

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 У 1987 года

Заказ № 6968 Тираж 2030 экз.

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ
И УЗЛЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

СЕРИЯ 1.020-1/83

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

ВЫПУСК 0-4

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

РАЗРАБОТАНЫ:

ЦНИИЭП торгово-бытовых
зданий и туристских комплексов

ДИРЕКТОР ИН-ТА В. ЛЕПСКИЙ

ЗАМ. ДИРЕКТОРА П. ПАНЬШИН

НАЧ. ОТДЕЛА *М.С.* Б. ВОЛЫНСКИЙ

ГЛ. КОНСТР. ОТДЕЛА *М.С.* Б. ШАЦ

ГЛ. ИНЖ. ПРОЕКТА *М.С.* В. САВРАНСКИЙ

УТВЕРЖДЕНЫ

Госстроем СССР

ПОСТАНОВЛЕНИЕ

от 13.07.1984 г. №112

ЦНИИ промзданий

ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ

ГЛ. ИНЖ. ИН-ТА *М.С.* Б. ГРАНЕВ

с 01.09.1984 г.

НАЧ. ОТДЕЛА *М.С.* Э. КОДЫШ

ОБОЗНАЧЕНИЕ	НАИМЕНОВАНИЕ	СТР.
1.020-1/83.0-4 01п3	СОДЕРЖАНИЕ	24
1.020-1/83.0-4 02п3	ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ	3и
1.020-1/83.0-4 03п3	СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ	8
1.020-1/83.0-4 04п3	ПРОВЕРКИ ПРОЧНОСТИ ДИАФРАМ	36
1.020-1/83.0-4 04п3	Проверки несущей системы здания по предельным состояниям второго группы	45
1.020-1/83.0-4 05п3	Требования, предъявляемые к конструктивной схеме здания	46
1.020-1/83.0-4 06п3	ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЙ ПОДБОР КОЛИЧЕСТВА ДИАФРАМ	48
1.020-1/83.0-4 07п3	АВТОМАТИЗИРОВАННЫЕ МЕТОДЫ РАСЧЕТА	51
1.020-1/83.0-4 08п3	ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА	52
1.020-1/83.0-4 09п3	РЕКОМЕНДАЦИИ ПО РАСЧЕТУ ДИСКОВ ПЕРЕКРЫТИЯ	88
1.020-1/83.0-4 10п3	ПРИЛОЖЕНИЕ №1. ПРИМЕР РАСЧЕТА ЗДАНИЯ ПО ПРОГРАММЕ „ПРИКАЗ”	91
1.020-1/83.0-4 11п3	ПРИЛОЖЕНИЕ №2. ПАРАМЕТРЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДЛЯ ФРАМ ЖЕСТКОСТИ	119
1.020-1/83.0-4 12п3	ПРИЛОЖЕНИЕ №3. ВЕТРНЫЕ НАГРУЗКИ	128
1.020-1/83.0-4 13п3	ПРИЛОЖЕНИЕ №4. ОСЕВЫЕ И ИЗГИБНЫЕ ЖЕСТКОСТИ ПЛОСКИХ ДИАФРАМ	130
1.020-1/83.0-4 14п3	ПРИЛОЖЕНИЕ №5. РАСЧЕТНЫЕ НЕСУЩИЕ СПОСОБНОСТИ ЖЕСТКОСТИ СТЕНОК ДИАФРАМ	132

ИЗМ ВНЕСЕНЫ РУК.ГР	ЛЕНТИЧЕВ	29.05.	1.020-1 83.0-4 00
		1985	
НАЧ.ОТД. ВОЛЫНСКИЙ			СТАНДАРТ ЧИСТОВ
И.КОМПР. КАШЕРАКИНА			Ф М Г
ГЛ.КОМСТ. ШАЦ			ПОРГОВО БЫТОВЫХ ЗДАНИЙ ПУРЧАТЕЛЬ КОМПЛЕКСОВ
НАЧ.ОТД. ПАКШИН			ЧНИИЭП
ИНЖИНЕР ШЕВЧЕНКО			

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 I. 020-1/83, деформаций здания, а также проверок прочности конструкции и их соединений. При подготовке настоящих "Указаний" учтены требования следующих нормативных документов:

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

СНиП П.6-74 "Нагрузки и воздействия";

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

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

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

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

1.2. Конструктивные особенности каркаса серии I. 020-1/83, определяющие выбор расчетных моделей здания и методов расчета.

ИЗМ. ВНЕС РУК. ГР. ИМН АЛЕОНТЬЕВА 29.05
1985

I. 020-1/83.0-4 01 ПЗ

НАЧ. ОТД. ВОЛЫНСКИЙ
И. КОНТР. КАШЕДКИНА
ИА КОНСТР. ШАЦ
НАЧ. ИА ПАНЬШИН
НИЖЕНИЕР СИМОНОВ

ОБЩИЕ
ПОЛОЖЕНИЯ

СТАДИЯ ЛИСТ НОМЕР
Р 4 1 5
ЦНИИЭП ТОРГОВО-
БЫТОВЫХ
ЗДАНИЙ И
ТУРИСТИЧЕСКИХ
КОМПЛЕКСОВ

4.2.1. Основной конструктивной особенностью каркаса серии I. 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".

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

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

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

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

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 ОЧЕРДЬ 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-

ИЗДАТЕЛЬСТВО И АДРЕСА	ВЗАИМОДЕЛЯЩИЕ

1.020-1/83.0-4 01П3	АНСТ
	3

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

1.3.3. Возможна также применение иных расчетных моделей здания, в том числе дискретных, в которых диафрагмы жесткости представляются в виде стержневых или составных комбинированных элементов. В этом случае могут быть использованы стандартные программы, реализующие различные методы расчета стержневых конструкций или метод конечных элементов. При надлежащем выборе расчетных параметров элементов несущей системы здания подобные методы могут обеспечивать достаточную для практических целей точность в сочетании с разумной трудоемкостью расчетов.

1.4. МЕТОДИЧЕСКИЕ ПРЕДПОСЫЛКИ.

1.4.1. Поскольку основой максимального сокращения стоимости и сроков проектирования на современном этапе является широкое внедрение вычислительной техники, в составе "Указаний" разработана программа комплексного автоматизированного расчета каркасно-панельных зданий (Приказ), с помощью которой могут быть выполнены все статические и прочностные расчеты каркасно-панельных зданий, проектируемых с применением конструкций серии 1.020-1/83. Развёрнутая характеристика программы приведена в п. 7 настоящих "Указаний".

Программа позволяет рассчитывать здания, включающие как типовые, так и нетиповые диафрагмы жесткости, при любой конфигурации в плане здания и диафрагм.

Программа разработана для ЭВМ класса ЕС и реализована на

1.020-1/83.0-4 01П3

Лист
4

1.4.2 Учитывая специфику задач, стоящих перед проектировщиком 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 проверок их прочности, которые включены в настоящие "Указания", разработаны для типовых сборных железобетонных диафрагм.

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

ПОДПИСЬ И ЧАСТЬ №	ЧАСТЬ №

1. 020-1/83.0-4 01П3	АНСТ
19827 8	5

2. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ

2.1. РАСЧЕТНАЯ СХЕМА ЗДАНИЯ.

2.1.1. Расчетная схема здания представляет совокупность пласких 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 плаские 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 изгибающей B и осевой A жесткостей, которые принимаются равными:

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

ГДЕ A^* ; B^* - 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 $\beta = \frac{H}{\delta}$ (где H - высота здания; δ - высота попереч-

ПРИЛОЖЕНИЕ 4
ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА
ПЛАСТИЧНО-ПЛАСТИЧЕСКИХ
ЗДАНИЙ

НАЧОДА	ВОЛЫНСКИЙ
И.Л. КОНТР.	КАШЕЛКИНА
Г.А. КОНСТР.	ШАЦ
НАЧОДА	ПАНЬЩИН
ИМПЕРН	СИМОНОВ

СТАТИЧЕСКИЙ
РАСЧЕТ

1.020-1/83.0-4 02 ПЗ

СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТОВ
Р	1	28
		ПОГРЯДОВЫХ ЗДАНИЙ И ГУРНЕСКИХ КОМПЛЕКСОВ

Рис. 2.1
РАСЧЕТНАЯ СХЕМА ЗДАНИЯ

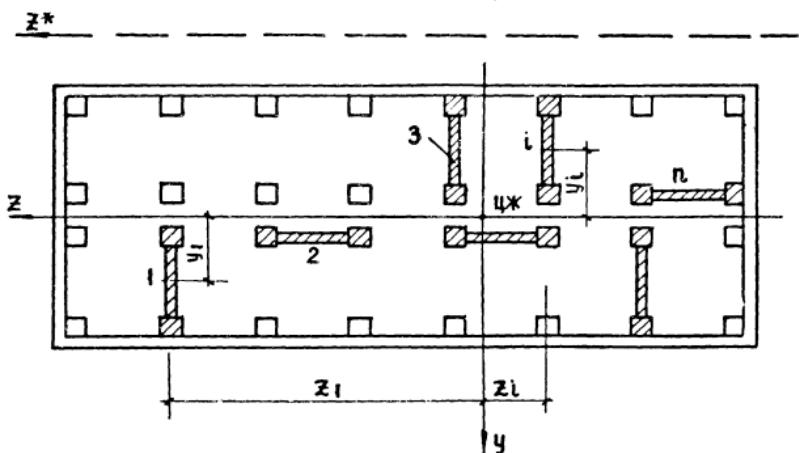
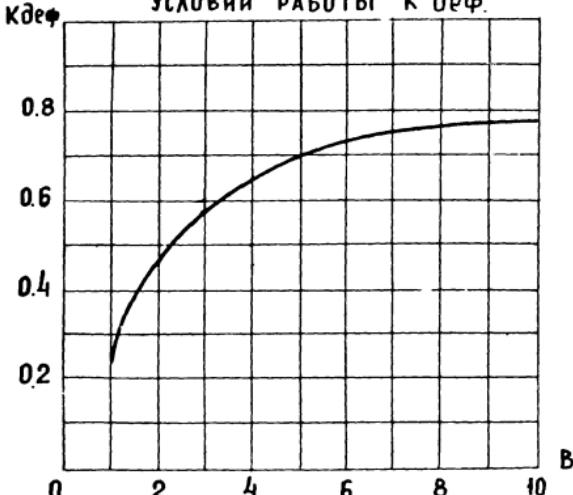


Рис. 2.2 а
ГРАФИК ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА
УСЛОВИЙ РАБОТЫ К Δεф.



ИЗБИРЫА
ПОДЛИСТЬЯ ДАТА ВЗАИМНОГО

1.020-1/83.0-4 02П3

АНКЕТ

2

НОГО СЕЧЕНИЯ) И ВОЗРАСТАЕТ С УВЕЛИЧЕНИЕМ ВЫСОТЫ ЗДАНИЯ ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА $K_{\text{деф}}$ МОЖНО ОПРЕДЕЛИТЬ ПО ФОРМУЛЕ

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

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:

$$a_y = \frac{\sum B_{iy} y_i^*}{\mathcal{D}_z}, \quad a_z = \frac{\sum B_{iz} z_i^*}{\mathcal{D}_y} \quad (2.1-3)$$

ГДЕ B_{iy} , B_{iz} - ИЗГИБНЫЕ ЖЕСТКОСТИ ДИАФРАГМ, ОТНОСИТЕЛЬНО МЕСТНЫХ ЦЕНТРАЛЬНЫХ ОСЕЙ, ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ОДНОИМЕННЫМ ОСЯМ КООРДИНАТ;

\mathcal{D}_y , \mathcal{D}_z - СУММАРНЫЕ ЖЕСТКОСТИ ЗДАНИЯ;

y_i^* , z_i^* - КООРДИНАТЫ ДИАФРАГМ, ОПРЕДЕЛЕННЫЕ В ПРОИЗВОЛЬНОЙ СИСТЕМЕ, ИМЕЮЩЕЙ НАЧАЛО В ЛЮБОЙ ТОЧКЕ "0" ПЛАНА (ПРОИЗВОЛЬНАЯ СИСТЕМА КООРДИНАТ ПОКАЗАНА НА РИС. 2.1 ПУНКТИРОМ);

n - КОЛИЧЕСТВО ДИАФРАГМ.

СУММАРНЫЕ ЖЕСТКОСТИ ЗДАНИЯ РАВНЫ:

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

ПОСЛЕ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ПОЛОЖЕНИЯ ЦЕНТРА ЖЕСТКОСТЕЙ И ПЕРЕНОСА В ЭТУ ТОЧКУ НАЧАЛА КООРДИНАТ ВЫЧИСЛЯЕТСЯ СУММАРНАЯ ИЗГИБНО-КРУТИЛЬНАЯ ЖЕСТКОСТЬ ЗДАНИЯ:

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

ГДЕ y_i^* , z_i^* - КООРДИНАТЫ ДИАФРАГМ, ОПРЕДЕЛЕННЫЕ В СИСТЕМЕ

1.020-1/83 Д-4 02 П3

АНКЕТ
3

ПРЯМОУГОЛЬНЫХ КООРДИНАТ С НАЧАЛОМ В ЦЕНТРЕ ЖЕСТКОСТЕЙ.

2.4.6. СТЕПЕНЬ ДЕФОРМАТИВНОСТИ ОСНОВАНИЯ ПОД ОТДЕЛЬНЫМИ ДИАФРАГМАМИ ЖЕСТКОСТИ ОЦЕНИВАЕТСЯ С ПОМОЩЬЮ КОЭФФИЦИЕНТА ЖЕСТКОСТИ m , ПРЕДСТАВЛЯЮЩЕГО СОБОЙ КОЭФФИЦИЕНТ ПРОПОРЦИОНАЛЬНОСТИ МЕЖДУ ВЕЛИЧИНОЙ МОМЕНТА M И УГЛОМ ПОВОРОТА φ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТА

$$M = m \cdot \varphi \quad (2.4-6)$$

ДЛЯ ГРУНТОВЫХ И СВАЙНЫХ ОСНОВАНИЙ КОЭФФИЦИЕНТ ЖЕСТКОСТИ ЧИСЛЕННО РАВЕН:

$$m = \frac{1}{l} \quad (2.4-7)$$

ГДЕ φ - УГОЛ ПОВОРОТА (КРЕН) ФУНДАМЕНТА, ОПРЕДЕЛЕННЫЙ ПО ФОРМУЛЕ (8) ПРИЛОЖЕНИЯ 3 СНиП П-45-74 "ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ" ПРИ ДЕЙСТВИИ ЕДИЧНОГО МОМЕНТА.

ДЛЯ ВЫПОЛНЕНИЯ СТАТИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ ЗДАНИЯ НЕОБХОДИМО ОПРЕДЕЛИТЬ СУММАРНЫЕ ЖЕСТКОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ОСНОВАНИЯ:

$$R_y = \sum_{i=1}^{n_f} m_{iz} ; \quad R_z = \sum_{i=1}^{n_f} m_{iy} ; \quad (2.4-8)$$

$$R_\varphi = \sum_{i=1}^{n_f} (m_{iz} z_{\varphi i}^2 + m_{iy} y_{\varphi i}^2)$$

ГДЕ m_{iz} , m_{iy} - КОЭФФИЦИЕНТЫ ЖЕСТКОСТИ ФУНДАМЕНТА ПРИ ПОВОРОТЕ ЕГО ВОКРУГ СОБСТВЕННЫХ ЦЕНТРАЛЬНЫХ ОСЕЙ, ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ОСЯМ Z И Y СООТВЕТСТВЕННО;

n_f - 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 $\varphi = 1$ ИЛИ НА ДЕЙСТВИЕ ЕДИНИЧНЫХ МОМЕНТОВ $M=1$.

НУЗ № ПОДА	ПОДПИСЬ НАЧАЛА

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^y В НИЖНЕМ СЕЧЕНИИ ДИАФРАГМ.

2.2.2. ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ ДИАФРАГМ МОГУТ БЫТЬ ПОСТОЯННЫМИ И ВРЕМЕННЫМИ. ПОЛНАЯ ВЕРТИКАЛЬНАЯ НАГРУЗКА Р ДИАФРАГМЫ РАВНА РАВНОДЕЙСТВУЮЩЕЙ ВСЕХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК, ПЕРЕДАВАЕМЫХ РИГЕЛЯМИ, ПЛАНТАМИ 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 Р ПРИДОЖЕНА 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 БИМОМЕНТЫ ВСЕХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК:

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

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

$$M_e = [M_y^0 \cdot z_e - M_z^0 \cdot y_e + \sum_{i=1}^n P_i (P_{iy} \cdot z_i - P_{iz} \cdot y_i)] \cdot h_e$$

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

1.020-1/83.0-4 02П3

АИСТ
5

ИНВ. НОМЕР	ПОДПИСЬ И ДАТА

P_i ; P_{i_1} — ВЕРТИКАЛЬНАЯ НАГРУЗКА ОТДЕЛЬНОЙ ДИАФРАГМЫ И
МОМЕНТ ОТ ЕЕ ВНЕЦЕНТРЕННОГО ПРИНАДЛЕЖЕНИЯ;

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 P_{iy} , P_{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 y_0 , z_0 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 эксцентрикитеты 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 НАПРЯЖЕНИЕ ИДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЭЛЕМЕНТОВ ПРОСТРАНСТВЕННОЙ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ ЗДАНИЯ С ПЛОСКИМИ ДИАФРАГМАМИ, СЛУЖАТ ВТОРЫЕ ПРОИЗВОД-

1.020-1/83.0-4 02п3

амст

6

НЫЕ (КРИВИЗНЫ) ПОСТУПАТЕЛЬНЫХ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ ОСИ, ПРОХОДЯЩЕЙ ЧЕРЕЗ ЦЕНТР ЖЕСТКОСТЕЙ $\kappa_y = \nu_y''$, $\kappa_z = \nu_z''$, И УГЛА ЗАКРУЧИВАНИЯ $\vartheta = \theta''$ ЗДАНИЯ В ЗАДЕЛКЕ.

2.3.2. КРИВИЗНЫ ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛАМ:

$$\kappa_y = \frac{M_y}{\mathcal{D}_y} ; \kappa_z = \frac{M_z}{\mathcal{D}_z} ; \kappa_\theta = \frac{M_\theta}{\mathcal{D}_\theta} \quad (2.3.1)$$

2.3.3. КРИВИЗНЫ κ_y , κ_z И κ_θ , ВЫЧИСЛЕННЫЕ ПО ФОРМУЛАМ (2.3.1), СООТВЕТСТВУЮТ ПЕРЕМЕЩЕНИЯМ ТОЧКИ ПЛНА ЗДАНИЯ, СОВЛАДАЮЩЕЙ С НАЧАЛОМ КООРДИНАТ. КРИВИЗНЫ ДИАФРАГМ, ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ОСЯМ y И z СООТВЕТСТВЕННО, РАВНЫ:

$$\kappa_{iy} = \kappa_y + \kappa_\theta \cdot z_i ; \quad (2.3.2)$$

$$\kappa_{iz} = \kappa_z - \kappa_\theta \cdot y_i$$

ГДЕ y_i , z_i — КООРДИНАТЫ ДИАФРАГМЫ.

2.3.4. ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ M_i В ДИАФРАГМАХ ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$M_i = -\kappa_i \cdot B_i \quad (2.3.3)$$

ПОЛОЖИТЕЛЬНОЕ НАПРАВЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ ПОКАЗАНО НА РИС. 2.26.

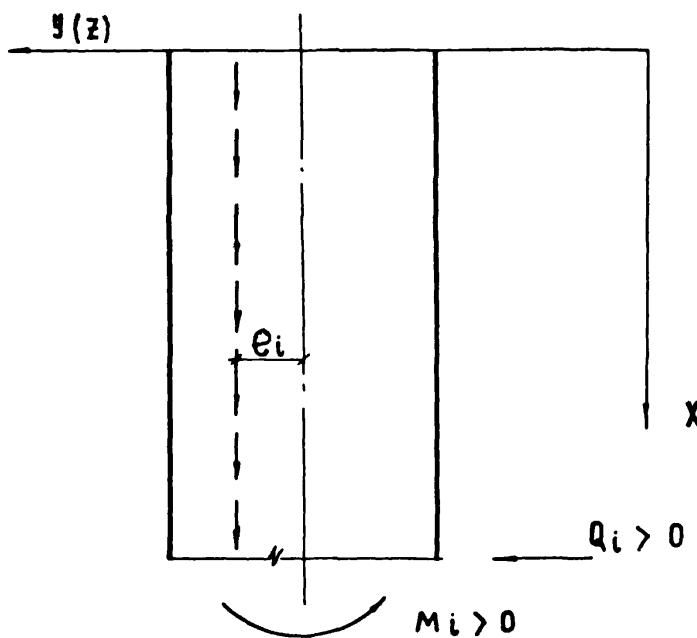
2.3.5. ПОПЕРЕЧНЫЕ СИЛЫ В НИЖНЕМ СЕЧЕНИИ ДИАФРАГМЫ, ВЫЗВАННЫЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫМИ НАГРУЗКАМИ РАВНЫ:

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

1 020-1/83.0-4 02П3

АНКЕТ
7

Рис. 2.2 б



Ин. №	подающий	изделия

1.020-1/83.0-4 02 ПЗ

Лист
8

- ГА8 M_i - ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В ДИАФРАГМЕ ОТ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК;
- α - 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

$$Q_i = \frac{M_i + P_i \cdot \alpha}{h} \quad (2.3.-5)$$

- ГА8 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 САВИГАЮЩИХ СИЛ, ДЕЙСТВУЮЩИХ ПО ВЕРТИКАЛЬНЫМ ШВАМ, В ПРЕДЕЛАХ ОДНОГО ЗДАНИЯ (Т. Н. "ЗАЖИНЫЕ" САВИГАЮЩИЕ СИЛЫ), ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$T_{3T} = K_T \cdot [M_{3T} \cdot \frac{\bar{A} \bar{\epsilon}}{B} \pm N_{3T} \left(\frac{\bar{A}}{A} - \frac{\bar{N}_{3T}}{N} \right)] \quad (2.3.-7)$$

- ГА8 M_{3T} - ПРИРАЩЕНИЕ ИЗГИБАЮЩЕГО МОМЕНТА В ПРЕДЕЛАХ ВЫСОТЫ ЗДАНИЯ;

N_{3T} - ПОЛНОЕ ПРИРАЩЕНИЕ ПРОДОЛЬНОЙ СИЛЫ В ДИАФРАГМЕ В ПРЕДЕЛАХ ВЫСОТЫ ЗДАНИЯ;

\bar{N}_{3T} - ЧАСТЬ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ ОДНОГО ЗДАНИЯ, ПРИМЕНЕННАЯ К ТОЙ ЧАСТИ ДИАФРАГМЫ, КОТОРАЯ ОТСЕЧЕНА ВЕРТИКАЛЬНЫМ ШВОМ (ЗАШТРИХОВАНА НА РИС. 2.3.);

A, B - ОСЕВАЯ И ИЗГИБНАЯ ЖЕСТКОСТИ ДИАФРАГМЫ;

- А - осевая жесткость отсеченной части диафрагмы;
 є - расстояние от центра тяжести отсеченной части до центра тяжести сечения диафрагмы;
 К_т - коэффициент условий работы, учитывающий уменьшение сдвигующих усилий вследствие податливости соединений.

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

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

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

или по графику на рис. 2.4.

Правило знаков. Сдвигующая сила T_{3T} считается положительной, если стремится повернуть отсеченную часть против часовой стрелки (на рис. 2.3 показано положительное направление сдвигующей силы); изгибающий момент считается положительным, если растягивает левое звено; знак "плюс" в формуле (2.3-7) принимается, если отсеченной частью считается часть диафрагмы, расположенная справа от вертикального шва.

