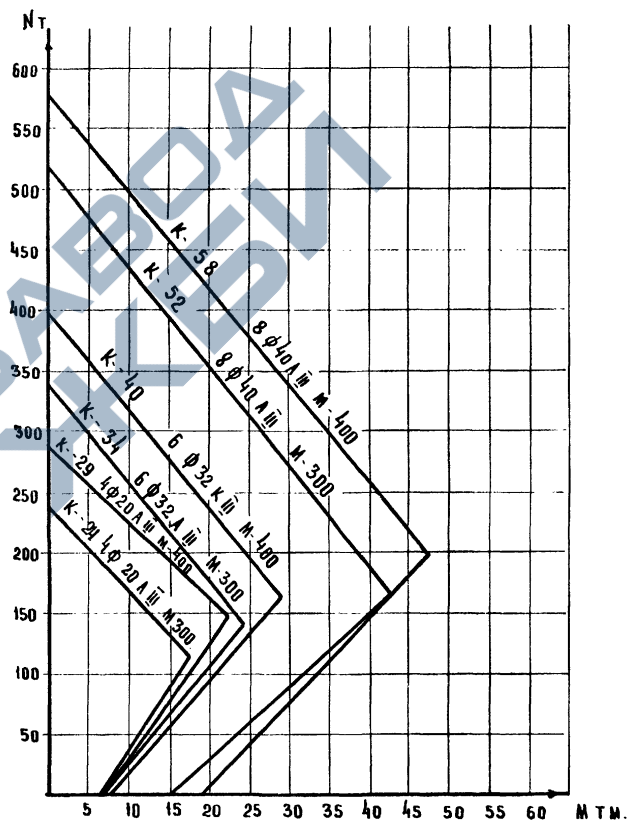
Утверждение

График несущей способности колонн сечением 30 x 30 см



<https://zavodjbi.com/>

График несущей способности колонн сечением 40 x 40 см

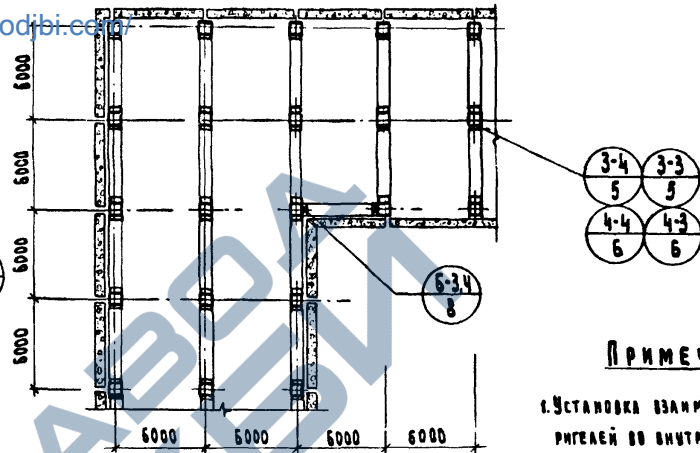
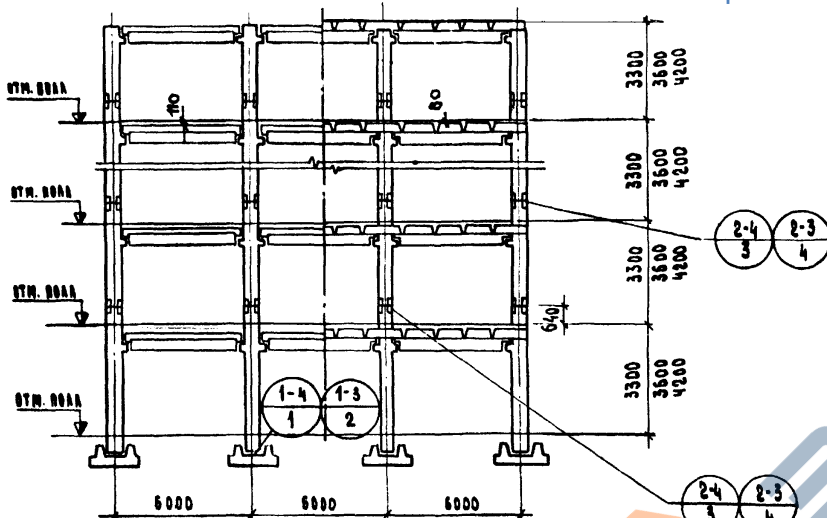


<https://zavodjbi.com/>

ТК	Указания по применению изделий	серия ИИ-04-0
1973	Графики несущей способности колонн	выпуск 6
		лист 33

Здания с поперечно-продольным каркасом

<https://zavodibi.com/>



ПРИМЕЧАНИЯ

1. Установка взаимно-перпендикулярных ригелей во внутренних углах здания необходима для навески на них стеновых панелей.
2. Максимальная расчетная нагрузка на 1 м^2 в заштрихованной зоне ограничивается несущей способностью металлической крыши и соответствующей закладной детали (ЗД) и составляет 800 кг/м^2 . При большей нагрузке на 1 м^2 необходимо соответственно увеличить на несущую способность.
3. Узлы замаркированы на данном листе см. листы ИИ-04-10 выпуск 5 (принципы маркировки см. лист 5).

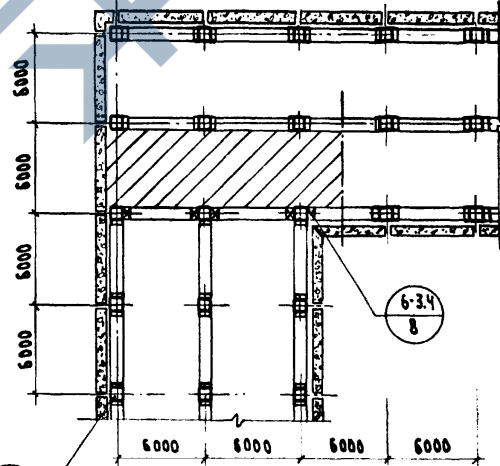
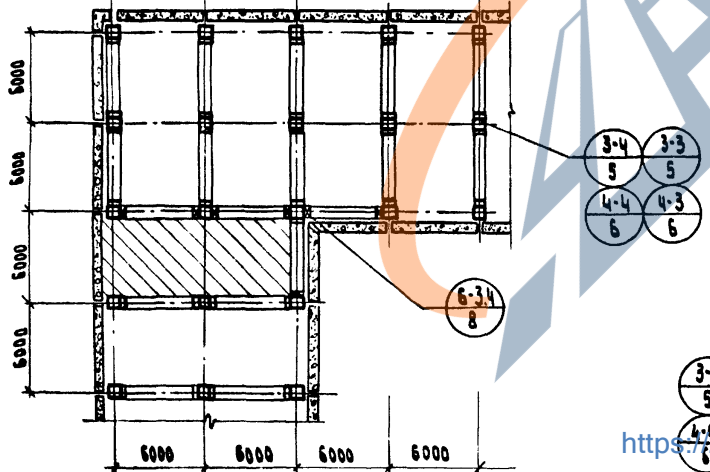
УСЛОВНЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ

- Ж.Б. консоль колонны
- МЕТАЛЛИЧЕСКАЯ ПРИВАРНАЯ КОНСОЛЬ КОЛОНЫ

Здания с продольным каркасом

<https://zavodibi.com/>

Здания с поперечным каркасом



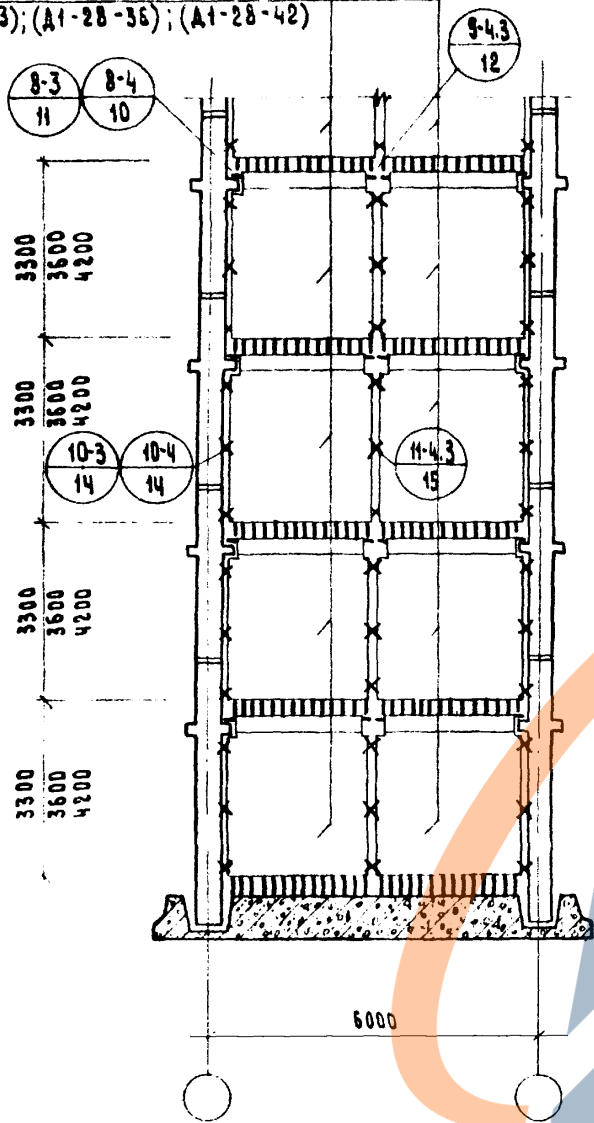
<https://zavodibi.com/>

ЦНИИПИ КОМПЛЕКСНОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ ГОСУДАРСТВЕННОГО НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКОГО ЦЕНТРА СТРОИТЕЛЬСТВА И АРХИТЕКТУРЫ

