https://zavodjbi.com/

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ
И УЗЛЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

СЕРИЯ 1.020-1/83

КОНСТРУКЦИИ КАРКАСА МЕЖВИДОВОГО ПРИМЕНЕНИЯ ДЛЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ, ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ И ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

ВЫПУСК 0-4

УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ, УСТОЙЧИВОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ ЗДАНИЙ С ДИАФРАГМАМИ ЖЕСТКОСТИ
РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ

19827
ЦЕНА 2-55

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ ТИПОВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ
ГОССТРОЯ СССР

Москва, А-445, Смольная ул., 22

Сдано в печать VI 1987 года

Заказ № 6968 Тираж 2030 экз.

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ
И УЗЛЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

СЕРИЯ 1.020-1/83

КОНСТРУКЦИИ КАРКАСА МЕЖВИДОВОГО ПРИМЕНЕНИЯ ДЛЯ МНОГОЭТАЖНЫХ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ, ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ И ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

ВЫПУСК 0-4

УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ, УСТОЙЧИВОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ ЗДАНИЙ С ДИАФРАГМАМИ ЖЕСТКОСТИ
РАБОЧИЕ ЧЕРТЕЖИ

РАЗРАБОТАНЫ:

ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов

ДИРЕКТОР ИН-ТА В. ЛЕПСКИЙ
ЗАМ. ДИРЕКТОРА Л. ПАНЬШИН
НАЧ. ОТДЕЛА Б. ВОЛЫНСКИЙ
ГЛ. КОНСТР. ОТДЕЛА В. ШАЦ
ГЛ. ИНЖ ПРОЕКТА В. САВРАНСКИЙ

ЦНИИ промзданий

ГЛ. ИНЖ ИН-ТА В. ГРАНЕВ
НАЧ. ОТДЕЛА Э. КОДЫШ

УТВЕРЖДЕНЫ
Госстроем СССР
ПОСТАНОВЛЕНИЕ
ОТ 13.07.1984 г. N 112

ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ
С 01.09.1984 г.

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Обозначение	Наименование	Стр.
	Содержание	2и
1.020-1/83.0-4 01ПЗ	Общие положения	3и
1.020-1/83.0-4 02ПЗ	Статический расчет	8
1.020-1/83.0-4 03ПЗ	Проверки прочности диафрам	36
1.020-1/83.0-4 04ПЗ	Проверки несущей системы здания по предельным состояниям второй группы	45
1.020-1/83.0-4 05ПЗ	Требования, предъявляемые к конструктивной схеме здания	46
1.020-1/83.0-4 06ПЗ	Предварительный подбор количества диафрагм	48
1.020-1/83.0-4 07ПЗ	Автоматизированные методы расчета	51
1.020-1/83.0-4 08ПЗ	Примеры расчета	52
1.020-1/83.0-4 09ПЗ	Рекомендации по расчету дисков перекрытия	88
1.020-1/83.0-4 10ПЗ	Приложение N1. Пример расчета здания по программе „Приказ"	91
1.020-1/83.0-4 11ПЗ	Приложение N2. Параметры несущей способности диафрагм жесткости	119
1.020-1/83.0-4 12ПЗ	Приложение N3. Ветровые нагрузки	128
1.020-1/83.0-4 13ПЗ	Приложение N4. Осевые и изгибные жесткости плоских диафрагм	130
1.020-1/83.0-4 14ПЗ	Приложение N5. Расчетные несущие способности стенок диафрагм жесткости	132

Изм. внесены	рук. тр	Леонтьева	29.08.1985	1.020-1/83.0-4 00
Нач. отд.	Волынский			Содержание
Н. контр.	Кашелкина			
Гл. конст.	Шац			
Нач. отд.	Панбшин			
Инженер	Шевченко			

Стадия	Лист	Листов
Р	М	1

ЦНИИЭП торгово бытовых зданий и туристских комплексов

19827

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Область применения и краткая характеристика

Настоящие "Указания" включают методы определения усилий в элементах пространственных несущих систем каркасно-панельных зданий, проектируемых с применением сборных типовых железобетонных изделий серии 1.020-1/83, деформаций здания, а также проверок прочности конструкции и их соединений

При подготовке настоящих "Указаний" учтены требования следующих нормативных документов:

СНиП П-А.10-71. "Строительные конструкции и основания. Основные положения проектирования;

СНиП П-6-74 "Нагрузки и воздействия";

СНиП П-21-75 "Бетонные и железобетонные конструкции;

СНиП П-15-74 "Основания зданий и сооружений";

"Руководство по расчету зданий и сооружений на действие ветра", М. Стройиздат, 1978.

"Указания" распространяются на проектирование зданий любой этажности с колоннами каркаса - сечением 300×300 и 400×400 мм.

1.2. Конструктивные особенности каркаса серии 1.020-1/83, определяющие выбор расчетных моделей здания и методов расчета.

Изм внес	Рук гр. инж	Леонтьева	29.08 1985	1.020-1/83.0-4 01 ПЗ
Нач отд.	Волынский			Общие положения
Н контр.	Кашелкина			
Гл констр	Шац			
Нач отд-ния	Паньшин			
Инженер	Симонов			

Стадия	Лист	Листов
Р	1 И	5

ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов

Взам. инв. № | Подпись и дата | Инв. № подл.

19827 4

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

1.2.1. Основной конструктивной особенностью каркаса серии 1.020-1/83, отражающейся как на характере действительной работы несущих конструкций здания, так и на выборе расчетных моделей и методов расчета, является малая несущая способность и жесткость узлов каркаса. В результате рамы каркаса практически не оказывают сопротивления горизонтальным перемещениям здания, и поэтому его пространственная неизменяемость обеспечивается системой вертикальных элементов, которые в дальнейшем называются "диафрагмами жесткости".

1.2.2. Диафрагмы жесткости выполняются преимущественно сборными и образуются путем заполнения каркаса стенами жесткости (такие диафрагмы в дальнейшем именуются "типовыми").

Для высоких зданий могут применяться монолитные железобетонные диафрагмы и ядра жесткости. В отдельных случаях возможно выполнение диафрагм жесткости в виде несущих кирпичных и каменных наружных (внутренних) стен или комплексных конструкций, образованных путем заполнения сборного железобетонного каркаса кирпичными перегородками. В дальнейшем подобные конструкции будем сокращенно называть "нетиповыми диафрагмами жесткости". Технико-экономическая целесообразность применения нетиповых диафрагм жесткости определяется местными ресурсами и индустриальной базой района строительства.

Как типовые, так и нетиповые диафрагмы жесткости могут иметь сложную в плане форму поперечного сечения открытого или замкнутого (т.н. "ядра жесткости") профиля.

1.2.3. Типовые и, в подавляющем большинстве, нетиповые диафрагмы жесткости являются составными, включающими колонны каркаса и сборные, монолитные или каменные стенки. Эти элементы

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ДИАФРАГМ ОБЪЕДИНЕНЫ СВЯЗЯМИ (ЗАКЛАДНЫМИ ДЕТАЛЯМИ, АНКЕРАМИ И Т. П.), КОТОРЫЕ ОБЕСПЕЧИВАЮТ ИХ СОВМЕСТНУЮ РАБОТУ И, СЛЕДОВАТЕЛЬНО, ДОЛЖНЫ ПЕРЕДАВАТЬ РАСЧЕТНЫЕ УСИЛИЯ.

СВЯЗИ И СОЕДИНЕНИЯ ОБЛАДАЮТ НЕКОТОРОЙ ПОДАТЛИВОСТЬЮ, А ИХ ДЕФОРМАЦИИ ОКАЗЫВАЮТ ЗАМЕТНОЕ ВЛИЯНИЕ НА РАСПРЕДЕЛЕНИЕ УСИЛИЙ МЕЖДУ ЭЛЕМЕНТАМИ ДИАФРАГМ И НА ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ЗДАНИЯ. ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ РАСТВОРНЫЕ ШВЫ СБОРНЫХ ДИАФРАГМ УВЕЛИЧИВАЮТ ДЕФОРМАТИВНОСТЬ СТЕНОК ЖЕСТКОСТИ, ЧТО В СВОЮ ОЧЕРЕДЬ СКАЗЫВАЕТСЯ НА РЕЗУЛЬТИРУЮЩЕМ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОМ СОСТОЯНИИ КОНСТРУКЦИЙ.

1.2.4. ОСНОВАНИЕ ЗДАНИЙ ТОЛЬКО В ЕДИНИЧНЫХ СЛУЧАЯХ МОЖЕТ СЧИТАТЬСЯ АБСОЛЮТНО ЖЕСТКИМ. ПРАКТИЧЕСКИ ВСЕГДА ОСНОВАНИЕ ОБЛАДАЕТ ОПРЕДЕЛЕННОЙ ПОДАТЛИВОСТЬЮ, ЧТО ОТРАЖАЕТСЯ НА ВЕЛИЧИНАХ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ В НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЯХ И ПОЛНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ЗДАНИЯ.

1.2.5. ЭКОНОМИЧЕСКИ ЦЕЛЕСООБРАЗНЫ НЕСУЩИЕ СИСТЕМЫ, ЭЛЕМЕНТЫ КОТОРЫХ ИМЕЮТ ПЕРЕМЕННУЮ ПО ВЫСОТЕ ЖЕСТКОСТЬ ИЛИ ЧАСТИЧНО ОБРЫВАЮТСЯ В СООТВЕТСТВИИ С ХАРАКТЕРОМ ИЗМЕНЕНИЯ НАГРУЗОК ПО ВЫСОТЕ ЗДАНИЯ.

1.3. ВЫБОР РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ ЗДАНИЯ.

1.3.1. ПЕРЕЧИСЛЕННЫЕ В П. 1.2 КОНСТРУКТИВНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ЗДАНИЙ СО СВЯЗЕВЫМ КАРКАСОМ СЕРИИ 1.020-1/83 МОЖНО УЧЕСТЬ, ИСПОЛЬЗУЯ РАЗЛИЧНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ И МЕТОДЫ РАСЧЕТА.

1.3.2. ПО РЕЗУЛЬТАТАМ НАУЧНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ, ВЫПОЛНЕННЫХ ДЛЯ ОБОСНОВАНИЯ РЕКОМЕНДУЕМЫХ МЕТОДОВ С УЧЕТОМ КОНКРЕТНЫХ ЗНАЧЕНИЙ ПАРАМЕТРОВ ПОДАТЛИВОСТИ СТЫКОВ И ШВОВ, А ТАКЖЕ ЖЕСТКОСТЕЙ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, В "УКАЗАНИЯХ" ИСПОЛЬЗОВАНА ДИСКРЕТНО-

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

КОНТИНУАЛЬНАЯ РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ С АБСОЛЮТНО ЖЕСТКИМИ СВЯЗЯМИ СДВИГА, А ПОДАТЛИВОСТЬ СОЕДИНЕНИЙ УЧИТЫВАЕТСЯ С ПОМОЩЬЮ КОЭФФИЦИЕНТОВ УСЛОВИЙ РАБОТЫ.

1.3.3. ВОЗМОЖНО ТАКЖЕ ПРИМЕНЕНИЕ ИНЫХ РАСЧЕТНЫХ МОДЕЛЕЙ ЗДАНИЯ, В ТОМ ЧИСЛЕ ДИСКРЕТНЫХ, В КОТОРЫХ ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ ПРЕДСТАВЛЯЮТСЯ В ВИДЕ СТЕРЖНЕВЫХ ИЛИ СОСТАВНЫХ КОМБИНИРОВАННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ. В ЭТОМ СЛУЧАЕ МОГУТ БЫТЬ ИСПОЛЬЗОВАНЫ СТАНДАРТНЫЕ ПРОГРАММЫ, РЕАЛИЗУЮЩИЕ РАЗЛИЧНЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА СТЕРЖНЕВЫХ КОНСТРУКЦИЙ ИЛИ МЕТОД КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ. ПРИ НАДЛЕЖАЩЕМ ВЫБОРЕ РАСЧЕТНЫХ ПАРАМЕТРОВ ЭЛЕМЕНТОВ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ ЗДАНИЯ ПОДОБНЫЕ МЕТОДЫ МОГУТ ОБЕСПЕЧИВАТЬ ДОСТАТОЧНУЮ ДЛЯ ПРАКТИЧЕСКИХ ЦЕЛЕЙ ТОЧНОСТЬ В СОЧЕТАНИИ С РАЗУМНОЙ ТРУДОЕМКОСТЬЮ РАСЧЕТОВ.

1.4. МЕТОДИЧЕСКИЕ ПРЕДПОСЫЛКИ.

1.4.1. ПОСКОЛЬКУ ОСНОВОЙ МАКСИМАЛЬНОГО СОКРАЩЕНИЯ СТОИМОСТИ И СРОКОВ ПРОЕКТИРОВАНИЯ НА СОВРЕМЕННОМ ЭТАПЕ ЯВЛЯЕТСЯ ШИРОКОЕ ВНЕДРЕНИЕ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОЙ ТЕХНИКИ, В СОСТАВЕ "УКАЗАНИЙ" РАЗРАБОТАНА ПРОГРАММА КОМПЛЕКСНОГО АВТОМАТИЗИРОВАННОГО РАСЧЕТА КАРКАСНО-ПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ (ПРИКАЗ), С ПОМОЩЬЮ КОТОРОЙ МОГУТ БЫТЬ ВЫПОЛНЕНЫ ВСЕ СТАТИЧЕСКИЕ И ПРОЧНОСТНЫЕ РАСЧЕТЫ КАРКАСНО-ПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ, ПРОЕКТИРУЕМЫХ С ПРИМЕНЕНИЕМ КОНСТРУКЦИЙ СЕРИИ 1.020-1/83 РАЗВЕРНУТАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ПРОГРАММЫ ПРИВЕДЕНА В П.7 НАСТОЯЩИХ "УКАЗАНИЙ."

ПРОГРАММА ПОЗВОЛЯЕТ РАССЧИТЫВАТЬ ЗДАНИЯ, ВКЛЮЧАЮЩИЕ КАК ТИПОВЫЕ, ТАК И НЕТИПОВЫЕ ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ, ПРИ ЛЮБОЙ КОНФИГУРАЦИИ В ПЛАНЕ ЗДАНИЯ И ДИАФРАГМ.

ПРОГРАММА РАЗРАБОТАНА ДЛЯ ЭВМ КЛАССА ЕС И РЕАЛИЗОВАНА НА

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ЭВМ ЕС-1032.

1.4.2 Учитывая специфику задач, стоящих перед проектировщиком на различных стадиях проектирования, "Указания" включают широкий набор алгоритмов, которые можно использовать как для руч-ных расчетов, так и для частичной механизации наиболее трудоемких этапов силами отделов механизации инженерных расчетов проектных организаций с использованием ЭВМ малой мощности.

1.4.3. Все вспомогательные материалы-таблицы числовых значений и графики, позволяющие упростить процесс определения жесткостей элементов и проверок их прочности, которые включены в настоящие "Указания", разработаны для типовых сборных железобетонных диафрагм.

При проектировании зданий, включающих нетиповые диафрагмы, в задачу проектировщика входит определение характеристик жесткости конструкций, а также последующие проверки их прочности в соответствии с требованиями соответствующих глав СНиП. При выполнении статических расчетов зданий с целью определения внутренних усилий в конструктивных элементах и перемещений в полном объеме могут быть использованы методы, алгоритмы и программы, приведенные в "Указаниях".

ЗАВОДА ЖБИ

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

2. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ

2.1. Расчетная схема здания.

2.1.1. Расчетная схема здания представляет совокупность плоских типовых или нетиповых диафрагм жесткости (рис. 2.1).

Для зданий с диафрагмами сложной в плане формы принимается аналогичная расчетная схема, в состав которой входят только плоские диафрагмы (см. п. 2.4). При этом типовые диафрагмы могут быть двух видов - двухколонные и одноколонные.

2.1.2. Основными параметрами диафрагм, влияющими на результаты статических расчетов, являются величины их изгибной B и осевой A жесткостей, которые принимаются равными:

$$B = K_{деф} B^{\bullet}; \qquad A = K_{деф} A^{\bullet} \qquad (2.1\text{-}1)$$

где $A^{\bullet}; B^{\bullet}$ – осевая и изгибная жесткости диафрагмы с абсолютно жесткими (монолитными) соединениями;

$K_{деф}$ – коэффициент условий работы, учитывающий влияние податливости соединений на жесткость диафрагм.

2.1.3. Изгибные B° и осевые $A^{\bullet}$ жесткости для сборных диафрагм основных типов приведены в Приложении 4.

2.1.4. Коэффициент условий работы $K_{деф}$ учитывает снижение жесткости сборных диафрагм вследствие податливости закладных деталей. Величина коэффициента $K_{деф}$ зависит от относительной высоты диафрагмы $\beta = \frac{H}{b}$ (где H – высота здания; b – высота попереч-

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

			1.020-1/83.0-4 02 ПЗ
Начотд.	Волынский		Стадия: Р; Лист: 1; Листов: 28
Н. контр.	Кашелкина		Статический расчет
Гл. констр.	Шац		ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов
Начотд я	Паньшин		
Инженер	Симонов		

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Рис. 2.1
Расчетная схема здания

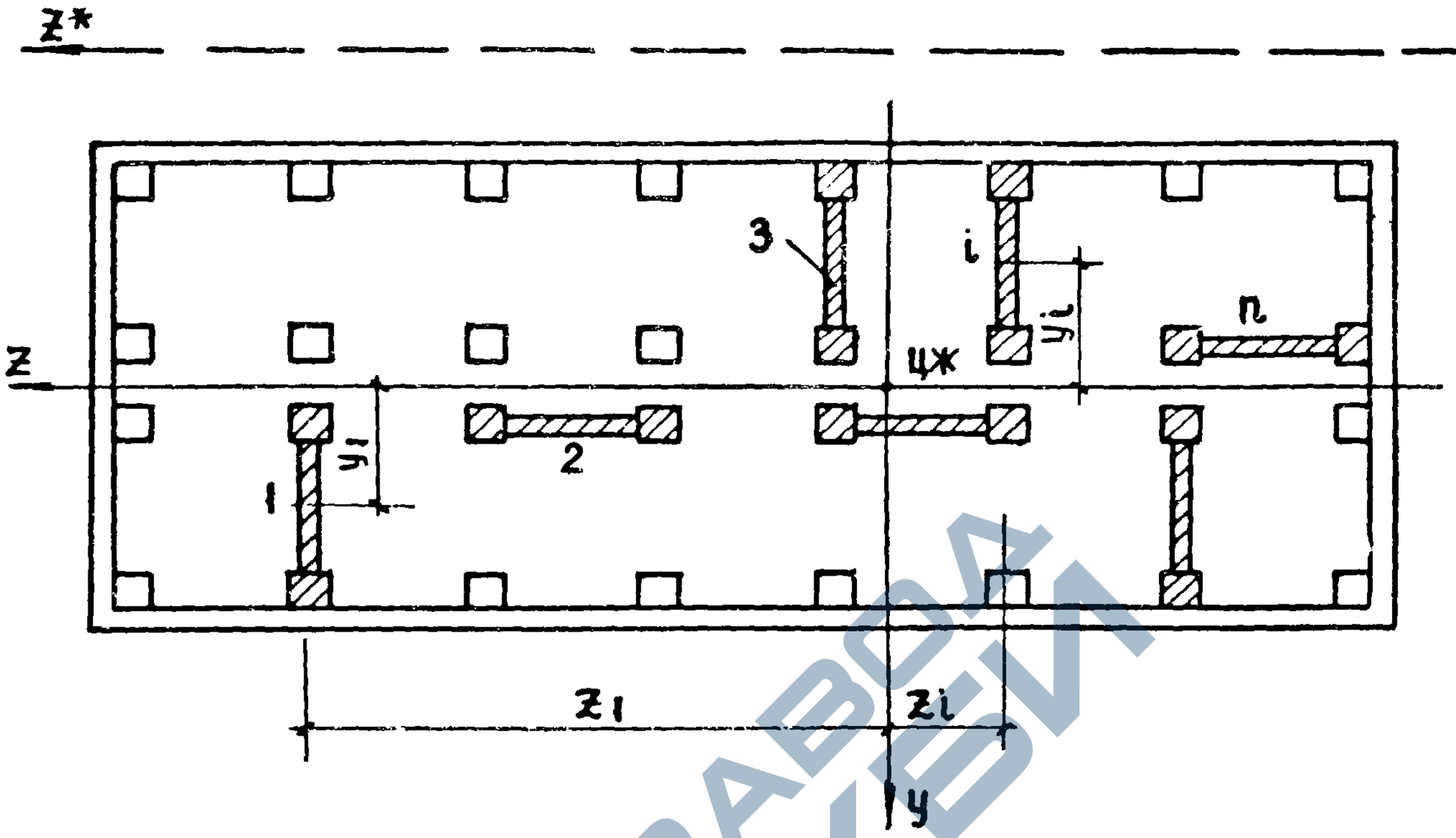
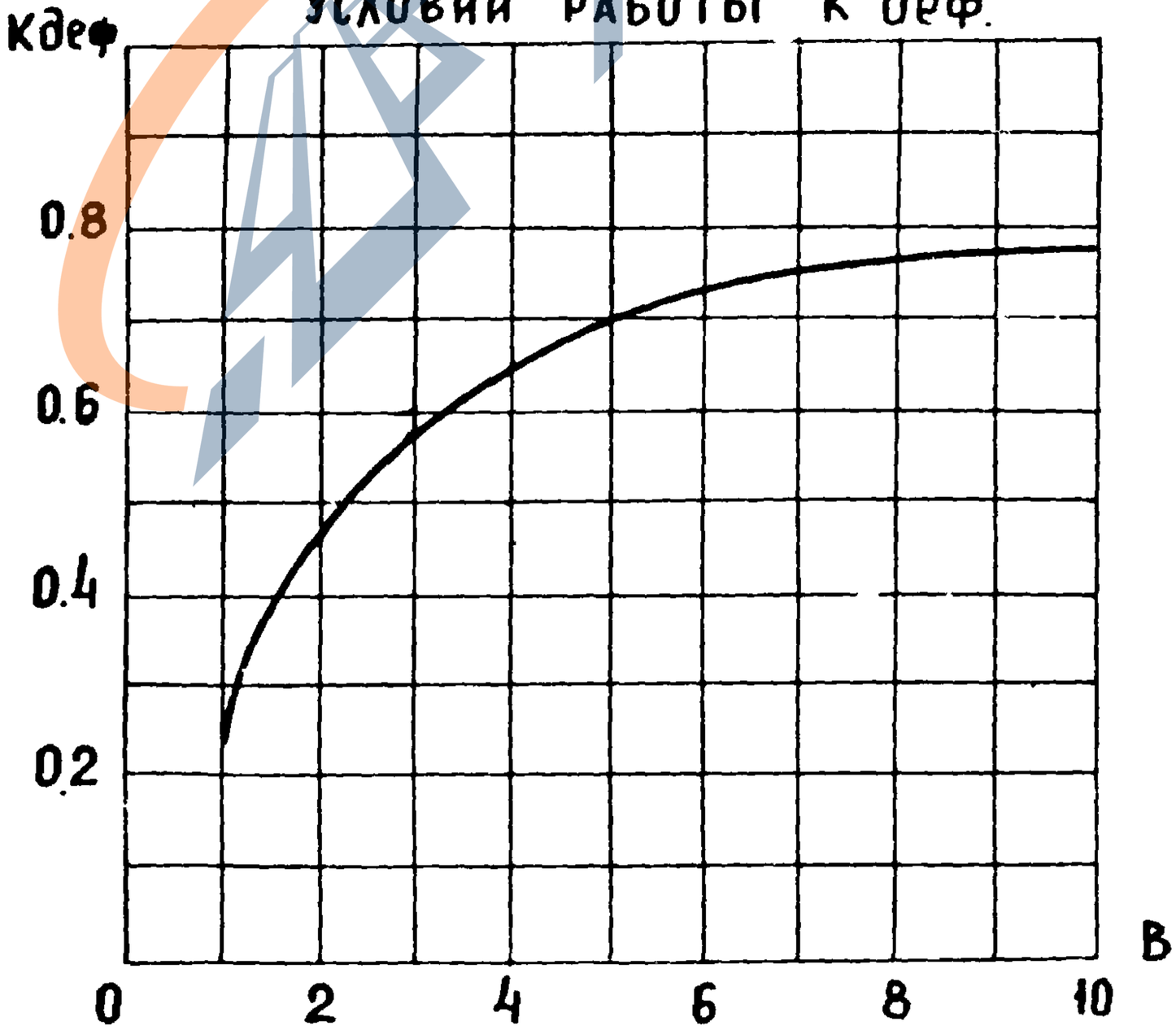


Рис 2.2а
График для определения коэффициента условий работы К деф.



Инв № подл. | Подпись и дата | Взам. инв №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ного сечения) и возрастает с увеличением высоты здания Значения коэффициента $K_{деф}$ можно определить по формуле

$$K_{деф} = \frac{2.6B - 1.3}{2+3B} \qquad (2.1\text{-}2)$$

или по графику на рис 2.2а

2.1.5. Расчеты выполняются в системе прямоугольных координат (рис.2.1). Оси координат направляются параллельно разбивочным осям здания, начало координат располагается в центре жесткостей плоских диафрагм. Расстояния от произвольной точки "0" плана до центра жесткостей вычисляются по формулам:

$$a_y = \frac{\sum_{i=1}^{n} B_{iy} y_i^*}{\mathcal{D}_z}, \quad a_z = \frac{\sum_{i=1}^{n} B_{iz} z_i^*}{\mathcal{D}_y} \qquad (2.1\text{-}3)$$

где B_{iy}, B_{iz} – изгибные жесткости диафрагм, относительно местных центральных осей, параллельных одноименным осям координат;

$\mathcal{D}_y, \mathcal{D}_z$ – суммарные жесткости здания;

y_i^*, z_i^* – координаты диафрагм, определенные в произвольной системе, имеющей начало в любой точке "0" плана (произвольная система координат показана на рис. 2.1 пунктиром);

n – количество диафрагм.

Суммарные жесткости здания равны:

$$\mathcal{D}_y = \sum_{i=1}^{n} B_{iz}; \quad \mathcal{D}_z = \sum_{i=1}^{n} B_{iy} \qquad (2.1\text{-}4)$$

После определения положения центра жесткостей и переноса в эту точку начала координат вычисляется суммарная изгибно-крутильная жесткость здания:

$$\mathcal{D}_\theta = \sum_{i=1}^{n} \left(B_{iz} z_i^2 + B_{iy} y_i^2\right) \qquad (2.1\text{-}5)$$

где y_i, z_i – координаты диафрагм, определенные в системе

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам. инв.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

прямоугольных координат с началом в центре жесткостей.

2.1.6. Степень деформативности основания под отдельными диафрагмами жесткости оценивается с помощью коэффициента жесткости m, представляющего собой коэффициент пропорциональности между величиной момента M и углом поворота $\mathcal{L}$ подошвы фундамента

$$M = m \cdot \mathcal{L} \qquad (2.1\text{-}6)$$

Для грунтовых и свайных оснований коэффициент жесткости численно равен:

$$m = \frac{1}{i} \qquad (2.1\text{-}7)$$

где i – угол поворота (крен) фундамента, определенный по формуле (8) Приложения 3 СНиП П-15-74 "Основания зданий и сооружений" при действии единичного момента.

Для выполнения статических расчетов здания необходимо определить суммарные жесткостные характеристики основания:

$$R_y = \sum_{i=1}^{n_\phi} m_{iz}\, i \quad ; \quad R_z = \sum_{i=1}^{n_\phi} m_{iy}\, i$$

$$R_\theta = \sum_{i=1}^{n_\phi} \left(m_{iz} \cdot z_{\phi i}^2 + m_{iy} \cdot y_{\phi i}^2 \right) \qquad (2.1\text{-}8)$$

где m_{iz}, m_{iy} – коэффициенты жесткости фундамента при повороте его вокруг собственных центральных осей, параллельных осям Z и Y соответственно;

n_ϕ – количество фундаментов.

Если роль податливого основания играют конструкции нижних этажей при нестандартном решении с обрывами диафрагм и т. п., то величина коэффициента m жесткости основания определяется расчетом этих конструкций на вынужденные единичные перемещения $\mathcal{L} = 1$ или на действие единичных моментов $M = 1$.

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

2.2 Нагрузки

2.2.1. Горизонтальные (ветровые) нагрузки определяются по СНиП II-6-74 или по Прил. 3 настоящих „Указаний". В качестве параметра, определяющего величину горизонтальной нагрузки на здание, принимается суммарный момент M° в нижнем сечении диафрагм.

2.2.2 Вертикальные нагрузки диафрагм могут быть постоянными и временными. Полная вертикальная нагрузка P диафрагмы равна равнодействующей всех вертикальных нагрузок, передаваемых ригелями, плитами перекрытий (покрытия) и стеновыми панелями.

При расчете диафрагм жесткости каркасно-панельных зданий. Временные нагрузки допускается снижать в соответствии с п. 3.9 СНиП II-6-74 „Нагрузки и воздействия".

При несимметричном загружении вертикальная нагрузка P приложена к диафрагме с эксцентриситетом e. Внецентренные вертикальные нагрузки могут вызывать горизонтальные перемещения здания, что приводит к появлению изгибающих моментов во всех диафрагмах, в том числе центрально загруженных.

2.2.3. Для дальнейших статических расчетов здания вычисляются суммарные изгибающие моменты M_y и M_z, и бимомент $M_в$ всех вертикальных и горизонтальных нагрузок:

$$M_y = \left(M_y^{\circ} + \sum_{i=1}^{n} P_i \cdot e_{iy}\right) \eta_y; \qquad (2.2.1)$$

$$M_z = \left(M_z^{\circ} + \sum_{i=1}^{n} P_i \cdot e_{iz}\right) \eta_z;$$

$$M_{\omega} = \left[M_y^{\circ} \cdot z_{\omega} - M_z^{\circ} y_{\omega} + \sum_{i=1}^{n} P_i \left(e_{iy} \cdot z_i - e_{iz} \cdot y_i\right)\right] \cdot h_{\omega}$$

где M_y°, M_z° - суммарные моменты горизонтальных (ветровых) нагрузок;

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

P_i ; $P_i e_i$ — ВЕРТИКАЛЬНАЯ НАГРУЗКА ОТДЕЛЬНОЙ ДИАФРАГМЫ И МОМЕНТ ОТ ЕЕ ВНЕЦЕНТРЕННОГО ПРИЛОЖЕНИЯ;

z_o , y_o — РАССТОЯНИЕ ОТ ТОЧЕК ПРИЛОЖЕНИЯ РАВНОДЕЙСТВУЮЩЕЙ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК ДО НАЧАЛА КООРДИНАТ;

η — КОЭФФИЦИЕНТЫ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА, КОТОРЫЕ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ПО УКАЗАНИЯМ П.П. 2.3.9 И 2.4.7;

n — КОЛИЧЕСТВО ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ.

Эксцентриситеты e_{iy} , e_{iz} вертикальных нагрузок P_i относительно центра тяжести диафрагм считаются положительными, если их направление совпадает с направлением одноименных координатных осей.

Моменты горизонтальных нагрузок M_y^*, M_z^* считаются положительными, если направление нагрузок q_y, q_z совпадает с направлением одноименных координатных осей.

2.2.4. Для высоких протяженных в плане зданий следует учитывать указания п.5.10 "Руководства по расчету зданий и сооружений на действие ветра" (Стройиздат, М. 1978) и принимать дополнительные эксцентриситеты для ветровых нагрузок, действующих под углом к разбивочным осям здания. В этом случае возможно появление расчетных несимметричных воздействий для зданий с симметричной конструктивной схемой.

2.3. Расчет здания с плоскими диафрагмами.

2.3.1. Параметрами, полностью определяющими напряженно-деформированное состояние элементов пространственной несущей системы здания с плоскими диафрагмами, служат вторые производ-

ИНВ.№ ПОДЛ. | ПОДПИСЬ И ДАТА | ВЗАМ. ИНВ.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ные (кривизны) поступательных перемещений оси, проходящей через центр жесткостей $\mathcal{H}_{cy} = v''_{cy}$, $\mathcal{H}_{oz} = v''_{oz}$, и угла закручивания $\mathcal{H}_0 = \theta''$ здания в заделке.

2.3.2. Кривизны вычисляются по формулам:

$$\mathcal{H}_{oy} = \frac{M_y}{\mathcal{D}_y}\ ;\quad \mathcal{H}_{oz} = \frac{M_z}{\mathcal{D}_z}\ ;\quad \mathcal{H}_0 = \frac{M_\theta}{\mathcal{D}_\theta} \qquad (2.3.1)$$

2.3.3. Кривизны $\mathcal{H}_{oy}$, $\mathcal{H}_{oz}$ и $\mathcal{H}_\theta$, вычисленные по формулам (2.3.1), соответствуют перемещениям точки плана здания, совпадающей с началом координат. Кривизны диафрагм, параллельных осям y и z соответственно, равны:

$$\mathcal{H}_{iy} = \mathcal{H}_{cy} + \mathcal{H}_\theta \cdot z_i\ ; \qquad (2.3.2)$$

$$\mathcal{H}_{iz} = \mathcal{H}_{cz} - \mathcal{H}_\theta \cdot y_i$$

где y_i, z_i — координаты диафрагмы.

2.3.4. Изгибающие моменты M_i в диафрагмах вычисляются по формуле:

$$M_i = -\mathcal{H}_i B_i \qquad (2.3.3)$$

Положительное направление изгибающих моментов показано на рис. 2.26.

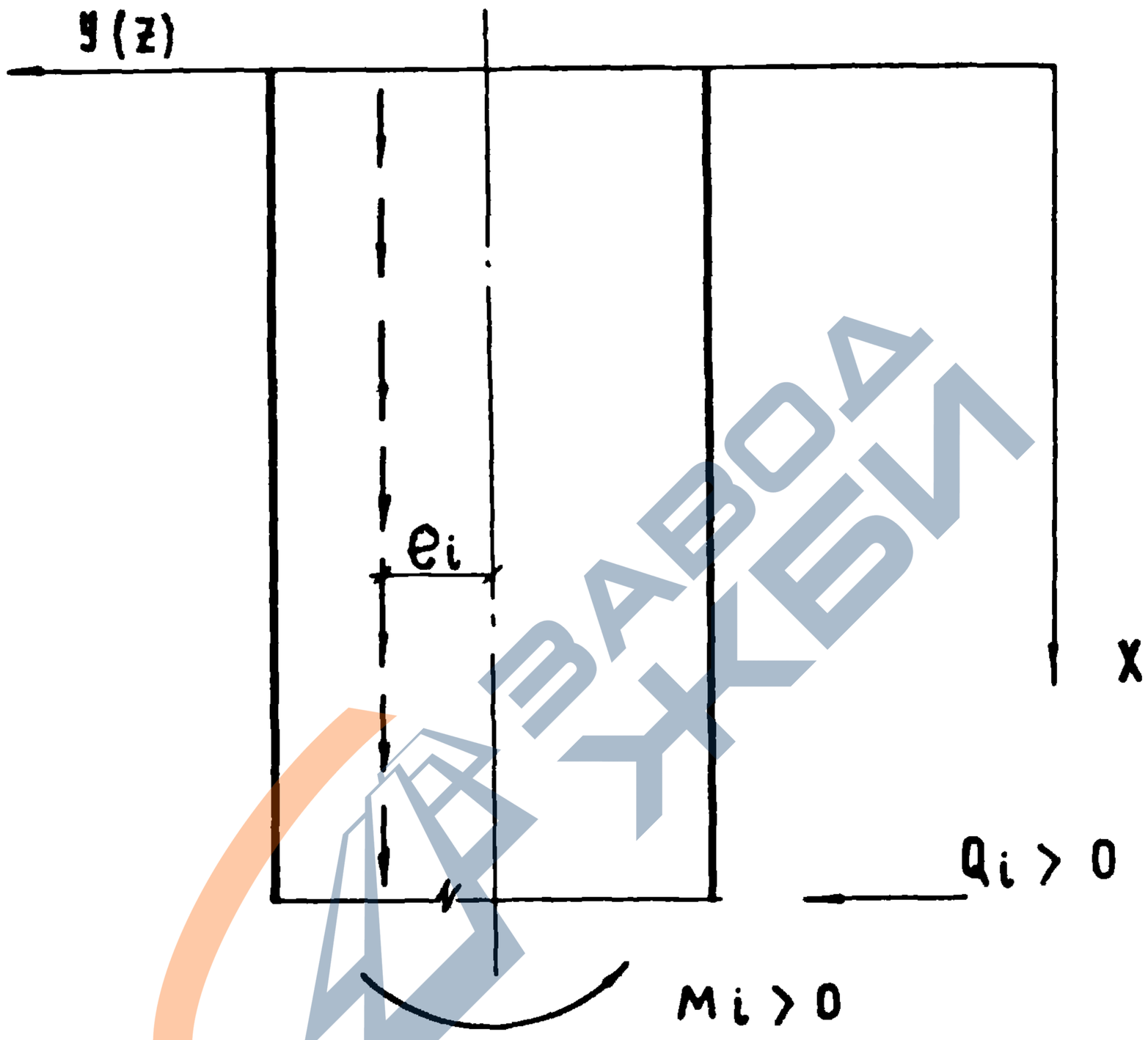
2.3.5. Поперечные силы в нижнем сечении диафрагмы, вызванные горизонтальными нагрузками равны:

$$Q = \frac{M_i}{2H} \cdot (\alpha + 3) \qquad (2.3.4)$$

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Рис. 2.2 б



ЗАВОД ЖБИ

Инв.№ подл. | Подп. и дата | Взам. инв.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

где M_i – изгибающий момент в диафрагме от горизонтальных нагрузок;

a – отношение ординаты эпюры ветровой нагрузки в уровне заделки к ординате в вершине здания.

Поперечные силы от горизонтальных нагрузок убывают по высоте здания (см. п. 3.3).

Поперечные силы, вызванные вертикальными нагрузками, равны

$$Q_i = \frac{M_i + P_i \cdot a}{H} \qquad (2.3.-5)$$

где M_i – изгибающий момент в диафрагме от вертикальных нагрузок.

Эти поперечные силы сохраняют постоянное значение по всей высоте здания.

2.3.6. Продольные силы N_i в плоских диафрагмах равны равнодействующей вертикальных нагрузок:

$$N_i = P_i \qquad (2.3-6)$$

2.3.7. Приращение сдвигающих сил, действующих по вертикальным швам, в пределах одного этажа (т.н. "этажные" сдвигающие силы), вычисляются по формуле:

$$T_{эт} = K_т \cdot \left[M_{эт} \cdot \frac{\bar{A}\,\bar{e}}{B} \pm N_{эт}\left(\frac{\bar{A}}{A} - \frac{\bar{N}_{эт}}{N}\right)\right] \qquad (2.3-7)$$

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

$N_{эт}$ – полное приращение продольной силы в диафрагме в пределах высоты этажа;

$\bar{N}_{эт}$ – часть вертикальной нагрузки одного этажа, приложенная к той части диафрагмы, которая отсечена вертикальным швом (заштрихована на рис. 2.3.);

A, B – осевая и изгибная жесткости диафрагмы;

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

$\bar{A}$ – ОСЕВАЯ ЖЕСТКОСТЬ ОТСЕЧЕННОЙ ЧАСТИ ДИАФРАГМЫ;

$\bar{e}$ – РАССТОЯНИЕ ОТ ЦЕНТРА ТЯЖЕСТИ ОТСЕЧЕННОЙ ЧАСТИ ДО ЦЕНТРА ТЯЖЕСТИ СЕЧЕНИЯ ДИАФРАГМЫ;

$K_т$ – КОЭФФИЦИЕНТ УСЛОВИЙ РАБОТЫ, УЧИТЫВАЮЩИЙ УМЕНЬШЕНИЕ СДВИГАЮЩИХ УСИЛИЙ ВСЛЕДСТВИЕ ПОДАТЛИВОСТИ СОЕДИНЕНИЙ.

При вычислении осевых жесткостей отсеченной части диафрагмы следует использовать данные, приведенные в Приложении 4.

Значения коэффициента условий работы $K_т$ вычисляются в зависимости от относительной высоты диафрагмы β (см п 2.1.2) по формуле.

$$K_т = \frac{\beta - 0.45}{\beta - 0.15} \qquad (2.3\text{-}8)$$

или по графику на рис. 2.4.

Правило знаков. Сдвигающая сила $T_{эт}$ считается положительной, если стремится повернуть отсеченную часть против часовой стрелки (на рис 2.3 показано положительное направление сдвигающей силы); изгибающий момент считается положительным, если растягивает левое волокно; знак "плюс" в формуле (2.3-7) принимается, если отсеченной частью считается часть диафрагмы, расположенная справа от вертикального шва

Наибольшие сдвигающие усилия имеют место в уровне второго или третьего снизу этажа (см табл 2.1)

Приращения продольных сил при одинаковых нагрузках этажей можно определить по формуле:

$$N_{эт} = \frac{N}{n} \qquad (2.3\text{-}9)$$

Приращения изгибающих моментов при одинаковых высотах этажей при действии горизонтальных нагрузок равны.