Наибольшие сдвигующие усилия имеют место в уровне второго или третьего 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.

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

Номер подачи	Подпись мастера	Время

1 020-1/83.0-4 02П3

Лист
10

Рис. 2.3
К расчету сдвигующих сил в закладных деталях и перемычках

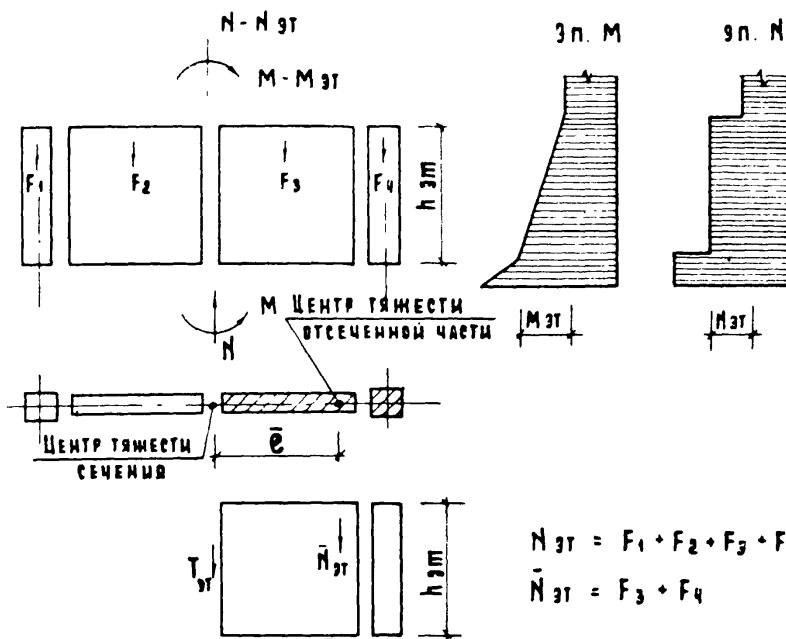
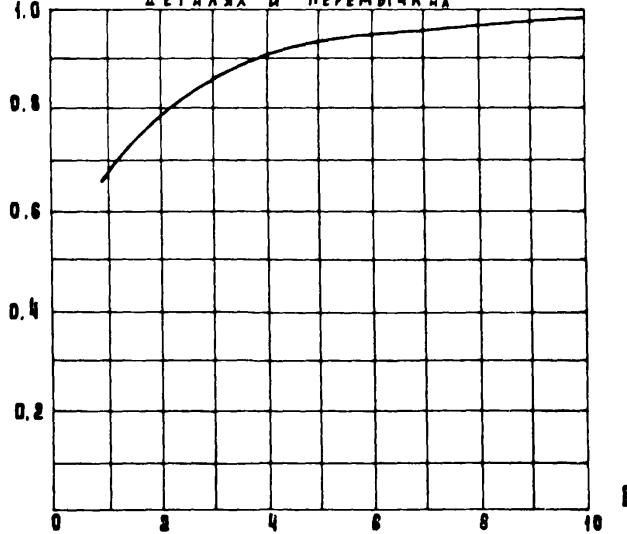


Рис. 2.4
К расчету сдвигующих сил в закладных
деталях и перемычках



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

ПРИРАЩЕНИЯ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК В УРОВНЕ АЮБОГО 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 АЕФОРМАЦИИ ПОДАГАЦВОГО ОСНОВАНИЯ:

$$U_{0y} = U_{0y}^{\text{изг}} + U_{0y}^{\text{осн}}; \quad U_{0z} = U_{0z}^{\text{изг}} + U_{0z}^{\text{осн}}; \quad \theta = \theta^{\text{изг}} + \theta^{\text{осн}} \quad (2.3-15)$$

ПЕРЕМЕЩЕНИЯ (ПОСТУПАТЕЛЬНЫЕ И УГЛЫ ЗАКРУЧИВАНИЯ) ВЕРШИНЫ ЗДАНИЯ ОТ ИЗГИБА КОНСТРУКЦИЙ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ЧИСЛЕННЫМ ИНТЕГРИРОВАНИЕМ КРИВИЗН, ВЫЧИСЛЕННЫХ ПО ФОРМУЛАМ (2.3.1).

ПРИ ДЕЙСТВИИ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ НАГРУЗОК ПЕРЕМЕЩЕНИЯ РАВНЫ:

$$U_{0y}^{\text{изг}} = \frac{H^2}{4} \cdot \chi_{0y}; \quad U_{0z}^{\text{изг}} = \frac{H^2}{4} \cdot \chi_{0z}; \quad \theta^{\text{изг}} = \frac{H^2}{4} \cdot \chi_{\theta} \quad (2.3-16)$$

ЧИСЛО ПОДАГАЦИИ	ЧИСЛО ЭТАЖА
1	2

4.020-1/83.0-4 02ПЗ

Лист

ПРИ ДЕЙСТВИИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК ПЕРЕМЕЩЕНИЯ РАВНЫ:

$$U_{0y}^{w_1} = \frac{H^2}{3} \cdot K_{0y} \cdot c, \quad U_{0z}^{w_1} = \frac{H^2}{3} \cdot K_{0z} \cdot c; \quad \theta^{w_1} = \frac{H^2}{3} \cdot K_a \cdot c \quad (2.3-17)$$

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

H — высота здания;

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

ДЛЯ РАСЧЕТА ПЕРЕМЕЩЕНИИ КРИВИЗНЫ ДОЛЖНЫ БЫТЬ ВЫЧИСЛЕНЫ ОТ НОРМАТИВНЫХ НАГРУЗОК.

ПЕРЕМЕЩЕНИЯ, ВЫЗВАННЫЕ ДЕФОРМАЦИЯМИ ПОДАПАЛЬНОГО ОСНОВАНИЯ, ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛАМ:

$$U_{0y}^{ocn} = M_y^{\Phi} \frac{H_y}{R_y}; \quad U_{0z}^{ocn} = M_z^{\Phi} \frac{H_z}{R_z}; \quad Q^{ocn} = M_a^{\Phi} \frac{H_a}{R_a} \quad (2.3-18)$$

ГДЕ H_y — 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 ЛЮБОИ ТОЧКИ ПЛНА ЗДАНИЯ С КООРДИНАТАМИ z_k И z_h РАВНЫ:

$$U_{kz} = U_{0y} + \theta \cdot z_k; \quad U_{hz} = U_{0z} - \theta \cdot z_h \quad (2.3-19)$$

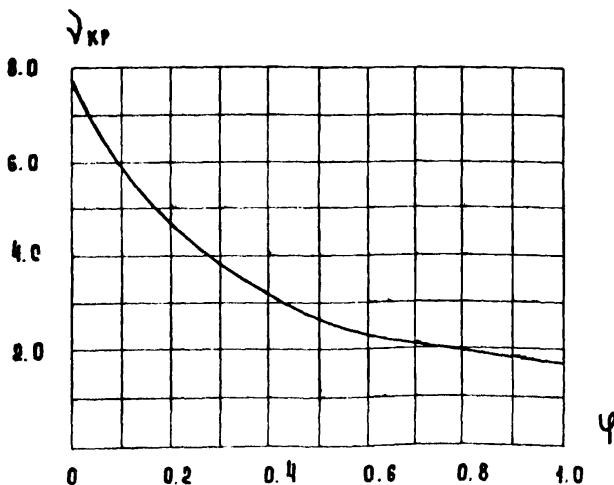
2.3.9 УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА.

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

ТАБЛИЦА 2.1

ВЫСОТА ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ АНАФРАГМЫ М	ВЫСОТА ЭТАЖА М	РАСЧЕТНЫЙ ЭТАЖ ПРИ ОПРЕДЕЛЕНИИ САВИГАЮЩИХ СИЛ
6.0	$2.8 \div 6.0$ 4.2	2
9.0	$3.3 \div 6.0$ 4.2	3
12.0	$2.8 \div 3.3$ $3.8 \div 6.0$ 4.2	3 2

Рис. 2.5
ГРАФИК ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КРИТИЧЕСКОГО ПАРАМЕТРА ψ_{kp} ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ



ИЗМЕНЕНИЯ ВНЕСЕНЫ 27.08.85 РУК. ЧР. АЕОХТЬЕВА

1.020-1/83-0-4 02П3

Лист
14/11

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

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

где ν — безразмерный параметр вертикальной нагрузки;
 ν_{kp} — критическое значение этого параметра.

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

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

$$\begin{aligned} \nu_y &= \frac{H^2 \cdot \sum p_i \cdot c}{D_y} ; \quad \nu_z = \frac{H^2 \cdot \sum p_i \cdot c}{D_z} \\ \nu_\theta &= \frac{H^2 \cdot \sum p_i \cdot (y_i^2 + z_i^2) \cdot c}{D_\theta} \end{aligned} \quad (2.3-21)$$

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 $\sum p_i \cdot (y_i^2 + z_i^2)$, учитываются нагрузки всех несущих элементов (диафрагм и квадрон) каркаса.

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

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

1.020-1/83 0-4 02П3

Лист
15

ГДЕ F - ПЛОЩАДЬ ПЛАНА ЗДАНИЯ.

J_x, J_z - МОМЕНТЫ ИНЕРЦИИ ПЛАНА ОТНОСИТЕЛЬНО ЦЕНТРАЛЬНЫХ КООРДИНАТНЫХ ОСЕЙ.

ВЕЛИЧИНЫ КРИТИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК ЗАВИСЯТ ОТ СУММАРНОЙ ЖЕСТКОСТИ НЕСУЩЕЙ СИСТЕМЫ ЗДАНИЯ Φ И ЕГО ОСНОВАНИЯ R (СМ. Л. П. 2.1.5, 2.1.6) И ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

$$\lambda_{kp} = \frac{2.08}{0.266 + \Psi} \quad (2.3-23)$$

ГДЕ: $\Psi = \frac{R}{H \cdot R \cdot C}$ - БЕЗРАЗМЕРНАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ПОДАЛЫВОГО ОСНОВАНИЯ ЗДАНИЯ (ПРИ АБСОЛЮТНО ЖЕСТКОМ ОСНОВАНИИ $\Psi = 0$);

ИЛИ ПО ГРАФИКУ НА РИС. 2.5.

ПРИБЛИЖЕННО ВЕЛИЧИНУ КОЭФФИЦИЕНТА ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА МОЖНО ОПРЕДЕЛЯТЬ:

$$\eta = 1 + 0,125 \cdot \lambda \cdot (1 + 44) \quad (2.3-24)$$

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

2.3.10. Число колонн в составе плоских диафрагм может быть более двух (рис. 2.6а), такие диафрагмы будем условно называть "многоколонными". Расчет зданий с многоколонными диафрагмами имеет незначительные особенности по сравнению с расчетом здания с двухколонными диафрагмами.

ОСЕВЫЕ И ИЗГИБНЫЕ ЖЕСТКОСТИ МНОГОКОЛОННЫХ ДИАФРАГМ ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛАМ:

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

$$B^0 = \sum B^0_i + \sum A^0_i \cdot \varphi_i^0 \quad (2.3-26)$$

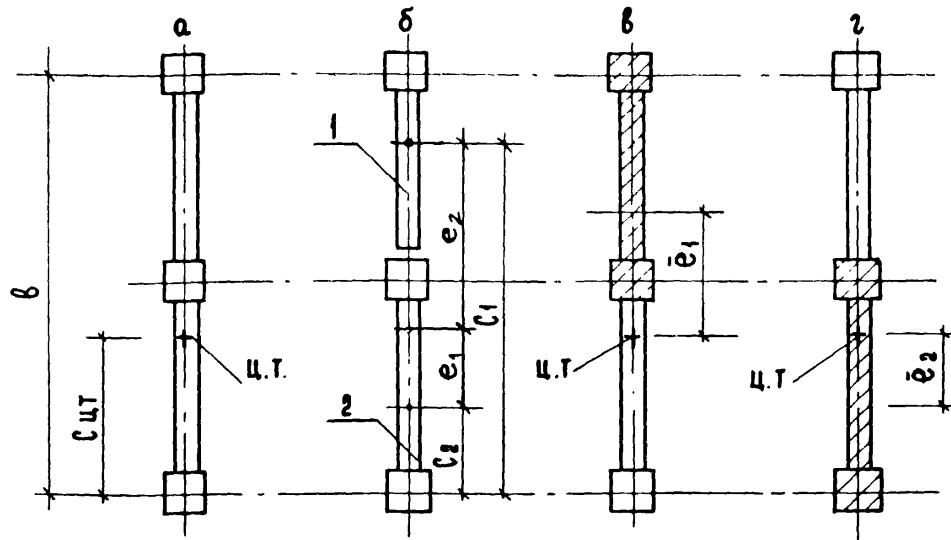
ГДЕ A^0_i, B^0_i - ОСЕВЫЕ И ИЗГИБНЫЕ ЖЕСТКОСТИ ДВУХКОЛОННЫХ И ОД-

МОНОКОЛОННЫХ ДИАФРАГМ, ВХОДЯЩИХ В СОСТАВ МНОГОКОЛОННОЙ;

e_i - расстояние от центра тяжести многоколонной диафрагмы до центров тяжести составных частей (рис. 2.66).

Рис. 2.6

К РАСЧЕТУ МНОГОКОЛОННЫХ ДИАФРАГМ.



В качестве составных частей многоколонной диафрагмы принимаются двухколонные и одноколонные диафрагмы из числа представленных в Приложении 4, по этой же таблице принимаются их жесткости A_L^0 и B_L^0 . Положение центра тяжести вычисляется по формуле (см. рис. 2.66):

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

Статический расчет здания, включая определение кривизн, вы-

полняется в соответствии с изложенным выше рекомендациями. При этом при определении коэффициентов условий работы относительная высота здания $\beta = \frac{H}{B}$ вычисляется в зависимости от плановой 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:

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

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 K_{def} , принимается таким же, как и для всей многоколонной диафрагмы.

Продольная сила в выделенной двухколонной диафрагме определяется по формуле:

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

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;

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

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

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

"пане", если он вызывает снятие выделенной части диафрагмы.

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

Прочие расчеты многоярусных 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 $K_{\text{зр}}$ - по формуле (2.1-2) в зависимости от относительной высоты диафрагмы $\beta = \frac{H}{\ell_k}$ (где H - высота здания; ℓ_k - длина контура поперечного сечения диафрагмы).

Задачей статического расчета является определение только кривизн $\chi_{\text{зр}}$ или $\chi_{\text{вз}}$, соответствующих поступательным перемещениям несущей системы здания в направлении координатных осей. Изгибающие моменты и продольные силы в двухярусных диафрагмах, входящих в состав диафрагм сложной формы, вычисляются так же, как и для плоских многоярусных диафрагм по формулам (2.3-25) и (2.3-26) сдвигющие 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 стабов и используя непосредственно расчетные зависимости п. п. 2.1-2.3. Результаты расчета будут содержать определенную погрешность, поскольку при вычислении суммарной жесткости изгибного

1.020-1/85.0-4 02П3

Лист

19

КРУЧЕНИЯ Δ по (2.1-5) не учитывается собственная жесткость изгибающего кручения отдельных диафрагм, а при определении внутренних усилий — работа диафрагм в условиях стесненного кручения, которому сопутствуют депланация сечений и появление дополнительных нормальных усилий в элементах. Поэтому подобный расчет следует рассматривать в качестве ориентировочного и использовать его на начальных стадиях проектирования для приблизительных 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):

$\Delta \chi_{iz} = \chi_{av} \quad \text{или} \quad \Delta \chi_{iz} = \chi_{av} \cdot z_1 \quad (2.4-1)$ не превышает 30% от кривизн χ_{av} или χ_{av} , 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 рекомендаций 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 χ_{av} , χ_{av} , χ_{av} 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:

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

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 ДВУХКОЛОННОЙ ДИАФРАГМЫ;

\bar{P} – ЧАСТЬ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ, ПРИДОЖЕННАЯ НЕПОСРЕДСТВЕННО К ВЫДЕЛЕННОЙ ДИАФРАГМЕ;

K_T – КОЭФФИЦИЕНТ УСЛОВИЙ РАБОТЫ, КОТОРЫЙ ВЫЧИСЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ (2.3-8) В ЗАВИСИМОСТИ ОТ ОТНОСИТЕЛЬНОЙ ВЫСОТЫ ДИАФРАГМЫ $\beta = \frac{H}{\ell K}$ (СМ. П. 2.4.1)

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

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

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

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.

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

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

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 одноклонные и двухклонные диафрагмы (рис. 2.8б). Эквивалентность принятой расчетной схемы, включающей плоские диафрагмы, и действительной конструктивной схемы здания обеспечивается сдвигающими силами T_1 , 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 условий работы по (2.1-2), который определяется в зависимости от относительной высоты диафрагмы сложной формы $\frac{B}{c_k}$ (где c_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-

Инв. № подл. (подпись начальника)	_____
_____	_____
_____	_____

1020-1/83.0-4 02П3	Лист 22
--------------------	------------

Рис. 2.7
СИММЕТРИЧНОЕ В ПЛАНЕ ЗДАНИЕ С ДИАФРАГМАМИ СЛОЖНОЙ ФОРМЫ

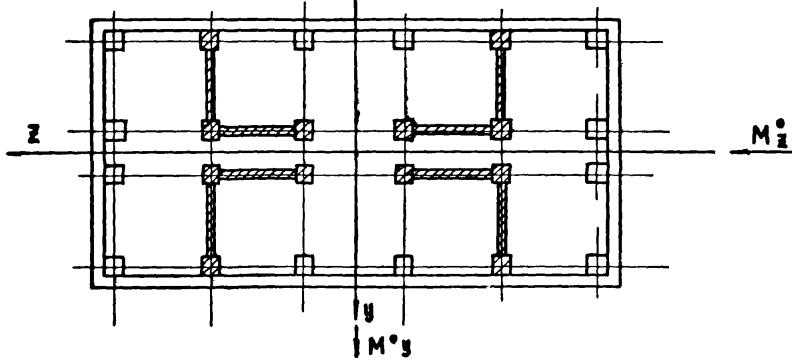
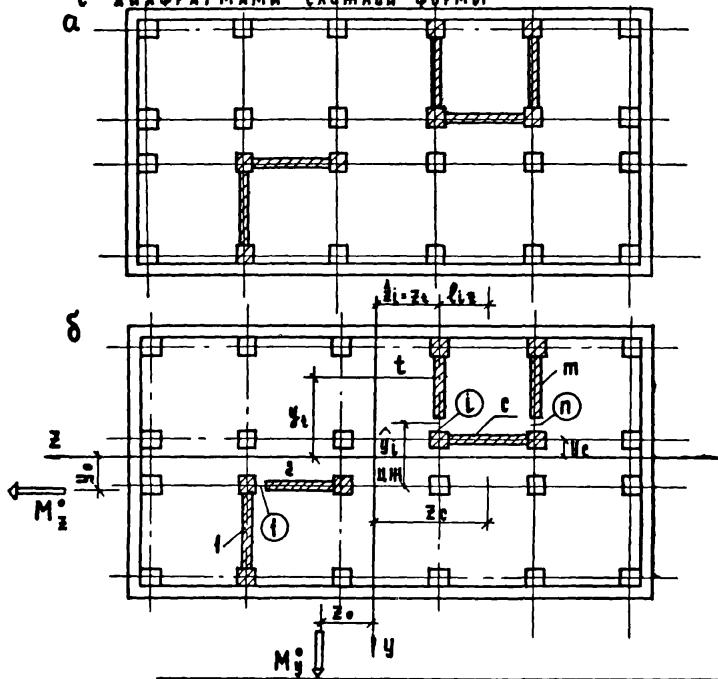


Рис. 2.8

КОНСТРУКТИВНАЯ И РАСЧЕТНАЯ СХЕМЫ ЗДАНИЯ
с ДИАФРАГМАМИ СЛОЖНОЙ ФОРМЫ



1.020-1/83. 0-4 02П3

19827 31

Лист
23

МАРНЫХ МОМЕНТОВ M_y , M_z И БИМОМЕНТА M_θ ЗДАНИЯ ВЫПОЛНЯЕТСЯ ТАК-
ЖЕ, КАК И ДЛЯ ЗДАНИЯ С ПЛОСКИМИ ДИАФРАГМАМИ ПО УКАЗАНИЯМ П. 2.2.

2.4.5. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ.

ЗАДАЧЕЙ СТАТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА ЗДАНИЯ С ДИАФРАГМАМИ СЛОЖНОЙ
ФОРМЫ ЯВЛЯЕТСЯ ОПРЕДЕЛЕНИЕ САВИГАЮЩИХ УСИЛИЙ T_L , ДЕЙСТВУЮЩИХ
ВО ВВЕДЕННЫХ ФИКТИВНЫХ ШВАХ, И КРИВИЗН χ_{oy} , χ_{oz} , χ_θ (СМ.П. 2.3.
1).

НЕИЗВЕСТНЫЕ САВИГАЮЩИЕ УСИЛИЯ И КРИВИЗНЫ НАХОДЯТСЯ, РЕШАЯ СИС-
ТЕМУ ЛИНЕЙНЫХ АЛГЕБРАИЧЕСКИХ УРАВНЕНИЙ:

$$\begin{aligned} \chi_{oy} \mathcal{D}_y + \sum_{i=1}^n T_L \ell_{iy} &= M_y \\ \chi_{oz} \mathcal{D}_z + \sum_{i=1}^n T_L \ell_{iz} &= M_z \\ \chi_\theta \mathcal{D}_\theta + \sum_{i=1}^n T_L \omega_i &= M_\theta \end{aligned} \quad (2.4-5)$$

$$\begin{aligned} T_L \left(\frac{1}{A_t} + \frac{1}{A_e} \right) + \frac{1}{A_t} \sum_{k \neq L} (\pm T_k) - \frac{1}{A_e} \sum_{k \neq L} (\pm T_k) - \\ - K_T (\chi_{oy} \ell_{iy} + \chi_{oz} \ell_{iz} + \chi_\theta \omega_i) = \left(\frac{P_t}{A_b} - \frac{P_e}{A_e} \right) K_T \quad (2.4-6) \end{aligned}$$

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

$\mathcal{D}_y, \mathcal{D}_z, \mathcal{D}_\theta$ - 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 ЗДАНИЕ, ОПРЕДЕЛЕННЫЕ
ПО УКАЗАНИЯМ П. 2.2;

P - ВЕРТИКАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ ПЛОСКИХ ДИАФРАГМ;

A - ОСЕВЫЕ ЖЕСТКОСТИ ПЛОСКИХ ДИАФРАГМ;

$\ell_{iy}, \ell_{iz}, \omega_i$ - ОТНОСИТЕЛЬНЫЕ КООРДИНАТЫ ФИКТИВНЫХ ВЕРТИКАЛЬ-
НЫХ ШВОВ, КОТОРЫЕ ВЫЧИСЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛАМ (2.
4-7), (2.4-8);

K_T - КОЭФФИЦИЕНТ УСЛОВИЙ РАБОТЫ, КОТОРЫЙ ВЫЧИСЛЯЕТСЯ

по формуле (2. 4-8) в зависимости от относительной высоты β диафрагмы 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 снимает 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 снимает диафрагму с номером " c ", а при отрицательных значениях сдвигающей силы она снимает диафрагму с номером " t " и растягивает диафрагму с номером " c ". Приведенная система обозначений определяет правила знаков для сдвигающих сил T_i .

В уравнениях (2. 4-6) суммирование $\sum_{k \neq i} \pm T_k$ распространяется на все фиктивные швы, примыкающие к диафрагме с номером " t " или " c ", кроме шва с номером " i ". Знак "плюс" принимается, если сдвигающая сила T_k по предположению растягивает данную диафрагму.