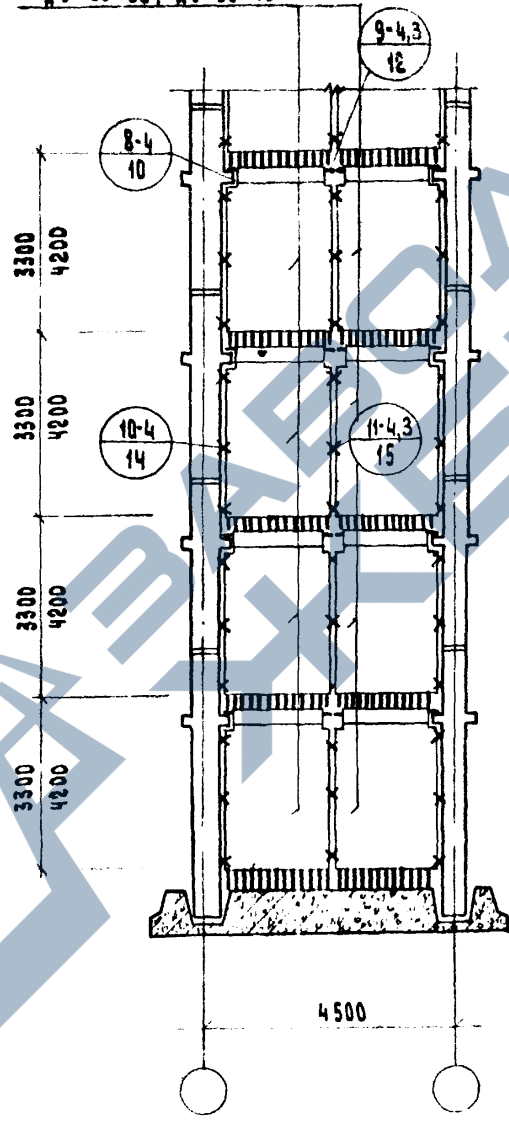
ТК 1973	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИЙ ПРИМЕРЫ КОМПОНОВОЧНЫХ СХЕМ КАРКАСА	СЕРИЯ ИИ-04-0
		ВЫПУСК ЛИСТ 6 34

<https://zavodjbi.com/>

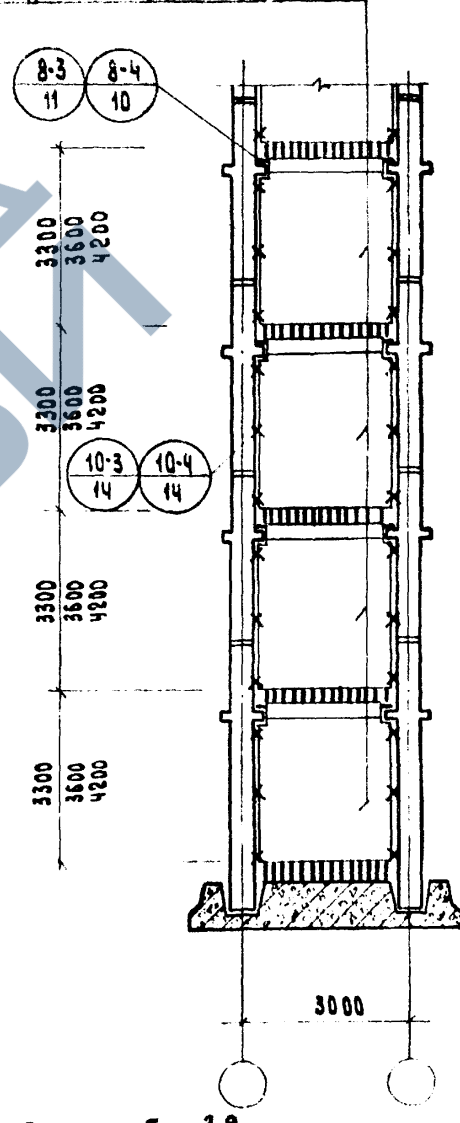
А2-28-33; А2-28-36; А2-28-42
(А1-28-33); (А1-28-36); (А1-28-42)



А2-20-33; А2-20-42



А2-26-33; А2-26-36; А2-26-42



3. Принцип маркировки узлов см. лист 5 л. 3.9
4. Количество креплений диафрагмы жесткости между собой и к колоннам, условно обозначенных значком "X", показано на схемах для высоты этажа 3.3 м. При Нэт. равной 3.6 м и 4.2 м диафрагмы жесткости крепятся в четырех точках по высоте.

ПРИМЕЧАНИЯ:

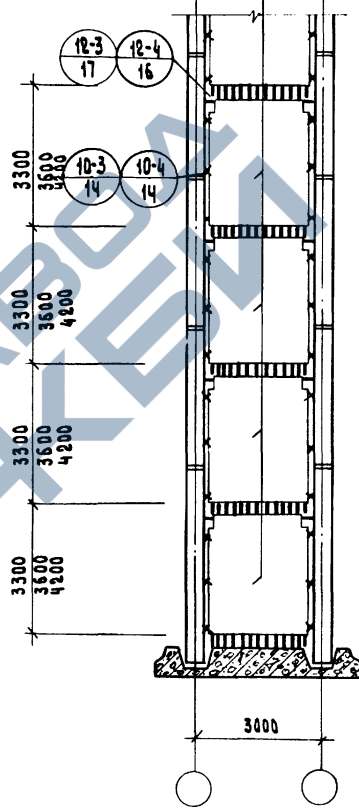
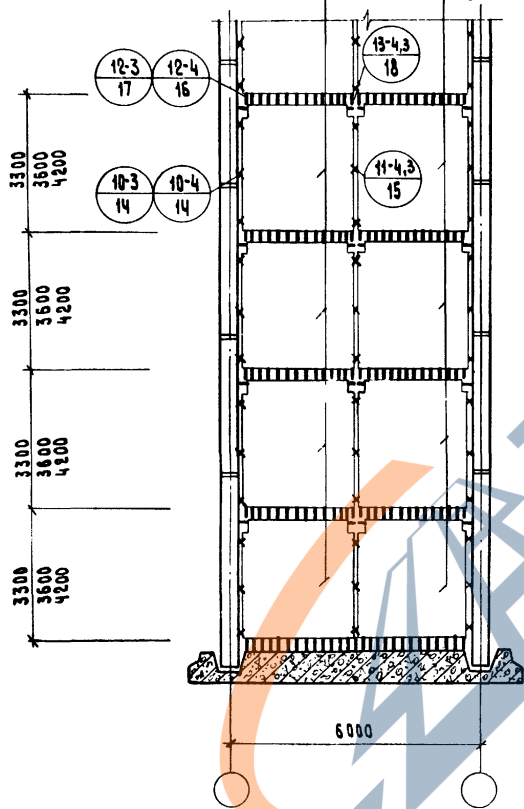
1. Узлы замаркированные на данном листе см. серию ИИ-04-10. выпуск 5.
2. Монтажная схема диафрагмы жесткости для пролета 4,5 м. относится только к каркасу с колоннами сеч. 40x40 см.