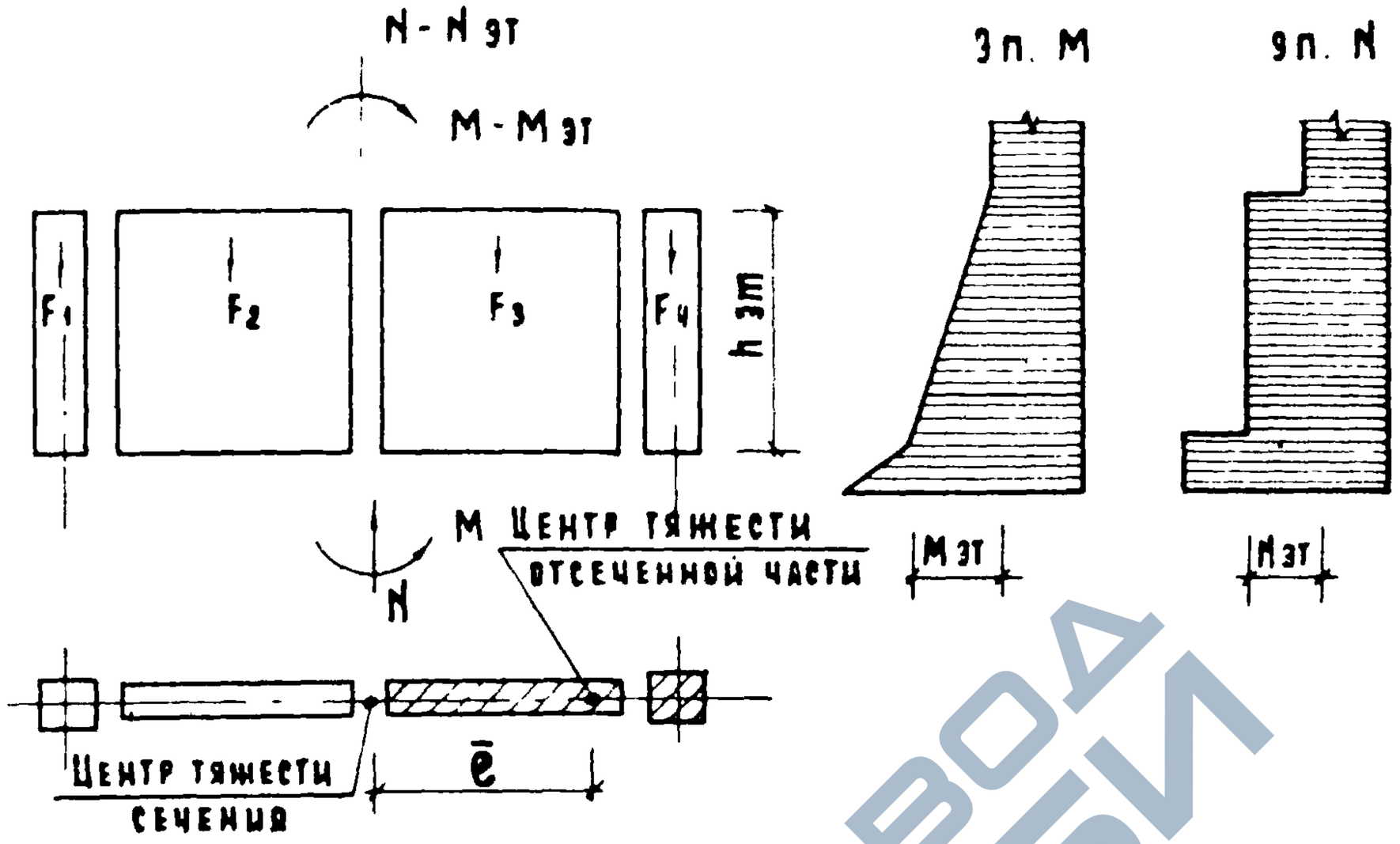
для второго этажа $M_{эт} = M \frac{2n - 3}{n^2}$ (2.3-10)

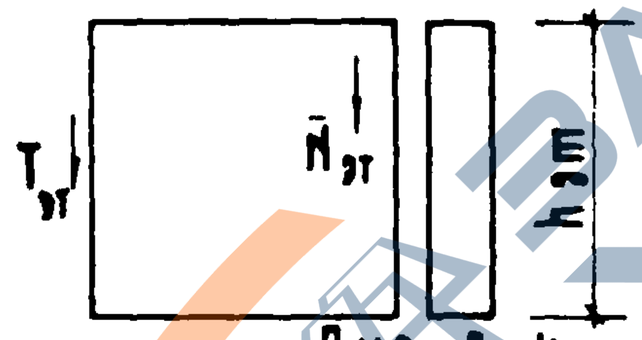
Инв № подл | Подпись и дата | Взам инв №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Рис 2.3
К расчету сдвигающих сил в закладных деталях и перемычках

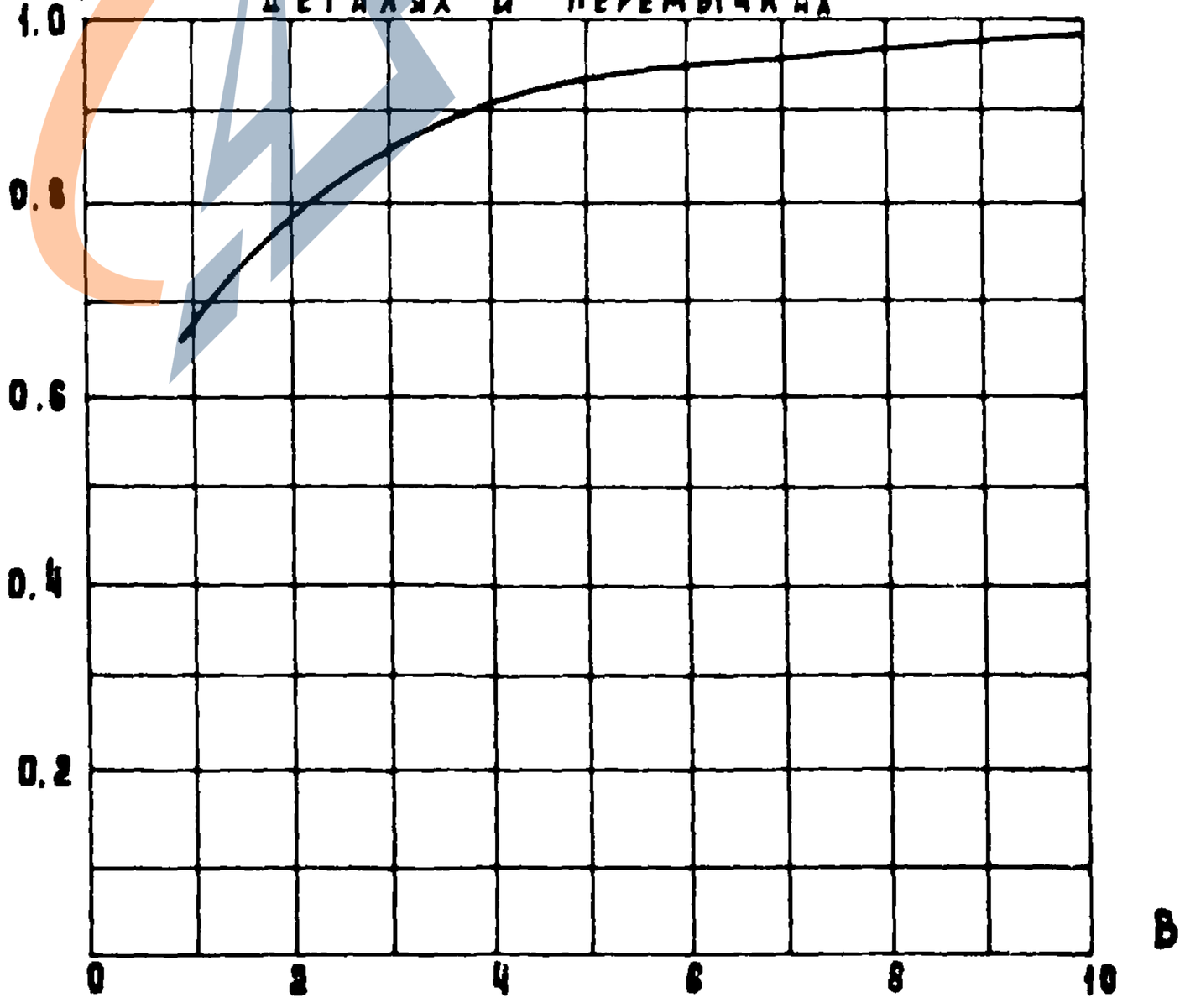




$$N_{эт} = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$$

$$\bar{N}_{эт} = F_3 + F_4$$

Рис. 2.4
К расчету сдвигающих сил в закладных деталях и перемычках



Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

для третьего этажа $M_{эт} = M \frac{2n-5}{n^2}$ (2.3-11)

Приращения изгибающих моментов при действии вертикальных нагрузок в уровне любого этажа равны:

$$M_{эт} = \frac{M}{n} \qquad (2.3\text{-}12)$$

В формулах (2.3.9) – (2.3.12) обозначено:

N, M – продольная сила и изгибающий момент в рассматриваемой диафрагме в уровне обреза фундамента,

n – количество этажей.

При неодинаковых высотах этажей приращение изгибающего момента в пределах расчетного этажа определяется по формулам:

при действии горизонтальных нагрузок

$$M_{эт} = M \cdot \frac{(2H - H_1 - H_2)\cdot(H_2 - H_1)}{H^2}; \qquad (2.3\text{-}13)$$

при действии вертикальных нагрузок

$$M_{эт} = M \cdot \frac{H_2 - H_1}{H} \qquad (2.3\text{-}14)$$

В формулах (2.3-13) и (2.3-14) принято:

H_1, H_2 – отметки соответственно низа и верха расчетного этажа.

2.3.8. Полные перемещения центра жесткостей на уровне вершины здания равны сумме перемещений, происходящих от изгиба конструкций и деформаций податливого основания:

$$v_{oy} = v_{oy}^{изг} + v_{oy}^{осн}; \quad v_{oz} = v_{oz}^{изг} + v_{oz}^{осн}; \quad \theta = \theta^{изг} + \theta^{осн} \qquad (2.3\text{-}15)$$

Перемещения (поступательные и угол закручивания) вершины здания от изгиба конструкций определяются численным интегрированием кривизн, вычисленных по формулам (2.3.1).

При действии горизонтальных нагрузок перемещения равны:

$$v_{oy}^{изг} = \frac{H^2}{4} \cdot \varkappa_{oy}; \quad v_{oz}^{изг} = \frac{H^2}{4} \cdot \varkappa_{oz}; \quad \theta^{изг} = \frac{H^2}{4} \cdot \varkappa_{\theta} \qquad (2.3\text{-}16)$$

Инв.№подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

При действии вертикальных нагрузок перемещения равны:

$$v_{oy}^{изг} = \frac{H^2}{3} \varkappa_{oy} \cdot c, \quad v_{oz}^{изг} = \frac{H^2}{3} \cdot \varkappa_{oz} \cdot c; \quad \theta^{изг} = \frac{H^2}{3} \cdot \varkappa_{\theta} \cdot c \qquad (2.3\text{-}17)$$

В формулах (2.3-16) и (2.3-17) обозначено:

H – высота здания;

c – коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона (см. п. 4.24 СНиП П-21-75).

Для расчета перемещении кривизны должны быть вычислены от нормативных нагрузок.

Перемещения, вызванные деформациями податливого основания, вычисляются по формулам:

$$v_{oy}^{осн} = M_y^{ф} \frac{H_ф}{R_y}; \quad v_{oz}^{осн} = M_z^{ф} \cdot \frac{H_ф}{R_z}; \quad Q^{осн} = M_\theta^{ф} \cdot \frac{H_ф}{R_\theta} \qquad (2.3\text{-}18)$$

где $H_ф$ – расстояние от подошвы фундамента до вершины здания;

$M_y^{ф}, M_z^{ф}, M_\theta^{ф}$ – суммарные моменты и бимомент вертикальных и горизонтальных нагрузок (нормативных) в уровне подошвы фундаментов;

R – суммарные жесткости основания, определенные по формулам (2.1-8).

Перемещения любой точки плана здания с координатами $y_к$ и $z_к$ равны:

$$v_{кy} = v_{oy} + \theta \cdot z_к; \quad v_{кz} = v_{oz} - \theta \cdot y_к \qquad (2.3\text{-}19)$$

2.3.9 Учет влияния продольного изгиба.

В результате горизонтальных перемещений здания вертикальные нагрузки вызывают дополнительные моменты (моменты продольного изгиба), что приводит к увеличению полных перемещений и внутренних усилий

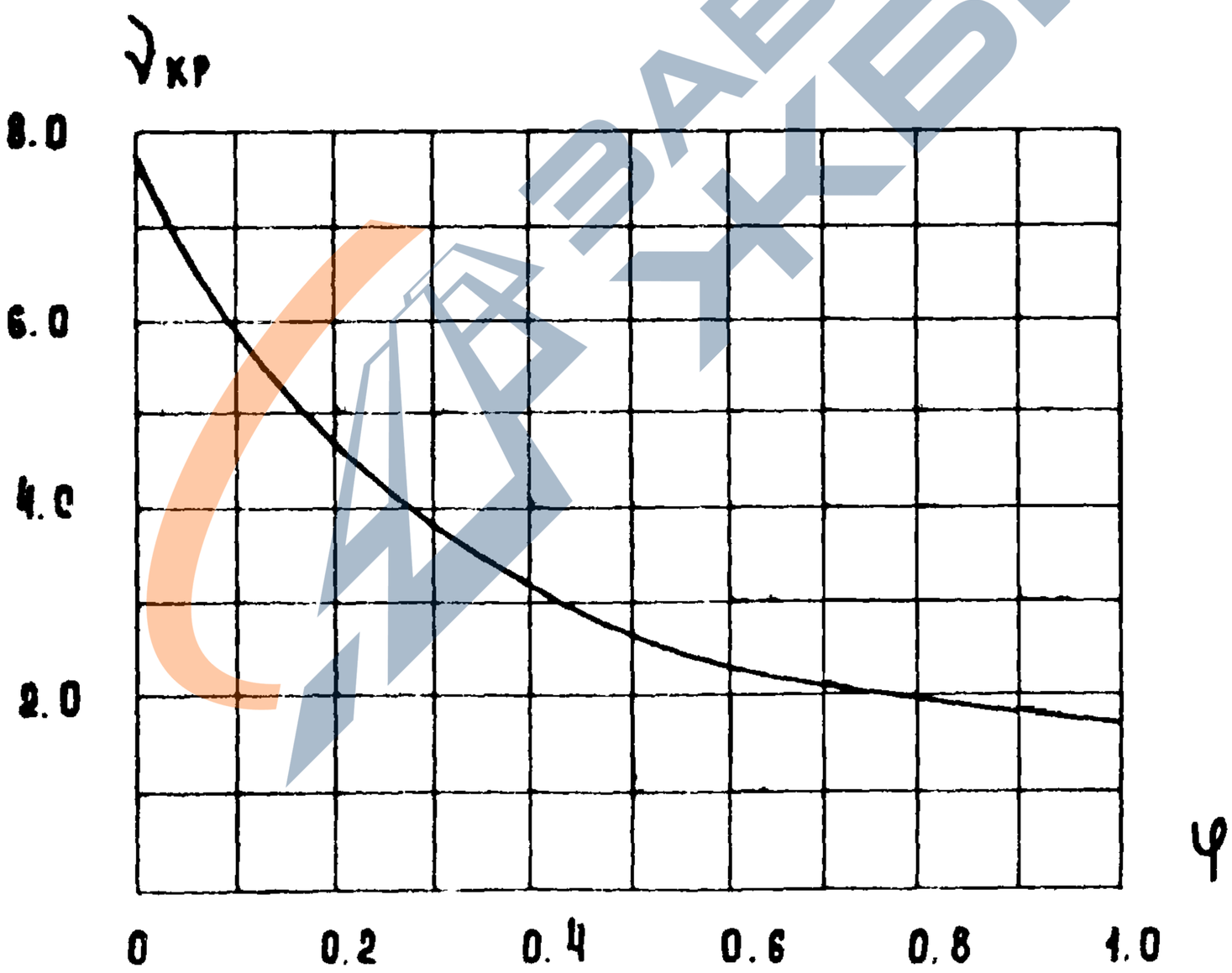
https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Таблица 2.1

Высота поперечного сечения диафрагмы м	Высота этажа м	Расчетный этаж при определении сдвигающих сил
6.0	2.8 ÷ 6.0 4.2	2
9.0	2.8 3.3 ÷ 6.0 4.2	3 2
12.0	2.8 ÷ 3.3 3.6 ÷ 6.0 4.2	3 2

Рис. 2.5
График для определения критического параметра $\gamma_{кр}$ вертикальной нагрузки



Изменения внесены 27.08 85 рук. тр. Леонтьева

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Влияние продольного изгиба с достаточной для практических целей точностью можно оценить, умножив суммарные моменты и бимомент здания на коэффициенты продольного изгиба η, равные:

$$\eta = \frac{1}{1 - \nu/\nu_{кр}} \qquad (2.3\text{-}20)$$

где ν – безразмерный параметр вертикальной нагрузки;

$\nu_{кр}$ – критическое значение этого параметра.

Не допускается проектирование несущих систем, для которых значения коэффициента продольного изгиба превышает 2,5.

Величины безразмерных параметров вертикальных нагрузок, соответствующих поступательным и крутильной формам деформации пространственной несущей системы здания, вычисляются по формулам:

$$\nu_y = \frac{H^2 \cdot \Sigma P_i \cdot c}{\mathcal{D}_y} \; ; \quad \nu_z = \frac{H^2 \cdot \Sigma P_i \cdot c}{\mathcal{D}_z}$$

$$\nu_\beta = \frac{H^2 \cdot \Sigma P_i \cdot (y_i^2 + z_i^2) \cdot c}{\mathcal{D}_\beta} \qquad (2.3\text{-}21)$$

где ΣP_i – суммарная вертикальная нагрузка здания;

$\mathcal{D}_y, \mathcal{D}_z, \mathcal{D}_\beta$ – суммарные жесткости несущей системы здания (см. п. 2.1.5);

H – высота здания;

c – коэффициент, учитывающий влияние длительной ползучести бетона и принимаемый по п. 4.24 СНиП II-21-75.

При вычислении суммарной вертикальной нагрузки ΣP_i, а также величины $\Sigma P_i (y_i^2 + z_i^2)$, учитываются нагрузки всех несущих элементов (диафрагм и колонн) каркаса.

При равномерном распределении вертикальных нагрузок по перекрытиям в плане можно принимать:

$$\Sigma P_i \cdot (y_i^2 + z_i^2) = \frac{\Sigma P_i}{F} \cdot (J_y + J_z) \qquad (2.3\text{-}22)$$

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ГДЕ F – ПЛОЩАДЬ ПЛАНА ЗДАНИЯ.

J_y, J_z – МОМЕНТЫ ИНЕРЦИИ ПЛАНА ОТНОСИТЕЛЬНО ЦЕНТРАЛЬНЫХ КООРДИНАТНЫХ ОСЕЙ.

ВЕЛИЧИНЫ КРИТИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК ЗАВИСЯТ ОТ СУММАРНОЙ ЖЕСТКОСТИ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ ЗДАНИЯ $\mathcal{D}$ И ЕГО ОСНОВАНИЯ R (СМ. П. П. 2.1.5, 2.1.6) И ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$\nu_{кр} = \frac{2.08}{0.266 + \psi} \qquad (2.3\text{-}23)$$

ГДЕ: $\psi = \frac{\mathcal{D}}{H \cdot R \cdot C}$ – БЕЗРАЗМЕРНАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ПОДАТЛИВОГО ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЯ (ПРИ АБСОЛЮТНО ЖЕСТКОМ ОСНОВАНИИ $\psi = 0$);

ИЛИ ПО ГРАФИКУ НА РИС. 2.5.

ПРИБЛИЖЕННО ВЕЛИЧИНУ КОЭФФИЦИЕНТА ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА МОЖНО ОПРЕДЕЛЯТЬ:

$$\eta = 1 + 0.125 \cdot \nu \cdot (1 + 4\psi) \qquad (2.3\text{-}24)$$

ФОРМУЛА (2.3-24) ОБЕСПЕЧИВАЕТ УДОВЛЕТВОРИТЕЛЬНУЮ ТОЧНОСТЬ ЕСЛИ ВЕЛИЧИНА КОЭФФИЦИЕНТА ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА МЕНЬШЕ 1,5.

2.3.10. ЧИСЛО КОЛОНН В СОСТАВЕ ПЛОСКИХ ДИАФРАГМ МОЖЕТ БЫТЬ БОЛЕЕ ДВУХ (РИС. 2.6а), ТАКИЕ ДИАФРАГМЫ БУДЕМ УСЛОВНО НАЗЫВАТЬ "МНОГОКОЛОННЫМИ". РАСЧЕТ ЗДАНИЙ С МНОГОКОЛОННЫМИ ДИАФРАГМАМИ ИМЕЕТ НЕЗНАЧИТЕЛЬНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ПО СРАВНЕНИЮ С РАСЧЕТОМ ЗДАНИЯ С ДВУХКОЛОННЫМИ ДИАФРАГМАМИ.

ОСЕВЫЕ И ИЗГИБНЫЕ ЖЕСТКОСТИ МНОГОКОЛОННЫХ ДИАФРАГМ ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛАМ:

$$A^{\circ} = \Sigma A^{\circ}_i \qquad (2.3\text{-}25)$$

$$B^{\circ} = \Sigma B^{\circ}_i + \Sigma A^{\circ}_i \cdot e^2_i \qquad (2.3\text{-}26)$$

ГДЕ A°_i, B°_i – ОСЕВЫЕ И ИЗГИБНЫЕ ЖЕСТКОСТИ ДВУХКОЛОННЫХ И ОД-

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

10827 24

https://zavodjbi.com/

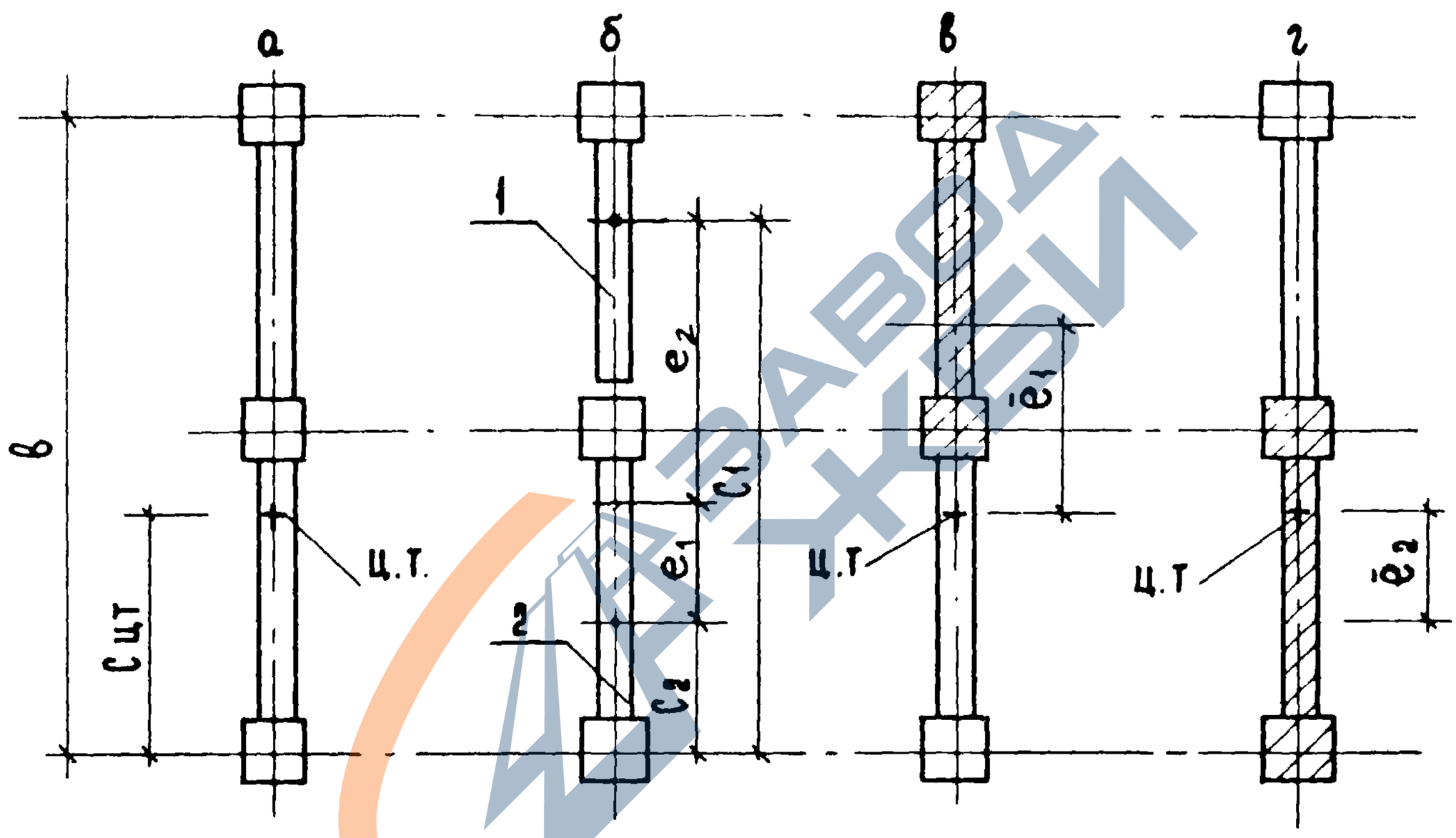
https://zavodjbi.com/

ноколонных диафрагм, входящих в состав многоколонной;

e_i - расстояние от центра тяжести многоколонной диафрагмы до центров тяжести составных частей (рис. 2.6б).

Рис. 2.6

К расчету многоколонных диафрагм.



В качестве составных частей многоколонной диафрагмы принимаются двухколонные и одноколонные диафрагмы из числа представленных в Приложении 4, по этой же таблице принимаются их жесткости A_i^0 и B_i^0. Положение центра тяжести вычисляется по формуле (см. рис. 2.6б):

$$C_{ц.т.} = \Sigma A_i^0 \cdot c_i \; / \; A^0 \qquad (2.3\text{-}27)$$

Статический расчет здания, включая определение кривизн, вы-

Инв.№подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

полняется в соответствии с изложенными выше рекомендациями. При этом при определении коэффициентов условий работы относительная высота здания $\beta = \frac{H}{B}$ вычисляется в зависимости от полной высоты поперечного сечения диафрагмы.

После определения кривизны многоколонной диафрагмы по формуле (2.3-2), в ее составе выделяются двухколонные диафрагмы, изгибающие моменты в которых равны:

$$\bar{M} = -\varkappa \cdot \bar{B} \qquad (2.3\text{-}28)$$

где $\bar{B}$ – жесткость выделенной двухколонной диафрагмы (заштрихованы на рис. 2.6 в,г).

При вычислении изгибной жесткости $\bar{B}$ выделенной диафрагмы, а также осевой жесткости $\bar{A}$ значение коэффициента $K_{эф}$, принимается таким же, как и для всей многоколонной диафрагмы.

Продольная сила в выделенной двухколонной диафрагме определяется по формуле:

$$\bar{N} = K_T \left[\pm M \cdot \frac{\bar{A} \cdot \bar{e}}{B} + P\left(\frac{\bar{A}}{A} - \frac{\bar{P}}{P}\right)\right] + \bar{P} \qquad (2.3\text{-}29)$$

где: M, P – изгибающий момент и вертикальная нагрузка многоколонной диафрагмы;

A, B – осевая и изгибная жесткости многоколонной диафрагмы;

$\bar{A}$ – осевая жесткость выделенной двухколонной диафрагмы;

$\bar{P}$ – часть вертикальной нагрузки, приложенная непосредственно к выделенной диафрагме;

$\bar{e}$ – расстояние от центра тяжести многоколонной диафрагмы до центра тяжести выделенной диафрагмы;

K_T – коэффициент условий работы по (2.3-8).

Изгибающий момент в формуле (2.3-29) принимается со знаком

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

"плюс", если он вызывает сжатие выделенной части диафрагмы.

После определения изгибающего момента $\bar{M}$ и продольной силы $\bar{N}$ проверки прочности выделенной диафрагмы по нормальному сечению производятся в соответствии с рекомендациями п. 3.2.

Прочие расчеты многоколонных диафрагм особенностей не имеют.

2.4. Особенности расчета зданий с диафрагмами сложной формы.

2.4.1. Расчет симметричных зданий при симметричных воздействиях (рис. 2.7) производится в соответствии с рекомендациями п.п. 2.1-2.3. Изгибные жесткости диафрагм вычисляются по формулам (2.1-1), а коэффициент условий работы $K_{эф}$ – по формуле (2.1-2) в зависимости от относительной высоты диафрагмы $\beta = \frac{H}{\ell_к}$ (где H – высота здания; $\ell_к$ – длина контура поперечного сечения диафрагмы).

Задачей статического расчета является определение только кривизн $\varkappa_{oy}$ или $\varkappa_{oz}$, соответствующих поступательным перемещениям несущей системы здания в направлении координатных осей. Изгибающие моменты и продольные силы в двухколонных диафрагмах, входящих в состав диафрагм сложной формы, вычисляются так же, как и для плоских многоколонных диафрагм по формулам (2.3-25) и (2.3-26) сдвигающие силы в вертикальных швах и поперечные силы в горизонтальном сечении – по формулам (2.3-7) и (2.3-4), (2.3-5) соответственно. Поперечные силы при этом следует определять для диафрагмы сложного сечения в целом.

2.4.2. Расчет несимметричных зданий при несимметричных воздействиях также можно выполнить, рассматривая диафрагмы в виде единых столбов и используя непосредственно расчетные зависимости п.п. 2.1-2.3. Результаты расчета будут содержать определенную погрешность, поскольку при вычислении суммарной жесткости изгибного

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

кручения $\mathcal{D}_в$ по (2.1-5) не учитывается собственная жесткость изгибного кручения отдельных диафрагм, а при определении внутренних усилий - работа диафрагм в условиях стесненного кручения, которому сопутствуют депланация сечений и появление дополнительных нормальных усилий в элементах. Поэтому подобный расчет следует рассматривать в качестве ориентировочного и использовать его на начальных стадиях проектирования для приближенных оценок. Точность ориентировочного расчета можно считать достаточной для практических целей, если при вычислении кривизн для наиболее удаленных от центра жесткостей диафрагм, дополнительная кривизна, зависящая от кручения, и определяемая по формуле (см. п 2.3.3):

$\Delta \mathcal{H}_{iz} = \mathcal{H}_{вyi}$ или $\Delta \mathcal{H}_{iy} = \mathcal{H}_{в\,zi}$ (2.4-1) не превышает 30 % от кривизн $\mathcal{H}_{oy}$ или $\mathcal{H}_{oz}$, соответствующих поступательным перемещениям здания.

Ориентировочный расчет зданий с диафрагмами сложной формы выполняется в следующей последовательности.

1) Определяются изгибные жесткости диафрагм сложной формы по формулам (2.1-1) с учетом рекомендации п. 2.4.1.

2) Вычисляются суммарные жесткости несущей системы здания по формулам (2.1-4) и (2.1-5), при этом в качестве координат диафрагм сложной формы принимаются расстояния от начала координат до центра изгиба диафрагмы.

3) Вычисляются кривизны $\mathcal{H}_{oy}$, $\mathcal{H}_{oz}$, $\mathcal{H}_{\omega}$ по формулам (2.3-1).

4) Проверки прочности по нормальному сечению производятся для двухколонных диафрагм, входящих в состав диафрагм сложной формы. Изгибающие моменты $\bar{M}$ в двухколонных диафрагмах определяются по формулам (2.3-2) и (2.3-29), а продольные силы по формуле (2.4-2), аналогичной формуле (2.3-29), но учитывающей возможность появления в диафрагме сложной формы изгибающих моментов двух на-

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

правлений:

$$\bar{N} = \left[\pm M_y \cdot \frac{\bar{A}\,\bar{e}_y}{B_z} \pm M_z \cdot \frac{\bar{A}\cdot\bar{e}_z}{B_y} + P \cdot \left(\frac{\bar{A}}{A} - \frac{\bar{P}}{P} \right) \right] \cdot K_T + \bar{P} \qquad (2.4\text{-}2)$$

где M_y, M_z, P – изгибающие моменты и вертикальная нагрузка диафрагмы сложной формы;

A, B_y, B_z – осевая и изгибные жесткости диафрагмы сложной формы;

$\bar{A}$ – осевая жесткость выделенной двухколонной диафрагмы;

$\bar{P}$ – часть вертикальной нагрузки, приложенная непосредственно к выделенной диафрагме;

K_T – коэффициент условий работы, который вычисляется по формуле (2.3-8) в зависимости от относительной высоты диафрагмы $\beta = \frac{H}{\ell_K}$ (см. п. 2.4.1)

Моменты M_y и M_z принимаются со знаком "плюс", если они вызывают сжатие в выделенной двухколонной диафрагме

5) Для выполнения проверок прочности по горизонтальным сечениям на сдвиг находится равнодействующая Q поперечных сил:

$$Q = \sqrt{Q_y^2 + Q_z^2} \qquad (2.4\text{-}3)$$

где Q_y, Q_z – поперечные силы, действующие в горизонтальном сечении диафрагмы параллельно координатным осям здания, которые вычисляются по формулам (2.3-4) или (2.3-5) в зависимости от значений моментов M_y или M_z в диафрагмах сложной формы.

6) Сдвигающие усилия в вертикальных швах определяются также с учетом моментов двух направлений:

$$T_{эт} = K_T \left[M_y^{эт} \frac{A\,\bar{e}_y}{B_z} + M_z^{эт} \frac{A\,\bar{e}_z}{B_y} \pm P_{эт} \left(\frac{\bar{A}}{A} - \frac{\bar{P}_{эт}}{P} \right) \right] \qquad (2.4\text{-}4)$$

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Расчеты по формуле (2.4-4) выполняются с учетом указаний п. 2.3.7.

2.4.3. Наиболее точно особенности действительной работы здания с диафрагмами сложной формы учитываются при выполнении расчета по алгоритму, описанному в п п.2.4.4 - 2.4.6. Расчет целесообразно производить на ЭВМ, используя или программу автоматизированного расчета ПРИКАЗ (см.п.7), или иные специальные или универсальные программы.

Данный алгоритм может быть использован также и при ручных расчетах.

2.4.4. Расчетная схема.

Если пространственная несущая система здания включает диафрагмы жесткости сложной (угловой, швеллерной и т.п.) формы в плане (рис. 2.8а), то расчетная схема здания образуется путем введения фиктивных вертикальных сдвиговых швов, с помощью которых диафрагмы сложной формы делятся на плоские одноколонные и двухколонные диафрагмы (рис. 2.8б). Эквивалентность принятой расчетной схемы, включающей плоские диафрагмы, и действительной конструктивной схемы здания обеспечивается сдвигающими силами T_i, действующими во введенных фиктивных вертикальных швах.

Изгибные жесткости B и осевые жесткости A плоских диафрагм расчетной схемы вычисляются по формулам (2.1-1) с учетом коэффициента условии работы по (2.1-2), который определяется в зависимости от относительной высоты диафрагмы сложной формы $\beta = \frac{H}{\ell_x}$ (где

ℓ_x - длина контура поперечного сечения диафрагмы; H - высота здания). Начало координат принимается в центре жесткостей плоских диафрагм, положение которого определяется по формулам (2.1-3). Суммарные жесткости плоских диафрагм расчетной схемы вычисляются по формулам (2.1-4), (2.1-5). Сбор нагрузок и вычисление сум-

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Рис. 2.7

Симметричное в плане здание с диафрагмами сложной формы

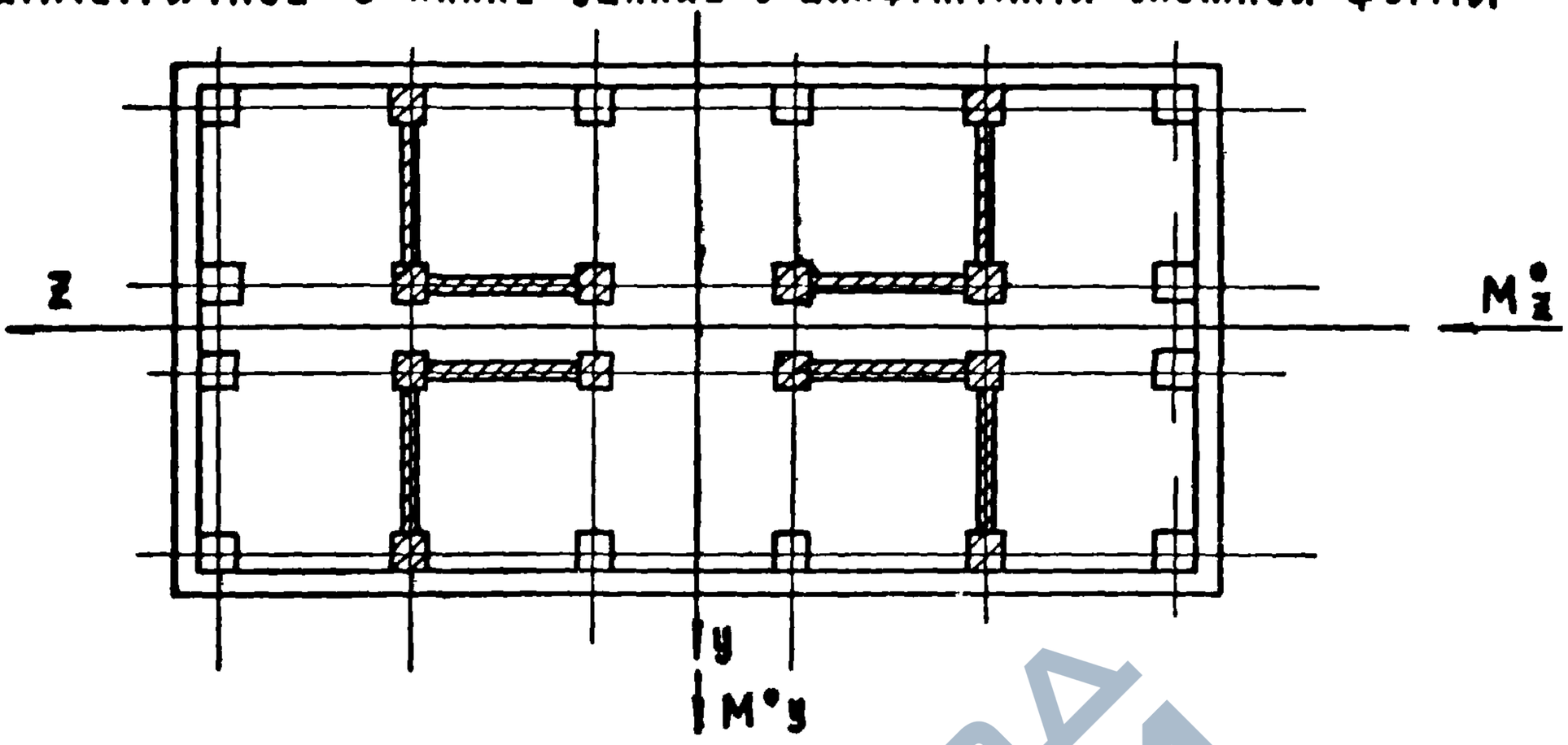
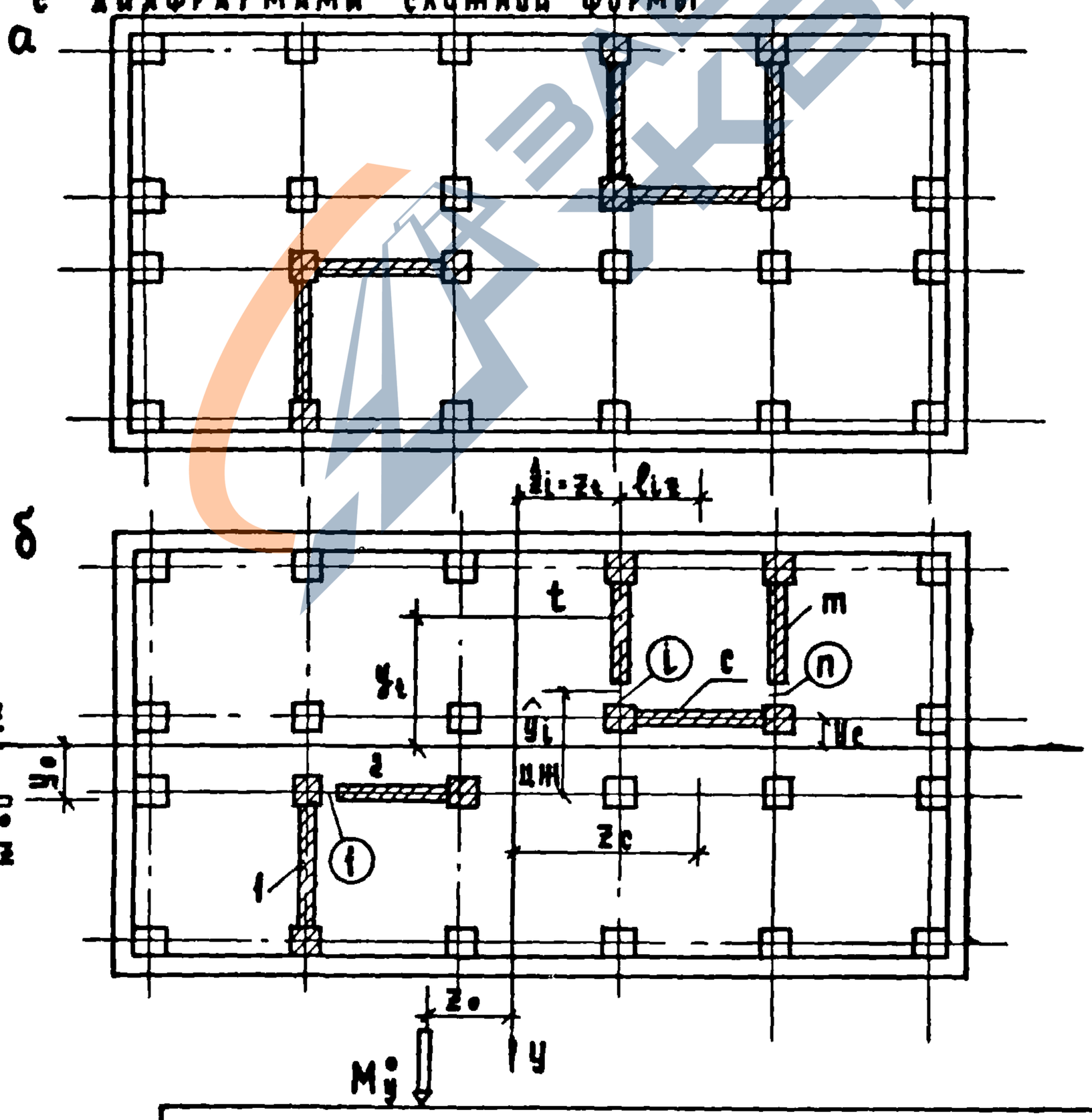


Рис. 2.8

Конструктивная и расчетная схемы здания с диафрагмами сложной формы



https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

марных моментов M_y, M_z и бимомента M_ω здания выполняется также, как и для здания с плоскими диафрагмами по указаниям п. 2.2.

2.4.5. Статический расчет.

Задачей статического расчета здания с диафрагмами сложной формы является определение сдвигающих усилий T_i, действующих во введенных фиктивных швах, и кривизн $\varkappa_{oy}$, $\varkappa_{oz}$, $\varkappa_\omega$ (см. п. 2.3.1).

Неизвестные сдвигающие усилия и кривизны находят, решая сис

тему линейных алгебраических уравнений:

$$\varkappa_{oy} D_y + \sum_{i=1}^{n} T_i \ell_{iy} = M_y$$
$$\varkappa_{oz} D_z + \sum_{i=1}^{n} T_i \ell_{iz} = M_z \qquad (2.4\text{-}5)$$
$$\varkappa_\omega D_\omega + \sum_{i=1}^{n} T_i \omega_i = M_\omega$$

$$T_i\left(\frac{1}{A_t} + \frac{1}{A_c}\right) + \frac{1}{A_t}\sum_{k\neq i}(\pm T_k) - \frac{1}{A_c}\sum_{k\neq i}(\pm T_k) -$$

$$- K_T\left(\varkappa_{oy}\ell_{iy} + \varkappa_{oz}\ell_{iz} + \varkappa_\omega\omega_i\right) = \left(\frac{P_t}{A_t} - \frac{P_c}{A_c}\right) K_T \qquad (2.4\text{-}6)$$

где: $T_i, \varkappa_{oy}, \varkappa_{oz}, \varkappa_\omega$ - неизвестные сдвигающие силы и кривизны;

D_y, D_z, D_ω - суммарные жесткости плоских диафрагм расчетной схемы, вычисленные по формулам (2.1-4), (2.1-5)

M_y, M_z, M_ω - суммарные моменты горизонтальных и вертикальных нагрузок, действующих на здание, определенные по указаниям п. 2.2;

P - вертикальные нагрузки плоских диафрагм;

A - осевые жесткости плоских диафрагм;

$\ell_{iy}, \ell_{iz}, \omega_i$ - относительные координаты фиктивных вертикальных швов, которые вычисляются по формулам (2.4-7), (2.4-8);

K_T - коэффициент условий работы, который вычисляется

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

по формуле (2.3-8) в зависимости от относительной высоты β диафрагмы сложного сечения по п. 2.4.1.

Количество уравнений (2.4-5) всегда равно трем, количество уравнений (2.4-6) равно количеству фиктивных вертикальных швов (n). В результате для определения неизвестных (T, X) получаем совместную систему, включающую n + 3 уравнения.

В уравнениях (2.4-6) номера "t" и "c" представляют собой номера плоских диафрагм, примыкающих к фиктивному вертикальному шву с номером "i". При этом "t" является номером диафрагмы, которую растягивает сдвигающая сила T_i „c"- номером диафрагмы, которую сжимает эта сдвигающая сила. В начале расчета положение "сжатой" и "растянутой" диафрагм назначается произвольно. Если в результате решения системы уравнений (2.4-5), (2.4-6) сдвигающая сила T_i имеет положительное значение, это указывает на то, что данная сила T_i действительно растягивает плоскую диафрагму с номером „t" и сжимает диафрагму с номером "c", а при отрицательных значениях сдвигающей силы она сжимает диафрагму с номером "t" и растягивает диафрагму с номером "c". Приведенная система обозначений определяет правило знаков для сдвигающих сил T_i.

В уравнениях (2.4-6) суммирование $\sum_{k \neq i} \pm T_k$ распространяется на все фиктивные швы, примыкающие к диафрагме с номером "t" или "c", кроме шва с номером "i". Знак "плюс" принимается, если сдвигающая сила T_k по предположению растягивает данную диафрагму.

