

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

**ЦЕНТРАЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ ТИПОВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ
ГОССТРОЯ СССР**

Москва, А-445, Смольная ул., 22

Сдано в печать **VI** 1987 года

Заказ № **6968**

Тираж **2030** экз.

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ
И УЗЛЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЯ

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 П. ПАНЬШИН

НАЧ. ОТДЕЛА Б. ВОЛЫНСКИЙ

ГЛ. КОНСТР. ОТДЕЛА Б. ШАЦ

ГЛ. ИНЖ ПРОЕКТА В. САВРАНСКИЙ

ЦНИИ промздания

ГЛ. ИНЖ ИН-ТА В. ГРАНЕВ

НАЧ. ОТДЕЛА Э. КОДЫШ

УТВЕРЖДЕНЫ

Госстроем СССР

ПОСТАНОВЛЕНИЕ

от 13.07.1984 г. № 112

ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ

с 01.09.1984 г.

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 диафрагм	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 №1. Пример расчета здания по программе "ПРИКВЗ"	91
1.020-1/83.0-4 11ПЗ	Приложение №2. Параметры несущей способности диафрагм жесткости	119
1.020-1/83.0-4 12ПЗ	Приложение №3. Ветровые нагрузки	128
1.020-1/83.0-4 13ПЗ	Приложение №4. Осевые и изгибные жесткости плоских диафрагм	130
1.020-1/83.0-4 14ПЗ	Приложение №5. Расчетные несущие способности стенок диафрагм жесткости	132

ИЗМ. ВНЕС ЕНЫ РУК. ТР ЛЕОНТЬЕВА 29 08. 1985

1.020-1/83.0-4 00

НАЧ. ОТД. ВОЛЫНСКИЙ
 И. КОНТР. КАШЛАКЦА
 ГЛ. КОНСТ. ШАЦ
 НАЧ. ОТД. ПЯЧЫШИН
 ИНЖЕНЕР ШЕВЧЕНКО

СОДЕРЖАНИЕ

СТАДИЯ ЛИСТ ЛИСТОВ
 Р И I
 ЦНИИЭП
 ТОВАРИЩЕСТВО
 БЫТОВЫХ
 ЗАДАНИЙ
 ТУРИСТСКИХ
 КОМПЛЕКСОВ

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 300x300 и 400x400 мм.

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

№ ВЗН	ИЗМ ВНЕС	РУК ГР. ИММ	ЛЕОНТЬЕВА	29.08	1.020-1/83.0-4 01 ПЗ	СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТОВ
				1985				
№ ВЗН	НАЧ ОТА	ВОЛЫНСКИЙ			ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ	ЦНИИЭП		ТОРГОВО- БЫТОВЫХ ЗДАНИЙ И ТУРИСТСКИХ КОМПЛЕКСОВ
	И КОНТР.	КАШЕЛКИНА						
	НА КОНСТР	ШАЦ						
	НАЧ БТА-ИИЯ	ПАНЬШИН						
	ИНЖЕНЕР	СИМОНОВ						

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 именуется "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. е. "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

1. 020-1/83. 0-4 01ПЗ

Лист

2

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-

1.020-1/83.0-4.01ПЗ

ЛИСТ

3

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 ПРЕСТАВЛЯЮТСЯ 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 ИСТОЯЩИХ "УКАЗАНИЙ".

ПРОГРАММА ПОЗВОЛЯЕТ РАСЧИТЫВАТЬ 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

1.020 - 1/83. 0.4 01 ПЗ

ЛНСТ

4

ЭВМ ЕС-1032.

1.4.2 УЧИТЫВАЯ СПЕЦИФИКУ ЗАДАЧ, СТОЯЩИХ ПЕРЕД ПРОЕКТИРОВОЩИКОМ НА РАЗЛИЧНЫХ СТАДИЯХ ПРОЕКТИРОВАНИЯ, "УКАЗАНИЯ" ВКЛЮЧАЮТ ШИРОКИЙ НАБОР АЛГОРИТМОВ, КОТОРЫЕ МОЖНО ИСПОЛЬЗОВАТЬ КАК ДЛЯ РУЧНЫХ 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 ПРОВЕРКИ 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".

ИВ И ПОДА. ПОДПИСЬ И ДАТА ЧЗМ. ИВ. №

1. 020-1/83. 0.4 01ПЗ

ЛНСТ

5

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:

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

ГДЕ $A^{\circ}; B^{\circ}$ - ОСЕВАЯ И ИЗГИБНАЯ ЖЕСТКОСТИ ДИАФРАГМЫ С АБСОЛЮТНО ЖЕСТКИМИ (МОНОЛИТНЫМИ) СОЕДИНЕНИЯМИ;
 $K_{\text{деф}}$ - КОЭФФИЦИЕНТ УСЛОВИЙ РАБОТЫ, УЧИТЫВАЮЩИЙ ВЛИЯНИЕ ПОДАТЛИВОСТИ СОЕДИНЕНИЙ НА ЖЕСТКОСТЬ ДИАФРАГМ.

2.1.3. ИЗГИБНЫЕ B° И ОСЕВЫЕ A° ЖЕСТКОСТИ ДЛЯ СБОРНЫХ ДИАФРАГМ ОСНОВНЫХ ТИПОВ ПРИВЕДЕНЫ В ПРИЛОЖЕНИИ 4.

2.1.4. КОЭФФИЦИЕНТ УСЛОВИЙ РАБОТЫ $K_{\text{деф}}$ УЧИТЫВАЕТ СНИЖЕНИЕ ЖЕСТКОСТИ СБОРНЫХ ДИАФРАГМ ВСЛЕДСТВИЕ ПОДАТЛИВОСТИ ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ. ВЕЛИЧИНА КОЭФФИЦИЕНТА $K_{\text{деф}}$ ЗАВИСИТ ОТ ОТНОСИТЕЛЬНОЙ ВЫСОТЫ ДИАФРАГМЫ $\beta = \frac{H}{b}$ (ГДЕ H - ВЫСОТА ЗДАНИЯ; b - ВЫСОТА ПОПЕРЕЧ-

1.020-1/83.0-4 02 ПЗ

РАБОТА	ВОЛЫНСКИЙ	<i>[подпись]</i>
И КОНТР.	КАЩЕЛКИНА	<i>[подпись]</i>
СА. КОНСТР.	ШАЦ	<i>[подпись]</i>
НАЧ. ЦА Я	ПАКЬШИН	<i>[подпись]</i>
ИНЖЕНЕР	СИМОНОВ	<i>[подпись]</i>

СТАТИЧЕСКИЙ
РАСЧЕТ

СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТОВ
Р	1	28

ЦНИИЭП
ТОРГСВО-
БЫТОВЫХ
ЗДАНИЙ И
ТУРИСТСКИХ
КОМПЛЕКСОВ

Рис. 2.1
РАСЧЕТНАЯ СХЕМА ЗДАНИЯ

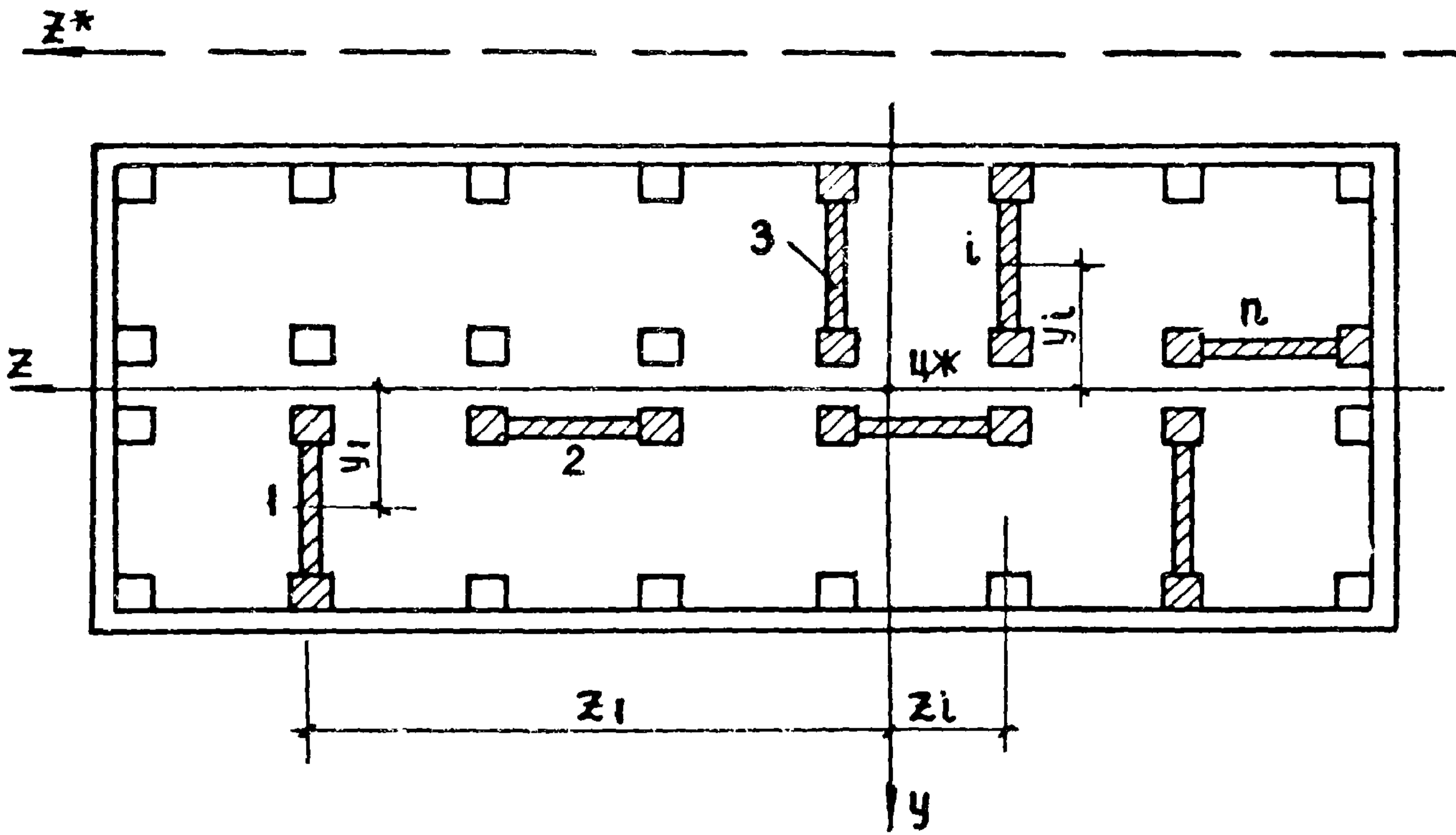
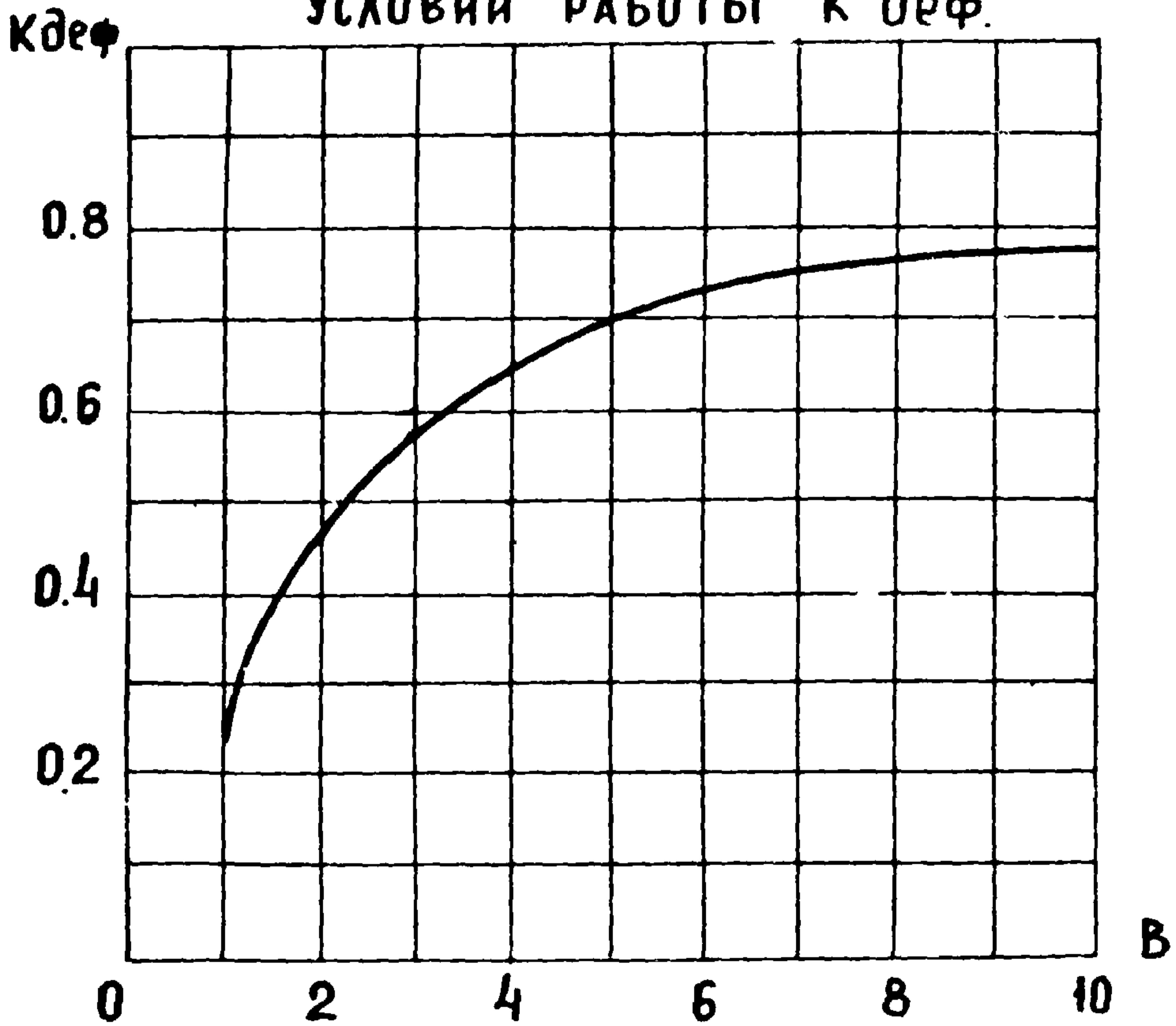


Рис. 2.2 а
ГРАФИК ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА
УСЛОВИЙ РАБОТЫ $K_{деф}$.



ИНВ И ПОДП. ПОДЛИСЬ И ДАТА ВЗАМ. ИНВН

1. 020-1/83. 0-4 02ПЗ

ЛКСТ
2

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

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

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:

$$\alpha_y = \frac{\sum_{i=1}^n B_{iy} y_i^*}{D_z}, \quad \alpha_z = \frac{\sum_{i=1}^n B_{iz} z_i^*}{D_y} \quad (2.1-3)$$

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

D_y, 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:

$$D_y = \sum_{i=1}^n B_{iz}; \quad D_z = \sum_{i=1}^n B_{iy} \quad (2.1-4)$$

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

$$D_0 = \sum_{i=1}^n (B_{iz} z_i^2 + B_{iy} y_i^2) \quad (2.1-5)$$

где y_i, z_i — координаты диафрагм, определенные в системе

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

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

Для грунтовых и свайных оснований коэффициент жесткости численно равен:

$$m = \frac{1}{\mathcal{L}} \quad (2.1-7)$$

ГДЕ \mathcal{L} - 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:

$$R_y = \sum_{i=1}^{n_{\Phi}} m_{iz} \quad ; \quad R_z = \sum_{i=1}^{n_{\Phi}} m_{iy} \quad (2.1-8)$$

$$R_0 = \sum_{i=1}^{n_{\Phi}} (m_{iz} \cdot z_{\Phi i}^2 + m_{iy} \cdot y_{\Phi i}^2)$$

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 $M=1$.

ИЗМ. № ПОДА
ПОДПИСЬ И ДАТА
ВЗАМ. КИВ. №

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^0 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_x ВСЕХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК:

$$M_y = (M_y^0 + \sum_{i=1}^n P_i \cdot e_{iy}) \eta_y; \quad (2.2.1)$$

$$M_z = (M_z^0 + \sum_{i=1}^n P_i \cdot e_{iz}) \eta_z;$$

$$M_x = [M_y^0 \cdot z_0 - M_z^0 \cdot y_0 + \sum_{i=1}^n P_i (e_{iy} \cdot z_i - e_{iz} \cdot y_i)] \eta_0$$

ГДЕ M_y^0, M_z^0 - СУММАРНЫЕ МОМЕНТЫ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ (ВЕТРОВЫХ) НАГРУЗОК;

1. 020-1/83. 0-4 02 ПЗ

ЛИСТ

5

ИНВ И ПОДА ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗАМ ИНВ №:

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

z_0, y_0 — 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^0, M_z^0 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-

1. 020 - 1/83. 0-4 02ПЗ

ЛИСТ

6

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

2.3.2. Кривизны вычисляются по формулам:

$$K_{cy} = \frac{M_y}{D_y}; \quad K_{oz} = \frac{M_z}{D_z}; \quad K_{\theta} = \frac{M_{\theta}}{D_{\theta}} \quad (2.3.1)$$

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

$$K_{iy} = K_{cy} + K_{\theta} \cdot z_i; \quad (2.3.2)$$

$$K_{iz} = K_{cz} - K_{\theta} \cdot y_i$$

где y_i , z_i — координаты диафрагмы.

2.3.4. Изгибающие моменты M_i в диафрагмах вычисляются по формуле:

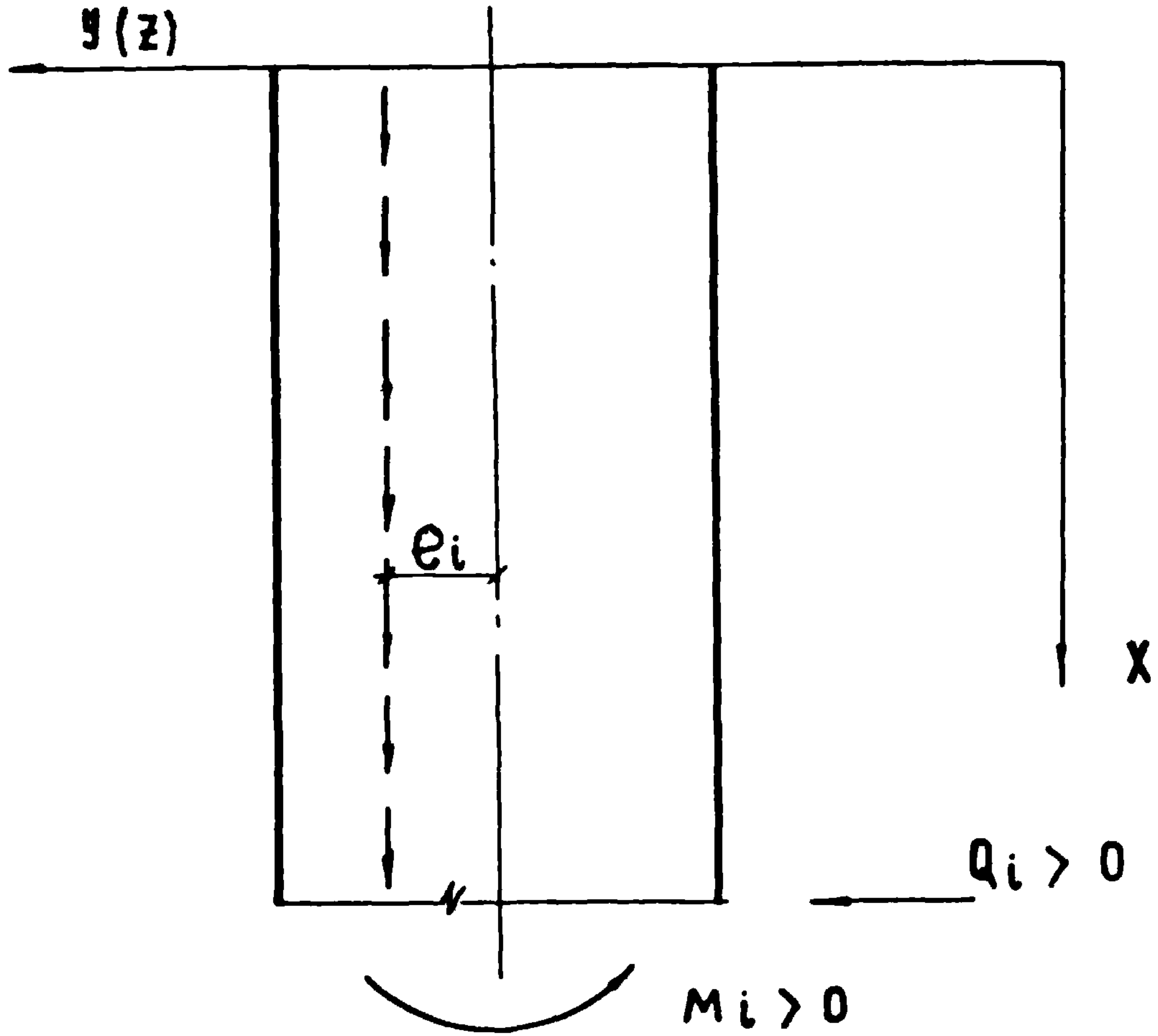
$$M_i = -K_i B_i \quad (2.3.3)$$

Положительное направление изгибающих моментов показано на рис. 2.26.

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

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

Рис. 2.26



ИВ. № ПОДА ПОДП. И ДАТА ВУАМ. ИВ. №

1.020-1/83.0-4 02 ПЗ

Лист
8

ГДЕ M_i - ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В ДИАФРАГМЕ ОТ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК;

Q - 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

$$Q_i = \frac{M_i + P_i \cdot e}{H} \quad (2.3-5)$$

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:

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

2.3.7. ПРИРАЩЕНИЕ СДВИГАЮЩИХ СИЛ, ДЕЙСТВУЮЩИХ ПО ВЕРТИКАЛЬНЫМ ШВАМ, В ПРЕДЕЛАХ ОДНОГО ЭТАЖА (Т.Е. "ЭТАЖНЫЕ" СДВИГАЮЩИЕ СИЛЫ), ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$T_{ЭТ} = K_T \cdot \left[M_{ЭТ} \cdot \frac{\bar{A} \bar{e}}{B} \pm N_{ЭТ} \left(\frac{\bar{A}}{A} - \frac{\bar{N}_{ЭТ}}{N} \right) \right] \quad (2.3-7)$$

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;

- \bar{A} - осевая жесткость отсеченной части диафрагмы;
- \bar{e} - расстояние от центра тяжести отсеченной части до центра тяжести сечения диафрагмы;
- K_T - коэффициент условия работы, учитывающий уменьшение сдвигающих усилий вследствие податливости соединений.

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

Значения коэффициента условия работы K_T вычисляются в зависимости от относительной высоты диафрагмы β (см п 2 (2) по формуле.

$$K_T = \frac{\beta - 0.45}{\beta - 0.15} \quad (2.3-8)$$

или по графику на рис. 2.4.

Правило знаков. Сдвигающая сила T_{3T} 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:

$$N_{3T} = \frac{N}{n} \quad (2.3-9)$$

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

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

Име № подл Подпись и дата Взам инв №

1 020-1/83.0-4 02ПЗ

Лист
10

Рис 2.3
К РАСЧЕТУ СДВИГАЮЩИХ СИЛ В ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЯХ И ПЕРЕМЫЧКАХ

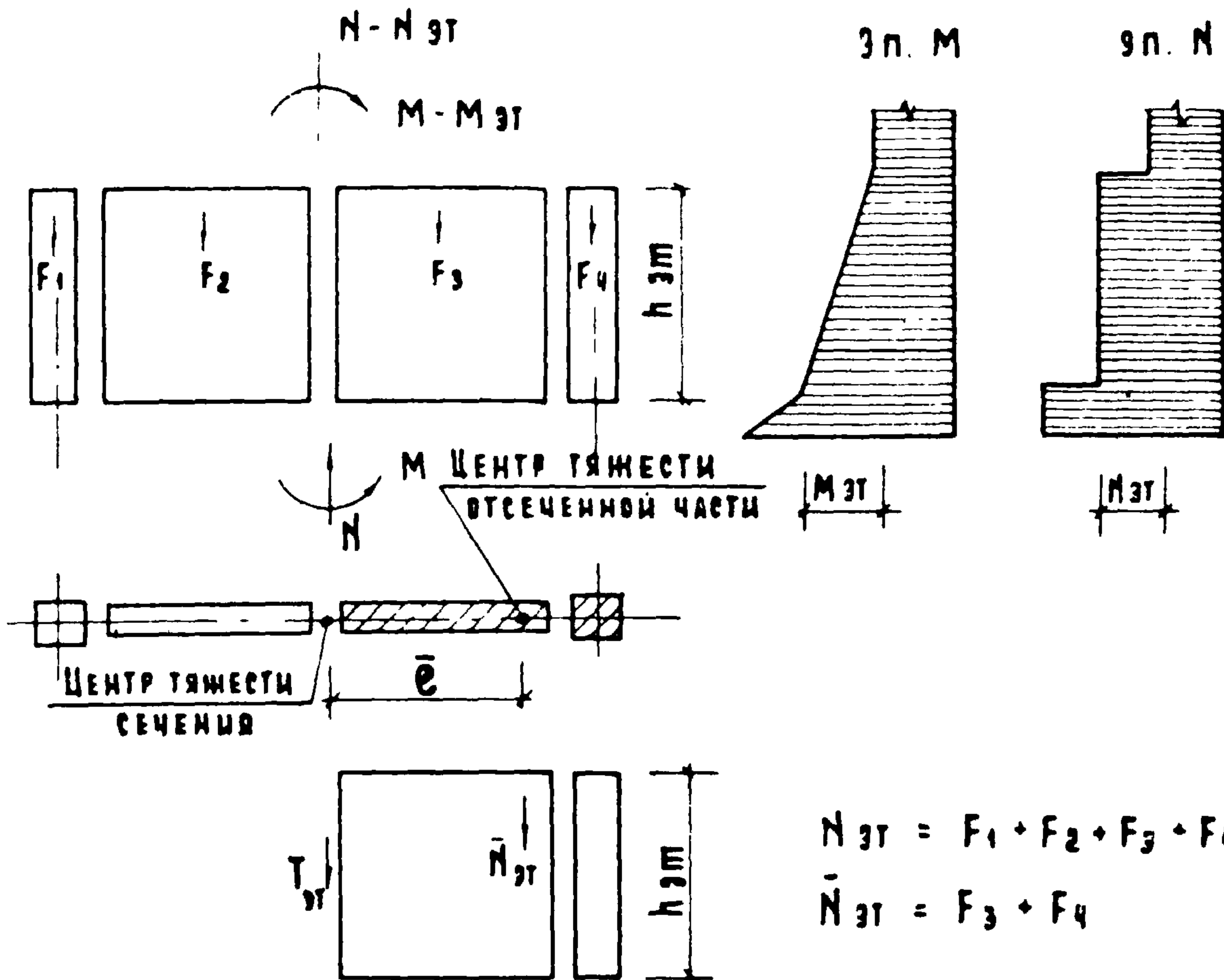
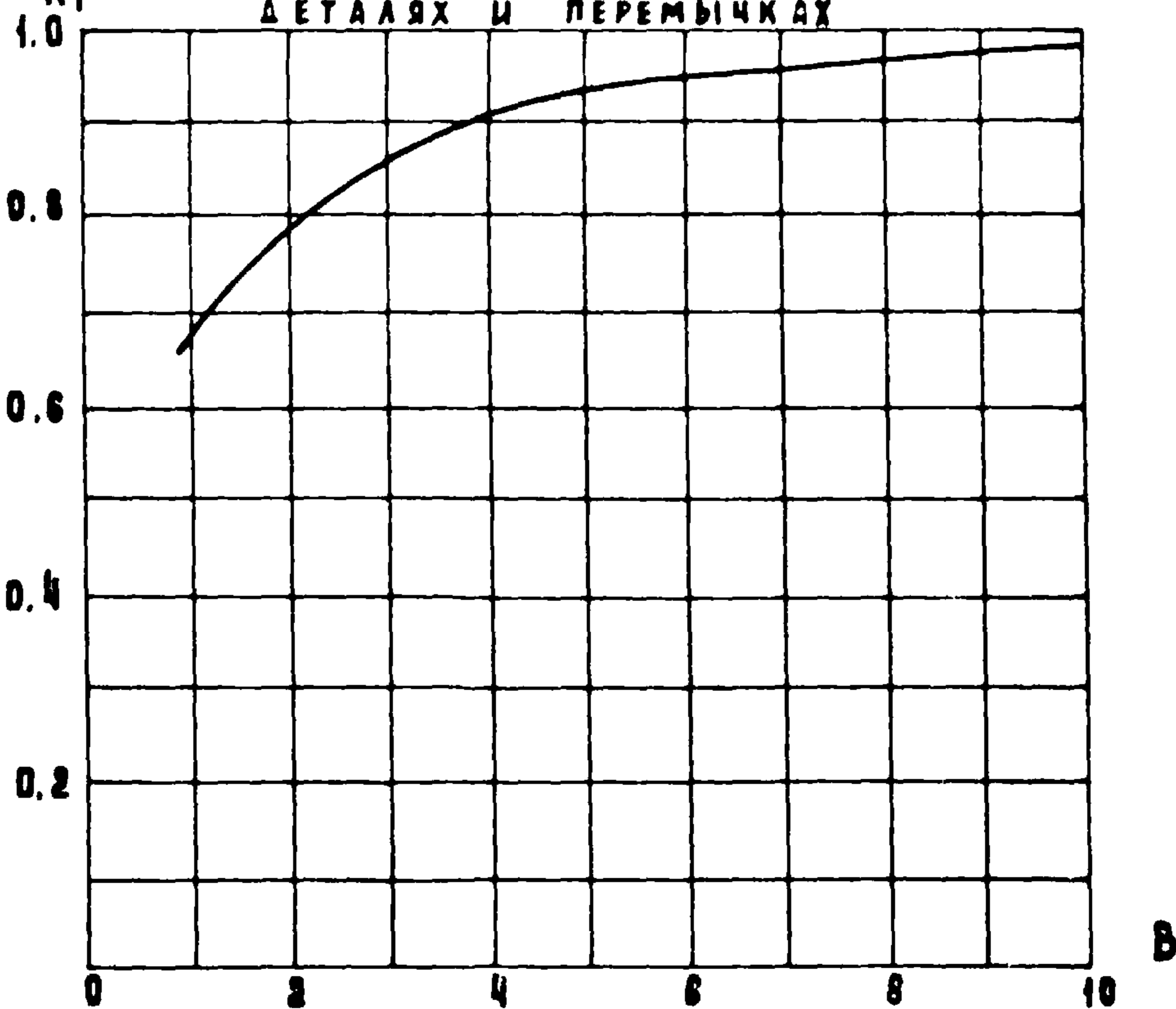


Рис 2.4
К РАСЧЕТУ СДВИГАЮЩИХ СИЛ В ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЯХ И ПЕРЕМЫЧКАХ



$$\text{ДЛЯ ТРЕТЬЕГО ЭТАЖА } M_{3T} = M \frac{2n-5}{n^2} \quad (2.3-11)$$

ПРИРАЩЕНИЯ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК В УРОВНЕ ЛЮБОГО ЭТАЖА РАВНЫ:

$$M_{3T} = \frac{M}{n} \quad (2.3-12)$$

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

$$M_{3T} = M \cdot \frac{(2H - H_1 - H_2) \cdot (H_2 - H_1)}{H^2}; \quad (2.3-13)$$

ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК

$$M_{3T} = M \cdot \frac{H_2 - H_1}{H} \quad (2.3-14)$$

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:

$$v_{0y} = v_{0y}^{чз} + v_{0y}^{осн}; \quad v_{0z} = v_{0z}^{чз} + v_{0z}^{осн}; \quad \theta = \theta^{чз} + \theta^{осн} \quad (2.3-15)$$

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:

$$v_{0y}^{чз} = \frac{H^2}{4} \cdot \mathcal{H}_{0y}; \quad v_{0z}^{чз} = \frac{H^2}{4} \cdot \mathcal{H}_{0z}; \quad \theta^{чз} = \frac{H^2}{4} \cdot \mathcal{H}_{\theta} \quad (2.3-16)$$

ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК ПЕРЕМЕЩЕНИЯ РАВНЫ:

$$v_{oy}^{uz} = \frac{H^2}{3} \cdot \mathcal{K}_{oy} \cdot c, \quad v_{oz}^{uz} = \frac{H^2}{3} \cdot \mathcal{K}_{oz} \cdot c; \quad \theta^{uz} = \frac{H^2}{3} \cdot \mathcal{K}_a \cdot c \quad (2.3-17)$$

В ФОРМУЛАХ (2.3-16) И (2.3-17) ОБОЗНАЧЕНО:

H — ВЫСОТА ЗДАНИЯ;

c — КОЭФФИЦИЕНТ, УЧИТЫВАЮЩИЙ ВЛИЯНИЕ ДЛИТЕЛЬНОЙ ПЛАЗУЧЕСТИ БЕТОНА (СМ. П. 4.24 СНиП П-21-75).