Относительные координаты фиктивных швов вычисляются по формулам:

$$\ell_{iy} = y_c - y_t ; \quad \ell_{iz} = z_c - z_t \quad (2. 4-7)$$

$$w_i = \hat{z}_i \cdot \ell_{iy} - \hat{y}_i \cdot \ell_{iz} \quad (2. 4-8)$$

ГДЕ u_t, u_e, z_t, z_e - координаты плоских диафрагм;

\hat{u}_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: $u_i > 0; z_i > 0; \hat{u}_i > 0; \hat{z}_i > 0$; $u_t < 0; z_t < 0; \hat{u}_t < 0; \hat{z}_t < 0$ и т.д.

Определенные знаки получают и относительные координаты $\ell_{iz}, \ell_{iz}, \omega_i$.

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

$$\begin{aligned} T_i & \left[\left(\frac{\ell_{iz}^2}{\mathcal{D}_y} + \frac{\ell_{iz}^2}{\mathcal{D}_z} \right) K_{Tz} \frac{\omega_i^2}{\mathcal{D}_y} + \frac{1}{A_t} + \frac{1}{A_e} \right] + \sum_{j=1}^n T_{kj} \left(\frac{\ell_{iz} \cdot \ell_{iz}}{\mathcal{D}_y} + \right. \\ & \left. + \frac{\ell_{iz} \cdot \ell_{iz}}{\mathcal{D}_z} + \frac{\omega_j \cdot \omega_i}{\mathcal{D}_y} \right) K_{Tj} + \frac{1}{A_t} \sum_{K \neq i} \pm T_K - \frac{1}{A_e} \sum_{K \neq i} \pm T_K = (2.4-9) \\ & = \left(\frac{M_y \cdot \ell_{iz}}{\mathcal{D}_y} + \frac{M_z \cdot \ell_{iz}}{\mathcal{D}_z} + \frac{M_e \cdot \omega_i}{\mathcal{D}_y} + \frac{P_t}{A_t} - \frac{P_e}{A_e} \right) K_{Ti} \quad (i = 1, 2, \dots, n) \end{aligned}$$

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

2.4.6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ВНУТРЕННИХ УСИЛИЙ И ПЕРЕМЕЩЕНИЙ.

После того, как в результате статического расчета здания определены сдвигающие усилия T_i в фиктивных швах и кривизны $\mathcal{K}_{uz}, \mathcal{K}_{oz}, \mathcal{K}_e$, 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_L - ВЕРТИКАЛЬНАЯ НАГРУЗКА ДАННОЙ ПЛОСКОЙ ДИАФРАГМЫ
 T_K - САВИГАЮЩИЕ СИЛЫ В ФИКТИВНЫХ ШВАХ ПРИМЫКАЮЩИХ
 К ДАННОЙ ПЛОСКОЙ ДИАФРАГМЕ.

В ФОРМУЛЕ (2.4-10) ЗНАК "ПЛЮС" ПРИНИМАЕТСЯ ДЛЯ САВИГАЮЩИХ СИЛ, СНИМАЮЩИХ 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:

$$Q_L = \frac{(M_L + \sum \pm T_K \cdot c_K)}{2H} (a+3) \quad (2.4-11)$$

ГДЕ M_L, T_K - ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В ДИАФРАГМЕ И САВИГАЮЩИЕ СИЛЫ В ПРИМЫКАЮЩИХ К НЕЙ ФИКТИВНЫХ ШВАХ, ВЫЗВАННЫЕ ГОРИЗОНТАЛЬНЫМИ НАГРУЗКАМИ;

a - СМ. П 2.3.5.

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

$$Q_L = \frac{M_L + P_L \cdot e_L + \sum \pm T_K \cdot c_K}{H} \quad (2.4-12)$$

ГДЕ M_L, T_K - ИЗГИБАЮЩИЙ МОМЕНТ В ДИАФРАГМЕ И САВИГАЮЩИЕ 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 K , ПРИНИМАЕМОЕ
 СО ЗНАКОМ ПО ПРАВИЛУ, АНАЛОГИЧНОМУ ПРАВИЛУ ЗНАКОВ
 ДЛЯ ЭКСЦЕНТРИСИТЕТОВ e ВЕРТИКАЛЬНЫХ НАГРУЗОК (СМ. П. 2.2.3).

ДЛЯ ЦЕЛЬНЕШЕЙ ПРОВЕРКИ ПРОЧНОСТИ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ

	1.020-1/83. 0-4 02П3	Лист
		27

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

Затемные сдвигающие силы в фиктивных вертикальных швах рав-

ны:

$$T_{3T} = \frac{(2H - H_1 - H_2)(H_2 - H_1)}{H^2} \cdot T \quad (2.4-13)$$

$$T_{3T} = \frac{H_2 - H_1}{H} \cdot T \quad (2.4-14)$$

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.

Затемные сдвигающие силы во внутренних вертикальных швах плоских диафрагм вычисляются по формуле (2.3-7), при этом при подсчете приращений продольных сил Δ_{3T} и Δ_{3T} 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 μ 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:

$$\mathcal{D}_y^3 = \frac{K_{0y}}{M_y} ; \quad \mathcal{D}_z^3 = \frac{K_{0z}}{M_z} ; \quad \mathcal{D}_0^3 = \frac{K_0}{M_0} \quad (2.4-15)$$

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 μ .

ДНБ № 9 подл. 1/20	Подпись: И.А.ДАТА 13.07.1983

1.020-1/83.0-4 02П3

Лист
28

3. Проверка прочности диафрагм.

3. 1. Общие положения.

После определения внутренних усилий выполняются следующие проверки прочности днифрагм:

- 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 кормялковому сечению.

3.2.1. Проверка прочности по нормальному сечению плоской диафрагмы жесткости выполняется аналогично расчету внутренне сжатых железобетонных элементов. При этом внутренние усилия (предельная 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 для фрагментной колонны с фундаментом

несущей способности для сечения диффрагмы по обрезу фундамента при типовых узлах сопряжения колонны с фундаментом показана на рис. 3.1 сплошной линией.

Если узлы сопряжения диффрагмой колонны с фундаментом

Номер по ГОСТ	Год выпуска	Номер

1. 020-1183. 0-4 03П3

Страница	Листов
1	9
ПОРГОВО- ЗАЩИЩЕННО- ПРАКТИЧЕСКО- ГО КОМПЛЕКСА	

Инд. отп. ВОЛЫСКИЙ И. Кондратовский	1
Г. А. КОКОША ШАЦ	2
ЧУДОВА-ДОКУБШИЧ И. И. СИМОКОВ	3

ПРОВЕРКА
ПРОЧНОСТИ ДИФФРАГМ
ЦНИИЭП

Рис. 3.1
СХЕМА ГРАФИКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ
ДИАФРАГМЫ ПО НОРМАЛЬНОМУ СЕЧЕНИЮ

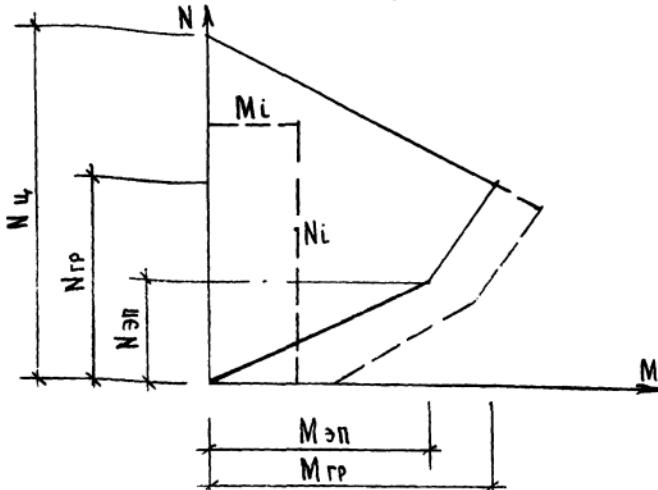


ТАБЛИЦА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СОЕДИНЕНИЙ В ВЕРТИКАЛЬНЫХ ШВАХ И ПЕРЕМЫЧЕК В ПРОЕМНЫХ ДИАФРАГМАХ

ИЗВ. НОДА.	ПОДП. НОДА	ВЗАИМНОВ.

ИЗМЕНЕНИЯ ВНЕСЕНЫ РУК. ГР. ЛЕОНТЬЕВА 29.08.85г. *Леонтьев*

1.020-1/83. 0-4 03П3

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 31 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 типовыхузлов.

3.2.2. Параметры графиков несущей способности диафрагм служат величины N_u - предельная продольная сила, воспринимаемая сечением диафрагмы при равномерном обжатии сечения; N_{gr} , M_{gr} - предельная продольная сила и изгибающий момент, соответствующие границе между расчетными сечениями внецентренного сжатия; N_{ep} , M_{ep} - предельная продольная сила и изгибающий момент, воспринимаемые сечением при наибольшем значении эксцентриситета, когда линия действия продольной силы совпадает с осью более скатой 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 колонны.

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:

$$\text{при } N_u \geq N \geq N_{gr} \quad M \cdot k_1 + L_1 \cdot N \leq \Phi_1 \quad (3.2.1)$$

взамен листа 38 рук. гр. инж. Леонтьева *Лиг 29.08.85*

ПРИ $N_{ГР} > N > N_{ЭЛ} \quad M \cdot K_2 - L_2 \cdot N \leq \varphi_2$ (3.2-2)

ПРИ $N_{ЭЛ} > N > 0 \quad M - L_2 \cdot N \leq 0$ (3.2-3)

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

L_2 , φ - характеристики соответствующих участков графиков несущей способности;

K_1 , K_2 - коэффициенты условий работы сборной дифрагмы.

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

$$L_1 = M_{ГР} / (N_4 - N_{ГР}) \quad (3.2-4)$$

$$L_2 = (M_{ГР} - M_{ЭЛ}) / (N_{ГР} - N_{ЭЛ}) \quad (3.2-5)$$

$$L_3 = M_{ЭЛ} / N_{ЭЛ} \quad (3.2-6)$$

Характеристики φ графиков прочности дифрагм имеют размерность момента и равны:

$$\varphi_1 = L_1 \cdot N_4; \quad \varphi_2 = M_{ГР} - M_{ГР} \cdot L_2 \quad (3.2-7)$$

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

$$K_1 = K_{K.C}; \quad K_2 = 1 + (K_1 - 1) \frac{N - N_{ЭЛ}}{N_{ГР} - N_{ЭЛ}} \quad (3.2-8)$$

Значения коэффициента K_1 можно определять по графику, приведенному на рис. 3.2, в зависимости от относительной высоты дифрагмы $B \cdot \frac{H}{L}$ (см. п. 2.14) или $B \cdot \frac{H}{L_2}$ (см. п. 2.4-1), если рассчитываемая плоская дифрагма входит в состав дифрагмы сложной формы.

1.020-1 | 83. 0-4 03 П3

Изобр. 4

Коэффициент условий работы λ , можно вычислять также по формуле:

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

Условие прочности (3.2-6) для типовых диафрагм, в которых колонны не воспринимают растягивающих усилий, численно совпадают с условием устойчивости диафрагмы на опрокидывание вокруг оси более сжатой колонны. При этом характеристика третьего участка графика равна: $\lambda_3 = 0$

где: c - 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 λ и φ приведены в Приложении 2. Кроме того в Приложении 9 для наиболее распространенных типов диафрагм представлены графики несущей способности, с помощью которых проверки несущей способности можно выполнять на основе наглядных сопоставлений. Для остальных типов диафрагм графики несущей способности можно построить по данным и расчетным зависимостям, приведенным в Приложении 2.

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

1.020-1/83. 0-4 03 п3

лист 5

3.2.4. Прочность диафрагм по нормальному сечению проверяется для зданий с регулярными по высоте несущими конструкциями в уровне обреза фундамента. Процедура проверки 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 вышеизложенных этапах могут применяться колонны меньшей несущей способности. Назначение марок колонн в верхних этажах может осуществляться путем сопоставления фактической эпюры (1) несущих способностей диафрагменных колонн (степеньчатая эпюра на рис. 3.3) с теоретической эпюрой (2) требуемой несущей способности.

Последняя с некоторым запасом может приняться 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 колонку. 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 приняться криволинейной (пунктирная эпюра 3 на рис. 3.3) форма ее при этом устанавливается в зависимости от соотношения действующих на диафрагму вертикальных и горизонтальных нагрузок.

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

1.020-1183. 0-4 03П3

Лист 6

Рис. 3.2
ГРАФИК ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТА
УСЛОВИИ РАБОТЫ ДИАФРАГМЫ КИ.С.

Ки.с

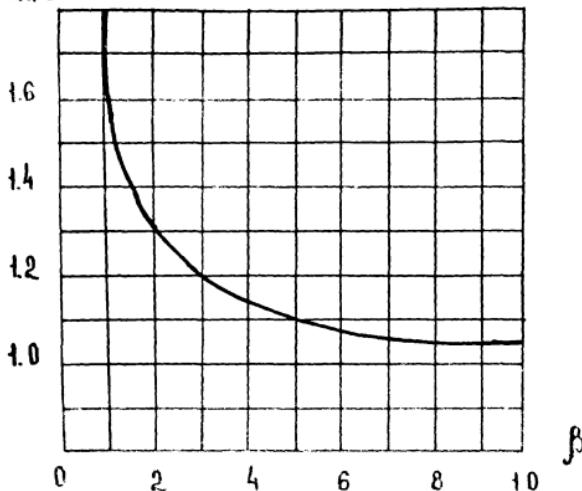
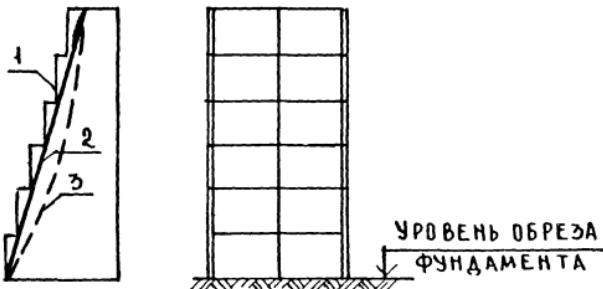


Рис. 3.3
СХЕМА К ПОДБОРУ ДИАФРАГМЕНТНЫХ КОЛОНН В
ВЕРХНИХ ЭТАЖАХ



1.020-1/83.0-4 03п3

АНСТ
7

19827 43

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

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

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

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

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

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

3.3. Прочность по горизонтальному сечению на сдвиг.

Прочность горизонтального сечения диафрагмы на сдвиг обеспечена при соблюдении условия:

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

где Q - абсолютная величина поперечной силы в диафрагме;

N - продольная сила в диафрагме;

τ_{cp} - сопротивление бетона колонн срезу, принимаемое

$$\tau_{cp} = R_p$$

\bar{F}_{kol} - 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.

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

ГДЕ Q_H — ПОПЕРЕЧНАЯ СИЛА В УРОВНЕ ЗДЕЛЕНИЯ, а-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:

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

ГДЕ $T_{\text{эт}}$ — АБСОЛЮТНАЯ ВЕЛИЧИНА ЭТАЖНОЙ СДВИГАЮЩЕЙ СИЛЫ, ОПРЕДЕЛЕННОЙ В РЕЗУЛЬТАТЕ СТАТИЧЕСКОГО РАСЧЕТА ЗДАНИЯ,

$T_{\text{эт}}^{\text{нс}}$ — СУММАРНАЯ НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ ИЛИ ПЕРЕМЫЧЕК ОДНОГО ЭТАЖА

Для типовых диафрагм величины несущей способности закладных деталей и перемычек приведены в ~~табл. 3-1~~ приложении 5.

Изменения внесены 29.08.85 рук. гр инж. Леонтьева

1.020-1/83.0-4 ОЗПС

Лист
9и

Изменение	дата внесения

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

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

ПЕРЕМЕЩЕНИЕ (ПРОГИБ) ВЕРШИНЫ ЗДАНИЯ ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ПО УКАЗАНИЯМ П. 2.3.8.

ЧИВАЛОДАА ПОДЛІСЬ НАДА ВЪАМ НИВНІ

5. ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЕ ЗДАНИЯ.

5.1. Конструктивные схемы, для которых суммарная жесткость изгибающего 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 изгибающего кручения следует вычислять и в том случае, когда вследствие симметрии конструкций и воздейстий расчет на кручение может не производиться, т.к. иные ошибки, допущенные при разработке проекта (см. например рис. 5.1.8) могут остаться незамеченными в процессе расчетов.

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

$$\zeta_y \approx \zeta_z \approx \zeta_a \quad (5.2-1)$$

где ζ_y , ζ_z , ζ_a - 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 п3

Министерство науки и техники СССР
Государственный инженерно-технический
исследовательский институт
по зданиям и сооружениям

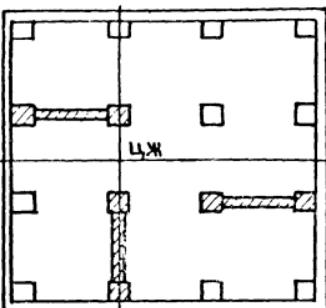
МАЧ. ОДА	ВОЛЫНСКИЙ
М. КОНТРАКШАЕВИЧА	<i>П.П.</i>
ГАКОНОГША АЧ	<i>Г.А.</i>
НАЧ. ОДА ПАНЬШИН	<i>Д.П.</i>
ИНЖЕН СИМОНОВ	<i>С.С.</i>

ТРЕБОВАНИЯ, ПРЕДЪЯВЛЯЕМЫЕ К КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЕ ЗДАНИЯ

СТАДИЯ	Лист	Листов
Р	Т	2
ГИИИЭП	Городов заточных заливных турбинских комплексов	

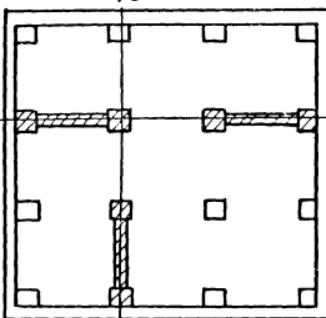
Рис. 5.1
ПРИМЕРЫ ПРАВИЛЬНОЙ (а) И НЕПРАВИЛЬНОЙ (б), (в)
КОМПОНОВОК КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ЗДАНИЯ

а)



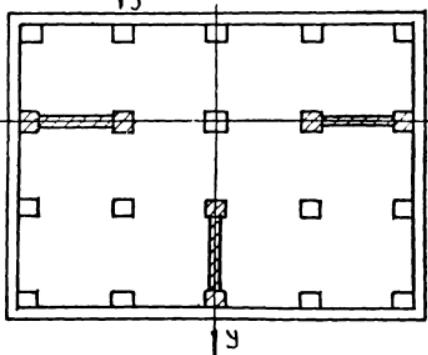
ПРАВИЛЬНО

б)



НЕ ПРАВИЛЬНО

в)



НЕПРАВИЛЬНО

ЦИФРЫ ГЛОБАЛ ПОДАЧИ СИСТАМЫ ИНВЕН

1.020-1/83. 0-4 05 П3

19827

48

Лист

2

6. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЙ ПОДБОР КОЛИЧЕСТВА ДИАФРАГМ.

6.1. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЙ ПОДБОР КОЛИЧЕСТВА ДИАФРАГМ ВОЗМОЖЕН ДЛЯ ЗДАНИЙ, НЕСУЩИЕ СИСТЕМЫ КОТОРЫХ БЛЯЗКИ 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.

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

6.3. НЕОБХОДИМОЕ КОЛИЧЕСТВО ДИАФРАГМ ВЫЧИСЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

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

ГДЕ n - КОЛИЧЕСТВО ДИАФРАГМ;

M - СУММАРНЫЙ МОМЕНТ ЗДАНИЯ;

$M^{\text{пп}}$ - ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫЙ МОМЕНТ, ВОСПРИНИМАЕМЫЙ ОДНОЙ ДИАФРАГМОЙ.

6.4. СУММАРНЫЙ МОМЕНТ ЗДАНИЯ ПРИНИМАЕТСЯ РАВНЫМ:

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

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

ГОСУДАРСТВЕННАЯ АДМИНИСТРАЦИЯ	
ГОСУДАРСТВЕННАЯ АДМИНИСТРАЦИЯ	

НАЧ. ОТД.	ВОЛЫНСКИЙ
Н. КОНТР.	КАШЕЛКИНА
Г. А. КОНС.	ШАЦ
НАЧ. ОТД.	ПАНЬШИН
ИНЖЕНЕР	СИМОНОВ

ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЙ
ПОДБОР КОЛИЧЕСТВА
ДИАФРАГМ

1.020-1/83.0-4 06П3

СТАДИЯ	Лист	Листов
0	1	3
ТОРГОВЫХ БЫТОВЫХ ЗДАНИЙ И ТУРИСТИЧЕСКИХ КОМПЛЕКСОВ		
ЦНИИЭП		

M_{Bn} — коэффициент, учитывающий влияние внецентренных вертикальных нагрузок; если эксцентрикитеты вертикальных нагрузок неизвестны в первом приближении можно назначить $k_{Bn}=1,2$, если эксцентрикитеты вертикальных нагрузок известны, целесообразно вместо величины $M_{Bn} \cdot M^0$ в формуле (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 $M^{\prime\prime p}$ из условия прочности днафрагмы по нормальному сечению (3.2-1), (3.2-2) или (3.2-3) равно:

$$\text{ПРИ } N_{4i} > N > N_{rp} \quad M^{\prime\prime p} = (\phi_i - d_i \cdot N) \cdot \frac{f}{K_1} \quad (6.5-1)$$

$$\text{ПРИ } N_{rp} > N > N_{3p} \quad M^{\prime\prime p} = (\phi_2 + d_2 \cdot N) \cdot \frac{f}{K_2} \quad (6.5-2)$$

$$\text{ПРИ } N_{3p} > N > 0 \quad M^{\prime\prime p} = d_3 \cdot N = c \cdot N \quad (6.5-3)$$

6.6. Значения предельно допустимого момента в днафрагме из условия ограничения деформации вершины здания равно:

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

$$\text{ИЛИ} \quad M^{\prime\prime p} = 0.005 \cdot t \quad (6.6-2)$$

- ГДЕ B - изгибная жесткость диафрагмы по (2.1-1);
 H - высота здания;
 m - коэффициент жесткости основания диафрагмы по (2.1-1).

ФОРМУЛА (6.6-1) СООТВЕТСТВУЕТ ОГРАНИЧЕНИЮ ДЕФОРМАЦИЙ, ПРОИСХОДЯЩИХ ВСЛЕДСТВИЕ ИЗГИБА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ, ФОРМУЛА (6.6-2) СООТВЕТСТВУЕТ ОГРАНИЧЕНИЮ ДЕФОРМАЦИЙ, ПРОИСХОДЯЩИХ ВСЛЕДСТВИЕ КРУГА ФУНДАМЕНТОВ. В ОБРАЗУЮЩИХ 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:

$$n = 2Q^0/N \quad (6.7-1)$$

- ГДЕ Q^0 - 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 обеспечения прочности связей при сдвиге по вертикальному шву. Однако использование таких зависимостей при предварительном ориентировочном подборе диафрагм представляется нецелесообразным ввиду большого количества расчетов и необходимости точных сведений о вертикальных нагрузках, приложенных не только к диафрагме в целом, но и к отдельным ее элементам, что обычно недостаточно четко определено на начальных стадиях разработки проекта. Поэтому рекомендуется выполнять проверки прочности по вертикальным швам в рамках проверочного расчета принятого конструктивного решения здания.