Относительные координаты фиктивных швов вычисляются по формулам:

$$\ell_{iy} = y_c - y_t \quad ; \quad \ell_{iz} = z_c - z_t \qquad (2.4\text{-}7)$$

$$\omega_i = \hat{z}_i \cdot \ell_{iy} - \hat{y}_i \cdot \ell_{iz} \qquad (2.4\text{-}8)$$

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ГДЕ y_t, y_c, z_t, z_c – КООРДИНАТЫ ПЛОСКИХ ДИАФРАГМ;

$\hat{y}_i, \hat{z}_i$ – КООРДИНАТЫ ФИКТИВНЫХ ШВОВ (СМ. РИС. 2.8).

При выполнении вычислений по формулам (2.4-7) и (2.4-8) все координаты принимаются со знаками в соответствии с положением диафрагмы в принятой системе координат. Например, на рис. 2.8 координаты имеют следующие знаки: $y_1 > 0$; $z_1 > 0$; $\hat{y}_1 > 0$; $\hat{z}_1 > 0$; $y_t < 0$; $z_t < 0$; $\hat{y}_i < 0$; $\hat{z}_i < 0$ и т.д.

Определенные знаки получают и относительные координаты ℓ_{iy}, ℓ_{iz}, ω_i.

Иногда целесообразно осуществить подстановку (2.4-5) в (2.4-6), что приводит к системе, включающей n уравнений, в которых неизвестными являются сдвигающие силы T_i

$$T_i\cdot\left[\left(\frac{\ell_{iy}^2}{\mathcal{D}_y}+\frac{\ell_{iz}^2}{\mathcal{D}_z}\right)K_{Ti}+\frac{\omega_i^2}{\mathcal{D}_\omega}+\frac{1}{A_t}+\frac{1}{A_c}\right]+\sum_{\substack{j=1\\ j\neq i}}^{n}T_K\cdot\left(\frac{\ell_{jy}\cdot\ell_{iy}}{\mathcal{D}_y}+\right.$$

$$\left.+\frac{\ell_{jz}\cdot\ell_{iz}}{\mathcal{D}_z}+\frac{\omega_j\cdot\omega_i}{\mathcal{D}_\omega}\right)\cdot K_{Tj}+\frac{1}{A_t}\sum_{K\neq i}\pm T_K-\frac{1}{A_c}\sum_{K\neq i}\pm T_K= \qquad (2.4\text{-}9)$$

$$=\left(\frac{M_y}{\mathcal{D}_y}\cdot\ell_{iy}+\frac{M_z}{\mathcal{D}_z}\cdot\ell_{iz}+\frac{M_\omega}{\mathcal{D}_\omega}\cdot\omega_i+\frac{P_t}{A_t}-\frac{P_c}{A_c}\right)\cdot K_{Ti} \qquad (i=1,2,\dots n)$$

Усложненная структура системы (2.4-9) оправдывается уменьшением количества неизвестных и унификацией формирования матрицы коэффициентов, что может иметь существенное значение при использовании малых ЭВМ. После решения системы (2.4-9) кривизны вычисляются по формулам (2.4-5).

2.4.6. Определение внутренних усилий и перемещений.

После того, как в результате статического расчета здания определены сдвигающие усилия T_i в фиктивных швах и кривизны $\varkappa_{oy}, \varkappa_{oz}, \varkappa_\omega$, вычисляются внутренние усилия в плоских диафрагмах по приведенным ниже зависимостям.

Продольная сила в плоской диафрагме равна:

$$N_i = P_i + \Sigma \pm T_K \qquad (2.4\text{-}10)$$

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам. инв.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

где P_i - вертикальная нагрузка данной плоской диафрагмы

$T_к$ - сдвигающие силы в фиктивных швах примыкающих к данной плоской диафрагме.

В формуле (2.4-10) знак "плюс" принимается для сдвигающих сил, сжимающих данную диафрагму, а знак "минус" - для растягивающих.

Изгибающие моменты в плоских диафрагмах вычисляются по формулам (2.3-2), (2.3-3).

Поперечные силы в плоских диафрагмах при действии горизонтальных нагрузок равны:

$$Q_i = \frac{(M_i + \Sigma \pm T_к c_к)}{2H}(a+3) \qquad (2.4\text{-}11)$$

где $M_i, T_к$ - изгибающий момент в диафрагме и сдвигающие силы в примыкающих к ней фиктивных швах, вызванные горизонтальными нагрузками;

a - см.п 2.3.5.

Поперечные силы в плоских диафрагмах, вызванные вертикальными нагрузками, равны:

$$Q_i = \frac{M_i + P_i \cdot e_i + \Sigma \pm T_к \cdot c_к}{H} \qquad (2.4\text{-}12)$$

где $M_i, T_к$ - изгибающий момент в диафрагме и сдвигающие силы в примыкающих фиктивных швах, вызванные вертикальными нагрузками.

В формулах (2.4-11) и (2.4-12) обозначено:

$c_к$ - расстояние от центра тяжести плоской диафрагмы до фиктивного шва с номером К, принимаемое со знаком по правилу, аналогичному правилу знаков для эксцентриситетов e вертикальных нагрузок (см.п. 2.2.3).

Для дальнейшей проверки прочности горизонтального сечения

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

на сдвиг по горизонтальному шву (см п. 3.3) необходимо вычислить равнодействующую поперечных сил для диафрагмы сложной формы.

Этажные сдвигающие силы в фиктивных вертикальных швах равны:

$$T_{эт} = \frac{(2H - H_1 - H_2)\cdot(H_2 - H_1)}{H^2} \cdot T \qquad (2.4\text{-}13)$$

$$T_{эт} = \frac{H_2 - H_1}{H} \cdot T \qquad (2.4\text{-}14)$$

где H_1, H_2 - отметки соответственно низа и верха расчетного этажа, как и в формулах (2.3-13), (2.3-14).

Формула (2.4-13) принимается при расчете на горизонтальные нагрузки а формула (2.4-14) - при расчете на вертикальные нагрузки.

Этажные сдвигающие силы во внутренних вертикальных швах плоских диафрагм вычисляются по формуле (2.3-1), при этом при подсчете приращений продольных сил $N_{эт}$ и $\tilde{N}_{эт}$ следует учитывать также и сдвигающие усилия, действующие в примыкающих к плоской диафрагме фиктивных швах, по аналогии с (2.4-10).

Перемещения вершины здания вычисляются по указаниям п. 2.3.8.

2.4.7. Учет влияния продольного изгиба.

Величину коэффициента η продольного изгиба для зданий с диафрагмами сложной формы определяют по формулам (2.3-20) или (2.3-24), при этом в формулах (2.3-21), (2.3-23) принимаются эквивалентные суммарные жесткости несущей системы здания, равные:

$$D_y^э = \frac{K_{oy}}{M_y} \; ; \quad D_z^э = \frac{K_{oz}}{M_x} \; ; \quad D_\theta^э = \frac{K_\theta}{M_\theta} \qquad (2.4\text{-}16)$$

где K_{oy}, K_{oz}, K_θ - кривизны, вычисленные по (2.4-5).

Допускается сначала выполнять расчет пространственной несущей системы здания без учета продольного изгиба, а затем умножить полученные значения сдвигающих сил и кривизн на коэффициент η

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

19827 36

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

3. Проверки прочности диафрагм.

3.1. Общие положения.

После определения внутренних усилий выполняются следующие проверки прочности диафрагм:

1) Проверка прочности диафрагм по нормальному сечению;

2) Проверка прочности диафрагм по горизонтальному сечению на сдвиг;

3) Проверка прочности закладных деталей на сдвиг по вертикальному шву.

3.2. Прочность по нормальному сечению.

3.2.1. Проверка прочности по нормальному сечению плоской диафрагмы жесткости выполняется аналогично расчету внецентренно сжатых железобетонных элементов. При этом внутренние усилия (продольная сила N_i и изгибающий момент M_i в диафрагме), определенные в результате статического расчета, сопоставляются с графиком несущей способности диафрагмы. Если точка с координатами (N_i, M_i) лежит внутри графика, то прочность диафрагмы обеспечена. Конфигурация расчетного графика несущей способности для сечения диафрагмы по обрезу фундамента при типовых узлах сопряжения колонны с фундаментом показана на рис. 3.1 сплошной линией.

Если узлы сопряжения диафрагменной колонны с фундаментом

Нач. отд.	Волынский			1.020-1/83. 0-4 03ПЗ
Н. контр.	Кашелкина			Проверки прочности диафрагм
Гл. конст.	Шац			
Нач. отд-я	Панбшин			
Инженер	Симонов			

Стадия	Лист	Листов
Р	1	9

ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов

Взам. инв. N | Подп. и дата | Инв. N подл.

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Рис. 3.1
Схема графика несущей способности диафрагмы по нормальному сечению

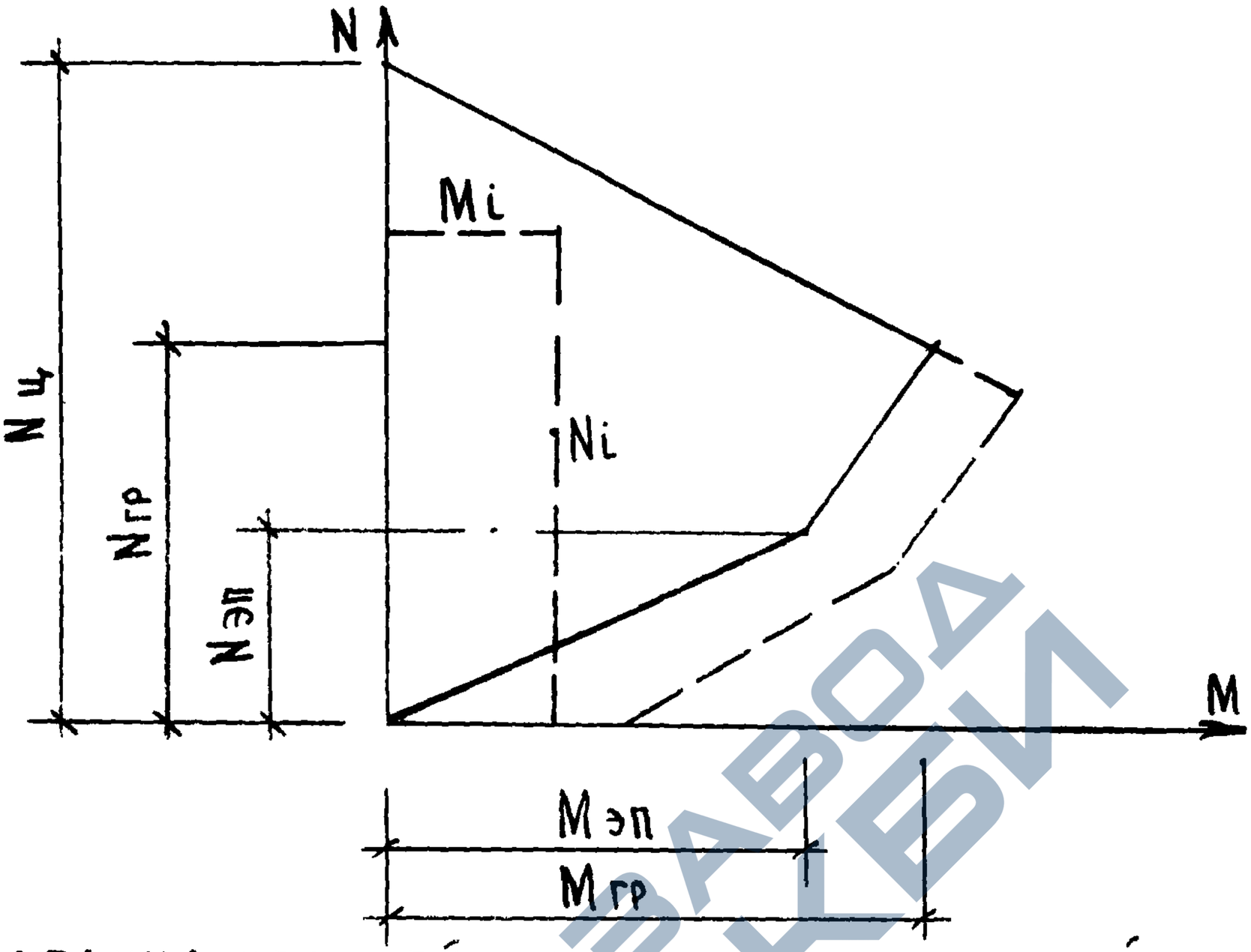


Таблица несущей способности соединений в вертикальных швах и перемычек в проемных диафрагмах

Инв.№ подл. | Подп. и дата | Взам. инв.№

Изменения внесены. Рук. гр. Леонтьева 29.08.85г.

1.020-1/83. 0-4 ОЗПЗ

Лист 2и

19827 38

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

выполнены по индивидуальному проекту и могут воспринимать растягивающие усилия, а также при проверке прочности диафрагм в верхних этажах зданий, график несущей способности имеет конфигурацию, показанную на рис 3.1 пунктиром Несущая способность диафрагмы в этом случае увеличивается, однако для реализации повышенной несущей способности диафрагм требуется осуществление дополнительных конструктивных мероприятий по усилению колонн

Параметры графиков несущей способности, приведенные в настоящих „Указаниях", рассчитаны для типовых изделий серии с учетом конструктивных особенностей типовых узлов.

3.2.2. Параметрами графиков несущей способности диафрагм служат величины $N_ц$ – предельная продольная сила, воспринимаемая сечением диафрагмы при равномерном обжатии сечения ; $N_{гр}$, $M_{гр}$ – предельная продольная сила и изгибающий момент, соответствующие границе между расчетными случаями внецентренного сжатия; $N_{эп}$, $M_{эп}$ – предельная продольная сила и изгибающий момент, воспринимаемые сечением при наибольшем значении эксцентриситета, когда линия действия продольной силы совпадает с осью более сжатой колонны Параметры графиков несущей способности приведены в приложении 2.

Характеристики прочности диафрагм зависят от несущей способности диафрагменных колонн при сжатии, определяемой в соответствии с монтажными схемами в выпуске 0-1 по допустимым нагрузкам на консоли колонн.

3.2.3. Проверка описанного выше условия прочности, сводящаяся к проверке положения точки с координатами, равными внутренним усилиям диафрагм, внутри графика несущей способности, может быть выполнена аналитически Прочность диафрагм по нормальному сечению обеспечена, если соблюдаются следующие неравенства:

при $N_ц > N > N_{гр}$ $\quad M \cdot k_1 + L_1 \cdot N \leq \Phi_1 \qquad (3.2.1)$

Взамен листа 38 рук. гр. инж. Леонтьева 29.08.85

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

при $N_{гр} > N > N_{эп}$ $M \cdot K_2 - \mathcal{L}_2 \cdot N \leq \Phi_2$ (3.2-2)

при $N_{эп} > N > 0$ $M - \mathcal{L}_3 \cdot N \leq 0$ (3.2-3)

где: M, N - абсолютные величины внутренних усилий в диафрагмах, определенные статическим расчетом здания;

$\mathcal{L}$, Φ - характеристики соответствующих участков графиков несущей способности;

K_1, K_2 - коэффициенты условий работы сборной диафрагмы.

Характеристики $\mathcal{L}$ графиков прочности диафрагм представляют собой угловые коэффициенты соответствующих участков; они имеют размерность длины и равны:

$$\mathcal{L}_1 = M_{гр} / (N_ц - N_{гр}) \quad (3.2\text{-}4)$$

$$\mathcal{L}_2 = (M_{гр} - M_{эп}) / (N_{гр} - N_{эп}) \quad (3.2\text{-}5)$$

$$\mathcal{L}_3 = M_{эп} / N_{эп} \quad (3.2\text{-}6)$$

Характеристики Φ графиков прочности диафрагм имеют размерность момента и равны:

$$\Phi_1 = \mathcal{L}_1 \cdot N_ц \; ; \; \Phi_2 = M_{гр} - N_{гр} \cdot \mathcal{L}_2 \quad (3.2\text{-}7)$$

Коэффициенты условий работы K_1, K_2 учитывают снижение несущей способности сборной диафрагмы по сравнению с монолитной вследствие податливости закладных деталей. При этом

$$K_1 = K_{м.с} \; ; \quad K_2 = 1 + (K_1 - 1) \frac{N - N_{эп}}{N_{гр} - N_{эп}} \quad (3.2\text{-}8)$$

Значения коэффициента K_1 можно определять по графику, приведенному на рис. 3.2, в зависимости от относительной высоты диафрагмы $\beta = \frac{H}{B}$ (см. п. 2.14) или $\beta = \frac{H}{\mathcal{L}_ц}$ (см. п. 2.4-1), если рассчитываемая плоская диафрагма входит в состав диафрагмы сложной формы.

Взам. инв. №

Инв. № подл. | Подп. и дата

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Коэффициент условий работы K_1 можно вычислять также по формуле:

$$K_1 = \frac{\beta + 0{,}25}{\beta - 0{,}25} \qquad (3.2\text{-}9)$$

Условие прочности (3.2-6) для типовых диафрагм, в которых колонны не воспринимают растягивающих усилий, численно совпадают с условием устойчивости диафрагмы на опрокидывание вокруг оси более сжатой колонны. При этом характеристика третьего участка графика равна:

$$\alpha_3 = c \qquad (3.2\text{-}10)$$

где: c - расстояние от оси сжатой колонны до центра диафрагмы.

Условие прочности (3.2-3) можно применять в форме:

$$M \leq c \cdot N \qquad (3.2\text{-}11)$$

Для типовых диафрагм численные значения характеристик α и φ приведены в Приложении 2. Кроме того в Приложении 2 для наиболее распространенных типов диафрагм представлены графики несущей способности, с помощью которых проверки несущей способности можно выполнять на основе наглядных сопоставлений. Для остальных типов диафрагм графики несущей способности можно построить по данным и расчетным зависимостям, приведенным в Приложении 2.

Для нетиповых диафрагм проверки прочности выполняются в соответствии с рекомендациями соответствующих глав СНиП в зависимости от применяемых материалов с учетом особенностей действительной работы элементов конструкции (в частности - с учетом моментов, возникающих при неравномерном загружении смежных пролетов перекрытия и вызывающих изгиб стенки из плоскости).

Инв. № подл. | Подп. и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

3.2.4. Прочность диафрагм по нормальному сечению проверяется для зданий с регулярными по высоте несущими конструкциями в уровне обреза фундамента. Процедура проверок прочности сводится к последовательным проверкам предельных неравенств (3.2-1) или (3.2-2).

При различных несущих способностях колонн и подборе требуемой марки нижней диафрагменной колонны в вышележащих этажах могут применяться колонны меньшей несущей способности. Назначение марок колонн в верхних этажах может осуществляться путем сопоставления фактической эпюры (1) несущих способностей диафрагменных колонн (ступенчатая эпюра на рис. 3.3) с теоретической эпюрой (2) требуемой несущей способности.

Последняя с некоторым запасом может приниматься линейной (эпюра 2 на рис. 3.3) в виде трапеции, нижняя ордината которой равна несущей способность диафрагменной колонны, обеспечивающей выполнение условий прочности, в нормальном сечении диафрагмы в уровне обреза фундамента, а верхняя ордината - вертикальной нагрузке, передаваемой на диафрагменную колонну. Несущая способность диафрагменных колонн в промежуточных этажах достаточна, если фактическая эпюра нигде не пересекает теоретическую. С целью экономии материалов теоретическая эпюра требуемых несущих способностей может приниматься, криволинейной (пунктирная эпюра 3 на рис. 3.3) форма ее при этом устанавливается в зависимости от соотношения действующих на диафрагму вертикальных и горизонтальных нагрузок.

3.2.5. В практике проектирования встречаются случаи, когда предельное неравенство (3.2-3), или в другой форме - (3.2-4), не удовлетворяется для некоторых диафрагм, составляющих несущую систему здания, в то время, как для остальных диафрагм оно

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Рис. 3.2
График для определения коэффициента условий работы диафрагмы $K_{н.с.}$

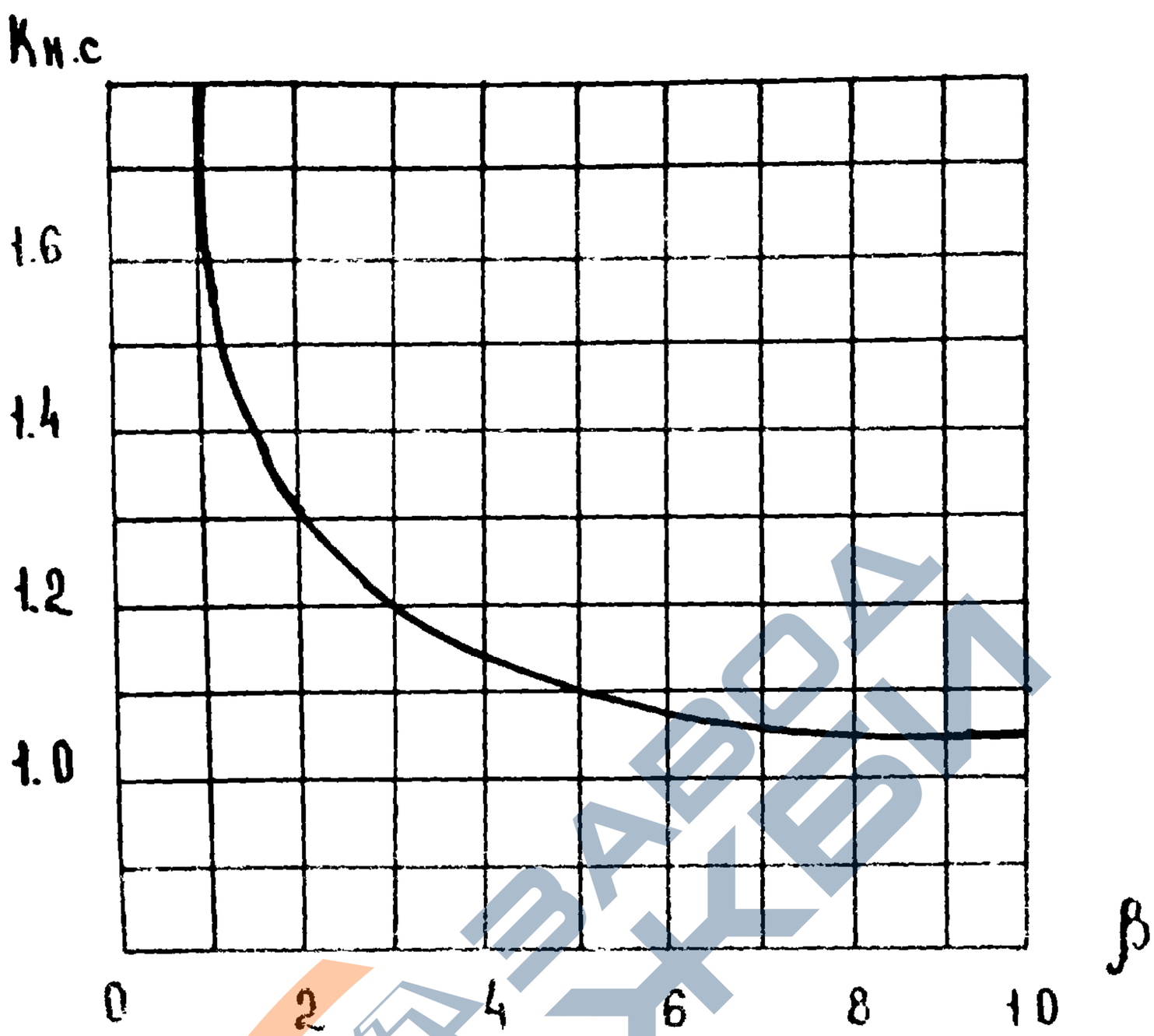
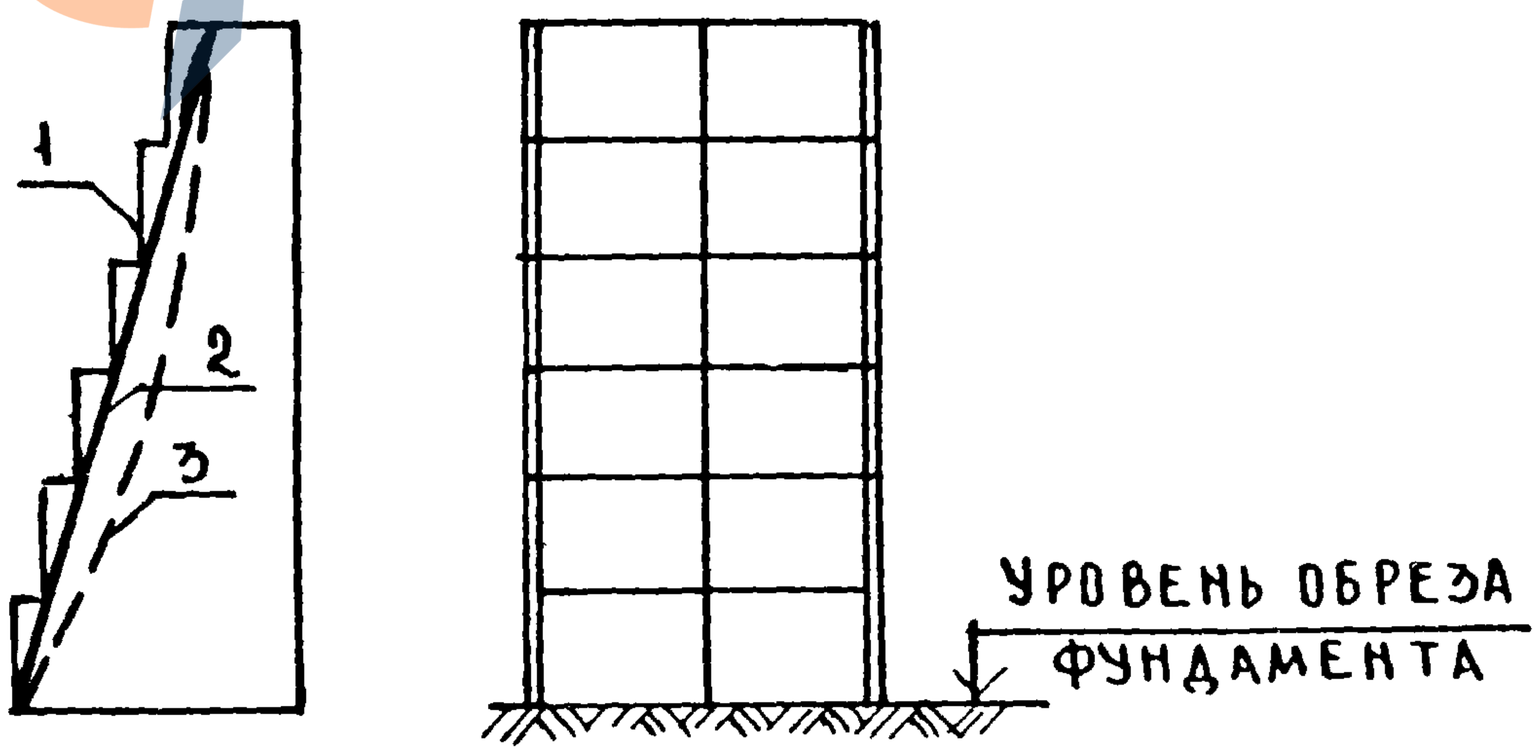


Рис. 3.3
Схема к подбору диафрагменных колонн в верхних этажах



Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам. инв.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

удовлетворяется с запасом. В подобной ситуации несоблюдение указанного условия прочности для отдельных диафрагм заведомо не может служить признаком исчерпания несущей способности здания, и становится целесообразным выполнять суммарную проверку несущей способности здания в целом, которая сводится проверке трех неравенств.

$$M_y \leq \sum_{i=1}^{n} N_i \cdot c_{iy} \qquad (3.2\text{-}12)$$

$$M_z \leq \sum_{i=1}^{n} N_i \cdot c_{iz} \qquad (3.2\text{-}13)$$

$$M_\omega \leq \sum_{i=1}^{n} N_i \cdot (c_{iy} z_i - c_{iz} y_i) \qquad (3.2\text{-}14)$$

где M_y, M_z, M_ω – суммарные моменты и бимомент здания по (2.2-1);

c_{iy}, c_{iz} – расстояния от центра тяжести диафрагмы до оси более сжатой колонны.

Примечание. Суммарную проверку несущей способности здания по условиям (3.2-12) – (3.2-14) допускается выполнять, если для всех диафрагм $N < N_{эл}$

3.3. Прочность по горизонтальному сечению на сдвиг.

Прочность горизонтального сечения диафрагмы на сдвиг обеспечена при соблюдении условия:

$$Q \leq 0.5 \cdot N + \Sigma \tau_{ср} \cdot \tilde{F}_{кол} \qquad (3.3\text{-}1)$$

где Q – абсолютная величина поперечной силы в диафрагме;

N – продольная сила в диафрагме;

$\tau_{ср}$ – сопротивление бетона колонн срезу, принимаемое $\tau_{ср} = R_р$

$\tilde{F}_{кол}$ – площадь поперечного сечения диафрагменных колонн

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Расчетным сечением для проверки условия (3.3-1) является горизонтальный стык в уровне пола верхнего этажа.

Поперечная сила в диафрагме в любом уровне с отметкой H_x равна.

$$Q_x = \left(1 - \frac{H_x}{H}\right) \cdot \frac{1}{1+\alpha} \cdot \left[1 + \alpha + (1-\alpha) \cdot \frac{H_x}{H}\right] \cdot Q_H \qquad (3.3\text{-}2)$$

где Q_H – поперечная сила в уровне заделки; α – см. п 2.3.5.

Поперечная сила от вертикальных нагрузок сохраняет постоянное значение по высоте здания.

Для диафрагм сложного сечения проверка на сдвиг также производится из условия (3.3-1), при этом расчетная поперечная сила принимается равной равнодействующей всех поперечных сил, возникающих в плоских диафрагмах, выделенных фиктивными швами.

3.4. Прочность закладных деталей и перемычек на сдвиг по вертикальному шву.

Прочность закладных деталей и перемычек на сдвиг по вертикальному шву обеспечена при соблюдении условия:

$$T_{эт} \leq T_{эт}^{нс} \qquad (3.4\text{-}1)$$

где $T_{эт}$ – абсолютная величина этажной сдвигающей силы, определенной в результате статического расчета здания.

$T_{эт}^{нс}$ – суммарная несущая способность закладных деталей или перемычек одного этажа

Для типовых диафрагм величины несущей способности закладных деталей и перемычек приведены в ~~табл 3.1~~ приложении 5.

Изменения внесены 29.08.85 рук. гр инж. Леонтьева

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

4. ПРОВЕРКИ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ ЗДАНИЯ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ.

Комплексным критерием, учитывающим обеспеченность конструкций здания по второй группе предельных состояний, является прогиб вершины. Прогибы вершины здания от временных нормативных нагрузок, происходящие от изгиба конструкции и от деформации основания, не должны превышать 0.001 Н каждый.

Перемещение (прогиб) вершины здания определяется по указаниям п 2.3.8.

ЗАВОДА ЖБИ

Инв.№ подл.	Подпись и дата	Взам. инв.№	

Нач. отд.	Волынский		
Н. контр.	Кашелкина		
Гл. конст.	Шац		
Нач. отд-я	Паньшин		
Инжен.	Симонов		

1.020-1/83.0-4 04п3

Проверки несущей системы здания по предельным состояниям второй группы

Стадия	Лист	Листов
Р		1

ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

5. ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЕ ЗДАНИЯ.

5.1. Конструктивные схемы, для которых суммарная жесткость изгибного кручения, вычисленная по формуле (2.1-5), равна нулю, недопустимы. На рис.5.1 приведены примеры принципиально правильной (а) и принципиально неправильных (б), (в) компоновок здания. Величину суммарной жесткости изгибного кручения следует вычислять и в том случае, когда вследствие симметрии конструкций и воздействий расчет на кручение может не производиться, т.к. иначе ошибки, допущенные при разработке проекта (см. например. рис. 5.1.в) могут остаться незамеченными в процессе расчетов

5.2. Суммарные жесткости несущей системы здания при поступательных перемещениях и закручивании (см.п.2.1.5), должны быть примерно равноценными. Так как жесткости поступательных перемещений и жесткость изгибного кручения имеют различные размерности и не могут быть непосредственно сопоставлены, для оценки следует использовать критерий равноустойчивости, выраженный следующим приближенным равеством:

$$h_y \approx h_z \approx h_\theta \qquad (5.2\text{-}1)$$

где h_y, h_z, h_θ - коэффициенты продольного изгиба по (2.3-20)

Наибольшее и наименьшее значение коэффициентов продольного изгиба не должны отличаться более, чем на 50%.

				1.020-1/83.0-4 ОБПЗ	
Нач.отд	Волынский			Требования, предъявляемые к конструктивной схеме здания	Стадия: Р; Лист: 1; Листов: 2
Н.контр	Кашелкина				ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов
ГАконст	Шац				
Нач.отд	Паньшин				
Инжен	Симонов				

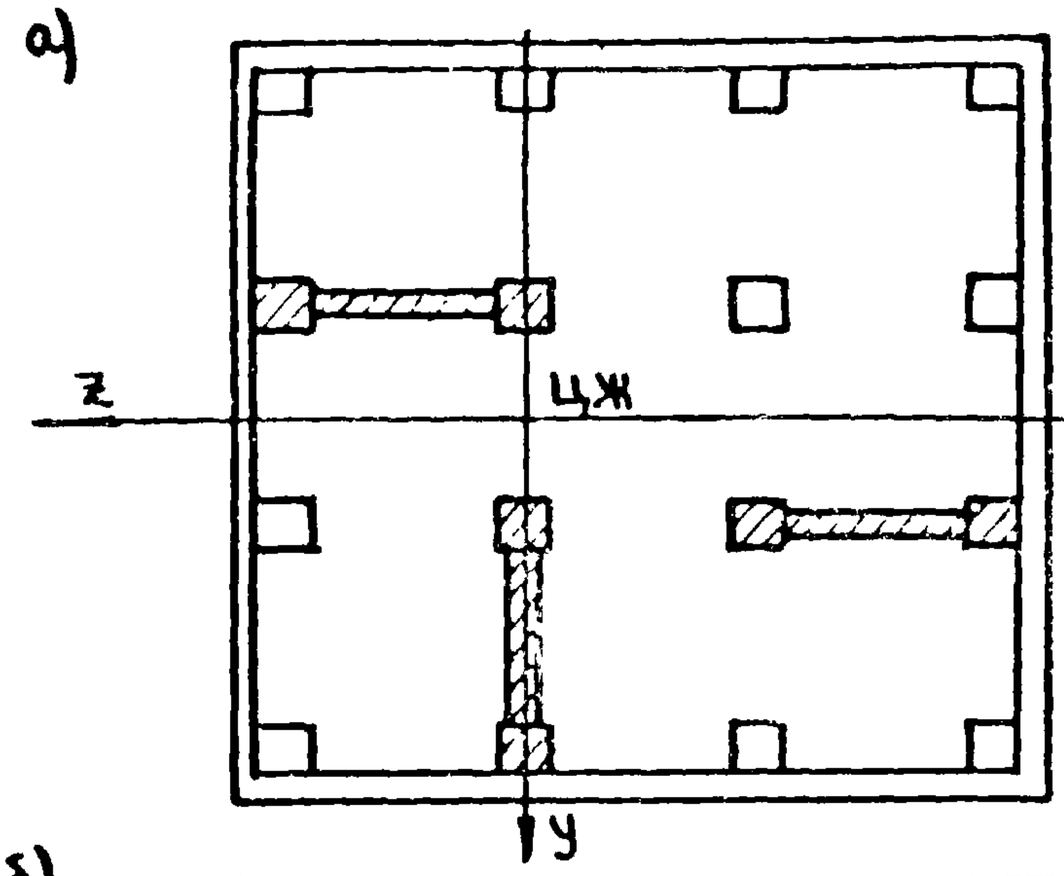
Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

https://zavodjbi.com/

Рис. 5.1

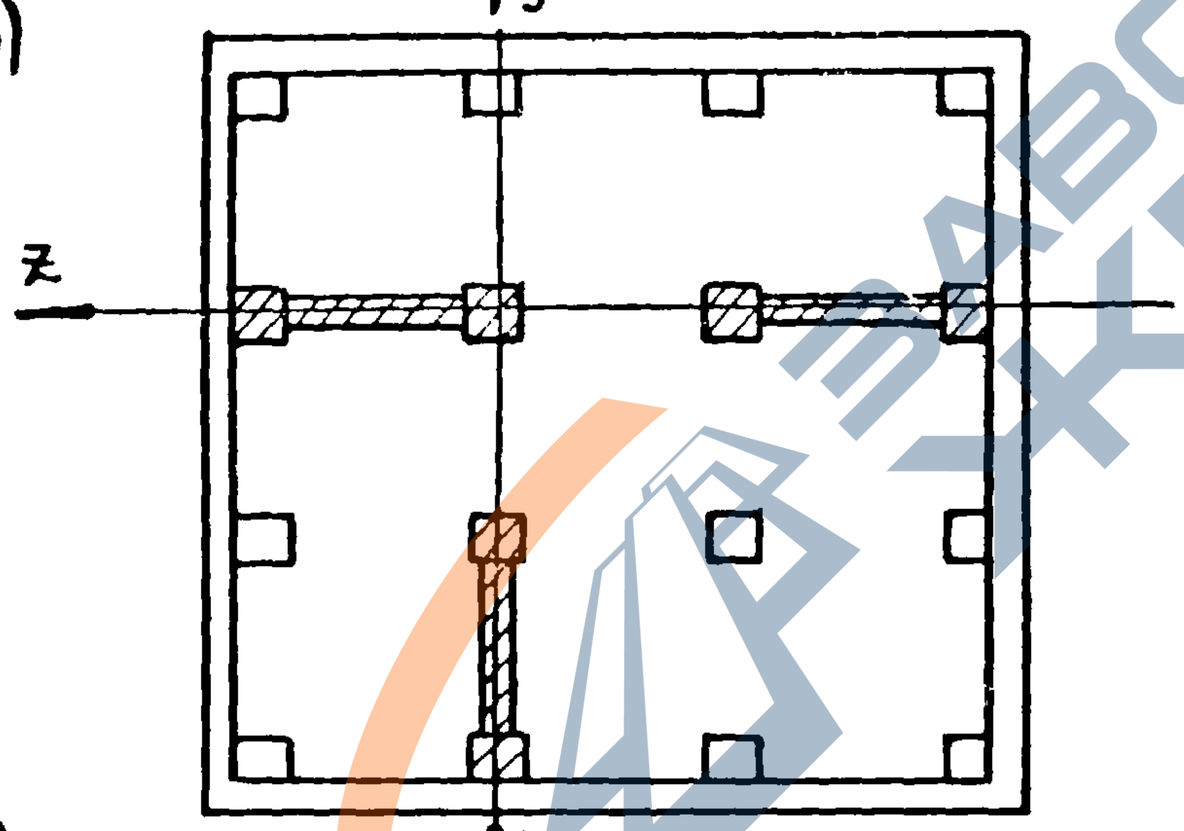
Примеры правильной (а) и неправильной (б), (в) компоновок конструктивной схемы здания

а)



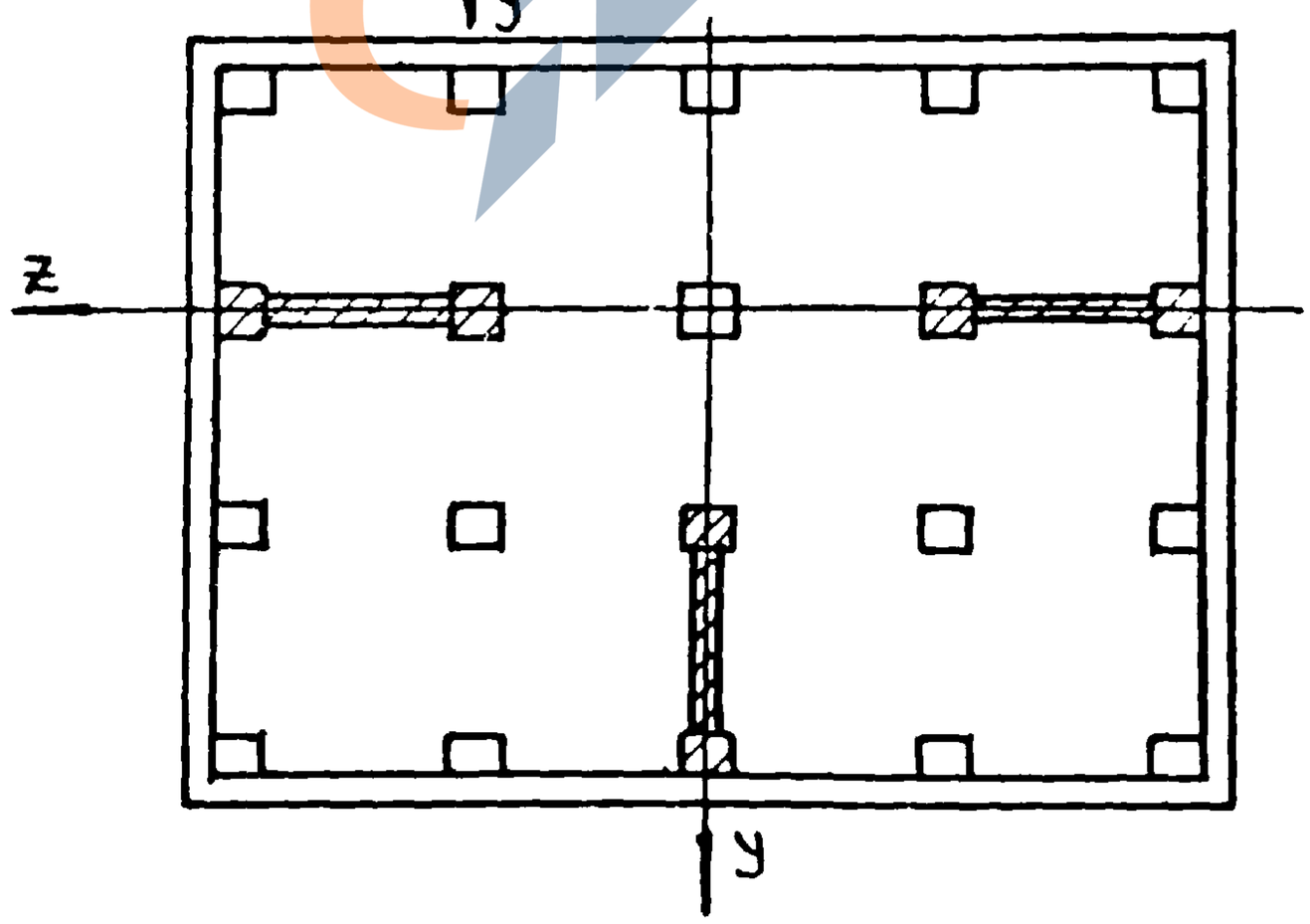
правильно

б)



неправильно

в)



неправильно

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

6 ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЙ ПОДБОР КОЛИЧЕСТВА ДИАФРАГМ.

6.1. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЙ ПОДБОР КОЛИЧЕСТВА ДИАФРАГМ ВОЗМОЖЕН ДЛЯ ЗДАНИЙ, НЕСУЩИЕ СИСТЕМЫ КОТОРЫХ БЛИЗКИ К СИММЕТРИЧНЫМ И ВКЛЮЧАЮТ ПРИМЕРНО ОДИНАКОВЫЕ ПО ЖЕСТКОСТИ И ПО ВЕЛИЧИНАМ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК ДИАФРАГМЫ. ЕСЛИ НЕСУЩИЕ СИСТЕМЫ ЗДАНИЯ ОБЛАДАЮТ ЯРКО ВЫРАЖЕННОЙ АСИММЕТРИЕЙ ИЛИ ДИАФРАГМЫ СУЩЕСТВЕННО ОТЛИЧАЮТСЯ ПО ЖЕСТКОСТЯМ ИЛИ ВЕЛИЧИНАМ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК, ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ РАСЧЕТЫ МОГУТ ДАВАТЬ ЗНАЧИТЕЛЬНУЮ ПОГРЕШНОСТЬ ПО СРАВНЕНИЮ С РЕЗУЛЬТАТАМИ ПОСЛЕДУЮЩИХ УТОЧНЕННЫХ РАСЧЕТОВ

6.2. В ЛЮБОМ СЛУЧАЕ ДЛЯ ПРИНЯТОЙ В ПРОЕКТЕ КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ЗДАНИЯ НЕОБХОДИМО ВЫПОЛНИТЬ ВСЕ ПРОВЕРКИ ПО ПЕРВОЙ И ВТОРОЙ ГРУППАМ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ, ПРЕДУСМОТРЕННЫЕ НАСТОЯЩИМИ "УКАЗАНИЯМИ."