ДЛЯ РАСЧЕТА ПЕРЕМЕЩЕНИИ КРИВИЗНЫ ДОЛЖНЫ БЫТЬ ВЫЧИСЛЕНЫ ОТ НОРМАТИВНЫХ НАГРУЗОК.

ПЕРЕМЕЩЕНИЯ, ВЫЗВАННЫЕ ДЕФОРМАЦИЯМИ ПОДАТАЦЕВОГО ОСНОВАНИЯ, ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛАМ:

$$v_{oy}^{осн} = M_y^\Phi \frac{H_\Phi}{R_y}; \quad v_{oz}^{осн} = M_z^\Phi \frac{H_\Phi}{R_z}; \quad Q^{осн} = M_a^\Phi \frac{H_\Phi}{R_a} \quad (2.3-18)$$

ГДЕ H_Φ — РАССТОЯНИЕ ОТ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА ДО ВЕРШИНЫ ЗДАНИЯ:

$M_y^\Phi, M_z^\Phi, M_a^\Phi$ — 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_k И z_k РАВНЫ:

$$v_{ky} = v_{oy} + \theta \cdot z_k; \quad v_{kz} = v_{oz} - \theta \cdot y_k \quad (2.3-19)$$

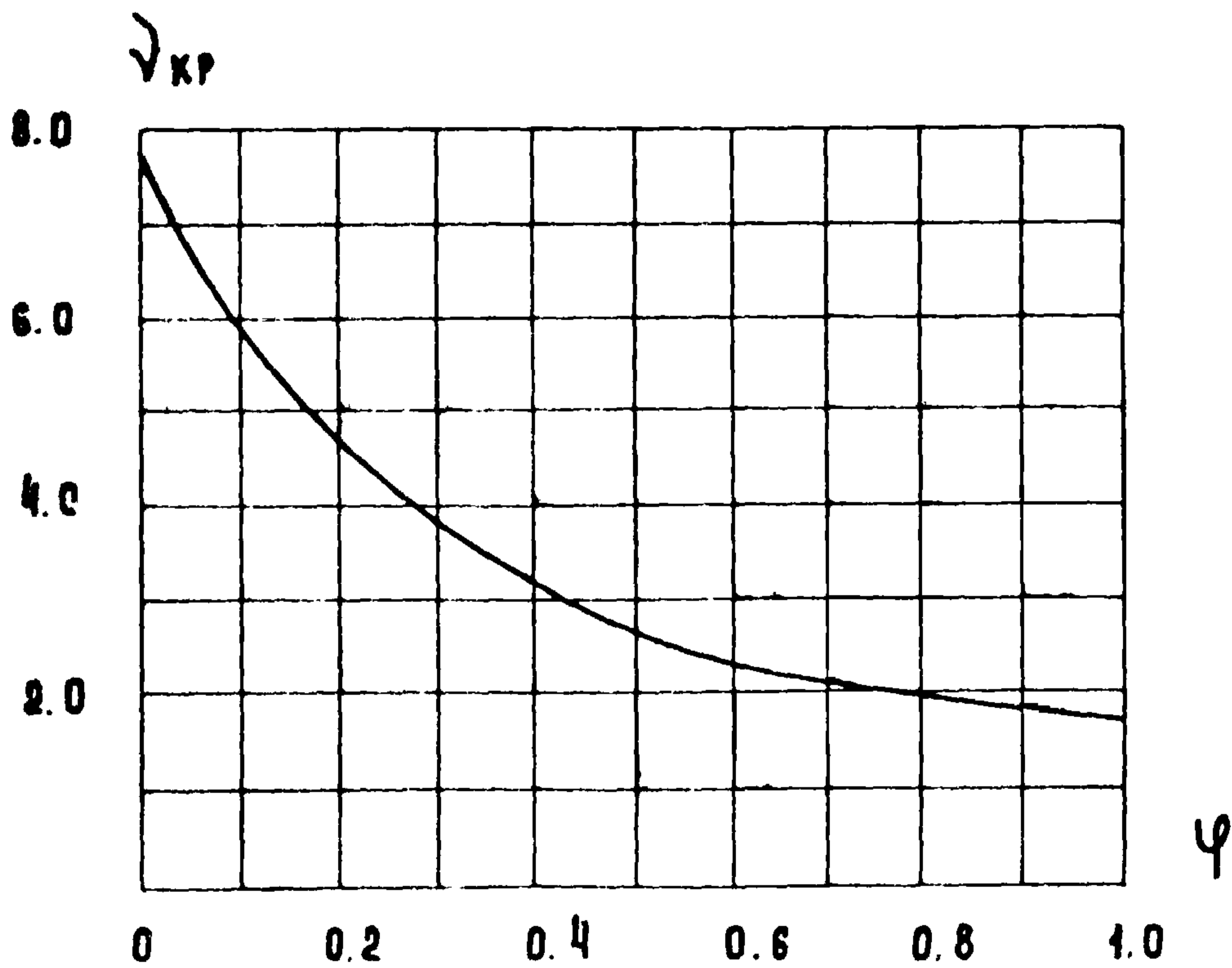
2.3.9 УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА.

В РЕЗУЛЬТАТЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ЗДАНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ ВЫЗЫВАЮТ ДОПОЛНИТЕЛЬНЫЕ МОМЕНТЫ (МОМЕНТЫ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА), ЧТО ПРИВОДИТ К УВЕЛИЧЕНИЮ ПОЛНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИИ И ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ

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



ИНВ. № ПОДА. ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗАМ. ИНВ. №:

ИЗМЕНЕНИЯ ВНЕСЕНЫ 27.08 85 РУК. ТР. ЛЕОНТЬЕВА *[Signature]*

1.020-1/83-0-4 02ПЗ

Лист
14и

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

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

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:

$$\nu_y = \frac{H^2 \cdot \sum P_i \cdot c}{D_y} ; \quad \nu_z = \frac{H^2 \cdot \sum P_i \cdot c}{D_z}$$

$$\nu_{\theta} = \frac{H^2 \cdot \sum P_i \cdot (y_i^2 + z_i^2) \cdot c}{D_{\theta}} \quad (2.3-21)$$

ГДЕ $\sum P_i$ — СУММАРНАЯ ВЕРТИКАЛЬНАЯ НАГРУЗКА ЗДАНИЯ;
 D_y, D_z, D_{θ} — 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 $\sum P_i$, А ТАКЖЕ ВЕЛИЧИНЫ $\sum P_i (y_i^2 + z_i^2)$, УЧИТЫВАЮТСЯ НАГРУЗКИ ВСЕХ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ (ДИАФРАГМ И КОЛОНН) КАРКАСА.

ПРИ РАВНОМЕРНОМ РАСПРЕДЕЛЕНИИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК ПО ПЕРЕКРЫТИЯМ В ПЛАНЕ МОЖНО ПРИНИМАТЬ:

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

ГДЕ F — ПЛОЩАДЬ ПЛАНА ЗДАНИЯ.

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

ВЕЛИЧИНЫ КРИТИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК ЗАВИ-
СЯТ ОТ СУММАРНОЙ ЖЕСТКОСТИ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ ЗДАНИЯ D И ЕГО ОСНО-
ВАНИЯ R (СМ. П. П. 2.1.5, 2.1.6) И ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$\nu_{кр} = \frac{2,08}{0,266 + \psi} \quad (2.3-23)$$

ГДЕ: $\psi = \frac{D}{H \cdot R \cdot C}$ — БЕЗРАЗМЕРНАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ПОДАТАМВОВОГО ОСНО-
ВАНИЯ ЗДАНИЯ (ПРИ АБСОЛЮТНО ЖЕСТКОМ ОСНОВАНИИ
 $\psi = 0$);

ИЛИ ПО ГРАФИКУ НА РИС. 2.5.

ПРИБЛИЖЕННО ВЕЛИЧИНУ КОЭФФИЦИЕНТА ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА МОЖНО
ОПРЕДЕЛЯТЬ:

$$\eta = 1 + 0,125 \cdot \nu \cdot (1 + 4\psi) \quad (2.3-24)$$

ФОРМУЛА (2.3-24) ОБЕСПЕЧИВАЕТ УДОВОЛВИТЕЛЬНУЮ 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 "МНО-
ГОКОЛОНЫМИ". РАСЧЕТ ЗДАНИЙ С МНОГОКОЛОНЫМИ ДИАФРАГМАМИ ИМЕЕТ
НЕЗНАЧИТЕЛЬНЫЕ ОСОБЕННОСТИ ПО СРАВНЕНИЮ С РАСЧЕТОМ ЗДАНИЯ С ДВУХ-
КОЛОНЫМИ ДИАФРАГМАМИ.

ОСЕВЫЕ И ИЗГИБНЫЕ ЖЕСТКОСТИ МНОГОКОЛОНЫХ ДИАФРАГМ ВЫЧИСЛЯ-
ЮТСЯ ПО ФОРМУЛАМ:

$$A^0 = \sum A_i^0 \quad (2.3-25)$$

$$B^0 = \sum B_i^0 + \sum A_i^0 \cdot e_i^2 \quad (2.3-26)$$

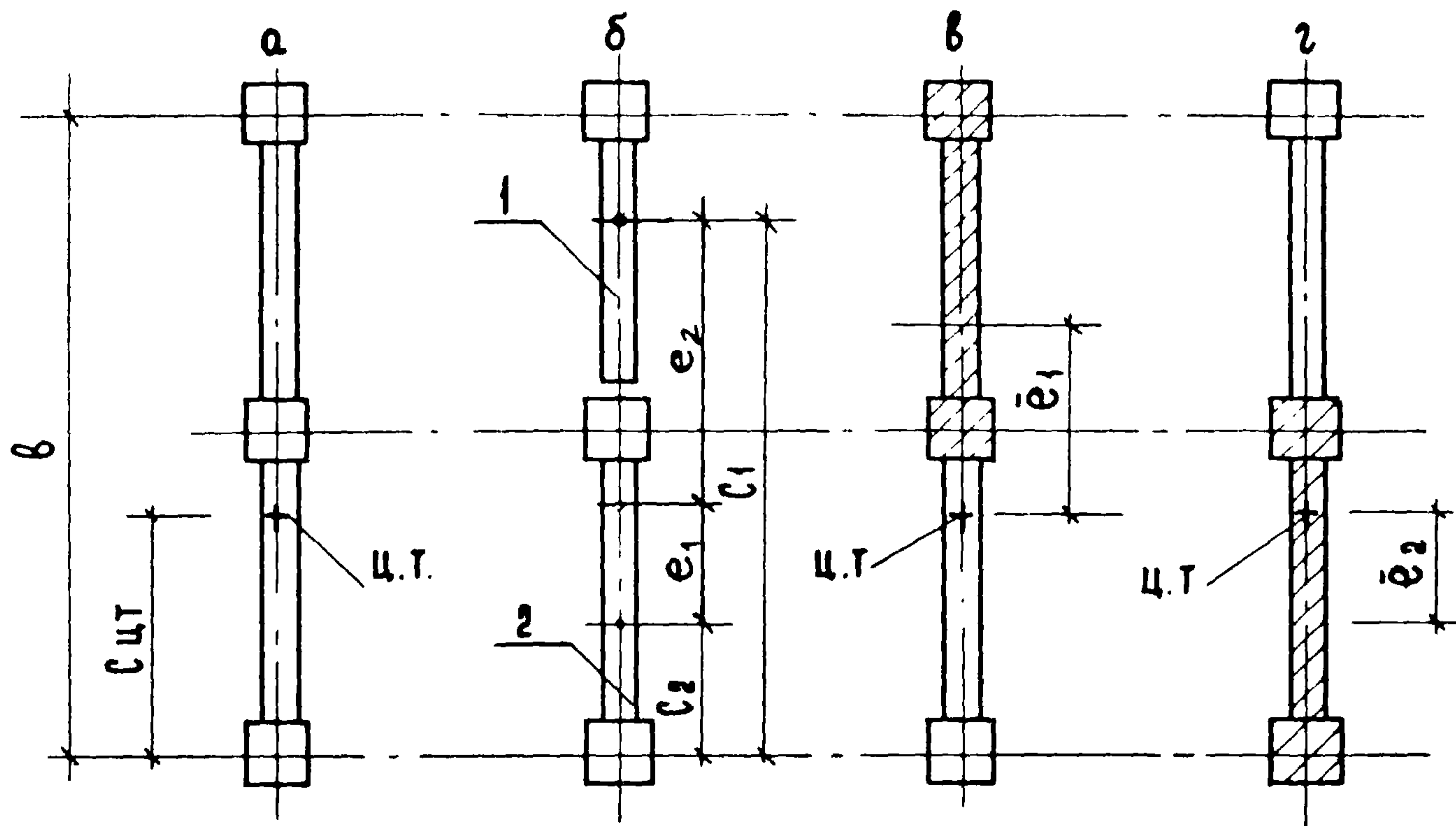
ГДЕ A_i^0, B_i^0 — ОСЕВЫЕ И ИЗГИБНЫЕ ЖЕСТКОСТИ ДВУХКОЛОНЫХ И ОД-

НОКОЛОНЫХ ДИАФРАГМ, ВХОДЯЩИХ В СОСТАВ МНОГОКОЛО-
ЛОНОЙ;

e_i - РАССТОЯНИЕ ОТ ЦЕНТРА ТЯЖЕСТИ МНОГОКОЛОНОЙ ДИАФ-
РАГМЫ ДО ЦЕНТРОВ ТЯЖЕСТИ СОСТАВНЫХ ЧАСТЕЙ (РИС.
2.66).

Рис. 2.6

К РАСЧЕТУ МНОГОКОЛОНЫХ ДИАФРАГМ.



В КАЧЕСТВЕ СОСТАВНЫХ ЧАСТЕЙ МНОГОКОЛОНОЙ ДИАФРАГМЫ ПРИ-
НИМАЮТСЯ ДВУХКОЛОНЫЕ И ОДНОКОЛОНЫЕ ДИАФРАГМЫ ИЗ ЧИСЛА ПРЕДСТА-
ВЛЕННЫХ В ПРИЛОЖЕНИИ 4, ПО ЭТОЙ ЖЕ ТАБЛИЦЕ ПРИНИМАЮТСЯ ИХ ЖЕСТ-
КОСТИ A_i^0 И B_i^0 . ПОЛОЖЕНИЕ ЦЕНТРА ТЯЖЕСТИ ВЫЧИСЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ
(СМ. РИС. 2.66):

$$c_{ц.т.} = \sum A_i^0 \cdot c_i / A^0 \quad (2.3-27)$$

СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ЗАДАНИЯ, ВКЛЮЧАЯ ОПРЕДЕЛЕНИЕ КРИВИЗН, ВЫ-

ИНВ. № ПУЛЛ. ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗАМ. ИНВ. №

1. 020-1/83. 0-4 02ПЗ

Лист

17

полагается в соответствии с изложенными выше рекомендациями. При этом при определении коэффициентов условия 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:

$$\bar{M} = -\kappa \cdot \bar{B} \quad (2.3-28)$$

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 $\kappa_{эф}$, принимается таким же, как и для всей многоколонной диафрагмы.

Продольная сила в выделенной двухколонной диафрагме определяется по формуле:

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

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;

κ_T — коэффициент условий работы по (2.3-8).

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

"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 $\beta = \frac{H}{e_k}$ (где H - высота здания; e_k - длина контура поперечного сечения диафрагмы).

Задачей статического расчета является определение только кривизн K_{0y} или K_{0z} , 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

кручения D_{ω} 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 деформация 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):

$\Delta K_{iz} = K_{\omega z}$ или $\Delta K_{iy} = K_{\omega z}$ (2.4-1) не превышает 30% от кривизн K_{oy} или K_{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 K_{oy} , K_{oz} , K_{ω} 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-

ПРАВЛЕНИЙ:

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

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 ДВУХКОЛООННОЙ 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 $\beta = \frac{H}{e_k}$ (СМ. П. 2.4.1)

МОМЕНТЫ M_y И M_z ПРИНИМАЮТСЯ СО ЗНАКОМ "ПЛЮС", ЕСЛИ ОНИ ВЫЗЫВАЮТ СЖАТИЕ В ВЫДЕЛЕННОЙ ДВУХКОЛООННОЙ ДИАФРАГМЕ

5) ДЛЯ ВЫПОЛНЕНИЯ ПРОВЕРОК ПРОЧНОСТИ ПО ГОРИЗОНТАЛЬНЫМ СЕЧЕНИЯМ НА СДВИГ НАХОДИТСЯ РАВНОДЕЙСТВУЮЩАЯ Q ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ:

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

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:

$$T_{3T} = K_T \left[M_y^{3T} \frac{A \bar{e}_x}{B_z} + M_z^{3T} \frac{A \bar{e}_z}{B_y} \pm P_{3T} \left(\frac{\bar{A}}{A} - \frac{\bar{P}_{3T}}{P} \right) \right] \quad (2.4-4)$$

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 условия работы по (2.1-2), который определяется в зависимости от относительной высоты диафрагмы сложной формы $\beta = \frac{H}{L_k}$ (где L_k - 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-

1 020-1/83.0-4 02ПЗ

Лист

22

Рис. 2.7
СИММЕТРИЧНОЕ В ПЛАНЕ ЗАДАНИЕ С ДИАФРАГМАМИ СЛОЖНОЙ ФОРМЫ

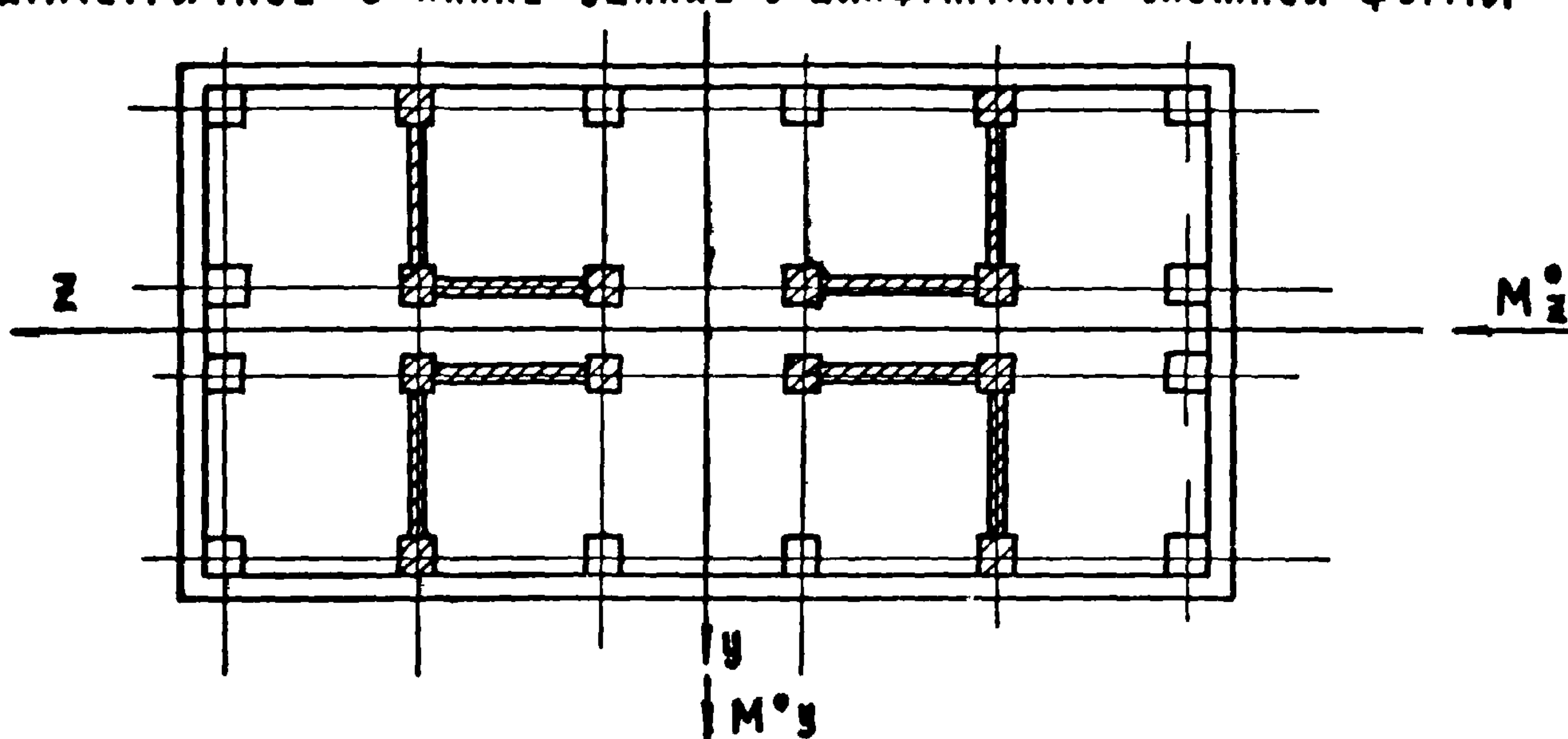
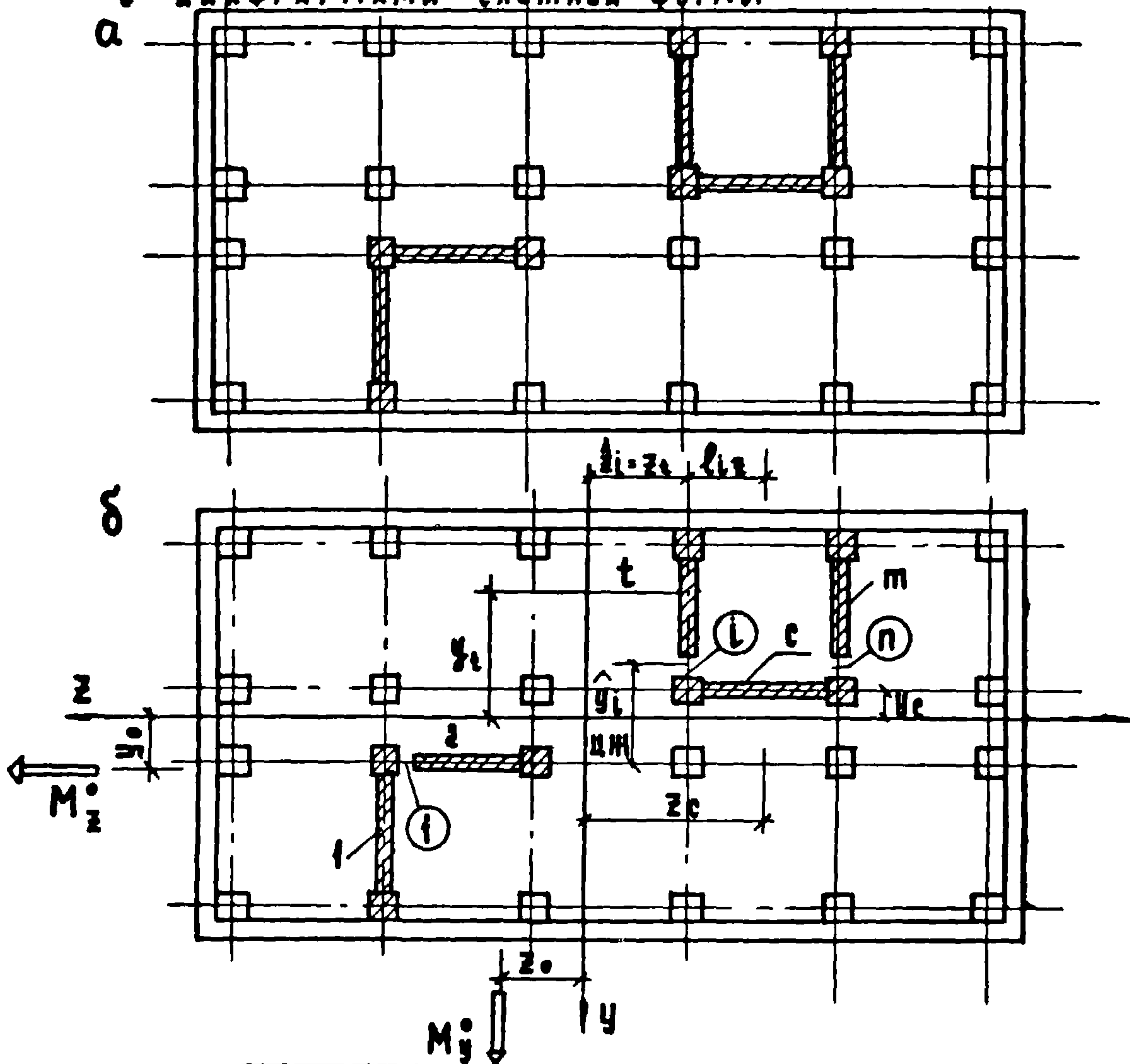


Рис. 2.8
КОНСТРУКТИВНАЯ И РАСЧЕТНАЯ СХЕМЫ ЗАДАНИЯ С ДИАФРАГМАМИ СЛОЖНОЙ ФОРМЫ



1.020-1/83. 0-4 02 ПЗ

Лист
23

МАРНЫХ МОМЕНТОВ M_y , M_z и БИМОМЕНТА M_θ ЗАДАНИЯ ВЫПОЛНЯЕТСЯ ТАКЖЕ, КАК И ДЛЯ ЗАДАНИЯ С ПЛОСКИМИ ДИАФРАГМАМИ ПО УКАЗАНИЯМ П. 2.2.

2.4.5. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ.

ЗАДАЧЕЙ СТАТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА ЗАДАНИЯ С ДИАФРАГМАМИ СЛОЖНОЙ ФОРМЫ ЯВЛЯЕТСЯ ОПРЕДЕЛЕНИЕ САВИГАЮЩИХ УСИЛИЙ T_i , ДЕЙСТВУЮЩИХ ВО ВВЕДЕННЫХ ФИКТИВНЫХ ШВАХ, И КРИВИЗН X_{oy} , X_{oz} , X_θ (СМ. П. 2.3.1).

НЕИЗВЕСТНЫЕ САВИГАЮЩИЕ УСИЛИЯ И КРИВИЗНЫ НАХОДЯТ, РЕШАЯ СИСТЕМУ ЛИНЕЙНЫХ АЛГЕБРАИЧЕСКИХ УРАВНЕНИИ:

$$\begin{aligned} X_{oy} D_y + \sum_{i=1}^n T_i v_{iy} &= M_y \\ X_{oz} D_z + \sum_{i=1}^n T_i v_{iz} &= M_z \\ X_\theta D_\theta + \sum_{i=1}^n T_i \omega_i &= M_\theta \end{aligned} \quad (2.4-5)$$

$$\begin{aligned} T_i \left(\frac{1}{A_t} + \frac{1}{A_c} \right) + \frac{1}{A_t} \sum_{k \neq i} (\pm T_k) - \frac{1}{A_c} \sum_{k \neq i} (\pm T_k) - \\ - K_T (X_{oy} v_{iy} + X_{oz} v_{iz} + X_\theta \omega_i) = \left(\frac{P_t}{A_t} - \frac{P_c}{A_c} \right) K_T \end{aligned} \quad (2.4-6)$$

ГДЕ: $T_i, X_{oy}, X_{oz}, X_\theta$ - НЕИЗВЕСТНЫЕ САВИГАЮЩИЕ СИЛЫ И КРИВИЗНЫ;

D_y, D_z, D_θ - СУММАРНЫЕ ЖЕСТКОСТИ ПЛОСКИХ ДИАФРАГМ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ, ВЫЧИСЛЕННЫЕ ПО ФОРМУЛАМ (2.1-4), (2.1-5)

M_y, M_z, M_θ - СУММАРНЫЕ МОМЕНТЫ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ И ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК, ДЕЙСТВУЮЩИХ НА ЗАДАНИЕ, ОПРЕДЕЛЕННЫЕ ПО УКАЗАНИЯМ П. 2.2;

P - ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ ПЛОСКИХ ДИАФРАГМ;

A - ОСЕВЫЕ ЖЕСТКОСТИ ПЛОСКИХ ДИАФРАГМ;

v_{iy}, v_{iz}, ω_i - ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ КООРДИНАТЫ ФИКТИВНЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШВОВ, КОТОРЫЕ ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛАМ (2.4-7), (2.4-8);

K_T - КОЭФФИЦИЕНТ УСЛОВИИ РАБОТЫ, КОТОРЫЙ ВЫЧИСЛЯЕТСЯ

1.020-1/83. 0-4 02ПЗ

Лист

24

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:

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

$$\omega_i = \hat{x}_i \cdot l_{iy} - \hat{y}_i \cdot l_{iz} \quad (2.4-8)$$

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: $y_i > 0$; $z_i > 0$; $\hat{y}_i > 0$; $\hat{z}_i > 0$; $y_t < 0$; $z_t < 0$; $\hat{y}_i < 0$; $\hat{z}_i < 0$ 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

$$T_i \cdot \left[\left(\frac{l_{iy}^2}{D_y} + \frac{l_{iz}^2}{D_z} \right) K_{Ti} + \frac{\omega_i^2}{D_\theta} + \frac{1}{A_t} + \frac{1}{A_c} \right] + \sum_{\substack{j=1 \\ j \neq i}}^n T_k \cdot \left(\frac{l_{iy} \cdot l_{iz}}{D_y} + \frac{l_{iz} \cdot l_{iz}}{D_z} + \frac{\omega_j \cdot \omega_i}{D_\theta} \right) \cdot K_{Tj} + \frac{1}{A_t} \cdot \sum_{k \neq i} \pm T_k - \frac{1}{A_c} \sum_{k \neq i} \pm T_k = \quad (2.4-9)$$

$$= \left(\frac{M_y}{D_y} \cdot l_{iy} + \frac{M_z}{D_z} \cdot l_{iz} + \frac{M_\theta}{D_\theta} \cdot \omega_i + \frac{P_t}{A_t} - \frac{P_c}{A_c} \right) \cdot K_{Ti} \quad (i = 1, 2, \dots, n)$$

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 заданья определены сдвигающие усилия T_i в фиктивных швах и кривизны K_{oy}, K_{oz}, K_θ , вычисляются внутренние усилия в плоских диафрагмах по приведенным ниже зависимостям.