1020-1/83. 04.06.13

лист 3

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 дифрагм жесткости и их стыков.

Несущая система здания может включать дифрагмы любой формы в плане, дифрагмы 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 сеорных дифрагм подбираются требуемые несущие способности дифрагменных колонн, а также выполняется анализ условий прочности, и указываются элементы расчетной схемы, прочность которых при заданных нагрузках не обеспечена.

Программа написана на языке РЛ-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 к настоящим "Указаниям".

1.02.0-1/83. 0-4 07 ПЗ

НАЧ. ОТД.	КОДИНСКИЙ
Н. КОНТР.	КАДАРКИН
ГАЖИОВ	ДАЧИЧ
КАЧОВА	ДАЧИЧ
ИМЖЕЛЕРСКИЙ	ДАЧИЧ
ИМЖЕЛЕРСКИЙ	ДАЧИЧ

АВТОМАТИЗИРОВАННЫЕ
МЕТОДЫ РАСЧЕТА

СТАЛЦЫ	Лист	Листов
Р		1

ТОРГОВО-
БЫТОВЫЕ
ЗДАНИЯ И
ТУРИСТСКИЕ
КОМПЛЕКСЫ

8. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА

8.1. РАСЧЕТ НЕСИММЕТРИЧНОГО ЗДАНИЯ С ПЛОСКИМИ ДИАФРАГМАМИ.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

Рассчитывается 8-этажное здание, конструктивная схема которого показана на рис. 8.1. Размеры здания в плане 42×18 (м), высота этажа $h_{ эт } = 4,2$ (м), расчетная высота здания $H = 34$ (м). Несущую систему здания образуют плоские сборные диафрагмы жесткости по серии 1.020-1/83 (сечение колонн 400×400); расположение диафрагм в плане во всех этажах одинаково.

Основания здания образуют пески средней крупности, имеющие следующие физико-механические характеристики: модуль упругости $E = 4500$ ($\text{т}/\text{м}^2$), коэффициент Пуассона $\mu = 0,3$. Фундаменты под диафрагмы выполняются монолитными, размеры фундаментов под 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 $(\Sigma P)_{\text{max}} = 10050$ (т),

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

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

(под минимальными нагрузками понимаются нормативные значения постоянных нагрузок)

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

1.020-1/83. 0-4 08П3

НАЧ. ОДА	ВОЛГИЙСКИЙ	ПРИМЕРЫ	СТАДИОНАРНЫЙ	Лист 1
Н. КОНТ	ПРОЦЕНКО	1/155.	Р	3,6
ГИП	САВРАНСКИЙ			ВЫПОЛНЕН ЗАДАНИЕ ПОД ПРОЕКТИРОВАНИЕМ ИЗГОТОВЛЕНИЕМ И МОНТАЖЕ КОМПЛЕКСОМ
НАЧ. ОДА	ПАМЧШИН			
ИНЖЕН.	СИМОНОВ			

Рис. 8.1

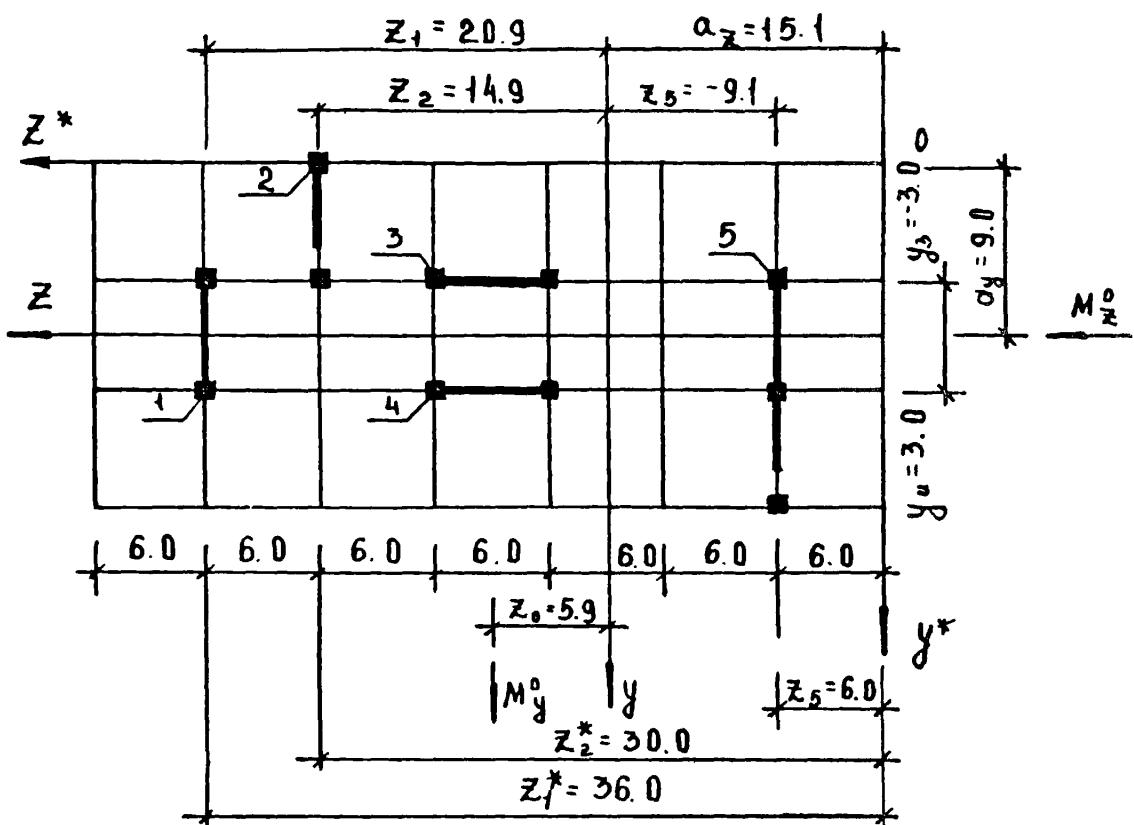


Рис. 8.2

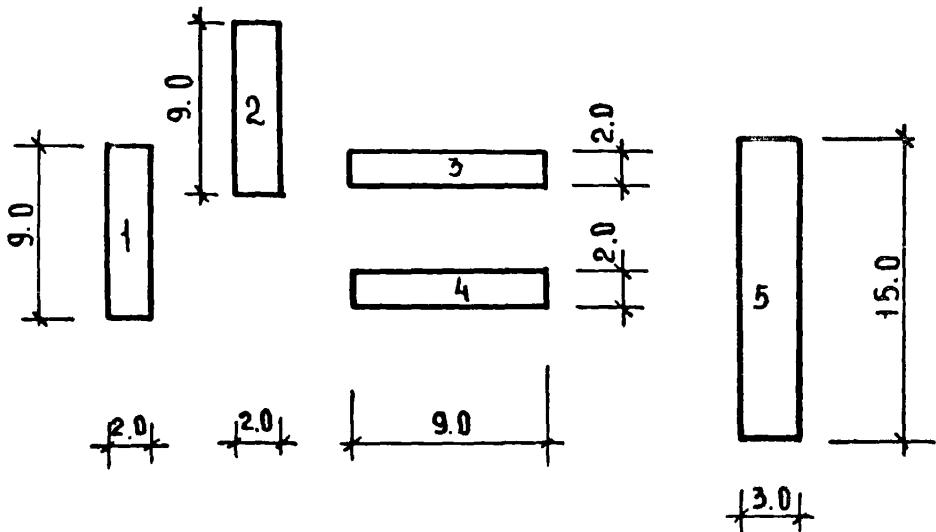


ТАБЛИЦА 8.1

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ЖЕСТКОСТЕЙ ДИАФРАГМ

№ № ДИАФ- РАГМ	ОТНОСИ- ТЕЛЬНАЯ ВЫСОТА ДИАФРАГ- МЫ	КОЭФФИ- ЦИЕНТ УСЛОВИЯ РАБОТЫ ПО (2.1-2)	$\frac{B-H}{B}$	Коэф	ИЗГИБНАЯ ЖЕСТКОСТЬ ДИАФРАГМЫ С АБСОЛЮ- ТНОЙ ЖЕСТ- КОСТЬЮ СВЯ- ЗОМ	$B \cdot 10^6$ (Тм ²)	ИЗГИБНАЯ ЖЕСТКОСТЬ СБОРНОЙ ДИАФРАГМЫ С УЧЕТОМ ПОДАТЛИВО- СТИ СОЕДИ- НЕННИЙ	$B \cdot 10^6$ (Тм ²)	ОСЕВАЯ ЖЕСТКОСТЬ ДИАФРАГМЫ С АБСОЛЮ- ТНОЙ ЖЕСТ- КОСТЬЮ СВЯ- ЗОМ	$A \cdot 10^6$ (Т)	ОСЕВАЯ ЖЕСТКОСТЬ СБОРНОЙ ДИАФРАГМЫ С УЧЕТОМ ПОДАТЛИВО- СТИ СОЕДИ- НЕННИЙ	$A \cdot 10^6$ (Т)
					В. 10 ⁶ (Тм ²)	В. 10 ⁶ (Тм ²)	А. 10 ⁶ (Т)	А. 10 ⁶ (Т)	А. 10 ⁶ (Т)	А. 10 ⁶ (Т)	А. 10 ⁶ (Т)	
1	5.67	0.705	13.8		9.6		2.40		1.70			
2	5.67	0.705	13.1		9.1		2.12		1.50			
3	5.67	0.705	13.8		9.6		2.40		1.70			
4	5.67	0.705	13.8		9.6		2.40		1.70			
5	2.84	0.575	64.1		36.8		3.93		2.26			

ТАБЛИЦА 8.2

ВЫЧИСЛЕНИЕ СУММАРНЫХ ЖЕСТКОСТЕЙ ОСНОВАНИЯ

№ № ДИАФ- РАГМ	Коэффициент жесткости основания при крене фундамента в плоскости параллельной оси Y $m_{cy} \cdot 10^{-6}$ (Тм)	$z_{\phi i}$	$z_{\phi i}^2$	$m_{cy} \cdot 10^{-6}$ (Тм ³)	$m_{iz} \cdot 10^{-6}$ (Тм)	Коэффициент жесткости основания при крене фундамента в плоскости параллельной оси Z $m_{iz} \cdot 10^{-6}$ (Тм ³)	$z_{\phi i}$	$z_{\phi i}^2$	$m_{iz} \cdot 10^{-6}$ (Тм ³)	$U_{\phi i}$	$U_{\phi i}^2$	$m_{iz} \cdot 10^{-6}$ (Тм ³)
1	0.33	+20.9	436,8	+44.1	0.033							
2	0.33	+14.9	222,0	73.3	0.033							
3	0.033				0.93	-3,0	9,0	2,97				
4	0.033				0.33	+3,0	9,0	2,97				
5	1.45	-15,1	+228,0	330,6	0.128							
Σ	2.18			548	0.85							5,94

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): $B_i = K_{def} B_i^0$; $A_i = K_{def} A_i^0$, с учетом коэффициентов условий работы по формуле (2.1-2) $K_{def} = \frac{2,68 - 1,3}{2 + 3,5}$, которые вычисляются в зависимости от относительной высоты диафрагмы $\frac{8 - H}{8}$. 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 Прил. 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 $B_{5,1}^0 = 13,8 \cdot 10^6 (\text{тм}^2)$ и осевой жесткостью $A_{5,1}^0 = 240 \cdot 10^6 (\text{т})$ (№2 по Прил. 4) и одноколонную диафрагму с проемом (2) с изгибной жесткостью $B_{5,2}^0 = 6,7 \cdot 10^6 (\text{тм}^2)$ и осевой жесткостью $A_{5,2}^0 = 1,53 \cdot 10^6 (\text{т})$ (№26 по Прил. 4). Привязка элементов показана на рис. 8.3. Осевая жесткость диафрагмы №5 по формуле (2.3-25) равна:

$$A_{5,L}^0 = \sum A_{5,i}^0 = (2,40 + 1,53) \cdot 10^6 = 3,93 \cdot 10^6 (\text{т})$$

Привязку центра тяжести $Y_{4,T}$ диафрагмы №5 определяем по формуле (2.3-27):

$$Y_{4,T} = \frac{\sum A_{5,i}^0 \cdot c_i}{A_{5,L}^0} = \frac{(2,40 \cdot 10^6 \cdot 9 + 1,53 \cdot 10^6 \cdot 2,15)}{3,93 \cdot 10^6} = 6,33 (\text{м})$$

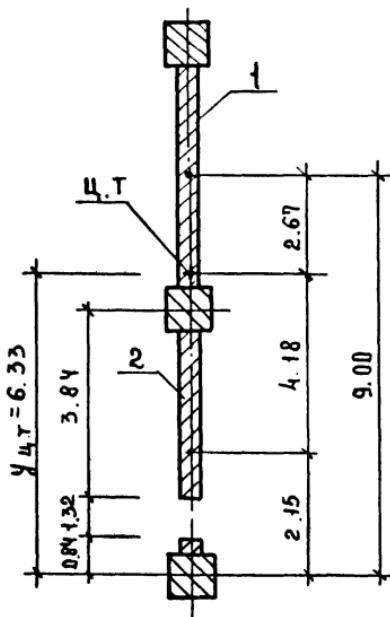
ШИБ ЧПОДА	ДОДАЧНІ ДАТАВЗАМІННЯ

ТАБЛИЦА 8.3

Коэффициенты продольного изгиба

ДЛЯТЕЛЬНОСТЬ ДЕЙСТВИЯ НАГРУЗКИ	ВЕРТИКАЛЬНАЯ НАГРУЗКА	γ_y	γ_z	γ_b
КРАТКОВРЕМЕННЫЕ НАГРУЗКИ	МАКСИМАЛЬНАЯ МИНИМАЛЬНАЯ	1.11 1.06	1.37 1.18	1.10 1.06
ДЛЯТЕЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ	МАКСИМАЛЬНАЯ	1.15	1.53	1.14

Рис. 8.3



1.020-1/83.0-4 08 №3

Лист

5

ТАБЛИЦА 8.4

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

Варианты нагрузок	$\Phi_y = 55,6 \cdot 10^6$ (тм)		$\Phi_z = 19,2 \cdot 10^6$ (тм)		$\Phi_e = 9425 \cdot 10^6$ (тм)	
	M_y (тм)	$H_{y0} \cdot 10^{-6}$	M_z (тм)	$H_{z0} \cdot 10^{-6}$	M_e (тм)	$H_{e0} \cdot 10^{-6}$
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

НН ДИАФ- РАГМ	Максимальные		Минимальные		Временные	
	Вертикаль- ная нагруз- ка	Момент вертикаль- ной нагрузки	Верти- кальная нагрузка	Момент верти- кальной на- грузки	Верти- кальная нагрузка	Момент верти- кальной на- грузки
1	990	0	460	0	480	0
2	950	$+503$	475	$+100$	420	$+305$
3	980	0	460	0	470	0
4	980	0	460	0	470	0
5	1495	-105	750	1338	660	-145

Изгибнуюю жесткость диафрагмы №5 при монолитных вордах элементов вычисляем по формуле (2.3-26):

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

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

$$D_y = \sum B_{12}^0 = B_{12} + B_{22} + B_{52} = (9,6 + 9,1 + 36,8) \cdot 10^6 = 55,6 \cdot 10^6 \text{ (Тм}^2\text{)}$$

$$D_z = \sum B_{14}^0 = B_{34} + B_{44} = 2 \cdot 9,6 \cdot 10^6 = 19,2 \text{ (Тм}^2\text{)}$$

Производственные оси координат z^* совмещаем с наружными разбивочными осиями здания (см. рис. 8.1) и относительно них по формуле (2.1-3) определяем координаты центра жесткостей несущей системы здания:

$$Q_y = \frac{\sum_{i=1}^5 B_{14} y_i^*}{D_z} = \frac{B_{34} \cdot y_3^* + B_{44} \cdot y_4^*}{D_z} = \frac{9,6 \cdot 10^6 \cdot 6 + 9,6 \cdot 10^6 \cdot 12}{19,2 \cdot 10^6} = 9,0 \text{ (м)}$$

$$Q_z = \frac{\sum_{i=1}^5 B_{12} z_i^*}{D_y} = \frac{B_{12} \cdot z_1^* + B_{22} \cdot z_2^* + B_{52} \cdot z_5^*}{D_y} = \frac{9,6 \cdot 10^6 \cdot 36 + 9,1 \cdot 10^6 \cdot 30 + 36,8 \cdot 10^6}{55 \cdot 10^6} = 15 \text{ (м)}$$

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

$$D_0 = \sum_{i=1}^5 (B_{12} \cdot z_i^2 + B_{14} \cdot y_i^2) = B_{12} \cdot z_1^2 + B_{22} \cdot z_2^2 + B_{34} \cdot y_3^2 + B_{44} \cdot y_4^2 + B_{52} \cdot z_5^2 = 9,6 \cdot 20,9^2 \cdot 10^6 + 9,1 \cdot 10^6 \cdot 14,9^2 + 9,6 \cdot 10^6 \cdot 3^2 + 9,6 \cdot 10^6 \cdot 3^2 + 36,8 \cdot 10^6 \cdot 9,1^2 = 9425 \cdot 10^6 \text{ (Тм}^2\text{)}$$

Коэффициенты жесткости основания для отдельных диафрагм определяем по указаниям п. 2.1.6. Крены функций элементов диафрагм при действии единичных моментов $\zeta = 1$ определяем по формулам (8) и (9) Приложение З основ. п. II-15-74.

$$i_6 = \frac{(1-\mu_e)^2 K_e}{E_x (P/2)^3}; \quad i_8 = \frac{(1-\mu_e)^2 K_e}{E_x (B/2)^3}$$

1.020-1/83. 0-4 08 п3

лист 7

Размеры подошв фундаментов: 9x2(м) для диафрагм №№ 1-4 и 15x3(м) для диафрагмы № 5 (см. рис. 8.2).

Для фундаментов диафрагм №№ 1-4 значения коэффициентов по табл. 4 Приложения 3 СНиП II-15-74 при соотношении сторон $n = \frac{e}{b} = \frac{9}{2} = 4.5$ составляют:

$$K_e = 1.35 \quad K_B = 0.15$$

Коэффициенты для диафрагм №№ 1-4 от единичных моментов в направлениях большей и меньшей сторон и соответствующие им коэффициенты жесткости при модуле упругости грунта $E = 4500$ (т/м²) и коэффициенте Пуассона $\mu = 0.3$ равны:

$$i_e = \frac{(1-0.3^2) \cdot 1.35}{4500 \cdot 4.5^3} = 3.0 \cdot 10^{-6} \left(\frac{1}{\text{тм}}\right); \quad m = \frac{1}{3.0 \cdot 10^{-6}} = 0.33 \cdot 10^6 \text{ (тм)}$$

$$i_B = \frac{(1-0.3^2) \cdot 0.15}{4500 \cdot 1.5} = 30.4 \cdot 10^{-6} \left(\frac{1}{\text{тм}}\right); \quad m = \frac{1}{30.4 \cdot 10^{-6}} = 0.033 \cdot 10^6 \text{ (тм)}$$

Для диафрагмы № 5 при соотношении сторон $n = 15:3 = 5$ находим $K_e = 1.44$ и $K_B = 0.13$, тогда коэффициенты жесткости равны:

$$i_e = \frac{(1-0.3^2) \cdot 1.44}{4500 \cdot 7.5^3} = 0.69 \cdot 10^{-6} \left(\frac{1}{\text{тм}}\right); \quad m = \frac{1}{0.69 \cdot 10^{-6}} = 1.45 \cdot 10^6 \text{ (тм)}$$

$$i_B = \frac{(1-0.3^2) \cdot 0.13}{4500 \cdot 1.5} = 7.78 \cdot 10^{-6} \left(\frac{1}{\text{тм}}\right); \quad m = \frac{1}{7.78 \cdot 10^{-6}} = 0.128 \cdot 10^6 \text{ (тм)}$$

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

$$R_y = \sum_{i=1}^5 m_{iy} = 2.18 \cdot 10^6 \text{ (тм)}; \quad R_z = \sum_{i=1}^5 m_{iz} = 0.85 \cdot 10^6 \text{ (тм)}$$

$$R_\phi = \sum_{i=1}^5 (m_{iy} \cdot z_i^2 + m_{iz} \cdot y_i^2) = 554 \cdot 10^6 \text{ (тм}^3\text{)}$$

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

1.020-1|83. 0-4 08 ПЗ

Лист 8

Определение коэффициентов продольного изгиба.

Коэффициенты продольного изгиба определяем для трех вариантов загружения: кратковременным действием максимальной и минимальной вертикальных нагрузок, а также длительным действием максимальной нагрузки. Ниже приведен расчет коэффициента продольного изгиба γ_y для случая кратковременного действия максимальной вертикальной нагрузки.

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

$$U = c \cdot H^2 \cdot \Sigma P_i / \Phi_y = 1.34^2 \cdot 100.50 / 55.6 \cdot 10^6 = 0.209$$

Характеристику податливого основания Ψ и критический параметр U_{kp} вычисляем по формуле (2.3-23):

$$\Psi_y = \frac{\Phi_y}{A \cdot R_y \cdot c} = \frac{55.6 \cdot 10^6}{34.218 \cdot 10^5 \cdot 1} = 0.750$$

$$\Psi_{kp} = \frac{2.08}{0.266 + \gamma} = 2.047$$

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

$$\gamma_y = \frac{f}{f - \frac{U}{\Psi_{kp}}} = \frac{f}{f - 0.209 / 2.047} = 1.11$$

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

Результаты расчета представлены в табл. 8.3.

1.020-1/83. 0-4 08п3

август
9

Определение суммарных нагрузок.

Суммарные моменты горизонтальных нагрузок здания определяем по Прил. З. Для здания высотой 34 м (расчетный изгибающий момент на фасаде 24,2 (тм/м). Учитывая фактических длины фасадов $l_2 = 42 \text{ м}$ и $l_3 = 18 \text{ м}$) и поправочного коэффициента 1,3 для II ветрового района суммарные моменты от действия ветра равны:

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

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

Бимоменты горизонтальных нагрузок вычисляем, принципиальная эксцентриситеты равны: $u_0 = 0$; $z_0 = 5,9 \text{ (м)}$

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

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

Вертикальные нагрузки в точках, 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 них внецентренного приложения приведены в табл. 8.5 (вычисления эксцентриситетов действия вертикальных нагрузок для краткости опущены).

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

При максимальных нагрузках:

$$M_y = h_y \cdot (P_2 \cdot e_{2y} + P_3 \cdot e_{3y}) = 1,11 \cdot (503 + (-105)) = 442 \text{ (тм)}$$

$$M_0 = h_0 \cdot (P_2 \cdot e_{2y} \cdot z_2 + P_3 \cdot e_{3y} \cdot z_3) = 1,10 \cdot (503 \cdot 14,9 + (-105) \cdot (-9,1)) = 9295 \text{ (тм)}$$

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

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

1.020-1183. 0-4 08 ПЗ

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

$$M_o = 1,10 \cdot 305 \cdot 14,9 + (-145) \cdot (-9,1) = 3567 \text{ (тм}^2\text{)}$$

Вычисленные значения моментов занесены в табл. 8.4.