<https://zavodjbi.com/>

ТК 1973	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0	
	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СПЛОШНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В РАВНОСТОЯЩИХ РАМ.	ВЫПУСК 6	ЛИСТ 35

A-28-33; A-28-36; A-28-42

A-26-33; A-26-36; A-26-42



ПРИМЕЧАНИЯ СМ. НА ЛИСТЕ 35

<https://zavodjbi.com>

ЦИМІЛІ
КОМАНДА
РІС. ГРУПА
РІС. ГРУПА
ОСТРОВА
ОСНА

ГК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ СПЛАШНЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ ПЕРПЕНДИКУЛЯРНЫХ ПЛОСКОСТЕЙ РАМ.	ВЫПУСК АИСТ 6
		36

ДИАФРАГМЫ В ПЛОСКОСТИ РАМ

ДИАФРАГМЫ ДЕРЖАЮЩИЕ ПЛОСКОСТИ РАМ

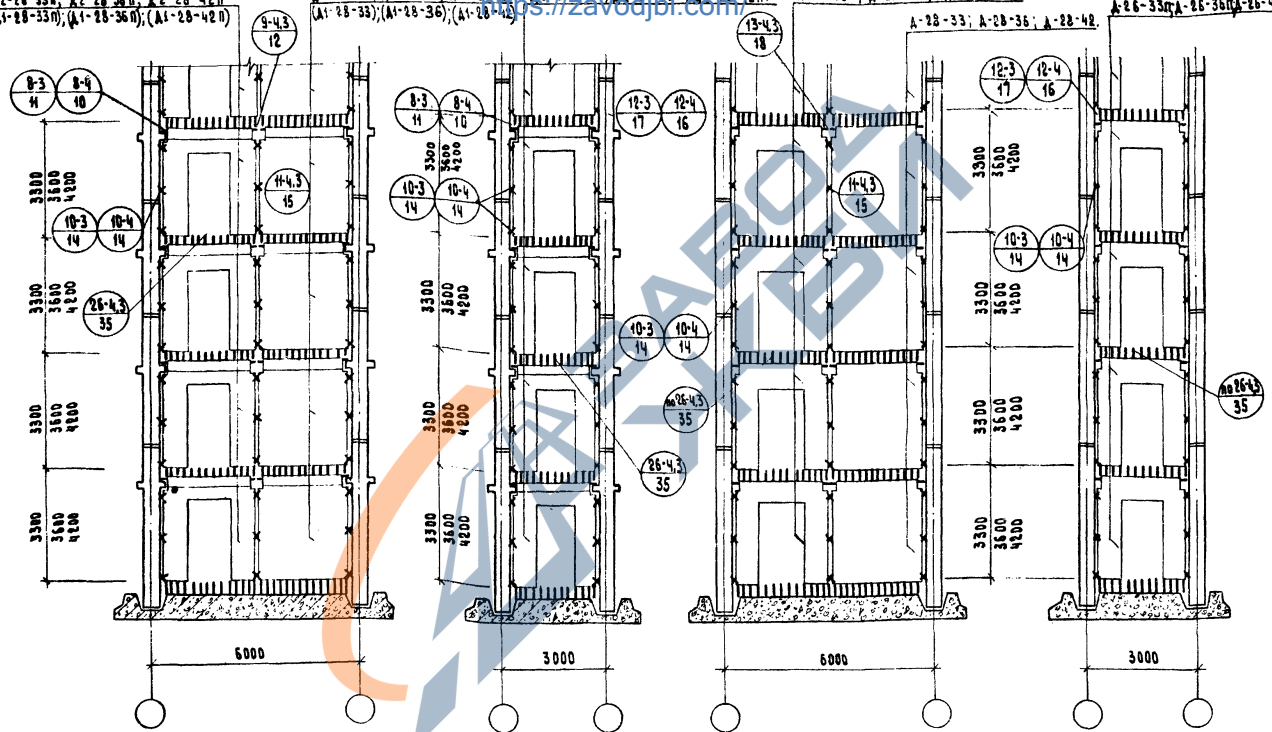
A2-10-330; A2-20-360; A2-28-420
(A1-20-330); (A1-28-360); (A1-28-420)

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

A2-26-330; A2-26-360; A2-26-420

A-26-330; A-28-360; A-28-420

A-26-330; A-26-360; A-26-420

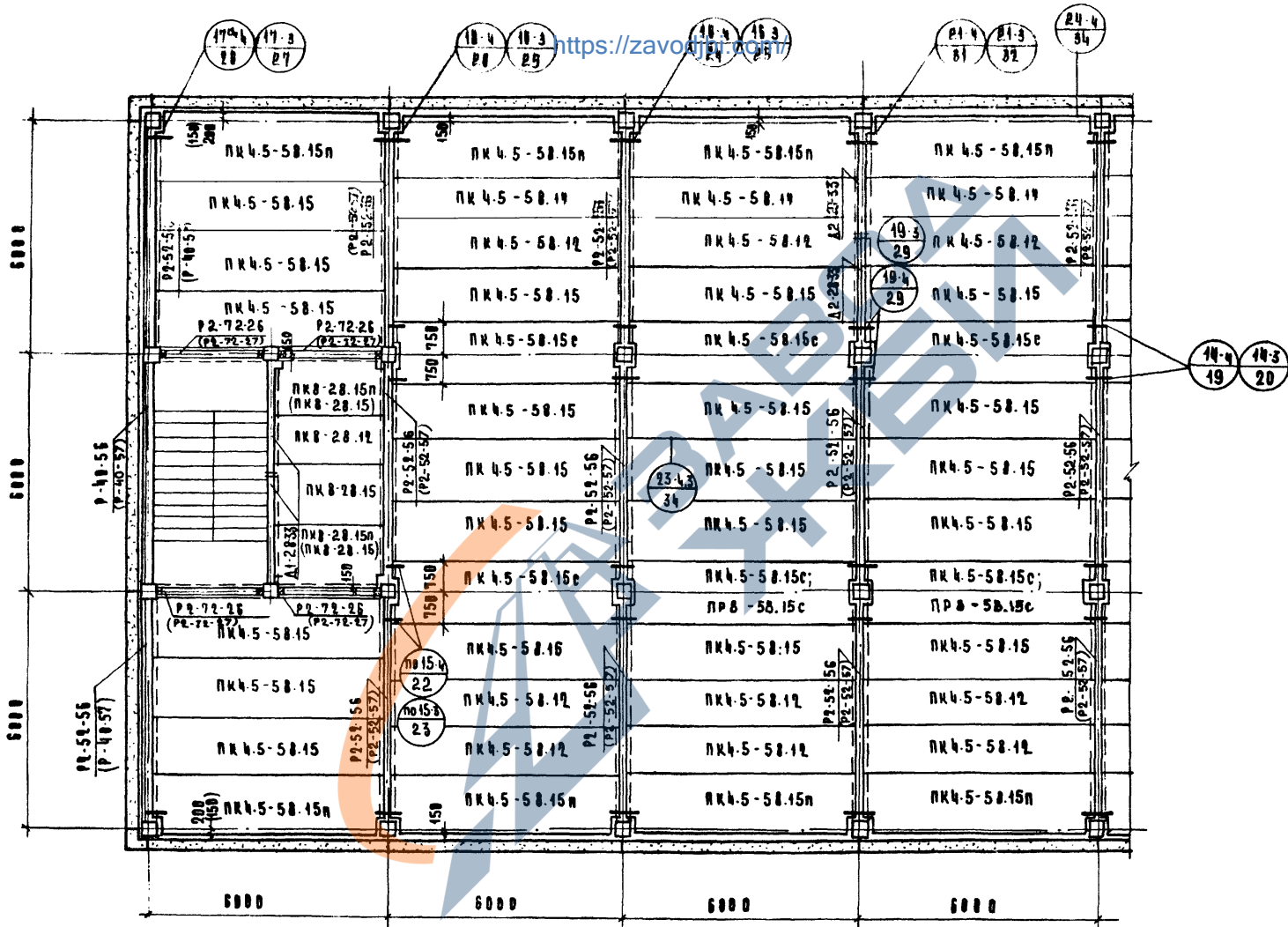


ПРИМЕЧАНИЯ СМ. НА ЛИСТЕ 35

<https://zavodjbi.com/>

1973	ТК УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИЖ-09-0
	МОНТАЖНЫЕ СХЕМЫ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ С ПРЕДАМИ,	Выпуск 6 Лист 37