Продольная сила в плоской диафрагме равна:

$$N_i = P_i + \sum \pm T_k \quad (2.4-10)$$

ГДЕ P_i - ВЕРТИКАЛЬНАЯ НАГРУЗКА ДАННОЙ ПЛОСКОЙ ДИАФРАГМЫ
 T_k - 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:

$$Q_i = \frac{(M_i + \sum \pm T_k c_k)}{2H} (\alpha + 3) \quad (2.4-11)$$

ГДЕ M_i, T_k - ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В ДИАФРАГМЕ И СДВИГАЮЩИЕ СИЛЫ В ПРИМЫКАЮЩИХ К НЕЙ ФИКТИВНЫХ ШВАХ, ВЫЗВАННЫЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫМИ НАГРУЗКАМИ;

α - СМ. П. 2.3.5.

ПОПЕРЕЧНЫЕ СИЛЫ В ПЛОСКИХ ДИАФРАГМАХ, ВЫЗВАННЫЕ ВЕРТИКАЛЬНЫМИ НАГРУЗКАМИ, РАВНЫ:

$$Q_i = \frac{M_i + P_i \cdot e_i + \sum \pm T_k \cdot c_k}{H} \quad (2.4-12)$$

ГДЕ M_i, T_k - 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_k - 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

1.020-1/83. 0-4 02ПЗ

Лист
27

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:

$$T_{ЭТ} = \frac{(2H - H_1 - H_2) \cdot (H_2 - H_1)}{H^2} \cdot T \quad (2.4-13)$$

$$T_{ЭТ} = \frac{H_2 - H_1}{H} \cdot T \quad (2.4-14)$$

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 (2.3-7), ПРИ ЭТОМ ПРИ ПОДСЧЕТЕ ПРИРАЩЕНИЙ ПРОДОЛЬНЫХ СИЛ $N_{ЭТ}$ И $\bar{N}_{ЭТ}$ 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:

$$D_y^3 = \frac{K_{0y}}{M_y} ; \quad D_z^3 = \frac{K_{0z}}{M_z} ; \quad D_0^3 = \frac{K_0}{M_0} \quad (2.4-16)$$

ГДЕ K_{0y}, K_{0z}, K_0 - 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. № ПОДА. ПОДПИСИ И ДАТА ВЗАМ. ИНВ. №

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 нагруженных 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

ИЗМ. И ПОДЛ.	ПОДП. И ДАТА	ВЗМ. ИЗМ. И	1. 020-1/83. 0-4 03ПЗ					
			И.О.Т.А. ВОЛЫНСКИЙ		Страницы			
ИЗМ. И ПОДЛ.	ПОДП. И ДАТА	ВЗМ. ИЗМ. И	И. КОМП. КАШЕЛКИНА		Лист	Листов		
			ГЛ. КОМП. ШАЧ		Р	9		
			И.О.Т.А. Я ПАНЬШИН		Проверки прочности диафрагм ЦНИИЭП			
			И.О.Т.А. СИМОНОВ					

Рис. 3.1
СХЕМА ГРАФИКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ
ДИАФРАГМЫ ПО НОРМАЛЬНОМУ СЕЧЕНИЮ

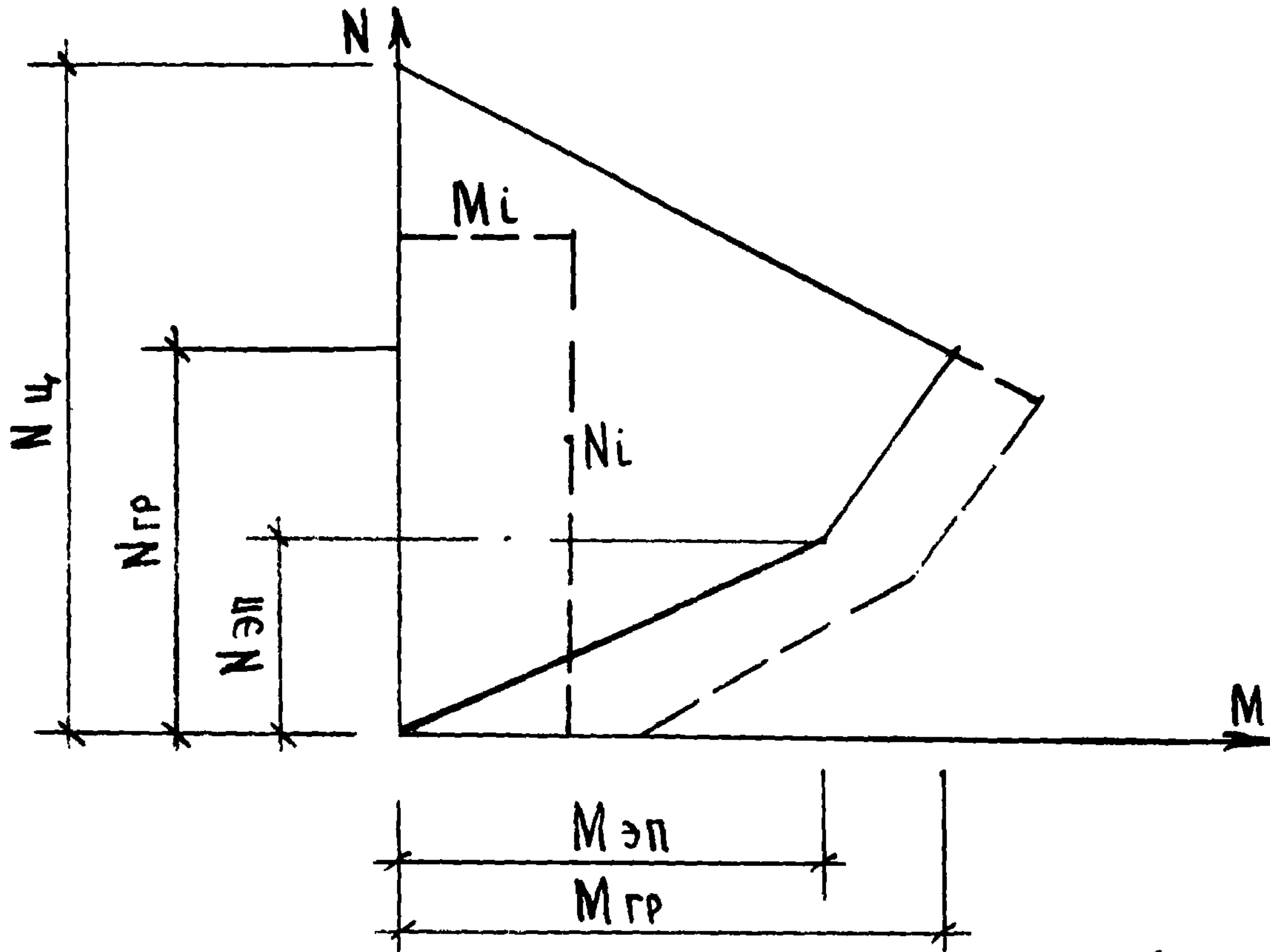


ТАБЛИЦА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СОЕДИНЕНИЙ В ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШВАХ И ПЕРЕМЫЧЕК В ПРОЕМНЫХ ДИАФРАГМАХ

ИНВ. ПОДЛ.	ПОДП. И ДАТА	ВЗАИМ. ИНВ. И

ИЗМЕНЕНИЯ ВНЕСЕНЫ. Рук. гр. ЛЕОНТЬЕВА 29.08.85г. *Лев*

1.020-1/83. 0-4 03ПЗ

ЛИСТ
2И

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 диафрагмы служат величины N_{ϕ} — 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:

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

ВЗАМЕН ЛИСТА 38 РУК. ГР. ЦНН. ЛЕОНТЬЕВА *Луг* 29.08.85

1.020 - 1/83. 0-4 03ПЗ

Лист

34

при $N_{гр} > N > N_{эл}$ $M \cdot k_2 - L_2 \cdot N \leq \varphi_2$ (3.2-2)

при $N_{эл} > N > 0$ $M - L_3 \cdot N \leq 0$ (3.2-3)

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

L, φ - характеристики соответствующих участков графиков несущей способности;

k_1, k_2 - коэффициенты условий работы сборной диафрагмы.

Характеристики L графиков прочности диафрагм представляют собой угловые коэффициенты соответствующих участков; они имеют размерность длины и равны:

$L_1 = M_{гр} / (N_ч - N_{гр})$ (3.2-4)

$L_2 = (M_{гр} - M_{эл}) / (N_{гр} - N_{эл})$ (3.2-5)

$L_3 = M_{эл} / N_{эл}$ (3.2-6)

Характеристики φ графиков прочности диафрагм имеют размерность момента и равны:

$\varphi_1 = L_1 \cdot N_ч$; $\varphi_2 = M_{гр} - N_{гр} \cdot L_2$ (3.2-7)

Коэффициенты условий работы k_1, k_2 учитывают снижение несущей способности сборной диафрагмы по сравнению с монолитной вследствие податливости закладных деталей. При этом

$k_1 = k_{н.с}$; $k_2 = 1 + (k_1 - 1) \frac{N - N_{эл}}{N_{гр} - N_{эл}}$ (3.2-8)

Значения коэффициента k_1 можно определять по графику, приведенному на рис. 3.2, в зависимости от относительной высоты диафрагмы $B = \frac{H}{b}$ (см. п. 2.14) или $B = \frac{H}{l_k}$ (см. п. 2.4-1), если рассчитываемая плоская диафрагма входит в состав диафрагмы сложной формы.

И.В.Н. ПОДА. ПОДП. И Д. Г. Ч. ВЗАМ. И.В.Н.

коэффициент условий работы χ , можно вычислять также по формуле:

$$\chi = \frac{B + 0,25}{B - 0,25} \quad (3.2-9)$$

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

равна: $L_3 = 0$ (3.2-10)

где: 0 - расстояние от оси сжатой колонны до центра диафрагмы.

Условие прочности (3.2-3) можно применять в форме: $M \leq c \cdot N$ (3.2-11)

Для типовых диафрагм численные значения характеристик L и φ приведены в Приложении 2. Кроме того в Приложении 2 для наиболее распространенных типов диафрагм представлены графики несущей способности, с помощью которых проверка 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 проверка прочности выполняется 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).

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 способности 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. В целях 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 — (3.2-1), не удовлетворяется даже для некоторых диафрагм, составляющих несущую систему здания, в то время, как для остальных диафрагм оно

ИЗДАНИЕ ПОСЛ. И ДАТА
ИЗДАНИЕ ПОСЛ. И ДАТА
ИЗДАНИЕ ПОСЛ. И ДАТА

1.020-1183. 0-4 03 ПЗ

Лист

6

Рис. 3.2
ГРАФИК ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА
УСЛОВИИ РАБОТЫ ДИАФРАГМЫ Кн.с.

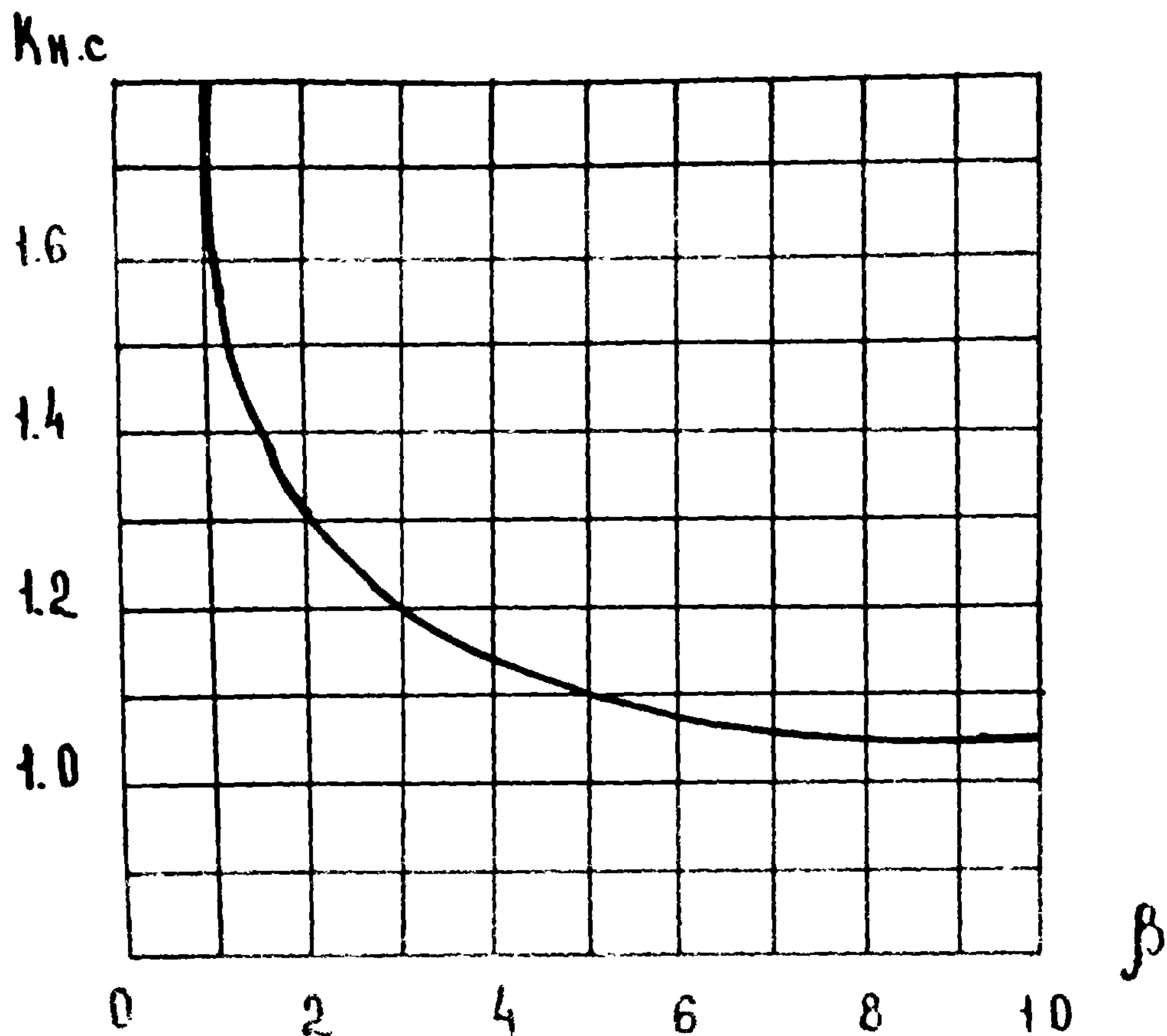
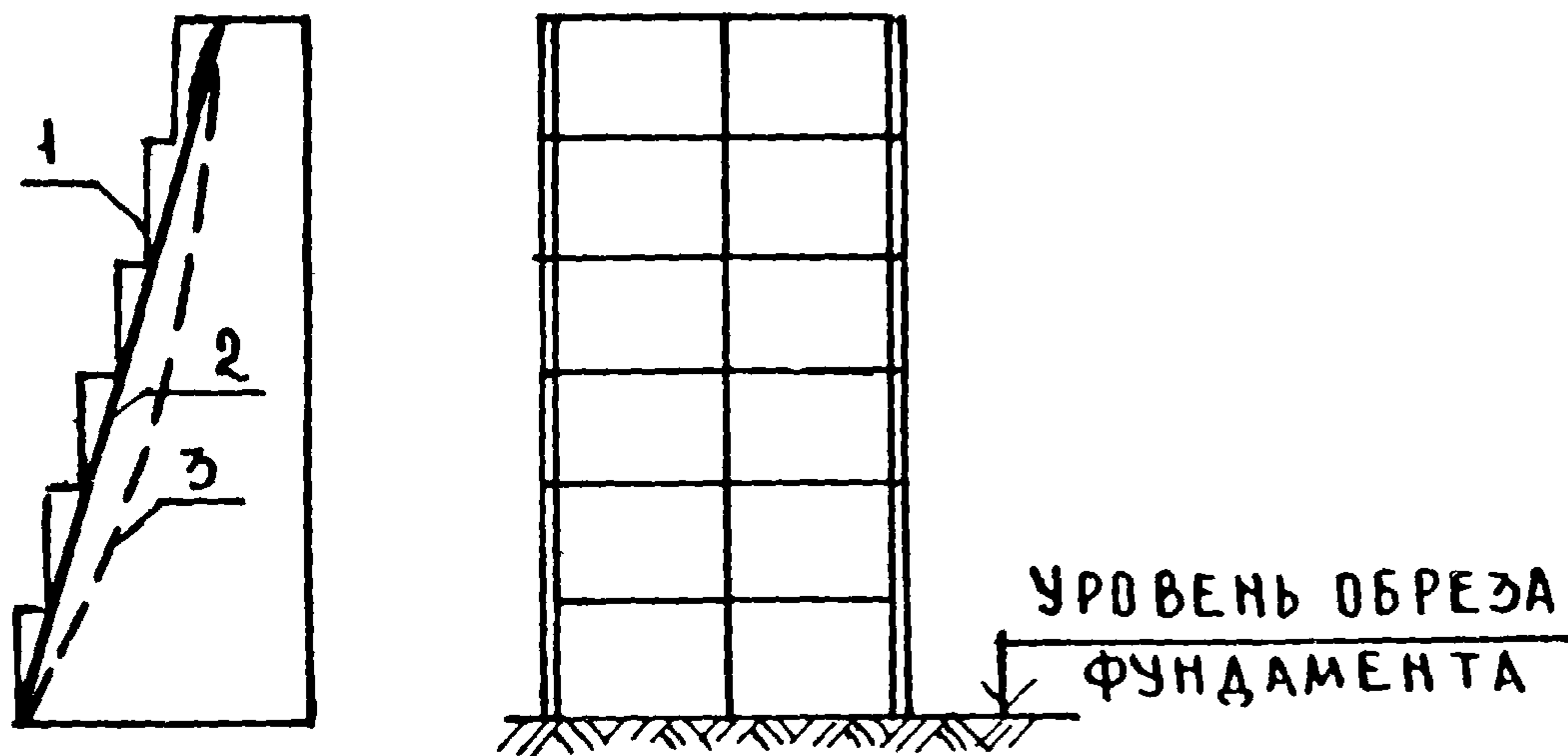


Рис. 3.3
СХЕМА К ПОДБОРУ ДИАФРАГМЕННЫХ КОЛОДН В
ВЕРХНИХ ЭТАЖАХ



ИЛД.НЕ ПУДАЛЛУДАЛКЪ И ААТААВЗАМ.ИМВЫ

1.020-1/83.0-4 03ПЗ

ЛИСТ

7

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

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

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

$$M_{\theta} \leq \sum_{i=1}^n N_i (c_{iy} z_i - c_{iz} y_i) \quad (3.2-14)$$

где M_y, M_z, M_{θ} - суммарные моменты и бимомент здания по (2.2-1);
 c_{iy}, c_{iz} - расстояния от центра тяжести диафрагмы до осей более сжатой колонны.

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

3.3. ПРОЧНОСТЬ ПО ГОРИЗОНТАЛЬНОМУ СЕЧЕНИЮ НА СДВИГ.

Прочность горизонтального сечения диафрагмы на сдвиг обеспечена при соблюдении условия:

$$Q \leq 0.5 \cdot N + \sum \tau_{\text{ср}} \cdot \bar{F}_{\text{кол}} \quad (3.3-1)$$

где Q - абсолютная величина поперечной силы в диафрагме;

N - продольная сила в диафрагме;

$\tau_{\text{ср}}$ - сопротивление бетона колонн срезу, принимаемое

$$\tau_{\text{ср}} = R_p$$

$\bar{F}_{\text{кол}}$ - площадь поперечного сечения диафрагменных колонн

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.

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

ГДЕ Q_H - ПОПЕРЕЧНАЯ СИЛА В УРОВНЕ ЗАДЕЛКИ; a - 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:

$$T_{ЭТ} \leq T_{ЭТ}^{НС} \quad (3.4-1)$$

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 ПРИЛОЖЕНИЯ 5.

ИЗМЕНЕНИЯ ВНЕСЕНЫ 29.08.85 РУК. ГР. ИНИ. МОНИТЬЕВА *Е. С.*

1.020-1/83.0-4 03 ПЗ

ЛНСТ

94

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

Комплексным критерием, учитывающим обеспеченность конструкции здания по второй группе предельных состояний, является прогиб вершины. Прогнбы вершины здания от временных нормативных нагрузок, происходящие от изгиба конструкции и от деформации основания, не должны превышать 0,001 L каждой.

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

ИНВ. № ПОДА	ПОДПИСЬ И ДАТА			1. 020-1/83.0-4 04 ПЗ		
	ПОДПИСЬ И ДАТА					
	ПОДПИСЬ И ДАТА					
	ПОДПИСЬ И ДАТА					
	ПОДПИСЬ И ДАТА					
НАЧ. ОТА	ВОЛЫНСКИЙ	<i>[Signature]</i>	ПРОВЕРКИ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ ЗДАНИЯ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ	СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТОВ
И. КОНТР.	КАШЕЛКИНА	<i>[Signature]</i>		Р		1
ГЛ. КОНСТ.	ШАЦ	<i>[Signature]</i>		ЦНИИЭП	ГОРГОВД-БЫТОВЫХ ЗДАНИЙ ТЭРИТОРИАЛЬНЫЙ КОМПЛЕКС	
НАЧ. ОТЯ	ПАНЬШИН	<i>[Signature]</i>				
ИНЖЕН.	СИМОНОВ	<i>[Signature]</i>				

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 воздействия 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 равенством:

$$k_y \approx k_z \approx k_0 \quad (5.2-1)$$

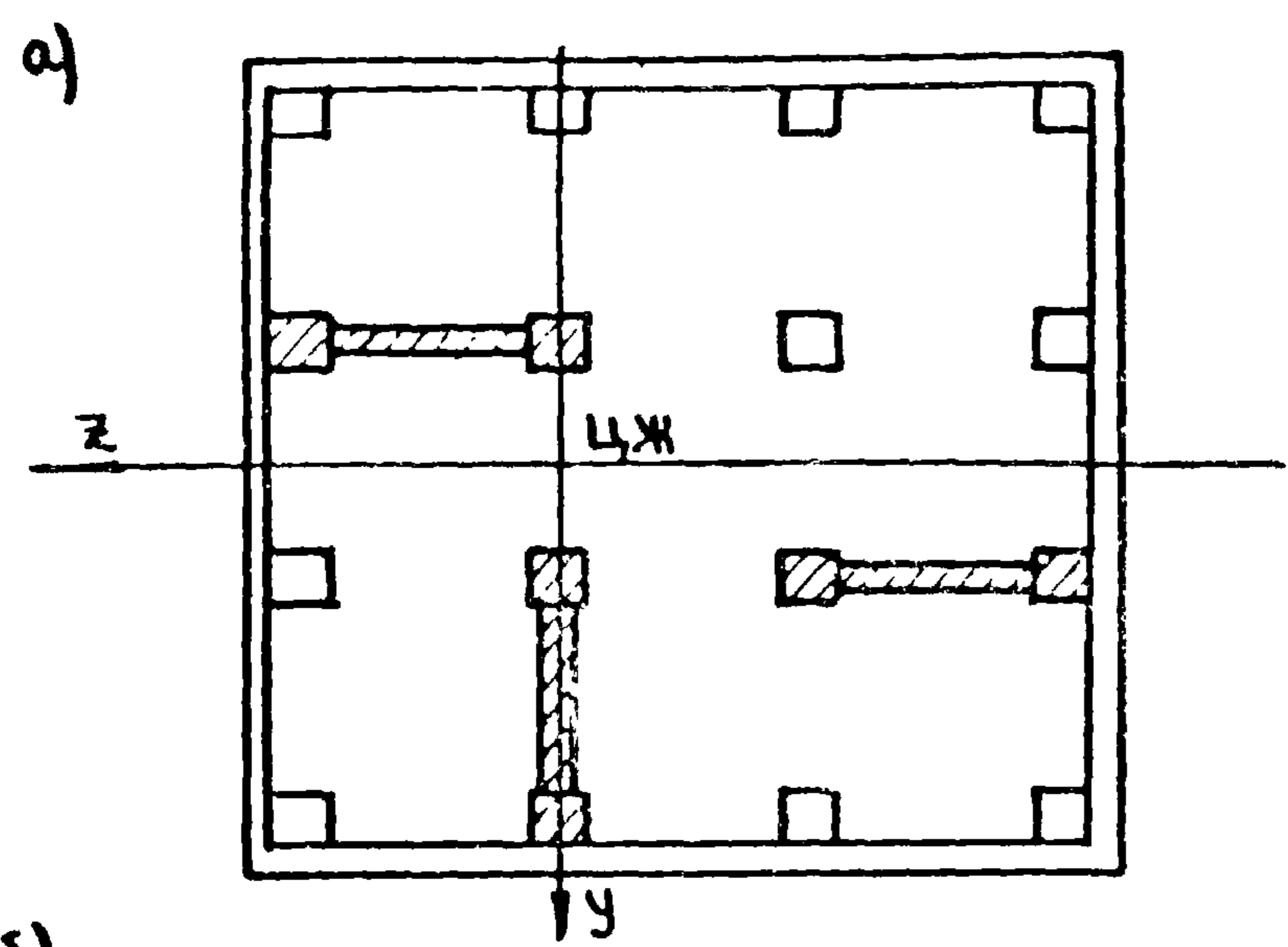
ГДЕ k_y, k_z, k_0 - коэффициенты продольного изгиба по (2.3-20)

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

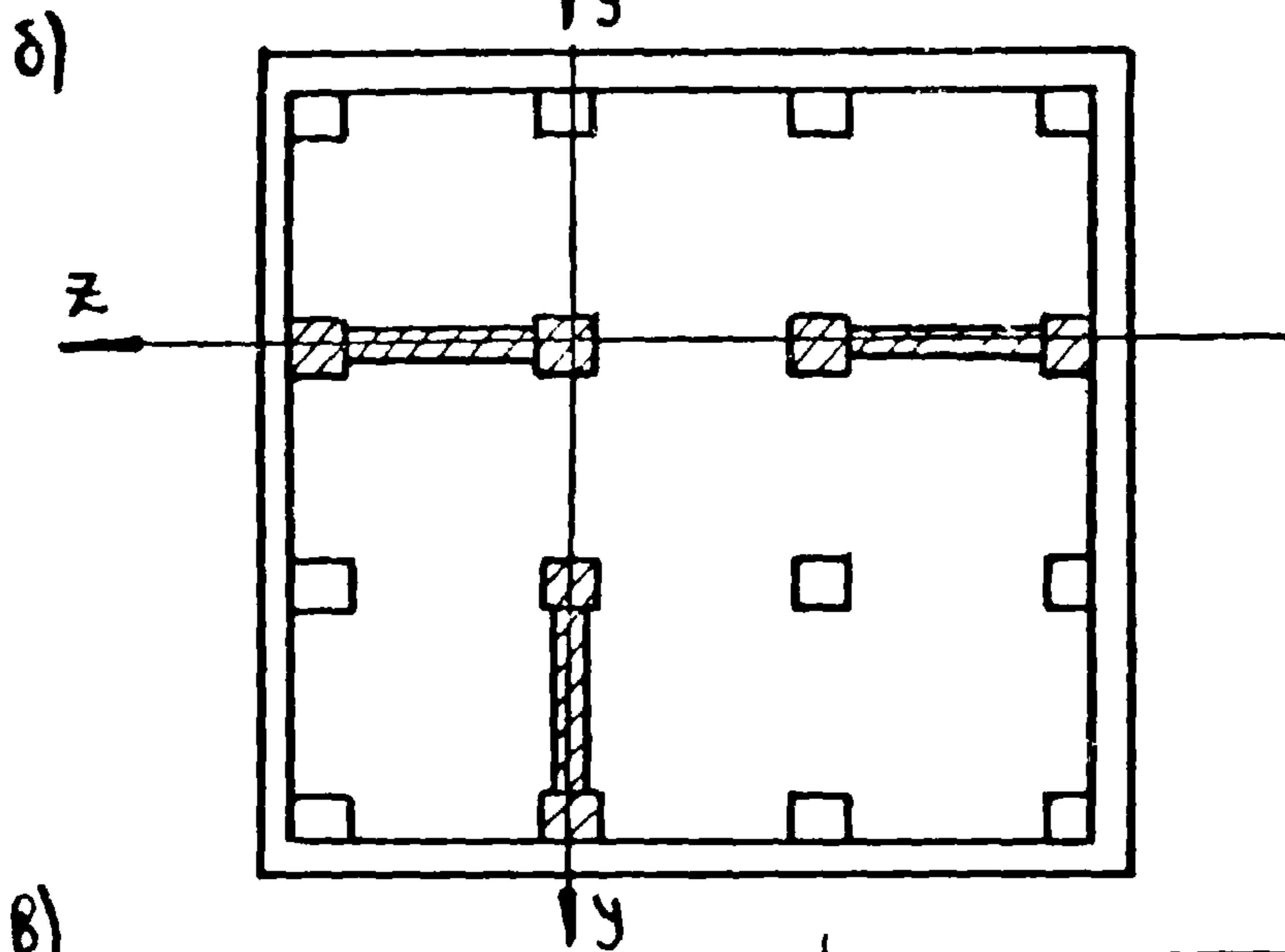
1.020-1/83.0-4 05 ПЗ

МАЧ.ОТД	ВОЛЫНСКИЙ	<i>[Signature]</i>	ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЕ ЗДАНИЯ	СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТОВ
И КОНТРОЛ	КАШЕЛКИНА			Р	1	2
ГЛАВ.КОНСТ	ШАЦ	<i>[Signature]</i>	ЦНИИЭП	ТОРГОВО-БЫТОВЫХ ЗАДАНИИ ТУРИСТСКИХ КОМПЛЕКСОВ		
МАЧ.ОТД	ПАНЬШИН	<i>[Signature]</i>				
ИНЖЕН	СИМОНОВ	<i>[Signature]</i>				