Статический расчет

Кризисны κ_y , κ_z , κ_o , соответствующие перемещениям начала координат (центра несткостей) вычисляем по формулам (2.3-1).

$$\kappa_y = \frac{M_y}{D_y}; \quad \kappa_z = \frac{M_z}{D_z}; \quad \kappa_o = \frac{M_o}{D_o}$$

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

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

$$\kappa_y = \kappa_{oy} + \kappa_o \cdot z_i;$$

для диафрагм, параллельных оси Z :

$$\kappa_z = \kappa_{oz} - \kappa_o \cdot y_i.$$

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

$$M_i = -\kappa_i \cdot b_i$$

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 трехблочной диафрагмы выделяем двухблочные диафрагмы N 5.1 и N 5.2 (см. рис. 8.5); изгибные и осевые несткости выделенных диафрагм определяем по формулам (2.1-1), принципия коэффициент условий работы равным $\chi_{def} = 0,575$ (см. табл. 8.1) в соответствии с относительной высотой $\beta = 2,84$ диафрагмы N 5.

1.020-1 | 83. 0-4 08 П3

Лист
11

10

ТАБЛИЦА 8.6

ВЫЧИСЛЕНИЕ КРИВИЗН ПЛОСКИХ ДИАФРАГМ И ИЗГИБАЮЩИХ
МОМЕНТОВ ДЛЯ ДИАФРАГМ, ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ОСИ Y

N, N ДИАФ- РАГМ	Z_i	ВАРИАН- ТЫ НА- ГРУЗОК	$M_{0x} \cdot 10^{-6}$	$M_{0y} \cdot 10^{-6}$	$M_{0z_i} \cdot 10^{-6}$	$M_{1y} \cdot 10^{-6}$	$B_{1z} \cdot 10^6$	M_{1z}
1	20,9	1	$\pm 26,43$	$\pm 0,83$	$\pm 17,34$	$\pm 43,77$		∓ 422
		2	0	0	0	0		0
		3	+7,94	+0,99	+20,69	+28,63	9,6	-215
		4	+8,34	-0,18	-3,76	+4,58		-44
2	14,9	1	$\pm 26,43$	$\pm 0,83$	$\pm 12,37$	$\pm 38,80$	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
3	-9,1	1	$\pm 26,43$	$\pm 0,83$	$\mp 7,55$	$\pm 18,88$		∓ 696
		2	0	0	0	0		0
		3	+7,94	+0,99	-9,01	-1,07	36,8	+39
		4	+8,34	-0,18	+1,64	+9,98		-368

ДЛЯ ДИАФРАГМ, ПАРАЛЛЕЛЬНЫХ ОСИ Z

N, N ДИАФ- РАГМ	Y_i	ВАРИАН- ТЫ НА- ГРУЗОК	$M_{0x} \cdot 10^{-6}$	$M_{0y} \cdot 10^{-6}$	$M_{0z_i} \cdot 10^{-6}$	$M_{1z} \cdot 10^{-6}$	$B_{1y} \cdot 10^6$	M_{1z}
3	-3,0	1	0	$\pm 0,83$	$\pm 2,49$	$\mp 2,49$		∓ 24
		2	+40,98	0	0	+40,98	9,6	∓ 394
		3	0	+0,99	-2,97	+2,97		-29
		4	0	-0,18	+0,54	-0,54		+5
4	+3,0	1	0	$\pm 0,83$	$\pm 2,49$	$\mp 2,49$		± 24
		2	+40,98	0	0	+40,98	9,6	∓ 394
		3	0	+0,99	+2,97	-2,97		+29
		4	0	-0,18	-0,54	+0,54		-5

ВАРИАНТЫ НАГРУЗОК

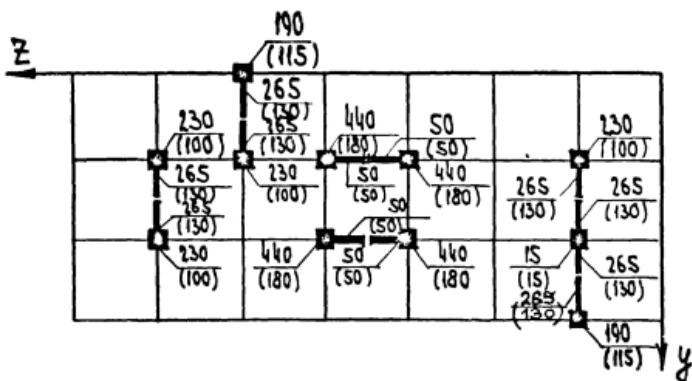
- Горизонтальные нагрузки, направленные вдоль оси Y
- Горизонтальные нагрузки, направленные вдоль оси Z
- Вертикальные максимальные
- Вертикальные минимальные

1.020-1/83. 0-4 08П3

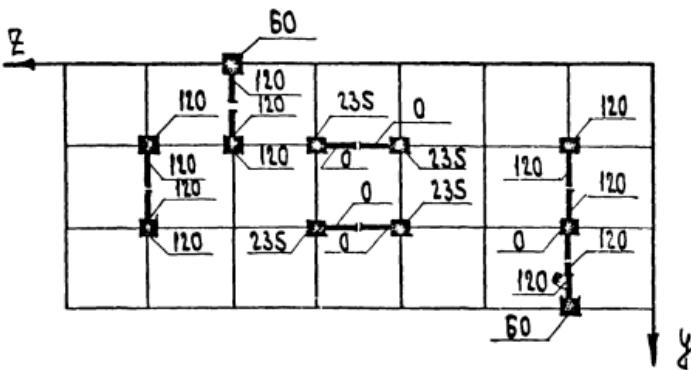
Лист
12

Рис. 8.4

а) МАКСИМАЛЬНЫЕ И МИНИМАЛЬНЫЕ НАГРУЗКИ



б) ВРЕМЕННЫЕ НАГРУЗКИ



1.020-1183. 0-4 08.13

Лист
13

50

ТАБЛИЦА 8.7

ВЫЧИСЛЕНИЕ ИЗГИБАЮЩИХ МОМЕНТОВ В ЭЛЕМЕНТАХ
ТРЕХКОЛОННОЙ ДИАФРАГМЫ № 5

ДИАФ- РАГМА	ВАРИАНТ НАГРУЗКИ	$M \cdot 10^{-6}$	$B \cdot 10^6$	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.

№ № ДИАФРАГ- МЫ	УЧЕТНЫЙ НАГРУЗ- КА	M	$P_i \cdot e_i$	$M_i + P_{e_i}$	Q_i	ΣQ_i	N	$D.S \cdot N$	
1	1	∓ 422	0	∓ 422	24.8	92.9	990	445	
	3	-275	0	-275	8.1		460		
	4	-44	0	-44	1.3				
2	1	∓ 353	0	∓ 353	20.8	31.7	950	475	
	3	-206	+582	+372	10.9		475		
	4	-52	+296	+244	7.2				
3	1	∓ 24	0	∓ 24	1.4	24.6	980	490	
	2	∓ 394	0	∓ 394	23.2		460		
	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		750		
	4	-368	+338	-30	0.9				

1.020-1 | 83. 0-4 08 П3

Лист
14

ДЛЯ ДИАФРАГМЫ N5-1: $B^0 = 13,8 \cdot 10^6$ (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 N5-2 $B^0 = 13,1 \cdot 10^6$ (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 N5; изгибающие моменты в выделенных диафрагмах вычислены в табл. 8.7.

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

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

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

$$k_T = (\beta - 0,45) / (\beta - 0,15) = (2,84 - 0,45) / (2,84 - 0,15) = 0,89$$

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

ДЛЯ ДИАФРАГМЫ N5-1:

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

ДЛЯ ДИАФРАГМЫ N5-2:

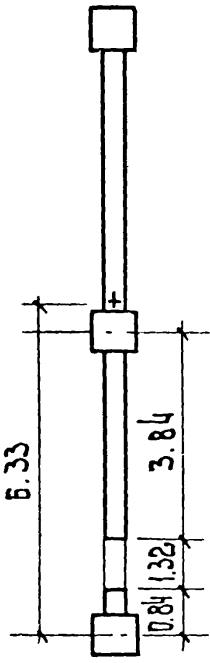
$$\frac{\bar{A} \bar{\varepsilon}}{B} = \frac{1,22 \cdot 10^6 \cdot 3,13}{36,8 \cdot 10^6} = 0,110; \quad \frac{\bar{A}}{A} = \frac{1,22 \cdot 10^6}{2,26 \cdot 10^6} = 0,540.$$

Определяем продольные силы \bar{N} для диафрагмы N5-1. При действии горизонтальных нагрузок, направленных вдоль оси Y, момент в диафрагме N5 по данным табл. 8.6, составляя $M_5 = \pm 696$ (тм), продольная сила $P_5 = 0$.

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

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

A U U A P H P A T M A 5.1 (N2 NO 111 B U M O W A H M)



A technical drawing of a vertical pipe assembly. It consists of a vertical pipe with a flange at the top and a valve at the bottom. A dimension line with arrows at both ends spans the vertical distance between the top of the flange and the bottom of the valve. The dimension is labeled as 2.67.

ԱՆԳԼԻԱ 5.2 (Ն ԽՈՂՈՎԱՀԱԿԱԿՈՒԹՅՈՒՆ)

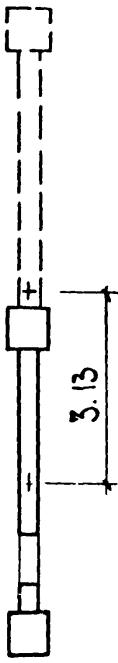


Fig. 8.5

б) При действии вертикальных максимальных нагрузок момент в дияфрагме №5 под действием тябл. 8.6 составляет $M_5 = 39 \text{ (тм)}$, продольная сила $N_5 = 1495 \text{ (т)}$ (см. табл. 8.5). Вертикальная нагрузка выделенной дияфрагмы $P_{5,1} = 735 \text{ (т)}$ (см. рис. 8.4)

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

в) При действии вертикальных минимальных нагрузок $M_5 = -368 \text{ (тм)}$; $P_5 = 750 \text{ (т)}$; $P_{5,1} = 375 \text{ (т)}$:

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

Аналогично выполняется расчет для дияфрагмы №2.

Проверка прочности дияфрагм по нормальному сечению.

Для дияфрагмы №1 при максимальных вертикальных нагрузках внутренние усилия равны:

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

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

$$N_y = 1450 \text{ (т)}; N_{\text{гр}} = 720 \text{ (т)}; \lambda_1 = 2,5 \text{ (м)}; \phi_1 = 3630 \text{ (тм)}.$$

Поскольку $N_y > N > N_{\text{гр}}$; несущую способность дияфрагмы проверяем из условия (3.2-1).

Коэффициент условий работы χ , при относительной высоте $\beta = 5,67$ по формуле (3.2-9) равен:

$$\chi_1 = (\beta + 0,25) / (\beta - 0,25) = (5,67 + 0,25) / (5,67 - 0,25) = 1,09$$

Используя полученное значение k_1 , осуществляем проверку условия (3.2-1):

$$M_1 \cdot k_1 + \lambda_1 \cdot N = 697 \cdot 1,09 + 2,5 \cdot 990 = 3235 \text{ (тм)} \leq \varphi_1 = 3630 \text{ (тм)}$$

следовательно, прочность диафрагмы обеспечена.

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

$$N_k = 1250 \text{ (т)}; N_{\text{ср}} = 620 \text{ (т)}; L_1 = 2,43 \text{ (м)}; \varphi_1 = 3030 \text{ (тм)}$$

В этом случае:

$$697 \cdot 1,09 + 2,43 \cdot 990 = 3160 \text{ (тм)} > \varphi_1 = 3030 \text{ (тм)}$$

т.е. прочность диафрагмы недостаточна.

Окончательно принимаем требуемую несущую способность диафрагменной колонны равной $N_{\text{кол}} = 500 \text{ (т)}$ 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 № 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):

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

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

$$Q_i = 2 \cdot M_i / 4 = M_i / 17$$

1.020-1/83. 0-4 08 ПЗ

Лист
18

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):

$$T_{37} \leq T_{37}^{pp}$$

Рассмотрим диафрагму №1, для которой расчетным является второй снизу этаж. Используем условий работы K_7 , при относительной высоте диафрагмы $\beta = 5.67$ (см. табл. 8.1) вычисляем по формуле (2.3-8):

$$K_7 = (\beta - 0.45) / (\beta - 0.15) = (5.67 - 0.45) / (5.67 - 0.15) = 0.945$$

Сдвигающие силы вычисляем по формуле (2.3-7):

$$T_{37} = K_7 \cdot [M_{37} \frac{A \cdot \epsilon}{B} + N_{37} \left(\frac{A}{A} - \frac{N_{37}}{N_{37}} \right)]$$

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

Предварительно вычисляем относительные геометрические характеристики отсеченной (правой) части (вычислены координаты центров тяжести отсеченных частей опущены)

Для крайнего шва №1:

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

Для среднего шва №2:

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

Для крайнего шва № 3:

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

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

При действии горизонтальных нагрузок:

$$M_{3T} = M \frac{2h \cdot 3}{\pi^2} = \pm 422 \frac{2 \cdot 8 \cdot 3}{\pi^2} = \pm 86 \text{ (тм)}$$

При действии максимальных вертикальных нагрузок:

$$M_{3T} = \frac{M}{\pi} = - 275 : 8 = - 34 \text{ (тм)}$$

Приращение продольной силы в пределах высоты этажа (см. рис. 8.6) равно $N_{3T} = 120 \text{ (т)}$

Относительные значения продольных нагрузок при этом составляют:

для крайнего шва № 1: $\bar{N}_{3T} / N_{3T} = 0,77$;

для среднего шва № 2: $\bar{N}_{3T} / N_{3T} = 0,50$;

для крайнего шва № 3: $\bar{N}_{3T} / N_{3T} = 0,23$.

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

для крайнего шва (расчетным является шов № 1):

$$T_{3T} = 0,945 ((-86-34) \cdot 0,13 + 120 (0,76 - 0,77)) = -15,9 \text{ (т)}$$

для среднего шва:

$$T_{3T} = 0,945 ((-86-34) \cdot 0,2 + 120 (0,5 - 0,5)) = - 22,7 \text{ (т)}$$

Сопоставление вычисленных значений сдвигающих сил с суммарной несущей способностью закладных деталей одного этажа (табл. 3.1) показывает, что для дифрагмы № 1 условие прочности обеспечивается.

1.020-1/83. 0-4 08П3

Лист
20

Рис. 8.6

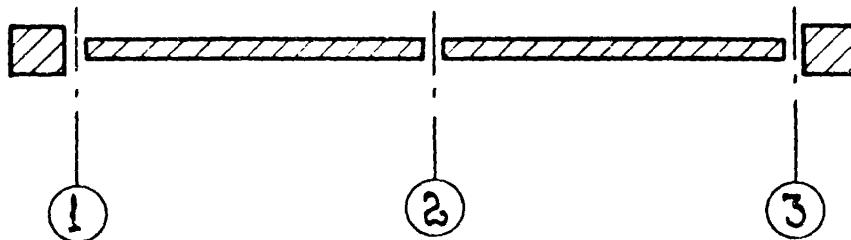
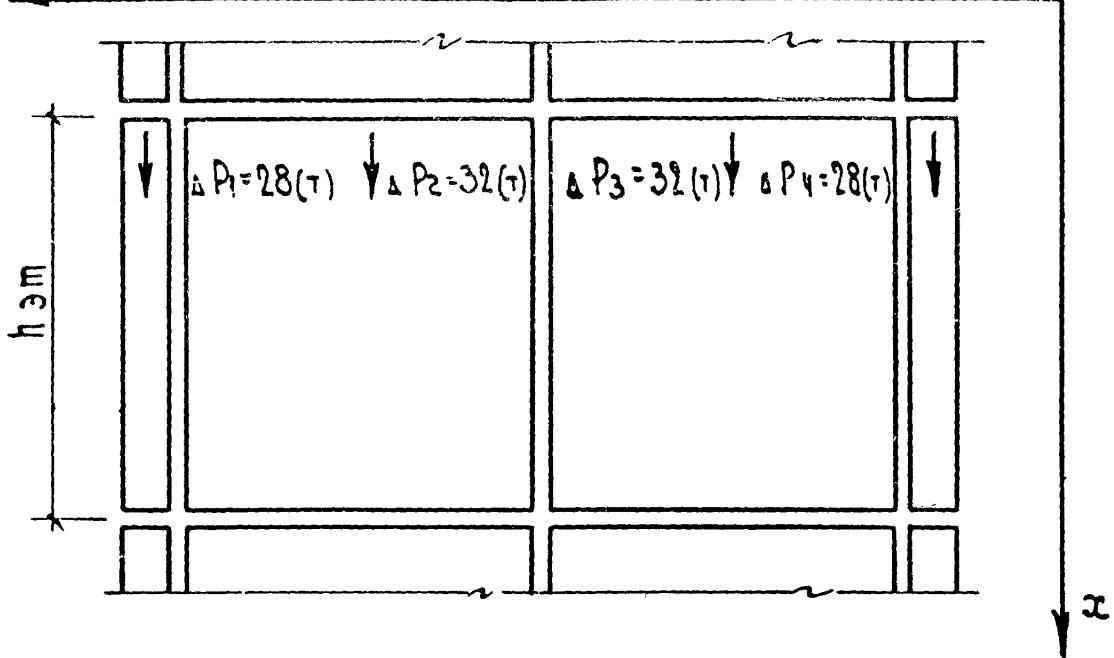
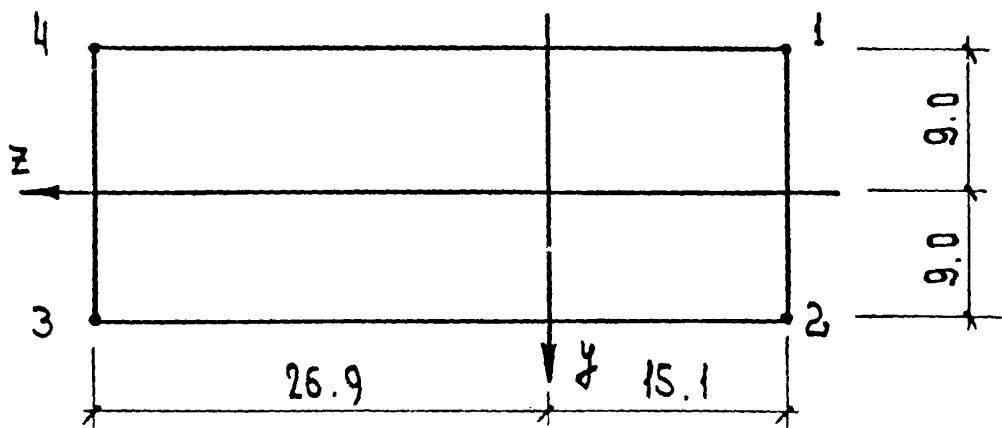


Рис. 8.7



1.020 - 1 | 83. 0-4 08 ПЗ

Лист
21

ТАБЛИЦА 8.9
К РАСЧЕТУ СДВИГАЮЩИХ УСИЛИЙ В ВЕРТИКАЛЬНЫХ
ШВАХ ДИАФРАГМЫ №1

№ ПОД ШВОВ	ВАРИАН- ТЫ НА- ГРУЗОК	M_{9T}	$\bar{A}_{\bar{e}}$	$M_{3T} \bar{A}_{\bar{e}}$	N_{3T}	\bar{A}	\bar{N}_{9T}	$\bar{A}_{\bar{N}_{3T}}$	$N_{3T} / \bar{A}_{\bar{N}_{3T}}$
1	1	± 86	0.13	$\pm 11,2$	—	—	—	—	—
	3	-34	0.13	-4,4	120	0.76	0.77	-0,01	-1.2
2	1	± 86	0.20	$\pm 17,2$	—	—	—	—	—
	3	-34	0.20	-6.8	120	0.50	0.5	0	0
3	1	± 86	0.13	$\pm 11,2$	—	—	—	—	—
	3	-34	0.13	-4,4	120	0.24	0.23	0.01	1.2

ТАБЛИЦА 8.10

РАСЧЕТ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ

ВАРИ- АНТ НАГРУ- ЖЕНИЯ	ВИД ОПРЕДЕЛЯ- ЕМОГО ПЕРЕМЕ- ЩЕНИЯ	ПЕРЕМЕЩЕНИЕ ОТ ИЗГИБА НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИИ			ПЕРЕМЕЩЕНИЕ ОТ КРЕНКА ФУНДАМЕНТОВ		
		$\kappa \cdot 10^6$	t	$\theta_{\text{ИИИД}}$	M_{Φ}	$N_{\Phi} / \kappa \cdot 10^6$	$\theta_{\text{ИИИД}}$
1	ϑ_{0y} (м)	$\pm 26,43$	231	$\pm 0,61 \times 10^{-2}$	± 1320	16.5	$\pm 2,17 \times 10^{-2}$
	ϑ_{0x} (м)	0	231	0	0	42.3	0
	θ (рад)	± 0.83	231	$\pm 0,02 \times 10^{-2}$	± 8300	0.066	$\pm 0.055 \times 10^{-2}$
2	ϑ_{0y} (м)	0	231	0	0	16.5	0
	ϑ_{0x} (м)	$\pm 40,28$	231	$\pm 0,93 \times 10^{-2}$	± 610	42.3	$\pm 2,8 \times 10^{-2}$
	θ (рад)	0	231	0	0	0.066	0
3	ϑ_{0y} (м)	± 7.94	616	$0,49 \times 10^{-2}$	± 91	16.5	$0,15 \times 10^{-2}$
	ϑ_{0x} (м)	0	616	0	0	42.3	0
	θ (рад)	$\pm 0,99$	616	$0,06 \times 10^{-2}$	± 5610	0.065	$0,037 \times 10^{-2}$

1.020-1/83 0-4 08 П3

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:

$$v_y^{u32} = t \cdot e_{ay} ; \quad v_{xz}^{u32} = t \cdot e_{az} ; \quad \theta^{u32} = t \cdot \kappa_e .$$

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

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

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

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

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)

$$v_y^{och} = M_y \frac{H\varphi}{R_y} ; \quad v_{xz}^{och} = M_z \frac{H\varphi}{R_z} ; \quad \theta^{och} = M_\theta \frac{H\varphi}{R_\theta}$$

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

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

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

Суммарные моменты и бимомент вертикальных и горизонтальных

НАГРУЗОК НА УРОВНИ ПОДОШВЫ ФУНДАМЕНТОВ ОПРЕДЕЛЯЕМ ПО ФОРМУЛАМ:

$$M_y^* = (M_y + Q_y \cdot h_f) \cdot 0.8; \quad M_z = (M_z + Q_z \cdot h_f) \cdot 0.8; \quad M_g^* = M_y^* \cdot z$$

(вычисления M^* 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 рассчитываются по формуле (2.3-19), приняв $z_3 = z_4 = 26,9$ (м).

Перемещения, происходящие от изгиба конструкций, равны:

$$\bar{u}_{3y}^{osn} = \bar{u}_{3y}^{izg} + \theta^{izg} z_3 = (0.61 + 0.49) \cdot 10^{-2} + (0.02 + 0.06) \cdot 26.9 \cdot 10^{-2} = 3.25 \cdot 10^{-2} \text{ (м)}$$

Перемещения, происходящие от деформации податливого основания:

$$\bar{u}_{3y}^{osn} = (2.17 + 0.15) \cdot 10^{-2} + (0.055 + 0.037) \cdot 26.9 \cdot 10^{-2} = 4.79 \cdot 10^{-2} \text{ (м)}$$

Допустимые перемещения верхины 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 превышают 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 верхины здания в направлении оси Z как от изгиба конструкций $\bar{u}_{3z}^{izg} = 0.93 \cdot 10^{-2}$ (м), так и от деформаций основания $\bar{u}_{3z}^{osn} = 2.8 \cdot 10^{-2}$ (м) (см. табл. 8.10), не превосходят допустимых значений.