НА ЛСТК. ГРАФИКОН. | 0.00000



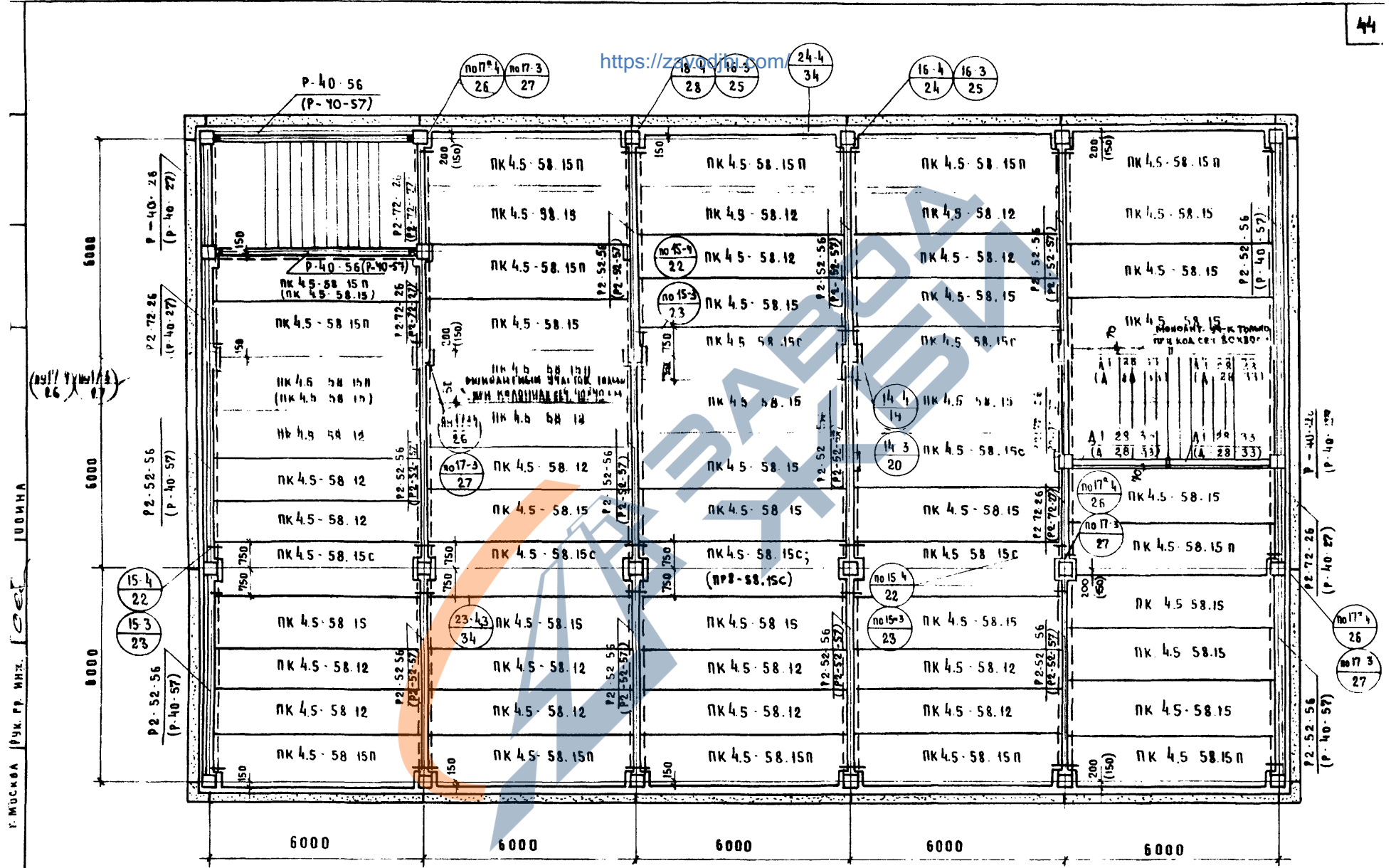
ПРИМЕЧАНИЯ:

- 1. См. примечания на листе № 38
- 2. Условные обозначения см. на листе № 38

<https://zavodji.com/>

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ		СЕРИЯ ИЗ-04-0
1973	ПРИМЕР МОНТАЖНОГО ПЛАНА ПЕРЕКРЫТИЯ ЯМ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЕ 6*6м С ЛЕСТНИЦЕЙ ВОДЯР РАМЫ В СРЕДНЕМ ПРОЕМЕ	ВЫПУСК 6
		ЛИСТ 39

<https://zavodjbi.com>



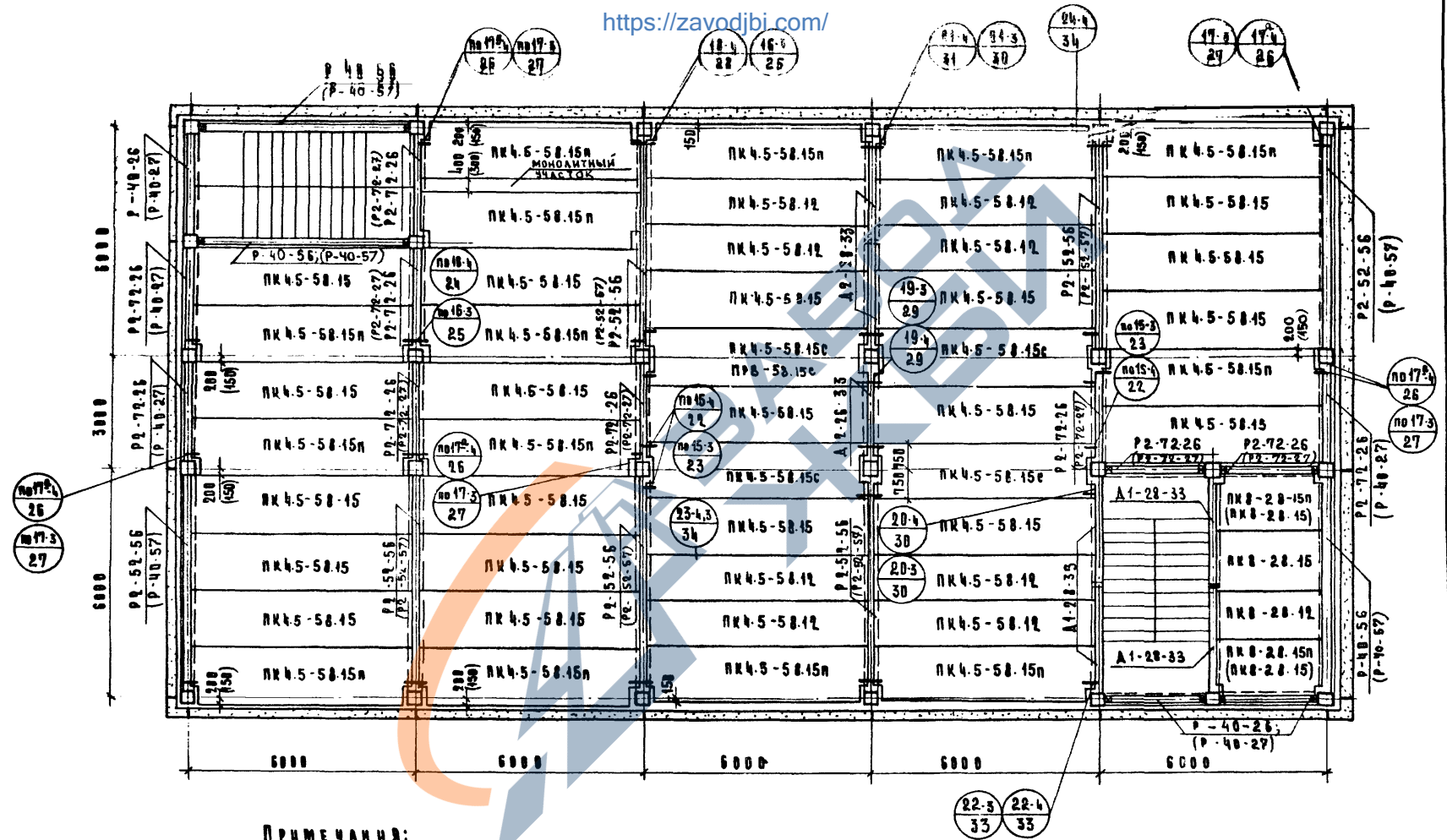
Примечания

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

<https://zavodjbi.com>

1973	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
	ПРИМЕР МОНТАЖНОГО ПЛАНА ПЕРЕКРЫТИЯ ПРИ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМБЕ 6*6 М С ЛЕСТНИЦАМИ ПОПЕРЕК РАМБЫ.	ВЫПУСК ЛИСТ 6 40

<https://zavodjbi.com/>



ПРИМЕЧАНИЯ:

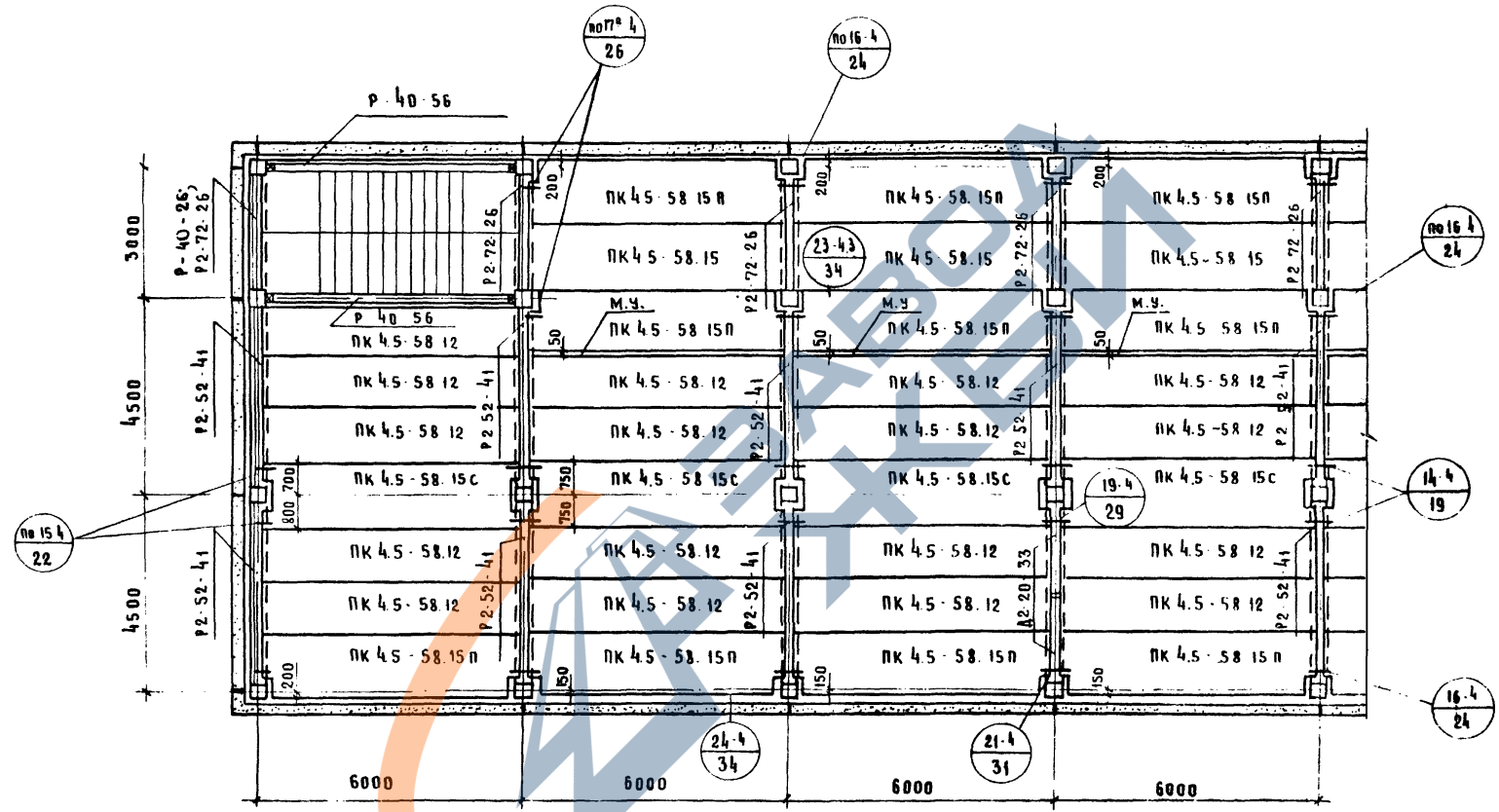
- 1. См. примечания на листе 38
- 2. Условные обозначения см. лист 38

<https://zavodjbi.com/>

ГК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 6+3+6 м.	Выпуск 6 Лист 41

Центральный завод ИЖБИ | ул. Пр. Анж. | г. Москва | 125080

<https://zavodjbi.com/>



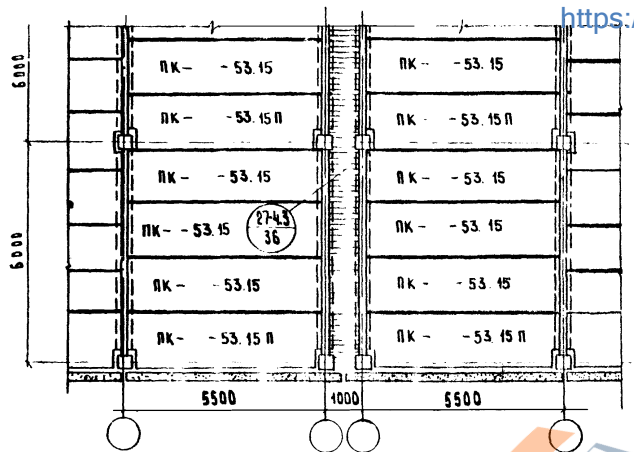
Примечание

1. См. примечания на листе 30, пункты 1, 2, 3, 4, 5.
2. Условные обозначения см. на листе 30.

<https://zavodjbi.com/>

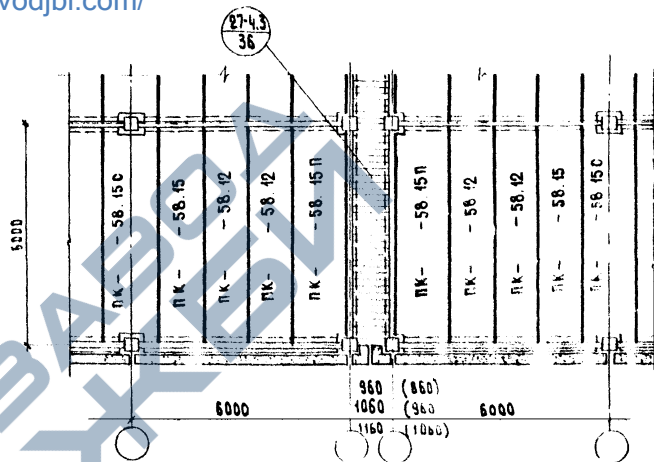
ГК	Указания по применению изделий	серия	ни. 04-0
1973	Пример монтажного плана перекрытия при поперечной раме 3,45 x 4,5 м.	выпуск	анст
		6	42

ДЕФОРМАЦИОННЫЙ ШОВ ПРИ ПОПЕРЕЧНОМ КАРКАСЕ /ВАРИАНТ I/

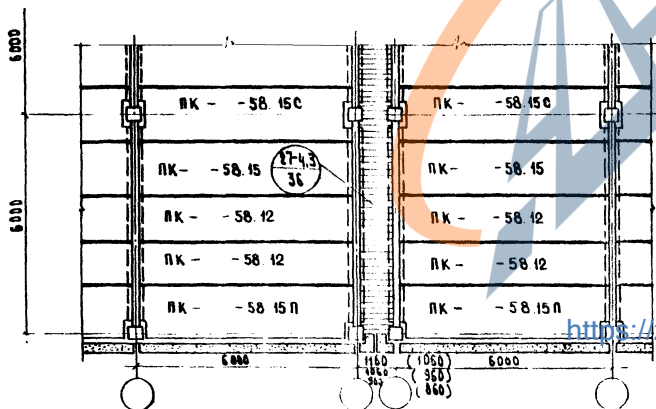


<https://zavodjbi.com/>

ДЕФОРМАЦИОННЫЙ ШОВ ПРИ ПРОДОЛЬНОМ КАРКАСЕ



ДЕФОРМАЦИОННЫЙ ШОВ ПРИ ПОПЕРЕЧНОМ КАРКАСЕ /ВАРИАНТ II/



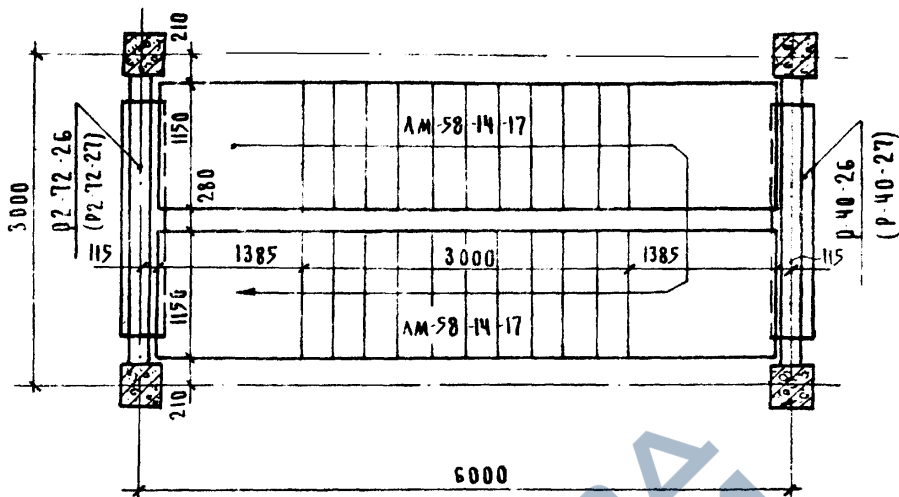
ПРИМЕЧАНИЯ:

1. РАЗМЕР 1160 (1060) СООТВЕТСТВУЕТ ТОЛЩИНЕ НАРУЖНЫХ СТЕН - 350 ММ;
РАЗМЕР 1060 (960) СООТВЕТСТВУЕТ ТОЛЩИНЕ НАРЖНЫХ СТЕН - 300 ММ;
РАЗМЕР 960 (860) СООТВЕТСТВУЕТ ТОЛЩИНЕ НАРУЖНЫХ СТЕН - 250 ММ
2. РАЗМЕРЫ, УКАЗАННЫЕ В СКОБКАХ, ОТНОСИТСЯ К КАРКАСУ С КОЛОННАМИ СЕЧЕНИЕМ 30x30 СМ.

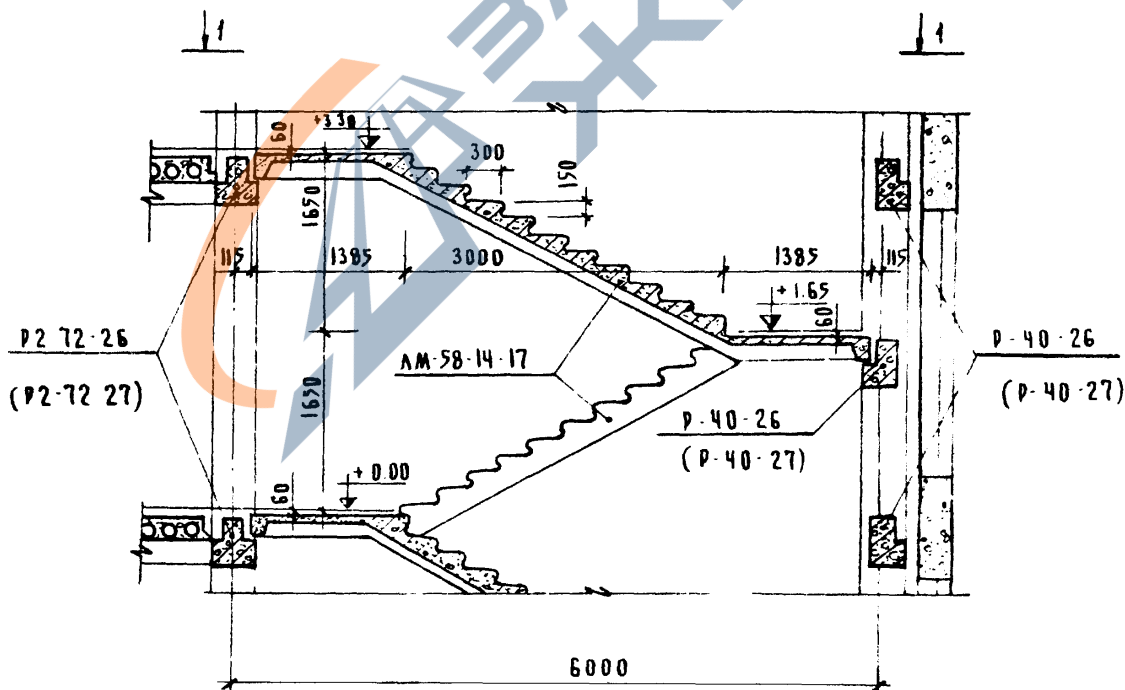
<https://zavodjbi.com/>

ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ	СЕРИЯ ИИ-04-0
1973	ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЯ ДЕФОРМАЦИОННЫХ ШВОВ.	ВЫПУСК 6 АИСТ 43

1 - 1



ЛЕСТНИЦА ДЛЯ ЗАДАНИИ С ВЫСОТОЙ
ЭТАЖА 3,30 м

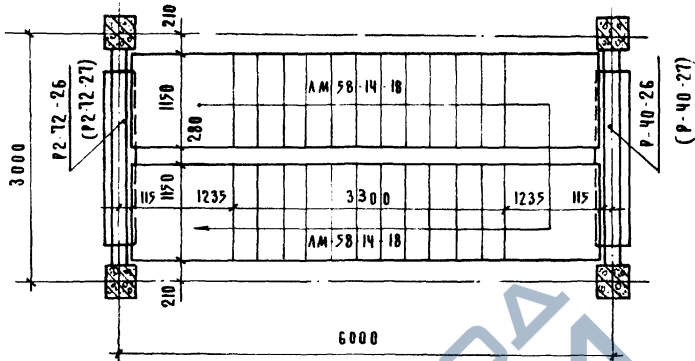


ПРИМЕЧАНИЯ

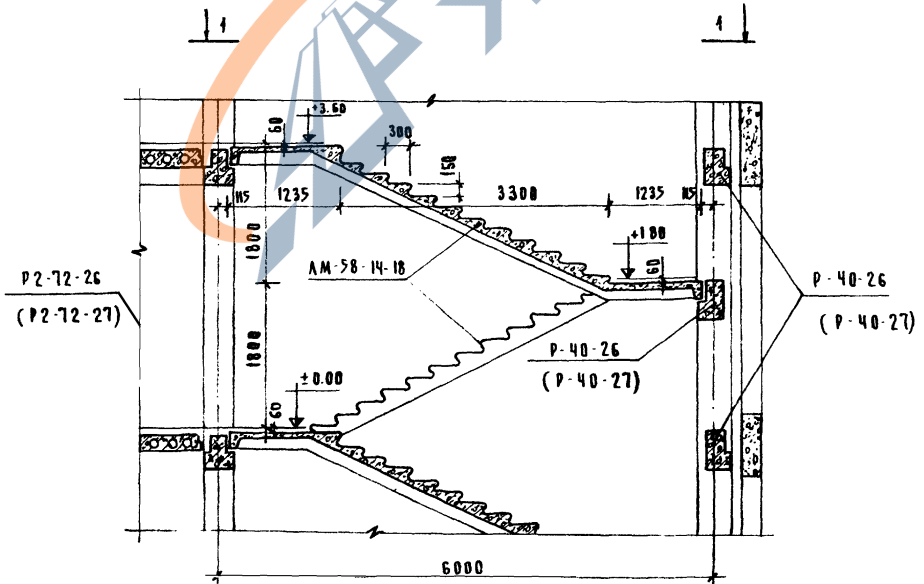
1. Установка ригелей в уровне перекрытия у чаружных стен лестничной клетки необходима для обеспечения непрерывности диска перекрытия.
2. Лестничные марши укладываются на полки ригелей по саю цементного раствора толщиной 10 мм.
3. Накладные проступи на ступенях условно не показаны
4. Узлы крепления ограждения и детали лестниц см серию 2.250-1 вып.1
5. Опирание верхней площадки на марш, ригель и диафрагму жесткости см узлы 28-4.3; 29-4.3; 30-4.3 серии ИИ-04-10 вып.5 лист 37
6. Маркировка ригелей в своде их относится к каркасу с колоннами сеч. 30*30

1973	ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДАНИИ	СЕРИЯ
		МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТНИЧНЫХ МАРШЕЙ	ИИ-04-0
		ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,3 м	ВЫПУСК
			6
			ЛИСТ
			44