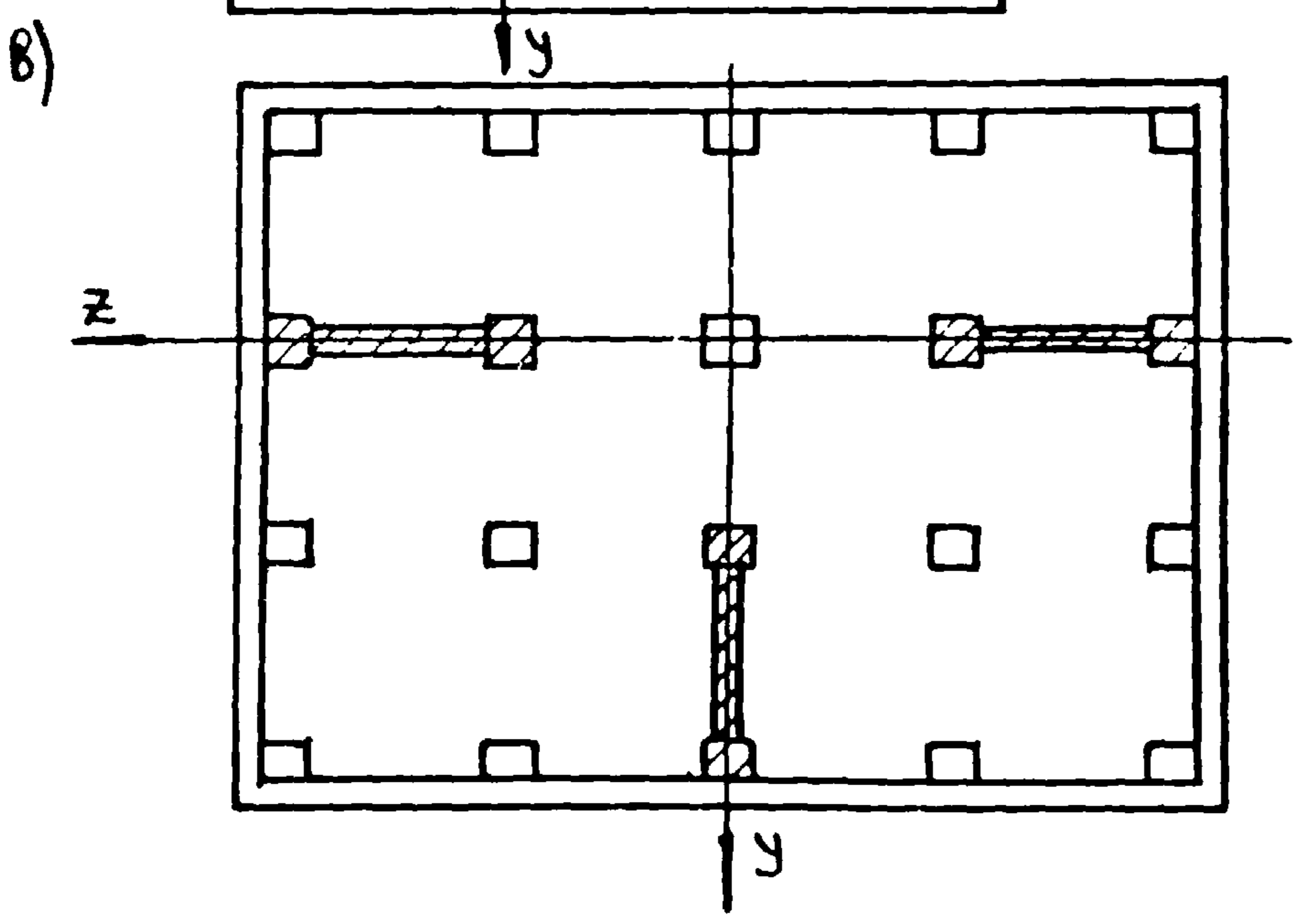
Рис. 5.1
ПРИМЕРЫ ПРАВИЛЬНОЙ (а) И НЕПРАВИЛЬНОЙ (б), (в)
КОМПОНОВОК КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ЗДАНИЯ



ПРАВИЛЬНО



НЕПРАВИЛЬНО



НЕПРАВИЛЬНО

ИНВ. № ПОДА ПДАПСЬ И ДАТА ВЗАМ. ИНВ. №

1.020-1/83. 0-4 05 ПЗ

ЛИСТ
2

Б ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЙ ПОДБОР КОЛИЧЕСТВА ДИАФРАГМ.

Б.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 ЖЕСТКОСТИ ИЛИ ВЕЛИЧИНАМ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК, ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЕ РАСЧЕТЫ МОГУТ ДАВАТЬ ЗНАЧИТЕЛЬНУЮ ПОГРЕШНОСТЬ ПО СРАВНЕНИЮ С РЕЗУЛЬТАТАМИ ПОСЛЕДУЮЩИХ УТОЧНЕННЫХ РАСЧЕТОВ

Б.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."

Б.3. НЕОБХОДИМОЕ КОЛИЧЕСТВО ДИАФРАГМ ВЫЧИСЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$n = M / M^{np} \quad (6.3-1)$$




ГДЕ n - КОЛИЧЕСТВО ДИАФРАГМ;
 M - СУММАРНЫЙ МОМЕНТ ЗДАНИЯ;
 M^{np} - ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫЙ МОМЕНТ, ВОСПРИИМАЕМЫЙ ОДНОЙ ДИАФРАГМОЙ.

Б.4. СУММАРНЫЙ МОМЕНТ ЗДАНИЯ ПРИНИМАЕТСЯ РАВНЫМ:

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

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

ИЗМЕНЕНИЯ ДАТА ВЗАИМНОВ

				1.020-1/83.0-4 06 ПЗ			
НАЧ.ОТД.	ВОЛЫНСКИЙ	  	ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЙ ПОДБОР КОЛИЧЕСТВА ДИАФРАГМ	СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТОВ	
Н.КОНТР.	КАШЕЛКИНА			Р	1	3	
ГЛ.КОНС.	ШАЦ			ЦНИИЭП ТОРГОВО- БЫТОВЫХ ЗДАНИЙ И ТУРИСТСКИХ КОМПЛЕКСОВ			
НАЧ.ОТД.-Я	ПАНЬШИН						
ИНЖЕНЕР	СИМОНОВ						

$K_{вн}$ — КОЭФФИЦИЕНТ, УЧИТЫВАЮЩИЙ ВЛИЯНИЕ ВНЕЦЕНТРЕННЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК; ЕСЛИ ЭКСЦЕНТРИЦИТЕТЫ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК НЕИЗВЕСТНЫ В ПЕРВОМ ПРИБЛИЖЕНИИ МОЖНО НАЗНАЧИТЬ $K_{вн}=1,2$, ЕСЛИ ЭКСЦЕНТРИЦИТЕТЫ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК ИЗВЕСТНЫ, ЦЕЛЕСООБРАЗНО ВМЕСТО ВЕЛИЧИНЫ $K_{вн} \cdot M^0$ 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:

$$\text{ПРИ } N_{ц} > N > N_{гр} \quad M^{пр} = (\phi_1 - \alpha_1 N) \cdot \frac{f}{K_1} \quad (6.5-1)$$

$$\text{ПРИ } N_{гр} > N > N_{эп} \quad M^{пр} = (\phi_2 + \alpha_2 N) \cdot \frac{f}{K_2} \quad (6.5-2)$$

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

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

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

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

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:

$$n = 2Q/N \quad (6.7-1)$$

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 В ВИДУ 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 НЕ ДОСТАТОЧНО ЧЕТКО ОПРЕДЕЛЕНО НА НАЧАЛЬНЫХ СТАДИЯХ РАЗРАБОТКИ ПРОЕКТА. ПОЭТОМУ РЕКОМЕНДУЕТСЯ ВЫПОЛНЯТЬ ПРОВЕРКИ ПРОЧНОСТИ ПО ВЕРТИКАЛЬНЫМ ШВАМ В РАМКАХ ПРОВЕРОЧНОГО РАСЧЕТА ПРИНЯТОГО КОНСТРУКТИВНОГО ВАРИАНТА ЗДАНИЯ.

ИМЕНА ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗАМ. КНИЖ.

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 подготовки исходных данных и интерпретации результатов, приведен в приложении 1 к настоящим "Указаниям",

1.020-1/83. 0-4 07 ПЗ

КАЧ. ОТДЕЛ	МОСКОВСКИЙ			АВТОМАТИЗИРОВАННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА	СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТОВ
М. КОНТРАКТА	РАМШИ				Р		1
ГА КОНСТ.	И. А. Ц.				ЦНИИЭП ТОРГОВО- БЫТОВЫЕ ЗДАНИЯ И ТУРИСТСКИЕ КОМПЛЕКСЫ		
НАЧ. В. Д.	ПАНЬШИН						
ИМЖЕ ПЕРС.	ИМЖЕ ПЕРС.						

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 42x18(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 40x40); 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 $h_f = 2,0(м)$.

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

Равнодействующая всех вертикальных нагрузок составляет:

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

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

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

(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 08 ПЗ			
НАЧ.ОТД.	ВОЛЫНСКИЙ			ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА	СТАД.А.И.Н.СТ.	АН.СТ.В.В.	
Н.КОНТР.	ПРОЦЕНКО	<i>С.П.</i>			Р	1	36
ГИП	САВРАНСКИЙ	<i>С.П.</i>			ЦНИИЭП ТОРГОВО-ОБЫЧНЫХ ЗДАНИЙ И СТРОИТЕЛЬНЫХ КОМПАНИЙ		
НАЧ.ОТД.	ПАВЬШИН	<i>С.П.</i>					
ИНЖЕН.	СЦМОЛОВ	<i>С.П.</i>					

Рис. 8.1

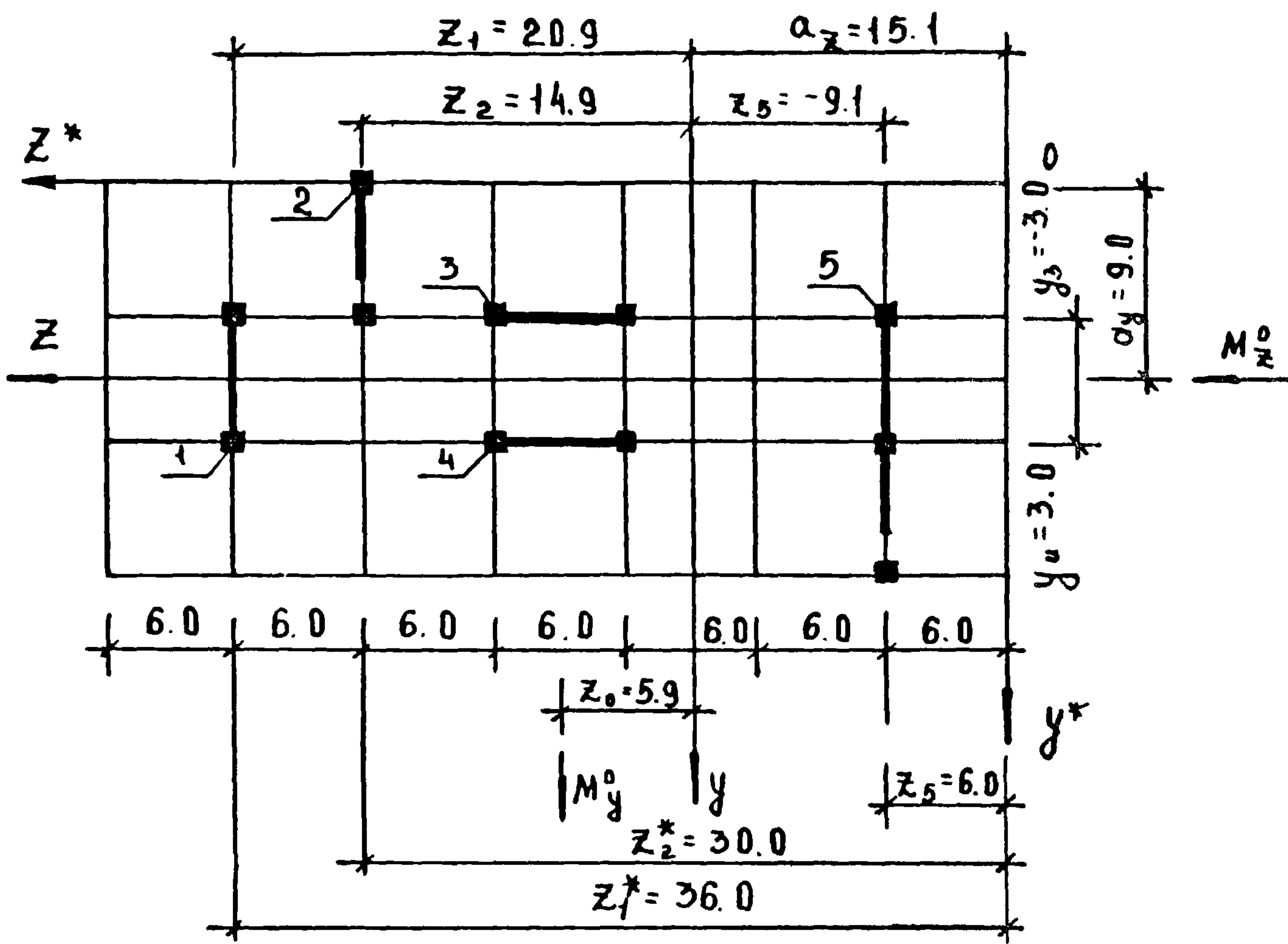
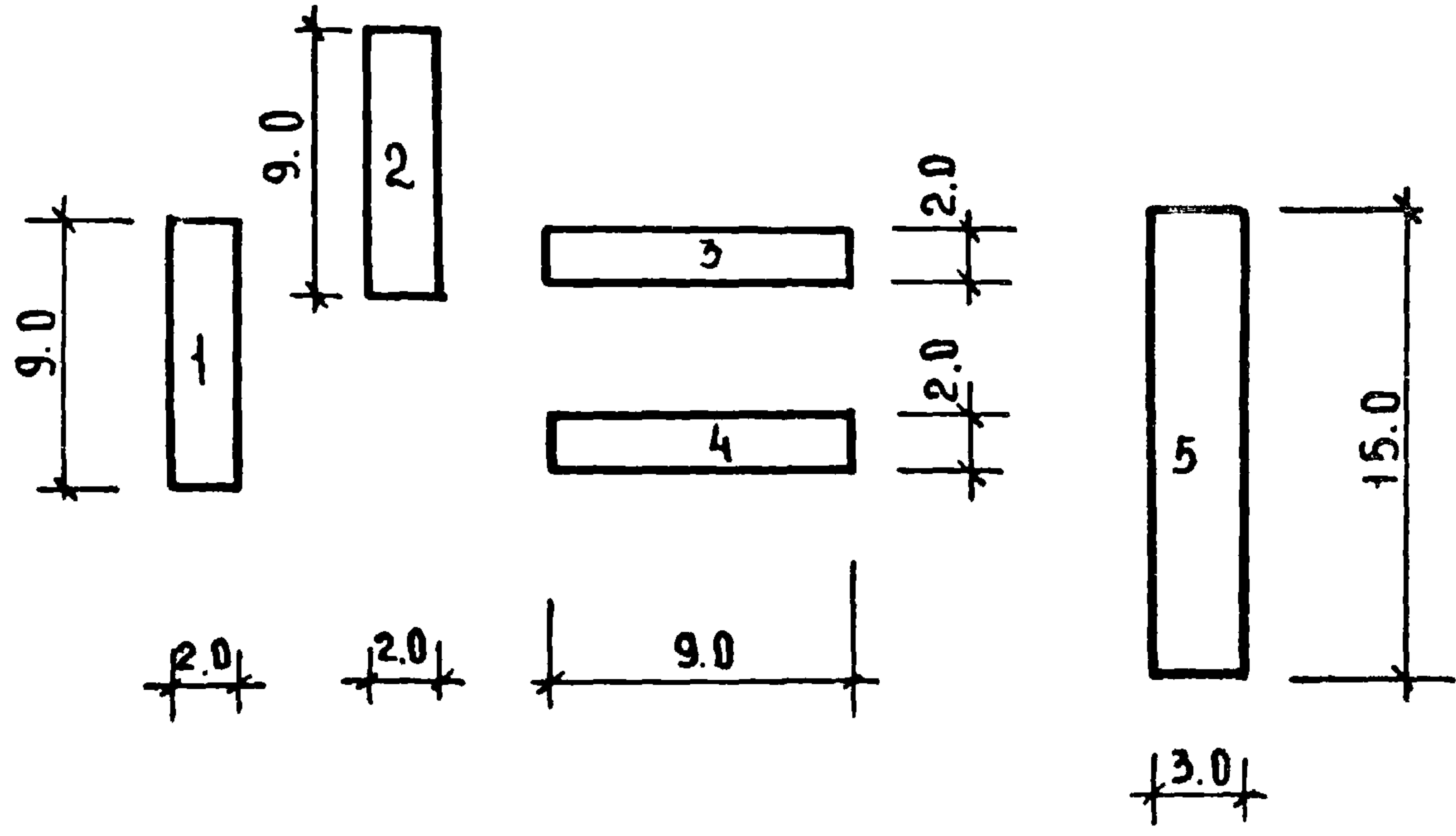


Рис. 8.2



ИНВ. № ПОДА	ПДАПСЬ Ч ДАТА ВЗАМ. ИВВН°

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 $B^3 \cdot 10^6 / \text{ТМ}^2$	ИЗГИБНАЯ ЖЕСТКОСТЬ СБОРНОЙ ДИАФРАГМЫ С УЧЕТОМ ПОДАТЛИВОСТИ СРЕДНЕНИИ $B \cdot 10^6 / \text{ТМ}^2$	ОСЕВАЯ ЖЕСТКОСТЬ ДИАФРАГМЫ С АБСОЛЮТНО ЖЕСТКИМИ СВЯЗЯМИ $A^3 \cdot 10^6 / \text{Т}$	ОСЕВАЯ ЖЕСТКОСТЬ СБОРНОЙ ДИАФРАГМЫ С УЧЕТОМ ПОДАТЛИВОСТИ СРЕДНЕНИИ $A \cdot 10^6 / \text{Т}$
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 Y $m_{iy} \cdot 10^{-6} / \text{ТМ}$	$z_{\phi i}$ (М)	$z_{\phi i}^2$ (М ²)	$m_{iy} \cdot z_{\phi i}^2 \cdot 10^{-6}$ (ТМ ³)	КОЭФФИЦИЕНТ ЖЕСТКОСТИ ОСНОВАНИЯ ПРИ КРЕНЕ ФУНДАМЕНТА В ПЛОСКОСТИ ПАРАЛЛЕЛЬНОЙ ОСИ Z $m_{iz} \cdot 10^{-6} / \text{ТМ}$	$y_{\phi i}$ (М)	$y_{\phi i}^2$ (М ²)	$m_{iz} \cdot y_{\phi i}^2 \cdot 10^{-6}$ (ТМ ³)
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				0.033	-3,0	9,0	2,97
4	0.033				0.033	+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

1.020-1/83.0-4 08 ПЗ

ЛИСТ

3

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 $\beta = \frac{H}{h}$. 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 (1) с изгибной жесткостью $B_{5,1}^0 = 13.8 \cdot 10^6$ (тм²) и осевой жесткостью $A_{5,1}^0 = 2.40 \cdot 10^6$ (т) (№2 по Прил. 4) и одноколонную диафрагму с проемом (2) с изгибной жесткостью $B_{5,2}^0 = 6.7 \cdot 10^6$ (тм²) и осевой жесткостью $A_{5,2}^0 = 1.53 \cdot 10^6$ (т) (№26 по Прил. 4). Привязка элементов показана на рис. 8.3. Осевая жесткость диафрагмы №5 по формуле (2.3-25) равна:

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

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

$$y_{ч.т.} = \frac{\sum A_{5,i}^0 \cdot c_i}{A_5^0} = \frac{(2.40 \cdot 10^6 \cdot 9 + 1.53 \cdot 10^6 \cdot 2.15)}{3.93 \cdot 10^6} = 6.33 \text{ (м)}$$

ЦИВ № ПОДА ЛОАЛЦСЬ И ДАТА ВЗАМ ЦИВ №

1.020-1/83.0-4 08 ПЗ

Лист

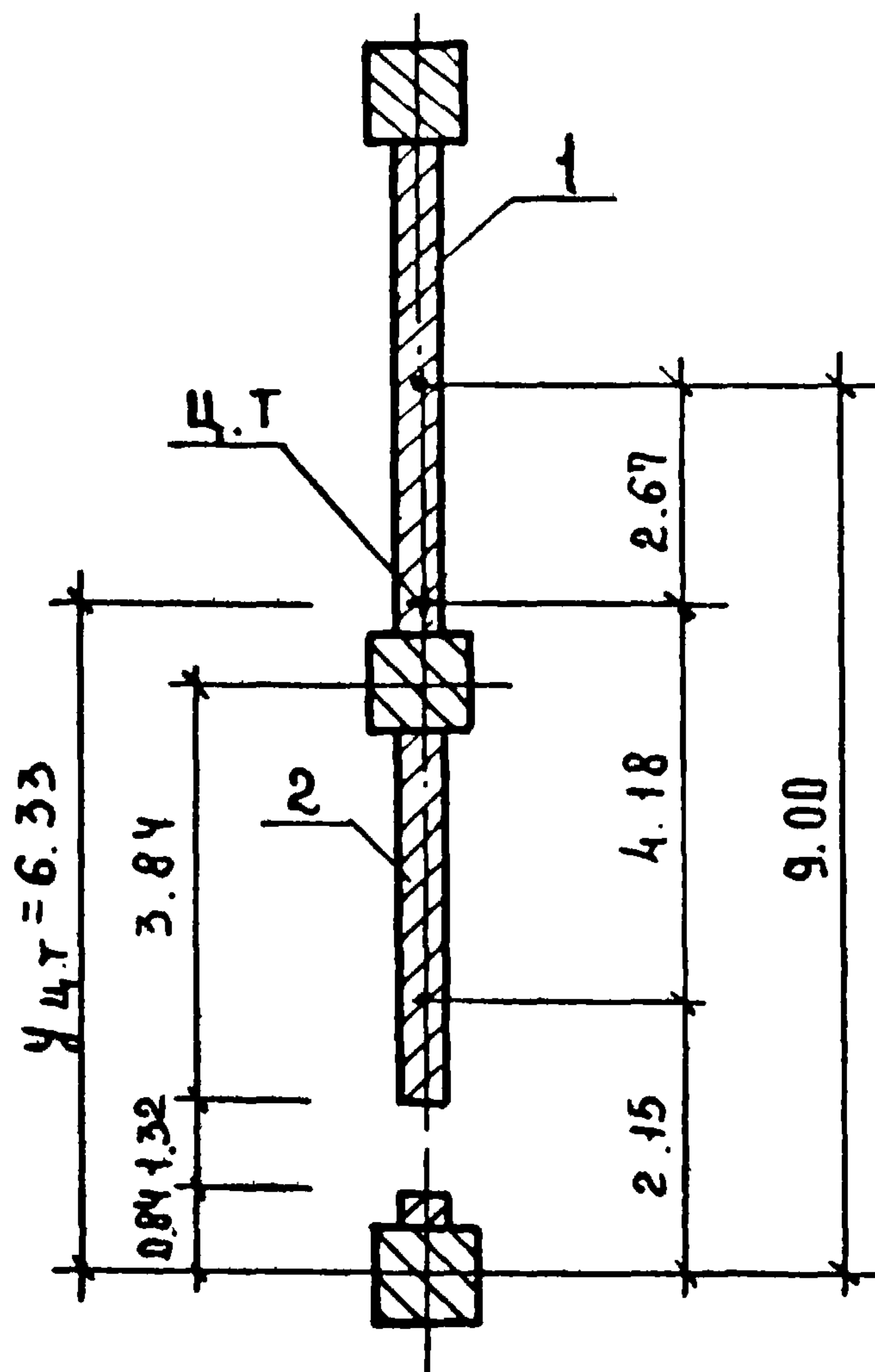
4

ТАБЛИЦА 83

КОЭФФИЦИЕНТЫ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА

Длительность действия нагрузки	Вертикальная нагрузка	γ_y	γ_z	γ_0
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



1.020-1/83.0-4 08 13

Лист

5

Таблица 8.4

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

Варианты нагрузок		$\mathcal{D}_y = 55,6 \cdot 10^6 (\text{тм})$		$\mathcal{D}_z = 19,2 \cdot 10^6 (\text{тм})$		$\mathcal{D}_\theta = 9425 \cdot 10^6 (\text{тм}^2)$	
		$M_y (\text{тм})$	$H_{0y} \cdot 10^{-6}$	$M_z (\text{тм})$	$H_{0z} \cdot 10^{-6}$	$M_\theta (\text{тм}^2)$	$H_\theta \cdot 10^{-6}$
1	Горизонтальная вдоль оси Y	± 1470	$\pm 26,43$	0	0	± 7780	$\pm 0,83$
2	Горизонтальная вдоль оси Z	0	0	± 775	$\pm 40,28$	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	1095	-105	750	1338	660	-145

ЧИВ ЧЛОНА ПОДП. И ДАТА ВЗЯМ. ЧИВ. И.

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

$$B_5^0 = \sum B_{5,i}^0 + \sum A_{5,i}^0 \bar{e}_i^2 = 13,8 \cdot 10^6 + 6,7 \cdot 10^6 + 2,40 \cdot 10^6 \cdot 2,67^2 + 1,53 \cdot 10^6 \cdot 4,18^2 = 64,1 \cdot 10^6 \text{ (ТМ}^2\text{)}$$

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

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

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

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:

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

$$a_z = \frac{\sum_{i=1}^5 B_{iz} \cdot z_i^*}{D_y} = \frac{B_{1z} \cdot z_1^* + B_{2z} \cdot z_2^* + B_{5z} \cdot z_5^*}{D_y} = \frac{9,6 \cdot 10^6 \cdot 38 + 9,1 \cdot 10^6 \cdot 30 + 36,8 \cdot 10^6}{55 \cdot 10^6} = 15,1 \text{ (м)}$$

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

$$D_\theta = \sum_{i=1}^5 (B_{iz} \cdot z_i^2 + B_{iy} \cdot y_i^2) = B_{1z} \cdot z_1^2 + B_{2z} \cdot z_2^2 + B_{3y} \cdot y_3^2 + B_{4y} \cdot y_4^2 + B_{5z} \cdot z_5^2 = 9,6 \cdot 20,9^2 \cdot 10^6 + 9,1 \cdot 10^6 \cdot 14,9^2 + 9,6 \cdot 10^6 \cdot 3^2 + 9,6 \cdot 10^6 \cdot 3^2 + 36,8 \cdot 10^6 \cdot 9,1^2 = 9425 \cdot 10^6 \text{ (ТМ}^2\text{)}$$

Коэффициенты жесткости основания для отдельных диафрагм определяем по указаниям п. 2.1.6. Крены фундаментов диафрагм при действии единичных моментов $\bar{z}_e = 1$ определяем по формулам (8) и (9) при $л = 1$ и $з = 1$.

$$i_e = \frac{(1-\mu)^2 \cdot K_e}{E_x \cdot (l/2)^3}; \quad i_b = \frac{(1-\mu)^2 \cdot K_b}{E_x \cdot (b/2)^3}$$

Размеры подошв фундаментов: 9×2 (м) для диафрагм № 1-4 и 15×3 (м) для диафрагмы № 5 (см. рцс. 8.2).

Для фундаментов диафрагм № 1-4 значения коэффициентов по табл. 4 приложения 3 СНиП II-15-74 при соотношении сторон

$$n = \frac{e}{b} = \frac{9}{2} = 4,5 \text{ составляют:}$$

$$K_e = 1,35$$

$$K_b = 0,15$$

Крены фундаментов для диафрагм № 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:

$$i_e = \frac{(1-0,3^2) \cdot 1,35}{4500 \cdot 4,5^3} = 3,0 \cdot 10^{-6} \left(\frac{1}{\text{тм}} \right); \quad m = \frac{1}{3 \cdot 10^{-6}} = 0,33 \cdot 10^6 \text{ (тм)}$$

$$i_b = \frac{(1-0,3^2) \cdot 0,15}{4500 \cdot 1,5^3} = 30,4 \cdot 10^{-6} \left(\frac{1}{\text{тм}} \right); \quad m = \frac{1}{30,4 \cdot 10^{-6}} = 0,033 \cdot 10^6 \text{ (тм)}$$

Для диафрагмы № 5 при соотношении сторон $n = 15:3 = 5$ находим $K_e = 1,44$ и $K_b = 0,13$, тогда крены фундаментов и коэффициенты жесткости равны:

$$i_e = \frac{(1-0,3^2) \cdot 1,44}{4500 \cdot 7,5^3} = 0,69 \cdot 10^{-6} \left(\frac{1}{\text{тм}} \right); \quad m = \frac{1}{0,69 \cdot 10^{-6}} = 1,45 \cdot 10^6 \text{ (тм)}$$

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

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

$$R_y = \sum_{i=1}^5 m_{iy} = 2,18 \cdot 10^6 \text{ (тм)}; \quad R_z = \sum_{i=1}^5 m_{iz} = 0,85 \cdot 10^6 \text{ (тм)}$$

$$R_b = \sum_{i=1}^5 (m_{iy} z_{\varphi i}^2 + m_{iz} y_{\varphi i}^2) = 554 \cdot 10^6 \text{ (тм}^3\text{)}$$

При вычислении суммарной жесткости основания R_b жесткости отдельных фундаментов при крене в направлении меньшей стороны не учитывались.

Имя, Подп. и дата, Взам. инв. №

1.020-1/83. 0-4 08 ПЗ

Лист
8

Определение коэффициентов продольного изгиба.