Индекс	податливости
Число	Число

8.2. ПРЕДВАРИТЕЛЬНЫЙ ПОДБОР КОЛИЧЕСТВА ДИАФРАГМ
ДЛЯ 12-ЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ

ДЛЯ 12-ЭТАЖНОГО ЗДАНИЯ РАЗМЕРОМ В ПЛАНЕ 60x24(м), СТРОН-
ТЕЛЬСТВО КОТОРОГО ПРЕДПОЛАГАЕТСЯ ОСУЩЕСТВЛЯТЬ ВО II ВЕТРОВОМ РАЙ-
ОНЕ, ТРЕБУЕТСЯ ПОДБРАТЬ НЕОБХОДИМОЕ КОЛИЧЕСТВО ПЛОСКИХ 6-МЕТРО-
ВЫХ ДИАФРАГМ.

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

Расчетная нагрузка на 1 кв.м. перекрытия с учетом собствен-
ного веса несущих конструкций $\varphi_{max} = 1,5 \text{ т/м}^2$; $\varphi_{min} = 0,75 \text{ т/м}^2$.
Суммарная вертикальная нагрузка здания $(\Sigma P)_{max} = 26000 \text{ (т)}$.

Расчетные нагрузки

Момент ветровых нагрузок по Прил. 3 на 1 п.м. грузового
фронта фасада при высоте здания $H=52\text{м}$ составляет для второго вет-
рового района $1,3 \times 115 = 150 \text{ тм/м}$. Суммарные моменты горизонталь-
ных 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 $K_{ВИ} = 1$;

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

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

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

1.020-1/83. 0-4 08 ПЗ

Лист
25

Определение предельно допустимого момента в диафрагмах

$$\text{ПРИ ОТНОСИТЕЛЬНОЙ ВЫСОТЕ ДИАФРАГМ } B = \frac{H}{B} = \frac{52}{6} = 8.7$$

КОЭФФИЦИЕНТ УСЛОВНОЙ РАБОТЫ $K_{\text{деф}}$ ПО ФОРМУЛЕ (2.1-2) РАВЕН:

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

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):

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

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):

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

ВЫЧИСЛИМ ЗНАЧЕНИЕ ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМОГО МОМЕНТА В ДИАФРАГМЕ ИЗ УСЛОВИЯ ПРОЧНОСТИ ПО НОРМАЛЬНОМУ СЕЧЕНИЮ.

ЗАДАВАЯСЬ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТЬЮ ДИАФРАГМЕННОЙ КОЛОННЫ $N_{\text{нда}} = 600$ (Т) ПО ПРИЛ. 2 НАХОДИМ:

$$N_{\text{ц}} = 1650 \text{ (Т)}; \quad N_{\text{гр}} = 820 \text{ (Т)}; \quad d_1 = 2,57 \text{ (м)}; \quad \phi_1 = 4230 \text{ (ТМ)}$$

$$N_{\text{э.п.}} = 600 \text{ (Т)}; \quad d_2 = 1,4 \text{ (м)}; \quad \phi_2 = 960 \text{ (ТМ)}$$

(НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СТЕНКИ СОГЛАСНО ПРИЛ. 5 - $N_{\text{ст}} = 80$ (Т/м)).

РАСЧЕТНЫЕ ПРОДВОЛЬНЫЕ СИЛЫ В ДИАФРАГМЕ ПРИ ГРУЗОВОЙ ПЛОЩАДИ 72 М² СОСТАВЛЯЮТ

$$N_{\text{т.п.}} = 625 \text{ (Т)}; \quad N_{\text{макс}} = 1250 \text{ (Т)}.$$

ПРИ МАКСИМАЛЬНЫХ НАГРУЗКАХ $N = 1250 \text{ (Т)} > N_{\text{ГР}} = 820 \text{ (Т)}$

ПРЕДЕЛЬНО ДОПУСТИМЫЙ МОМЕНТ ОПРЕДЕЛЯЕМ ПО ФОРМУЛЕ (6.5-1):

$$M^{\text{пр}} = (\phi_1 - d_1 N) : K_1$$

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

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

Пределенно допустимый момент:

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

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

Пределенно допустимый момент определяем по формуле (6.5-2):

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

Коэффициент условий работы K_2 по (3.2-8):

$$K_2 = 1 + (K_{nc} - 1) \frac{N - N_{gr}}{N_{gr} - N_{gr}} = 1 + (1,06 - 1) \frac{625 - 600}{820 - 600} = 1,01$$

Пределенно допустимый момент:

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

Расчетные значения предельно допустимого момента принимаем по условию прочности:

$$M_{расч}^{np} = 960 \text{ (тм)}$$

Количество диафрагм, параллельных оси Y и Z соответственно равно:

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

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

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:

$$K_{\Delta\Phi} = \frac{2,6 \cdot B - 1,3}{2 + 3B} = \frac{2,6 \times 2,17 - 1,3}{2 + 3 \times 2,17} = 0,52$$

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 двухходлонную диафрагму (1) с изгибной жесткостью $B^0 = 13,8 \times 10^6$ (тм^2) и осевой жесткостью $A^0 = 2,40 \times 10^6$ (т) (№2 по прил. 4) и три одноклонные гаухе диафрагмы (2), (3) и (4) с изгибной жесткостью $B^0 = 6,8 \times 10^6$ (тм^2) и осевой жесткостью $A^0 = 1,82 \times 10^6$ (т) (№16 по прил. 4). Привязки элементов показаны на рис. 8.9.

ОСЕВАЯ ЖЕСТКОСТЬ ШВЕЛЛЕРНОЙ ДИАФРАГМЫ ПО ФОРМУЛЕ (2.3-25):

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

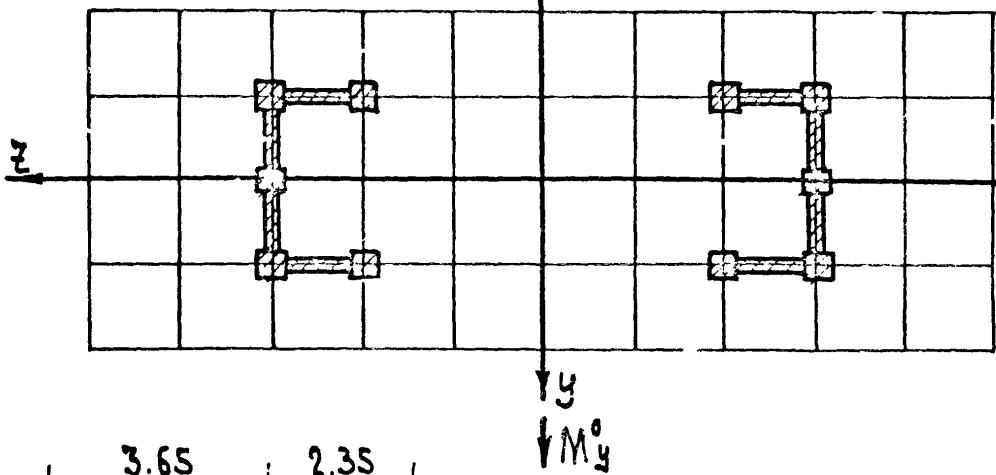
ПРИВЯЗКА Z_4 ЦЕНТРА ТЯЖЕСТИ ДИАФРАГМЫ ПО ФОРМУЛЕ (2.3-27):

1.020-1/83. D-4 08 Р3

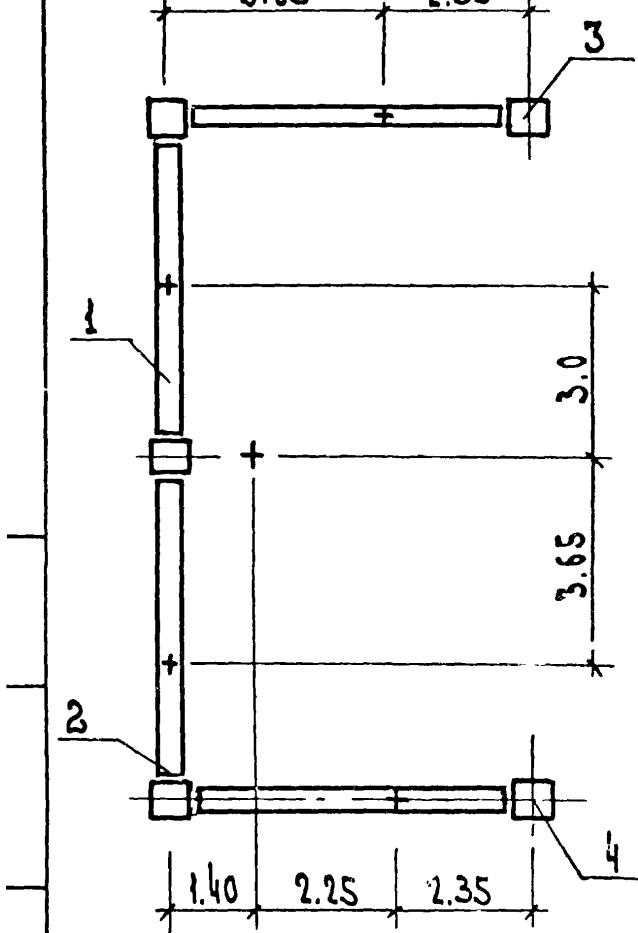
АНДС

28

Puc. 8.8



Puc. 8.9



1.020-1183.0-k 08 A3

1987 29

$$Z_{qt} = \frac{\sum A_i Z_i}{A_0} = (2 \times 1,82 \times 10^6 \times 3,96) : 7,8 \times 10^6 = 1,85 \text{ (м)}$$

Изгибные жесткости диафрагмы по формуле (2.3-26):

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$J_0 = 2 \times B_z \times Z^2 = 2 \times 104 \times 10^6 \times 16,15^2 = 54500 \times 10^6 \text{ (Тм}^4\text{)}$$

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{K}_y по формуле (2.3-1):

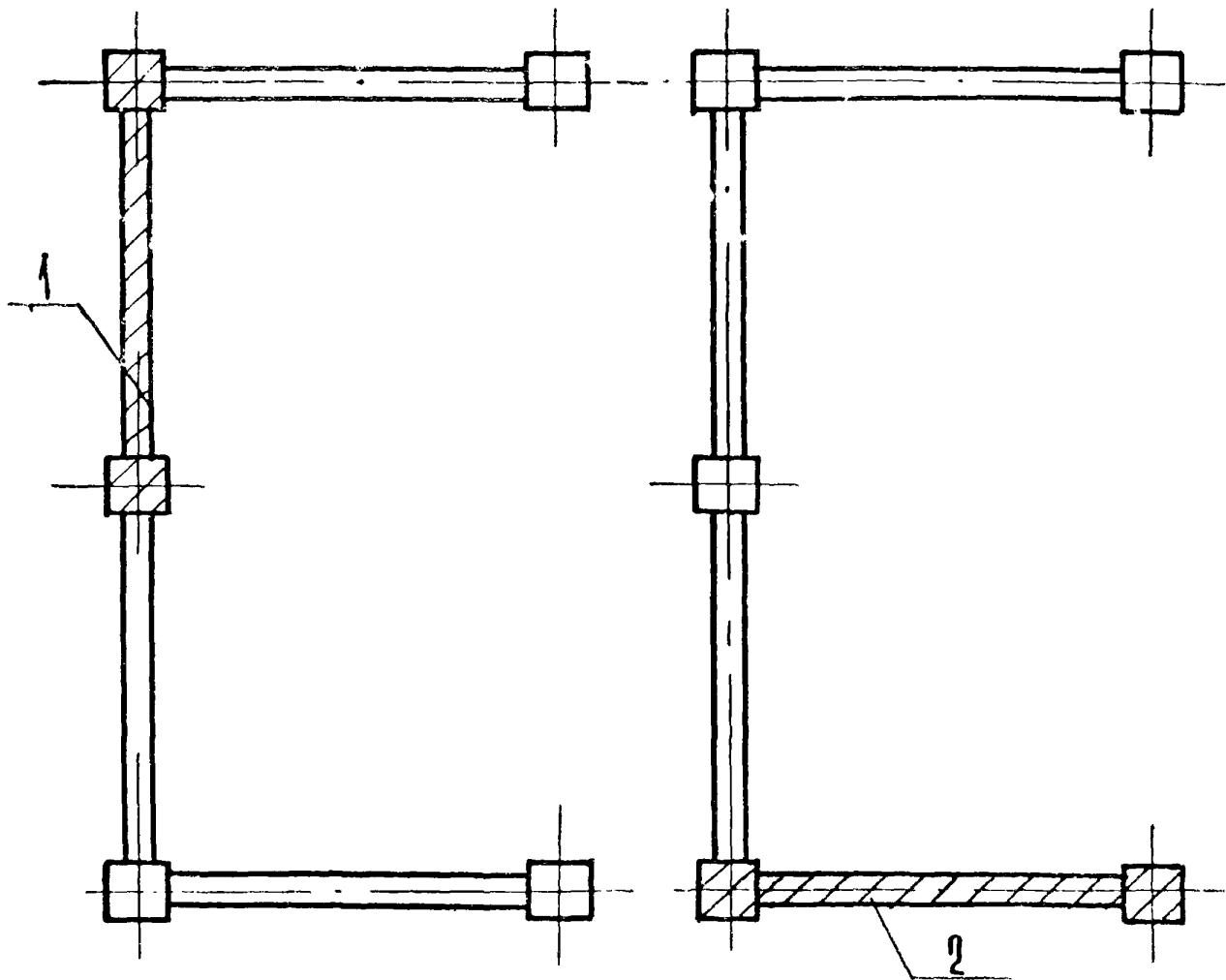
$$\mathcal{K}_y = \frac{M_y}{J_y} = \pm 10500 : 208 \times 10^6 = \pm 50,48 \times 10^{-6} \text{ (1/м)}$$

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

$$M_{iy} = \mathcal{K}_y B_{i2} = 50,48 \times 10^{-6} \times 104 \times 10^6 = 5250 \text{ (тм)}$$

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 08п3

Лист
31

непосредственно путем пропорционального распределения суммарного момента:

$$M_{1y} = 0,5 M_y = 0,5 \times 10400 = 5250 \text{ (тм).}$$

Выделяя в составе швеллерной диафрагмы двухкоэффициентные плоские диафрагмы (1) и (2) - см. рис. 8.10, изгибающие и осевые жесткости которых при монолитных соединениях (тип 5 по табл. 2.1) равны:

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

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

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

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

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

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

$$M_{2y} = 0;$$

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

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

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

$$K_T = \frac{0,8 - 0,45}{0,8 - 0,15} = (2,17 - 0,45) : (2,17 - 0,15) = 0,85$$

Для выделенной диафрагмы (1) расстояние $\bar{B} = 3,0 \text{ (м)}$ 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 $\bar{B} = 6,0 \text{ (м)}$ 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.

Инв. №	Полисс. №	Даты

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:

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

Осьевые 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

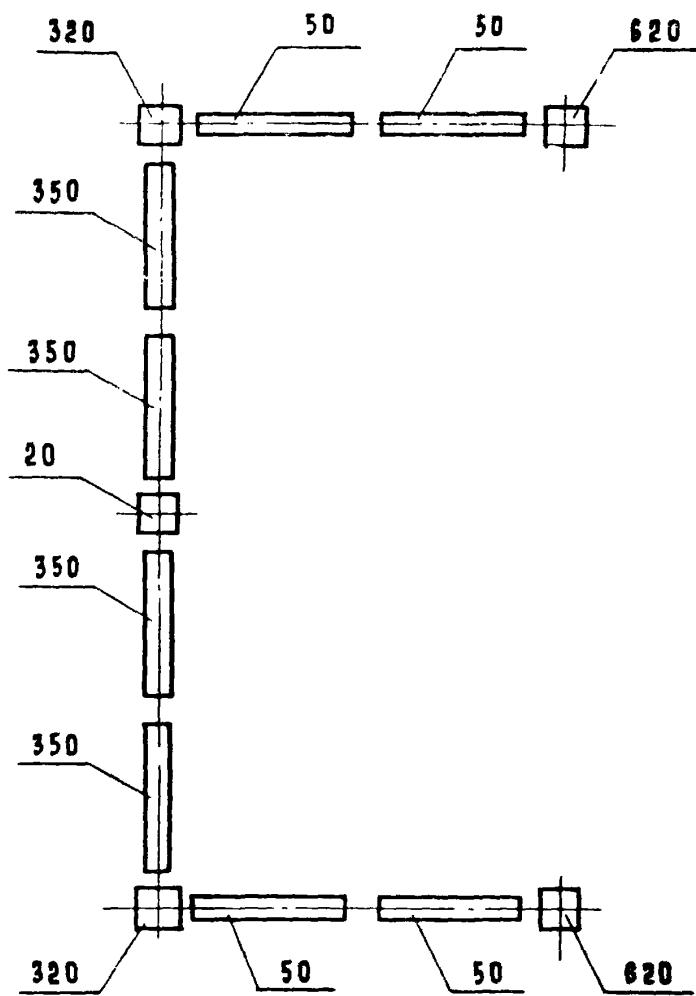
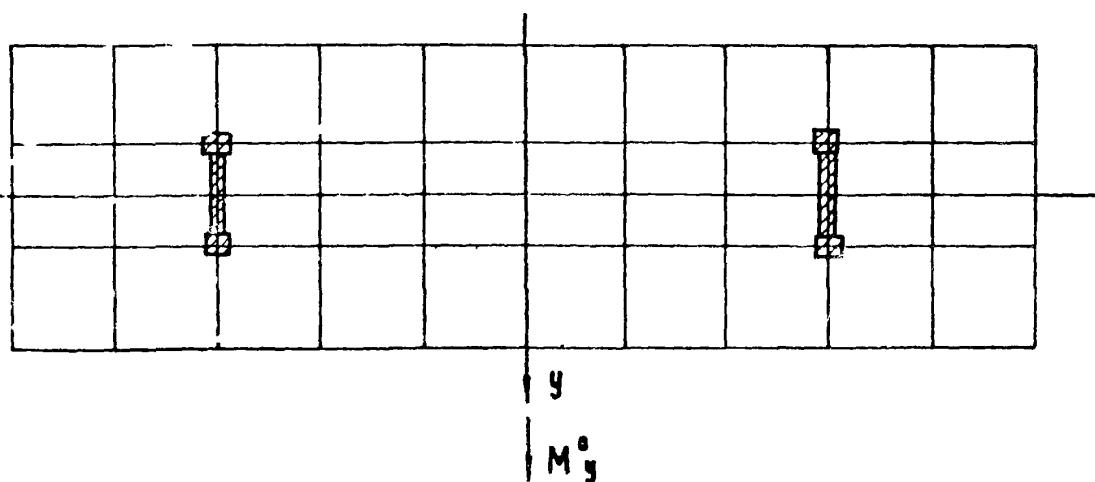


Рис. 8.12



ИМ. Н. ПУРГА. / ПОДАЛИСЬ ИАТА ВЗАИМНОЕ №

1.020-1/83.0-4 08П3

Лист
34

строительство которого предполагается осуществлять 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 $q_{max} = 1,1$ ($\text{т}/\text{м}^2$), $q_{min} = 0,6$ ($\text{т}/\text{м}^2$). Полный вес здания при максимальных нагрузках ($\geq p_{max}$) = 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 эксцентрикитетов вертикальных нагрузок, вычисляем суммарный момент M_y по формуле (6.4-1) при $K_{KX} = 1$:

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

Продольные нагрузки диафрагм при грузовой площади $72 (\text{м}^2)$ 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):

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

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 $C = 3 \text{ м}$:

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

1.020-1/83. 0-4 08 ПЗ

Лист
35

Необходимое количество диафрагм при этом.

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

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

Относительная высота диафрагмы

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

Коэффициент условий работы Кдеф. (2.1-2):

$$K_{def} = \frac{2,6\beta - 1,3}{2 + 3\beta} = \frac{2,6 \times 3 - 1,3}{2 + 3 \times 3} = 0,59$$

Жесткость диафрагмы при изгибе (при $8^\circ = 13,8 \times 10^5 \text{ (Тм}^2\text{)}$ по Прил. 4):

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

Предельный допустимый момент:

$$M_{pr} = 0,005 \frac{B}{h} = (0,005 \times 8,1 \times 10^6) 518 = 2250 \text{ (Тм).}$$

Поскольку вычисленное из условий ограничений деформаций значение предельного момента больше, чем полученное выше из условий прочности, принимаем $M_{pr} = 630 \text{ Тм.}$

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

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

ЦКБ № подл.	Подпись и дата в ЗЭЭМ. 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 разны разности поперечных сил действующих в диафрагме в примыкающих к данному диску этажах (см. рис. 9.2).

$$W_{ik} = Q_{ik} - Q_{ik-1}$$

где i - номер диафрагмы;
 k - номер диска.

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

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

1.020-1183.0-4 09 пз

И.В. Н. ПОДПИСЬ
И.В. Н. ПОДПИСЬ

Чеч.отп. Забайкальский
И. Кондратов
И. Константинов
И. Константинов
И. Константинов
И. Константинов

Рекомендации по
расчету дисков
перекрытия.

Стандарты и нормативы

Р 1 3
Портфолио
высотных
зданий и
многоквартирных
жилых зданий

ЦНИИЭП

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 определяются несущими способностями соединений, которые следует принимать равными

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

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

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

Число листов и дату изыма	1

1020-1/83. 0-4 09 п3	лист
	2

Рис. 9.1

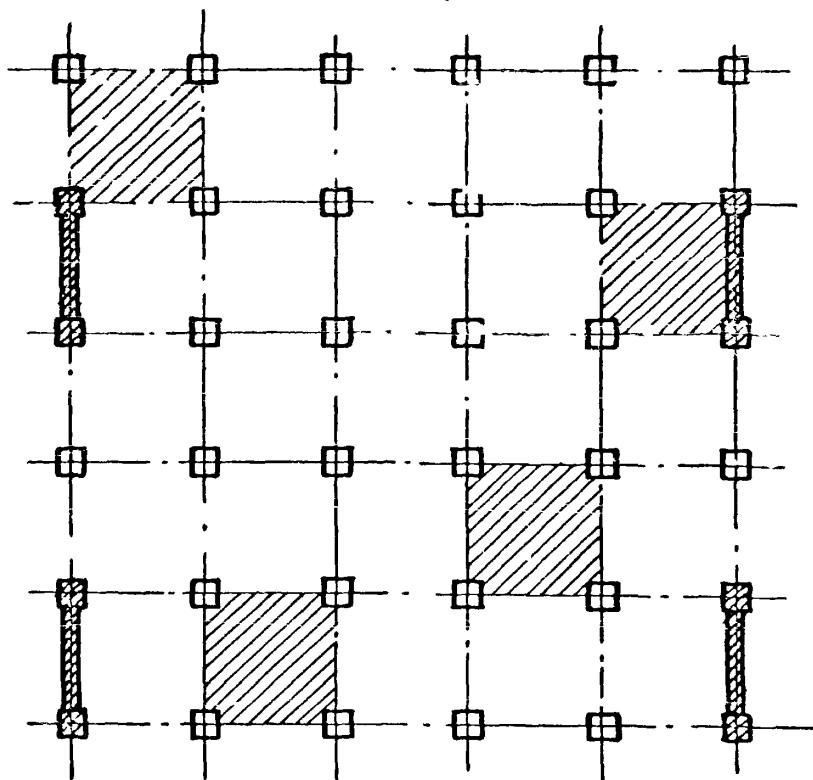
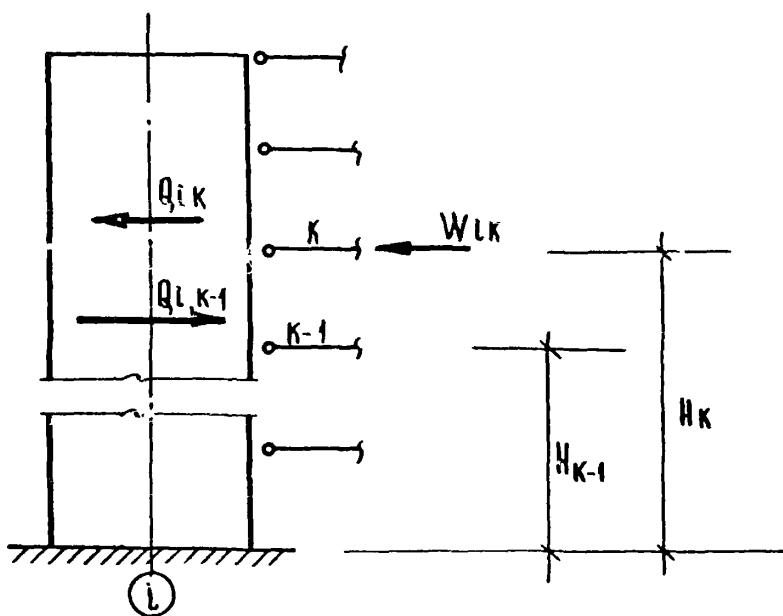


Рис. 9.2



1. Назначение программы.