6.3. НЕОБХОДИМОЕ КОЛИЧЕСТВО ДИАФРАГМ ВЫЧИСЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$n = M / M^{пр} \qquad (6.3\text{-}1)$$

ГДЕ n - КОЛИЧЕСТВО ДИАФРАГМ;

M - СУММАРНЫЙ МОМЕНТ ЗДАНИЯ;

$M^{пр}$ - ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫЙ МОМЕНТ, ВОСПРИНИМАЕМЫЙ ОДНОЙ ДИАФРАГМОЙ.

6.4. СУММАРНЫЙ МОМЕНТ ЗДАНИЯ ПРИНИМАЕТСЯ РАВНЫМ:

$$M = M^{0} \cdot K_{вн} + 0{,}001 \cdot H \Sigma P \qquad (6.4\text{-}1)$$

ГДЕ M^{0} - РАСЧЕТНЫЙ МОМЕНТ ОТ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ (ВЕТРОВЫХ) НАГРУЗОК ПО (2.2-1);

ИНВ.№ ПОДЛ.	ПОДПИСЬ И ДАТА	ВЗАМ. ИНВ.№	

НАЧ ОТД	ВОЛЫНСКИЙ		
Н. КОНТР	КАШЕЛКИНА		
ГЛ. КОНС.	ШАЦ		
НАЧ. ОТД-Я	ПАНЬШИН		
ИНЖЕНЕР	СИМОНОВ		

1.020-1/83.0-4 ОБПЗ

ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЙ ПОДБОР КОЛИЧЕСТВА ДИАФРАГМ

СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТОВ
Р	1	3

ЦНИИЭП ТОРГОВО-БЫТОВЫХ ЗДАНИЙ И ТУРИСТСКИХ КОМПЛЕКСОВ

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

$K_{вн}$ – КОЭФФИЦИЕНТ, УЧИТЫВАЮЩИЙ ВЛИЯНИЕ ВНЕЦЕНТРЕННЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК; ЕСЛИ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТЫ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК НЕИЗВЕСТНЫ В ПЕРВОМ ПРИБЛИЖЕНИИ МОЖНО НАЗНАЧИТЬ $K_{вн}=1,2$; ЕСЛИ ЭКСЦЕНТРИЦИТЕТЫ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК ИЗВЕСТНЫ, ЦЕЛЕСООБРАЗНО ВМЕСТО ВЕЛИЧИНЫ $K_{вн} \cdot M^{в}$ В ФОРМУЛУ (6.4-1) ПОДСТАВИТЬ ФАКТИЧЕСКОЕ ЗНАЧЕНИЕ СУММАРНОГО МОМЕНТА ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК;

H – ВЫСОТА ЗДАНИЯ;

ΣP – РАВНОДЕЙСТВУЮЩАЯ ВСЕХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК (СМ.П.2.3.9).

ВТОРОЙ ЧЛЕН В ФОРМУЛЕ(6.4-1) ПРИБЛИЖЕННО В ЗАПАС ПРОЧНОСТИ УЧИТЫВАЕТ ВЕЛИЧИНУ ДОПОЛНИТЕЛЬНОГО МОМЕНТА ОТ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА ЭЛЕМЕНТОВ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ ЗДАНИЯ.

6.5. ЗНАЧЕНИЯ ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМОГО МОМЕНТА $M^{пр}$ ИЗ УСЛОВИЙ ПРОЧНОСТИ ДИАФРАГМЫ ПО НОРМАЛЬНОМУ СЕЧЕНИЮ(3.2-1), (3.2-2) ИЛИ (3.2-3) РАВНО:

ПРИ $N_{ц} > N > N_{гр}$ $\quad M^{пр} = (\Phi_1 - \alpha_1 \cdot N) \cdot \frac{1}{K1}$ (6.5-1)

ПРИ $N_{гр} > N > N_{эп}$ $\quad M^{пр} = (\Phi_2 + \alpha_2 \cdot N) \cdot \frac{1}{K_2}$ (6.5-2)

ПРИ $N_{эп} > N > 0$ $\quad M^{пр} = \alpha_3 \cdot N = C \cdot N$ (6.5-3)

6.6. ЗНАЧЕНИЯ ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМОГО МОМЕНТА В ДИАФРАГМЕ ИЗ УСЛОВИЯ ОГРАНИЧЕНИЯ ДЕФОРМАЦИИ ВЕРШИНЫ ЗДАНИЯ РАВНО:

$$M^{пр} = 0.005 \cdot \frac{B}{H} \qquad (6.6\text{-}1)$$

ИЛИ $\quad M^{пр} = 0.001 \cdot m$ (6.6-2)

ИНВ.№ ПОДЛ. | ПОДПИСЬ И ДАТА | ВЗАМ.ИНВ.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ГДЕ B - ИЗГИБНАЯ ЖЕСТКОСТЬ ДИАФРАГМЫ ПО (2.1-1);

H - ВЫСОТА ЗДАНИЯ;

m - КОЭФФИЦИЕНТ ЖЕСТКОСТИ ОСНОВАНИЯ ДИАФРАГМЫ ПО (2.1-7).

ФОРМУЛА (6.6-1) СООТВЕТСТВУЕТ ОГРАНИЧЕНИЮ ДЕФОРМАЦИЙ, ПРОИСХОДЯЩИХ ВСЛЕДСТВИЕ ИЗГИБА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ, ФОРМУЛА (6.6-2) СООТВЕТСТВУЕТ ОГРАНИЧЕНИЮ ДЕФОРМАЦИЙ, ПРОИСХОДЯЩИХ ВСЛЕДСТВИЕ КРЕНА ФУНДАМЕНТОВ. В ОБЕИХ ФОРМУЛАХ УЧТЕН УСРЕДНЕННЫЙ КОЭФФИЦИЕНТ ПЕРЕГРУЗКИ, РАВНЫЙ 1,2, ПОЭТОМУ ВЫЧИСЛЕННЫЕ ЗНАЧЕНИЯ ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫХ МОМЕНТОВ СЛЕДУЕТ СОПОСТАВЛЯТЬ С РАСЧЕТНЫМ ЗНАЧЕНИЕМ СУММАРНОГО МОМЕНТА ЗДАНИЯ ПО (6.4-1).

6.7. НЕОБХОДИМОЕ КОЛИЧЕСТВО ДИАФРАГМ, ОБЕСПЕЧИВАЮЩЕЕ ВЫПОЛНЕНИЕ УСЛОВИЯ ПРОЧНОСТИ (3.3-1) НА СДВИГ ПО ГОРИЗОНТАЛЬНОМУ ШВУ, ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$n = 2Q/N \qquad (6.7\text{-}1)$$

ГДЕ Q - СУММАРНАЯ ПОПЕРЕЧНАЯ СИЛА ВСЕХ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК ЗДАНИЯ;

N - ПРОДОЛЬНАЯ СИЛА В ДИАФРАГМЕ

6.8. МОЖНО СОСТАВИТЬ ТАКЖЕ РАСЧЕТНЫЕ ФОРМУЛЫ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМОГО МОМЕНТА В ДИАФРАГМЕ, ИЗ УСЛОВИЯ ОБЕСПЕЧЕННОСТИ ПРОЧНОСТИ СВЯЗЕЙ ПРИ СДВИГЕ ПО ВЕРТИКАЛЬНОМУ ШВУ. ОДНАКО ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ТАКИХ ЗАВИСИМОСТЕЙ ПРИ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОМ ОРИЕНТИРОВОЧНОМ ПОДБОРЕ ДИАФРАГМ ПРЕДСТАВЛЯЕТСЯ НЕЦЕЛЕСООБРАЗНЫМ ВВИДУ БОЛЬШОГО КОЛИЧЕСТВА РАСЧЕТОВ И НЕОБХОДИМОСТИ ТОЧНЫХ СВЕДЕНИЙ О ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗКАХ, ПРИЛОЖЕННЫХ НЕ ТОЛЬКО К ДИАФРАГМЕ В ЦЕЛОМ, НО И К ОТДЕЛЬНЫМ ЕЕ ЭЛЕМЕНТАМ, ЧТО ОБЫЧНО НЕДОСТАТОЧНО ЧЕТКО ОПРЕДЕЛЕНО НА НАЧАЛЬНЫХ СТАДИЯХ РАЗРАБОТКИ ПРОЕКТА. ПОЭТОМУ РЕКОМЕНДУЕТСЯ ВЫПОЛНЯТЬ ПРОВЕРКИ ПРОЧНОСТИ ПО ВЕРТИКАЛЬНЫМ ШВАМ В РАМКАХ ПРОВЕРОЧНОГО РАСЧЕТА ПРИНЯТОГО КОНСТРУКТИВНОГО ВАРИАНТА ЗДАНИЯ.

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

19827 51

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

7. АВТОМАТИЗИРОВАННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА

На основе изложенных в настоящих "Указаниях" расчетных зависимостей ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов разработана программа автоматизированного расчета каркасно-панельных зданий (ПРИКАЗ).

С помощью этой программы выполняются статические расчеты здания, определяются внутренние усилия в конструктивных элементах и перемещения здания, выполняются необходимые проверки прочности диафрагм жесткости и их стыков.

Несущая система здания может включать диафрагмы любой формы в плане, диафрагмы жесткости могут быть как типовыми, так и нетиповыми.

Исходными данными для работы программы является минимальная информация о геометрических параметрах расчетной схемы здания и нагрузках.

В результате расчета, для сборных диафрагм подбираются требуемые несущие способности диафрагменных колонн, а также выполняется анализ условий прочности, и указываются элементы расчетной схемы, прочность которых при заданных нагрузках не обеспечена.

Программа написана на языке PL-1 для ЭВМ ЕС-1033. Инструкция к программе распространяется ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов, эта же организация осуществляет необходимую методическую помощь при внедрении.

Пример расчета здания по программе ПРИКАЗ, иллюстрирующий технику подготовку исходных данных и интерпретации результатов, приведен в приложении 1 к настоящим "Указаниям",

				1.020-1/83.0-4 07 ПЗ
НАЧ ОТД	КОЛЫНСКИЙ			АВТОМАТИЗИРОВАННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА
Н. КОНТР	КАШЕЛКИНА			
ГЛ КОНСТ	Ш А Ц			
НАЧ ОТД	ПАНЬШИК			
ИНЖЕНЕР	СИМОНОВ			

СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТОВ
Р		1

ЦНИИЭП ТОРГОВО-БЫТОВЫХ ЗДАНИЙ И ТУРИСТСКИХ КОМПЛЕКСОВ

ИНВ № ПОДЛ. | ПОДПИСЬ И ДАТА | ВЗАМ. ИНВ №

19827 52

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

8. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

8.1. Расчет несиметричного здания с плоскими диафрагмами.

Исходные данные

Рассчитывается 8-этажное здание, конструктивная схема которого показана на рис.8.1. Размеры здания в плане 42×18(м), высота этажа $h_{эт}=4,2$(м), расчетная высота здания $H=34$(м). Несущую систему здания образуют плоские сборные диафрагмы жесткости по серии 1.020-1/83 (сечение колонн 40×40); расположение диафрагм в плане во всех этажах одинаково.

Основание здания образуют пески средней крупности, имеющие следующие физико-механические характеристики: модуль упругости $E = 4500$ (т/м^2), коэффициент Пуассона $\mu = 0,3$. Фундаменты под диафрагмы выполняются монолитными, размеры фундаментов по подошве показаны на рис.8.2. Глубина заложения фундаментов $h_ф=2,0$(м).

Здание проектируется для строительства во II районе по скоростному напору ветра.

Равнодействующая всех вертикальных нагрузок составляет:

при максимальных нагрузках $(\Sigma P)_{max}$ = 10050 (т),

в том числе длительная $(\Sigma P)^{дл}_{max}$ = 8800 (т),

при минимальных нагрузках $(\Sigma P)_{min}$ = 5650 (т).

(под минимальными нагрузками понимаются нормативные значения постоянных нагрузок)

Вертикальные нагрузки в тоннах, действующие на отдельные элементы сборных диафрагм, приведены на рис. 8.4.

				1.020-1/83.0-4 ОВПЗ		
НАЧ.ОТД	ВОЛЫНСКИЙ			ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА	СТАДИЯ: Р	ЛИСТ: 1
Н.КОНТР	ПРОЦЕНКО					ЛИСТОВ: 36
ГИП	САВРАНСКИЙ				ЦНИИЭП	ТОРГОВО-ВЫЗОВЫХ ЗДАНИЙ И ТУРИСТСКИХ КОМПЛЕКСОВ
НАЧ.ОТД.Я	ПАНЬШИН					
ИНЖЕН.	СЦМОНОВ					

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Рис. 8.1

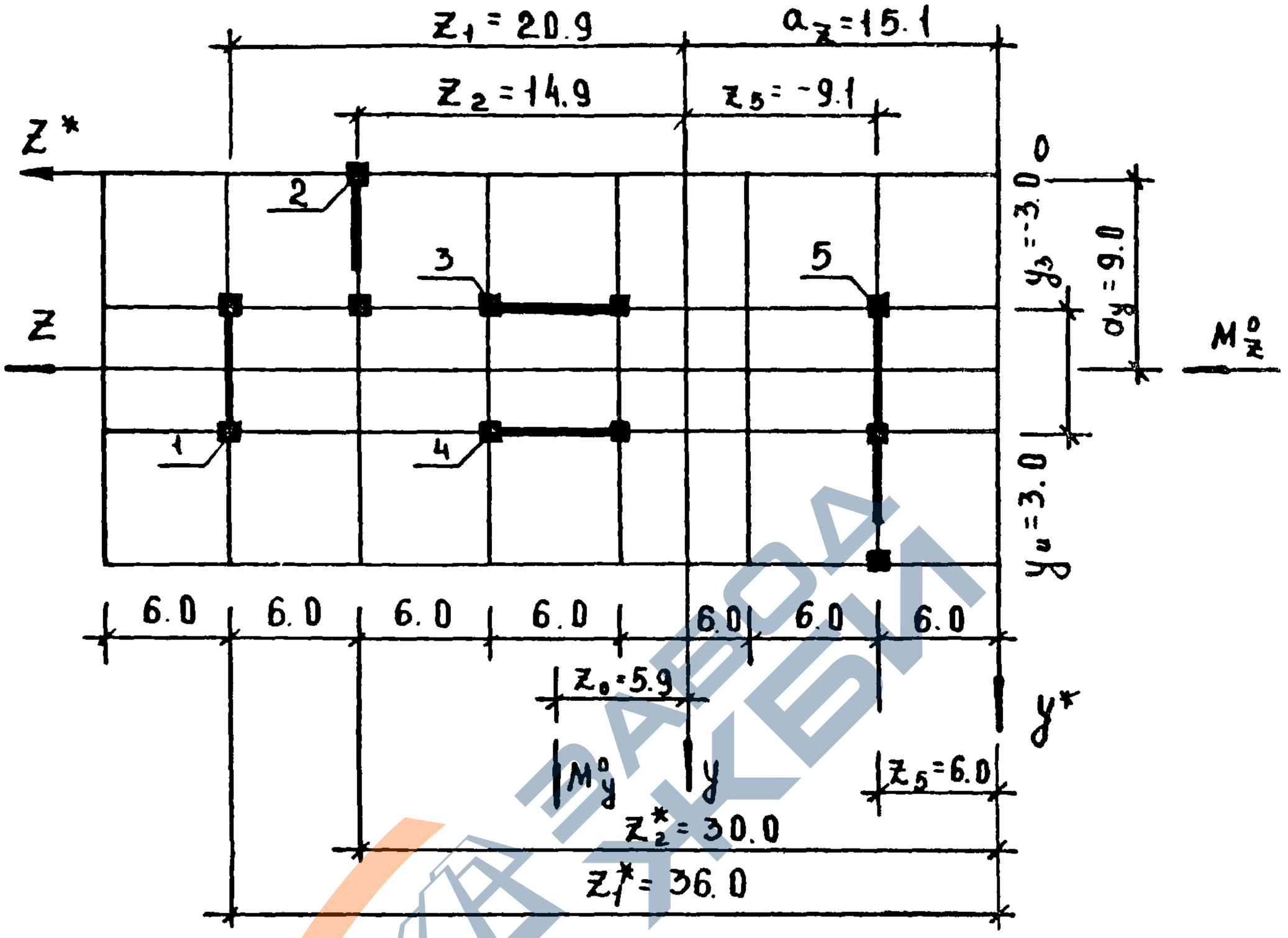
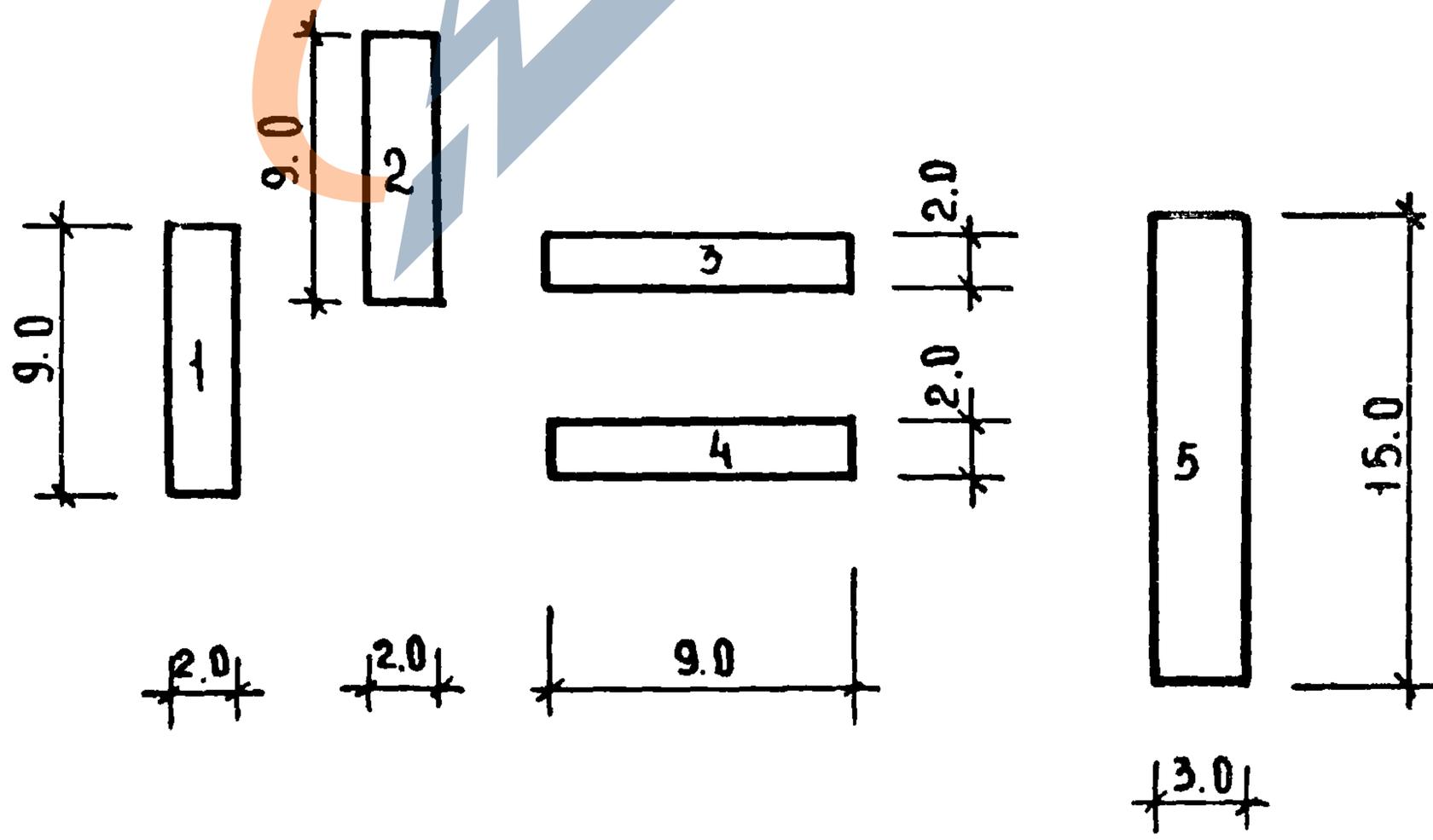


Рис. 8.2



ИНВ.№ ПОДЛ | ПОДПИСЬ И ДАТА | ВЗАМ.ИНВ.№

1.020-1/83.0-4 ОВ ПЗ

ЛИСТ 2

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Таблица 8.1

Определение жесткостей диафрагм

№№ диафрагм	Относительная высота диафрагмы $\beta = \frac{H}{B}$	Коэффициент условия работы по (2.1-2) $K_{эф}$	Изгибная жесткость диафрагмы с абсолютно жесткими связями $B^0 \cdot 10^6$ (тм²)	Изгибная жесткость сборной диафрагмы с учетом податливости соединений $B \cdot 10^6$ (тм²)	Осевая жесткость диафрагмы с абсолютно жесткими связями $A^0 \cdot 10^6$ (т)	Осевая жесткость сборной диафрагмы с учетом податливости соединений $A \cdot 10^6$ (т)
1	5.67	0.705	13.8	9.6	2.40	1.70
2	5.67	0.705	13.1	9.1	2.12	1.50
3	5.67	0.705	13.8	9.6	2.40	1.70
4	5.67	0.705	13.8	9.6	2.40	1.70
5	2.84	0.575	64.1	36.8	3.93	2.26

Таблица 8.2

Вычисление суммарных жесткостей основания

№№ диафрагм	Коэффициент жесткости основания при крене фундамента в плоскости параллельной оси У $m_{iy} \cdot 10^{-6}$ (тм)	$z_{фi}$ (м)	$z^2_{фi}$ (м²)	$m_{iy} \times z^2_{фi} \times 10^{-6}$ (тм³)	Коэффициент жесткости основания при крене фундамента в плоскости параллельной оси Z $m_{iz} \cdot 10^{-6}$ (тм)	$y_{фi}$ (м)	$y^2_{фi}$ (м²)	$m_{iy} \cdot y^2_{фi} \times 10^{-6}$ (тм³)
1	0.33	+20.9	436,8	144.1	0.033			
2	0.33	+14.9	222,0	73.3	0.033			
3	0.033				0.93	-3,0	9,0	2,97
4	0.033				0.33	+3,0	9,0	2,97
5	1.45	-15,1	+228,0	330.6	0.128			
Σ	2.18			548	0,85			5,94

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Определение жесткостей диафрагм и суммарный жесткостей здания и основания

Маркировка диафрагм жесткости, входящих в состав несущей системы здания, показана на рис. 8.1.

Изгибные B_i и осевые A_i жесткости диафрагм рассчитываются по формулам (2.1.1): $B = K_{деф} \cdot B^0$; $A = K_{деф} \cdot A^0$, с учетом коэффициентов условий работы по формуле (2.1-2) $K_{деф} = \frac{2.6\beta - 1.3}{2 + 3\beta}$, которые вычисляются в зависимости от относительной высоты диафрагмы $\beta = \frac{H}{B}$. Результаты расчета приведены в табл. 8.1.

Жесткости B_i^0 и A_i^0 при абсолютно жестких соединениях для двухколонных диафрагм №№ 1, 2, 3 и 4 приняты по Прилож. 4, а для трехколонной диафрагмы №5 определены по указаниям п. 2.3.10. В качестве составных элементов диафрагмы №5 рассматриваем (см. рис. 8.3) двухколонную глухую диафрагму (I) с изгибной жесткостью $B^0_{5.1} = 13.8 \cdot 10^6 (тм^2)$ и осевой жесткостью $A^0_{5.1} = 240 \cdot 10^6$ (т) (№2 по Прил. 4) и одноколонную диафрагму с проемом (2) с изгибной жесткостью $B^0_{5,2} = 6,7 \cdot 10^6 (тм^2)$ и осевой жесткостью $A^0_{5.2} = 1,53 \cdot 10^6$ (т) (№26 по Прил. 4). Привязка элементов показана на рис. 8.3. Осевая жесткость диафрагмы №5 по формуле (2.3-25) равна:

$$A_5^0 = \sum A^0_{5,i} = (2.40 + 1.53) \cdot 10^6 = 3.93 \cdot 10^6 \quad (т)$$

Привязку центра тяжести $y_{ц.т.}$ диафрагмы №5 определяем по формуле (2.3-27):

$$y_{ц.т.} = \frac{\sum A^0_{5.i} \cdot c_i}{A_5^0} = \frac{(240 \cdot 10^6 \cdot 9 + 1.53 \cdot 10^6 \cdot 2.15)}{3.93 \cdot 10^6} = 6,33 \ (м)$$

Инв. № подл.	Подпись и дата	Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

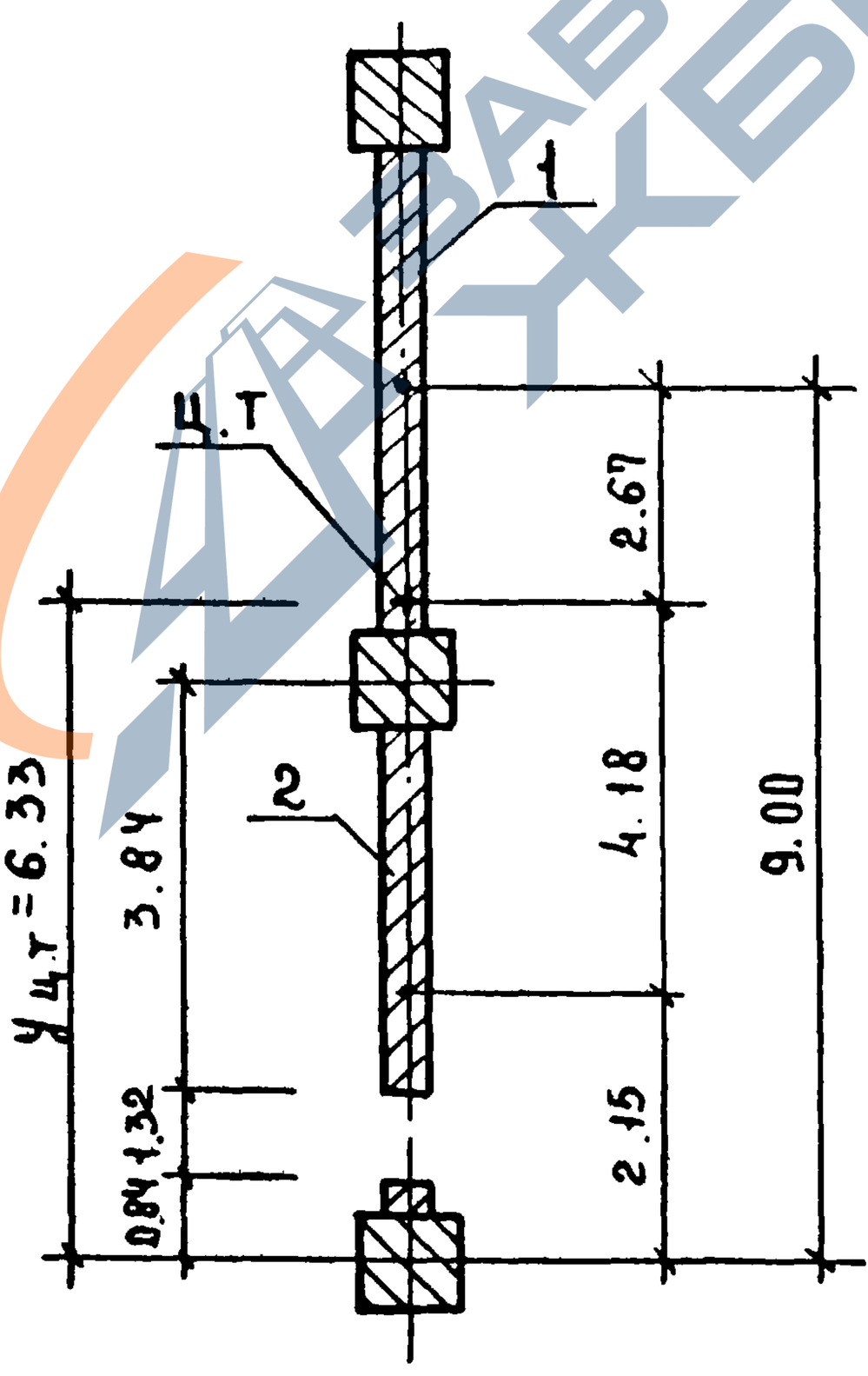
https://zavodjbi.com/

Таблица 8.3

Коэффициенты продольного изгиба

Длительность действия нагрузки	Вертикальная нагрузка	γ_y	γ_z	γ_θ
Кратковременные нагрузки	максимальная	1.11	1.37	1.10
	минимальная	1.06	1.18	1.06
Длительные нагрузки	максимальная	1.15	1.53	1.14

Рис. 83



https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Таблица 8.4

Расчетные значения суммарных моментов и бимоментов горизонтальных и вертикальных нагрузок. Вычисление кривизн.

Варианты нагрузок		$D_y = 55,6 \cdot 10^6$ (тм)		$D_z = 19.2 \cdot 10^6$ (тм)		$D_\theta = 9425 \cdot 10^6$ (тм^2)	
		M_y (тм)	$H_{oy} \cdot 10^{-6}$	M_z (тм)	$H_{oz} \cdot 10^{-6}$	M_θ (тм^2)	$H_\theta \cdot 10^{-6}$
1	Горизонтальная вдоль оси Y	±1470	±26,43	0	0	±7780	±0,83
2	Горизонтальная вдоль оси Z	0	0	±775	±40,28	0	0
3	Вертикальная максимальная	+442	+7.94	0	0	+9295	+0,99
4	Вертикальная минимальная	+464	+8,34	0	0	-1680	20.18
5	Вертикальная временная	+175	+3.15	0	0	+3547	+0.38

Таблица 8.5

Вертикальные нагрузки на диафрагмы

№№ диафрагм	Максимальные		Минимальные		Временные	
	Вертикальная нагрузка	Момент вертикальной нагрузки	Вертикальная нагрузка	Момент вертикальной нагрузки	Вертикальная нагрузка	Момент вертикальной нагрузки
1	990	0	460	0	480	0
2	950	+503	475	+100	420	+305
3	980	0	460	0	470	0
4	980	0	460	0	470	0
5	1495	-105	750	1338	660	-145

Инв. № подл. | Подп. и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Изгибную жесткость диафрагмы N5 при монолитных соединениях элементов вычисляем по формуле (2.3-26):

$$B_5^0 = \Sigma B_{5,i}^0 + \Sigma A_{5,i}^0 \cdot \bar{e}_i^2 = 13,8 \cdot 10^6 + 6.7 \cdot 10^6 + 2.40 \cdot 10^8 \cdot 2,67^2 + 1,53 \cdot 10^6 \cdot 4,18^2 = 64,1 \cdot 10^6 \ (тм^2)$$

Суммарные жесткости здания по формуле (2.1-4) равны:

$$D_y = \sum_{i=1}^{5} B_{iz} = B_{1z} + B_{2z} + B_{5z} = (9,6 + 9,1 + 36,8) \cdot 10^6 = 55,6 \cdot 10^6 (тм^2)$$

$$D_z = \sum_{i=1}^{5} B_{iy} = B_{3y} + B_{4y} = 2 \cdot 9,6 \cdot 10^6 = 19,2 \ (тм^2)$$

Произвольные оси координат Y^*, Z^* совмещаем с наружными разбивочными осями здания (см. рис. 8.1) и относительно них по формуле (2.1-3) определяем координаты центра жесткостей несущей системы здания:

$$a_y = \frac{\sum_{i=1}^{5} B_{iy} \cdot y_i^*}{D_z} = \frac{B_{3y} \cdot y_3^* + B_{4y} \cdot y_4^*}{D_z} = \frac{9,6 \cdot 10^6 \cdot 6 + 9,6 \cdot 10^6 \cdot 12}{19,2 \cdot 10^6} = 9,0 \ (м)$$

$$a_z = \frac{\sum_{i=1}^{5} B_{iz} \cdot z_i^*}{D_y} = \frac{B_{1z} \cdot z_1^* + B_{2z} \cdot z_2^* + B_{5z} \cdot z_5^*}{D_y} = \frac{9,6 \cdot 10^6 \cdot 36 + 9,1 \cdot 10^6 \cdot 30 + 36,8 \cdot 10^6}{55 \cdot 10^6} = 15,1 (м)$$

Суммарная жесткость изгибного кручения несущей системы здания по (2.1-5) равна:

$$\Phi_8 = \sum_{i=1}^{5} (B_{iz} \cdot z_i^2 + B_{iy} \cdot y_i^2) = B_{1z} \cdot z_1^2 + B_{2z} \cdot z_2^2 + B_{3y} \cdot y_3^2 + B_{4y} \cdot y_4^2 + B_{5z} \cdot z_5^2 = 9,6 \cdot 20,9^2 \cdot 10^6 + 9.1 \cdot 10^6 \cdot 14,9^2 + 9,6 \cdot 10^6 \cdot 3^2 + 9,6 \cdot 10^6 \cdot 3^2 + 36.8 \cdot 10^6 \cdot 9.1^2 = 9425 \cdot 10^6 \ (тм^2)$$

Коэффициенты жесткости основания для отдельных диафрагм определяем по указаниям п. 2.1.6. Крены фундаментов диафрагм при действии единичных моментов $\bar{z}_z = 1$ определяем по формулам (8) и (9) Приложения 3 СНиП II-15-74.

$$i_\ell = \frac{(1-\mu)^2 \cdot K_e}{E_x (\ell/2)^3}; \quad i_B = \frac{(1-\mu)^2 \cdot K_6}{E_x (B/2)^3}$$

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Размеры подошв фундаментов: 9×2(м) для диафрагм NN 1-4 и 15×3(м) для диафрагмы N5 (см. рис. 8.2).

Для фундаментов диафрагм NN 1-4 значения коэффициентов по табл. 4 Приложения 3 СНиП II-15-74 при соотношении сторон $n = \frac{e}{b} = \frac{9}{2} = 4.5$ составляют:

$K_e = 1.35$ $K_в = 0.15$

Кренны фундаментов для диафрагм NN 1-4 от единичных моментов в направлении большей и меньшей сторон и соответствующие им коэффициенты жесткости при модуле упругости грунта $E = 4500$ (т/м²) и коэффициенте Пуассона $\mu = 0,3$ равны:

$$i_e = \frac{(1-0,3^2)\cdot 1.35}{4500\cdot 4,5^3} = 3,0\cdot 10^{-6}\left(\frac{1}{тм}\right); \quad m = \frac{1}{3\cdot 10^{-6}} = 0,33\cdot 10^6\,(тм)$$

$$i_в = \frac{(1-0,3^2)\cdot 0,15}{4500\cdot 13} = 30.4\cdot 10^{-6}\left(\frac{1}{тм}\right); \quad m = \frac{1}{30,4\cdot 10^{-6}} = 0.033\cdot 10^6\,(тм)$$

Для диафрагмы N5 при соотношении сторон $n = 15:3 = 5$ находим $K_e = 1.44$ и $K_в = 0.13$, тогда кренны фундаментов и коэффициенты жесткости равны:

$$i_e = \frac{(1-0,3^2)\cdot 144}{4500\cdot 7.5^3} = 0,69\cdot 10^{-6}\left(\frac{1}{тм}\right); \quad m = \frac{1}{0,69\cdot 10^{-6}} = 1,45\cdot 10^6\,(тм)$$

$$i_в = \frac{(1-0,3^2)\cdot 0,13}{4500\cdot 1,5^3} = 7,78\cdot 10^{-6}\left(\frac{1}{тм}\right); \quad m = \frac{1}{7,78\cdot 10^{-6}} = 0,128\cdot 10^6\,(тм)$$

Коэффициенты жесткостей фундаментов отдельных диафрагм сведены в табл. 8.2. В эту же таблицу занесены суммарные жесткости основания, вычисленные по формулам (2.1-8):

$$R_y = \sum_{i=1}^{5} m_{iy} = 2,18\cdot 10^6\,(тм); \quad R_z = \sum_{i=1}^{5} m_{iz} = 0.85\cdot 10^6\,(тм)$$

$$R_в = \sum_{i=1}^{5} \left(m_{iy}\cdot z_{фi}^2 + m_{iz}\cdot y_{фi}^2\right) = 554\cdot 10^6\,(тм^3)$$

При вычислении суммарной жесткости основания $R_в$ жесткости отдельных фундаментов при кренне в направлении меньшей стороны не учитывались.

Инв. № подл. | Подп. и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Определение коэффициентов продольного изгиба.

Коэффициенты продольного изгиба определяем для трех вариантов загружения: кратковременном действии максимальной и минимальной вертикальных нагрузок, а также длительном действии максимальной нагрузки. Ниже приведен расчет коэффициента продольного изгиба ζ_y для случая кратковременного действия максимальной вертикальной нагрузки.

Безразмерный параметр вертикальной нагрузки V вычисляем по формуле (2.3-21)

$$V = c \cdot H^2 \cdot \Sigma P_i / \Phi_y = 1.34^2 \cdot 10050 / 55{,}6 \cdot 10^6 = 0.209$$

Характеристику податливого основания φ и критический параметр $V_{кр}$ вычисляем по формуле (2.3-23):

$$\varphi_y = \frac{\Phi_y}{H \cdot R_y \cdot c} = \frac{55{,}6 \cdot 10^6}{34 \cdot 2{,}18 \cdot 10^5 \cdot 1} = 0.750$$

$$V_{кр} = \frac{2.08}{0{,}266 + \varphi} = 2.047$$

Коэффициент продольного изгиба ζ_y определяем по формуле (2.3-20):

$$\zeta_y = \frac{f}{1 - \frac{V}{V_{кр}}} = \frac{f}{1 - 0{,}209/2.047} = 1.11$$

Остальные коэффициенты продольного изгиба рассчитываются аналогично, с учетом коэффициента $\beta = 2$ для длительно действующих нагрузок (п.2.3.9) и безразмерного параметра вертикальной нагрузки, соответствующего круглой форме деформации, определяемого по формулам (2.3-21, 22): $V_e = H^2 \Sigma P_i (J_y + J_z) / (\Phi_y \cdot F)$

Результаты расчета представлены в табл. 8.3.

Инв.№ подл. | Подп. и дата | Взам. инв.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Определение суммарных нагрузок.

Суммарные моменты горизонтальных нагрузок здания определяем по Прилож. 3. Для здания высотой 34 (м) расчетный изгибающий момент на 1 п.м. фасада 24,2 (тм/м). С учетом фактических длин фасадов $\ell_2 = 42$ (м) и $\ell_4 = 18$ (м) и поправочного коэффициента 1,3 для II ветрового района суммарные моменты от действия ветра равны:

$$M_y^e = 1,3 \cdot 42 \cdot 24,2 = 1320 \ (тм)$$

$$M_z^e = 1,3 \cdot 18 \cdot 24,2 = 565 \ (тм)$$

Бимоменты горизонтальных нагрузок вычисляем, принимая эксцентриситеты равными: $y_0 = 0$; $z_0 = 5,9$ (м)

$$M_\omega = 1320 \cdot 5,9 = 7780 \ (тм^2)$$

Расчетные значения суммарных моментов и бимоментов горизонтальных нагрузок с учетом коэффициентов продольного изгиба приведены в табл. 8.4.

Вертикальные нагрузки в тоннах, действующие на отдельные элементы сборных диафрагм, приведены на рис. 8.4. Данные в скобках соответствуют минимальным нагрузкам. Значения вертикальных нагрузок на диафрагмы и моментов от их внецентренного приложения приведены в табл. 8.5 (Вычисления эксцентриситетов действия вертикальных нагрузок для краткости опущены).

Суммарные моменты и бимоменты всех вертикальных нагрузок вычисляем по формулам (2.2-1).

При максимальных нагрузках:

$$M_y = h_y \cdot (P_2 \cdot e_{2y} + P_5 \cdot e_{5y}) = 1.11 \cdot (503 + (-105)) = 442 \ (тм)$$

$$M_\omega = h_0 \cdot (P_2 \cdot e_{2y} \cdot z_2 + P_5 \cdot e_{5y} \cdot z_5) = 1.10 \cdot (503 \cdot 14,9 + (-105) \cdot (-9,1)) = 9295 \ (тм^2)$$

При минимальных нагрузках: $M_y = 1,06 \cdot (100 + 338) = 464 \ (тм)$

$$M_\omega = 1,06 \ (100 \cdot 14,9 + 338 \cdot (-9,1)) = 1680 \ (тм^2)$$

Инв. № подл. | Подп. и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

При временных нагрузках: $M_y = 1,11 \cdot (305 - 145) = 175$ (тм)

$M_\theta = 1,10\,(305 \cdot 14,9 + (-145) \cdot (-9,1)) = 3547$ (тм²)

Вычисленные значения моментов занесены в табл. 8.4.

Статический расчет

Кривизны $\mathcal{H}_{oy}$, $\mathcal{H}_{oz}$, $\mathcal{H}_\theta$, соответствующие перемещениям начала координат (центра жесткостей) вычисляем по формулам (2.3-1).

$$\mathcal{H}_{oy} = \frac{M_y}{\mathcal{D}_y}\ ;\quad \mathcal{H}_{oz} = \frac{M_z}{\mathcal{D}_z}\ ;\quad \mathcal{H}_\theta = \frac{M_\theta}{\mathcal{D}_\theta}$$

Расчеты выполнены на действие горизонтальных и вертикальных нагрузок в отдельности (см. табл. 8.4).

Кривизны плоских диафрагм рассчитываются по формулам (2.3-2). Для диафрагм, параллельных оси Y:

$$\mathcal{H}_{iy} = \mathcal{H}_{oy} + \mathcal{H}_\theta \cdot z_i\ ;$$

для диафрагм, параллельных оси Z:

$$\mathcal{H}_{iz} = \mathcal{H}_{oz} - \mathcal{H}_\theta \cdot y_i\ .$$

Расчеты выполнены в табл. 8.6, где определены также и значения изгибающих моментов по формуле (2.3-3):

$$M_i = -\mathcal{H}_i B_i$$

Продольные силы в плоских диафрагмах в соответствии с формулой (2.3-6) $N_i = P_i$ численно равны вертикальным нагрузкам и могут приниматься по данным табл. 8.5.

Для последующего расчета прочности по нормальному сечению в составе трехколонной диафрагмы выделяем двухколонные диафрагмы N 5.1 и N 5.2 (см. рис. 8.5); изгибные и осевые жесткости выделенных диафрагм определяем по формулам (2.1-1), принимая коэффициент условий работы равным $\mathcal{K}_{эф} = 0,575$ (см. табл. 8.1) в соответствии с относительной высотой $\beta = 2.84$ диафрагмы N 5.