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

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

$$\nu = c \cdot H^2 \cdot \Sigma P_i / D_y = 1.34^2 \cdot 10050 / 55.6 \cdot 10^6 = 0.209$$

Характеристику податливого основания ψ и критический параметр $\nu_{кр}$ вычисляем по формуле (2.3-23):

$$\psi = \frac{D_\psi}{H \cdot R_\psi \cdot c} = \frac{55.6 \cdot 10^6}{34 \cdot 2.18 \cdot 10^6 \cdot 1} = 0.750$$

$$\nu_{кр} = \frac{2.08}{0.266 + \psi} = 2.047$$

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

$$\eta_y = \frac{1}{1 - \frac{\nu}{\nu_{кр}}} = \frac{1}{1 - 0.209/2.047} = 1.11$$

Отдельные коэффициенты продольного изгиба рассчитываются аналогично, с учетом коэффициента $c=2$ для длительно действующих нагрузок (п.2.3.9) и безразмерного параметра вертикальной нагрузки, соответствующего крупицальной форме деформации, определяемого по формулам (2.3-21, 22): $\nu_{\theta} = H^2 \Sigma P_i (J_y + J_z) / (D_{\theta} \cdot F)$

Результаты расчета представлены в табл. 8.3.

1.020-1/83. 0-4 08 ПЗ

Лист

9

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 $l_x = 42$ (м) и $l_y = 18$ (м) и поправочного коэф. фццента 1,3 для II ветрового района суммарные моменты от действия ветра равны:

$$M_y^0 = 1,3 \cdot 42 \cdot 24,2 = 1320 \text{ (тм)}$$

$$M_z^0 = 1,3 \cdot 18 \cdot 24,2 = 555 \text{ (тм)}$$

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

$$M_0 = 1320 \cdot 5,9 = 7780 \text{ (тм}^2\text{)}$$

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:

$$M_y = \eta_y \cdot (P_2 \cdot e_{2y} + P_5 \cdot e_{5y}) = 1,11 \cdot (503 + (-105)) = 442 \text{ (тм)}$$

$$M_0 = \eta_0 \cdot (P_2 \cdot e_{2y} \cdot z_2 + P_5 \cdot e_{5y} \cdot z_5) = 1,10 \cdot (503 \cdot 14,9 + (-105) \cdot (-9,1)) = 9295 \text{ (тм}^2\text{)}$$

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

$$M_0 = 1,06 (100 \cdot 14,9 + 338 \cdot (-9,1)) = 1680 \text{ (тм}^2\text{)}$$

Имя, Инициалы, Подп. и дата

1. 020 - 1 | 83. 0-4 08 ПЗ

Лист

10

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

$$M_0 = 1,10 (305 \cdot 14,9 + (-145) \cdot (-9,1)) = 3547 \text{ (тм}^2\text{)}$$

Вычисленные значения моментов занесены в табл. 8.4.

Статический расчет

Кривизны K_{oy} , K_{oz} , K_0 , соответствующие перемещения начала координат (центра жесткостей) вычисляем по формулам (2.3-1).

$$K_{oy} = \frac{M_y}{D_y}; \quad K_{oz} = \frac{M_z}{D_z}; \quad K_0 = \frac{M_0}{D_0}$$

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 осц Y :

$$K_{iy} = K_{oy} + K_0 \cdot z_i;$$

для диафрагм, параллельных осц Z :

$$K_{iz} = K_{oz} - K_0 \cdot y_i.$$

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

$$M_i = -K_i B_i$$

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 № 5.1 и № 5.2 (см. рис. 8.5); изгибные и осевые жесткости выделенных диафрагм определяем по формулам (2.1-1), принимая коэффициент условий работы равным $K_{деф} = 0,575$ (см. табл. 8.1) в соответствии с относительной высотой $\beta = 2,84$ диафрагмы № 5.

1.020 - 1/83 . 0-4 08 ПЗ

Лист

11

Таблица 8.5

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

№ диафрагм	Z_i	Варианты нагрузок	$H_{0y} \cdot 10^{-6}$	$H_0 \cdot 10^{-6}$	$H_0 \cdot Z_i \cdot 10^{-6}$	$H_{iy} \cdot 10^{-6}$	$B_{iz} \cdot 10^6$	M_{iy}
1	20.9	1	± 26.43	± 0.83	± 17.34	± 43.77	9.6	± 422
		2	0	0	0	0		0
		3	+7.94	+0.99	+20.69	+28.63		-275
		4	+8.34	-0.18	-3.76	+4.58		-44
2	14.9	1	± 26.43	± 0.83	± 12.37	± 38.80	9.1	± 353
		2	0	0	0	0		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	36.8	± 696
		2	0	0	0	0		0
		3	+7.94	+0.99	-9.01	-1.07		+39
		4	+8.34	-0.18	+1.64	+9.98		-368

Для диафрагм, параллельных оси Z

№ диафрагм	Y_i	Варианты нагрузок	$H_{0z} \cdot 10^{-6}$	$H_0 \cdot 10^{-6}$	$H_0 \cdot Y_i \cdot 10^{-6}$	$H_{iz} \cdot 10^{-6}$	$B_{iy} \cdot 10^6$	M_{iz}
3	-3.0	1	0	± 0.83	± 2.49	± 2.49	9.6	± 24
		2	± 40.98	0	0	± 40.98		± 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	9.6	± 24
		2	± 40.98	0	0	± 40.98		± 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

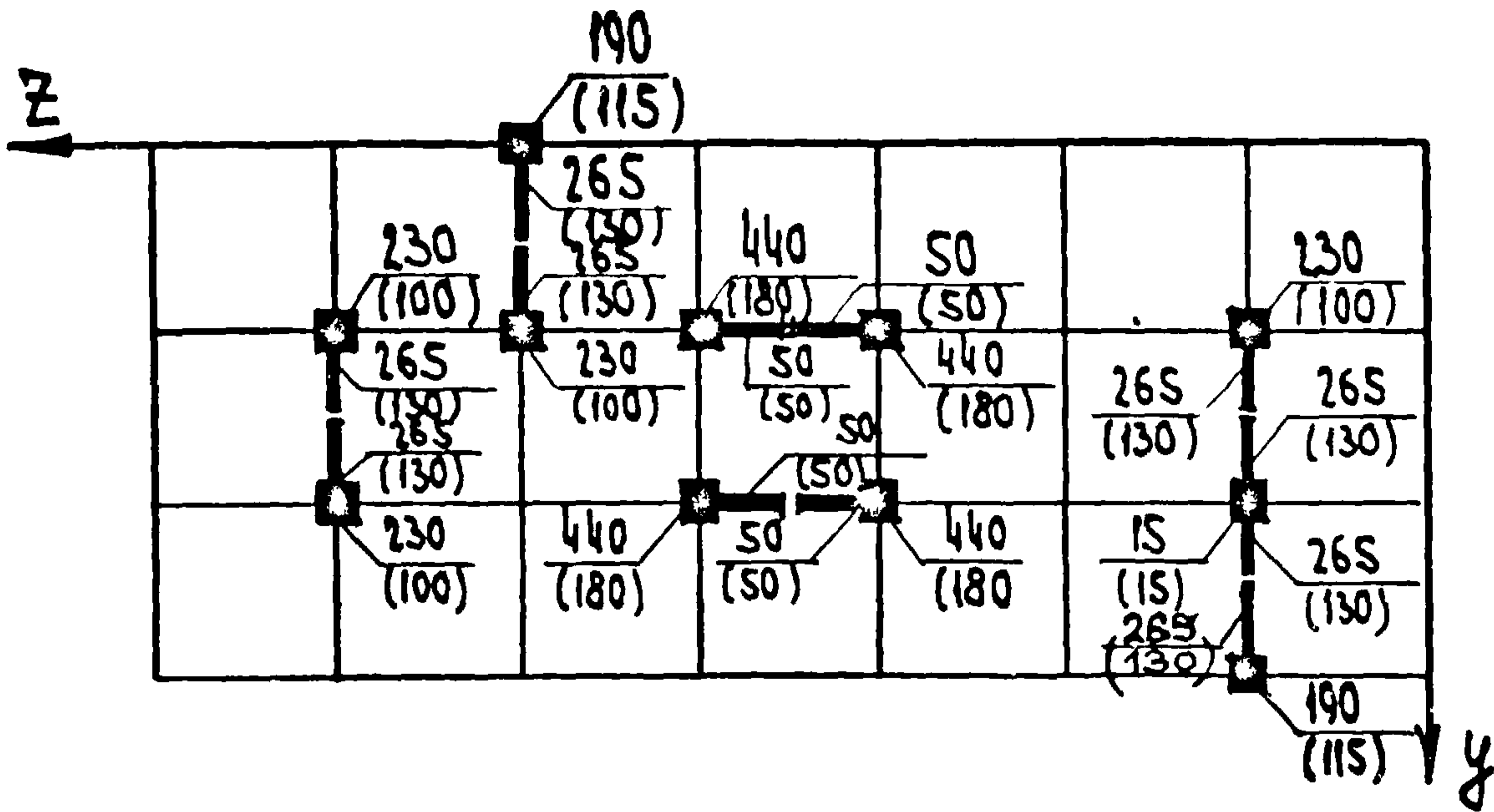
ИВ. И ПОДП. ПОДП. И ДАТА ВЗЯТ. ИВ. И

1. 020 - 1/83. 0-4 08 ПЗ

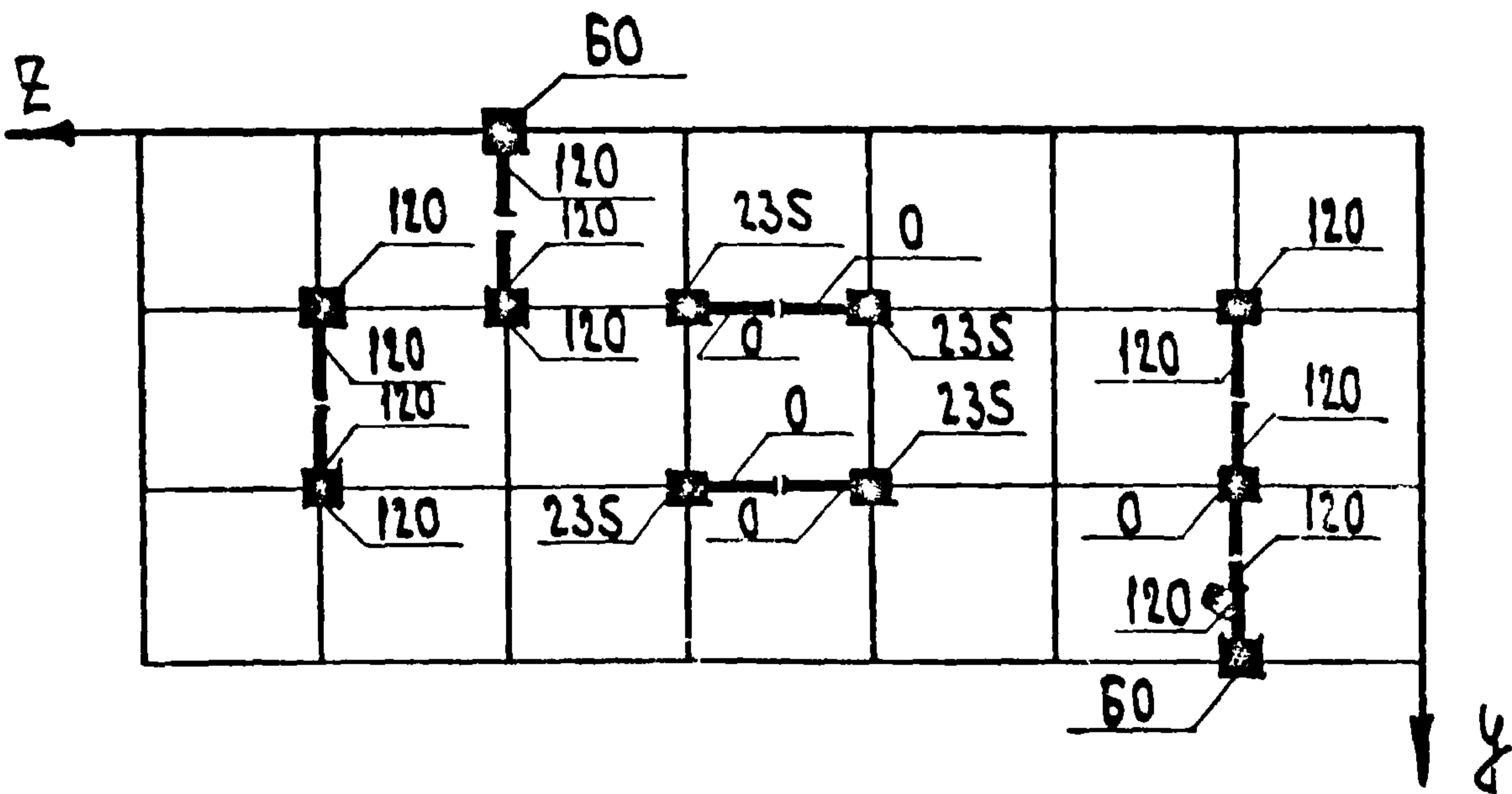
Лист
12

Рис. 8.4

а) Максимальные и минимальные нагрузки



б) Временные нагрузки



1.020-1183. 0-4 08 ПЗ

Лист

13

Таблица 8.7

Вычисление изгибающих моментов в элементах
трехколонной диафрагмы NS

Диафрагма	Вариант нагрузки КЧ	$H \cdot 10^{-6}$	$B \cdot 10^6$	M
5-1	1	± 18.88	7.8	∓ 1.48
	2	0		0
	3	-1.07		+8
	4	+9.98		-78
5-2	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 нагрузки КЧ	M	$P_i \cdot e_i$	$M_i + P_i \cdot e_i$	Q_i	ΣQ_i	N	$0,5 \cdot N$
1	1	∓ 422	0	∓ 422	24.8	92.9	990	445
	3	-275	0	-275	8.1			
	4	-44	0	-44	1.3			
2	1	∓ 353	0	∓ 353	20.8	31.7	950	475
	3	-206	+582	+372	10.9			
	4	-52	+296	+244	7.2			
3	1	∓ 24	0	∓ 24	1.4	24.6	980	490
	2	∓ 394	0	∓ 394	23.2			
	3	-29	0	-29	0.9			
	4	+5	0	+5	0.2			
5	1	∓ 696	0	∓ 696	40.9	42.8	1495	748
	3	+39	-105	-66	1.9			
	4	-368	+338	-30	0.9			

ШВ. И ПОДП. ПОДП. И ДИТА ВЗЕМ ШВ.И

1. 020 - 1 / 83. 0-4 08 ПЗ

Лист
14

Для диафрагмы NS-1: $B^0 = 13,8 \cdot 10^6$ (тм²); $B = 7,8 \cdot 10^6$ (тм²);
 $A^0 = 2,40 \cdot 10^6$ (т); $A = 1,38 \cdot 10^6$ (т).

Для диафрагмы NS-2: $B^0 = 13,1 \cdot 10^6$ (тм²); $B = 7,4 \cdot 10^6$ (тм²);
 $A^0 = 2,12 \cdot 10^6$ (т); $A = 1,22 \cdot 10^6$ (т).

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

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

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

Коэффициент условий работы κ_T при относительной высоте диафрагмы NS $\beta = 2,84$ 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 NS принимаются по данным табл. 8.1)

Для диафрагмы NS.1:

$$\frac{\bar{A} \bar{e}}{B} = \frac{1,38 \cdot 10^6 \cdot 2,67}{36,8 \cdot 10^6} = 0,100; \quad \frac{\bar{A}}{A} = \frac{1,38 \cdot 10^6}{2,26 \cdot 10^6} = 0,610.$$

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

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

а) при действии горизонтальных нагрузок, направленных вдоль оси Y, момент в диафрагме NS по данным табл. 8.6. составляет $M_S = \pm 696$ (тм), продольная сила $P_S = 0$.

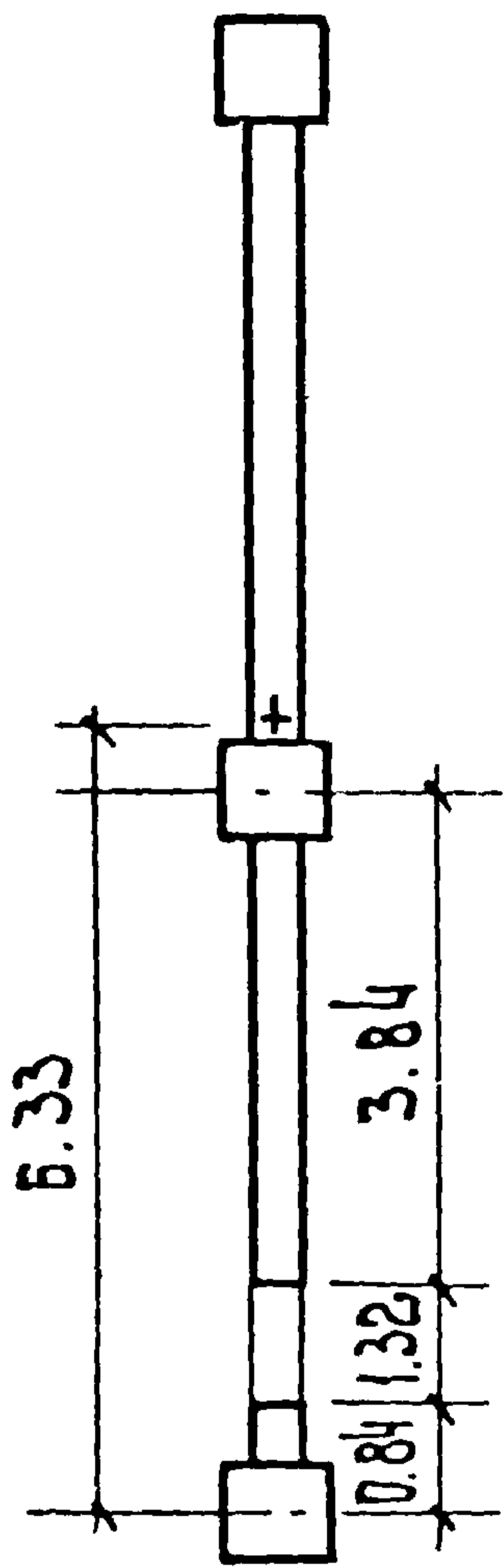
$$\bar{N} = \mp 696 \cdot 0,100 \cdot 0,89 = \mp 62 \text{ (т)}$$

Знаки продольной силы \bar{N} показывают, что при действии горизонтальных нагрузок, направленных оси Y, в диафрагме NS.1 возникают растягивающие нормальные силы и наоборот.

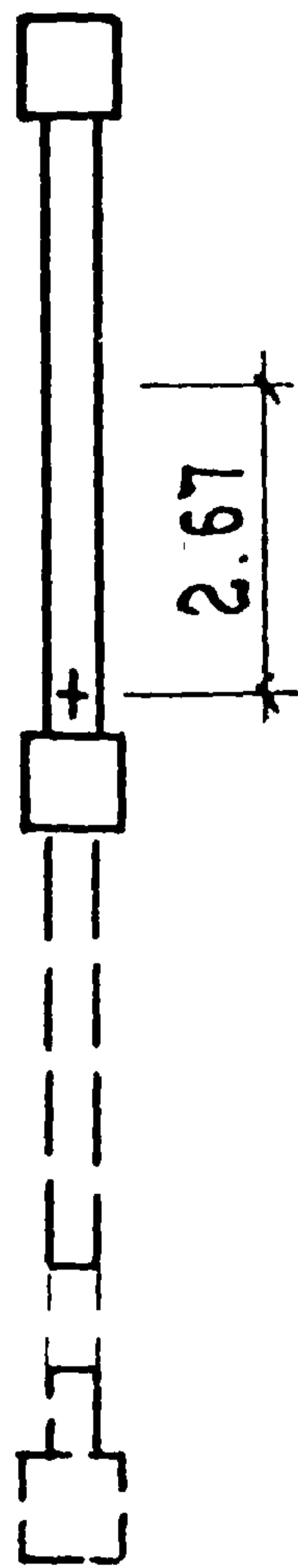
1.020 - 1 | 83. 0-4 08 ПЗ

Лист
15

ИВВ. Н ПОДЛ.	ПОДП. И ДАТА	ВЗЯМ. ИВВ. Н



Диagramма 5.1 (N2 по приложению Ч)



Диagramма 5.2 (N7 по приложению Ч)

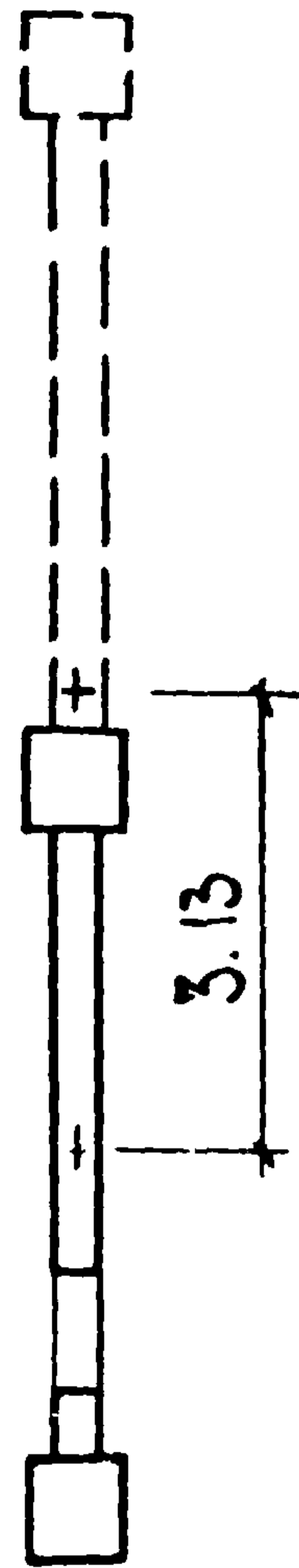


Рис. 8.5

б) При действии вертикальных максимальных нагрузок момент в диафрагме №5 поданным 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)

$$\bar{N} = (0,39 \cdot 0,100 + 1495 \cdot (0,610 - 735/1495)) \cdot 0,89 + 735 = 882 \text{ (т)} - \text{диафрагма сжата.}$$

в) При действии вертикальных минимальных нагрузок

$$M_5 = -368 \text{ (тм); } P_5 = 750 \text{ (т); } \bar{P}_{5,1} = 375 \text{ (т):}$$

$$\bar{N} = (-368 \cdot 0,100 + 750 \cdot (0,610 - 375/750)) \cdot 0,89 + 375 = +415 \text{ (т)} - \text{диафрагма сжата.}$$

Аналогично выполняется расчет для диафрагмы №5.2.

Проверка прочности диафрагм по нормальному сечению.

Для диафрагмы №1 при максимальных вертикальных нагрузках внутреннее усилие равно:

$$N_1 = 990 \text{ (т); } M_1 = -422 + (-275) = -697 \text{ (тм)}$$

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

$$N_y = 1450 \text{ (т); } N_{гр} = 920 \text{ (т); } L_1 = 2,5 \text{ (м); } \phi_1 = 3630 \text{ (тм).}$$

Поскольку $N_y > N > N_{гр}$; 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:

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

1.020-1/83.0-4 08ПЗ

Лист

17

ИНВ. И ПОДЛ. ПОДП. И ДИМТЯ ВЗАМ. И ИВ. И

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

$$M_1 \cdot K_1 + L_1 \cdot N = 697 \cdot 1,09 + 2,5 \cdot 990 = 3235 (ТМ) \leq \varphi_1 = 3630 (ТМ)$$

следовательно, прочность диафрагмы обеспечена.

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

$$N_k = 1250 (Т); N_{гр} = 620 (Т); L_1 = 2,43 (М); \varphi_1 = 3030 (ТМ)$$

В этом случае:

$$697 \cdot 1,09 + 2,43 \cdot 990 = 3160 (ТМ) > \varphi_1 = 3030 (ТМ)$$

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):

$$Q < 0,5 \cdot N + \sum \tau_{ср} \cdot F_{кш}$$

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 ($q = 1$)):

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

ЦНБ. И ПОДС. ПОДП. И ДИТА. ВЗАМ. ЦНБ. И

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 №1, для которой расчетным является второй снизу этаж. Коэффициент условий работы K_T при относительной высоте диафрагмы $\beta = 5.67$ (см. табл. 8.1) вычисляем по формуле (2.3-8):

$$K_T = (\beta - 0.45) / (\beta - 0.15) = (5.67 - 0.45) / (5.67 - 0.15) = 0.945$$

Сдвигающие силы вычисляем по формуле (2.3-7):

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

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 №1:

$$\frac{A \cdot e}{B} = 0.13 \left(\frac{1}{M} \right); \quad \frac{A}{A} = 0.76.$$

Для среднего шва №2:

$$\frac{A \cdot e}{B} = 0.20 \left(\frac{1}{M} \right); \quad \frac{A}{A} = 0.5.$$

1.020 - 1/83. 0-4 08 ПЗ

Лист

19

Для крайнего шва н 3:
 $\frac{A \cdot E}{B} = 0,13 \left(\frac{1}{m}\right); \quad \frac{A}{A} = 0,24$

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

При действии горизонтальных нагрузок:
 $M_{эт} = M \frac{2h \cdot 3}{n^2} = \pm 422 \frac{2 \cdot 8 - 3}{8^2} = \pm 86 \text{ (тм)}$

При действии максимальных вертикальных нагрузок:
 $M_{эт} = \frac{M}{n} = -275 : 8 = -34 \text{ (тм)}$

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

Относительные значения продольных нагрузок при этом составляют:

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

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

для крайнего шва н 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 н 1):

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

Для среднего шва:

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

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

И.В. П.О.Д.	ПОДП. И ДАТА	ВЗЯЖ. И.В. И.
-------------	--------------	---------------

1. 020 - 1 | 83. 0 - 4 08ПЗ

Лист
20

Рис. 8.6

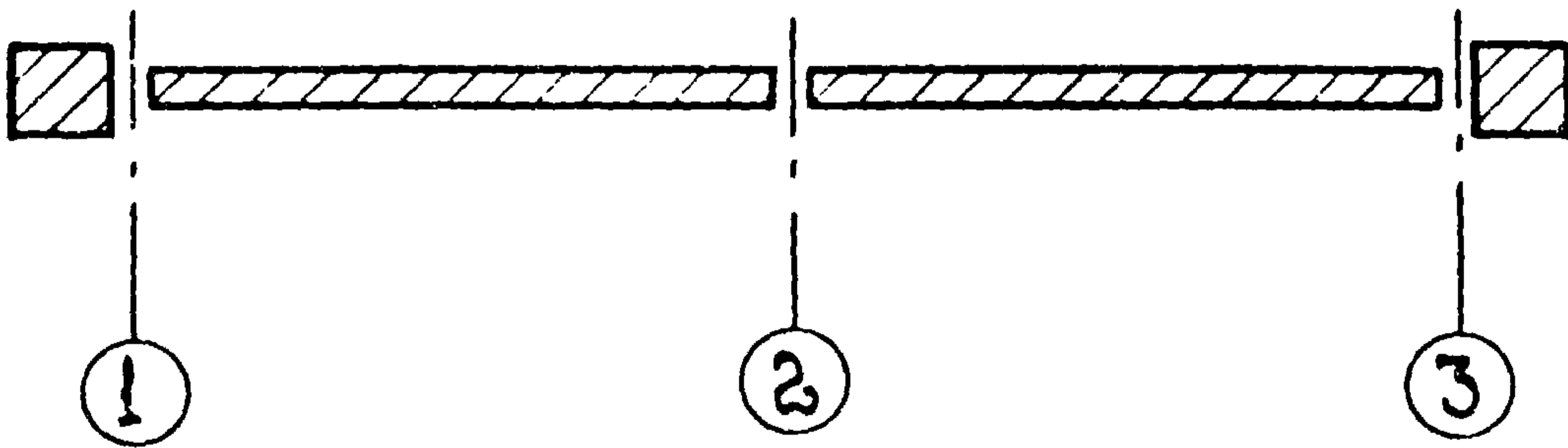
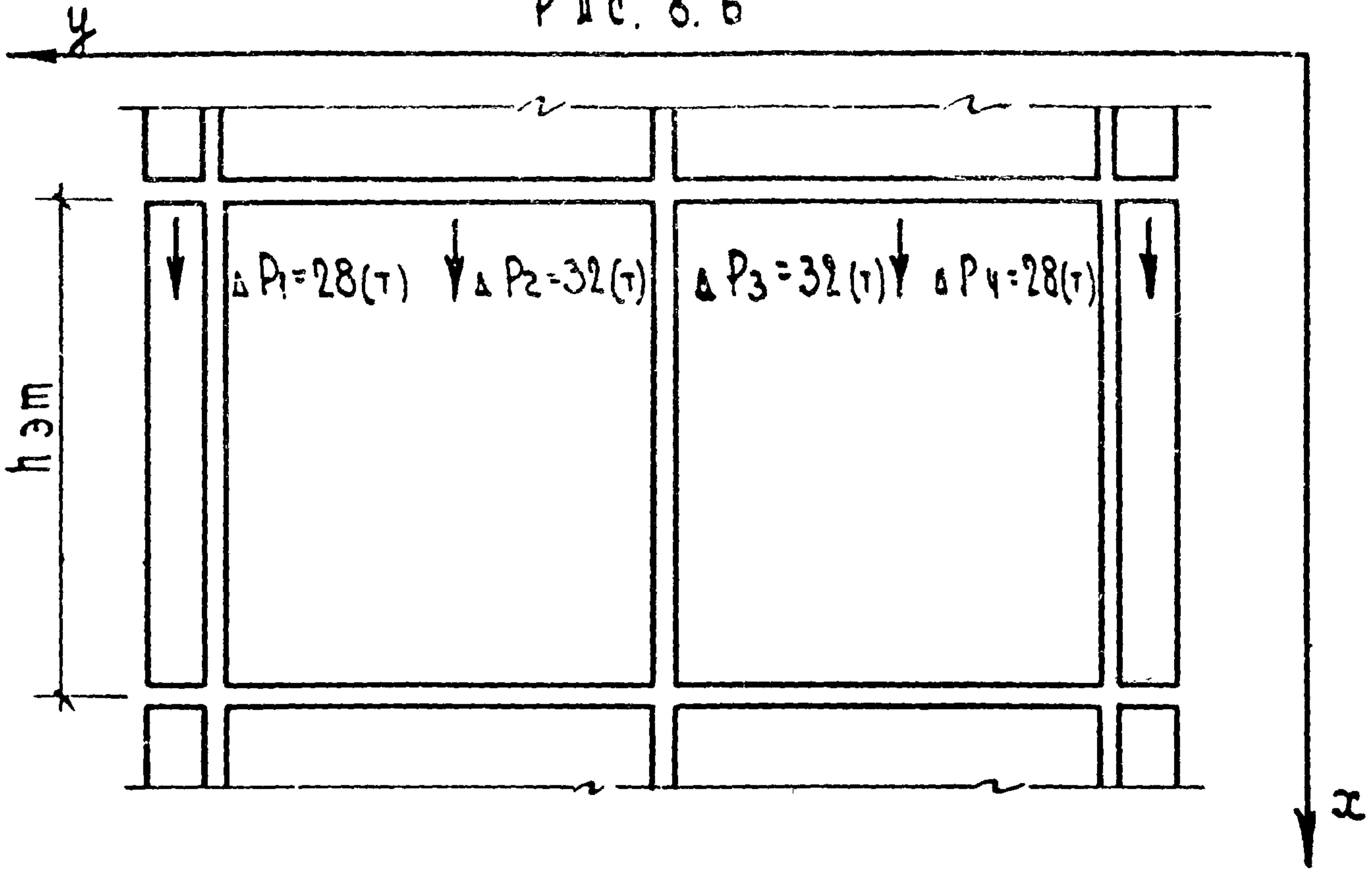
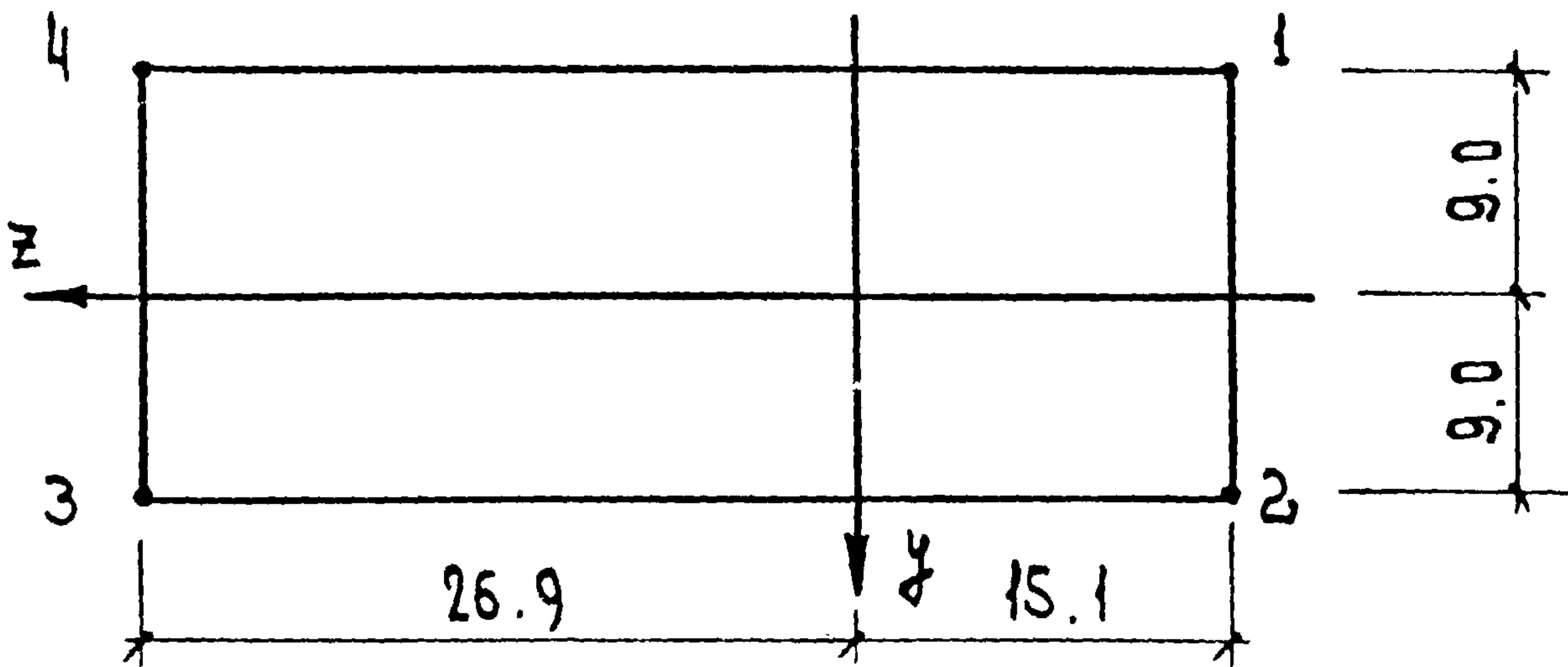