1-1



ЛЕСТНИЦА ДЛЯ ЗАДАНИИ С ВЫСОТОЙ
ЭТАЖА 3.60 м

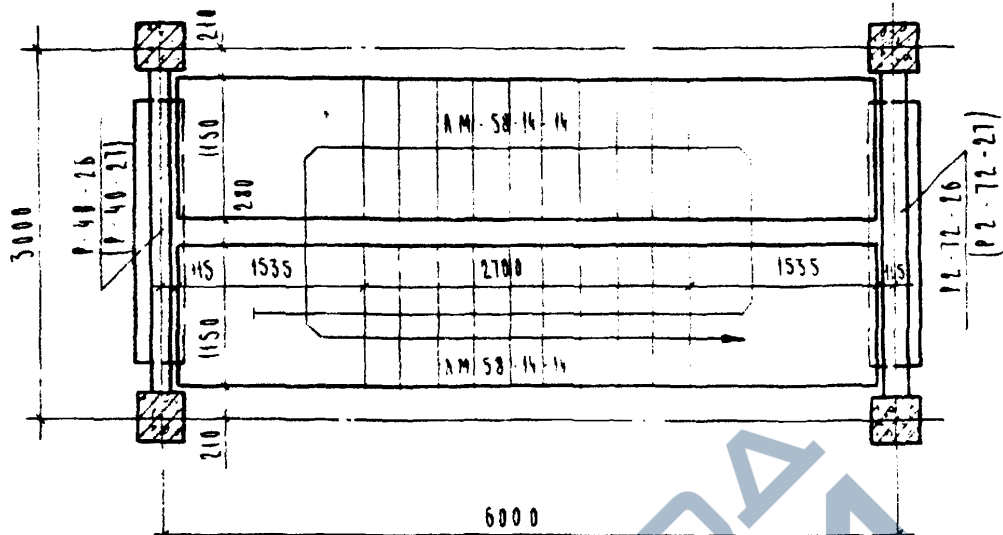


П Р И М Е Ч А Н И Е:

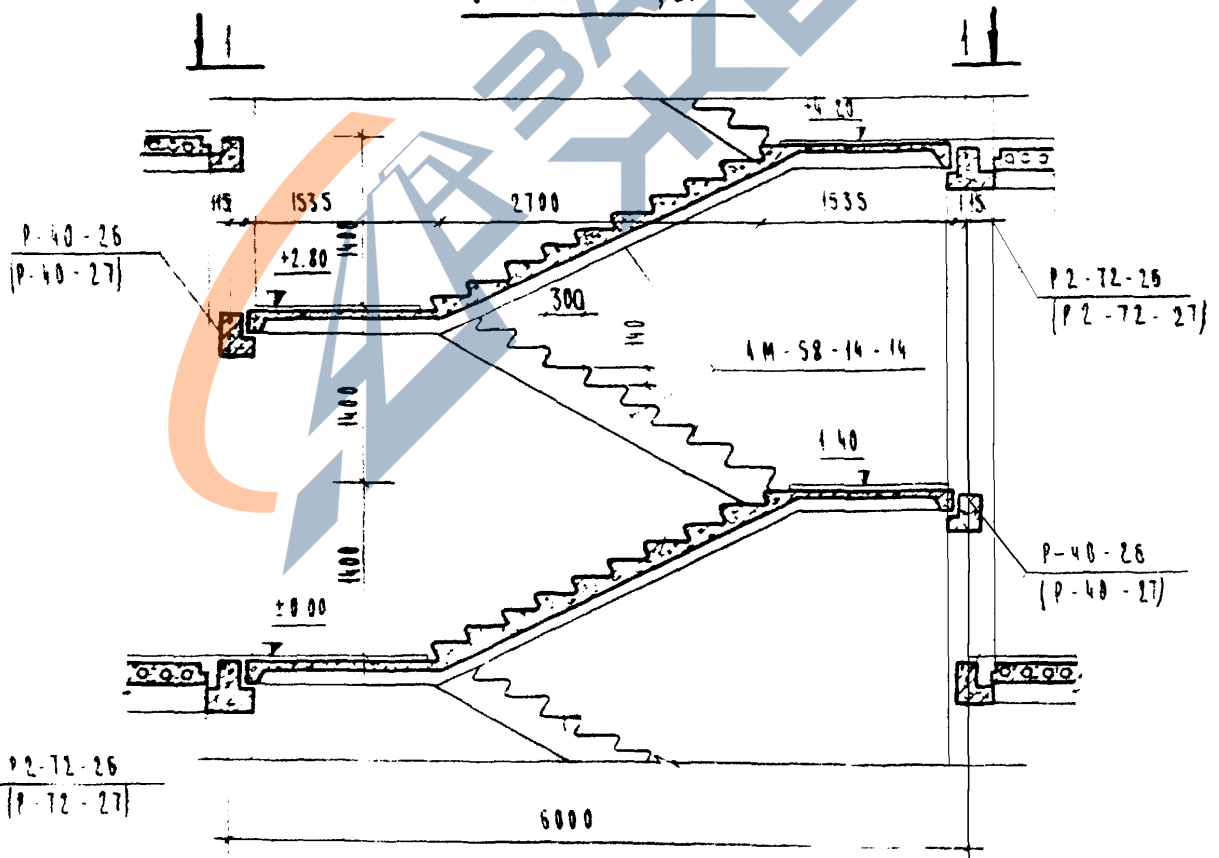
П Р И М Е Ч А Н И Я С М. А Н Т 44

1973	ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИЙ
		МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТНИЧНЫХ МАШИН
		ПРИ ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3.6 м
5	ВЕРСИЯ	ИЛ. ОН. 8
45	Лист	45

1-1



ЛЕСТНИЦА ДЛЯ ЗАДАНИЯ С ВЫСОТОЙ
ЭТАЖА 4,20 М

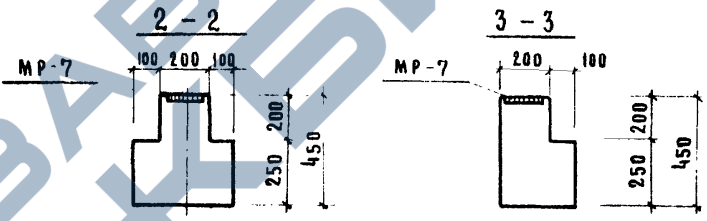
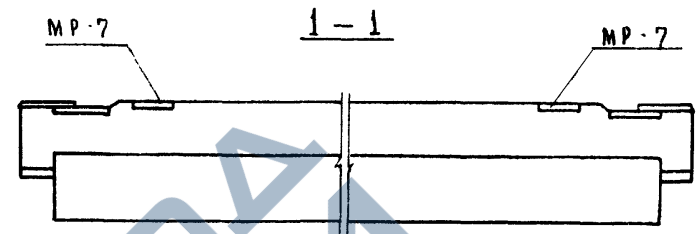
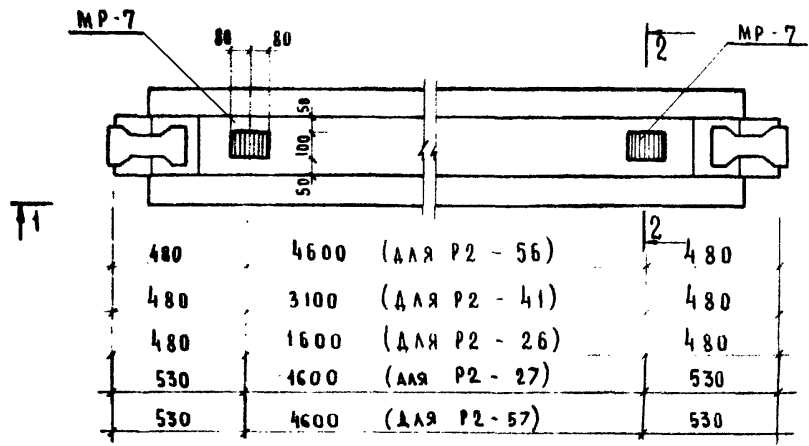


ПРИМЕЧАНИЕ

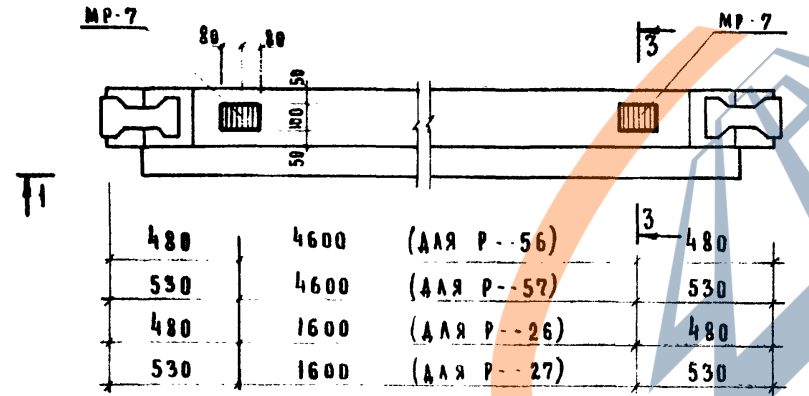
ПРИМЕЧАНИЯ СМ ЛИСТ 44

1975	ТК	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИСПОЛНИ	СЕРИЯ И.И.А.О.
		МОНТАЖНАЯ СХЕМА ЛЕСТНИЧНЫХ МАРШЕВ ПР. ЭТАЖА 4,20 М	ВЫЗВАН 6
			ЛИСТ 46