Инв. № подл. | Подп. и дата

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Таблица 8.6

Вычисление кривизн плоских диафрагм и изгибающих моментов для диафрагм, параллельных оси Y

N N диафрагм	z_i	Варианты нагрузок	$H_{oy}\cdot10^{-6}$	$H_\theta\cdot10^{-6}$	$H_\theta z_i\cdot10^{-6}$	$H_{iy}\cdot10^{-6}$	$B_{iz}\cdot10^{6}$	M_{iy}
1	20.9	1	±26.43	±0.83	±17.34	±43.77		∓422
		2	0	0	0	0		0
		3	+7.94	+0.99	+20.69	+28.63	9.6	-275
		4	+8.34	-0.18	-3.76	+4.58		-44
2	14.9	1	±26.43	±0.83	±12,37	±38.80		±353
		2	0	0	0	0	9.1	0
		3	+7.94	+0.99	+14.75	+22.69		-206
		4	+8,34	-0.18	-2.68	+5.66		-52
5	-9,1	1	±26.43	±0.83	∓7.55	±18.88		∓696
		2	0	0	0	0		0
		3	+7.94	+0.99	-9,01	-1.07	36,8	+39
		4	+8,34	-0,18	+1,64	+9.98		-368

Для диафрагм, параллельных оси Z

N N диафрагм	y_i	Варианты нагрузок	$H_{oz}\cdot10^{-6}$	$H_\theta\cdot10^{-6}$	$H_\theta y_i\cdot10^{-6}$	$H_{iz}\cdot10^{-6}$	$B_{iy}\cdot10^{6}$	M_{iz}
3	-3.0	1	0	±0.83	∓2, 49	±2, 49		∓24
		2	±40.98	0	0	±40,98	9.6	∓394
		3	0	+0.99	-2.97	∓2.97		-29
		4	0	-0.18	+0.54	-0,54		+5
4	+3.0	1	0	±0.83	±2.49	∓2. 49		±24
		2	±40,98	0	0	±40,98	9.6	∓394
		3	0	+0.99	+2.97	-2.97		+29
		4	0	-0.18	-0.54	+0.54		-5

Варианты нагрузок

1. Горизонтальные нагрузки, направленные вдоль оси Y
2. Горизонтальные нагрузки, направленные вдоль оси Z
3. Вертикальные максимальные
4. Вертикальные минимальные

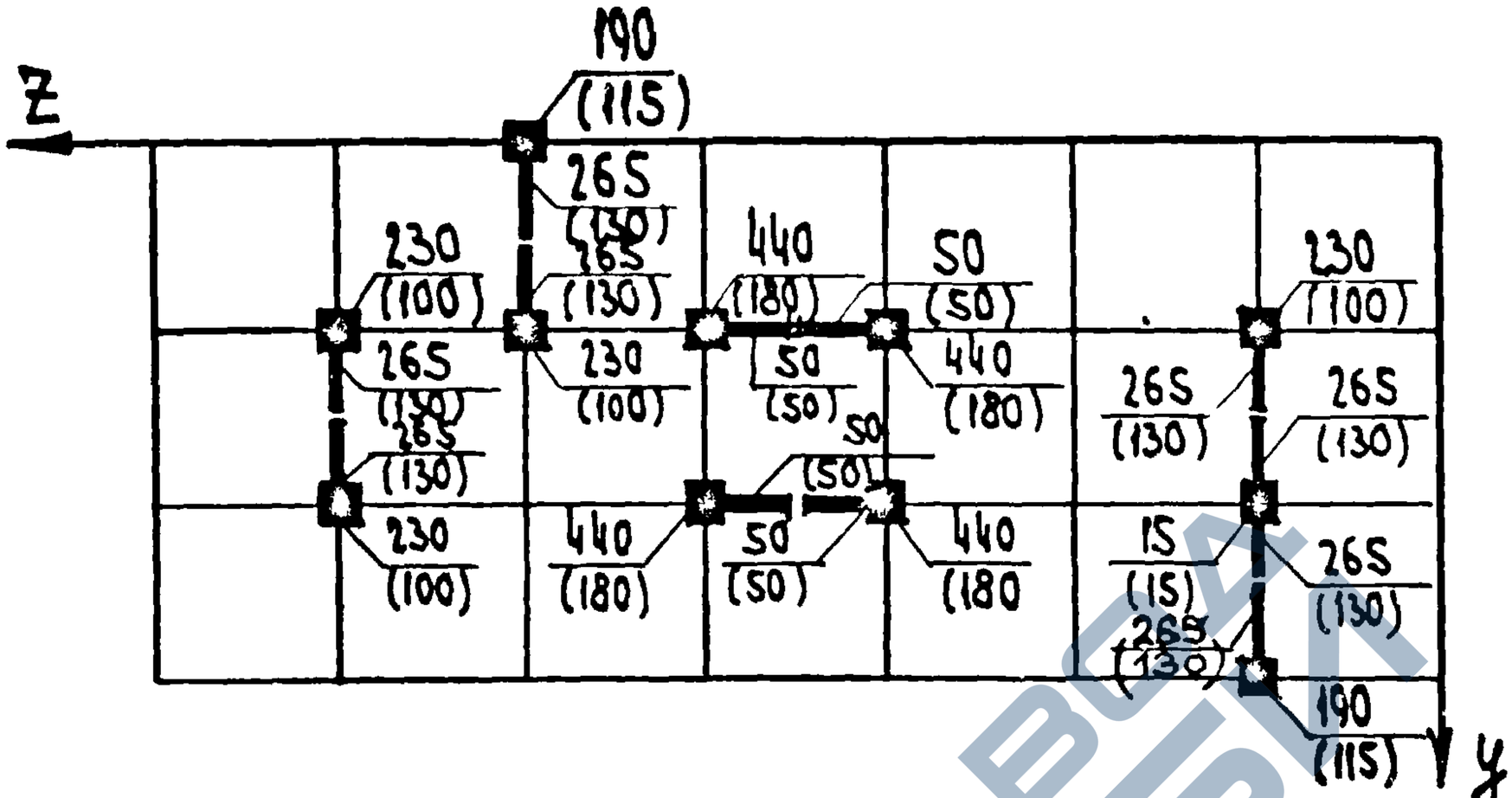
Инв.№ подл. | Подп. и дата | Взам.инв.№

https://zavodjbi.com/

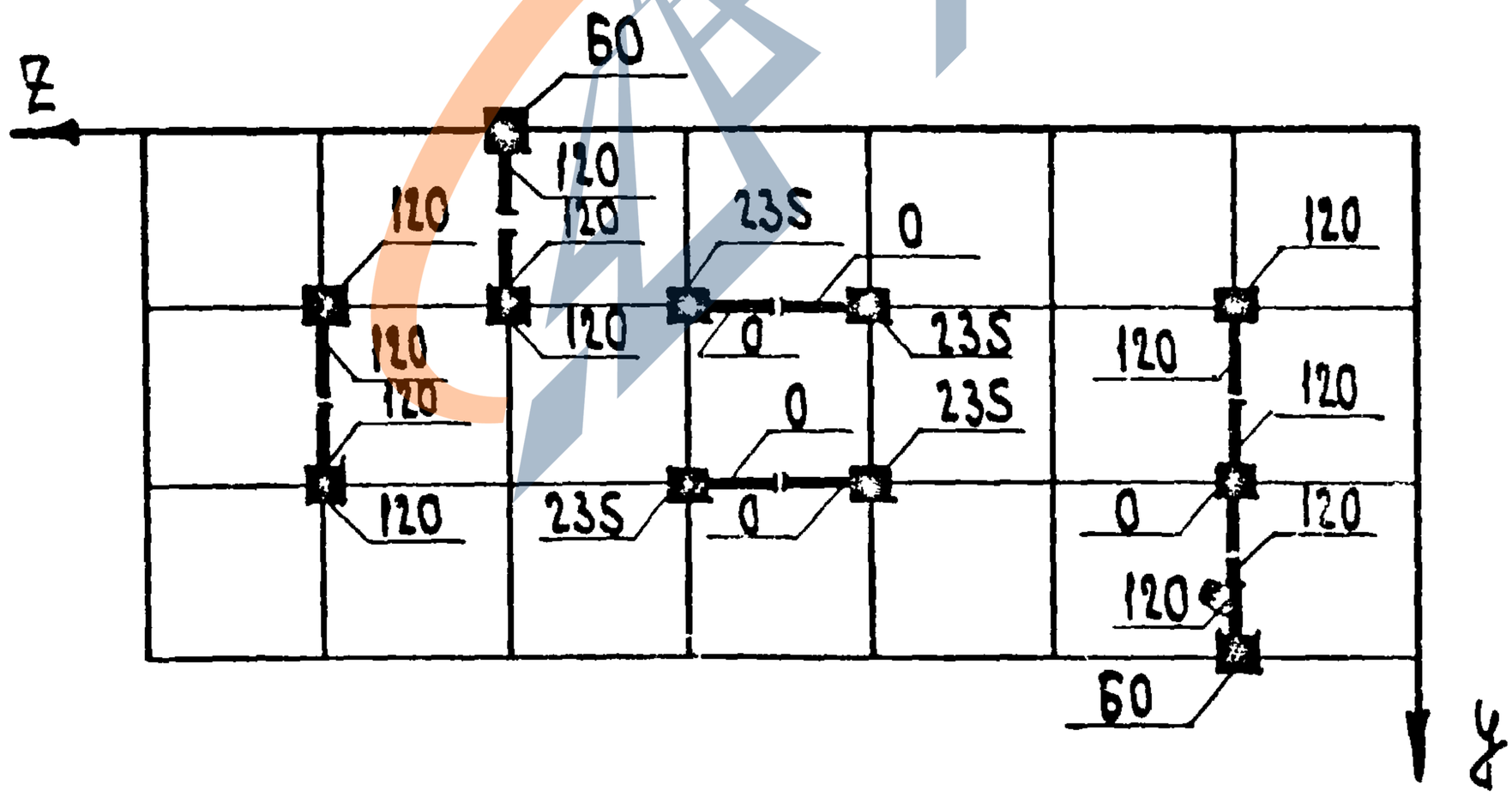
https://zavodjbi.com/

Рис. 8.4

а) Максимальные и минимальные нагрузки



б) Временные нагрузки



1.020-1|83. 0-4 ОВ ПЗ		Лист 13

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Таблица 8.7

Вычисление изгибающих моментов в элементах трехколонной диафрагмы N S

Диафрагма	Вариант нагруз-ки	H·10⁻⁶	B·10⁶	M
S-1	1	±18.88	7.8	∓1.48
	2	0		0
	3	-1.07		+8
	4	+9.98		-78
S-2	1	±18.88	7.4	∓1.39
	2	0		0.
	3	-1.07		+8
	4	+9.98		-74

Таблица 8.8

Проверка прочности диафрагм на сдвиг по горизонтальному шву.

№ № диафрагмы	Вариант нагруз-ки	M	$P_i \cdot e_i$	$M_i + P_i e_i$	Q_i	ΣQ_i	N	0,8·N
1	1	∓422	0	∓422	24,8	92,9	990	445
	3	-275	0	-275	8,1			
	4	-44	0	-44	1,3	26,1	460	230
2	1	∓353	0	∓353	20.8	31.7	950	475
	3	-206	+582	+372	10.9			
	4	-52	+296	+244	7.2	28.0	475	238
3	1	∓24	0	∓24	1.4	24.6	980	490
	2	∓394	0	∓394	23,2			
	3	-29	0	-29	0,9	2,3		
	4	+5	0	+5	0,2	1.6	460	230
5	1	∓696	0	∓696	40,9	42,8	1495	748
	3	+39	-105	-66	1,9			
	4	-368	+338	-30	0.9	41,8	750	375

Инв.№ подл. | Подп. и дата | Взам. инв.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Для диафрагмы N5-1: $B^0 = 13,8 \cdot 10^6$ (тм^2); $B = 7,8 \cdot 10^6$ (тм^2); $A^0 = 2.40 \cdot 10^6$ (т); $A = 1,38 \cdot 10^6$ (т).

Для диафрагмы N5-2 $B^0 = 13,1 \cdot 10^6$ (тм^2); $B = 7,4 \cdot 10^6$ (тм^2); $A^0 = 2,12 \cdot 10^6$ (т); $A = 1,22 \cdot 10^6$ (т).

Кривизны выделенных диафрагм совпадают с кривизнами диафрагмы N5; изгибающие моменты в выделенных диафрагмах вычислены в табл. 8.7.

Продольные силы в двухколонных диафрагмах, выделенных в составе диафрагмы N5, определяем по формуле (2.3-29):

$$\bar{N} = \kappa_T \left[\pm M \cdot \frac{\bar{A}\bar{e}}{B} + P \left(\frac{\bar{A}}{A} - \frac{\bar{P}}{P} \right) \right] + \bar{P}$$

Коэффициент условий работы κ_T при относительной высоте диафрагмы N5 $\beta = 2,84$ по формуле (2.3-8) равен:

$$\kappa_T = (\beta - 0,45) / (\beta - 0,15) = (2.84 - 0,45) / (2.84 - 0,15) = 0,89$$

Предварительно вычисляем относительные геометрические характеристики выделенных (см. рис. 8.5) диафрагм. (Изгибная и осевая жесткости диафрагмы N5 принимаются по данным табл. 8.1)

Для диафрагмы N5.1:

$$\frac{A\bar{e}}{B} = \frac{1,38 \cdot 10^6 \cdot 2,67}{36,8 \cdot 10^6} = 0,100; \quad \frac{\bar{A}}{A} = \frac{1,38 \cdot 10^6}{2.26 \cdot 10^6} = 0,610.$$

Для диафрагмы N5.2:

$$\frac{A\bar{e}}{B} = \frac{1,22 \cdot 10^6 \cdot 3,13}{36,8 \cdot 10^6} = 0,110; \quad \frac{\bar{A}}{A} = \frac{1,22 \cdot 10^6}{2,26 \cdot 10^6} = 0,540.$$

Определяем продольные силы $\bar{N}$ для диафрагмы N5.1.

а) При действии горизонтальных нагрузок, направленных вдоль оси У, момент в диафрагме N5 по данным табл. 8,6. составляет $M_5 = \pm 696$ (тм), продольная сила $P_5 = 0$.

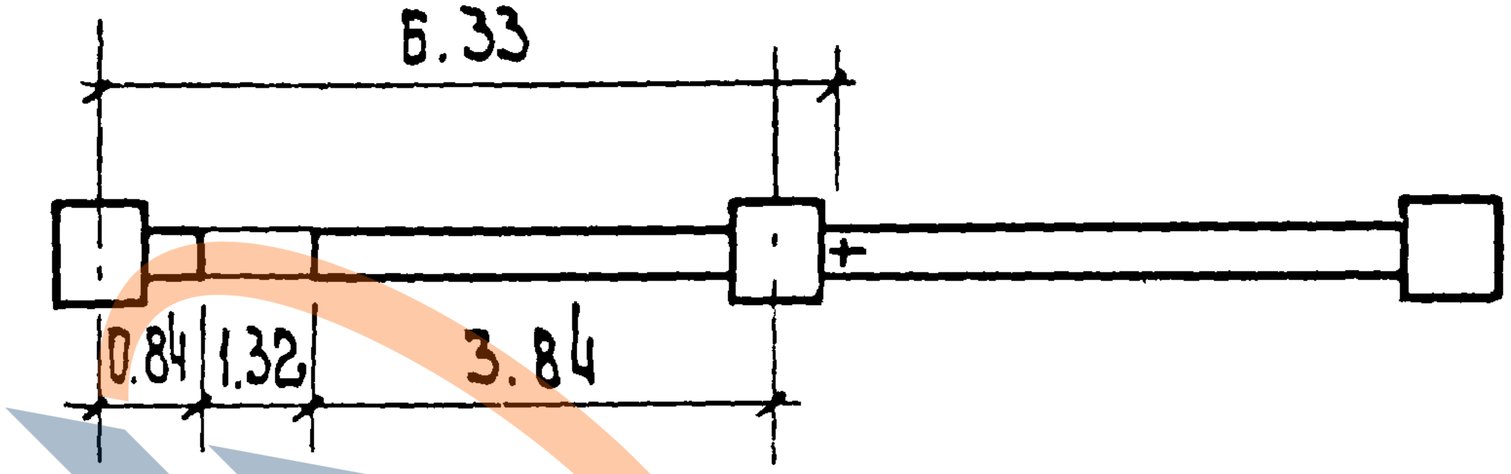
$$\bar{N} = \mp 696 \cdot 0,100 \cdot 0,89 = \mp 62 \ (\text{т})$$

Знаки продольной силы $\bar{N}$ показывают, что при действии горизонтальных нагрузок, сонаправленных оси У, в диафрагме N5.1 возникают растягивающие нормальные силы и наоборот.

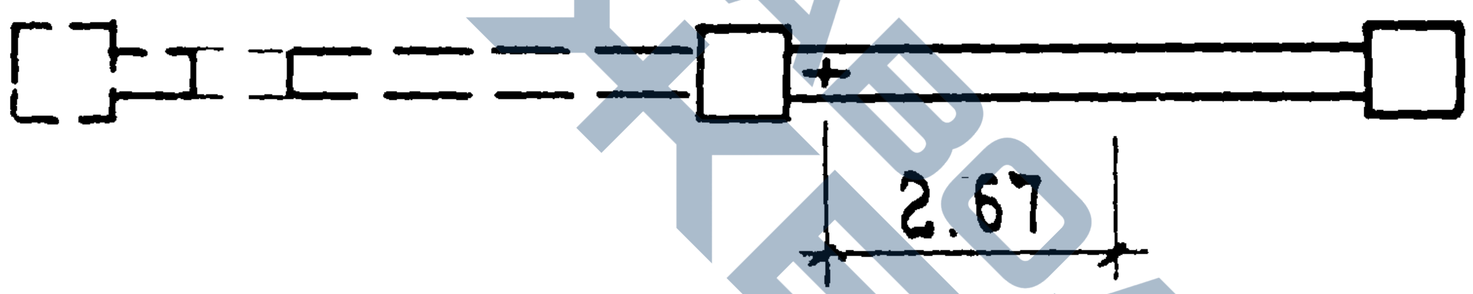
19827 67

https://zavodjbi.com/

Инв. № подл.	Подп. и дата	Взам. инв. №



Диафрагма 5.1 (№2 по приложению 4)



Диафрагма 5.2 (№7 по приложению 4)

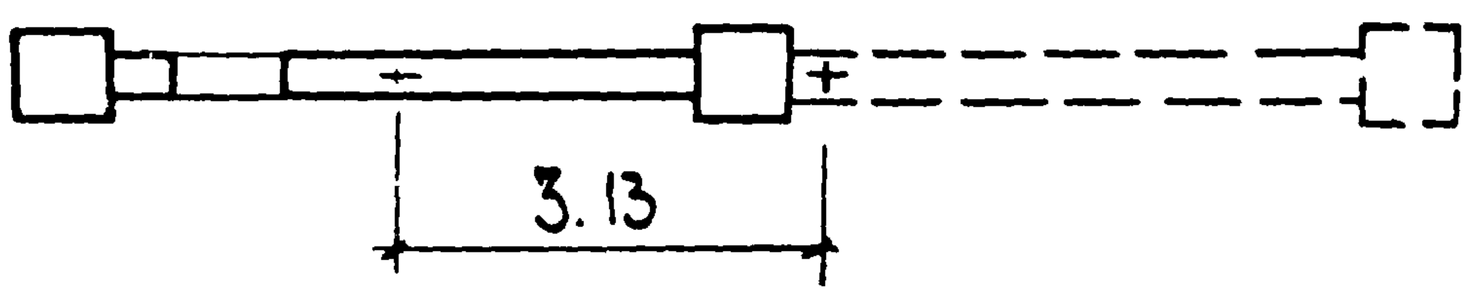


Рис. 8.5

https://zavodjbi.com/

б) При действии вертикальных максимальных нагрузок момент в диафрагме N5 по данным табл. 8.6 составляет $M_5 = 39$ (тм), продольная сила $N_5 = 1495$ (т) (см. табл. 8.5) вертикальная нагрузка выделенной диафрагмы $P_{5.1} = 735$ (т) (см. рис. 8.4)

$$\overline{N} = (0{,}39 \cdot 0.100 + 1495 \cdot (0{,}610 - 735/1495)) \cdot 0.89 + 735 =$$
$$= 882 \text{ (т)} \quad \text{- диафрагма сжата.}$$

в) При действии вертикальных минимальных нагрузок

$M_5 = -368$ (тм); $P_5 = 750$ (т); $\overline{P_{5.1}} = 375$ (т):

$$\overline{N} = (-368 \cdot 0{,}100 + 750(0.610 - 375/750)) \cdot 0{,}89 + 375 =$$
$$= +415 \text{ (т)} \quad \text{- диафрагма сжата.}$$

Аналогично выполняется расчет для диафрагмы N5.2.

Проверка прочности диафрагм по нормальному сечению.

Для диафрагмы N1 при максимальных вертикальных нагрузках внутренние усилия равны:

$N_1 = 990$ (т); $M_1 = -422 + (-275) = -697$ (тм)

Характеристики несущей способности диафрагмы определяем по Прил. 2. Рассчитываемая диафрагма соответствует второму типу по Приложению. Задавшись несущей способностью диафрагменной колонны $N_{кол} = 500$ (т), согласно Прил. 5, погонной несущей способностью стенки $N_{ст}^{н.с.} = 80$ (т/м), находим характеристики несущей способности:

$N_ц = 1450$ (т); $N_{гр} = 720$ (т); $\mathcal{L}_1 = 2{,}5$ (м); $\Phi_1 = 3630$ (тм).

Поскольку $N_ц > N > N_{гр}$; несущую способность диафрагмы проверяем из условия (3.2-1).

Коэффициент условий работы K_1 при относительной высоте $\beta = 5.67$ по формуле (3.2-9) равен:

$$K_1 = (\beta + 0{,}25)/(\beta - 0{,}25) = (5{,}67 + 0{,}25)/(5{,}67 - 0{,}25) = 1{,}09$$

Инв. № подл. | Подп. и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Используя полученное значение K_1, осуществляем проверку условия (3.2-1):

$$M_1 \cdot K_1 + Q_1 \cdot N = 697 \cdot 1{,}09 + 2{,}5 \cdot 990 = 3235\,(тм) \leq \Phi_1 = 3630\,(тм)$$

следовательно, прочность диафрагмы обеспечена.

Уточняя, принимаем колонну несущей способностью $N_{кол} = 400$ (т), тогда:

$N_ц = 1250$ (т); $N_{гр} = 620$ (т); $Q_1 = 2.43$ (м); $\Phi_1 = 3030$ (тм)

В этом случае:

$697 \cdot 1{,}09 + 2.43 \cdot 990 = 3160\,(тм) > \Phi_1 = 3030\,(тм)$

т.е. прочность диафрагмы недостаточна.

Окончательно принимаем требуемую несущую способность диафрагменной колонны равной $N_{кол} = 500$ (т) и по серии 1.020-1/83 вып. 2-9 назначаем ближайшую по несущей способности марку диафрагменной колонны.

Аналогично выполняются проверки прочности и подбираются марки диафрагменных колонн для диафрагмы N 1 при минимальных вертикальных нагрузках, а также для других диафрагм при различных сочетаниях нагрузок.

Проверка прочности диафрагм на сдвиг по горизонтальному шву.

В соответствии с п. 3.3 проверка сводится к проверке выполнения неравенства (3.3-1):

$$Q < 0{,}5 \cdot N + \Sigma \tau_{ср} \cdot F_{кол}$$

Поперечные силы в диафрагмах при действии горизонтальных нагрузок вычисляются по формуле (2.3-4) (горизонтальная нагрузка в запас прочности принимается равномерно распределенной по высоте здания ($\alpha = 1$)):

$$Q_i = 2 \cdot M_i / H = M_i / 17$$

Инв. N подл. | Подп. и дата | Взам. инв. N

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

А при действии вертикальных нагрузок - по формуле (2.3-5):

$$Q_i = (M_i + P_i \cdot e_i) / H = (M_i + P_i \cdot e_i) / 34$$

Поперечные силы в диафрагмах определены в табл. 8.8, в этой же таблице приведены значения продольных сил в диафрагмах. Данные таблицы показывают, что условие (3.3-1) соблюдается для всех диафрагм.

Проверка прочности соединений на сдвиг по вертикальному шву

Проверка выполняется в соответствии с рекомендациями п.3.4 и сводится к проверке соблюдения неравенства (3.4-1):

$$T_{эт} \leq T_{эт}^{пр}$$

Рассмотрим диафрагму N 1, для которой расчетным является второй снизу этаж. Коэффициент условий работы $K_т$ при относительной высоте диафрагмы $\beta = 5.67$ (см. табл. 8.1) вычисляем по формуле (2.3-8):

$$K_т = (\beta - 0.45) / (\beta - 0,15) = (5,67 - 0,45) / (5,67 - 0,15) = 0,945$$

Сдвигающие силы вычисляем по формуле (2.3-7):

$$T_{эт} = K_т \cdot \left[M_{эт} \frac{A \cdot \bar{e}}{B} + N_{эт} \left(\frac{A}{A} - \frac{N_{эт}}{N_{эт}} \right) \right]$$

При этом будем считать, что отсеченная часть расположена справа от рассматриваемого шва (см. рис. 8.6).

Предварительно вычисляем относительные геометрические характеристики отсеченной (правой) части (вычисления координат центров тяжести отсеченных частей опущены)

Для крайнего шва N 1:

$$\frac{A \cdot \bar{e}}{B} = 0.13 \left(\frac{1}{м}\right); \quad \frac{A}{A} = 0,76.$$

Для среднего шва N 2:

$$\frac{A \cdot \bar{e}}{B} = 0.20 \left(\frac{1}{м}\right); \quad \frac{A}{A} = 0,5.$$

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Для крайнего шва N 3:

$\frac{A \cdot E}{B} = 0,13 \left(\frac{1}{м}\right)$; $\frac{A}{A} = 0,24$

Наибольшие сдвигающие усилия имеют место при совместном действии горизонтальных нагрузок, направленных вдоль оси У, и максимальных вертикальных нагрузок, поэтому иные варианты нагружения не рассматриваются. Приращения изгибающих моментов в пределах высоты второго расчетного этажа определяются по формулам (2.3-10) и (2.3·12).

При действии горизонтальных нагрузок:

$M_{эт} = M \frac{2h \cdot 3}{n^2} = \pm 422 \frac{2 \cdot 8 - 3}{8^2} = \pm 86$ (тм)

При действии максимальных вертикальных нагрузок:

$M_{эт} = \frac{M}{n} = -275 : 8 = -34$ (тм)

Приращение продольной силы в пределах высоты этажа (см. рис. 8.6) равно $N_{эт} = 120$ (т)

Относительные значения продольных нагрузок при этом составляют:

для крайнего шва N 1: $\bar{N}_{эт} / N_{эт} = 0,77$;

для среднего шва N 2: $\bar{N}_{эт} / N_{эт} = 0,50$;

для крайнего шва N 3: $\bar{N}_{эт} / N_{эт} = 0,23$.

Промежуточные выкладки выполнены в табл. 8.9. Подсчитываем абсолютные значения максимальных сдвигающих сил.

Для крайнего шва (расчетным является шов N 1):

$T_{эт} = 0,945((-86-34) \cdot 0,13 + 120(0,76 - 0,77)) = -15,9$ (т)

Для среднего шва:

$T_{эт} = 0,945((-86-34) \cdot 0,2 + 120(0,5 - 0,5)) = -22,7$ (т)

Сопоставление вычисленных значений сдвигающих сил с суммарной несущей способностью закладных деталей одного этажа (табл. 3.1) показывает, что для диафрагмы N 1 условие прочности обеспечивается.

Инв. N подл. | Подп. и дата | Взам. инв. N

19827 72

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Рис. 8.6

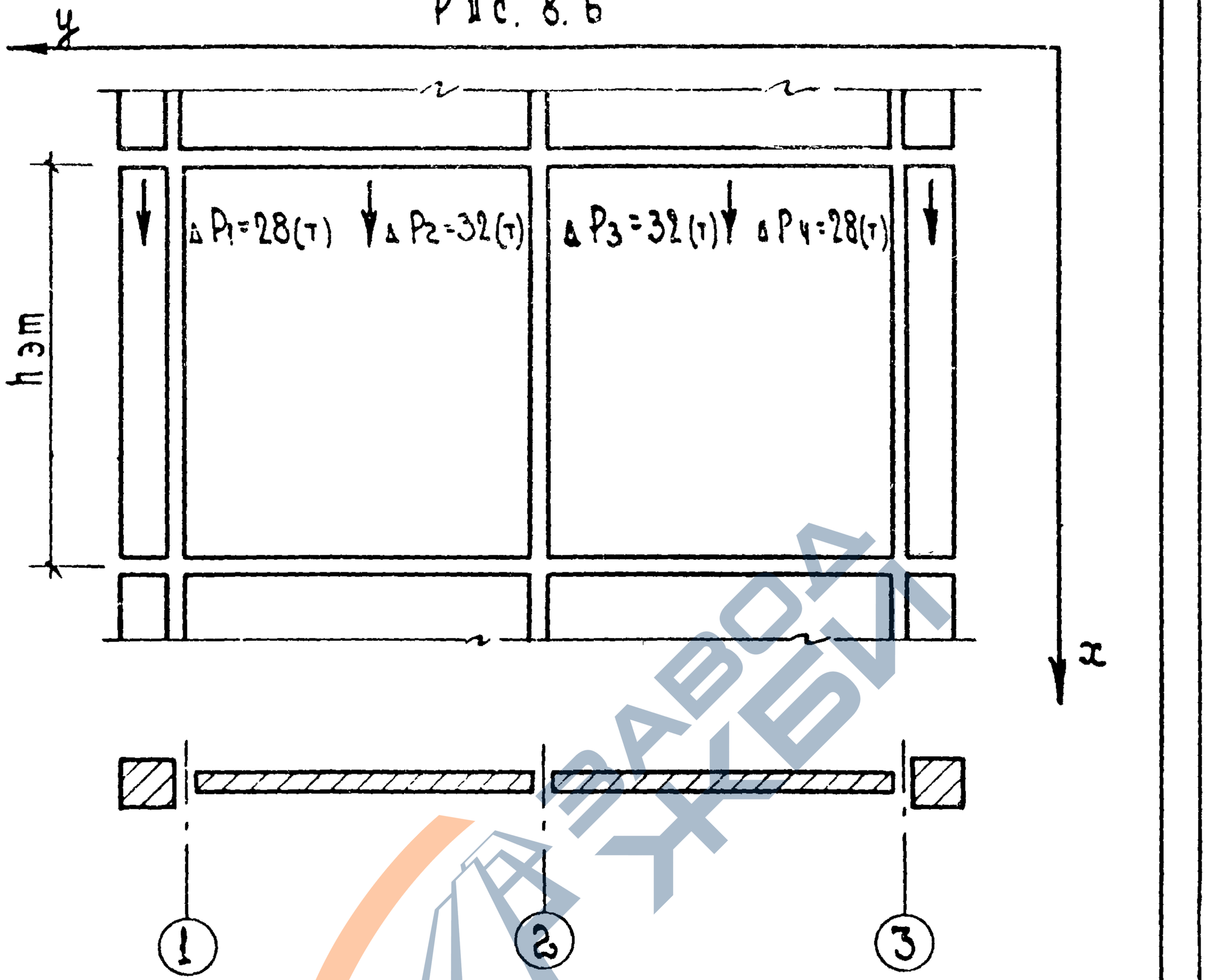
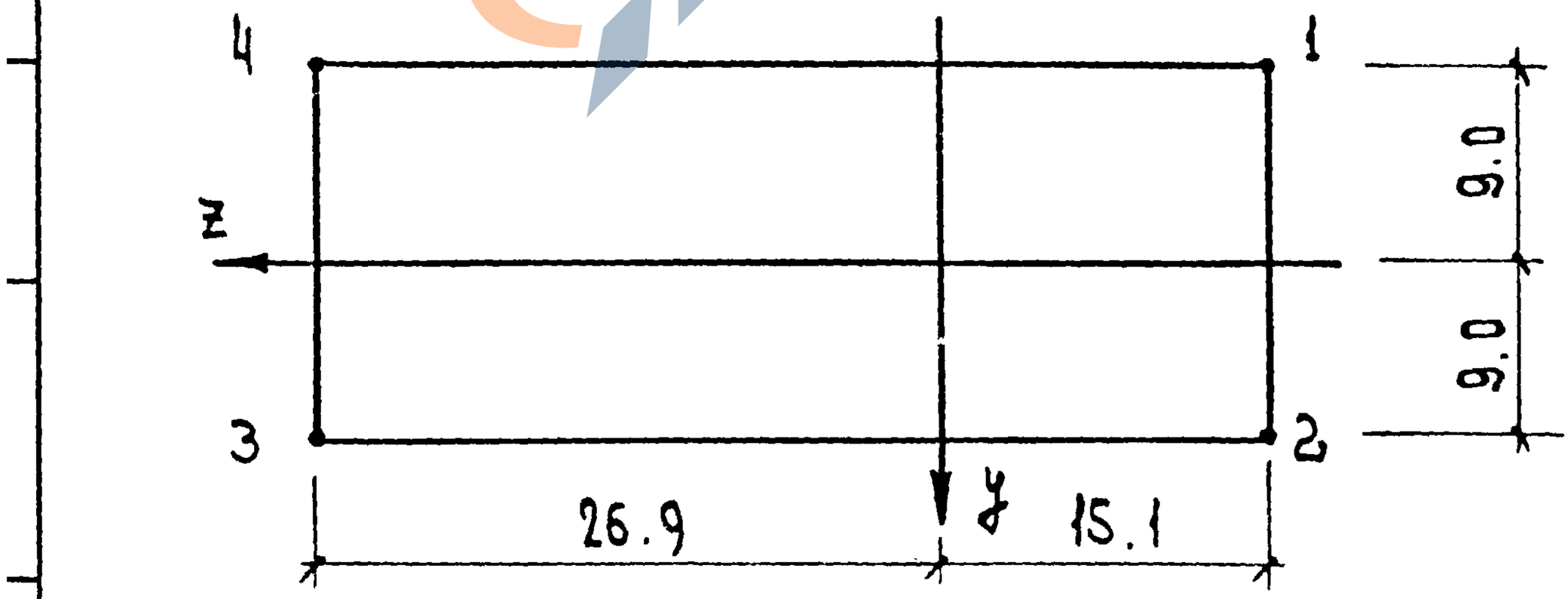


Рис. 8.7



https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ТАБЛИЦА 8.9

К РАСЧЕТУ СДВИГАЮЩИХ УСИЛИЙ В ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШВАХ ДИАФРАГМЫ №1

№ № ШВОВ	ВАРИАНТЫ НАГРУЗОК	$M_{эт}$	$\frac{\bar{A}\cdot\bar{e}}{B}$	$M_{эт}\frac{\bar{A}\cdot\bar{e}}{B}$	$N_{эт}$	$\frac{\bar{A}}{A}$	$\frac{\bar{N}_{эт}}{N_{эт}}$	$\frac{\bar{A}}{A}-\frac{\bar{N}_{эт}}{N_{эт}}$	$N_{эт}\left(\frac{\bar{A}}{A}-\frac{\bar{N}_{эт}}{N_{эт}}\right)$
1	1	±86	0.13	±11,2	—	—	—	—	—
	3	-34	0.13	-4,4	120	0.76	0.77	-0.01	-1.2
2	1	±86	0.20	±17.2	—	—	—	—	—
	3	-34	0.20	-6.8	120	0.50	0,5	0	0
3	1	±86	0.13	±11,2	—	—	—	—	—
	3	-34	0.13	-4,4	120	0.24	0.23	0.01	1.2

ТАБЛИЦА 8.10

РАСЧЕТ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ

ВАРИАНТ НАГРУЖЕНИЯ	ВИД ОПРЕДЕЛЯЕМОГО ПЕРЕМЕЩЕНИЯ	ПЕРЕМЕЩЕНИЕ ОТ ИЗГИБА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ			ПЕРЕМЕЩЕНИЕ ОТ КРЕНА ФУНДАМЕНТОВ		
		$\mu\cdot10^6$	t	U_0 или θ	$M_Ф$	$H_{Ф/R}\cdot10^6$	U_0 или θ
1	U_{0y} (м)	±26,43	231	±0,61 ×10⁻²	±1320	16.5	±2,17 ×10⁻²
	U_{0z} (м)	0	231	0	0	42.3	0
	θ (рад)	±0.83	231	±0,02 ×10⁻²	±8300	0.066	±0.055 ×10⁻²
2	U_{0y} (м)	0	231	0	0	16,5	0
	U_{0z} (м)	±10,28	231	±0,93 ×10⁻²	±670	42,3	±2,8 ×10⁻²
	θ (рад)	0	231	0	0	0,066	0
3	U_{0y} (м)	+7.94	616	0,49 ×10⁻²	+91	16,5	0,15 ×10⁻²
	U_{0z} (м)	0	616	0	0	42,3	0
	θ (рад)	+0,99	616	0,06 ×10⁻²	+5610	0.065	0,037 ×10⁻²

ИНВ № ПОДЛ | ПОДПИСЬ И ДАТА | ВЗАМ. ИНВ №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Аналогично выполняются проверки остальных диафрагм.

Определение перемещений вершины здания.

Расчет выполняется в соответствии с указаниями п.п.4 и 2.3.8.

Перемещения, происходящие от изгиба конструкции определены в табл.8.10 по формулам:

$$v_{oy}^{изг} = t \cdot \theta_{oy} \; ; \quad v_{oz}^{изг} = t \cdot \theta_{oz} \; ; \quad \theta^{изг} = t \cdot \theta_{o} .$$

При действии горизонтальных нагрузок коэффициент t принимается на основании (2.3-16) равным:

$$t = \frac{0.8}{4} \cdot H^2 C = \frac{0.8}{4} \cdot 34^2 \cdot 1 = 231 \ (м^2)$$

При действии вертикальных нагрузок коэффициент t принимается на основании (2.3-17) равным:

$$t = \frac{0.8}{3} H^2 C = \frac{0.8}{3} \cdot 34^2 \cdot 2 = 616 \ (м^2)$$

В вычислениях принят осредненный коэффициент 0,8, учитывающий переход от расчетных нагрузок к нормативным, что позволяет использовать в расчетах значения кривизн, вычисленных в табл.8.5 при действии расчетных нагрузок; все вертикальные временные нагрузки условно отнесены к длительно действующим

Перемещения, происходящие от деформации податливого основания, вычислены в табл.8.10 по формулам (2.3-18)

$$v_{oy}^{осн} = M_y^{\Phi} \frac{H\Phi}{R_y} \; ; \quad v_{oz}^{осн} = M_z \frac{H\Phi}{R_z} \; ; \quad \theta^{осн} = M_\theta^{\Phi} \frac{H\Phi}{R_\theta}$$

Коэффициенты $\frac{H\Phi}{R}$ при этом равны:

$$\frac{H\Phi}{R_y} = \frac{36}{2.18 \cdot 10^6} = 16,5 \cdot 10^{-6} \left(\frac{1}{т}\right); \quad \frac{H\Phi}{R_z} = \frac{36}{0.85 \cdot 10^6} = 42.3 \cdot 10^{-6} \left(\frac{1}{т}\right)$$

$$\frac{H\Phi}{R_\theta} = \frac{36}{554 \cdot 10^6} = 0.065 \cdot 10^{-6} \left(\frac{1}{т}\right).$$

Суммарные моменты и бимомент вертикальных и горизонтальных

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам. инв.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

нагрузок на уровне подошвы фундаментов определяем по формулам:

$$M_y^{\Phi} = (M_y + Q_y \cdot h_{\Phi}) \cdot 0.8; \quad M_x = (M_x + Q_x \cdot h_{\Phi}) \cdot 0.8; \quad M_{\theta}^{\Phi} = M_y^{\Phi} \cdot z$$

(вычисления M^{Φ} упущены, результаты вычислений представлены в табл. 8.10).

Наибольшие перемещения при совместном действии горизонтальных нагрузок, направленных вдоль оси Y, и вертикальных нагрузок получают наиболее удаленные от центра жесткостей точки 3 и 4 (см. рис. 8.7). Эти перемещения рассчитываем по формуле (2.3-19), приняв $z_3 = z_4 = 26,9$ (м).

Перемещения происходящие от изгиба конструкций, равны:

$$v_{3y}^{из} = v_{oy}^{из} + \theta^{из} \cdot z_3 = (0.61 + 0.49) \cdot 10^{-2} + (0.02 + 0.06) \cdot 26.9 \cdot 10^{-2} = 3.25 \cdot 10^{-2} \text{ (м)}$$

Перемещения, происходящие от деформации податливого основания:

$$v_{3y}^{осн} = (2,17 + 0.15) \cdot 10^{-2} + (0.055 + 0.037) \cdot 26.9 \cdot 10^{-2} = 4,79 \cdot 10^{-2} \text{ (м)}$$

Допустимые перемещения вершины здания, составляют:

$$0.001H = 0.001 \cdot 34 = 3.4 \cdot 10^{-2} \text{ (м)}$$

Сопоставление вычисленных перемещений с допустимыми показывает, что перемещения, происходящие от изгиба конструкций не превышает допустимых, в то время как перемещения, происходящие от деформации податливого основания, существенно их превосходят. Это указывает на необходимость осуществления конструктивных мероприятий, направленных на увеличение суммарной жесткости основания здания, например, увеличение размеров подошв фундаментов.

Перемещение вершины здания в направлении оси Z как от изгиба конструкций $v_{oz}^{из} = 0,93 \cdot 10^{-2}$ (м), так и от деформаций основания $v_{oz}^{осн} = 2,8 \cdot 10^{-2}$ (м) (см. табл. 8.10), не превосходят допустимых значений.

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

8.2. Предварительный подбор количества диафрагм для 12-этажного здания

Исходные данные

Для 12-этажного здания размером в плане 60×24 (м), строительство которого предполагается осуществить во II ветровом районе, требуется подобрать необходимое количество плоских 6-метровых диафрагм.

Высота этажа $h_{эт} = 4,2$(м), расчетная высота здания $H = 52$(м).

Расчетная нагрузка на 1 кв.м. перекрытия с учетом собственного веса несущих конструкций $q_{max} = 1,5$ т/м2; $q_{min} = 0,75$ т/м2.

Суммарная вертикальная нагрузка здания $(\Sigma P)_{max} = 26000$ (т).

Расчетные нагрузки

Момент ветровых нагрузок по Прил.. 3 на 1 п.м грузового фронта фасада при высоте здания H=52м составляет для второго ветрового района 1,3×115 = 150 тм/м. Суммарные моменты горизонтальных нагрузок равны:

$$M_y^0 = 60 \times 150 = 9000 \text{ (тм)}; \quad M_x^0 = 24 \times 150 = 3600 \text{ (тм)}.$$

Предполагая, что диафрагмы в плане будут расставлены таким образом, что влияние эксцентриситетов вертикальных нагрузок будет исключено, суммарные моменты здания вычисляем по формуле (6,4-1) полагая $K_{вн} = 1$;

$$M = M^0 + 0,001 H \Sigma P$$

$$M_y = 9000 + 0,001 \times 52 \times 26000 = 10500 \text{ (тм)};$$

$$M_x = 3600 + 0,001 \times 52 \times 26000 = 5000 \text{ (тм)}.$$

19827 77

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Определение предельно допустимого момента в диафрагмах

При относительной высоте диафрагм $\beta = \frac{H}{B} = \frac{52}{6} = 8.7$

коэффициент условий работы $K_{деф}$ по формуле (2.1-2) равен:

$$K_{деф.} = \frac{2.6\beta - 1.3}{2 + 3\beta} = \frac{2.6 \times 8.7 - 1.3}{2 + 3 \times 8.7} = 0.76$$

Изгибная жесткость диафрагмы при монолитных соединениях по Прил. 4 составляет $B^0 = 13.8 \times 10^6$ (тм^2) жесткость сборной диафрагмы по (2.1-1):

$$B = K_{деф.} = 0.76 \times 13.8 \times 10^6 = 10.5 \times 10^6 (тм^2)$$

Значение предельно допустимого момента в одной диафрагме из условия ограничения деформаций вершины здания, происходящих за счет изгиба несущих конструкций, находим по формуле (6.6-1):

$$M^{пр} = 0,005 \frac{B}{H} = 0,005 \times 10.5 \times 10^6 : 52 = 1000 (тм)$$

Вычислим значение предельно допустимого момента в диафрагме из условия прочности по нормальному сечению.

Задаваясь несущей способностью диафрагменной колонны $N_{кол} = 600$(т по Прил. 2 находим:

$N_ц = 1650$(т); $N_{гр} = 820$(т); $\alpha_1 = 2,57$(м); $\Phi_1 = 4230$(тм)

$N_{э.п.} = 600$(т); $\alpha_2 = 1,4$(м); $\Phi_2 = 960$(тм)

(несущая способность стенки согласно Прил. 5 – $N_{ст} = 80$ (т/м).

Расчетные продольные силы в диафрагме при грузовой площади 72 м2 составляют

$N_{mcn} = 625$(т); $N_{max} = 1250$(т).