Рис. 8.7



1.020 - 1/83.0-4 08 ПЗ

Лист
21

ТАБЛИЦА 8.9

К РАСЧЕТУ СДВИГАЮЩИХ УСИЛИЙ В ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШВАХ ДИАФРАГМЫ №1

№ № ШВОВ	ВАРИАНТЫ НАГРУЗОК	M _{ЭТ}	A · e		N _{ЭТ}	A		N _{ЭТ}		N _{ЭТ} / (A · N _{ЭТ})
			$\bar{A} \cdot \bar{e}$	$\frac{\bar{A} \cdot \bar{e}}{b}$		$\frac{\bar{A}}{A}$	$\frac{N_{ЭТ}}{N_{ЭТ}}$			
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		
		$\mu \cdot 10^5$	t	ν_0 или θ	M _Ф	$\frac{H \cdot \varphi}{R} \cdot 10^6$	ν_0 или θ
1	ν_{0y} (м)	±26,43	231	±0,61 × 10 ⁻²	±1320	16.5	±2,17 × 10 ⁻²
	ν_{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	ν_{0y} (м)	0	231	0	0	16,5	0
	ν_{0z} (м)	±40,28	231	±0,93 × 10 ⁻²	±670	42,3	±2,8 × 10 ⁻²
	θ (рад)	0	231	0	0	0,066	0
3	ν_{0y} (м)	+7.94	616	0,49 × 10 ⁻²	+91	16,5	0,15 × 10 ⁻²
	ν_{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

ШВ № ПОДА ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗАМ. ИВН

1.020-1/83 0-4 08 ПЗ

ЛИСТ
22

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:

$$\nu_{oy}^{uz^2} = t \cdot \mu_{oy} ; \quad \nu_{oz}^{uz^2} = t \cdot \mu_{oz} ; \quad \theta^{uz^2} = t \cdot \mu_{\theta}$$

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

$$t = \frac{0,8}{4} \cdot H^2 \cdot C = \frac{0,8}{4} \cdot 34^2 \cdot 1 = 231 \text{ (м}^2\text{)}$$

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

$$t = \frac{0,8}{3} \cdot H^2 \cdot C = \frac{0,8}{3} \cdot 34^2 \cdot 2 = 616 \text{ (м}^2\text{)}$$

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)

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

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

$$\frac{H\phi}{R_y} = \frac{36}{2,18 \cdot 10^5} = 16,5 \cdot 10^{-6} \left(\frac{1}{T} \right); \quad \frac{H\phi}{R_z} = \frac{36}{0,85 \cdot 10^6} = 42,3 \cdot 10^{-6} \left(\frac{1}{T} \right)$$

$$\frac{H\phi}{R_{\theta}} = \frac{36}{554 \cdot 10^6} = 0,065 \cdot 10^{-6} \left(\frac{1}{T} \right)$$

Суммарные моменты и бимомент вертикальных и горизонтальных

НАГРУЗОК НА УРОВНЕ ПОДШВЫ ФУНДАМЕНТОВ ОПРЕДЕЛЯЕМ ПО ФОРМУЛАМ:

$$M_y^{\phi} = (M_y + Q_y \cdot h_{\phi}) \cdot 0.8; \quad M_z = (M_z + Q_z \cdot h_{\phi}) \cdot 0.8; \quad M_{\theta}^{\phi} = M_y^{\phi} \cdot z$$

(вычисления M^{ϕ} опущены, 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:

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

Перемещения, происходящие от деформации податливого основания:

$$\delta_{3y}^{осн} = (2.17 + 0.15) \cdot 10^{-2} + (0.055 + 0.037) \cdot 26.9 \cdot 10^{-2} = 4.79 \cdot 10^{-2} \text{ (м)}$$

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 $\delta_{Dz}^{из} = 0,93 \cdot 10^{-2}$ (м), так и от деформаций основания $\delta_{Dz}^{осн} = 2,8 \cdot 10^{-2}$ (м) (см. табл. 8.10), не превосходят допустимых значений.

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. Знак п.м. грузового фронта фасада при высоте здания $H = 52$ м составляет для второго ветрового района $1,3 \times 115 = 150$ тм/м. Суммарные моменты горизонтальных нагрузок равны:

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

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 $K_{вн} = 1$;

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

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

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

1.020-1/83. 0-4 08 ПЗ

Лист

25

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 $B^0 = 13.8 \times 10^6$ (тм²) жесткость сборной диафрагмы по (2.1-1):

$$B = K_{деф} \cdot B^0 = 0.76 \times 13.8 \times 10^6 = 10.5 \times 10^6 \text{ (тм}^2\text{)}$$

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):

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

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:

$$N_{ц} = 1650 \text{ (т); } N_{гр} = 820 \text{ (т); } \alpha_1 = 2,57 \text{ (м); } \phi_1 = 4230 \text{ (тм)}$$

$$N_{э.п.} = 600 \text{ (т); } \alpha_2 = 1,4 \text{ (м); } \phi_2 = 960 \text{ (тм)}$$

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

Расчетные продольные силы в диафрагме при грузовой площади 72 м² составляют

$$N_{min} = 625 \text{ (т); } N_{max} = 1250 \text{ (т).}$$

При максимальных нагрузках $N = 1250 \text{ (т)} > N_{гр} = 820 \text{ (т)}$ предельно допустимый момент определяем по формуле (6.5-1):

$$M^{пр} = (\phi_1 - \alpha_1 N) : K_1$$

1.020-1/83. 0-4 08 ПЗ

ЛИСТ

26

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:

$$M^{пр} = (4230 - 2,57 \times 1250) : 1,06 = 960 \text{ (тм)}$$

При минимальных нагрузках $N = 650 \text{ (т)} < N_{гр} = 820 \text{ (т)}$

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):

$$K_2 = 1 + (K_{ис} - 1) \frac{N - N_{эп}}{N_{гр} - N_{э.п}} = 1 + (1,06 - 1) \frac{625 - 600}{820 - 600} = 1,01$$

Предельно допустимый момент:

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

Расчетные значения предельно допустимого момента принимаем по условию прочности:

$$M_{расч.}^{пр} = 960 \text{ (тм)}$$

Количество диафрагм, параллельных осям y и z соответственно равно:

$$n_y = \frac{M_y}{M_{пр}} = 10500 : 950 \approx 12 \text{ (шт.)}$$

$$n_z = \frac{M_z}{M_{пр}} = 5000 : 950 \approx 6 \text{ (шт.)}$$

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)

8.3. 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:

$$K_{дф} = \frac{2,6\beta - 1,3}{2 + 3\beta} = \frac{2,6 \times 2,17 - 1,3}{2 + 3 \times 2,17} = 0,52$$

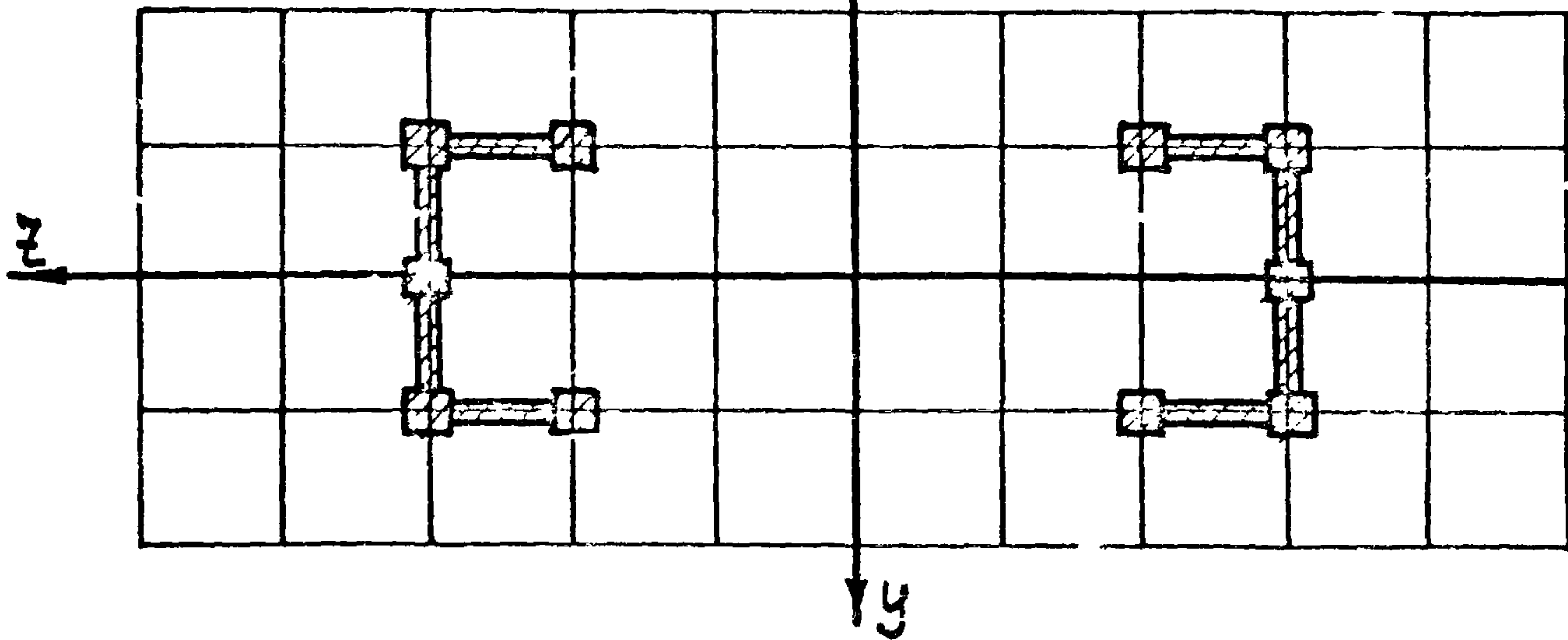
Жесткости A^0 и B^0 диафрагм при монолитных соединениях определяем по формулам (2.3-25) и (2.3-26). В качестве составных элементов швеллерных диафрагм рассматриваем двухколонную диафрагму (1) с изгибной жесткостью $B^0 = 13,8 \times 10^6$ (тм²) и осевой жесткостью $A^0 = 2,40 \times 10^6$ (т) (№2 по прил. 4) и три одноколонные глухие диафрагмы (2), (3) и (4) с изгибной жесткостью $B^0 = 6,8 \times 10^6$ (тм²) 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):

$$A^0 = \sum A_i = (2,40 + 3 \times 1,82) \times 10^6 = 7,8 \times 10^6 \text{ (т)}$$

Привязка Z_4 т центра тяжести диафрагмы по формуле (2.3-27):

Рис. 8.8



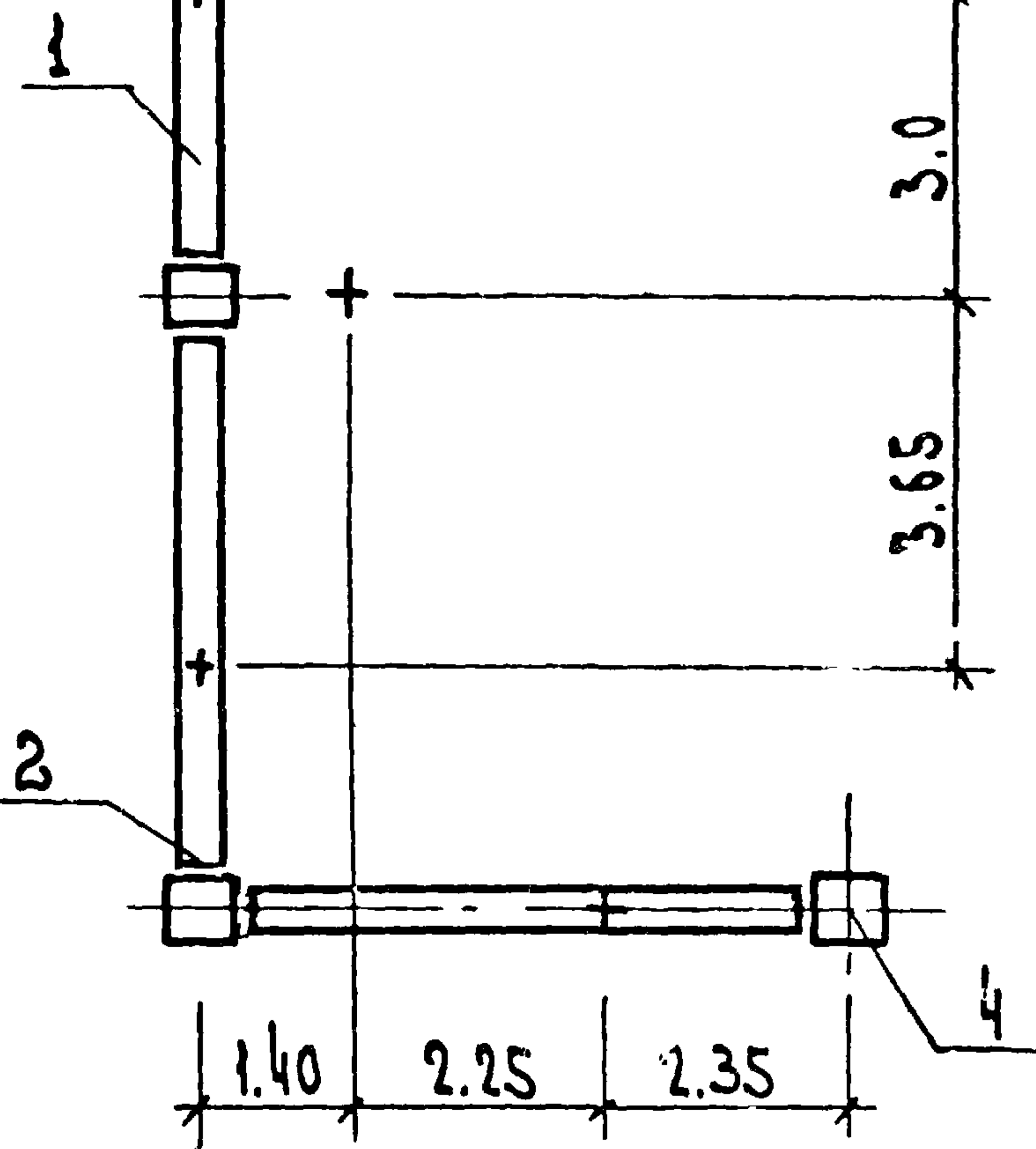
M_y^0

3.65

2.35

3

Рис. 8.9



3.0

3.65

1.40

2.25

2.35

1.020-1/83. 0-4 08 R3

Лист
29

$$Z_{\text{цт}} = \frac{\sum A_i z_i}{A^0} = (2 \times 1,82 \times 10^6 \times 3,96) : 7,8 \times 10^6 = 1,85 \text{ (м)}$$

Изгибные жесткости диафрагмы по формуле (23-26):

$$B_z^0 = 13,8 \times 10^6 + 6,8 \times 10^6 + 2,40 \times 10^6 \times 3^2 + 1,82 \times 10^6 \times 13,96^2 + 2 \times 6^2 = \\ = 200 \times 10^6 \text{ (тм}^2\text{)};$$

$$B_y^0 = 2 \times 6,8 \times 10^6 + 2,40 \times 10^6 \times 1,85^2 + 1,82 \times 10^6 \times 1,85^2 + 2 \times 2,11^2 = \\ = 36 \times 10^6 \text{ (тм}^2\text{)}$$

Жесткости сборной диафрагмы с учетом коэффициента условий работы $K_{\text{деф}} = 0,52$ равны:

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

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

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

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

$$D_y = 2 \times B_z = 2 \times 104 \times 10^6 = 208 \times 10^6 \text{ (тм}^2\text{)}$$

$$D_z = 2 \times B_y = 2 \times 19 \times 10^6 = 38 \times 10^6 \text{ (тм}^2\text{)}$$

$$D_0 = 2 \times B_z \times z^2 = 2 \times 104 \times 10^6 \times 16,15^2 = 54500 \times 10^6 \text{ (тм}^4\text{)}$$

СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ

Расчет на действие горизонтальной нагрузки, действующей в направлении оси y

Принимая расчетное значение суммарного момента равным $M_y = 10500 \text{ (тм)}$, определяем кривизну \mathcal{H}_y по формуле (2.3-1):

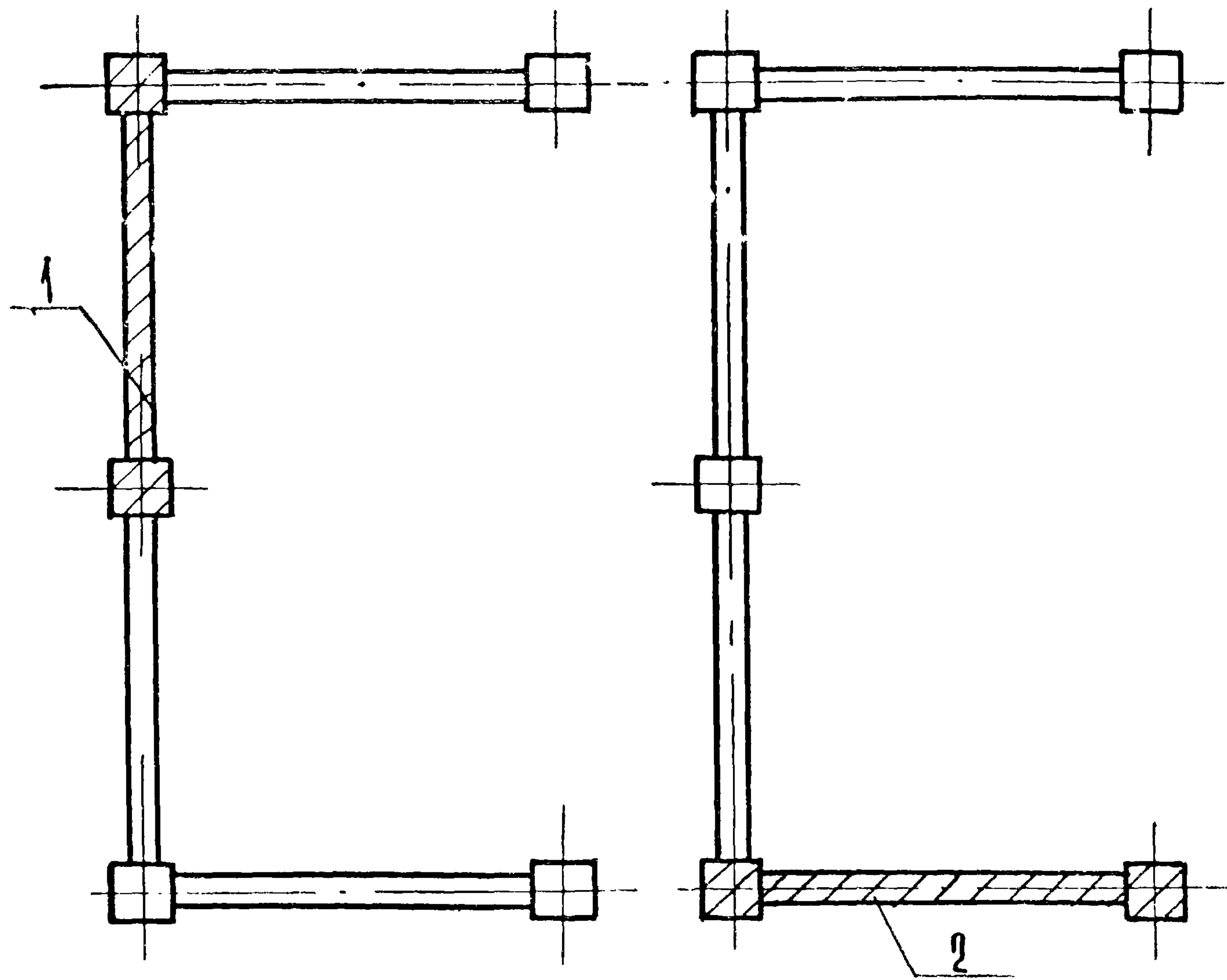
$$\mathcal{H}_y = \frac{M_y}{D_y} = \pm 10500 : 208 \times 10^6 = \pm 50,48 \times 10^{-6} \text{ (1/м)}$$

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

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

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

Рис. 8.10



1. 020-1/83. 0-4 08 ПЗ

лист
31

непосредственно путем пропорционального распределения суммарного момента:

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

Выделяя в составе швеллерной 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:

$$B_1^0 = B_2^0 = 13,8 \times 10^6 \text{ (тм}^2\text{)}, A_1^0 = A_2^0 = 2,40 \times 10^6 \text{ (т)},$$

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

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

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

Изгибающие моменты в выделенных диафрагмах вычисляем по формуле (2.3-3):

$$M_{ly} = \mp \mathcal{J}_{oy} B_{ly} = \mp 50,48 \times 10^6 \times 7,2 \times 10^6 = 360 \text{ (тм)}$$

$$M_{zy} = 0;$$

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

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

Коэффициент условий работы K_T при этом по (2.3-6):

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

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

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

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

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

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

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):

$$\bar{N}_1 = 0,65 \times 3500 \left(\frac{1,25 \times 10^6}{4,1 \times 10^6} - \frac{1040}{3500} \right) + 1040 = 1050 \text{ (т)}$$

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

$$\bar{N}_2 = \bar{N}_1 = 1050 \text{ (т)}$$

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),

1. 020-1/83. 0-4 08 ПЗ

Лист

33

Рис. 8.11

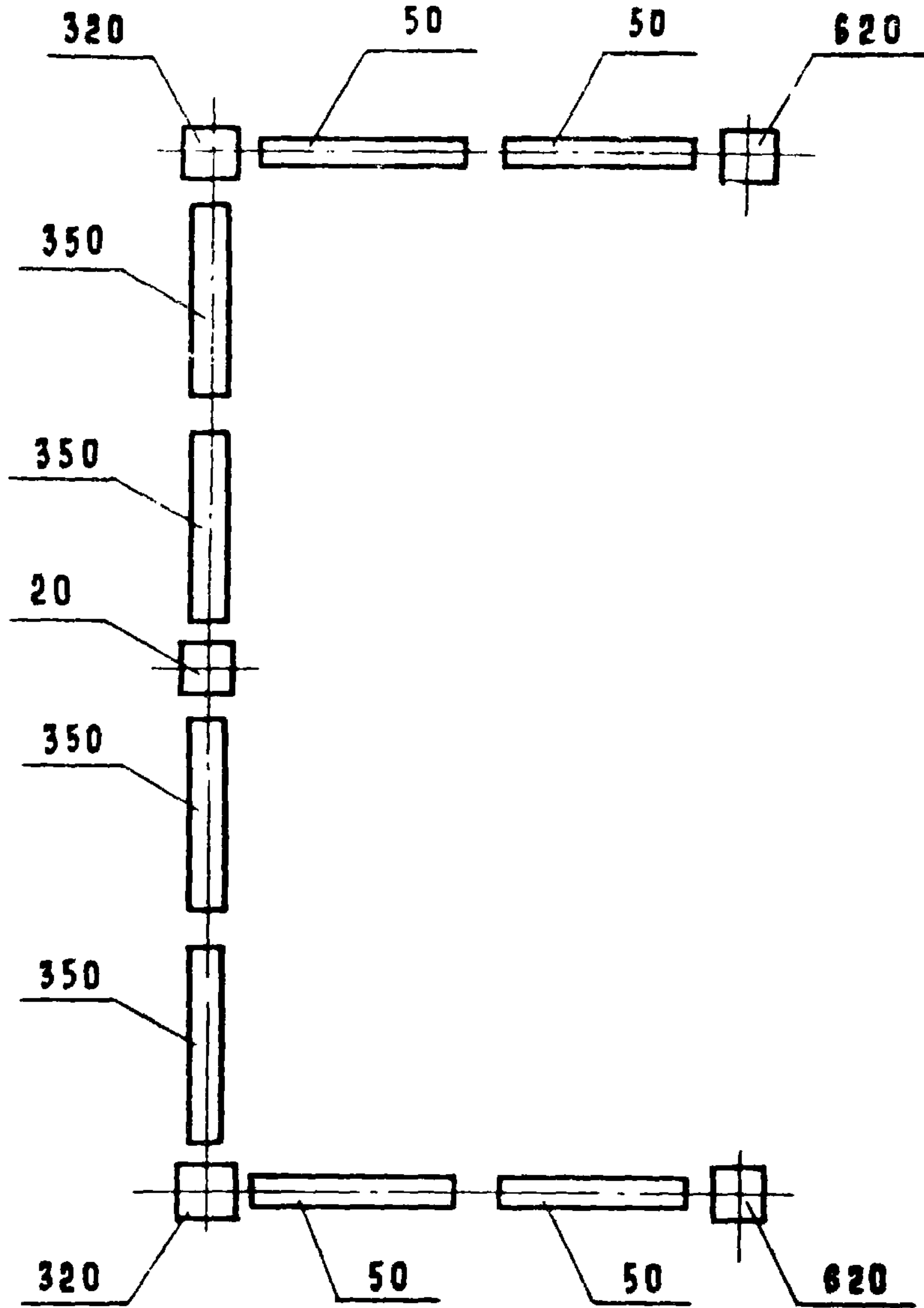
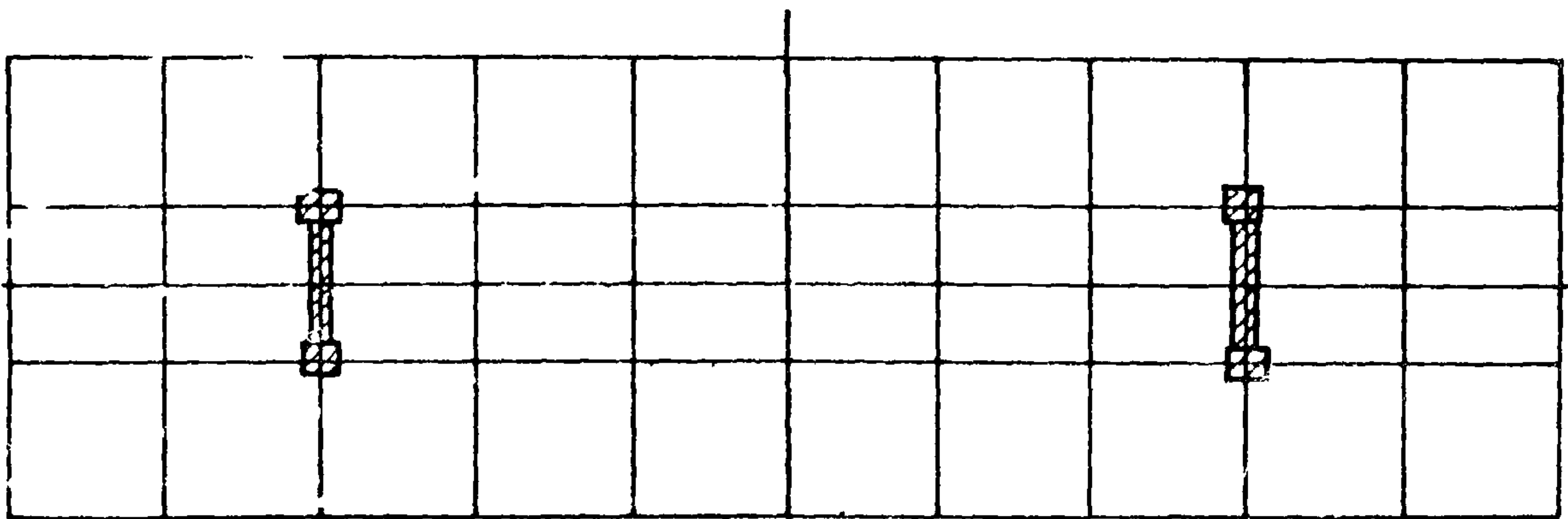


Рис. 8.12



1.020-1/83.0-408ПЗ

Лист

34

19827 86

ИЗМ. № ПРАЛ. ПОДАПИСЬ И ДАТА ВЗЯТИИ №

М

у

М^оу

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 4,2 м). 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 (ΣP_{\max}) = 6000 (т).