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

Программа имеет следующие ограничения:

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

Применяемая терминология разъясняется в разделе "Условия применения".

2. Условия применения.

2.1. Требования к техническим средствам.

Программа разработана на языке РЛ/Г для ЕС ЭВМ в системе программирования ОС ЕС. Программа использует основную память объемом 360К. Внешняя память программы не используется. Библиотека программы хранится на внешнихносителях информации. Время счета одной задачи с максимальным возможным количеством элементов на ЭВМ ЕС 1033 составляет 2 минуты.

1.020-1/83. 0-4 10 пз

Приложения № 1.
Пример расчета задачи
по программе
"Приказ".

Стандарт		Листов
Р	1	28
Портрет- блочных заданий в турбомехани- ческих комплексах		ЦНИИЭП

ПОДЛ.	ИМЯ	ФИО
	И.В.ОПА	ОПАСКИЙ
	И.КОНКР.	КОНКРЕНЦИЯ
	Г.А.КОНСТ	КОНСТРУКЦИЯ
	Г.Ч.П	ПРОЦЕССОР
	РАЗРАБ.	РАЗРАБОТКА

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. Отдельностоящая 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 силы одного направления. Под комбинацией понимается суммарное воздействие от вертикальных и горизонтальных нагрузок.

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

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

Для определения прогиба здания в этом случае следует пользоваться формулой:

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

① Нумерацию рекомендуется производить в порядке расположения элементов (стоечек, швов, дифрагм, фундаментов) на схеме.

где: f_0 - прогиб верха здания с постоянной по высоте жесткостью дифрагм, соответствующей сечению по избранным участкам;

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

f_{02} - то же для следующего 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.

```

//PR1K4-JOB(TR3D,384), ЗАВРАНСКИЙ/1480352, MSGLEVEL=(1,1)
//LEXEC LPGM:VIZ1Y, REGION=380K
//STEPLIB DDN UNIT=SYSDA, VOL=SER=LIBVOL, DSN=BZMP,DISP=
SHR
//SYSPRINT DDN SYSOUT=A
//SYSIN DDN *
<Исходные данные>
//
```

Исходные данные	
1	2
3	4
5	6
7	8

1.020-1/83 0-4 10п3

Лист
3

Исходная информация к программе Приказ

Для подготовки исходных данных разработаны таблицы, описание которых приведено в настоящем разделе. Таблицы с исходными данными записываются на бланках. Таблицы состоят из строк, в каждой строке помещается одно или несколько чисел, которые отделяются друг от друга одним или несколькими пробелами. Дробная часть числа от целой отделяется точкой. Для больших значений можно пользоваться записью чисел с указанием порядка. [1.204E+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

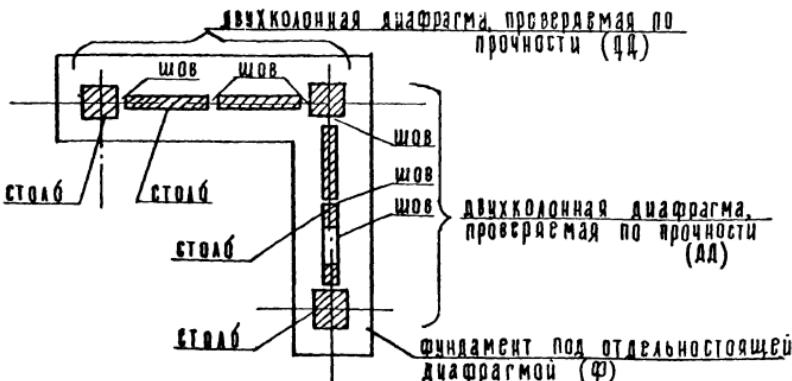


Рис. 1 Отдельностоящая диафрагма жесткости (Д)

1.020 - 1/83. 0-4 10 ПЗ

Лист
4

Таблица 1 ПАРАМЕТРЫ РАСЧЕТА

Смыслоное содержание параметров

Смыслоное содержание параметров

Числовое значение

1. Номер расчета (ХХ)
2. Количество столбов в расчетной схеме (ст)
3. Количество швов в расчетной схеме (св)
4. Количество вариантов вертикальных загружений (КВ)
5. Количество вариантов горизонтальных загружений (СН)
6. Количество 2-х колонных дж, проверяемых по прочности (КД)
7. Количество угловых точек плана здания (НТР)
8. Количество отдельных фундаментов под дж (КФ)
9. Количество отдаленностоящих дж (КОД)
10. Количество типов столбов (КТС)
11. Расстояние от верха фундамента до вершины здания (Н)
12. Расстояние от заделки дж в фундаменте до нижнего уровня этажа, в котором определяется величина сдвигающей силы в вертик. швах диафрагмы (НС)
13. Высота этажа, в котором определяется сдвигающая сила (НЕ) (в вертикальном шве)
14. Высота фундамента (НФ)
15. Расстояние от уровня земли до верха фундамента (Н1)
16. Расстояние от заделки диафрагм до уровня щва, в котором проверяется прочность его горизонтального сечения на сдвиг (ХХ)
17. Расчетное сопротивление бетона колонн на растяжение (R_p) кгс/см²

Размерность величин в таблицах: тонны, метры
Обозначения смотреть на рис. 3 - "Расчетная схема"

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 надо.

Таблица 2 Вес здания (1: KR)

МАКС	
МИН	

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

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

1		(по порядку номеров угловых точек здания)
2		
.		
.		
КТР		

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

1	
2	
.	
.	
КТР	

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

МАКС	МИН	(по порядку номеров столбов)
1		
2		
.		
.		
СТ		

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).

1.020-1/83.0-4 10 ПЗ

Лист
Б

ТАБЛИЦА 6. Ветровые нагрузки (1:СН, 1:4)

	M_y	Z	M_z	y	Q_y	Q_z
1						
2						
3						
СН						

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

Каждая строка таблицы соответствует варианту горизонтального нагружения. В таблицу записываются моменты (M_y, M_z) и поперечные силы (Q_y, Q_z), действующие на здание в уровне земли. Положительное направление векторов моментов и поперечных сил совпадает с положительным направлением координатных осей. Во втором и четвертом столбцах таблицы записываются соответственно координаты точек приложения векторов M_y, M_z (Z, y).

ТАБЛИЦА 7. Типы столбов (1:СТ).

1	
2	
3	
4	
СТ	

(по порядку номеров столбов)

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

ТАБЛИЦА 8. ХАРАКТЕРИСТИКИ ТИПОВ СТОЛБОВ (1:КТС, 1:5)

	L	B	E_B	$N_{\text{ст}}$	$N_{\text{ст}}^{\text{рас}}$
1					
2					
3					
4					
КТС					

ДЛЯ КАЖДОГО ТИПА СТОЛБА УКАЗЫВАЕТСЯ:

L - в первом столбце - длина столба;

B - во втором столбце - толщина столба

Е_у - в третьем столбце - модуль упругости материала столба с Кп*
 Жест в четвертом столбце - прочность столба на центральное сжатие
 (для стальных погонная несущая способность; для колонн - несущая способность в соответствии с их маркой); [СНиП II-21-75, прил. 2]
 Несущая способность в пятом столбце - прочность столба на запроектированное растяжение, иначе записывается нуль.

Для диафрагм жесткости из элементов серии I.020-1/83 несущая способность 1 п/м стены задается в соответствии с таблицей.

ВЫСОТА ЭТАЖА М	2,8	3,3	3,6	4,2	4,8	6,0
ПРИ КОЛОННАХ 0,4 x 0,4 М	95	80	80	80	60	60
ПРИ КОЛОННАХ 0,3 x 0,3 М	95	75	75	75	-	-

* СНиП II-21-75 п. 4.24

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

1
2
.
.
ст

(по порядку номеров столбов)

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

1
2
.
.
ст

ТАБЛИЦА 11. ПРИЗНАК ОРИЕНТАЦИИ СТОЛБОВ ОТНОСИТЕЛЬНО КООРДИНАТНЫХ ОСЕЙ (1:ст)

1
2
.
ст

(по порядку номеров столбов)

ЕСЛИ БОЛЬШАЯ СТОРОНА СТОЛБА ПАРАЛЛЕЛЬНА ОСИ "У" - ПРИЗНАК ОРИЕНТАЦИИ РАВЕН 1, ЕСЛИ БОЛЬШАЯ СТОРОНА СТОЛБА ПАРАЛЛЕЛЬНА ОСИ "Х" - 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 І-ОЙ ДИАФРАГМЕ ЖЕСТКОСТИ.

ТАБЛИЦА 14. КОЭФФИЦИЕНТЫ УСЛОВИЙ РАБОТЫ, УЧИТЫВАЮЩИЕ СНИЖЕНИЕ ЖЕСТКОСТИ ДИАФРАГМ ВСЛЕДСТВИИ ПОДАТЛИВОСТИ ЗАКЛАДНЫХ ДЕТАЛЕЙ И ДР. ФАКТОРОВ. (1: СТ)

1	
2	
"	
КОД	

(ПО ПОРЯДКУ НОМЕРОВ СТОЛБОВ)

В СТРОКУ ТАБЛИЦЫ 14 ЗАПИСЫВАЮТСЯ ЗНАЧЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ УСЛОВИЙ РАБОТЫ К АЕФ. ДЛЯ СТОЛБОВ ВХОДЯЩИХ В І-УЮ ДИАФРАГМУ ЖЕСТКОСТИ.

ПОДАТЛИВОСТЬ	ИДАТА	ВЗАМ. ИНВ. №

1. 020-1/83. 0-4 10 ПЗ

АНКЕТ

9

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

$$K_{\text{ДЕФ}} = \frac{2,6B - 4,3}{2 + 3B};$$

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

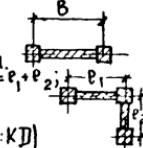


ТАБЛИЦА 15.

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

1
2
.
.
КД

(ПО ПОРЯДКУ НОМЕРОВ
2-Х-КОЛОННЫХ ДИАФРАГМ)

ТАБЛИЦА 16.

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

1
2
.
.
КД

(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
АСТАЛЯХ, ВСЛЕДСТВИЕ ИХ ПОДАТЛИВОСТИ. (1: СВ)

1
2
.
СВ

(ПО ПОРЯДКУ НОМЕРОВ ШВОВ)

ДЛЯ КОНСТРУКЦИЙ, ЗАПРОЕКТИРОВАННЫХ ПО СЕРИИ 1.020-1/КОЭФ.
ФИЦИЕНТ УСЛОВИЙ РАБОТЫ K_T ВЫЧИСЛЯЕТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

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

B - СМ. ПОЯСНЕНИЯ К ТАБЛИЦЕ 14.

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

1	
2	
.	
.	
СВ	

(по порядку номеров швов)

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

1	
2	
.	
.	
СВ	

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

1	
2	
.	
.	
СВ	

(по порядку номеров швов)

ТАБЛИЦА 21. КОЛИЧЕСТВО СТОЛБОВ, СТОЯЩИХ НА
ОТДЕЛЬНОМ ФУНДАМЕНТЕ. (1: КФ)

1	
2	
.	
КФ	

(по порядку номеров фундаментов)

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

1	
2	
.	
.	
КФ	

В строку таблицы записываются номера столбов, опирающихся
на 1-ый фундамент.

НН Н ПОДА.	ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗАМ. ИН. Н

1. 020-1/83. 04 10 ПЗ

АНКТ
44

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

1	
2	
.	
.	
СТ	

(ПО ПОРЯДКУ НОМЕРОВ СТОЛБОВ)

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

1	
2	
.	
.	
СТ	

(ПО ПОРЯДКУ НОМЕРОВ СТОЛБОВ)

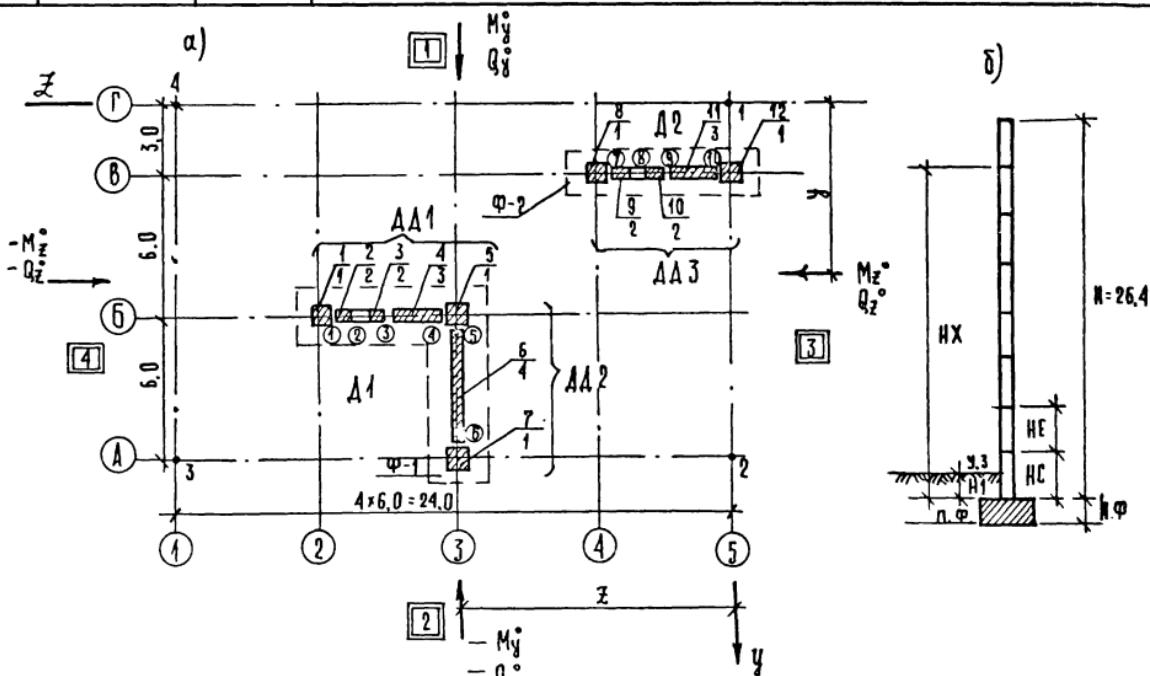


Рис. 3 Расчетная схема.

а) План ; б) Разрез ;

Расчетная схема.

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

НН ПЕР- ФО- КАРТ	ПРИКАЗ ПЕРФОРИРУЕМАЯ ИНФОРМАЦИЯ								ПРИМЕЧАНИЯ
1	КАРКАСНОЕ ЗДАНИЕ								
2	4411								
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	4	/						
10	4150	2900	4	/					ТАБ. 2
11	0	15	15	0	4	/			ТАБ. 3
12	0	0	24	24	4	/			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	4	/	
21	1	2	2	3	1	4	1	1	ТАБ. 7
22	2	2	3	1	4	/			
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	4	/		
27	9	9	9	9	9	12	15	3	ТАБ. 9
28	3	3	3	3	4	/			
29	18	17,47	15,53	13,71	12	12	12	6	ТАБ. 10
30	5,47	3,53	1,71	0	4	/			

4.020-1/83.0-4 10 n3

19827 106

НН ПЕР. ФО. КАРТ	ПРИКАЗ ПЕРФОРИРУЕМАЯ ИНФОРМАЦИЯ									ПРИМЕЧАНИЯ
31	3	2	2	2	3	1	3	3		ТАБ. 11
32	2	2	2	3	4	1				
33	7	5	~	1						ТАБ. 12
34	1	2	3	4	5	6	7			ТАБ. 13
35	8	9	10	11	12	4	1			
36	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.57	ТАБ. 14
37	0.67	0.67	0.67	0.67	~	1				
38	5	3	5	~	1					ТАБ. 15
39	1	2	3	4	5					ТАБ. 16
40	5	6	7							
41	8	9	10	11	12	~	1			
42	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.83	0.92	0.92		ТАБ. 17
43	0.92	0.92	~,	1						
44	9	9	9	9	9.2	14.8	3	3		ТАБ. 18
45	3	3	~	1						
46	17.8	16.5	15.21	12.2	12	12	5.8	4.5		ТАБ. 19
47	3.21	0.2	~	1						
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	~	1				
51	7	5	~	1						ТАБ. 21
52	1	2	3	4	5	6	7			ТАБ. 22
53	8	9	10	11	12	~	1			
54	0	0	0	0	0	0	0	0		ТАБ. 23
55	0	0	0	0	~	1				
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

Лист

16

- Чтение результатов расчета.
1. Результаты расчета выводятся в виде таблиц.
 2. Номера дифрагм 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.м.
 5. В таблицах перемещений (в см) в числителе приведены значения от максимальной вертикальной нагрузки и соответствующего горизонтальной загружения; в знаменателе - только от горизонтальных загружений.
 6. В таблицах усилий комбинации загружений с 1 по 4 соответствуют загружению максимальной вертикальной нагрузкой совместно с 1 по 4 загружениями горизонтальной нагрузкой; комбинации загружений с 5 по 8 соответствуют загружению минимальной вертикальной нагрузкой совместно с 1 по 4 загружениями горизонтальной нагрузкой.
 7. В таблице "Проверка прочности 2-х колонных дифрагм жесткости" несущая способность колонн подбирается автоматически начиная со 100-го шага 25.0. От него выдается значение обеспечивающее прочность дифрагмы жесткости.
 8. Для дифрагм жесткости и их столбов положительная продольная сила означает сдвиг вправо вверху вниз. Положительный момент вызывает растяжение дальнего от начала координат конца, 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 назначки нагрузка, записываемая в числителе, а минимальной - в знаменателе на рис. 2, "Конструктивная схема". В сторону конца оси - опускание дальнего от начала координат торца ф-та.
 - **

```

//PR4 JOB (TRZO,30,4), САВРАНСКИЙ 1480352, MSGLEVEL=(1,1)
//EXEC PGM=VIZIV,
//REGION=360K
//STEP1IB DD UNIT=SYSDA, VOL=SER=LIBVOL, DSN=BZMP,DISP=SHR
//SYSPRINT DD SYSOUT=A
//SYSIN DD *

```

```

IEF2361 ALLOC FOR PR4
IEF2371 431 ALLOCATED TO STEP1IB
IEF2371 430 ALLOCATED TO SYSPRINT
IEF2371 008 ALLOCATED TO SYSIN
IEF421 STEP WAS EXECUTED-COND CODE 0000
IEF1851 BZMP

```

```

IEF1851 VOL SEP NOS=LIBVOL,83216,1353
IEF3731 STEP / / START 83236,1353 CPU 0MIN 15,58 SEC MAIN 280K
IEF3741 STEP / / START 83236,1353 CPU 0MIN 15,58 SEC
IEF3761 JOB/PR4 / STOP 83236,1354 CPU 0MIN 15,58 SEC
IEF3761 JOB/PR4

```

Расчет здания со связанным каркасом

по программе. ПРИКАЗ

РАЗРАБОТАННОЙ В ЦНИИЭП торгово-бытовых
зданий и туристических комплексов

Наименование об'екта КАРКАСНОЕ ЗДАНИЕ

ШИФР об'екта 1111

ЗАКАЗЧИК отдел строительных конструкций
Исходные данные составил ПРОЧЕНКО, О.О
Исходные данные проверил СОБРАНСКИЙ В.З
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 загружений (КР).....	2
Количество вариантов горизонтальных загружений (СН)....	4
Кол-во 2-х идентичных, проверяемых по прочности [КД].....	3

Номер расчета	1
Параметры расчета	1
Параметры расчета	1
Параметры расчета	1
Параметры расчета	1

1.020-1183. 04 10 пз

Лист
18

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 ГОРizontalьных СЕЧЕНИЙ НА СДВИГ (НХ).....	23.10
РАСЧ. СОПРОТИВЛЕНИЕ БЕТОНА КОЛОНН НА РАСТЯЖЕНИЕ	10.00

ТАБЛИЦА 2 ВЕС ЗДАНИЯ
(1:КВ)

4150 2900
ТАБЛИЦА 3 КООРДИНАТЫ (У) 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 СТВАБОВ)
(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

1.020-1/83. 0-4 10 ПЗ

Лист
19

ДИВЛ № ПОДЛІСТЬ УДАРДОМ. ДНВМ

Таблица 6 Суммарные горизонтальные нагрузки (M, Q) и координаты точек 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	4	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: КД)

7	3
---	---

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

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

Таблица 14 Козф. ус. 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: КД)

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

1.020-1/83.0-4 10 П3

Лист
20

ТАБЛИЦА 16 НОМЕРА СТОЛОБОВ, ВХОДЯЩИХ В СОСТАВ 2-Х КОЛОННЫХ ДН
(1: СУММА ЦИФР ПРЕДЫДУЩЕГО МАССИВА)

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

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

0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	0.85	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)

17.00	16.50	15.21	12.20	12.00	12.00	5.80	4.50	3.21	0.20
-------	-------	-------	-------	-------	-------	------	------	------	------

ТАБЛИЦА 20 НОМЕРА СТОЛОБОВ, 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 СТОЛОБОВ, СТОЯЩИХ НА ОТДЕЛЬНОМ ФУНДАМЕНТЕ
1:ХР

7	5
---	---

ТАБЛИЦА 22 НОМЕРА СТОЛОБОВ, СТОЯЩИХ НА ОТДЕЛЬНОМ ФУНДАМЕНТЕ
(1:СТ)

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

ТАБЛИЦА 23 ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА СТОЛОБ В ПА-ТИ У
ОТ ЭКСЦЕНТРИЧНОГО ПРИЛОЖЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СМА
(1:СТ)

0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

ТАБЛИЦА 24 ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА СТОЛОБ В ПА-ТИ З
ОТ ЭКСЦЕНТРИЧНОГО ПРИЛОЖЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СМА
(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

Лист №	1	Взам. №	1
Положение	1	Положение	1
Положение	1	Положение	1

1.020-1/83.0-4 10П3

Лист
21

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 -1.27	3.55 -1.27	5.45 0.62	4.20 -0.62
ПО Z	0.60 -0.16	0.93 0.16	0.75 -0.02	0.70 0.02

*

И.Н.В. И ПОДАЛ
ПОДПИСЬ И ДАТА ВЗАИМ. ИНВ.Н

1.020 - 1/83. 0-4 10 П3

Лист
22

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

* ЧИСЛЕННОЕ ПЕРЕМЕЩЕНИЕ ОТ СУММЫ ПОСТОЯННЫХ, ДЛИТЕЛЬНЫХ И ГОРИЗОНТ. НАГРУЗОК ЗНАМЕНАТЕЛЬ - ПЕРЕМЕЩ. ОТ ГОРИЗОНТ. НАГРУЗКИ