При максимальных нагрузках $N = 1250$(т) $> N_{гр} = 820$(т)

предельно допустимый момент определяем по формуле (6.5-1):

$$M^{пр} = (\Phi_1 - \alpha_1 N) : K_1$$

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Коэффициент условий работы K_1 по (3.2-9) равен:

$$K_1 = \frac{B + 0.25}{B - 0.25} = \frac{8,7 + 0.25}{8,7 - 0,25} = 1,06$$

Предельно допустимый момент:

$$M^{пр} = (4230 - 2,57 \times 1250) : 1.06 = 960 (тм)$$

При минимальных нагрузках $N = 650 (т) < N_{гр} = 820 (т)$ предельно допустимый момент определяем по формуле (6.5-2):

$$M^{пр} = (\phi_2 + \alpha_2 N) : K_2$$

Коэффициент условий работы K_2 по (3.2-8):

$$K_2 = 1 + (K_{нс} - 1) \frac{N - N_{э.п}}{N_{гр} - N_{э.п}} = 1 + (1.06 - 1) \frac{625 - 600}{820 - 600} = 1.01$$

Предельно допустимый момент:

$$M^{пр} = (960 + 1,4 \times 650) : 1,01 = 1850 (тм)$$

Расчетные значения предельно допустимого момента принимаем по условию прочности:

$$M^{пр}_{расч.} = 960 (тм)$$

Количество диафрагм, параллельных осям y и z соответственно равно:

$$n_y = \frac{M_y}{M^{пр}} = 10500 : 950 \simeq 12 (шт.)$$

$$n_z = \frac{M_z}{M^{пр}} = 5000 : 950 \simeq 6 (шт.)$$

Большое требуемое количество плоских 6-метровых диафрагм указывает на то, что в данном случае целесообразно переходить на эффективные объемные элементы жесткости (см. пример 8.3)

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

В.3. Расчет симметричного здания с диафрагмами сложной формы

Исходные данные

В задачу данного примера входит определение внутренних усилий в элементах диафрагм швеллерного сечения (рис. 8.8), обеспечивающих пространственную неизменяемость 12 этажного здания.

Габариты и нагрузки принимаются такими же, как в примере 8.2

Определение жесткостей диафрагм и несущей системы здания

Коэффициент условий работы диафрагм при относительной высоте $B = 52 : 24 = 2,17$ по формуле (2.1-2) равен:

$$K_{деф} = \frac{2.6\beta - 1.3}{2 + 3\beta} = \frac{2,6 \times 2.17 - 1.3}{2 + 3 \times 2,17} = 0.52$$

Жесткости A^0 и B^0 диафрагм при монолитных соединениях определяем по формулам (2.3-25) и (2.3-26). В качестве составных элементов швеллерных диафрагм рассматриваем двухколонную диафрагму (I) с изгибной жесткостью $B^0 = 13,8 \times 10^6$ ($тм^2$) и осевой жесткостью $A^0 = 2,40 \times 10^6$ (т) (№2 по прил. 4) и три одноколонные глухие диафрагмы (2), (3) и (4) с изгибной жесткостью $B^0 = 6,8 \times 10^6$ ($тм^2$) и осевой жесткостью $A^0 = 1.82 \times 10^6$ (т) (№16 по Прил. 4). Привязки элементов показаны на рис. 8.9.

Осевая жесткость швеллерной диафрагмы по формуле (2.3-25):

$$A^0 = \Sigma A_i = (2.40 + 3 \times 1.82) \times 10^6 = 7,8 \times 10^6 (т)$$

Привязка $Z_{ц т}$ центра тяжести диафрагмы по формуле (2.3-27):

ИНВ.№ ПОДЛ. | ПОДПИСЬ И ДАТА | ВЗАМ. ИНВ.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Рис. 8.8

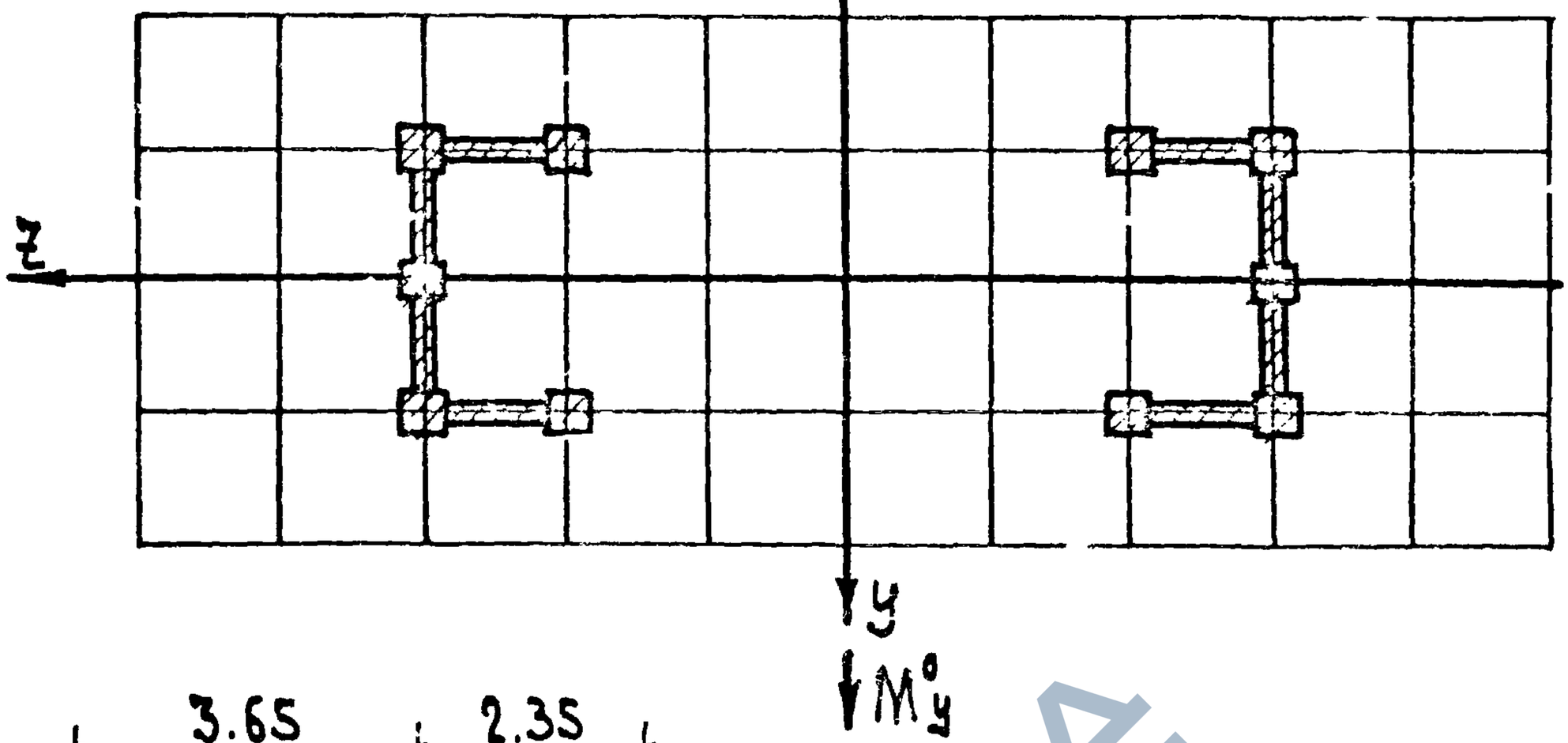
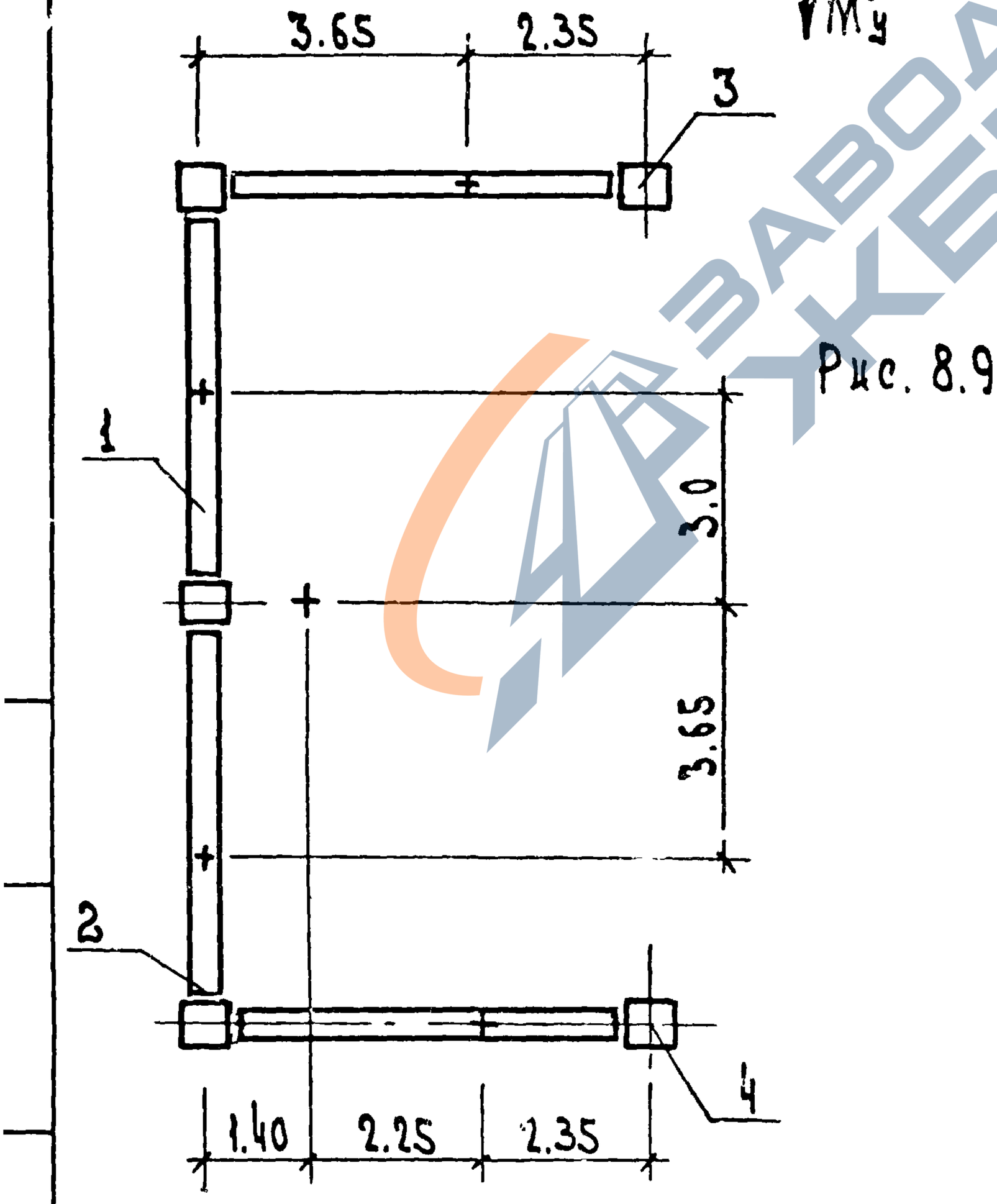


Рис. 8.9



https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

$$Z_{цт} = \frac{\Sigma A_i Z_i}{A^o} \quad (2 \times 1,82 \times 10^6 \times 3,96) : 7,8 \times 10^6 = 1,85 \text{ (м)}$$

Изгибные жесткости диафрагмы по формуле (2.3-26):

$$B_z^o = 13,8 \times 10^6 + 6,8 \times 10^6 + 2,40 \times 10^6 \times 3^2 + 1,82 \times 10^6 \times 13,96^2 + 2 \times 6^2) =$$
$$= 200 \times 10^6 \text{ (тм}^2\text{)};$$

$$B_y^o = 2 \times 6,8 \times 10^6 + 2,40 \times 10^6 \times 1,85^2 + 1,82 \times 10^6 \times 1,85^2 + 2 \times 2,11^2) =$$
$$= 36 \times 10^6 \text{ (тм}^2\text{)}$$

Жесткости сборной диафрагмы с учетом коэффициента условий работы Кдеф = 0,52 равны:

$A = K_{деф} A^o = 0,52 \times 7,8 \times 10^6 = 4,1 \times 10^6$ (т);

$B_z = K_{деф} B_z^o = 0,52 \times 200 \times 10^6 = 104,0 \times 10^6$ (тм^2);

$B_y = K_{деф} B_y^o = 0,52 \times 36 \times 10^6 = 19,0 \times 10^6$ (тм^2).

Суммарные жесткости несущей системы по (2.1-4) и (2.1-5);

$Д_y = 2 \times B_z = 2 \times 104 \times 10^6 = 208 \times 10^6$ (тм^2)

$Д_z = 2 \times B_y = 2 \times 19 \times 10^6 = 38 \times 10^6$ (тм^2)

$Д_o = 2 \times B_z \times Z^2 = 2 \times 104 \times 10^6 \times 16,15^2 = 54500 \times 10^6$ (тм^4)

Статический расчет

Расчет на действие горизонтальной нагрузки, действующей в направлении оси y

Принимая расчетное значение суммарного момента равным - $M_y = 10500$ (тм), определяем кривизну $\varkappa_y$ по формуле (2.3-1):

$$\varkappa_{oy} = \frac{M_x}{Д_y} = \pm 10500 : 208 \times 10^{-6} = \pm 50,48 \times 10^{-6} \text{ (1/м)}$$

Абсолютная величины изгибающих моментов в шведлерной диафрагме по (2.3-3):

$$M_{iy} = \varkappa_{oy} B_{iz} = 50,48 \times 10^{-6} \times 104 \times 10^6 = 5250 \text{ (тм)}$$

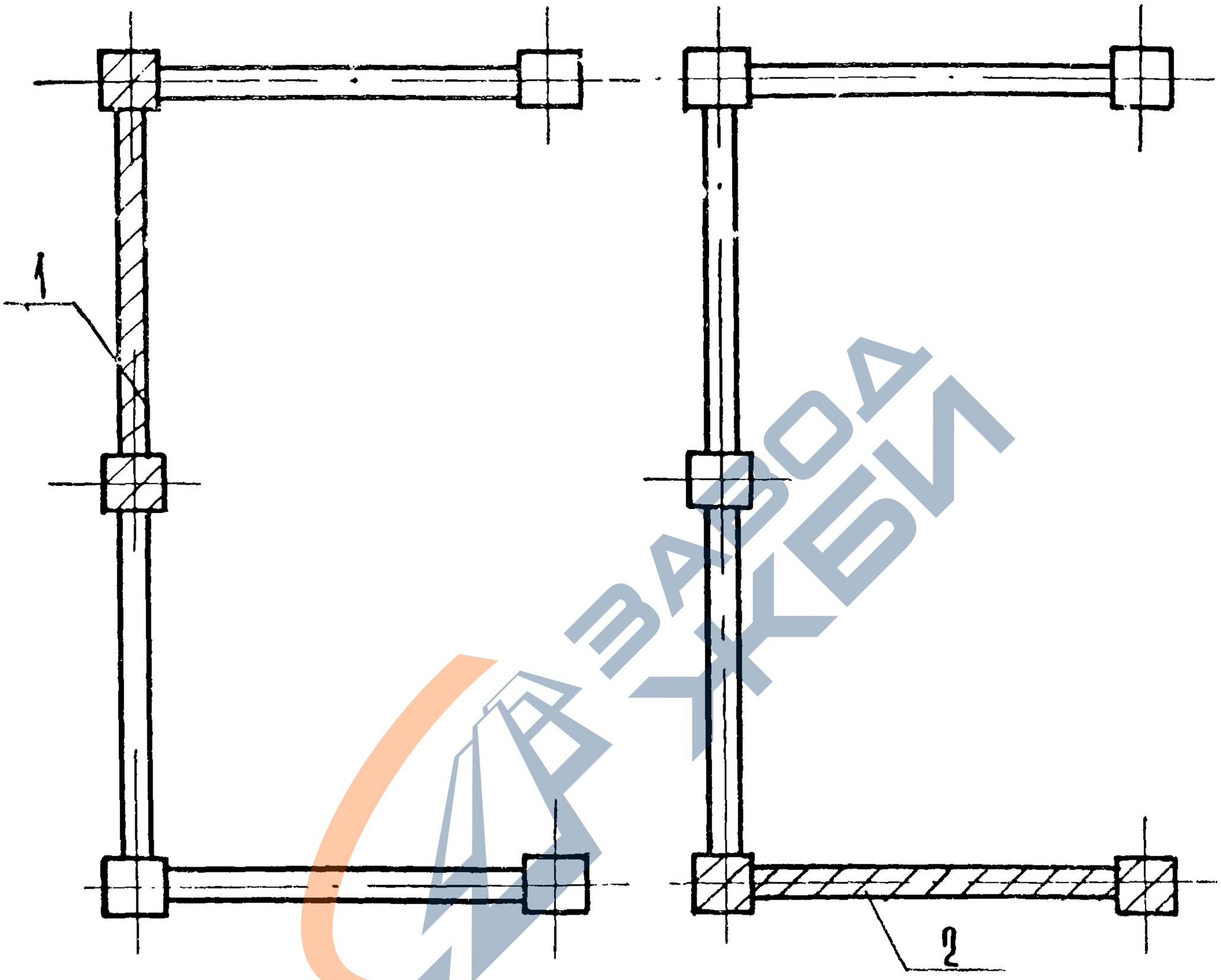
В силу симметрии здания изгибающие моменты в диафрагмах при одинаковой жесткости диафрагм можно было в данном случае вычислить

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Рис. 8.10



https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

непосредственно путем пропорционального распределения суммарного момента:

$$M_{iy} = 0,5\ M_y = 0,5 \times 10500 = 5250\ (тм).$$

Выделяя в составе шведлерной диафрагмы двухколонные плоские диафрагмы (1) и (2) – см. рис. 8,10, изгибные и осевые жесткости которые при монолитных соединениях (тип 5 по табл. 2.1) равны:

$B_1^\circ = B_2^\circ = 13,8 \times 10^6\ (тм^2)$, $A_1^\circ = A_2^\circ = 2,40 \times 10^6 (т)$,

определяем жесткости выделенных диафрагм с учетом коэффициента условий работы $K_{деф.} = 0,52$:

$$B_1 = B_2 = 0,52 \times 13,8 \times 10^6 = 7,2 \times 10^6\ (тм^2);$$

$$A_1 = A_2 = 0,52 \times 2,40 \times 10^6 = 1,25 \times 10^6\ (т)$$

Изгибающие моменты в выделенных диафрагмах вычисляем по формуле (2,3-3):

$$M_{1y} = \mp \mathcal{K}_{oy} B_{1z} = \mp 50,48 \times 10^6 \times 7,2 \times 10^6 = 360\ (тм)$$

$$M_{zy} = 0;$$

Продольные силы в выделенных диафрагмах по (2.3-29):

$$\bar{N} = K_T\ M \frac{\bar{A}\ \bar{e}}{B}$$

Коэффициент условий работы K_T при этом по (2,3-6):

$$K_T = \frac{\mathcal{B} - 0,45}{\mathcal{B} - 0,15} = (2,17 - 0,45) : (2,17 - 0,15) = 0,85$$

Для выделенной диафрагмы (1) расстояние $\bar{e} = 3,0$ (м) и продольная сила равна:

$$\bar{N}_1 = \pm\ 0,85 \times 5250 \times \frac{1,25 \times 10^6 \times 3}{104 \times 10^6} = \pm\ 160\ (т)$$

Для выделенной диафрагмы (2) расстояние $\bar{e} = 6,0$ (м) и продольная сила равна:

$$\bar{N}_2 = \pm\ 0,85 \times 5250 \times \frac{1,25 \times 10^6 \times 6}{104 \times 10^6} = \pm\ 320\ (т)$$

Расчет на действие горизонтальной нагрузки, направленной вдоль оси Z, выполняется аналогично.

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Расчет на действие вертикальных нагрузок

Вертикальные нагрузки элементов диафрагмы (максимальные), определенные предварительным расчетом, показаны на рис. 8,11. Продольная сила в диафрагме P = 3500 (т). Эксцентриситет вертикальных нагрузок равен нулю, поэтому изгибающих моментов в элементах несущей системы здания не возникает.

Продольные силы в выделенных диафрагмах по (2,4-2) равны:

$$\bar{N} = P\left(\frac{\bar{A}}{A} - \frac{\bar{P}}{P}\right) K_T + \bar{P}$$

Осевые жесткости выделенных диафрагм одинаковы $A = 1,25 \times 10^6$ (т)

Продольная сила в диафрагме (1) при $\bar{P} = 1040$ (т):

$$\bar{N}_1 = 0.65 \times 3500 \left(\frac{1,25 \times 10^6}{4,1 \times 10^6} - \frac{1040}{3500}\right) + 1040 = 1050 (т)$$

Продольная сила в диафрагме (2) имеет такое же значение, поскольку нагрузка выделенной диафрагмы также $\bar{P} = 1040$ (т)

$$\bar{N}_2 = \bar{N}_1 = 1050 (т)$$

Аналогично выполняется расчет при действии минимальных нагрузок.

Проверка прочности и деформаций

Дальнейшие проверки прочности элементов диафрагм и деформаций здания выполняются точно также, как и для зданий с плоскими диафрагмами (см. пример расчета №8.1).

8.4. Расчет 4-х этажного здания

Исходные данные

Для здания с размерами в плане 60×18(м), (см. рис 8.12),

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Рис. 8.11

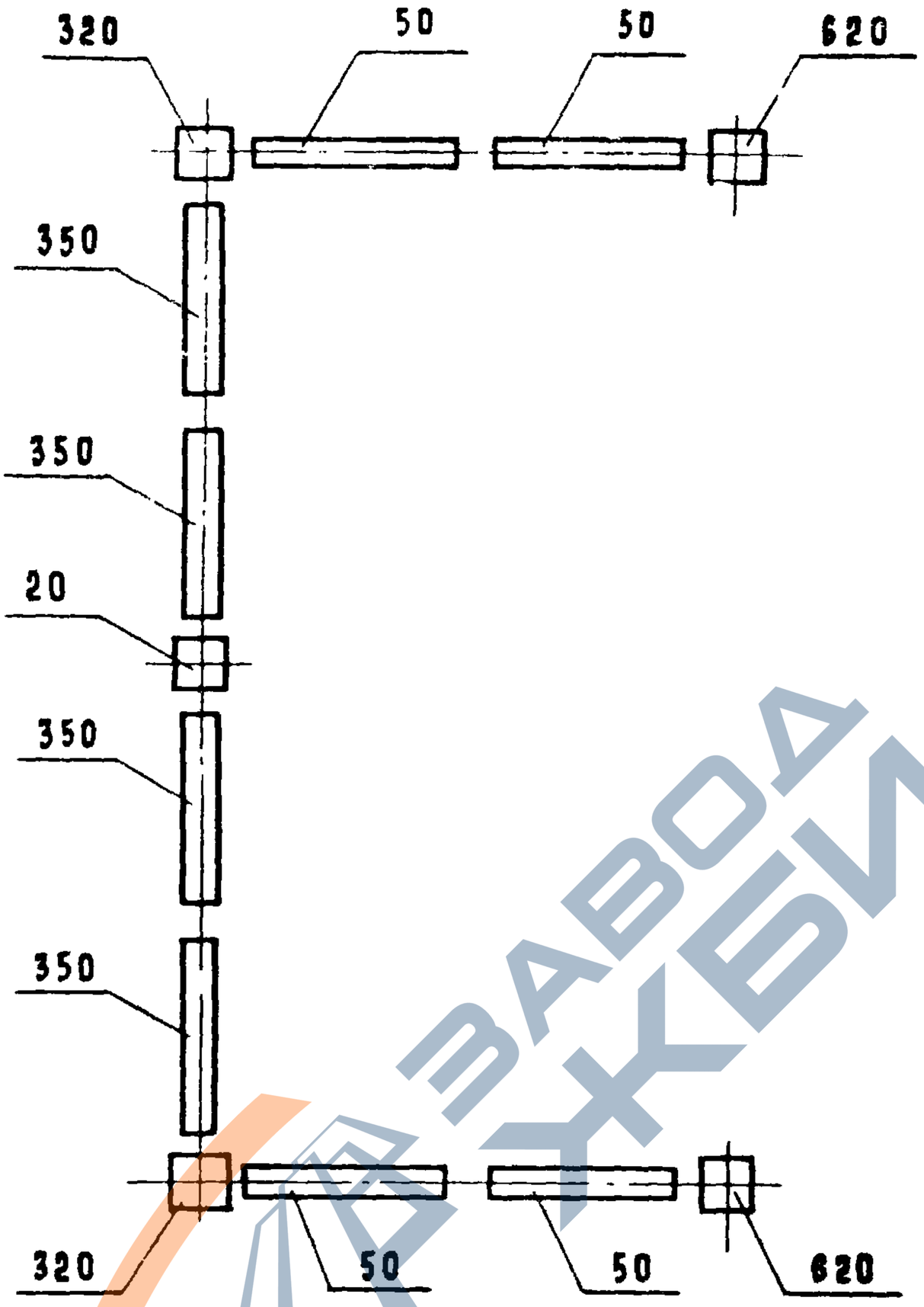
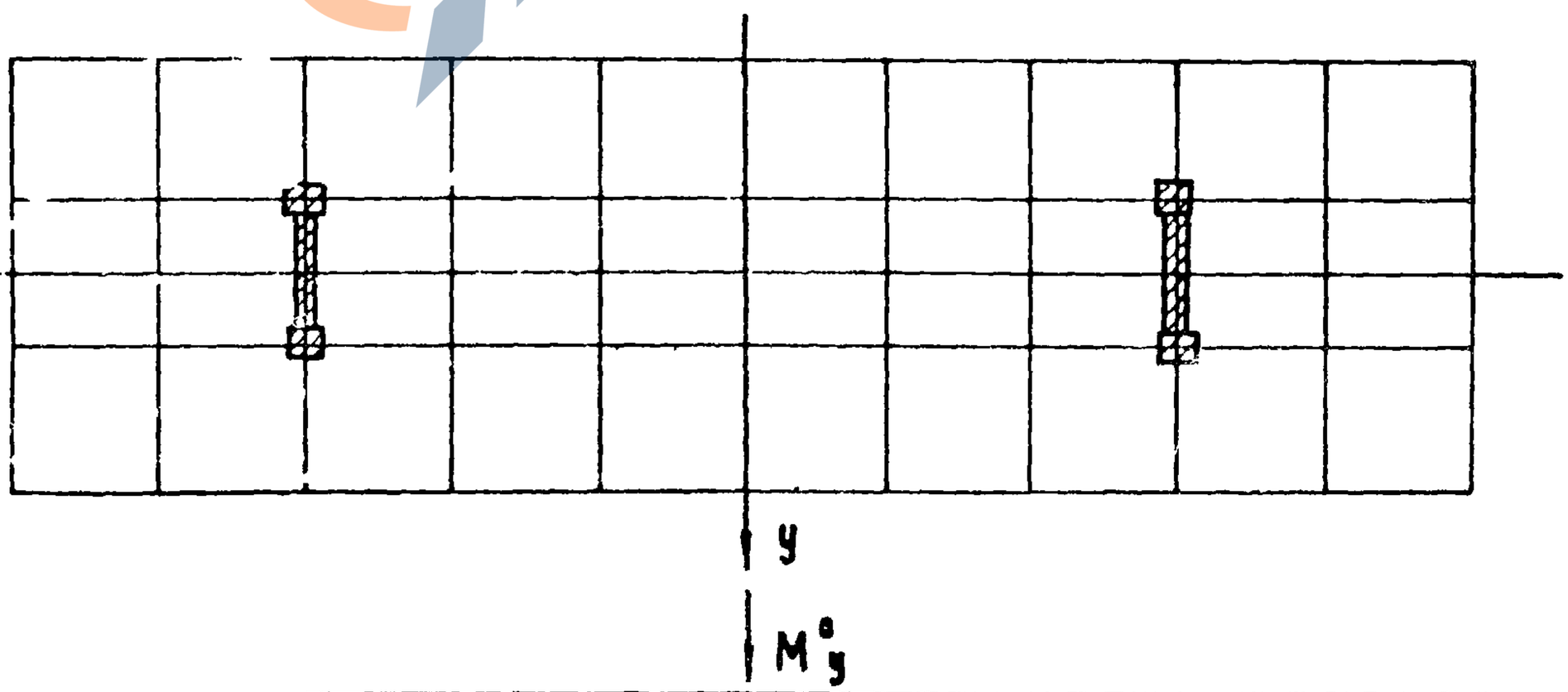


Рис. 8.12



Инв.№подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

19827 86

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

строительство которого предполагается осуществить во II ветровом районе, требуется определить необходимое количество глухих 5-метровых диафрагм жесткости. Здание имеет расчетную высоту H=18(м) (4 этажа высотой 4,2м). Расчетные нагрузки на перекрытие, включая собственный вес несущих конструкций, равны $q_{max}=1,1$ (т/м²), $q_{min}=0,6$ (т/м²). Полный вес здания при максимальных нагрузках $(\Sigma P_{max})=6000$(т).

Подбор диафрагм

Расчетный момент горизонтальных нагрузок направленных вдоль оси y по данным Приложения 3:

$$M_y^{\circ}=1,3\times 5,33\times 60=415\,(тм)$$

Полагая, что расстановка диафрагм исключает влияние эксцентриситетов вертикальных нагрузок, вычисляем суммарный момент M_y по формуле(6.4-1) при $K_{вн}=1$:

$$M_y=M_y^{\circ}+0,001\cdot H\cdot\Sigma P_{max}=415+0,001\times 18\times 6000=525\,(тм).$$

Продольные нагрузки диафрагм при грузовой площади 72(м²) составляют:

$$P_{max}=360\,(т);\qquad P_{min}=210\,(т).$$

Если несущая способность диафрагменной колонны при сжатии будет принята не менее 360(т), проверка прочности диафрагм по нормальному сечению будет производиться из условия (3.2-12):

$$M\leq\Sigma N\cdot C$$

Расчетное сочетание нагрузок в этом случае соответствует действию минимальных вертикальных нагрузок, поэтому предельно допустимое значение момента в диафрагме вычисляем по(6.5-3) при $N=P_{min}=210$ (т) и $C=3$м:

$$M^{пр}=210\times 3=630\,(тм).$$

19827 87

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Необходимое количество диафрагм при этом.

$$n_y = \frac{M_y}{M_{пр}} = \frac{525}{630} = 1 \text{ (шт.)}$$

Вычислим теперь предельно допустимое значение момента в диафрагме из условия ограничения деформаций вершины здания по (6.6-1).

Относительная высота диафрагмы

$$\beta = 18 : 6 = 3$$

Коэффициент условий работы Кдеф. (2.1-2):

$$K_{деф.} = \frac{2.6\beta - 1,3}{2 + 3\beta} = \frac{2.6 \times 3 - 1,3}{2+3\times 3} = 0,59$$

Жесткость диафрагмы при изгибе (при $B° = 13,8 \times 10^3$ (тм²) по Прил. 4):

$$B = 0,59 \times 13,8 \times 10^6 = 8,1 \times 10^6 \text{ (тм}^2\text{)}.$$

Предельный допустимый момент:

$$M^{пр} = 0,005 \frac{B}{H} = (0,005 \times 8,1 \times 10^6)\ 518 = 2250 \text{ (тм)}.$$

Поскольку вычисленное из условий ограничения деформаций значение предельного момента больше, чем полученное выше из условия прочности, принимаем $M^{пр} = 630$ тм.

По конструктивным соображениям количество диафрагм параллельных оси Y, принимается $n_y = 2$ (шт.).

Аналогично выполняется расчет при действии горизонтальных нагрузок, направленных вдоль оси Z.

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

9. Рекомендации по расчету дисков перекрытий.

9.1. Диски перекрытий могут не рассчитываться, если значения опорных реакций W, передаваемых диском на диафрагмы жесткости, не превышают 5,5 т при наличии проемов, расположенных в двух ближайших к диафрагме модулях (рис. 9.1), и 7,0 т, если вблизи диафрагмы проемы отсутствуют.

9.2. Опорные реакции W, передаваемые диском на диафрагму жесткости равны разности поперечных сил действующих в диафрагме в примыкающих к данному диску этажах (см. рис. 9.2)

$$W_{ik} = Q_{ik} - Q_{i,k-1}$$

где i - номер диафрагмы;

k - номер диска.

Поперечные силы от горизонтальных нагрузок меняются по высоте здания. Их значения следует вычислять по формуле (3.3-2) при отметках $H_x = H_k$ (при определении Q_{ik}) и $H_x = H_{k-1}$ (при определении $Q_{i,k-1}$). Поперечные силы от вертикальных нагрузок постоянны по высоте здания, поэтому реакция, равная поперечной силе, передается на диафрагму только диском покрытия. В результате наибольшие значения реакций могут иметь место либо в диске покрытия, либо в диске перекрытия верхнего этажа.

9.3. В случаях, когда архитектурно-планировочные решения конкретного проекта делают невозможным соблюдение перечисленных выше условий, необходимо производить расчет дисков перекрытий и проверку прочности конструктивных элементов и узлов их крепления.

Инв. N подл.	Подп. и дата	Взам. инв. N		

1.020-1/83. 0-4 09 ПЗ

Нач. отд.	Волынский		
Н. контр.	Кашелкина		
Гл. конст.	Шац		
Нач. отд.	Панбшин		
Инжен.	Симонов		

Рекомендации по расчету дисков перекрытия.

Стадия	Лист	Листов
Р	1	3

ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов

19827 89

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Усилия в конструктивных элементах и узлах определяются статическим расчетом дисков перекрытий на совместное действие нагрузок и опорных реакций. Расчетные модели диска должны при этом достаточно точно отражать его конструктивные особенности Рекомендуется выполнять статические расчеты дисков преимущественно с помощью ЭВМ, используя существующие стандартные программы. Допускается использовать фермснные расчетные модели, в которых плиты перекрытия, заполняющие конструктивную ячейку диска, представлены в виде сжатого раскоса, несущая способность которого определяется прочностью бетона замоноличивания при смятии в углах и прочностью обжатых шпоночных швов между плитами

9.4. Допустимые усилия в элементах диска перекрытий определяется несущими способностями соединений, которые следует принимать равными

прочность на растяжение узлов крепления пристенных плит в торцевых рядах $5t$, а в средних - $8t$,

прочность на растяжение узлов крепления связевых плит в торцевых и средних рядах - $5t$ (по $3t$ на каждую связь),

прочность на растяжение узла крепления ригелей к консолям колонн - $8t$ для торцевых ригелей и $5t$ для средних ригелей.

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Рис. 9.1

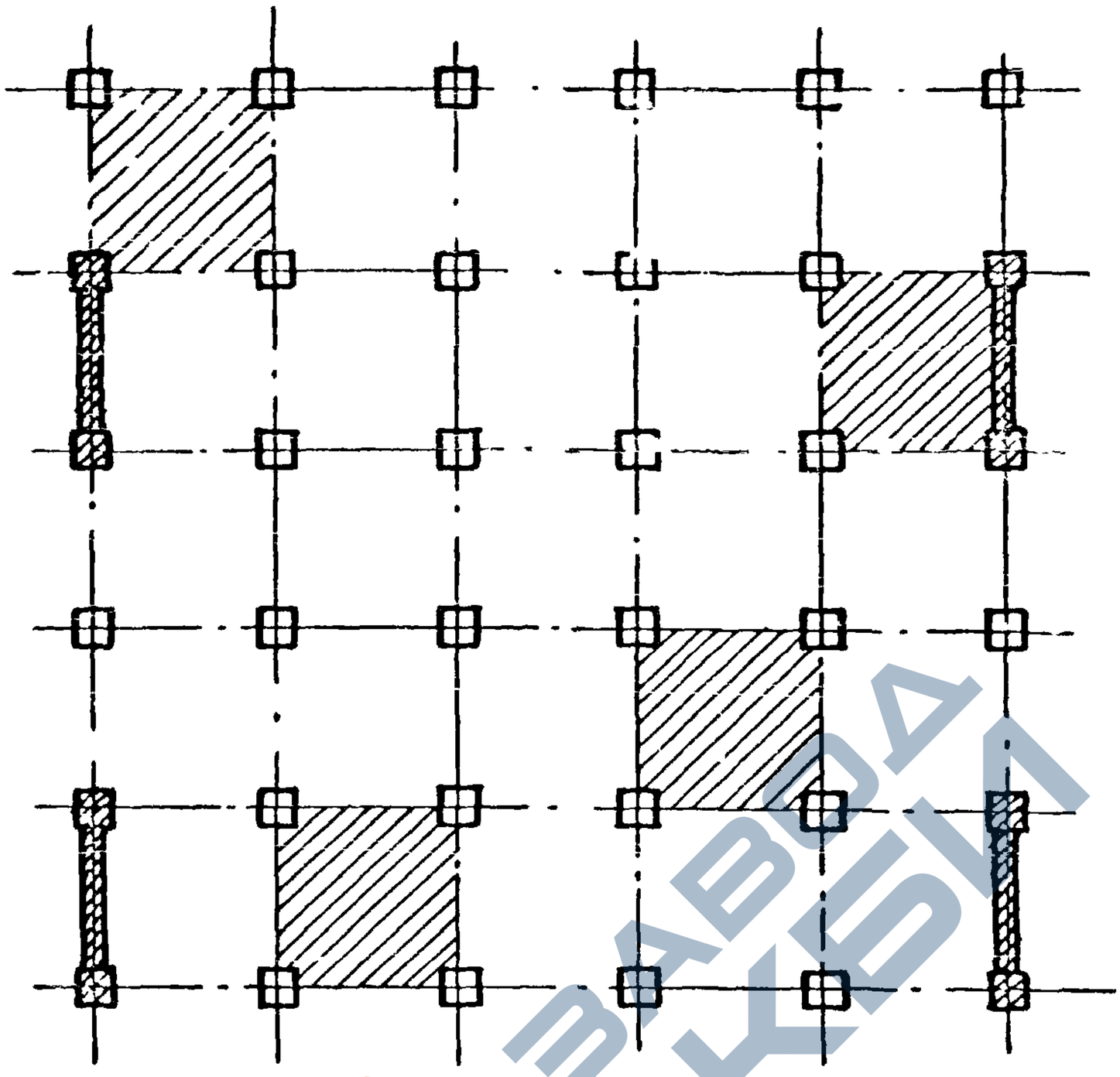
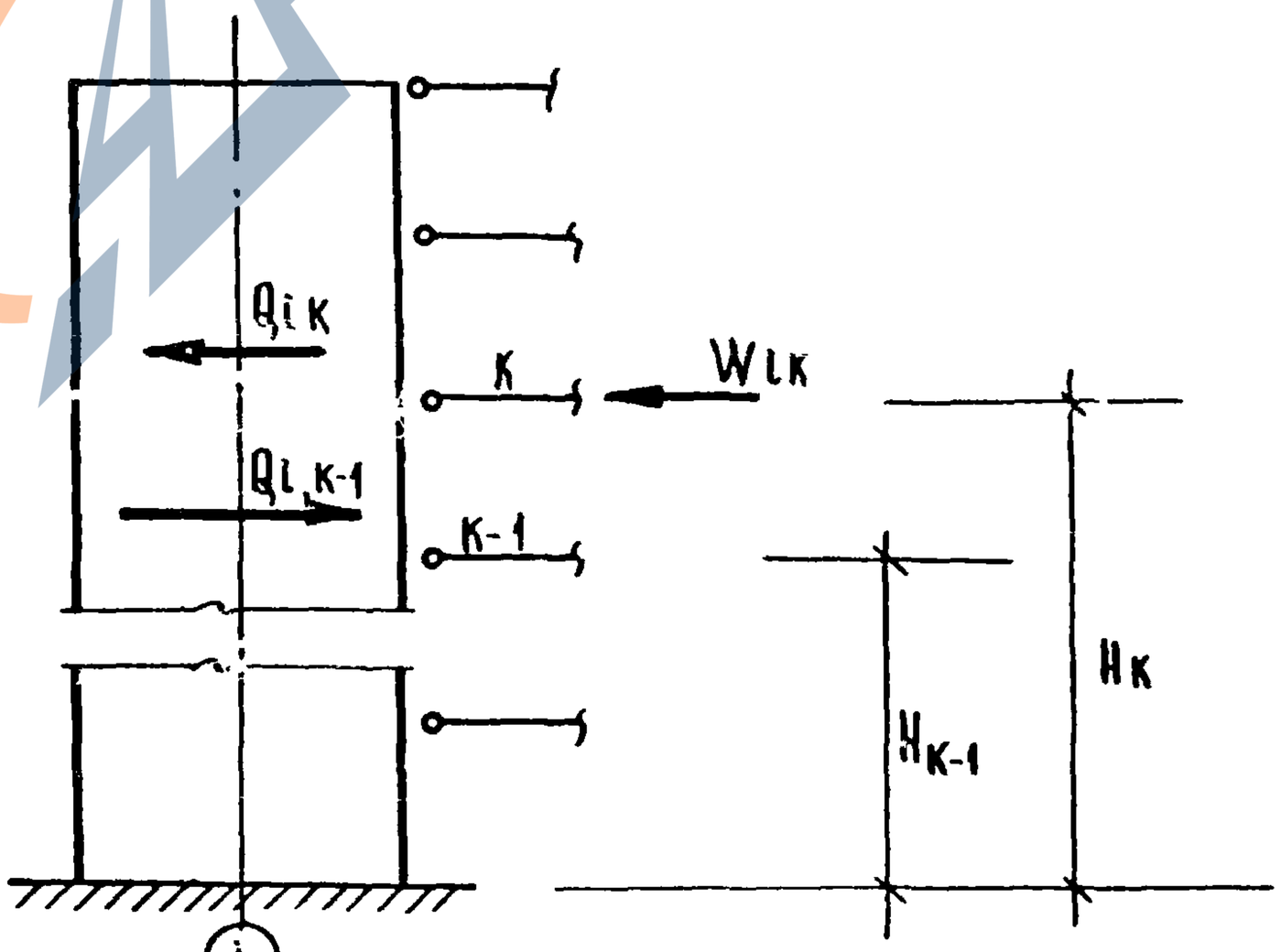


Рис. 9.2



Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

1. Назначение программы.

Программа "Приказ" предназначена для расчета каркасных зданий связевой системы. Расчет состоит в определении перемещений здания, определении усилий в диафрагмах жесткости и вычислении нагрузок, действующих на фундаменты диафрагм. По результатам статического расчета выполняются проверки прочности диафрагм.

Программа имеет следующие ограничения:

1.	Количество столбов	≤ 80
2.	Количество швов	≤ 80
3.	Количество вариантов вертикальных загружений	= 2
4.	Количество вариантов горизонтальных загружений	≤ 4
5.	Количество двухколонных диафрагм, проверяемых по прочности	≤ 40
6.	Количество угловых точек плана здания	≤ 25
7.	Количество фундаментов под диафрагмы жесткости	≤ 30
8.	Количество диафрагм жесткости	≤ 30
9.	Количество типов столбов	≤ 40
10.	Пространственная диафрагма не должна иметь замкнутых контуров.	

Применяемая терминология разъясняется в разделе „Условия применения".

2. Условия применения.

2.1. Требования к техническим средствам.

Программа разработана на языке PL/I для ЕС ЭВМ в системе программирования ОС ЕС. Программа использует основную память объемом 360К. Внешняя память программой не используется. Библиотека программы хранится на внешних носителях информации. Время счета одной задачи с максимально возможным количеством элементов на ЭВМ ЕС 1033 составляет 2 минуты.

Инв. № подл. | Подп. и дата | Взам. инв. №

				1.020-1/83.0-4 10 ПЗ		
Нач. отд.	Волынский			Приложение N 1. Пример расчета здания по программе „ПРИКАЗ"	Стадия: Р	Лист: 1	Листов: 28
Н. контр.	Кашелкина				ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов	
Гл. констр.	Шац					
ГИП	Савранский					
Разраб.	Процепко					

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

2.2 Составление расчетной схемы здания

Расчетная схема здания подготавливается на основе конструктивной схемы, на которой показываются суммарные вертикальные нагрузки, действующие на каждый элемент диафрагмы жесткости в уровне заделки ее в фундамент. Ветровые нагрузки на здания приводятся к равнодействующему моменту и поперечной силе, приложенной в уровне земли.

На расчетной схеме выделяются составные элементы диафрагм: колонны, стены. Каждый элемент называется столбом. Вертикальные соединения колонн со стенами, стен между собой и проемы называются швами. Отдельностоящей диафрагмой (Д) является совокупность двух или более колонн с элементами стен. Двухколонной диафрагмой (ДД) называется совокупность только двух колонн с элементами стен.