Подбор диафрагм

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

$$M_y^0 = 1,3 \times 5,33 \times 60 = 415 \text{ (тм)}$$

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

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

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

$$P_{\max} = 360 \text{ (т)}; \quad P_{\min} = 210 \text{ (т)}$$

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:

$$M_{пр} = 210 \times 3 = 630 \text{ (тм)}$$

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 $K_{деф.}$ (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 $\beta^\circ = 13,8 \times 10^5$ (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. №

1. 020-1/83. 0-4 08 ПЗ

лист

36

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 перекрытия. В результате наибольшие значения реакций могут иметь место либо в диске перекрытия, 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.

ИВ. И ПОДЛ. ПОДЛ. И ДАТА ВЗАМ. ИВ. И

				1.020-1/83. 0-4 09 ПЗ			
И. ОУ. ОТ	В. А. Б. И. Н. С. К. И. В.			РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ ДИСКОВ ПЕРЕКРЫТИЯ.	СТАДИИ	ЛИСТ	ЛИСТОВ
И. КОНТР.	КАШРАКОВ				Р	1	3
Г. Л. КОНСТ.	ШАЦ				ЦНИИЭП ТОРГОВО- БУДОВАТЕЛЬСКИХ ЗАДАНИЙ И ТУРИСТИЧЕСКИХ КОМПЛЕКСОВ		
И. С. ОТА.	ПАВШИН						
И. И. И. И. И.	СИМОНОВ						

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 ферменные 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 5τ , а в средних - 8τ ,

прочность на растяжение узлов крепления связей плит в торцевых и средних рядах - 6τ (по 3τ на каждую связь),

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

Имя, фамилия, подпись и дата

Рис. 9.1

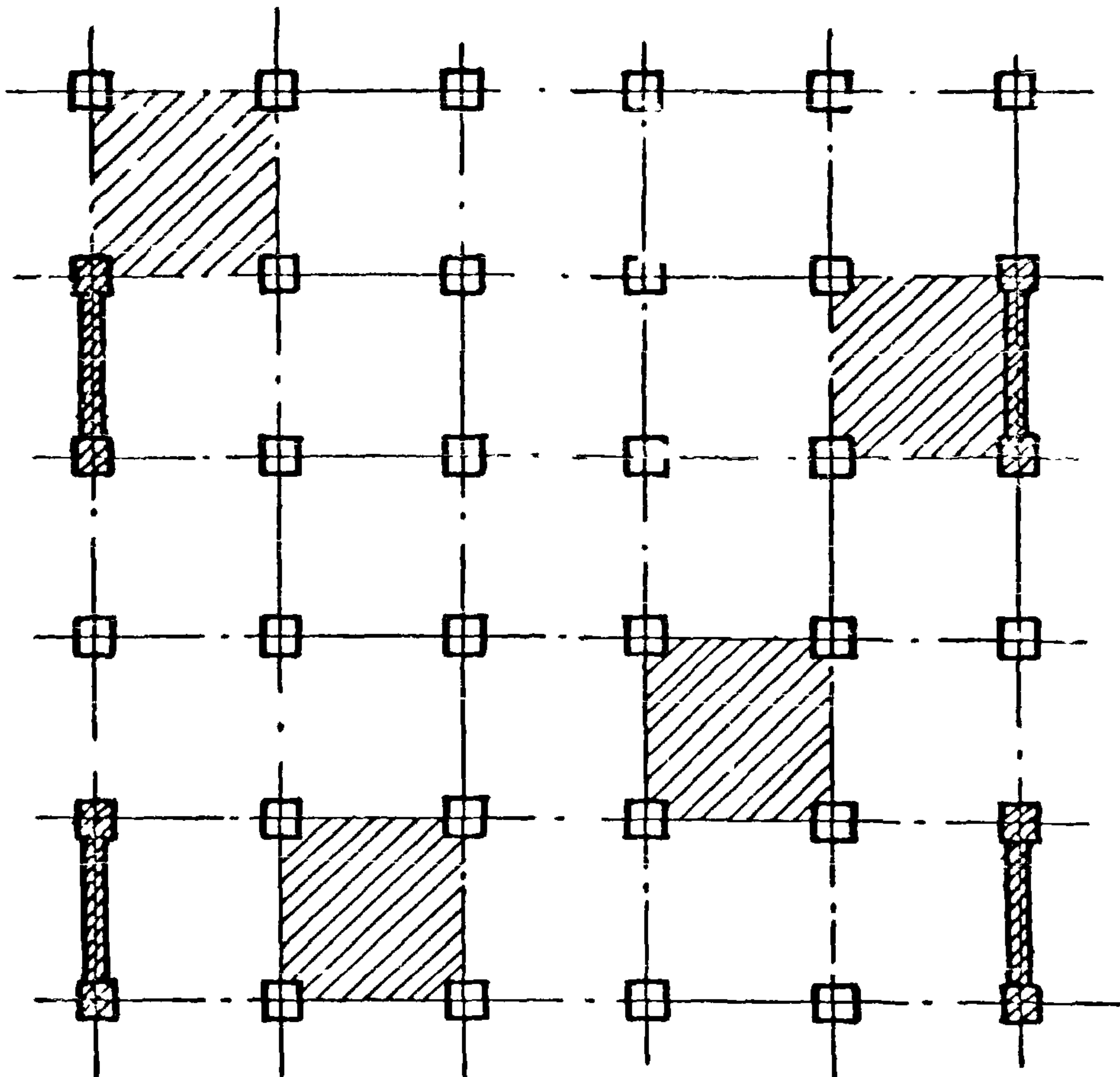
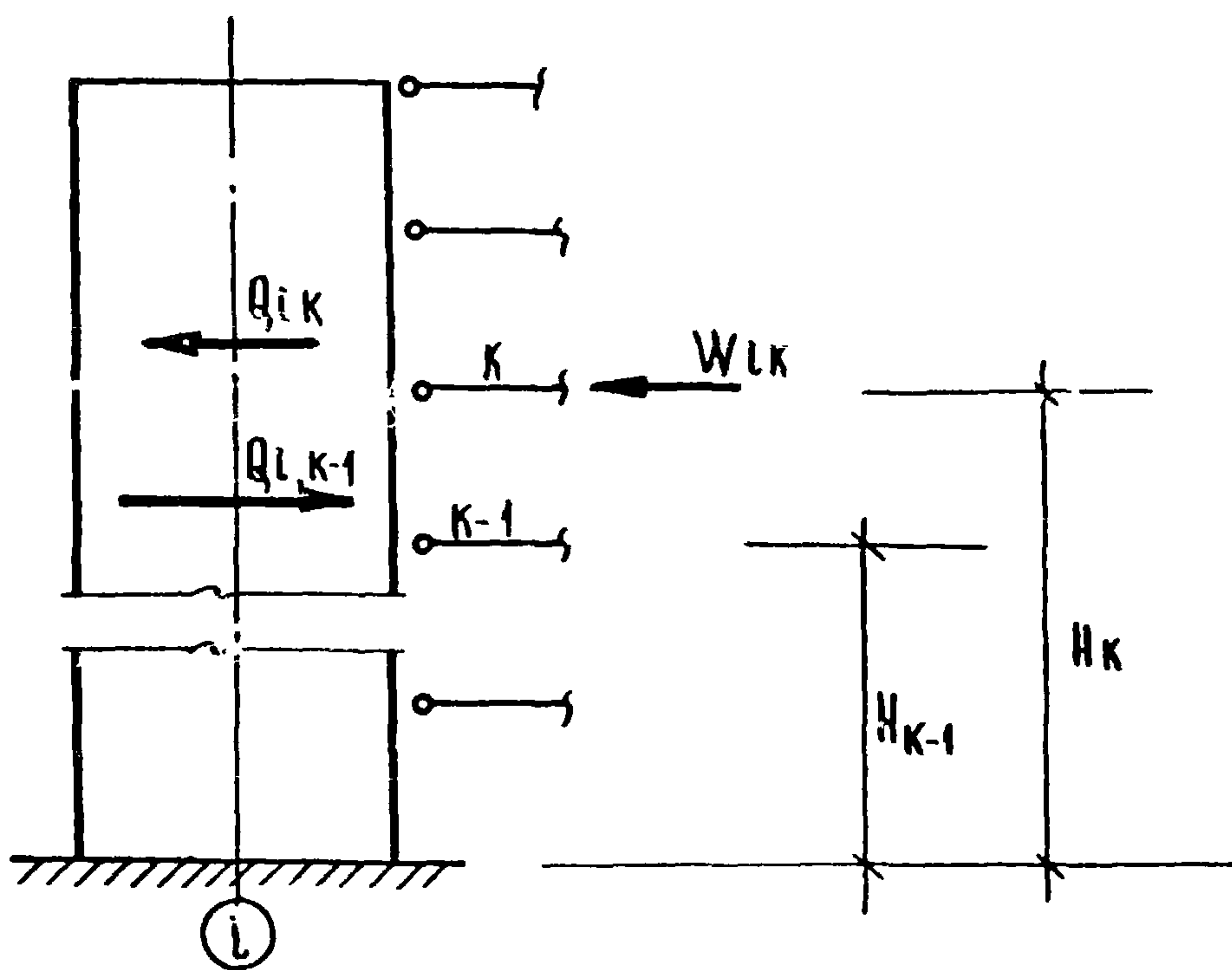


Рис. 9.2



Л.Н.В. № ПОДА ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗАМ. ИНВ.М

1.020-1/83. 0-4 09 ПЗ

Лист

3

1. Назначение программы.

Программа "Приказ" предназначена для расчета каркасных зданий связевой системы. Расчет состоит в определении перемещений здания, определении усилий в диафрагмах жесткости и вычисления 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 максимумом возможным количеством элементов на ЭВМ ЕС 1033 составляет 2 минуты.

1.020-1/83.0-4 ЮПЗ

ЦИВ. И ПОЛЛ. ПОДП. И ДАТА ВЗАМ. ЦИВ. И	НАЧ. ОТД.	ВОЛЫНСКИЙ		Приложение №1. Пример расчета здания по программе "ПРИКАЗ"	Страница	Лист	Листов	
	И. КОНТР.	КОШЕЛКИНА			Р	1	28	
	ГЛ. КОНСТ.	ШАЦ			ЦНИИЭП МОСКВА-БЫТОВЫХ ЗДАНИЙ И ТУРИСТИЧЕСКИХ КОМПЛЕКСОВ			
	ГЦП	САВРАКОШИНА						
	РАЗРАБ.	ПРОЦЕНКО	СТЗ-					

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 нумерация^① 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 "OY" и "OX" направляются по разбивочным линиям сетки плана. Положительное направление осей выбирается так, чтобы вращение от оси "Y" к оси "X" 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:

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

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.

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

где: B - жесткость нижнего участка;

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

2.3. Управляющие карты к программе.

```
// PRICK4 JOB(, TRZD, 30, 4), 'СЯВРАНСКИЙ' / 480352, MSGLEVEL=(1,1)
// EXEC PROGRAM=VIZIT, REGION=360K
// STEPLIB DD UNIT=SYSDA, VOL=SER=LIBVOL, DSN=BZMP, DISP=
//                               SHR
// SYSPRINT DD SYSOUT=A
// SYSIN DD *
< Исходные данные >
//
```

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 числа с указанием порядка. [1.204E+07 есть 12040000]

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

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

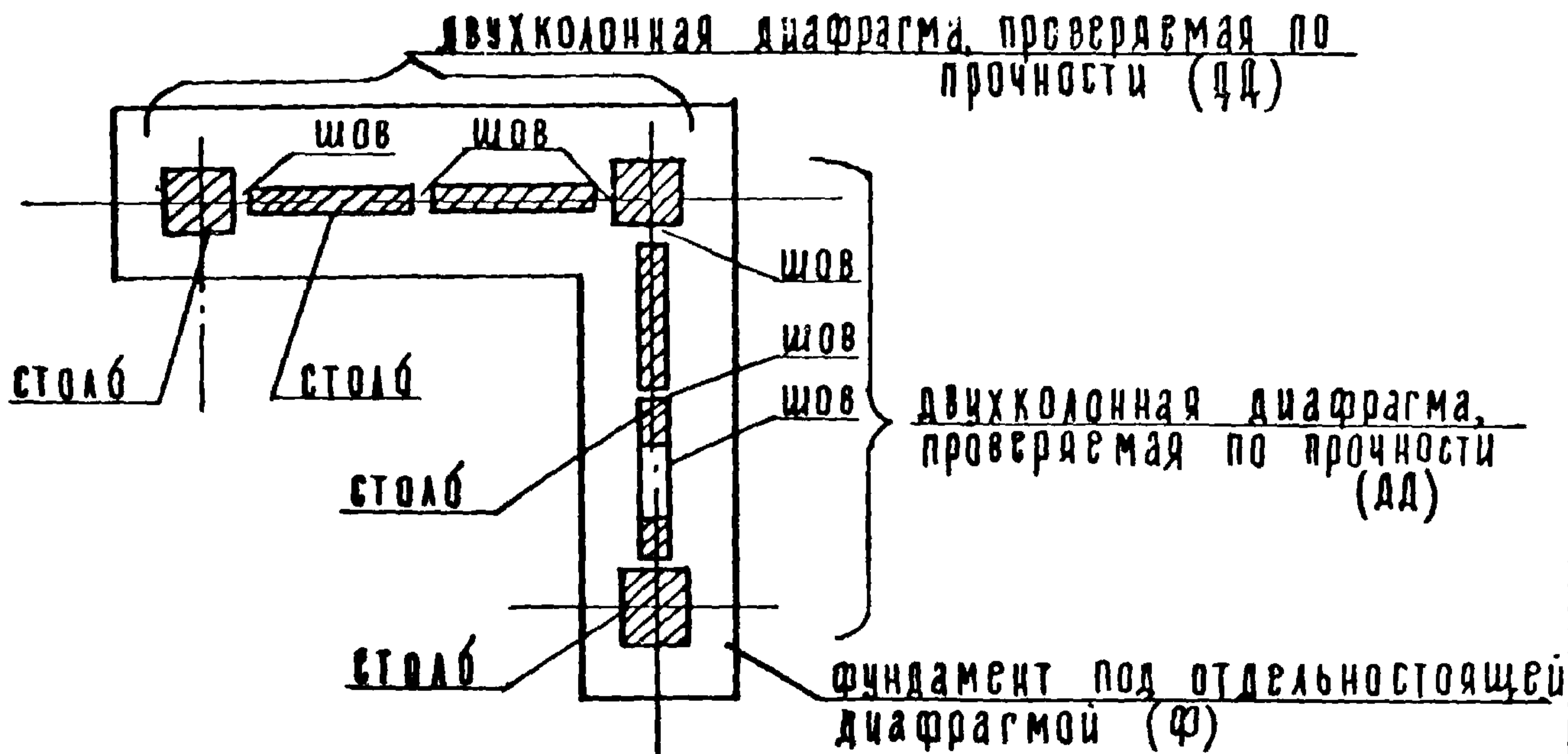


Рис. 1 Отдельностоящая диафрагма жесткости (Д)

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 не обязательно

Таблица 2 Вес здания (1: КР)

МАКС	
МИН	

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

Таблица 3 Координаты "Y" угловых точек плана здания (1: КТР)

1	
2	
.	
.	
КТР	

(по порядку номеров угловых точек здания)

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

1	
2	
.	
.	
КТР	

Таблица 5 Вертикальные нагрузки на столбы (1: СТ, 1: КР)

	МАКС	МИН
1		
2		
.		
.		
СТ		

(по порядку номеров столбов)

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

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

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

	M_y^0	z	M_z^0	y	Q_y^0	Q_z^0
1						
2						
...						
СН						

В первой строке нельзя задавать нулевые значения "M" и "Q"
 "Q" задавать обязательно.
 "z" и "y" заполняются для всех вариантов.

Каждая строка таблицы соответствует варианту горизонтально-го нагружения. В таблицу записываются моменты (M_y^0, M_z^0) и поперечные силы (Q_y^0, Q_z^0), 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^0, M_z^0 ("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	B	E _B	$N_{CT}^{СЖ}$	$N_{CT}^{РСТ}$
1					
2					
...					
...					
КТС					

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

ИВ. № ПОДА. ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗАМ. ИВВ. №

E_c — в третьем столбце — модуль упругости материала столба K_p *
 $N_{ст}^{сж}$ в четвертом столбце — прочность столба на центральное сжатие (для ствен-их погонная несущая способность; для колонн — несущая способность в соответствии с их маркой); [СНиП П-21-75, прилож. 2]
 $N_{ст}^{раст}$ в пятом столбце — прочность столба на запроектированное растяжение, иначе записывается ноль.

Для диафрагм жесткости из элементов серии I.O 20-1/83 несущая способность I 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 x 0,4 М	95	80	80	80	60	60
ПРИ КОЛОННАХ 0,3 x 0,3 М	95	75	75	75	—	—

* СН и П II-21-75 п. 4.24

Таблица 9. Координаты "Y" 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)

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

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. (1: код)

1	
2	
.	
.	
код	

(по порядку номеров отдельностоящих диафрагм)

Таблица 13 номера столбов, входящих в отдельностоящую диафрагму жесткости. (1: СТ)

1	
2	
.	
код	

В строку таблицы записываются номера столбов, относящихся к i-ой диафрагме жесткости.

Таблица 14. коэффициенты условий работы, учитывающие снижение жесткости диафрагм вследствие податливости закладных деталей и др. факторов. (1: СТ)

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.

ИНВ И ПОДА
ПОДПИСЬ И ДАТА
ВЗАМ ИНВ И

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.

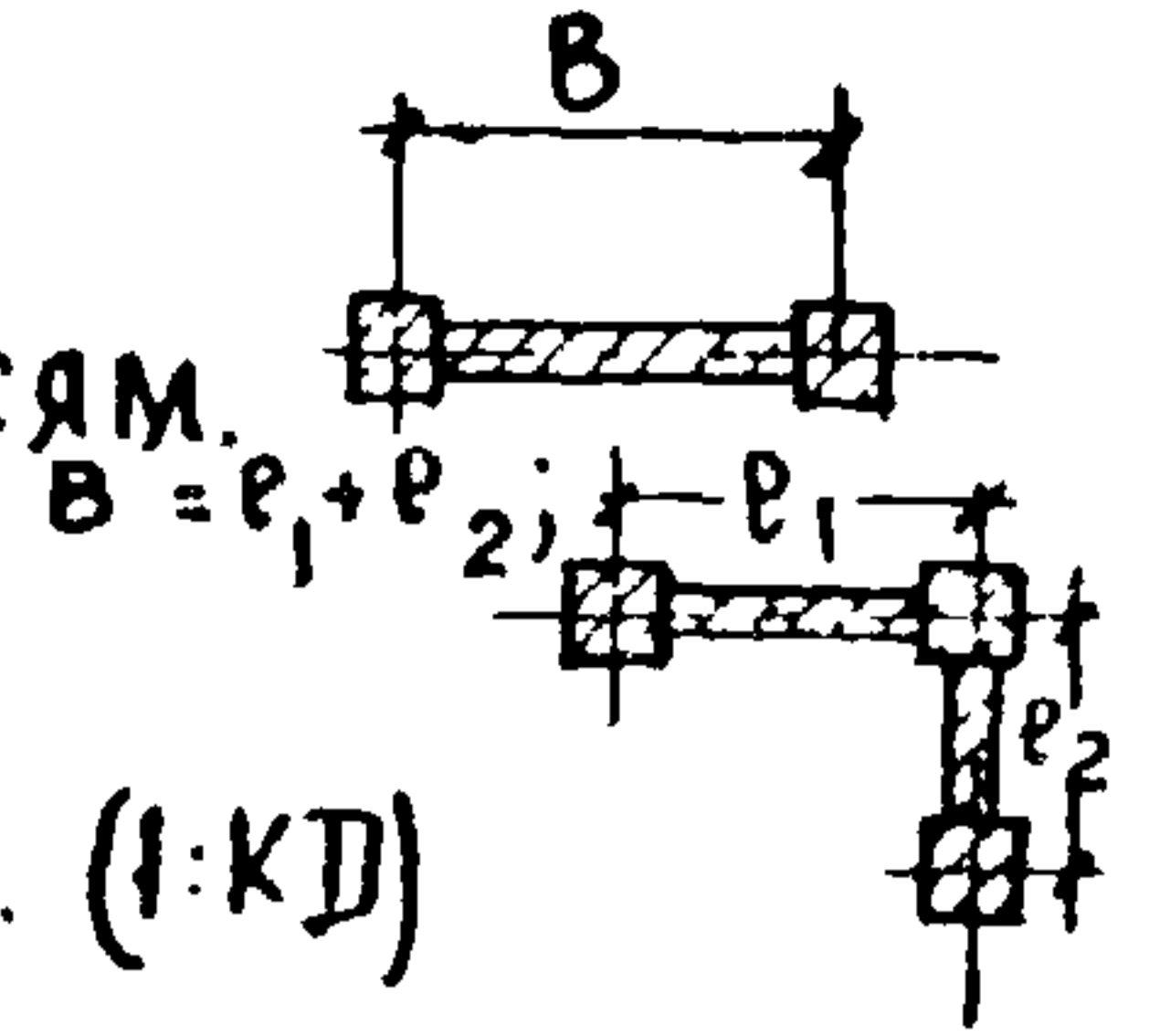


Таблица 15.

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/коэф. 83, коэффициент условий работы K_T вычисляется по формуле:

$$K_T = \sqrt{\frac{\beta - 0,45}{\beta - 0,15}};$$

β - см. пояснения к таблице 14.

ИНВ И ПОДА. ПОВЫШЕНЬ И ДАТА ВЗАМ ИНЫ.М

ТАБЛИЦА 18.

КООРДИНАТЫ "У" ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШВОВ (1:СВ)

1	
2	
.	
.	
СВ	

(ПО ПОРЯДКУ НОМЕРОВ ШВОВ)

ТАБЛИЦА 19.

КООРДИНАТЫ "Ж" 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:КФ)

1	
2	
.	
КФ	

(ПО ПОРЯДКУ НОМЕРОВ ФУНДАМЕНТОВ)

ТАБЛИЦА 22.

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

1	
2	
.	
.	
КФ	

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

ИНВ. И ПОДА. ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗАМ. ИНВ. И

ТАБЛИЦА 23.

ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА СТОЛБ
В ПА-ТИ "У" ОТ ЭКСЦЕНТРИЧНОГО ПРИЛОЖЕНИЯ ВЕРТИ-
КАЛЬНЫХ СИЛ. (1: СТ)

1	
2	
.	
.	
СТ	

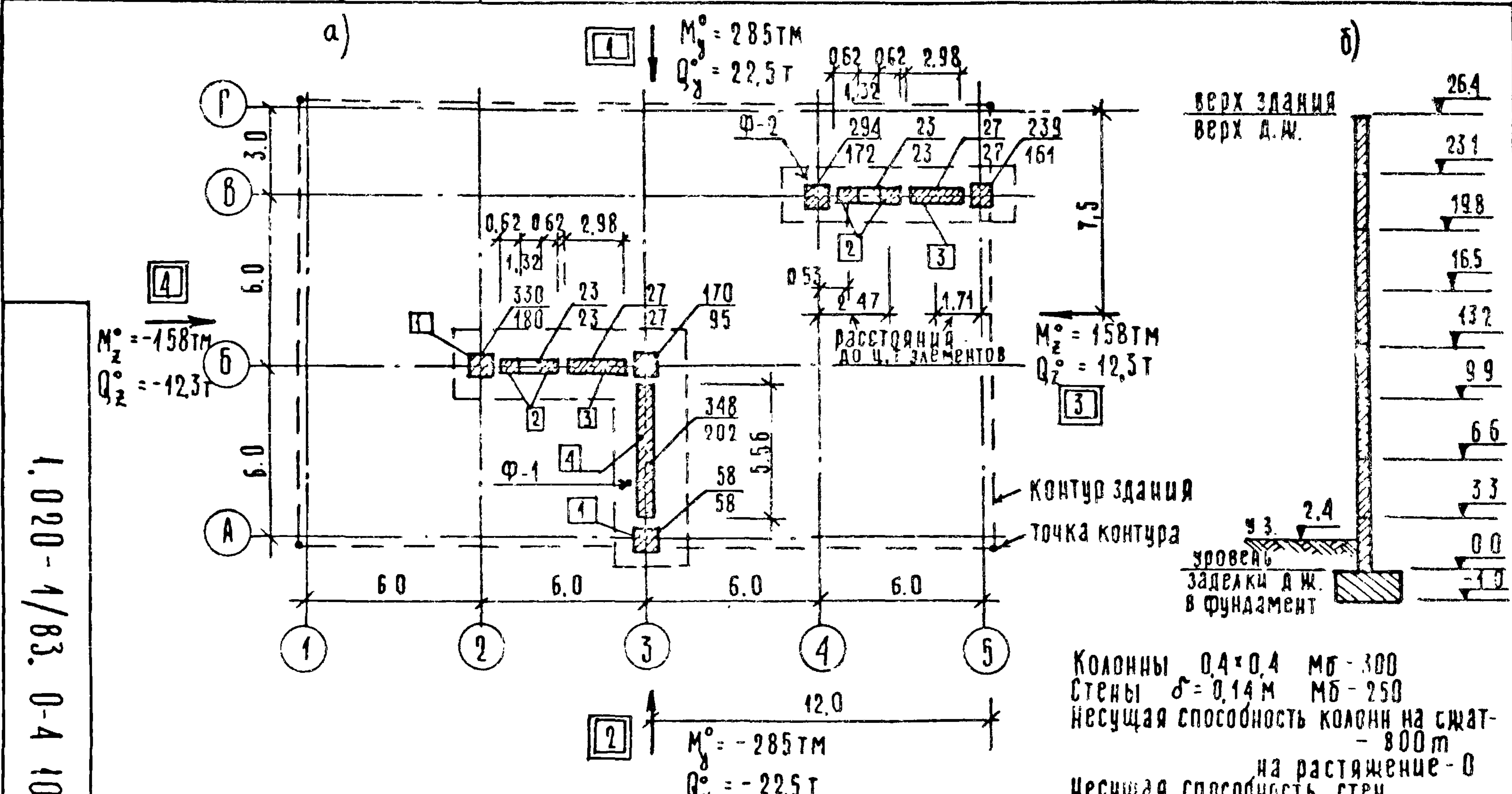
(ПО ПОРЯДКУ НОМЕРОВ СТОЛБОВ)

ТАБЛИЦА 24.

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

1	
2	
.	
.	
СТ	

(ПО ПОРЯДКУ НОМЕРОВ СТОЛБОВ)



Колонны 0.4×0.4 МБ - 300
 Стены $\delta = 0.14$ м МБ - 250
 Несущая способность колонн на сжатие - 800 т
 на растяжение - 0
 Несущая способность стен
 на сжатие - 80 т
 на растяж. - 0

Рис. 2 Конструктивная схема.

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

P_{\max} / P_{\min} — нагрузка на столб в уровне обреза фундамента; $\boxed{1}$ — номера типов столбов;
 $\boxed{3}$ — номера горизонтальных загрузок; $\Phi-X$ — номера фундаментов

1.020-1/83. 0-4 10 ПЗ

19827 104

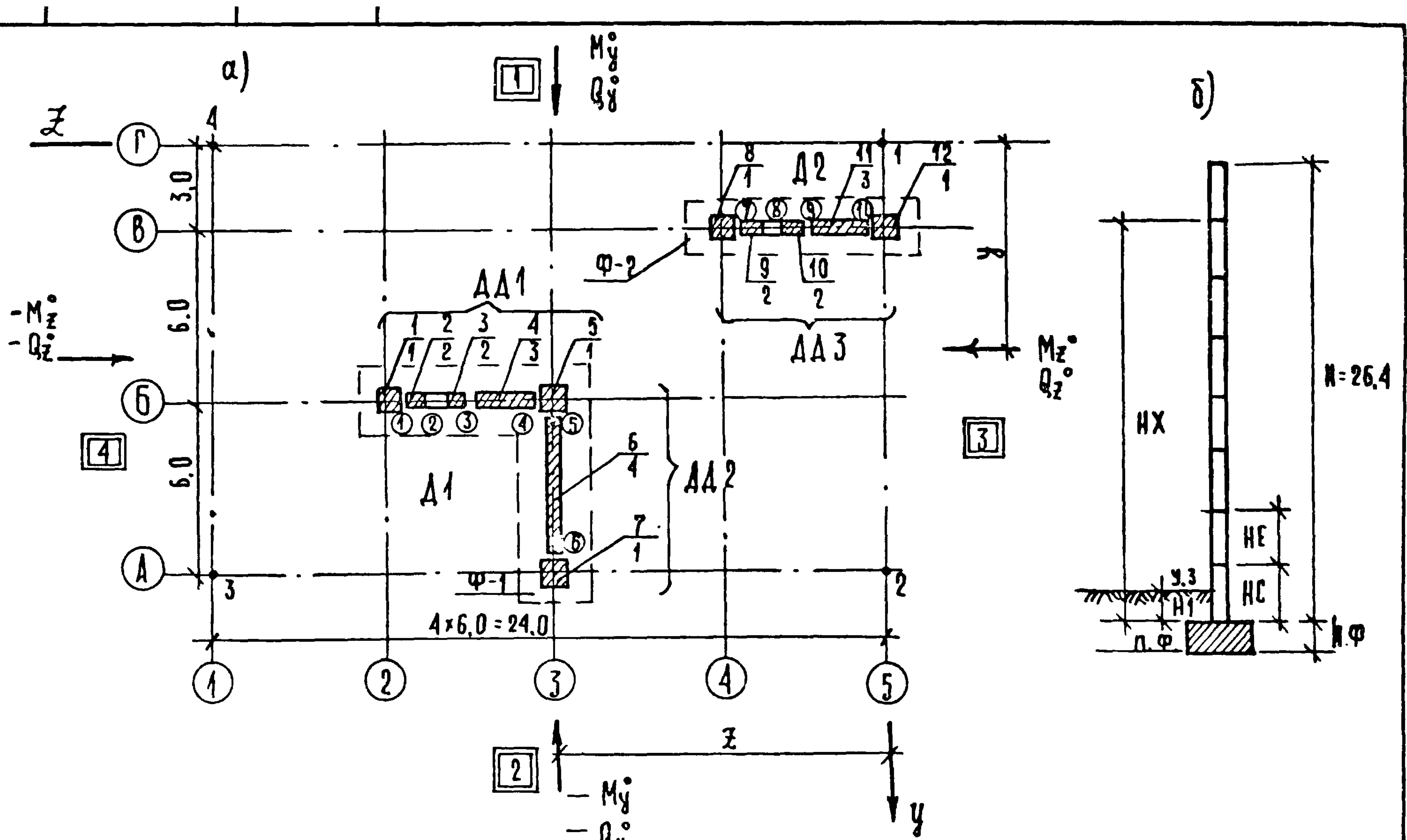


Рис. 3 Расчетная схема.