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



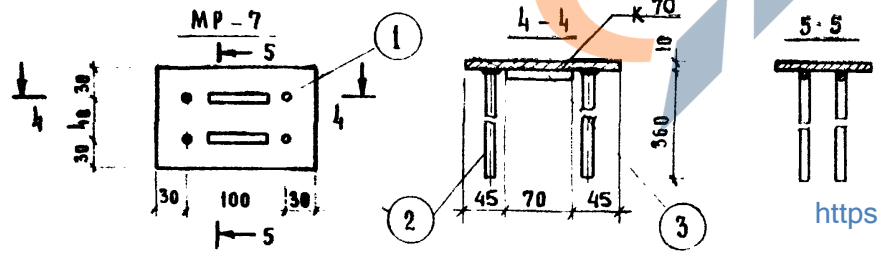
P--56; P--57; P--26; P--27



3	∅ 12 А Ш	70	5781-61*	2	0.028	0.056	
2	∅ 12 А Ш	360	5781-61*	4	0.14	0.56	
1	-10 x 100	160	82-57	1	0.75	0.75	
ИИ ПОЗ	сечение	длина	ГОСТ	КОД	шт		Примеч
					вс	вещ	
MP-7		вс		масштаб		выпуск	
		1,366		1:20			

Примечания:

1. Узел крепления связевой плиты к ригелю смотри серию ИИ-04-10 вып 5.
2. Опалубку и армирование смотри ригель соответствующей марки в альбоме серии ИИ-04-3 вып 3.



ТК	Указания по применению изделий	Серия ИИ-04-0
1973	Примеры расположения дополнительных закладных деталей в ригелях для крепления связевых плит перекрытия.	Выпуск 6 лист 47

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

Количество пролетов	Армирование	Бетон, м ³			Сталь (натуральная), кг										
		Расчетные унифицированные нагрузки кг/м ²			Расчетные унифицированные нагрузки кг/м ²										
		450			600, 800, 1250			450		600		800		1250	
		сборный	моноконтный	всего	класс предварит напряж. ар-ры панелей										
						А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II		
6+6	напряжен.	0.116	0.0177	0.134	4.80	7.88	5.20	4.71	6.40	5.02	8.06	5.85			

Расход материалов на ж.б. ригели, колонны и диафрагмы жесткости на 1 м² площади перекрытия 2^{го} сверху этажа.

Количество пролетов	Армирование	Бетон, м ³						Сталь (натуральная), кг			
		Расчетные унифицированные нагрузки кг/м ²						Расчетные унифицированные нагрузки кг/м ²			
		450			600, 800, 1250			450		600, 800	1250
		сборный	моноконт.	всего	сборный	моноконт.	всего				
6+6	ненапряж.	0.054	0.002	0.056	0.058	0.002	0.060	8.10	9.25	14.0	

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

Количество пролетов	Армирование	Бетон, м ³						Сталь (натуральная), кг							
		Расчетные унифицированные нагрузки кг/м ²						Расчетные унифицированные нагрузки кг/м ²							
		450			600, 800, 1250			450		600		800		1250	
		сборный	моноконт.	всего	сборный	моноконт.	всего	класс предварит напряж. арматуры панелей							
						А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II	А-IV	ВР-II		
6+6	—	0.170	0.02	0.19	0.174	0.02	0.194	12.90	11.98	14.45	13.56	15.65	14.27	22.06	19.85

Примечания:

1. Расход материалов на 1 м² по ж.б. панелям принят по серии ИИ-04-4 выпуск 17-18, по ж.б. ригелям принят по серии ИИ-04-3 выпуск 3, по ж.б. колоннам по серии ИИ-04-2 выпуск 3, по ж.б. диафрагмам жесткости по серии ИИ-04-6 выпуск 6
2. Объем бетона ж.б. изделий подсчитан по геометрическим размерам без учета объема арматуры
3. Подсчет расхода материалов произведен для 2^х пролетного здания в 10 этажей с поперечным каркасом при высоте этажей 3.3 м, во II районе СССР

4. В графе расхода монолитного бетона по панелям перекрытия приведен расход бетона на устройство монолитных участков между крайними панелями перекрытия и стеновыми панелями	ТД	Указания по применению изделий	серия ИИ-04
	1973	показатели расхода материалов для каркаса в колоннах сеч. 40x40 см	выпуск 1-11 48

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ ПО ЖБ ПАНЕЛЯМ НА 1 М² ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ

БЕТОН, М³
<https://zavodjbi.com/>

КОЛИЧЕСТВО ПРОЛЕТОВ	АРМИРОВАНИЕ	БЕТОН, М ³			СТАЛЬ, КГ					
		СБОРНЫЙ	МОНОЛИТНЫЙ	ВСЕГО	РАСЧЕТН УНИФИЦ НАГРУЗКИ КГ/М ²					
					450		600		800	
		КЛАСС ПРЕДВАРИТ. НАПРЯЖ. АР. РИД. ПАНЕЛЕЙ								
		А IV	ВР II	А IV	ВР II	А IV	ВР II			
Б+Б	НАПРЯЖЕН	0.17		0.17	4.84	3.91	5.24	4.34	6.45	5.06

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА ЖБ РИГЕЛЦ, КОЛОННЫ И ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ НА 1 М² ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2^{ГО} СВЕРХУ ЭТАЖА

КОЛИЧЕСТВО ПРОЛЕТОВ	АРМИРОВАНИЕ	БЕТОН, М ³			СТАЛЬ, КГ	
		СБОРНЫЙ	МОНОЛИТНЫЙ	ВСЕГО	РАСЧЕТН УНИФИЦ НАГРУЗКИ КГ/М ²	
					450	600, 800
Б+Б	НЕ НАПРЯЖЕН	0.03		0.03	6.58 / 5.20	7.41 / 6.03

РАСХОД МАТЕРИАЛОВ НА ЖБ ЭЛЕМЕНТЫ НА 1 М² ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2^{ГО} СВЕРХУ ЭТАЖА

КОЛИЧЕСТВО ПРОЛЕТОВ	АРМИРОВАНИЕ	БЕТОН, М ³			СТАЛЬ, КГ					
		СБОРНЫЙ	МОНОЛИТНЫЙ	ВСЕГО	РАСЧЕТН УНИФИЦ НАГРУЗКИ КГ/М ²					
					450		600		800	
		КЛАСС ПРЕДВАРИТ. НАПРЯЖ. АР. РЫ. ПАНЕЛЕЙ								
		А IV	ВР II	А IV	ВР II	А IV	ВР II			
Б+Б	НАПРЯЖЕН	0.147		0.147	11.42	10.43	13.65	11.75	13.86	12.48
					10.04	9.11	11.27	10.37	12.48	11.09

ПРИМЕЧАНИЯ

- 1. РАСХОД МАТЕРИАЛОВ ПО ЖБ ПАНЕЛЯМ ПРИНЯТ ПО СЕРИИ НИ-04-4 ВЫПУСК 17-18, ПО ЖБ РИГЕЛЯМ ПРИНЯТ ПО СЕРИИ НИ-04-3 ВЫПУСК 4, ПО ЖБ КОЛОННАМ ПО СЕРИИ НИ-04-2 ВЫПУСК 7 ПО ЖБ ДИАФРАГМАМ ЖЕСТКОСТИ ПО СЕРИИ НИ-04-6 ВЫПУСК 5
- 2. ПОДСЧЕТ РАСХОДА МАТЕРИАЛА ПРОИЗВЕДЕН ДЛЯ ЗАДАНИИ ШИРИНОЙ 12 М ПО СРЕДНЕЙ СЕКЦИИ ДАННОЙ С.М НА 1 М² ПЛОЩАДИ ПЕРЕКРЫТИЯ 2^{ГО} СВЕРХУ ЭТАЖА И ВЫСОТЕ ЭТАЖА 3,0 М
- 3. В ГРАФЕ РАСХОДА СТАЛИ В ЧИСЛАХ ГЕТЕ ПРИВЕДЕН РАСХОД ДЛЯ 3^И И 4^И ЭТАЖНОГО ЗАДАНИИ, В ЗНАМЕНАТЕЛЕ ДЛЯ 2^И ЭТАЖНОГО ЗАДАНИИ.

ТА	УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ ИЗДЕЛИИ		СЕРИЯ
	1973	ПОКАЗАТЕЛИ РАСХОДА МАТЕРИАЛОВ ДЛЯ КАРКАСА С КОЛОННАМИ СЕЧ. 30 × 30 СМ	НИ-04-0 ВЫПУСК 6 ЛИСТ 49