На расчетной схеме выполняется нумерация① столбов, швов, отдельностоящих диафрагм, двухколонных диафрагм и фундаментов (см. рис. 3). Столбы в здании могут различаться длиной, толщиной и модулями упругости материалов. По указанным признакам столбы разделяются на типы. К одному типу относятся столбы с одинаковыми признаками.

Программой выполняются проверки прочности только двухколонных плоских диафрагм жесткости.

Под загружением в программе подразумевается воздействие от сил одного направления. Под комбинацией понимается суммарное воздействие от вертикальных и горизонтальных нагрузок.

Для описания здания применяется ортогональная система координат, две оси которой "ОУ" и "ОХ" направляются по разбивочным линиям сетки плана. Положительное направление осей выбирается так, чтобы вращение от оси "У" к оси "Х" происходило по часовой стрелке.

Программа может применяться для расчетов зданий со ступенчато-переменными по высоте жесткостями диафрагм. При этом здание по высоте разбивается на участки, имеющие постоянную по высоте диафрагм жесткость и счет выполняется для каждого участка отдельно.

Для определения прогиба здания в этом случае следует пользоваться формулой:

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

$$f = f_0 + f_{01}\left(1 - \frac{1}{K_1}\right) + f_{02}\left(1 - \frac{K_1}{K_2}\right) + \ldots + f_{0n}\left(1 - \frac{K_{n-1}}{K_n}\right);$$

① Нумерацию рекомендуется производить в порядке расположения элементов (столбов, швов, диафрагм; фундаментов) на схеме.

где: f_0 - прогиб верха здания с постоянной по высоте жесткостью диафрагм, соответствующей сечению по обрезу фундамента;

f_{01} - прогиб верха здания с постоянной по высоте жесткостью диафрагм следующего участка, соответствующей нижнему сечению этого участка;

f_{02} - то же для последующего участка и т.д.

$$K_1 = \frac{B}{B_1}; \quad K_2 = \frac{B}{B_2}; \quad \ldots \quad K_n = \frac{B}{B_n};$$

где: B - жесткость нижнего участка;

$B_1, B_2, \ldots, B_n$ - жесткости вышележащих участков, считая снизу вверх.

2.3. Управляющие карты к программе.

```
// PRIK4 JOB (,TRED,30,4),'САВРАНСКИЙ 480352',MSGLEVEL=(1,1)
// EXEC PGM=VIZIY,REGION=360K
// STEPLIB DD UNIT=SYSDA,VOL=SER=LIBVOL,DSN=BZMP,DISP=
                                                  SHR
//SYSPRINT DD SYSOUT=A
//SYSIN DD *
< Исходные данные >
//
```


https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Исходная информация к программе Приказ

Для подготовки исходных данных разработаны таблицы, описание которых приведено в настоящем разделе. Таблицы с исходными данными записываются на бланках. Таблицы состоят из строк, в каждой строке помещается одно или несколько чисел, которые отделяются друг от друга одним или несколькими пробелами. Дробная часть числа от целой отделяется точкой. Для больших значений можно пользоваться записью чисел с указанием порядка. [1.20Е+07 есть 12040000]

Каждая таблица должна заканчиваться символом "/" - косая черта, которая ставится через один или несколько пробелов. (Ы)

Перед колодой перфокарт с исходными таблицами подкладываются шесть титульных перфокарт со следующими данными:

1. Наименование проектируемого объекта;
2. Шифр объекта;
3. Заказчик;
4. Исходные данные составил;
5. Исходные данные проверил;
6. Дата заполнения данных

На рисунке 1 приведены обозначения, принятые при составлении исходной информации

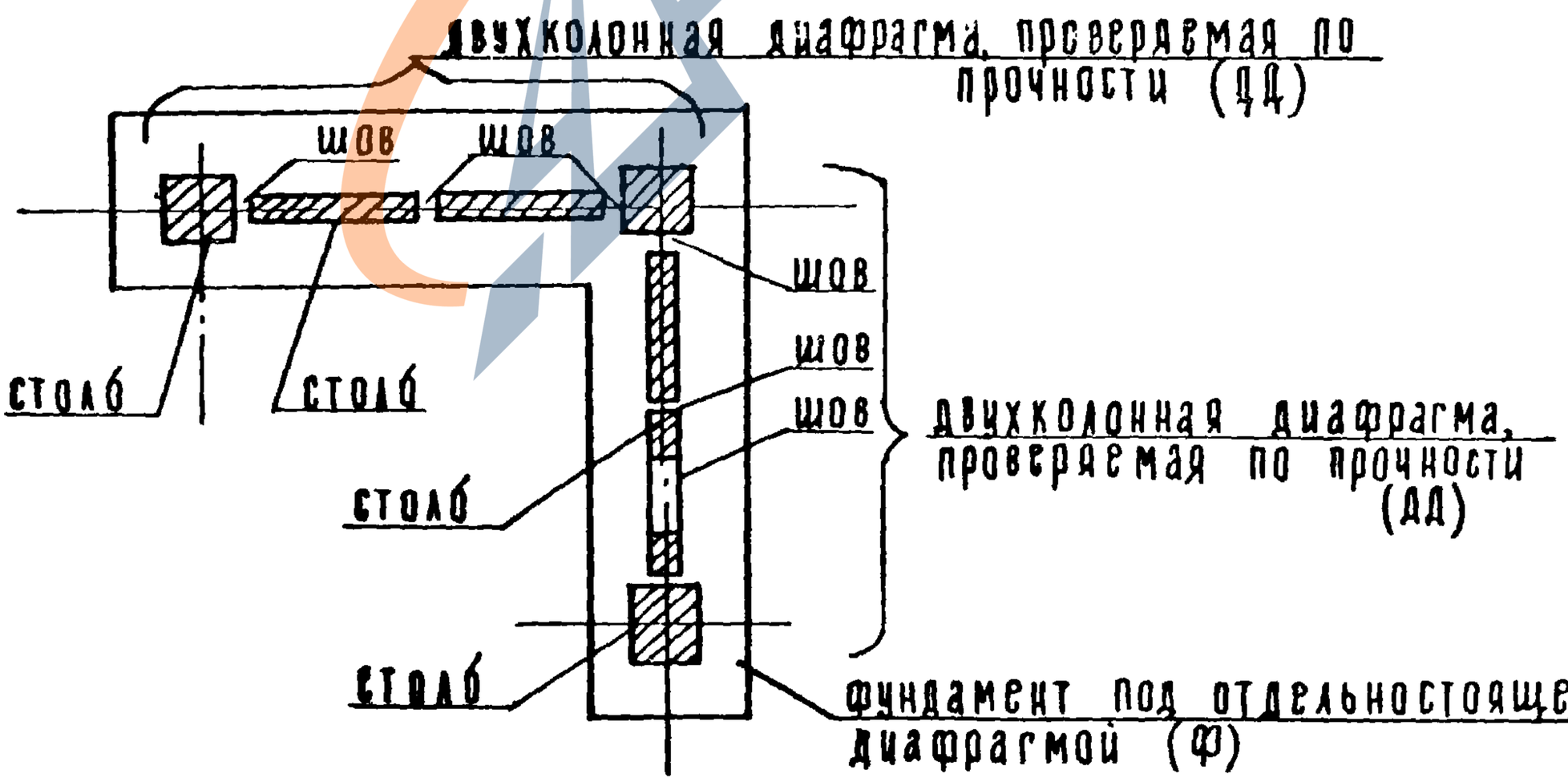


Рис. 1 Отдельностоящая диафрагма жесткости (Д)

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Таблица 1 Параметры расчета

Смысловое содержание параметров	Числовое значение
1. Номер расчета (NN)	
2. Количество столбов в расчетной схеме (ST)	
3. Количество швов в расчетной схеме (SV)	
4. Количество вариантов вертикальных загружений (KR)	
5. Количество вариантов горизонтальных загружений (SN)	
6. Количество 2-х колонных ДЖ, проверяемых по прочности (KD)	
7. Количество угловых точек плана здания (NTP)	
8. Количество отдельных фундаментов под ДЖ (KF)	
9. Количество отдельностоящих ДЖ (KOD)	
10. Количество типов столбов (KTC)	
11. Расстояние от верха фундамента до вершины здания (H)	
12. Расстояние от заделки ДЖ в фундаменте до нижнего уровня этажа, в котором определяется величина сдвигающей силы в вертик. швах диафрагмы (HC)	
13. Высота этажа, в котором определяется сдвигающая сила (HE) (в вертикальном шве)	
14. Высота фундамента (HF)	
15. Расстояние от уровня земли до верха фундамента (HI)	
16. Расстояние от заделки диафрагм до уровня шва, в котором проверяется прочность его горизонтального сечения на сдвиг (HX)	
17. Расчетное сопротивление бетона колонн на растяжение (Rp) кгс/см²	

Размерность величин в таблицах: тонны, метры

Обозначения смотреть на рис. 3 - "Расчетная схема"

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам. инв.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Предусмотрена сокращенная запись информации только для одномерных массивов. Признак сокращенной записи "777", за которым следует количество повторений и величина приращения. Например: 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 / можно записать так: 1 777 11 1 /

В таблицах 5, 6, 8 и 20 признак сокращенной записи применять нельзя

Таблица 2 Вес здания (1:KR)

МАКС	
МИН	

В первую строку записывается максимальный вес, во вторую-минимальный вес здания.

Таблица 3 Координаты "У" угловых точек плана здания (1:KTP)

1	
2	
.	
.	
KTP	

(по порядку номеров угловых точек здания)

Таблица 4 Координаты "Z" угловых точек плана здания (1:KTP)

1	
2	
.	
.	
KTP	

Таблица 5 Вертикальные нагрузки на столбы (1:CT, 1:KR)

	МАКС	МИН
1		
2		
.		
.		
CT		

(по порядку номеров столбов)

МАКС - нагрузка в числителе;
МИН - нагрузка в знаменателе
на конструктивной схеме

В табаицу для i-го столба записываются соответственно максимальная и минимальная нагрузки, действующие в уровне нижнего сечения (нагрузки сосредоточенные)

https://zavodjbi.com/

Таблица 6. Ветровые нагрузки (1 : СН ; 1 : 4)

	M°_{y}	Z	M°_{z}	Y	Q°_{y}	Q°_{z}
1						
2						
•						
•						
СН						

В первой строке нельзя задавать нулевые значения "М" и "Q"
"Q" задавать обязательно.
"Z" и "Y" заполняются для всех вариантов.

Каждая строка таблицы соответствует варианту горизонтального нагружения. В таблицу записываются моменты (M°_{y}, M°_{z}) и поперечные силы (Q°_{y}, Q°_{z}), действующие на здание в уровне земли. Положительное направление векторов моментов и поперечных сил совпадает с положительным направлением координатных осей. Во втором и четвертом столбцах таблицы записываются соответственно координаты точек приложения векторов M°_{y}, M°_{z} ("Z", "Y")

Таблица 7. Типы столбов (1 : СТ).

1	
2	
•	
•	
СТ	

(по порядку номеров столбов)

В каждую строку таблицы записывается тип L-го столба, т.е. номер строки таблицы 8.

Таблица 8 Характеристики типов столбов (1 : КТС, 1 : 5)

	L	б	Eб	$N^{сж}_{ст}$	$N^{раст}_{ст}$
1					
2					
•					
•					
КТС					

Для каждого типа столба указывается:
L - в первом столбце - длина столба;
б - во втором столбце - толщина столба

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

19827 98

https://zavodjbi.com/

$E_б$ – в третьем столбце – модуль упругости материала столба с Кп*

$N_{ст}^{сж}$ в четвертом столбце – прочность столба на центральное сжатие (для стен – их погонная несущая способность; для колонн – несущая способность в соответствии с их маркой); [СНиП II-21-75, прилож.2]

$N_{ст.}^{раст.}$ в пятом столбце – прочность столба на запроектированное растяжение, иначе записывается нуль.

Для диафрагм жесткости из элементов серии 1.020-1/83 несущая способность 1 п/м стены задается в соответствии с таблицей.

Высота этажа м	2,8	3,3	3,6	4,2	4,8	6,0
При колоннах 0,4 × 0,4 м	95	80	80	80	60	60
При колоннах 0,3 × 0,3 м	95	75	75	75	—	—

* СН и П II-21-75 п.4.24

Таблица 9. Координаты "У" центров тяжести столбов (1:ст)

1	
2	
.	
.	
ст	

(по порядку номеров столбов)

Таблица 10. Координаты „Z" центров тяжести столбов (1:ст)

1	
2	
.	
.	
ст	

Таблица 11. Признак ориентации столбов относительно координатных осей (1:ст)

1	
2	
.	
ст	

(по порядку номеров столбов)

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ЕСЛИ БОЛЬШАЯ СТОРОНА СТОЛБА ПАРАЛЛЕЛЬНА ОСИ "У" – ПРИЗНАК ОРИЕНТАЦИИ РАВЕН 1, ЕСЛИ БОЛЬШАЯ СТОРОНА СТОЛБА ПАРАЛЛЕЛЬНА ОСИ "Z" — ПРИЗНАК ОРИЕНТАЦИИ РАВЕН 2, ЕСЛИ СТОЛБ ЯВЛЯЕТСЯ КОЛОННОЙ — ПРИЗНАК ОРИЕНТАЦИИ РАВЕН 3.

ТАБЛИЦА 12. КОЛИЧЕСТВО СТОЛБОВ, ВХОДЯЩИХ В ОТДЕЛЬНОСТОЯЩУЮ ДИАФРАГМУ ЖЕСТКОСТИ. (I:KOD)

1	
2	
.	
.	
КОД	

(ПО ПОРЯДКУ НОМЕРОВ ОТДЕЛЬНОСТОЯЩИХ ДИАФРАГМ)

ТАБЛИЦА 13 НОМЕРА СТОЛБОВ, ВХОДЯЩИХ В ОТДЕЛЬНОСТОЯЩУЮ ДИАФРАГМУ ЖЕСТКОСТИ. (I: CT)

1	
2	
.	
КОД	

В СТРОКУ ТАБЛИЦЫ ЗАПИСЫВАЮТСЯ НОМЕРА СТОЛБОВ, ОТНОСЯЩИХСЯ К i-ОЙ ДИАФРАГМЕ ЖЕСТКОСТИ.

ТАБЛИЦА 14. КОЭФФИЦИЕНТЫ УСЛОВИЙ РАБОТЫ, УЧИТЫВАЮЩИЕ СНИЖЕНИЕ ЖЕСТКОСТИ ДИАФРАГМ ВСЛЕДСТВИИ ПОДАТЛИВОСТИ ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ И ДР. ФАКТОРОВ. (I : CT)

1	
2	
"	
КОД	

(ПО ПОРЯДКУ НОМЕРОВ СТОЛБОВ)

В СТРОКУ ТАБЛИЦЫ 14 ЗАПИСЫВАЮТСЯ ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ УСЛОВИЙ РАБОТЫ K ДЕФ. ДЛЯ СТОЛБОВ ВХОДЯЩИХ В i-УЮ ДИАФРАГМУ ЖЕСТКОСТИ.

ВЗАМ ИНВ N | ПОДПИСЬ И ДАТА | ИНВ N ПОДЛ

19827 100

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ДЛЯ ЗДАНИЙ, ПРОЕКТИРУЕМЫХ В КОНСТРУКЦИЯХ СЕРИИ 1.020-1, ВЕЛИЧИНА $K_{ДЕФ}$ ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$K_{деф} = \frac{2.6\beta - 1.3}{2 + 3\beta};$$

ГДЕ $\beta = H/B$, H - ВЫСОТА ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ, B - ДЛИНА ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ В ПЛАНЕ ПО ОСЯМ.

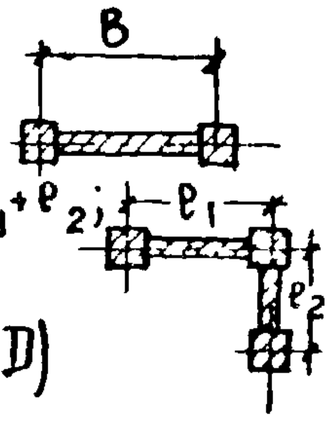


ТАБЛИЦА 15. КОЛИЧЕСТВО СТОЛБОВ, ВХОДЯЩИХ В 2-Х КОЛОННЫЕ ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ, ПРОВЕРЯЕМЫЕ ПО ПРОЧНОСТИ. (1:KD)

1	
2	
.	
.	
KD	

(ПО ПОРЯДКУ НОМЕРОВ 2-Х-КОЛОННЫХ ДИАФРАГМ)

ТАБЛИЦА 16. НОМЕРА СТОЛБОВ, ВХОДЯЩИХ В СОСТАВ 2-Х КОЛОННЫХ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ, ПРОВЕРЯЕМЫХ ПО ПРОЧНОСТИ. (1: Σ ЦИФР ПРЕДЫДУЩЕГО МАССИВА)

1	
2	
.	
.	
KD	

(ПО ПОРЯДКУ НОМЕРОВ 2-Х КОЛОННЫХ ДИАФРАГМ)

СТРОКИ ТАБЛИЦЫ 16 СООТВЕТСТВУЮТ СТРОКАМ ТАБЛИЦЫ 15.

ТАБЛИЦА 17. КОЭФФИЦИЕНТЫ УСЛОВИЙ РАБОТЫ, УЧИТЫВАЮЩИЕ УМЕНЬШЕНИЕ СДВИГАЮЩИХ УСИЛИЙ В ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЯХ, ВСЛЕДСТВИЕ ИХ ПОДАТЛИВОСТИ. (1: CB)

1	
2	
.	
CB	

(ПО ПОРЯДКУ НОМЕРОВ ШВОВ)

ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ, ЗАПРОЕКТИРОВАННЫХ ПО СЕРИИ 1.020-1/83 КОЭФФИЦИЕНТ УСЛОВИЙ РАБОТЫ K_T ВЫЧИСЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$K_T = \frac{\beta - 0.45}{\beta - 0.15};$$

β - СМ. ПОЯСНЕНИЯ К ТАБЛИЦЕ 14.

ИНВ. N ПОДЛ. | ПОДПИСЬ И ДАТА | ВЗАМ. ИНВ. N

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Таблица 18. КООРДИНАТЫ "У" ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШВОВ (1:СВ)

1	
2	
.	
.	
СВ	

(ПО ПОРЯДКУ НОМЕРОВ ШВОВ)

Таблица 19. КООРДИНАТЫ "Х" ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШВОВ (1:СВ)

1	
2	
.	
СВ	

Таблица 20. НОМЕРА СТОЛБОВ, ПРИМЫКАЮЩИХ К ШВУ. (1:СВ, 1:2)

1		
2		
.		
.		
СВ		

(ПО ПОРЯДКУ НОМЕРОВ ШВОВ)

Таблица 21. КОЛИЧЕСТВО СТОЛБОВ, СТОЯЩИХ НА ОТДЕЛЬНОМ ФУНДАМЕНТЕ. (1:KF)

1	
2	
.	
KF	

(ПО ПОРЯДКУ НОМЕРОВ ФУНДАМЕНТОВ)

Таблица 22. НОМЕРА СТОЛБОВ, СТОЯЩИХ НА ОТДЕЛЬНОМ ФУНДАМЕНТЕ. (1:СТ) (ПО ПОРЯДКУ NN ФУНДАМ.)

1	
2	
.	
.	
KF	

В СТРОКУ ТАБЛИЦЫ ЗАПИСЫВАЮТСЯ НОМЕРА СТОЛБОВ, ОПИРАЮЩИХСЯ НА i-ЫЙ ФУНДАМЕНТ.

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ТАБЛИЦА 23. ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА СТОЛБ В ПЛ-ТИ "У" ОТ ЭКСЦЕНТРИЧНОГО ПРИЛОЖЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СИЛ. (1-СТ)

1	
2	
.	
.	
СТ	

(ПО ПОРЯДКУ НОМЕРОВ СТОЛБОВ)

ТАБЛИЦА 24. ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА СТОЛБ В ПЛ-ТИ "Z" ОТ ЭКСЦЕНТРИЧНОГО ПРИЛОЖЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СИЛ. (1-СТ)

1	
2	
.	
.	
СТ	

(ПО ПОРЯДКУ НОМЕРОВ СТОЛБОВ)

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Инв. № подл	Подпись и дата	Взам инв. №

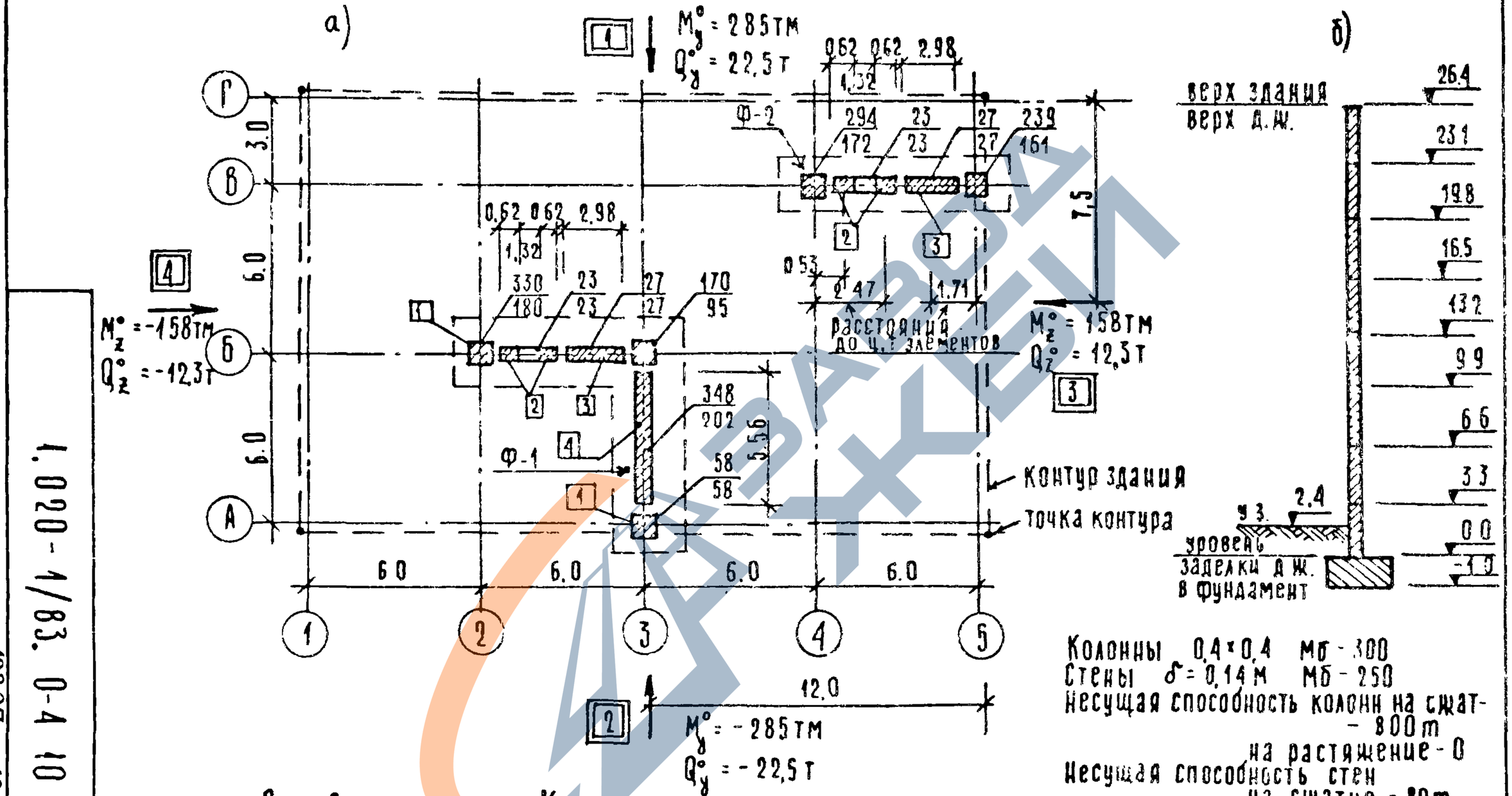


Рис. 2 Конструктивная схема.

а) Схема здания с нагрузками; б) вертикальные размеры здания

$\frac{P_{max}}{P_{min}}$ — нагрузка на столб в уровне обреза фундамента; 4 — номера типов столбов;

3 — номера горизонтальных загружений; Ф-№ — номера фундаментов

https://zavodjbi.com/

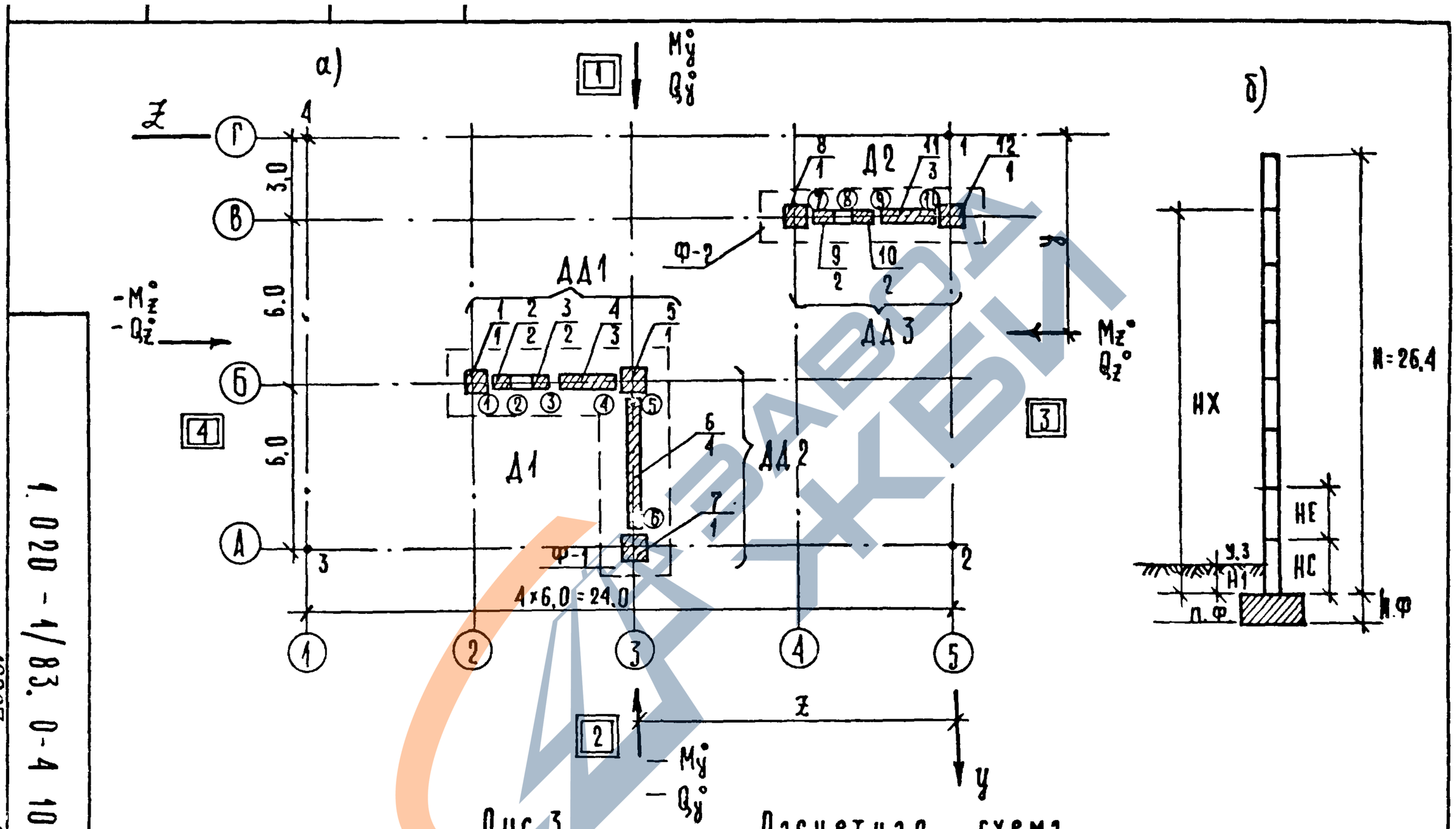


Рис.3 Расчетная схема.

а) План; б) Разрез;

4/3 — в числителе - порядковый номер столба; в знаменателе - номер типа столба

⑤ — номер шва

https://zavodjbi.com/

NN ПЕР-ФО-КАРТ	ПРИКАЗ ПЕРФОРИРУЕМАЯ ИНФОРМАЦИЯ								ПРИМЕЧАНИЯ
1	КАРКАСНОЕ ЗДАНИЕ								
2	1111								
3	ОТДЕЛ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ								
4	ПРОЦЕНКО О.О.								
5	САВРАНСКИЙ В.Э.								
6	21. 09 82								
7	2	12	10	2	4	3	4	2	ТАБ. 1
8	2	4	26,4	3,3	3,3	1	2,4	23.1	
9	10	"	/						
10	4150	2900	"	/					ТАБ. 2
11	0	15	15	0	"	/			ТАБ. 3
12	0	0	24	24	"	/			ТАБ. 4
13	330	180	11.5	11.5	11.5	11.5	27	27	ТАБ. 5.
14	170	95	348	202	58	58	294	172	
15	11.5	11.5	11.5	11.5	27	27	239	161	
16	/								
17	285	12	0	7.5	22,5	0			ТАБ. 6
18	-285	12	0	75	-22,5	0			
19	0	12	158	7.5	0	12.3			
20	0	12	-158	7.5	0	-12.3	"	/	
21	1	2	2	3	1	4	1	1	ТАБ. 7
22	2	2	3	1	"	/			
23	0,4	0,4	2650000	800	0				ТАБ. 8
24	0,62	0,14	2650000	80	0				
25	2,98	0,14	2650000	80	0				
26	5,56	0,14	2650000	80	0	"	/		
27	9	9	9	9	9	12	15	3	ТАБ. 9
28	3	3	3	3	"	/			
29	18	17.47	15,53	13.71	12	12	12	6	ТАБ 10
30	5,47	3.53	1.71	0	"	/			

ВЗАМ. ИНВ.№ | ПОДПИСЬ И ДАТА | ИНВ.№ ПОДЛ.

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

NN ПЕР. ФО. КАРТ	ПРИКАЗ ПЕРФОРИРУЕМАЯ ИНФОРМАЦИЯ								ПРИМЕЧАНИЯ
31	3	2	2	2	3	1	3	3	ТАБ. 11
32	2	2	2	3	〃	/			
33	7	5	〃	/					ТАБ. 12
34	1	2	3	4	5	6	7		ТАБ. 13
35	8	9	10	11	12	〃	/		
36	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.67	ТАБ. 14
37	0.67	0.67	0.67	0.67	〃	/			
38	5	3	5	〃	/				ТАБ. 15
39	1	2	3	4	5				ТАБ. 16
40	5	6	7						
41	8	9	10	11	12	〃	/		
42	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.92	0.92	ТАБ. 17
43	0.92	0.92	〃	/					
44	9	9	9	9	9.2	14.8	3	3	ТАБ. 18
45	3	3	〃	/					
46	17.8	16.5	15.21	12.2	12	12	5.8	4.5	ТАБ. 19
47	3.21	0.2	〃	/					
48	1	2	2	3	3	4	4	5	ТАБ. 20
49	5	6	6	7	8	9	9	10	
50	10	11	11	12	〃	/			
51	7	5	〃	/					ТАБ. 21
52	1	2	3	4	5	6	7		ТАБ. 22
53	8	9	10	11	12	〃	/		
54	0	0	0	0	0	0	0	0	ТАБ. 23
55	0	0	0	0	〃	/			
56	0	0	0	0	0	0	0	0	ТАБ. 24
57	0	0	0	0	〃	//			
58	//								
9									
0									

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Чтение результатов расчета.

1. Результаты расчета выдаются в виде таблиц.
2. Номера диафрагм жесткости, швов, столбов и фундаментов соответствуют заданной схеме.
3. Положительные значения координат и перемещений соответствуют расположению точек влево и вниз от начала координат.
4. Все размеры, кроме оговоренных выдаются в тм.
5. В таблицах перемещений (в см) в числителе приведены значения от максимальной* вертикальной нагрузки и соответствующего горизонтального загружения: в знаменателе-только от горизонтальных загружений.
6. В таблицах усилий комбинации загружений с 1 по 4 соответствуют загружению максимальной* вертикальной нагрузкой совместно с 1 по 4 загружениями горизонтальной нагрузкой; комбинации загружений с 5 по 8 соответствуют загружению минимальной* вертикальной нагрузкой совместно с 1 по 4 загружениями горизонтальной нагрузкой.
7. В табаице „проверка прочности 2-х колонных диафрагм жесткости" несущая способность колонн подбирается автоматически начиная со 100 т с шагом 25. Оти выдается значение обеспечивающее прочность диафрагмы жесткости.
8. Для диафрагм жесткости и их столбов положительная продольная сила означает сжатие и направлена сверху вниз. Положительный момент вызывает растяжение дальнего от начала координат волокна, а положительная поперечная сила направлена в сторону конца оси.
9. Для фундаментов - положительный момент вызывает крен в сторону конца** оси; положительная поперечная сила направлена также в сторону конца оси.
10. Большие числа могут печататься с указанием порядка. Например: 1.204Е+07 есть 12040000, т.е $1.204 \cdot 10^7$.
11. Коэффициенты продольного изгиба не должны превышать величины 2.5 и отличаться между собой более, чем на 30%.

* Максимальной названа нагрузка, записываемая в числителе, а минимальной - в знаменателе на рис. 2 „Конструктивная схема".

** В сторону конца оси - опускание дальнего от начала координат торца ф-та.

Инв. № подл. | Подп. и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/


```
//PR4 JOB (,TRZD,30,4), САВРАНСКИЙ 1480352', MSGLEVEL=(1,1)
//EXEC PGM=VIZIV,
// REGION=360K
//STEPLIB DD UNIT=SYSDA,VOL=SER=LIBVOL,DSN=BZMP.JDISP=SHR
//SYSPRINT DD SYSOUT=A
//SYSIN DD *
//
 IEF236I ALLOC. FOR PR4
 IEF237I 131  ALLOCATED TO STEPLIB
 IEF237I 430  ALLOCATED TO SYSPRINT
 IEF237I 008  ALLOCATED TO SYSIN
 IEF142I - STEP WAS EXECUTED - COND CODE 0000
 IEF285I   BZMP
 IEF285I   VOL SER NOS= LIBVOL,83216. 1353
 IEF373I STEP /        / START 83236. 1353 CPU   0MIN 15,58 SEC MAIN 280K
 IEF374I STEP /        / START 83236. 1353
 IEF375I JOB / PR4     / STOP 83236. 1354 CPU   0MIN 15,58 SEC
 IEF376I JOB / PR4
```

Расчет здания со связевым каркасом
по программе. приказ
разработанной в ЦНИИЭП торгово-бытовых
зданий и туристских комплексов

Наименование об'екта ..... каркасное здание
Шифр объекта 1111
Заказчик ..... отдел строительных конструкций
Исходные данные составил .... Проценко О.О
Исходные данные проверил .... Саврасский В.Э
Дата заполнения данных 27.09.82

Исходные данные

Таблица 1 параметры расчета

Номер расчета (NN) 2
Количество столбов в расчетной схеме (СТ) 12
Количество швов в расчетной схеме (СВ) 10
Количество вариантов вертикальных загружений (KR) 2
Количество вариантов горизонтальных загружений (СН) 4
Кол-во 2-х колонных ДН, проверяемых по прочности (KD) 3

Инв.№ подл. | Подп. и дата | Взам. инв.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

КОЛИЧЕСТВО УГЛОВЫХ ТОЧЕК ПЛАНА ЗДАНИЯ (КТР)..... 4
КОЛИЧЕСТВО ОТДЕЛЬНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД ДЖ (KF)..... 2

КОЛИЧЕСТВО ОТДЕЛЬНОСТОЯЩИХ ДЖ (КОД)..... 2

КОЛИЧЕСТВО ТИПОВ СТОЛБОВ (КТС)..... 4

РАССТОЯНИЕ ОТ ВЕРХА ФУНДАМ ДО ВЕРХА ЗДАНИЯ (Н)..... 26.40
РАССТОЯНИЕ ОТ ЗАДЕЛКИ ДЖ В ФУНДАМЕНТЕ
ДО НИЖНЕГО УРОВНЯ ЭТАЖА, В КОТОРОМ ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ
ВЕЛИЧИНА СДВИГАЮЩЕЙ СИЛЫ В ШВАХ ДИАФРАГМЫ (НС).... 3.30
ВЫСОТА ЭТАЖА В КОТОРОМ ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ СДВИГАЮЩАЯ СИЛА (НЕ) 3.30

ВЫСОТА ФУНДАМЕНТА (HF)..... 1.00

РАССТОЯНИЕ ОТ УРОВНЯ ЗЕМЛИ ДО ВЕРХА ФУНДАМЕНТА 2.40

РАССТОЯНИЕ ОТ ЗАДЕЛКИ ДИАФРАГМ ДО УРОВНЯ,
В КОТОРОМ ПРОВЕРЯЕТСЯ ПРОЧНОСТЬ ИХ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ
СЕЧЕНИЙ НА СДВИГ (НХ)..... 23.10

РАСЧ. СОПРОТИВЛЕНИЕ БЕТОНА КОЛОНН НА РАСТЯЖЕНИЕ 10.00

ТАБЛИЦА 2 ВЕС ЗДАНИЯ
(1:KR)

4150 2900

ТАБЛИЦА 3 КООРДИНАТЫ (Y) УГЛОВЫХ ТОЧЕК ПЛАНА ЗДАНИЯ
(1:КТР)

0.00 15.00 15.00 0.00

ТАБЛИЦА 4 КООРДИНАТЫ (Z) УГЛОВЫХ ТОЧЕК ПЛАНА ЗДАНИЯ
(1:КТР)

0.00 0.00 24.00 24.00

ТАБЛИЦА 5 СУММАРНЫЕ ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ
(МАКСИМАЛЬНЫЕ И МИНИМАЛЬНЫЕ В НИЖНЕМ СЕЧЕНИИ СТОЛБОВ)
(1:СТ, 1:КВ)

330.0	180.0
11.5	11.5
11.5	11.5
27.0	27.0
170.0	95.0
348.0	202.0
58.0	58.0
294.0	172.0
11.5	11.5
11.5	11.5
27.0	27.0
239.0	161.0

ИНВ.№ ПОДЛ | ПОДПИСЬ И ДАТА | ВЗАМ.ИНВ.№

19827 110

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Таблица 6 Суммарные горизонтальные нагрузки(M,Q) и координаты точки приложения этих нагрузок

(1:CH,1:6)

253.40	12.00	0.00	7.50	19.7	0.00
-253.40	12.00	0.00	7.50	-19.7	0.00
0.00	12.00	158.40	7.50	0	12.3
0.00	12.00	-158.40	7.50	0	-12.3

Таблица 7 Типы столбов

(1:CT)

1 2 2 3 1 4 1 1 2 2
3 1

Таблица 8 Характеристики типов столбов

1:KTC,1:5

0,40	0,40	2650000	800.0	0.0
0,62	0,14	2650000	80.0	0.0
2,98	0,14	2650000	80.0	0.0
5,56	0,14	2650000	80.0	0.0

Таблица 9 Координаты(Y) центров тяжести столбов

(1:CT)

9.00 9.00 9.00 9.00 9.00 12.00 15.00 3.00 3.00 3.00
3.00 3.00

Таблица 10 Координаты(Z) центров тяжести столбов

(1:CT)

18.00 17.47 15.53 13.71 12.00 12.00 12.00 6.00 5.47 3.53
1.71 0.00

Таблица 11 Признаки ориентации столбов

(1:CT)

3 2 2 2 3 1 3 3 2 2
2 3

Таблица 12 Количество столбов, входящих в дж

(1:KOD)

7 5

Таблица 13 Номера столбов, входящих в дж

(1:CT)

1 2 3 4 5 6 7
8 9 10 11 12

Таблица 14 Коэф. усл. работы, учитывающие снижение жесткости диафрагм вследствии податливости закладных деталей и др. факторов

(1:CT)

0,51 0,51 0,51 0,51 0,51 0,51 0,51 0,67 0,67 0,67
0,67 0,67

Таблица 15 Количество столбов, входящих в состав 2-х колонных дж

(1:KD)

5 3 5

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ТАБЛИЦА 16 НОМЕРА СТОЛБОВ, ВХОДЯЩИХ В СОСТАВ 2-Х КОЛОННЫХ ДИ
(1 СУММА ЦИФР ПРЕДЫДУЩЕГО МАССИВА)

1	2	3	4	5
5	6	7		
8	9	10	11	12

ТАБЛИЦА 17 КОЭФ. УСЛ. РАБОТЫ, УЧИТЫВАЮЩИЕ УМЕНЬШЕНИЕ СДВИГАЮЩИХ УСИЛИЙ ВСЛЕДСТВИИ ПОДАТЛИВОСТИ СОЕДИНЕНИЙ
(1:СВ)

0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.83	0.92	0.92	0.92	0.92

ТАБЛИЦА 18 КООРДИНАТЫ (Y) ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШВОВ
(1:СВ)

9.00	9.00	9.00	9.00	9 20	14.80	3.00	3.00	3.00	3.00

ТАБЛИЦА 19 КООРДИНАТЫ (Z) ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШВОВ
(1:СВ)

17.80	16.50	15.21	12.20	12.00	12.00	5.80	4.50	3.21	0.20

ТАБЛИЦА 20 НОМЕРА СТОЛБОВ, ПРИМЫКАЮЩИХ К ДАННОМУ ШВУ
1:СВ · 1:2

1	2
2	3
3	4
4	5
5	6
6	7
8	9
9	10
10	11
11	12

ТАБЛИЦА 21 КОЛИЧЕСТВО СТОЛБОВ, СТОЯЩИХ НА ОТДЕЛЬНОМ ФУНДАМЕНТЕ
1:КР

7	5

ТАБЛИЦА 22 НОМЕРА СТОЛБОВ, СТОЯЩИХ НА ОТДЕЛЬНОМ ФУНДАМЕНТЕ
(1:СТ)

1	2	3	4	5	6	7
8	9	10	11	12		

ТАБЛИЦА 23 ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА СТОЛБ В ПЛ-ТИ У ОТ ЭКСЦЕНТРИЧНОГО ПРИЛОЖЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СИЛ
(1:СТ)

0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

ТАБЛИЦА 24 ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА СТОЛБ В ПЛ-ТИ Z ОТ ЭКСЦЕНТРИЧНОГО ПРИЛОЖЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СИЛ
(1:СТ)

0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам. инв.№

19827 1/2

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТА

КООРДИНАТЫ Ц.Т. ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ

НОМЕР ДЖ	КООРД. У	КООРД. Z
1	10.78	13.33
2	3.00	2.70

КООРДИНАТЫ Ц. Т. ФУНДАМЕНТОВ

НОМЕР ФУН-ТА	КООРД. У	КООРД. Z
1	10.78	13.33
2	3.00	2.70

СУММАРНАЯ ЖЕСТКОСТЬ СТОЛБОВ, ОПИРАЮЩИХСЯ НА ОТДЕЛЬНЫЙ ФУНДАМЕНТ (ОТНОСИТ. Ц.Т. ФУН-ТА)

НОМЕР ФУН-ТА	ЖЕСТКОСТЬ В ПЛОСК. У	ЖЕСТКОСТЬ В ПЛОСК. Z
1	1.204E+07	1.044E+07
2	7.575E+03	7.745E+06

ВЛИЯНИЕ ИЗГИБА КОНСТРУКЦИЙ

ПЕРЕМЕШЕНИЯ В СМ. ТОЧЕК КОНТУРА ВЕРШИНЫ ЗДАНИЯ

ТОЧКА 1

НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЯ

НАПРАВЛЕНИЕ ПЕРЕМЕШЕНИЙ	1	2	3	4
ПО У	6.09 / 1.27	3.55 / -1.27	5.45 / 0.62	4.20 / -0.62
ПО Z	0.60 / -0.16	0.93 / 0.16	0.75 / -0.02	0.70 / 0.02

*

ВЗАМ. ИНВ.N | ПОДПИСЬ И ДАТА | ИНВ.N ПОДЛ.