а) План ; б) Разрез ;

$\frac{4}{3}$ — в числителе - порядковый номер столба; в знаменателе - номер типа столба
 ⑤ — номер шва

1.020 - 1/83. 0-4 10 ПЗ

19827 105

Лист 14

№№ ПЕР- ФО- КВРТ	П Р И К А З ПЕРФОРИРУЕМАЯ ИНФОРМАЦИЯ								ПРИМЕЧАНИЯ
1	КАРКАСНОЕ ЗДАНИЕ								
2	IIII								
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	7,5	-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	∞	/			

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

1. 020 - 1/83. 0-4 10 ПЗ

ЛИСТ

15

№№ ПЕР. ФОР. КАРТ	П Р И К А З 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									

1. 020-1/83. 0-4 10 ПЗ

ЛНСТ

16

- 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 т.ч.м.
 5. В таблицах перемещений (в см) в числителе приведены значения от максимальной* вертикальной нагрузки и соответствующего горизонтального нагружения; в знаменателе - только от горизонтальных нагружений.
 6. В таблицах усилий комбинации нагружений с 1 по 4 соответствуют нагружению максимальной* вертикальной нагрузкой совместно с 1 по 4 нагружениями горизонтальной нагрузкой; комбинации нагружений с 5 по 8 соответствуют нагружению минимальной* вертикальной нагрузкой совместно с 1 по 4 нагружениями горизонтальной нагрузкой.
 7. В таблице „проверка прочности 2-х колонных диафрагм жесткости“ несущая способность колонн подбирается автоматически начиная со 100т с шагом 25. Отт. 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: $1.204E+07$ 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 - опускается дальнего от начала координат торца Ф-та.

ИВ.Н.ПОДЛ.	ПОДП. И ДАТА	ВЗАН. АКВ.Н

```
// PR4 JOB (TRZO,30,4), САРВАНСКІЙ 1480352, MSBLEVEL = (1,1)
// EXEC PBM=VIZIV,
// REGION=360K
// STEPLIB DD UNIT=SYSDA, VOL=SEP=LIBVOL, DSN=BZMP,DISRSHR
// 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 SEP NOS=LIBVOL,83216, 1353
IEF373I STEP // START 83236, 1354 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 ЗАДАНИЯ СО СВЯЗЕВЫМ КАРКАСОМ
 ПО ПРОГРАММЕ ПРИКАЗ
 РАЗРАБОТАННОЙ В ЦНИИЭП ТОРГОВО-БЫТОВЫХ
 ЗАДАНИЙ И ТУРИСТСКИХ КОМПЛЕКСОВ

Наименование объекта каркасное задание
 Шифр объекта 1111
 Заказчик отдел строительных конструкций
 Исходные данные составил Проценко О.О
 Исходные данные проверил Савранский В.Э
 Дата заполнения данных 21.09.82

Исходные данные

Таблица 1 параметры расчета

номер расчета(НН).....	2
Количество столбов в расчетной схеме (СТ).....	12
Количество швов в расчетной схеме (СВ).....	10
Количество вариантов вертикальных загрузок (КВ).....	2
Количество вариантов горизонтальных загрузок (СН)....	4
Кол-во 2-х колонных ДН, проверяемых по прочности (КД).....	3

Ц.Н.В.Н.ПОДЛ. ПОДП. И ДАТА
 ВЗАМ. Ц.Н.В.Н

КОЛИЧЕСТВО УГЛОВЫХ ТОЧЕК ПЛАНА ЗДАНИЯ (КТР).....	4
КОЛИЧЕСТВО ОТДЕЛЬНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПОД ДЖ (КФ).....	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 (НФ).....	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 (МХ).....	23.10
РАСЧ. СОПРОТИВЛЕНИЕ БЕТОНА КОЛОНЫ НА РАСТЯЖЕНИЕ	10.00

ТАБЛИЦА 2 ВЕС ЗДАНИЯ
(1:КР)

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. № ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗАМ. ШИВЫ

Таблица 6 Суммарные горизонтальные нагрузки (M, Q) и координаты точки приложения этих нагрузок (1: СН, 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: СТ)

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

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

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: СТ)

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: СТ)

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

Таблица 12 Количество столбов, входящих в дж (1: КОД)

7	5
---	---

Таблица 13 Номера столбов, входящих в дж (1: СТ)

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

Таблица 14 Коэф. усл. работы, учитывающие снижение жесткости диафрагм в следствии податливости закладных деталей и др. факторов (1: СТ)

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: КОД)

5	3	5
---	---	---

ИЗДАНИЕ ПОСЛЕ ПЕРВОГО ИЗДАНИЯ

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

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

ТАБЛИЦА 17 КОЭФ. УСА. РАБОТЫ, УЧИТЫВАЮЩИЕ УМЕНЬШЕНИЕ СДВИГАЮЩИХ
УСИЛИЙ В СЛЕДСТВИИ ПОДАТЛИВОСТИ СОЕДИНЕНИЙ
(1:СВ)

0.85	0.83	0.83	0.83	0.83	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 ПА-ТИ Y
ОТ ЭКСЦЕНТРИЧНОГО ПРИЛОЖЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СИА
(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	0.0	0.0

ТАБЛИЦА 24 ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА СТОЛБ В ПА-ТИ Z
ОТ ЭКСЦЕНТРИЧНОГО ПРИЛОЖЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СИА
(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	0.0	0.0

ИМЬ. № ПОДА ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗАМ ИМЬ. №

<p>1.020-1/83.0-4 10ПЗ</p>	<p>Лист 21</p>
----------------------------	--------------------

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
ПЕРЕМЕЩЕНИЯ В СМ. ТОЧЕК КОНТУРА ВЕРШИНЫ ЗДАНИЯ

ТОЧКА 1

НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЯ

НАПРАВЛЕНИЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ	1	2	3	4
По У	6.09	3.55	5.45	4.20
	1.27	-1.27	0.62	-0.62
По Z	0.60	0.93	0.75	0.70
	-0.16	0.16	-0.02	0.02

*

ИНВ. И ПОДЛ. ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗАМ. ИНВ. И

ТОЧКА 2

НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЯ

НАПРАВЛЕНИЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЯ	1	2	3	4
по Y	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 Y	-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 Y	-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. н.т.грузок
знаменатель - перемещ. от горизонт. нагрузки

Ш. № подл. ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗАМ. ИНВ. №

1. 020 - 1/83. 0-4 10 ПЗ

Лист 23

СТАЖНЫЕ 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	К
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 ДЖ
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. ДЖ
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. Л. ПСАЛ. ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗАМ. ИНВ. Л.

1.020-1/83.0-4 10 ПЗ

Лист
24

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 НАИБОЛЬШЕ УСИЛИЯ В ДЖ
УСИЛИЯ (М, N, Q) В НИЖНЕМ СЕЧЕНИИ СТОЛБОВ (МОМЕНТЫ В ТМ, СИЛЫ В Т)

МОМЕНТЫ В ПЛ. У
НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЯ

№ 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

№ СТОЛБА	1	2	3	4
1	-0.3	-0.2	-0.5	-0.2
2	-0.5	-0.3	-0.5	-0.3
3	-0.5	-0.3	-0.5	-0.3
4	-50.6	-30.8	-50.2	-31.1
5	-0.3	-0.2	-0.3	-0.2
6	0.0	0.0	0.0	0.0
7	-0.6	-0.3	-0.5	-0.3
8	-0.2	-0.2	-0.2	-0.1
9	-0.2	-0.2	-0.5	-0.2
10	-0.2	-0.2	-0.5	-0.2
11	-25.3	-25.0	-29.0	-21.4
12	-0.2	-0.2	-0.2	-0.1

1.020 -1/83.0-4 10 ПЗ

ЛИСТ

25

ИНВ. № ПОДА / ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗЯМ. ИНВ. №

ПОПЕРЕЧНЫЕ СЛЫ В ПЛ. У
НОМЕРА КОМБИНАЦИИ ЗАГРУЖЕНИЙ

№ столба	1	2	3	4

ПОПЕРЕЧНЫЕ СЛЫ В ПЛ. Z
НОМЕРА КОМБИНАЦИИ ЗАГРУЖЕНИЙ

№ столба	1	2	3	4

1. 020 - 1 / 83. 0 - 4 10 п3

Лист
26

нормальные силы
номера комбинаций загрузки

№ 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	177.7	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 (N, K, Q) действующие на верхний обрез фундаментов

моменты в п. У
номера комбинаций загрузки

№ фунда.	1	2	3	4
1	13.5	-619.6	-299.4	-306.0
2	1.3	0.2	1.0	0.3

моменты в п. Z
номера комбинаций загрузки

№ фунда.	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 п. У
номера комбинаций загрузки

№ фунда.	1	2	3	4
1	20.6	-19.3	1.2	0.1
2	0.1	-0.0	0.0	0.0

ИНВ. КЛОДА. ПАГЦСЬ И ДАТА ВЗАМ. ИНВ.И

**ПОПЕРЕЧНЫЕ СМЫ В ПЛ. 2
НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЙ**

№ ФУНД.	1	2	3	4
1	1.6	0.9	9.9	-7.5
2	0.7	0.4	3.8	-2.7

**НОРМАЛЬНЫЕ СМЫ
НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЙ**

№ 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 СМЫ ДЕЙСТВУЮЩАЯ НА
ОТДЕЛЬНОСТОЯЩУЮ ДИ В УРОВНЕ ИХ
НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЙ**

№ 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 СЕЧЕНИИ ДИ НА СДВИГ В УРОВНЕ ИХ
НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЙ**

№ ДИ	1	2	3	4
1	86.6	86.6	86.6	86.6
2	53.5	53.5	53.5	53.5

НАСП-11***НАСП-11.....END JOB 260.....9 36.04 PM 24 AUC 83....ROOM
 НАСП-11***НАСП-11.....END JOB 260.....9 36.04 PM 24 AUC 83....ROOM
 НАСП-11***НАСП-11.....END JOB 260.....9 36.04 PM 24 AUC 83....ROOM
 НАСП-11***НАСП-11.....END JOB 260.....9 36.04 PM 24 AUC 83....ROOM
 НАСП-11***НАСП-11.....END JOB 260.....9 36.04 PM 24 AUC 83....ROOM

Параметры несущей способности диафрагм жесткости вычисляются по следующим формулам:

$$N_{ц} = \gamma V_{ст} + \sum N_{кс} \tag{1}$$

$$N_{гр} = N_{кс} + \gamma V_R \tag{2}$$

$$N_{гр} = N_{кс} Z + \gamma V_R Z_R - N_{гр} C \tag{3}$$

$$N_{эп} = N_{кс} \tag{4}$$

$$M_{эп} = N_{кс} (Z - C) \tag{5}$$

где $N_{кс}$ — несущая способность колонн при сжатии с учетом гибкости из плоскости;

γ — погонная несущая способность стенки диафрагмы;

$V_{ст}$ — длина стенки диафрагмы;

V_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;

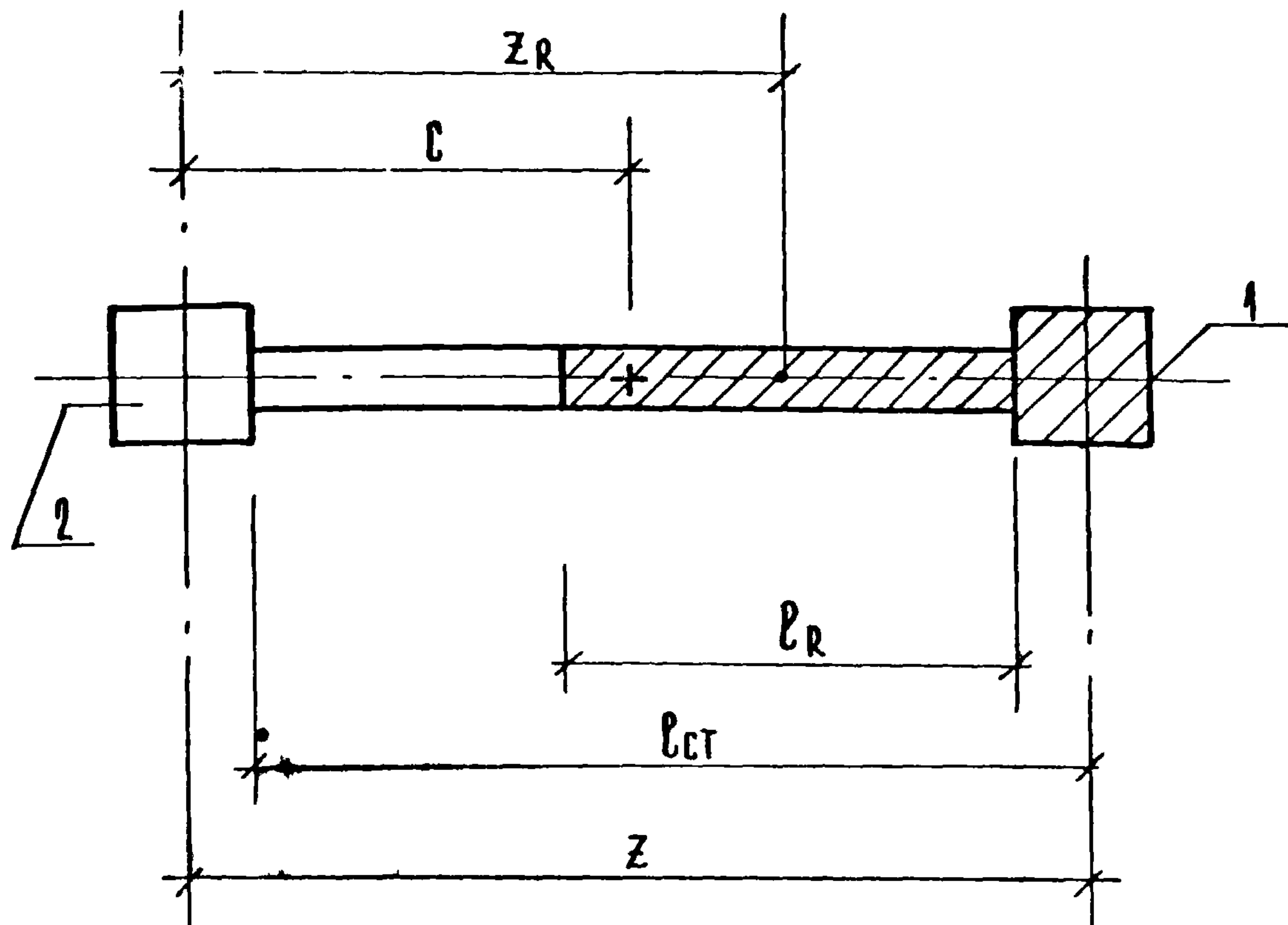
C — расстояние от оси менее сжатой колонны до оси диафрагмы.

Допускается принимать $V_R = 0,5V_{ст}$. Схема к определению параметров приведена на рисунке 11.1.

После определения параметров графика несущей способности по формулам (1) - (5), характеристики участков α и φ вычисляются по формулам (3.2-4) - (3.2-7).

И.В. ХОДА	ПОДПИСЬ И ДАТА	ВЗАМ. ИНВ. К:	1. 020 - 1/83. 0-4 11 ПЗ				
			Нач. отд. Волюнских	ПРИЛОЖЕНИЕ № 2. ПАРАМЕТРЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДИАФ- РАГМ ЖЕСТКОСТИ.	Страница	Лист	Листов
			И. контр. Кашелкина		Р	1	9
			С.И.П. Савранский		ЦНИИЭП ТОРГОВО- БЫТОВЫХ ЗДАНИЙ И ТУРИСТСКИХ КОМПЛЕКСОВ		
Нач. отд. я Панышин							
Разраб. Проценко							

Рис. 11.1



ИНВ. Лист. Подпись и дата. Взам. инв. №

1. 020 - 1 / 83. 0-4 11 ПЗ

Лист
2

ПАРАМЕТРЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДЛЯ ДИАФРАГМЫ
ЖЕСТКОСТИ N I (СМ ПРИЛОЖЕНИЕ 4).

ПОГОН. НАЯ НЕСУ- ЩАЯ СПОСОБ- НОСТЬ СТЕНКИ (Т/М)	ПРОЧ- НОСТЬ КОЛОН- НЫ ПРИ СЖАТИИ (Т)	$N_{ц}$ (Т)	$N_{гр}$ (Т)	$M_{гр}$ (ТМ)	$N_{эл}$ (Т)	$M_{эл}$ (ТМ)	d_1 (М)	ϕ_1 (ТМ)	d_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 РДК ГР. ИИИ. ЛЕОНТЬЕВА *lms*

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

I. 020-1/83. 0-4 И ПЗ	ЛИСТ 34
-----------------------	------------

ПАРАМЕТРЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДЛЯ ДИФФРАГМЫ
ЩЕЛКОСТИ № 2 (см. Приложение 4).

ПОГОННАЯ НЕСУЩАЯ СПОСОБ- НОСТЬ СТЕНКИ (Т/М)	ПРОЧ. НОСТЬ КОЛЧ. НЫ ПРИ СЖАТИИ (Т)	N_4 (Т)	$N_{гр}$ (Т)	$M_{гр}$ (ТМ)	$N_{эп}$ (Т)	$M_{эп}$ (ТМ)	L_1 (М)	φ_1 (ТМ)	L_2 (М)	φ_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. ИИИ. ЛЕОНТЬЕВА *Л*

1.020 - 1 | 83. 0-4 И ПЗ

Лцет
4и

ПАРАМЕТРЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДЛЯ ДИАФРАГМЫ
ЖЕСТКОСТИ №4 (СМ ПРИЛОЖЕНИЕ 4)

ПОГОН- НАЯ НЕ- СУЩАЯ СПОСОБ- НОСТЬ СТЕНКИ (Т/М)	ПРОЧ- НОСТЬ КОЛОДН НЫ ПРИ СЖАТИИ (Т)	$N_{ц}$ (Т)	$N_{гр}$ (Т)	$M_{гр}$ (ТМ)	$N_{эл}$ (Т)	$M_{гр}$ (ТМ)	d_1 (М)	ϕ_1 (ТМ)	d_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 *Л.С.*

1. 020-1/83. 0-4 11ПЗ

ЛИСТ

5И

Параметры несущей способности для диафрагмы
жесткости КБ (см. приложение 4)

Погон- ная не- сущая способ- ность станки (Т/М)	Проч- ность колон- ны при сжатии (Т)	N_{cy} (Т)	$N_{гр}$ (Т)	$M_{гр}$ (ТМ)	$N_{зп}$ (Т)	$M_{зп}$ (ТМ)	L_1 (М)	φ_1 (ТМ)	L_2 (М)	φ_2 (ТМ)
95	100	322	161	240	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. ИИИ. ЛЕОНТЬЕВА

4.020-1/83. 0-4 11ПЗ

Лист

60

ПАРАМЕТРЫ НЕГУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДЛЯ ДИАФРАГМЫ
ЖЕСТКОСТИ № 7 (СМ ПРИЛОЖЕНИЕ 4)

(СНЯТА ЛЕВАЯ КОЛОННА)

ПОГОН- НАЯ НЕ- ГУЩАЯ СПОСОБ- НОСТЬ СТЕНКИ (Т/М)	ПРОЧ- НОСТЬ КОЛОМ- НЫ ПРИ СНЯТИИ (Т)	$N_{\text{ц}}$ (Т)	$N_{\text{гр}}$ (Т)	$M_{\text{гр}}$ (ТМ)	$N_{\text{зп}}$ (Т)	$M_{\text{зп}}$ (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	690	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	960
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. № ПЛА. ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗАИМ ИНВ. №

1.020-1/83.0-4 11ПЗ

Лист
74

ПАРАМЕТРЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДЛЯ ДИАФРАГМЫ
ЖЕСТКОСТИ №7 ~~(СМ. ПРИЛОЖЕНИЕ 4)~~

(СЖАТА ПРАВАЯ КОЛОННА)

ПОГОН. НАЯ НЕ- СУЩАЯ СПОСОБ- НОСТЬ СТЕНКИ (Т/М)	ПРОЧ- НОСТЬ КОЛОН- НЫ ПРИ СЖАТИИ (Т)	$N_{ц}$ (Т)	$N_{гр}$ (Т)	$M_{гр}$ (ТМ)	$N_{эл}$ (Т)	$M_{эл}$ (ТМ)	L_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. ИНИ ЛЕОНТЬЕВА 

1.020-1/83.0-4 11ПЗ

ЛИСТ

8И

ПАРАМЕТРЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДЛЯ ДИАФРАГМЫ
ЖЕСТКОСТИ № 14 (СМ. ПРИЛОЖЕНИЕ 4)

ПОГОН НАЯ НЕ- СУЩАЯ СПОСОБ- НОСТЬ СТЕНКИ (Т/М)	ПРОЧ- НОСТЬ КОЛОН- НЫ ПРИ СЖАТИИ (Т)	N_c (Т)	$N_{гр}$ (Т)	$M_{гр}$ (ТМ)	$N_{эп}$ (Т)	$M_{эп}$ (ТМ)	L_1 (М)	φ_1 (ТМ)	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

ИНВ. И ПОДА. ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗАМ. ИНВ. №

1. 020 - 1/83. 0.4 И ПЗ

ЛИСТ
9

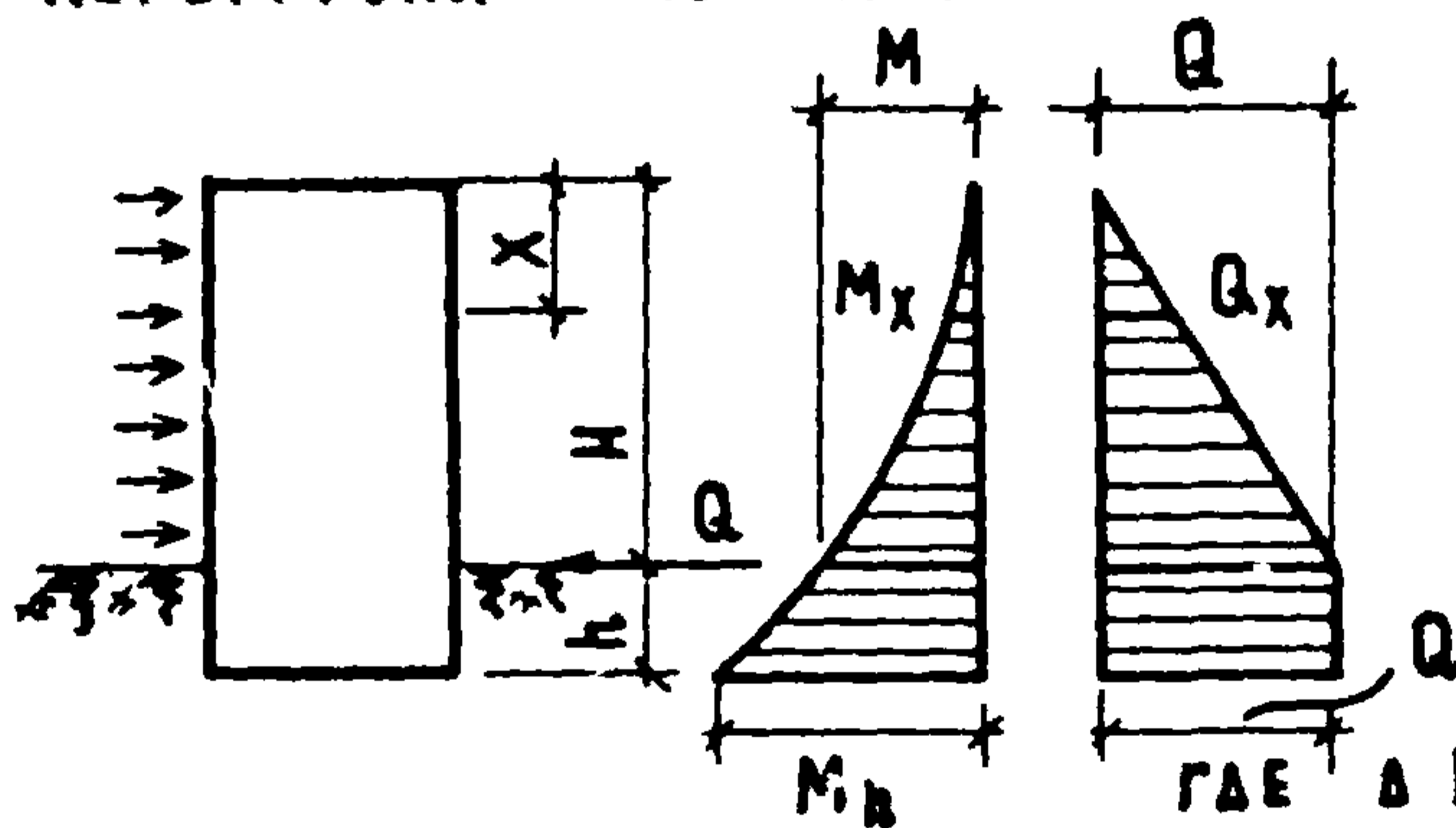
Ветровые нагрузки определяются в соответствии со СНиП 11-6-74 "Нагрузки и воздействия".

В таблице W приведены ординаты элюры 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 I-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 - $\mu = 1.2$.



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:

$$M_h = M + Q \cdot h$$

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

				1.020-1/83.0-4 12 ПЗ			
Нач. отд.	Водянский			Приложение №3. Ветровые нагрузки	Страница	Лист	Листов
Н. контр.	Кашекина				Р	1	2
Гл. конст.	Шац				ЦНИИЭП Торгово-бытовых зданий и туристских комплексов		
ГИП	Савранский						
Разраб.	Явоценко						

ВЕТРОВЫЕ НАГРУЗКИ ДЛЯ 1-ГО ВЕТРОВОГО
РАЙОНА

ТАБЛИЦА W

Высо- та здан. м.	Тип местности А			Тип местности Б		
	Статическая нагрузка			Статическая нагрузка		
	$q_{ст}^p$ (Т/м)	$Q_{ст}^p$ (Т/м)	$M_{ст}^p$ (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	0.065	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. № ПОДА. ПОДПИСЬ И ДАТА В.С.А.М. И.Н.В. №

1.020-1/83.0-4 12 ПЗ

Лист

2

Осевые и изгибные жесткости плоских диафрагм

№ п/п	СХЕМА	ШАГ КОЛОНЫ L	Колонна 40x40		Колонна 30x30			
			РАССТОЯНИЕ ОТ ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТИ ДО ЛЕВОЙ КОЛОНЫ	Жесткости		РАССТОЯНИЕ ОТ ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТИ ДО ПРАВОЙ КОЛОНЫ	Жесткости	
				ОСЕВ. ВРАЩ. А·10 ⁶ (Т)	ИЗГИБ. В·10 ² (ТМ ²)		ОСЕВ. ВРАЩ. А·10 ⁶ (Т)	ИЗГИБ. В·10 ² (ТМ ²)
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	0.84 1.32	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	0.84 1.32 1.32 0.84	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			

ИЗВ. ПОДЛ. ПОДП. И ДАТА ВЗАМ. ИВ. И

ИЗВ. ПОДЛ. ПОДП. И ДАТА ВЗАМ. ИВ. И

ИЗВ. ПОДЛ. ПОДП. И ДАТА ВЗАМ. ИВ. И

ИЗВ. ПОДЛ. ПОДП. И ДАТА ВЗАМ. ИВ. И

ИЗВ. ПОДЛ. ПОДП. И ДАТА ВЗАМ. ИВ. И

Приложение №4.
Осевые и изгибные жесткости плоских диафрагм.

Стадия: Лист 1 из 2

ЦНИИЭП

Торгово-бытовых зданий и учреждений коммунального назначения

1.020-1/83.0-4 13 ПЗ

А		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
40x40	3,6; 7,2; 9	3,3	M500	M250	8Ø40 АIII
	12	4,2	M500	M300	8Ø40 АIII
30x30	3; 6; 7,2	3,3	M500	M250	4Ø40 АIII

ИЗМЕНЕНИЯ ВНЕСЕНЫ 29.08.85 рук. гр. и.и.м. ЛЕОНТЬЕВА *[Signature]*

ИНВ. Л. ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗЯМ. ИНВ. Л.

ТАБЛИЦА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СОЕДИНЕНИЙ В ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШВАХ И ПЕРЕМЫЧЕК В ПРОЕМНЫХ ДИАФРАГМАХ
ТАБЛИЦА 3.1.

H ЭТ M a _T	2,8	3,3	3,6		4,2		4,8
			ПРОЕМА=2,4	ПРОЕМА=2,47	ПРОЕМА=2,14	ПРОЕМА=2,57	
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	60,0	60,0	75,0

РАСЧЕТНЫЕ НЕСУЩИЕ СПОСОБНОСТИ СТЕНОК И СТ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В Т/М

H ЭТ (M)	КОЛОННЫ 400x400MM	КОЛОННЫ 300x300MM
2,8	95	95
3,3	80	75
3,6	80	75
4,2	80	75

ВЕЛИЧИНА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЕНКИ В ЗОНЕ РАСТВОРНОГО ШВА $N_{СТ}^Ш = 97 Т/М$ НЕЗАВИСИМО ОТ ВЫСОТЫ ЭТАЖА.

ШЕД ПИЛОН И ДИФРАГМА И ДИФРАГМА

НАЧ ОТА	ВОЛЫНСКИЙ	<i>[Signature]</i>
НОРМОК	ВАСИЛЬЕВА	<i>[Signature]</i>
ГИП	ПРИГОРЕВ	<i>[Signature]</i>
РУР ГР	ОСТРОВА	<i>[Signature]</i>
ПРОВЕР	ОСИНА	<i>[Signature]</i>
РАСРАБ	ЛУКИНА	<i>[Signature]</i>

1.020-1/83 0-4 14 ПЗ

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТОВ
Р		1
ЦНИИЭП		
ТОРГОВО-БЫТОВЫХ ЗАДАНИИ И ТУРИСТСКИХ КОМПЛЕКТОВ		