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ТОЧКА 2

НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЯ

НАПРАВЛЕНИЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ	1	2	3	4
ПО У	6.09	3.55	5,45	4,20
	1.27	-1.27	0,62	-0,62
ПО Z	6.43	5.07	6,31	5,19
	0,68	-0.68	0,56	-0,54

ТОЧКА 3

НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЯ

НАПРАВЛЕНИЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ	1	2	3	4
ПО У	-3,23	-3,08	-3,45	-2,85
	-0,07	0,07	-0,30	0,30
ПО Z	6,43	5,07	6,31	5,19
	0,68	-0,68	0,56	-0,56

ТОЧКА 4

НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЯ

НАПРАВЛЕНИЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ	1	2	3	4
ПО У	-3,23	-3,08	-3,45	-2,85
	-0,07	0,07	-0,30	0,30
ПО Z	0,60	0,93	0,75	0,7
	-0,16	0,16	-0,02	0,02

* ЧИСЛИТЕЛЬ- ПЕРЕМЕЩЕНИЕ ОТ СУММЫ ПОСТОЯННЫХ, ДЛИТЕЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТ. НАГРУЗОК
ЗНАМЕНАТЕЛЬ- ПЕРЕМЕЩ. ОТ ГОРИЗОНТ. НАГРУЗКИ

ИНВ.№ ПОДЛ. | ПОДПИСЬ И ДАТА | ВЗАМ. ИНВ.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ЭТАЖНЫЕ СДВИГАЮЩИЕ СИЛЫ В ШВАХ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ
НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЯ

№ ШВОВ	1	2	3	4
1	12.4	14.7	10.9	16.2
2	5.5	8.5	3.1	10.9
3	1.2	3.5	-2.1	6.7
4	-9.9	-17.8	-17.3	-10.3
5	3.9	-10.3	-5.2	-1.2
6	5.8	-2.9	1.9	0.9
7	15.7	15.8	14.6	16.8
8	0.9	9.2	7.3	10.6
9	3.6	3.8	1.9	5.5
10	-18.2	-18.1	-19.1	-17.3

КОЭФФ. ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА

НАПРАВЛЕНИЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ	1
ПО Y	1.06
ПО Z	1.04
ПОВОРОТ	1.07

КОЭФФИЦИЕНТЫ ЖЕСТКОСТИ ФУНДАМЕНТОВ, ОБЕСПЕЧИВАЮЩИЕ ПРОГИБ НЕ БОЛЕЕ 1:1000

НОМЕР ФУН-ТА	ЖЕСТКОСТЬ В ПЛОСК. Y	ЖЕСТКОСТЬ В ПЛОСК. Z
1	1.462E+06	1.742E+06
2	9.204E+02	1.293E+06

МОМЕНТЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА 2-Х КОЛОННЫЕ ДИ
НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЯ

№ ДД	1	2	3	4	5	6	7	8
1	-712.1	-476.3	-708.1	-480.3	-452.5	-216.6	-448.4	-220.7
2	-349.2	173.7	-138.9	-6.6	-343.4	149.5	-163.1	-30.8
3	-359.0	-354.5	-406.3	-307.1	-157.6	-153.1	-204.9	-105.8

НОРМ. СИЛЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА 2-Х КОЛ. ДИ
НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЯ

№ ДД	1	2	3	4	5	6	7	8
1	538.5	623.0	592.5	569.0	293.9	378.4	349.9	324.4
2	465.9	419.2	421.8	463.4	311.0	264.3	266.8	308.4
3	583.0	583.0	583.0	583.0	383.0	383.0	383.0	383.0

ИНВ.№ ПОДЛ. | ПОДПИСЬ И ДАТА | ВЗАМ.ИНВ.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ПРОВЕРКА УСЛОВИЙ ПРОЧНОСТИ 2-Х КОЛОННЫХ ДЖ

НОМЕР ДЖ	КОЭФФ. ЗАПАСА	НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ КОЛОННЫ	НОМЕР КОМБИНАЦИИ НАГРУЗОК	ПРИМЕЧАНИЯ
1	1.08	225	2	
2	1.11	125	1	
3	1.05	175	1	

В ТАБЛИЦЕ ПРОВЕРКИ УСЛОВИЙ ПРОЧНОСТИ
ВЫВОДИТСЯ НА ПЕЧАТЬ ИНФОРМАЦИЯ,
СООТВЕТСТВУЮЩАЯ КОМБИНАЦИЯМ НАГРУЗОК, ВЫЗЫВАЮЩИХ
НАИБОЛЬШИЕ УСИЛИЯ В ДЖ
УСИЛИЯ (M, N, Q) В НИЖНЕМ СЕЧЕНИИ СТОЛБОВ
(МОМЕНТЫ В ТМ, СИЛЫ В Т)

МОМЕНТЫ В ПЛ. У

НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЯ

N СТОЛБА	1	2	3	4
1	0.0	0.1	0.1	0.1
2	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	0.0	0.0
4	0.0	0.0	0.0	0.0
5	-0.2	0.1	-0.1	-0.0
6	-171.5	53.1	-89.4	-29.0
7	-0.2	0.1	-0.1	-0.0
8	-0.5	-0.0	-0.4	-0.2
9	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0
11	0.0	0.0	0.0	0.0
12	-0.0	-0.1	-0.0	-0.3

МОМЕНТЫ В ПЛ Z

НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЯ

N СТОЛБА	1	2	3	4
1	-0.3	-0.2	-0.5	-0.2
2	-0.5	-0.3	-0.5	-0.3
3	-50.6	-30.8	-50.2	-31.1
4	-0.3	-0.2	-0.3	-0.2
5	0.0	0.0	0.0	0.0
6	-0.6	-0.3	-0.5	-0.3
7	-0.2	-0.2	-0.2	-0.1
8	-0.2	-0.2	-0.5	-0.2
9	-0.2	-0.2	-0.5	-0.2
10	-25.3	-25.0	-29.0	-21.4
11	-0.2	-0.2	-0.2	-0.1
12				

ИНВ.№ ПОДЛ | ПОДПИСЬ И ДАТА | ВЗАМ.ИНВ.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Поперечные силы в пл. Y

номера комбинации загружений

N столба	1	2	3	4
1	0.0	-0.0	-0.0	-0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	0.0	0.0
4	0.0	0.0	0.0	0.0
5	0.3	-0.7	-0.3	-0.1
6	19.9	-18.4	1.4	0.1
7	0.4	-0.2	0.1	0.1
8	0.0	-0.0	0.0	0.0
9	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0
11	0.0	0.0	0.0	0.0
12	0.0	-0.0	0.0	0.0

Поперечные силы в пл. Z

номера комбинации загружений

N столба	1	2	3	4
1	-0.7	-0.9	-0.6	-1.0
2	-2.7	-4.0	-1.8	-5.0
3	-1.6	-2.9	-0.5	-4.1
4	6.1	7.6	11.6	2.0
5	0.6	1.1	1.1	0.6
6	0.0	0.0	0.0	0.0
7	0.0	0.0	0.0	0.0
8	-0.9	-0.9	-0.9	-1.0
9	-4.2	-4.2	-3.5	-4.9
10	-3.0	-3.0	-2.2	-3.7
11	7.7	7.5	9.3	5.9
12	1.1	1.1	1.2	1.0

ЗАВОД КБИ

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

нормальные силы

номера комбинаций загружения

№ столба	1	2	3	4
1	206.2	192.9	215.2	183.8
2	77.1	72.3	82.8	67.4
3	54.2	58.4	59.5	63.3
4	152.3	213.2	177.1	188.8
5	48.4	86.3	56.3	76.4
6	320.0	286.9	288.7	318.2
7	97.5	46.1	74.8	68.9
8	157.7	157.1	163.4	151.4
9	70.2	70.0	72.8	67.4
10	57.5	57.4	58.9	56.7
11	216.8	217.2	212.4	221.7
12	80.8	81.2	76.1	85.9

усилия (M, N, Q) действующие на верхний обрез фундаментов

моменты в пл. У

комера комбинаций загружения

№ фунд.	1	2	3	4
1	13,5	−619,6	−299,4	−306,0
2	1,3	0,2	1,0	0,3

моменты в пл. Z

номера комбинаций загружения

№ фунд.	1	2	3	4
1	894,9	886,6	1036,5	745,0
2	359,0	354,5	406,3	307,1

поперечные силы в пл. У

номера комбинаций загружения

№ фунд.	1	2	3	4
1	20,6	−19,3	1,2	0,1
2	0,1	−0,0	0,0	0,0

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/83.0-4 10 ПЗ

Лист 27

19827 118

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ПОПЕРЕЧНЫЕ СИЛЫ В ПА.2

НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЙ

N ФУНД.	1	2	3	4
1	1.6	0.9	9.9	-7.5
2	0.7	0.4	3.8	-2.7

НОРМАЛЬНЫЕ СИЛЫ

НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЙ

N ФУНД	1	2	3	4
1	956.0	956.0	956.0	956.0
2	583.0	583.0	583.0	583.0

РАВНОДЕЙСТВУЮЩАЯ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ ДЕЙСТВУЮЩАЯ НА ОТДЕЛЬНОСТОЯЩУЮ ДИ В УРОВНЕ ИХ

НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЙ

N ДИ	1	2	3	4
1	4.5	4.3	2.9	2.5
2	0.7	0.6	1.2	1.0

ПРОЧНОСТЬ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ СЕЧЕНИЙ ДИ НА СДВИГ В УРОВНЕ ИХ

НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЙ

N ДИ	1	2	3	4
1	86.6	86.6	86.6	86.6
2	53.5	53.5	53.5	53.5

HASP-11***HASP-11.....END JOB 260... 9 36.04 PM 24 AUC 83....ROOM
HASP-11***HASP-11.....END JOB 260.....9.36.04 PM 24 AUC 83....ROOM
HASP-11***HASP-11.....END JOB 260.....9.36.04 PM 24 AUC 83....ROOM
HASP-11***HASP-11.....END JOB 260.....9.36 04 PM 24 AUC 83... ROOM
HASP-11***HASP-11.....END JOB 260.....9.36.04 PM 24 AUC 83....ROOM

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Параметры несущей способности диафрагм жесткости вычисляются по следующим формулам:

$$N_ц = r\ell_{ст} + \Sigma N_{кс} \qquad (1)$$

$$N_{гр} = N_{кс} + r\ell_R \qquad (2)$$

$$N_{гр} = N_{кс}\, z + r\ell_R z_R - N_{гр}\, c \qquad (3)$$

$$N_{эп} = N_{кс} \qquad (4)$$

$$M_{эп} = N_{кс}\,(z-c) \qquad (5)$$

где $N_{кс}$ – несущая способность колонн при сжатии с учетом гибкости из плоскости;

r – погонная несущая способность стенки диафрагмы;

$\ell_{ст}$ – длина стенки диафрагмы;

ℓ_R, z_R – предельный размер сжатой зоны в стенке диафрагмы, соответствующий граничному значению ξ_R (см. п. 3.12 СНиП II-21-75), а также плечо равнодействующей предельного усилия в сжатой стенке относительно оси менее сжатой колонны;

z – расстояние между осями колонн;

c – расстояние от оси менее сжатой колонны до оси диафрагмы.

Допускается принимать $\ell_R = 0{,}5\ell_{ст}$. Схема к определению параметров приведена на рисунке 11.1.

После определения параметров графика несущей способности по формулам (1)-(5), характеристики участков α и Φ вычисляют по формулам (3.2-4)-(3.2-7).

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Нач. отд.	Волынский		
Н. контр.	Кашелкина		
ГИП	Савранский		
Нач отд-я	Паньшин		
Разраб.	Проценко		

1.020-1/83.0-4 11 ПЗ

ПРИЛОЖЕНИЕ N 2. ПАРАМЕТРЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ.

Стадия	Лист	Листов
Р	1	9

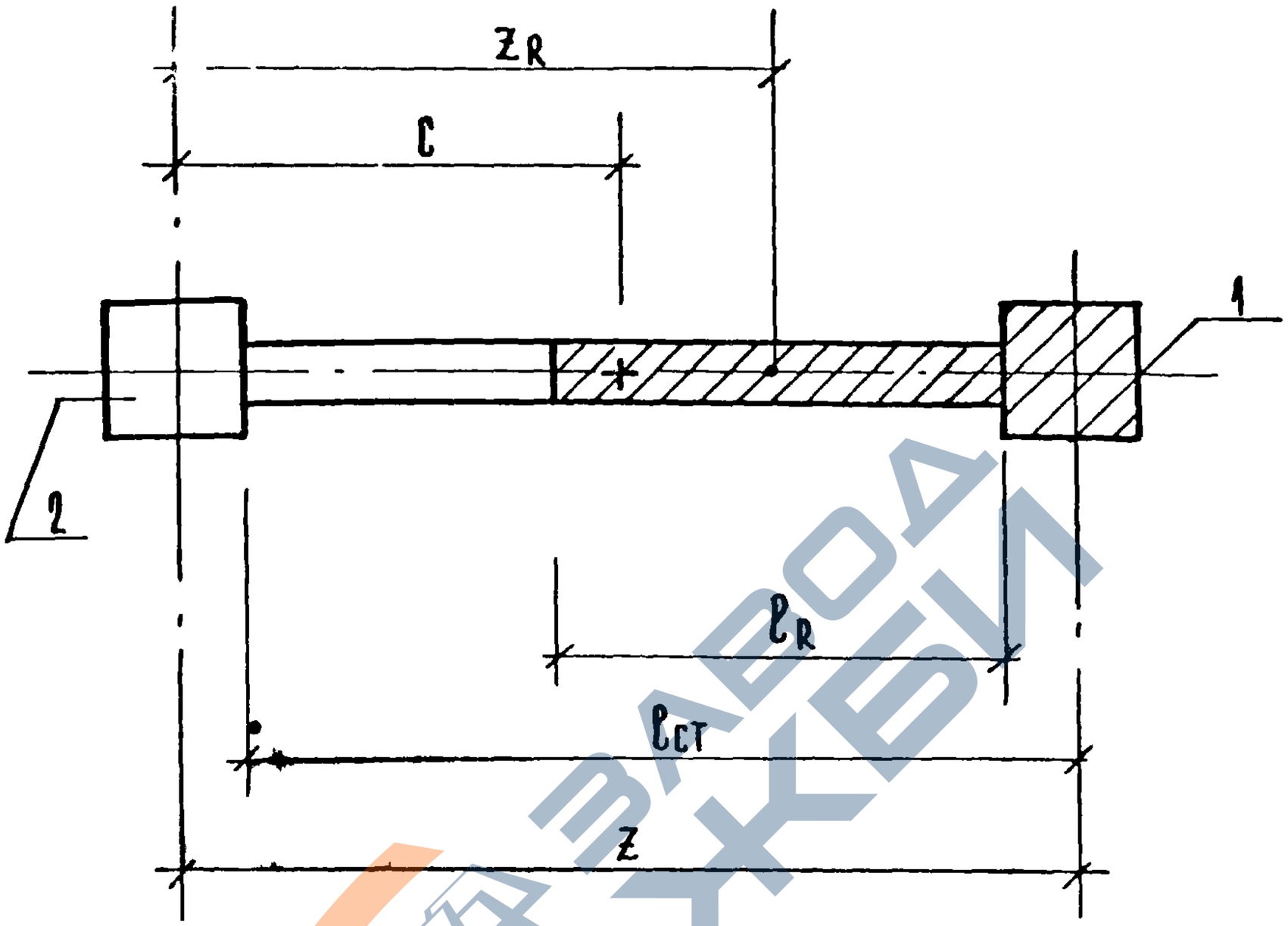
ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов

19827 120

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Рис. 11.1



Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ПАРАМЕТРЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДЛЯ ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ N 1 ~~(СМ ПРИЛОЖЕНИЕ 4)~~.

ПОГОННАЯ НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЕНКИ (Т/М)	ПРОЧНОСТЬ КОЛОННЫ ПРИ СЖАТИИ (Т)	$N_ц$ (Т)	$N_{гр}$ (Т)	$M_{гр}$ (ТМ)	$N_{эп}$ (Т)	$M_{эп}$ (ТМ)	a_1 (М)	φ_1 (ТМ)	a_2 (М)	φ_2 (ТМ)
95	100	447	224	230	100	150	1,11	460	0.65	85
	200	647	324	380	200	300	1,18	760	0,65	170
	300	847	424	530	300	450	1,25	1060	0.65	255
	400	1047	524	680	400	600	1.30	1360	0,65	340
	500	1247	624	830	500	750	1.33	1660	0,65	425
	600	1447	724	980	600	900	1,35	1960	0,65	510
80	100	408	204	220	100	150	1,14	435	0,65	85
	200	608	304	370	200	300	1,21	735	0,65	170
	300	808	404	520	300	450	1,28	1035	0,65	255
	400	1008	504	670	400	600	1.32	1335	0,65	340
	500	1208	604	820	500	750	1.35	1635	0.65	425
	600	1408	704	970	600	900	1.37	1935	0.65	510
75	100	400	200	210	100	150	1.15	430	0,65	85
	200	600	300	360	200	300	1.22	730	0,65	170
	300	800	400	510	300	450	1.29	1030	0,65	255
60	100	360	180	200	100	150	1.20	400	0,65	85
	200	560	280	350	200	300	1.26	700	0,65	170
	300	750	380	500	300	450	1.32	1000	0,65	255
	400	950	480	650	400	600	1.36	1300	0,65	340
	500	1160	580	800	500	750	1.38	1600	0,65	425
	600	1360	680	950	600	900	1,40	1900	0,65	510

ИЗМЕНЕНИЯ ВНЕСЕНЫ 29.08.85 РУК ГР. ИНЖ. ЛЕОНТЬЕВА

ВЗАМ. ИНВ. N° | ПОДПИСЬ И ДАТА | ИНВ N ПОДЛ.

1.020-1/83.0-4 ИПЗ

ЛИСТ 3И

19827 122

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Параметры несущей способности для диафрагмы жесткости N 2 ~~(См. Приложение 4)~~.

Погонная несущая способность стенки (т/м)	Прочность клапаны при сжатии (т)	$N_ц$ (т)	$N_{гр}$ (т)	$M_{гр}$ (тм)	$N_{эп}$ (т)	$M_{эп}$ (тм)	L_1 (м)	$Ф_1$ (тм)	L_2 (м)	$Ф_2$ (тм)
95	100	732	366	672	100	300	1.93	1345	1,4	160
	200	932	466	972	200	600	2.09	1945	1,4	320
	300	1132	566	1272	300	900	2,25	2545	1,4	480
	400	1332	666	1572	400	1200	2.36	3145	1,4	640
	500	1532	766	1872	500	1500	2.44	3745	1,4	800
	600	1732	866	2172	600	1800	2.51	4345	1,4	960
80	100	650	320	614	100	300	1,98	1230	1,4	160
	200	850	420	914	200	600	2,15	1830	1,4	320
	300	1050	520	1214	300	900	2,32	2430	1,4	480
	400	1250	620	1514	400	1200	2,43	3030	1,4	640
	500	1450	720	1814	500	1500	2,5	3630	1,4	800
	600	1650	820	2114	600	1800	2,57	4230	1,4	960
75	100	620	310	590	100	300	2.01	1190	1,4	160
	200	820	410	890	200	600	2.18	1790	1,4	320
	300	1020	510	1190	300	900	2,34	2390	1,4	480
60	100	540	270	540	100	300	2.11	1070	1,4	160
	200	740	370	840	200	600	2.27	1670	1,4	320
	300	940	470	1140	300	900	2.43	2270	1,4	480
	400	1140	570	1440	400	1200	2.53	2870	1,4	640
	500	1340	670	1740	500	1500	2.60	3470	1,4	800
	600	1540	770	2040	600	1800	2.65	4070	1,4	960

Изменения внесены 29.08.85 рук. гр. инж. Леонтьева

Взам. инв. N | Подп. и дата | Инв. N подл.

1.020-1 | 83. 0-4 11 ПЗ

Лист 4и

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Параметры несущей способности для диафрагмы жесткости №4 ~~(см Приложение 4)~~

Погонная несущая способность стенки (т/м)	Прочность колонны при сжатии (т)	$N_ц$ (т)	$N_{гр}$ (т)	$M_{гр}$ (тм)	$N_{эл}$ (т)	$M_{гр}$ (тм)	a_1 (м)	Φ_1 (тм)	a_2 (м)	Φ_2 (тм)
95	100	1020	509	1330	100	450	2.68	2660	2.15	235
	200	1220	609	1780	200	900	2.92	3560	2.15	470
	300	1420	709	2230	300	1350	3.16	4460	2.15	705
	400	1620	809	2680	400	1800	3.31	5360	2.15	940
	500	1820	909	3130	500	2250	3.44	6260	2.15	1175
	600	2020	1009	3580	600	2700	3.55	7160	2.15	1410
80	100	890	440	1190	100	450	2.78	2380	2.15	235
	200	1090	540	1640	200	900	3.01	3280	2.15	470
	300	1290	640	2090	300	1350	3.24	4180	2.15	700
	400	1490	740	2540	400	1800	3.41	5080	2.15	940
	500	1690	840	2990	500	2250	3.54	5980	2.15	1180
	600	1890	940	3440	600	2700	3.64	6880	2.15	1410
75	100	850	420	1160	100	450	2.82	2290	2.15	240
	200	1050	520	1600	200	900	3.05	3190	2.15	470
	300	1250	620	2040	300	1350	3.28	4090	2.15	700
60	100	720	360	1020	100	450	1.95	2010	2.15	240
	200	920	460	1460	200	900	3.18	2910	2.15	470
	300	1120	560	1900	300	1350	3.41	3810	2.15	700
	400	1320	660	2350	400	1800	3.58	4710	2.15	940
	500	1520	760	2800	500	2250	3.70	5610	2.15	1180
	600	1720	860	3250	600	2700	3.79	6510	2.15	1410

Изменения внесены 29.08.85 рук. гр. инж. Леонтьева

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам. инв.№

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Параметры несущей способности для диафрагмы жесткости Ж6 ~~(см. Приложение 4)~~

Погонная несущая способность станки (т/м)	Прочность колонны при сжатии (т)	$N_ц$ (т)	$N_{гр}$ (т)	$M_{гр}$ (тм	$N_{зп}$ (т)	$M_{зп}$ (тм	$\mathcal{L}_1$ (м)	φ_1 (тм)	$\mathcal{L}_2$ (м)	φ_2 (тм)
95	100	322	161	210	100	150	1,34	420	0,98	52
	200	522	261	360	200	300	1,38	720	0,98	104
	300	722	361	510	300	450	1,41	1020	0,98	156
	400	922	461	660	400	600	1,43	1320	0,98	209
	500	1122	561	810	500	750	1,44	1620	0,98	261
	600	1322	661	860	600	900	1,45	1920	0,98	313
80	100	302	150	200	100	150	1,36	400	0,98	52
	200	502	250	350	200	300	1,39	700	0,98	104
	300	702	350	500	300	450	1,42	1000	0,98	156
	400	902	450	650	400	600	1,44	1300	0,98	209
	500	1102	550	800	500	750	1,45	1600	0,98	261
	600	1302	650	950	600	900	1,46	1900	0,98	313
75	100	300	150	200	100	150	1,37	400	0,98	40
	200	500	250	350	200	300	1,40	700	0,98	100
	300	700	350	500	300	450	1,43	1000	0,98	160
60	100	280	140	190	100	150	1,40	380	0,98	40
	200	480	240	340	200	300	1,42	680	0,98	100
	300	680	340	490	300	450	1,44	980	0,98	160
	400	880	440	640	400	600	1,45	1280	0,98	210
	500	1080	540	790	500	750	1,46	1580	0,98	260
	600	1280	640	940	600	900	1,47	1880	0,98	310

Изменения внесены 29.08.85 рук гр. инж. Леонтьева

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/83. 0-4 11П3

Лист 6и

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Параметры несущей способности для диафрагмы жесткости № 7 ~~(см приложение 4)~~

(смята левая колонна)

Погонная несущая способность стенки (т/м)	Прочность колонны при смятии (т)	$N_ц$ (т)	$N_{гр}$ (т)	$M_{гр}$ (тм)	$N_{эп}$ (т)	$M_{эп}$ (тм)	α_1 (м)	Φ_1 (тм)	α_2 (м)	Φ_2 (тм)
95	100	550	184	500	100	345	1.51	718	1.85	160
	200	750	284	845	200	690	1.81	1359	1.85	320
	300	950	384	1190	300	1035	2.10	2000	1.85	481
	400	1150	484	1535	400	1380	2.30	2649	1.85	641
	500	1350	584	1880	500	1725	2.45	3312	1.85	800
	600	1550	684	2225	600	2070	2.57	3981	1.85	961
80	100	490	170	470	100	340	1.63	6 90	1.85	160
	200	690	270	820	200	690	1.93	1340	1.85	320
	300	890	370	1170	300	1040	2.22	1990	1.85	480
	400	1090	470	1510	400	1380	2.42	2650	1.85	640
	500	1290	570	1860	500	1730	2.56	3320	1.85	800
	600	1490	670	2200	600	2070	2.67	3990	1.85	360
75	100	480	170	460	100	340	1.69	690	1.85	160
	200	680	270	810	200	690	1.98	1340	1.85	320
	300	880	370	1160	300	1040	2.27	1990	1.85	480
60	100	420	150	450	100	340	1.84	670	1.85	160
	200	620	250	790	200	690	2.14	1330	1.85	320
	300	820	350	1130	300	1040	2.42	1990	1.85	480
	400	1020	450	1480	400	1380	2.60	2660	1.85	640
	500	1220	550	1820	500	1730	2.73	3330	1.85	800
	600	1420	650	2170	600	2070	2.82	4010	1.85	960

Изменения внесены рук. гр. Леонтьева 29.08.85 г.

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Параметры несущей способности для диафрагмы жесткости №7 ~~(См. приложение 4)~~

(сжата правая колонна)

Погонная несущая способность стенки (т/м)	Прочность колонны при сжатии (т)	$N_ц$ (т)	$N_{гр}$ (т)	$M_{гр}$ (тм)	$N_{эл}$ (т)	$M_{эп}$ (тм)	α_1 (м)	φ_1 (тм)	α_2 (м)	φ_2 (тм)
95	100	550	366	508	100	255	2,75	1510	0,95	160
	200	750	466	763	200	510	2,70	2016	0,95	320
	300	950	566	1018	300	765	2,65	2519	0,95	480
	400	1150	666	1273	400	1020	2,63	3025	0,95	640
	500	1350	766	1527	500	1275	2,62	3532	0,95	800
	600	1550	866	1782	600	1530	2,61	4040	0,95	960
80	100	490	320	520	100	260	2,70	1360	0,95	160
	200	690	420	720	200	510	2,67	1860	0,95	320
	300	890	520	980	300	760	2,64	2360	0,95	480
	400	1090	620	1230	400	1020	2,62	2870	0,95	640
	500	1290	720	1490	500	1270	2,61	3380	0,95	780
	600	1490	820	1740	600	1530	2,60	3800	0,95	960
75	100	480	310	460	100	260	2,71	1290	0,95	160
	200	680	410	710	200	510	2,67	1800	0,95	320
	300	880	510	960	300	760	2,63	2310	0,95	480
60	100	420	270	420	100	260	2,68	1130	0,95	160
	200	620	370	670	200	510	2,65	1640	0,95	320
	300	820	470	920	300	760	2,62	2150	0,95	480
	400	1020	570	1180	400	1020	2,60	2660	0,95	640
	500	1220	670	1430	500	1270	2,59	3170	0,95	800
	600	1420	770	1690	600	1530	2,58	3680	0,95	960

Изменения внесены. 29.08.85 рук. гр. Инж Леонтьева

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/83.0-4 11ПЗ

Лист 8и

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

ПАРАМЕТРЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДЛЯ ДИАФРАГМЫ ЖЕСТКОСТИ №: 11 (СМ. ПРИЛОЖЕНИЕ 4)

ПОГОННАЯ НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЕНКИ (Т/М)	ПРОЧНОСТЬ КОЛОННЫ ПРИ СЖАТИИ (Т)	$N_Ц$ (Т)	$N_{ГР}$ (Т)	$M_{ГР}$ (ТМ)	$N_{ЭП}$ (Т)	$M_{ЭП}$ (ТМ)	$\mathcal{L}_1$ (М)	Φ_1 (ТМ)	$\mathcal{L}_2$ (М)	Φ_2 (ТМ)
95	100	394	197	473	100	300	2.49	945	1,78	122
	200	594	297	773	200	600	2.60	1545	1,78	244
	300	794	397	1073	300	900	2.70	2145	1.78	366
	400	994	497	1373	400	1200	2.76	2745	1,78	488
	500	1194	597	1673	500	1500	2.80	3345	1,78	610
	600	1394	697	1973	600	1800	2.83	3945	1,78	732
80	100	360	180	440	100	300	2.56	890	1,78	110
	200	560	280	740	200	600	2,65	1490	1,78	240
	300	760	380	1040	300	900	2,74	2090	1,78	370
	400	960	480	1340	400	1200	2,79	2690	1,78	490
	500	1160	580	1640	500	1500	2,83	3290	1,78	610
	600	1360	680	1940	600	1800	2,85	3890	1,78	730
75	100	350	180	440	100	300	2,57	870	1,78	110
	200	550	280	740	200	600	2,66	1470	1,78	240
	300	750	380	1040	300	900	2,75	2070	1,78	370
60	100	320	160	410	100	300	2,63	820	1,78	110
	200	520	260	710	200	600	2,71	1420	1,78	240
	300	720	360	1010	300	900	2,79	2020	1,78	370
	400	920	460	1310	400	1200	2,84	2620	1,78	490
	500	1120	560	1610	500	1500	2,87	3220	1,78	610
	600	1320	660	1910	600	1800	2,89	3820	1,78	730

ВЗАМ. ИНВ. №

ПОДПИСЬ И ДАТА

ИНВ. N ПОДЛ.

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

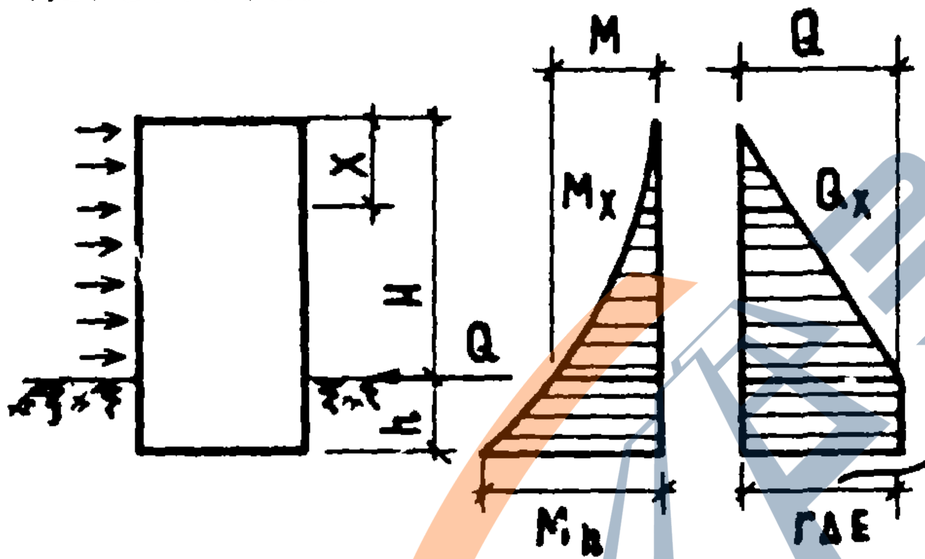
Ветровые нагрузки определяются в соответствии со СНиП 11-6-74 "Нагрузки и воздействия".

В таблице W приведены ординаты эпюры расчетной ветровой нагрузки q на высоте H, изгибающие моменты M и поперечные силы Q на уровне земли при высоте здания H для статической составляющей на 1 п.м. расчетной ширины фасада для ветрового района I типа местности А и Б.

Ветровые усилия для II, III, IV ветровых районов находятся умножением табличных значений на коэффициенты приведения к 1-му ветровому району.

Ветровые районы СССР	I	II	III	IV
Коэффициенты приведения	1.0	1.3	1.67	2.04

Аэродинамический коэффициент принят C=1.4; коэффициент перегрузки - n = 1.2.



Погонные нагрузки по длине здания, действующие на диск перекрытия определяются по формуле:

$$q_{эт} = q \cdot \Delta H$$

где ΔH - размеры по высоте грузовой площади расчетного перекрытия

Динамическая составляющая для зданий выше 40 м определяется для каждого конкретного здания в соответствии со СНиП II-6-74 п. 6 17

Для промежуточных высот зданий величины усилий от ветровой нагрузки определяются по интерполяции. Ветровой момент на расстоянии h ниже уровня земли равен:

$$M_h = M + Q \cdot h$$

Взам. инв. № | Подпись и дата | Инв. № подл.

Нач. отд.	Волынский		
Н. контр.	Кашелкина		
Гл. конст.	Шац		
ГИП	Савранский		
Разраб.	Дворенко		

1.020-1/83.0-4 12 ПЗ

Приложение №3. Ветровые нагрузки

Стадия	Лист	Листов
Р	1	2

ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Ветровые нагрузки для 1-го ветрового района

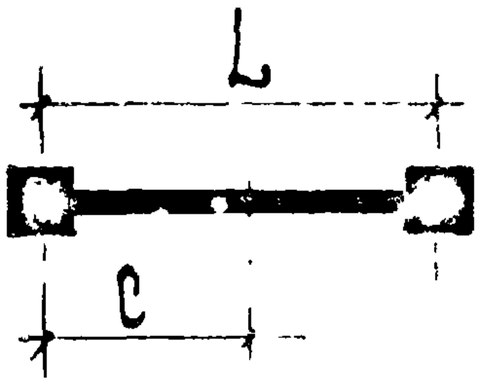
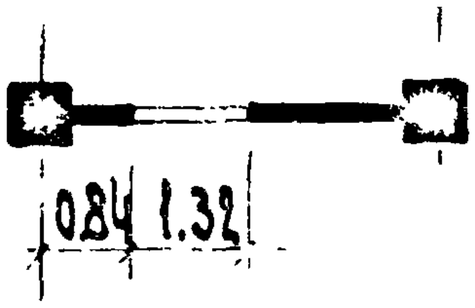
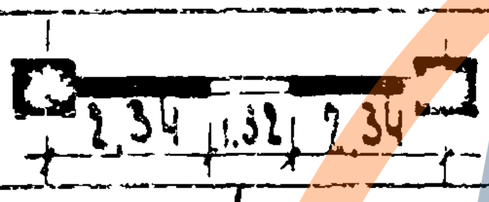
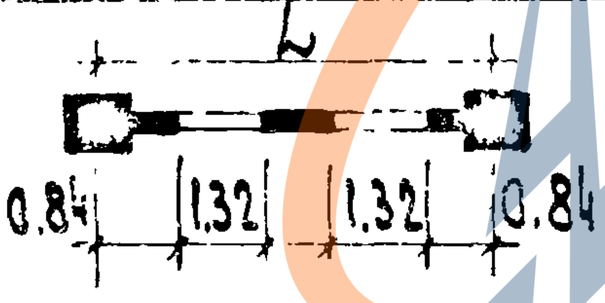
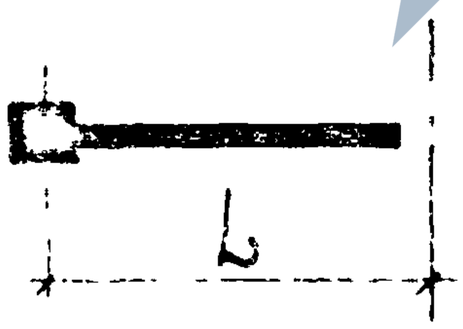
Таблица W

Высота здан. м.	Тип местности А			Тип местности Б		
	статическая нагрузка			статическая нагрузка		
	q_{c-1}^{p} (т/м)	$Q_{ст}^{p}$ (т/м)	$M_{...}^{p}$ (т/м)	$q_{ст}^{p}$ (т/м)	$Q_{ст}^{p}$ (т/м)	$M_{ст}^{p}$ (т/м)
40	0.07	2.2	48.6	0.054	1.6	35.9
38	0.07	2.1	43.1	0.053	1.5	31.7
36	0.067	1.9	38.1	0.052	1.4	27.8
34	0.063	1.8	33.4	0.05	1.3	24.2
32	0 065	1.7	29.1	0.049	1.2	21.0
30	0.064	1.6	25.1	0.048	1.1	18.0
28	0.062	1.4	21.5	0.046	1.0	15.2
26	0.06	1.3	18.1	0.045	0.9	12.8
24	0.06	1.2	15.1	0.044	0.8	10.6
22	0.058	1.1	12.4	0.042	0.7	8.6
20	0.057	1.0	10.0	0.041	0.6	6.8
18	0 054	0.9	7.9	0.04	0.57	5.3
16	0.032	0.7	6.1	0.036	0.5	4.1
14	0.05	0.6	4.6	0.034	0.42	3.0
12	0.048	0.5	3.3	0 032	0.36	2.1
10	0.045	0.45	2.3	0.032	0.36	1.47
8	0.045	0.36	1.4	0.03	0.24	0.94
6	0.045	0.27	0.8	0.03	0.18	0.5

Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

https://zavodjbi.com/

Осевые и изгибные жесткости плоских диафрагм

N N п/п	Схема	Шаг колонн L	Колонна 40×40: Расстояние от центра жесткости до левой колонны	Колонна 40×40: Жесткости: Осевая $A \cdot 10^6$ (т)	Колонна 40×40: Жесткости: Изгибная $B \cdot 10^2$ (тм²)	Колонна 30×30: Расст. от центра жест. до левой кол.	Колонна 30×30: Жесткости: Осевая $A \cdot 10^6$ (т)	Колонна 30×30: Жесткости: Изгибная $B \cdot 10^6$ (тм²)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1		3	1,5	1.74	3.0	1.5	1.21	1.8
2		6	3.0	2.41	13.8	3.0	1.88	9.0
3		7.2	3.6	2.67	21.0	3.6	2.14	14.1
4		9	4.5	3.07	35.4			
5		12	6.0	4.05	74.3			
6		3	1,5	1.45	3.0	1.5	0.92	1.7
7		6	3,2	2.12	13.1	3.2	1.59	8.2
8		7.2	3.9	2.38	19.5	3.9	1.89	12.6
9		9	4.8	2.78	32.5			
10		12	6.4	3.72	67.1			
11		6	3.0	2.12	13.7	3.0	1.58	9.0
12		6	3.0	1.82	12.4	3.0	1.29	7.6
13		9	4.5	2.49	30.1			
14		12	6.0	3.40	61.0			
15		3	0.7	1.16	1.0	1.0	0.90	0.8
16		6	2.0	1.82	6.8	2.3	1.56	5.5
17		7.2	2.6	2.10	11.3	2.9	1.82	9.2
18		9	3.4	2.50	20.8			
19		12	5.0	3.50	49.7			

1.020-1/83.0-4 13 ПЗ

Нач. отд.	Волынский	
Н. контр.	Кашелкина	
Гл. конс.	Шац	
ГИП	Сазринский	
Разраб.	Проценко	

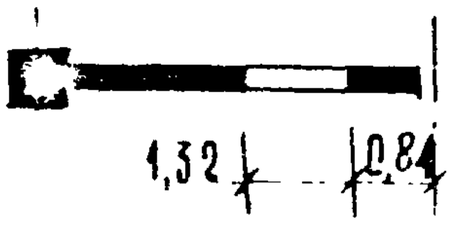
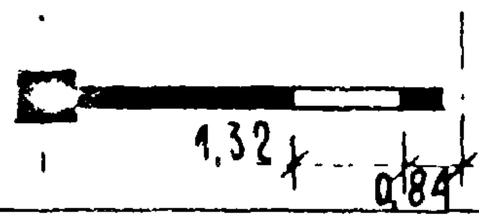
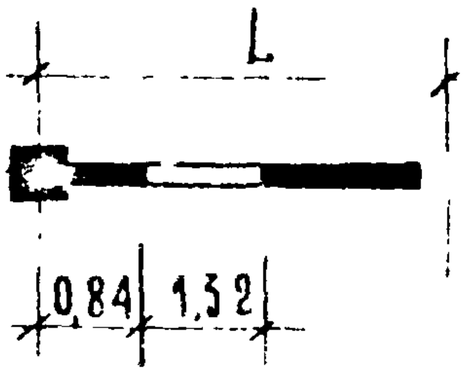
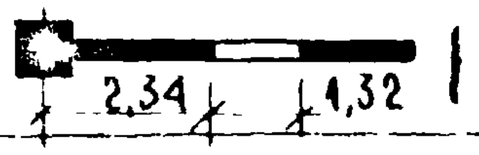
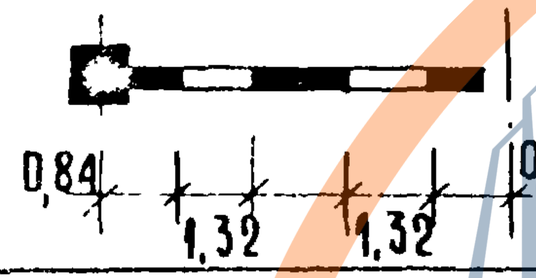
Приложение N 4. Осевые и изгибные жесткости плоских диафрагм.

Стадия	Лист	Листов
Р	1	2

ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов

Инв. N подл. | Подп. и дата | Взам. инв. N

https://zavodjbi.com/

1		3	4	5	6	7	8	9
20		3	0,5	0,86	0,7	0,7	0,6	0,6
21		6	1,6	1,53	4,7	1,9	1,26	3,9
22		7,2	2,1	1,80	7,9	2,5	1,53	6,6
23		9	2,9	2,20	15,3			
24		12	4,4	3,13	38,7			
25		3	0,5	0,86	0,7	0,7	0,60	0,6
26		6	2,15	1,53	6,7	2,6	1,27	5,2
27		7,2	2,8	1,80	10,8	3,3	1,53	8,4
28		9	3,7	2,20	19,5			
29		12	5,4	3,13	45,3			
30		6	1,9	1,53	6,5	2,2	1,27	5,4
31		6	1,6	1,24	4,6	2,0	0,97	3,8
32		9	3,1	1,90	14,6			
33		12	4,8	2,80	35,6			

Примечание

Расчеты выполнены для диафрагм серии 1.020-1/83 при следующих конструктивных параметрах

сечение колонны	пролет	высота этажа	марка бетона колонны	марка бетона стенки	арматура колонны
40×40	3,6; 7,2; 9	3,3	М500	М250	8Ø40 AIII
	12	4,2	М500	М300	8Ø40 AIII
30×30	3; 6; 7,2	3,3	М500	М250	4Ø40 AIII

Изменения внесены 29.08.85 рук. гр инж. Леонтьева

Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

1.020-1/83.0-4 13 ПЗ

Лист 2и

19827 132

https://zavodjbi.com/

https://zavodjbi.com/

Таблица несущей способности соединений в вертикальных швах и перемычек в проемных диафрагмах

Таблица 3.1.

$H_{эт}$ м / $Q_т$	2,8	3,3	3,6		4,2		4,8
			$H_{проема}$=2,14	$H_{проема}$=2,47	$H_{проема}$=2,14	$H_{проема}$=2,47	
Несущая способность перемычки	14,5	29,5	38,5	26,0	57,5	32,5	40,5
Суммарная несущая способность соединений в вертикальном шве	45,0	45,0	60,0		60,0		75,0

Расчетные несущие способности стенок $N_{ст}$ диафрагм жесткости в т/м

$H_{эт}$ (м)	Колонны 400×400 мм	Колонны 300×300 мм
2,8	95	95
3,3	80	75
3,6	80	75
4,2	80	75

Величина несущей способности стенки в зоне растворного шва $N^{ш}_{ст}$ = 97 т/м независимо от высоты этажа.

Нач.отд.	Волынский		
Нормок.	Васильева		
ГИП	Пригорев		
Рук.гр.	Острова		
Провер.	Осина		
Гл.спец.	Лукина		

1.020-1/83 0-4 14 ПЗ

Приложение 5

Стадия	Лист	Листов
Р		1

ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов

Инв. № подл. | Подп. и дата | Взам. инв. №

https://zavodjbi.com/