ЭТАЖНЫЕ СДВИГАЮЩИЕ СИЛЫ В ШВАХ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ
НОМЕРА КОМБИНАЦИИ ЗАГРУЖЕНИЯ

№ ШВОВ	1	2	3	4
1	12,4	14,7	10,9	16,2
2	3,5	8,5	3,1	10,9
3	1,2	3,5	-2,1	6,7
4	-9,3	-17,8	-17,3	-10,3
5	3,9	-10,3	-5,2	-1,2
6	5,6	-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 ПЕРЕМЕЩЕНИЯ	4
ПО У	1,06
ПО Z	1,04
ПОВОРОТ	1,07

КОЭФФИЦИЕНТЫ ЖЕСТКОСТИ ФУНДАМЕНТОВ,
ОБЕСПЕЧИВАЮЩИЕ ПРОГИБ НЕ БОЛЕЕ 1:1000

НОМЕР ФУНДАМЕНТА	ЖЕСТКОСТЬ В ПЛОСК. Y	ЖЕСТКОСТЬ В ПЛОСК. Z
1	4,462E+06	1,742E+06
2	9,204E+02	1,293E+06

МОМЕНТЫ, ДЕЙСТВУЮЩИЕ НА 2-Х КОЛОННЫХ ДЖ
НОМЕРА КОМБИНАЦИИ 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	-319,2	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 КОМБИНАЦИИ 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

1.020-1/83.0-4 10 П3

Лист
24

ПРОВЕРКА УСЛОВИЙ ПРОЧНОСТИ 2-Х КОЛОННЫХ ДЖ

НОМЕР ДЖ	КОЭФ. ЗАПАСА	НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ КОЛОННЫ	НОМЕР КОМБИНАЦИИ НА ГРУЗОК	ПРИМЕЧАНИЯ
1	1.08	225	2	
2	1.11	125	1	
3	1.05	175	1	

В ТАБЛИЦЕ ПРОВЕРКИ УСЛОВИЙ ПРОЧНОСТИ
ВЫВОДИТСЯ НА ПЕЧАТЬ ИНФОРМАЦИЯ,
СООТВЕТСТВУЮЩАЯ КОМБИНАЦИЯМ НАГРУЗОК, ВЫЗЫВАЮЩИХ
НАИБОЛЬШИЕ УСИЛИЯ В ДЖ
УСИЛИЯ (М,Н,Q) В НИЖНЕМ СЕЧЕНИИ СТОЛОВ
(МОМЕНТЫ В ТМ, СИЛЫ В Т)

МОМЕНТЫ В ПЛ.Ч

НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЯ

Н 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.2

НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЯ

Н 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	-2.53	-2.50	-2.9.0	-21.4
12	-0.2	-0.2	-0.2	-0.1

1.020-1/83.0-4 10 П3

ДНВ № 1020 ПЛАТФОРМА ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ

Лист

25

ПОПЕРЕЧНЫЕ СИЛЫ В ПЛ. У
НОМЕРЫ КОМБИНАЦИИ ЗАГРУЖЕНИЙ

Номер столбца	1	2	3	4
1	0.0	-0.0	-0.0	-0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0
3	0.0	0.0	0.0	0.0
4	0.0	0.0	0.0	0.0
5	0.0	-0.1	-0.3	-0.1
6	0.0	-0.2	0.1	0.1
7	0.0	-0.0	0.0	0.0
8	0.0	-0.0	0.0	0.0
9	0.0	-0.0	0.0	0.0
10	0.0	-0.0	0.0	0.0
11	0.0	-0.0	0.0	0.0
12	0.0	-0.0	0.0	0.0

ПОПЕРЕЧНЫЕ СИЛЫ В ПЛ. X
НОМЕРЫ КОМБИНАЦИИ ЗАГРУЖЕНИЙ

Номер столбца	1	2	3	4
1	-0.7	-0.9	-0.6	-1.0
2	-2.7	-4.0	-1.8	-5.0
3	-1.6	-2.9	-0.5	-4.0
4	0.1	1.6	1.1	0.0
5	0.0	0.0	0.0	0.0
6	0.0	0.0	0.0	0.0
7	0.0	0.0	0.0	0.0
8	-0.9	-0.9	-0.9	-1.0
9	-4.2	-4.2	-3.0	-4.9
10	-3.0	-3.0	-2.2	-3.7
11	1.1	1.5	1.2	1.0
12	0.0	0.0	0.0	0.0

1.020-1/83. 0-4 10 п3

Лист
26

нормальные силы
номера комбинаций загружения

номер комбинации	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	53.3
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 (М, КН, Q) действующие на верхний обрез фундаментов

моменты в п. у

номера комбинаций загружения

номер комбинации	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. з

номера комбинаций загружения

номер комбинации	1	2	3	4
1	894,9	886,6	4036,5	745,0
2	359,0	354,5	406,3	307,1

поперечные силы в п. у

номера комбинаций загружения

номер комбинации	1	2	3	4
1	20,6	-19,3	1,2	0,1
2	0,1	-0,0	0,0	0,0

номер комбинации	1	2	3	4
1	1	1	1	1
2	1	1	1	1
3	1	1	1	1
4	1	1	1	1

1.020-1/83. 0-4 10 П3

ПОПЕРЕЧНЫЕ СИЛЫ В ПЛ. 2
НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЙ

Н ПУНК.	1	2	3	4
1	1.6	0.9	9.9	-7.5
2	0.7	0.4	3.8	-2.7

НОРМАЛЬНЫЕ СИЛЫ
НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЙ

Н ПУНК.	1	2	3	4
1	956.0	956.0	956.0	956.0
2	583.0	583.0	583.0	583.0

РАВНОДЕЙСТВУЮЩАЯ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ ДЕЙСТВУЮЩАЯ НА
ОТДЕЛЬНОСТОЯЩУЮ АДН В УРОВНЕ НХ
НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЙ

Н АДН	1	2	3	4
1	4.5	4.3	2.9	2.5
2	0.7	0.6	1.2	1.0

ПРОЧНОСТЬ ГОРizontalных сечений АДН на сдвиг в уровне НХ
НОМЕРА КОМБИНАЦИЙ ЗАГРУЖЕНИЙ

Н АДН	1	2	3	4
1	86.6	86.6	86.6	86.6
2	53.5	53.5	53.5	53.5

HASP-11++-HASP-11.....END JOB 260.....9 36.04 PM 24 AUG 83....ROOM
 HASP-11++-HASP-11.....END JOB 260.....9 36.04 PM 24 AUG 83....ROOM

1.020-1/83.0-4 10П3

Лист
28

Параметры несущей способности диафрагм жесткости вычисляются по следующим формулам:

$$N_{\text{u}} = 2\theta_{\text{CT}} + \sum N_{\text{KC}} \quad (1)$$

$$N_{\text{rep}} = N_{\text{Kc}} + 2\ell_{\text{R}} \quad (2)$$

$$N_{RP} = N_{Kf} \bar{z} + 2 \bar{P}_R \bar{z}_R - N_{RP} C \quad (3)$$

$$N_{3D} = N_{KC} \quad (4)$$

$$M_{311} = N_{KC} (z - c) \quad (5)$$

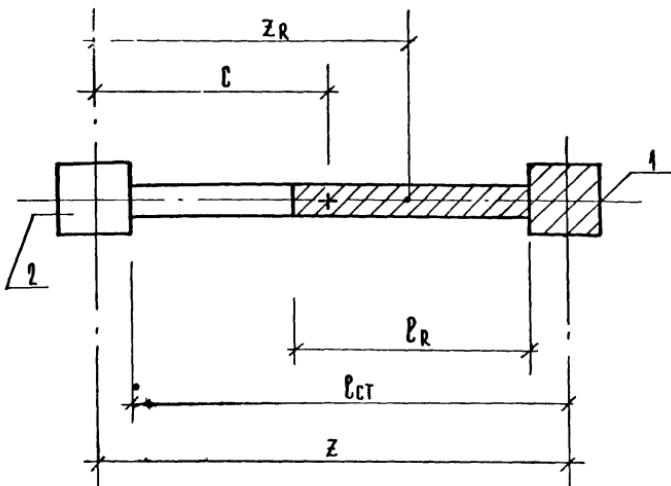
где N_{KC} — несущая способность колонн при сжатии с учетом гибкости из плоскости;
 z — погонная несущая способность стенки диафрагмы;
 $\delta_{ст}$ — длина стенки диафрагмы;
 δ_R, z_R — предельный размер сжатой зоны в стенке диафрагмы, соответствующий граничному значению δ_R (см. п. 3.12 СНиП II-21-75), 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 $C_R = 0,5C_{ct}$. Схема к определению параметров приведена на рисунке 11.1.

После определения параметров графика несущей способности по формулам (1)-(5), характеристики участков λ и Φ вычисляют по формулам (3.2-4) - (3.2-7).

диафрагмы.
 Допускается принимать $\varrho_R = 0,5 \varrho_{ct}$. Схема к определению параметров приведена на рисунке 11.1.
 После определения параметров графика несущей способности по формулам (1)-(5), характеристики участков λ и Φ вычисляют по формулам (3.2-4) - (3.2-7).

РУС. 11.1



ДАННЫЕ КРЫЛА	ПОДОЛСЬЦЫ ДАТА	ВЗАМ. ИНВ. №

1.020-1/83.0-4 1103	Лист
	2

19827 121

ПАРАМЕТРЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДЛЯ ДИАФРАГМЫ
ЖЕСТКОСТИ N 1 (СМ. ПРИЛОЖЕНИЕ 4).

ПОГОН. НАЯ НЕСУ- ЩАЯ СПОСОБ. НОСТЬ СТЕНКИ (Т/М)	ПРОЧ- НОСТЬ КОЛОН- НЫ ПРИ СЖАТИИ (Т)	N_4 (Т)	N_{GP} (Т)	M_{GP} (ТМ)	N_{3P} (Т)	M_{3P} (ТМ)	a_1 (М)	Φ_1 (ТМ)	a_2 (М)	Φ_2 (ТМ)
95	100	447	224	230	100	150	1,11	460	0,65	85
	200	647	324	380	200	300	1,18	760	0,65	170
	300	847	424	530	300	450	1,25	1060	0,65	255
	400	1047	524	680	400	600	1,30	1360	0,65	340
	500	1247	624	830	500	750	1,33	1660	0,65	425
	600	1447	724	980	600	900	1,35	1960	0,65	510
80	100	408	204	220	100	150	1,14	435	0,65	85
	200	608	304	370	200	300	1,21	735	0,65	170
	300	808	404	520	300	450	1,28	1035	0,65	255
	400	1008	504	670	400	600	1,32	1335	0,65	340
	500	1208	604	820	500	750	1,35	1635	0,65	425
	600	1408	704	970	600	900	1,37	1935	0,65	510
75	100	400	200	210	100	150	1,15	430	0,65	85
	200	600	300	360	200	300	1,22	730	0,65	170
	300	800	400	510	300	450	1,29	1030	0,65	255
60	100	360	180	200	100	150	1,20	400	0,65	85
	200	560	280	350	200	300	1,26	700	0,65	170
	300	750	380	500	300	450	1,32	1000	0,65	255
	400	950	480	650	400	600	1,36	1300	0,65	340
	500	1160	580	800	500	750	1,38	1600	0,65	425
	600	1360	680	950	600	900	1,40	1900	0,65	510

ИЗМЕНЕНИЯ ВНЕСЕНЫ 29.08.85 РУК ГР. инж. ЛЕОНТЬЕВА

Л. ~ 3

1.020-1/83.0-4 11 П3

Лист
3и

ИМЯ И ПОДЛ.	ПОДПИСЬ ДАТА	ВЗАМ. ИМЯ

ПАРАМЕТРЫ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ДЛЯ ДИАФРАГМЫ
ЖЕСТКОСТИ N 2 (см. приложение 4).

ПОГОННАЯ НЕСУЩАЯ СПОСОБ- НОСТЬ СТЕНКИ (Т/М)	ПРОЧ- НОСТЬ КОЛОН- НЫ ПРИ СНЯТИИ (Т)	N ₄ (Т)	N _{гр} (Т)	M _{гр} (ТМ)	N _{эп} (Т)	M _{эп} (ТМ)	L ₁ (М)	Ф ₁ (ТМ)	L ₂ (М)	Ф ₂ (ТМ)
95	100	732	366	672	100	300	1.93	1345	1.4	160
	200	932	466	972	200	600	2.09	1945	1.4	320
	300	1132	566	1272	300	900	2.25	2545	1.4	480
	400	1332	666	1572	400	1200	2.36	3145	1.4	640
	500	1532	766	1872	500	1500	2.44	3745	1.4	800
	600	1732	866	2172	600	1800	2.51	4345	1.4	960
80	100	650	320	614	100	300	1.98	1230	1.4	160
	200	850	420	914	200	600	2.15	1830	1.4	320
	300	1050	520	1214	300	900	2.32	2430	1.4	480
	400	1250	620	1514	400	1200	2.43	3030	1.4	640
	500	1450	720	1814	500	1500	2.5	3630	1.4	800
	600	1650	820	2114	600	1800	2.57	4230	1.4	960
75	100	620	310	590	100	300	2.01	1190	1.4	160
	200	820	410	890	200	600	2.18	1790	1.4	320
	300	1020	510	1190	300	900	2.34	2390	1.4	480
60	100	540	270	540	100	300	2.11	1070	1.4	160
	200	740	370	840	200	600	2.27	1670	1.4	320
	300	940	470	1140	300	900	2.43	2270	1.4	480
	400	1140	570	1440	400	1200	2.53	2870	1.4	640
	500	1340	670	1740	500	1500	2.60	3470	1.4	800
	600	1540	770	2040	600	1800	2.65	4070	1.4	960

ИЗМЕНЕНИЯ ВНЕСЕНЫ 29.08.85 РУК. ГР. ИМН. ЛЕОНТЬЕВА

1.020-1 | 83. 0-4 Н ПЗ

Лист
4и

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

ПОГОНЕ- НАЯ НЕ- СУЩАЯ СПОСО- БНОСТЬ СТЕНКИ (Т/М)	ПРОЧ- НОСТЬ КОЛОНН Ы ПРИ СЖАТИИ (Т)	$N_{\text{ц}}$ (Т)	$N_{\text{ГР}}$ (Т)	$M_{\text{ГР}}$ (ТМ)	$N_{\text{9Л}}$ (Т)	$M_{\text{ГР}}$ (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	490
	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. ИМН. ЛЕОНТЬЕВА

Лист 1. 020-1/83. 0-4 1103

19827 124
511

Параметры несущей способности для диафрагмы
жесткости $х_6$ (см. приложение 4)

Погон- ная не- сущая способ- ность станки (Т/М)	Проч- ность колон- ны при сжатии (Т)	N_u (Т)	N_{gr} (Т)	M_{gr} (ТМ)	N_{3p} (Т)	M_{3p} (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. И.Н.Н. ЛЕОНТЬЕВА

4.020-1/83. 0-4 11П3

Лист
6ш

125

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

(СНЯТА ЛЕВАЯ КОЛОННА)

Погон- ная не- сущая способ- ность стенки (Т/М)	Проч- ность колон- ны при снятии (Т)	N_u (Т)	N_{tr} (Т)	M_{tr} (ТМ)	N_{3p} (Т)	M_{3p} (ТМ)	Δ_1 (М)	Φ_1 (ТМ)	Δ_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	1320	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

УЗМЕНЕНИЯ ВНЕСЕНЫ РУК. ГР. ЛЕОНТЬЕВА Л 29.08.85 г.

1.020-1/83.0-4 11П3

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_4 (Т)	N_{gr} (Т)	M_{gr} (ТМ)	$N_{эл}$ (Т)	$M_{эл}$ (ТМ)	Δ_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. ЧИЧИ ЛЕОНТЬЕВА

Лист

8и

1.020-1/83.0-4 11П3

19827

127

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

ПОГОН НАЯ НЕ- СУЩАЯ СПОСО- БОВСТВО- СТЕНКИ (Т/М)	ПРОЧ- НОСТЬ КОЛОН- НЫ ПРИ СЖАТИИ (Т)	N_4 (Т)	N_{GP} (Т)	M_{GP} (ТМ)	$N_{3П}$ (Т)	$M_{3П}$ (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	189	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

ИЧВ. № ПОДАЛ. ПОДЛИСЬ И АТА ВЗАМ. ИЧВ. №

1.020 - 1/83.0-4 ИП3

19827

128

лист
9

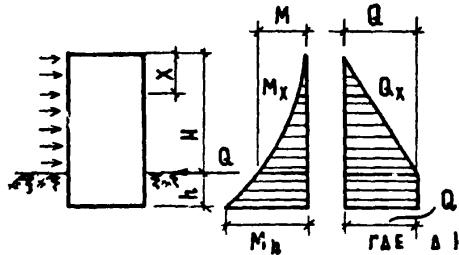
Ветровые нагрузки определяются в соответствии со СНиП 11-6-74 "Нагрузки и воздействия".

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 СОСТАВАЮЩЕЙ НА 1 П.М. РАСЧЕТНОЙ ШИРИНЫ ФАСАДА ДЛЯ ВЕТРОВОГО РАЙОНА I ТИПА МЕСТНОСТИ А И Б.

Ветровые усилия для II, III, IV ветровых районов находятся умножением табличных значений на коэффициенты приведения к 1-му ветровому району.

ВЕТРОВЫЕ РАЙОНЫ СССР	I	II	III	IV
Коэффициенты приведения	1.0	1.3	1.67	2.04

Аэродинамический коэффициент принят $C=1.4$; коэффициент перегрузки - $\pi = 1.2$.



ПОГОННЫЕ НАГРУЗКИ ПО
ДАНИЕ ЗДАНИЯ, ДЕЙСТВУЮ-
ЩИЕ НА ДИСК ПЕРЕКРЫТИЯ
ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ПО ФОРМУЛЕ:

ДИНАМИЧЕСКАЯ СОСТАВАЮЩАЯ ДЛЯ ЗДАНИЙ ВЫШЕ 40 М ОПРЕДЕЛЯЕТСЯ ДЛЯ КАЖДОГО КОНКРЕТНОГО ЗДАНИЯ В СООТВЕТСТВИИ С 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:

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

П. 6 17	<p>ДЛЯ ПРОМЕЖУТОЧНЫХ ВЫСОТ ЗДАНИЙ ВЕЛИЧИНЫ УСИЛИЙ ОТ ВЕТРОВОЙ НАГРУЗКИ ОПРЕДЕЛЯЮТСЯ ПО ИНТЕРПОЛЯЦИИ. ВЕТРОВОЙ МОМЕНТ НА РАССТОЯНИИ h НИЖЕ УРОВНЯ ЗЕМЛИ РАВЕН:</p> $M_h = M + Q \cdot h$																																																																						
ПОДПИСЬ ЧАСТА	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> </table> <p style="text-align: right;">1.020-1/83.0-4 12П3</p>																																																																						
ПОДПИСЬ ЧАСТА	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>НАЧ. ОТД. ВОДЯНСКИЙ</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>Н. КОНТР. КАШЕЛКИНА</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>ГЛ. КОНСТ. ШАЦ</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>ГИП САВРАНСКИЙ</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>РАЗРБ. ДРОЦЕНКО</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> </table> <p style="text-align: center;">ПРИЛОЖЕНИЕ №3. ВЕТРОВЫЕ НАГРУЗКИ</p> <p style="text-align: right;">СТАДИЯ Аметст Аметов</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Р</td><td>1</td><td>8</td></tr> <tr><td colspan="3" style="text-align: center;">ЦНИИЭП</td></tr> </table> <p style="text-align: right;">УДРГБД- БЫТОВЫХ ЗДАНИЙ И ГУРНОСЕПАЛЬНЫХ КОМПЛЕКСОВ</p>										НАЧ. ОТД. ВОДЯНСКИЙ											Н. КОНТР. КАШЕЛКИНА											ГЛ. КОНСТ. ШАЦ											ГИП САВРАНСКИЙ											РАЗРБ. ДРОЦЕНКО											Р	1	8	ЦНИИЭП		
НАЧ. ОТД. ВОДЯНСКИЙ																																																																							
Н. КОНТР. КАШЕЛКИНА																																																																							
ГЛ. КОНСТ. ШАЦ																																																																							
ГИП САВРАНСКИЙ																																																																							
РАЗРБ. ДРОЦЕНКО																																																																							
Р	1	8																																																																					
ЦНИИЭП																																																																							

1/2

ВЕТРОВЫЕ НАГРУЗКИ ДЛЯ 1-ГО ВЕТРОВОГО
РАЙОНА

ТАБЛИЦА W

ВЫСО- ТА ЗДАНИ- Я M.	ТИП МЕСТОСТИ А			ТИП МЕСТОСТИ Б		
	СТАТИЧЕСКАЯ НАГРУЗКА	q_c^P (T/M)	G_{ct}^P (T/M)	СТАТИЧЕСКАЯ НАГРУЗКА	q_{ct}^P (T/M)	G_{ct}^P (T/M)
40	0.07	2.2	48.6	0.054	1.6	35.9
38	0.07	2.1	43.1	0.053	1.5	31.7
36	0.067	1.9	38.1	0.052	1.4	27.8
34	0.063	1.8	33.4	0.05	1.3	24.2
32	0.065	1.7	29.1	0.049	1.2	21.0
30	0.064	1.6	25.1	0.048	1.1	18.0
28	0.062	1.4	21.5	0.046	1.0	15.2
26	0.06	1.3	18.1	0.045	0.9	12.8
24	0.06	1.2	15.1	0.044	0.8	10.6
22	0.058	1.1	12.4	0.042	0.7	8.6
20	0.057	1.0	10.0	0.041	0.6	6.8
18	0.054	0.9	7.9	0.04	0.57	5.3
16	0.032	0.7	6.1	0.036	0.5	4.1
14	0.05	0.6	4.6	0.034	0.42	3.0
12	0.048	0.5	3.3	0.032	0.36	2.1
10	0.045	0.45	2.3	0.032	0.36	1.47
8	0.045	0.36	1.4	0.03	0.24	0.94
6	0.045	0.27	0.8	0.03	0.18	0.5

ЧИВАЛОГЛ. ПОДДЛНСЬ НАГРУЗКА ВЗАИМ

1.020-1/83.0-4 12 ПЗ

Осевые и изгибные жесткости плоских диафрагм

Н Н Н Н	Схема	Шаг колонок	Колонка 40х40		Колонка 30х30		Жесткости		Жесткости	
			осевая	изгиба	осевая	изгиба	осевая	изгиба	осевая	изгиба
1	2	3	4	5	6	7	8	9		
1		3	1.5	1.74	3.0	1.5	1.21	1.8		
2	+ L +	6	3.0	2.44	13.8	3.0	1.88	9.0		
3	+ C +	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	+ 0.84 1.32 +	7.2	3.9	2.38	19.5	3.9	1.89	12.6		
9		9	4.8	2.78	32.5					
10		12	6.4	3.72	67.1					
11	+ 2.34 1.32 2.34 +	6	3.0	2.12	13.9	3.0	1.58	9.0		
12	+ L +	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					

1.020-1 83.0-4 13 пз

ПОДПИСЬ
ЧИСЛОВАЯ
ПОДПИСЬИ.Ч.ома Волинский
И.Контрольщик
Г.Л.Конс.ШАУ
Г.П.Гаринский
Р.Р.Разраб.РадченкоПриложение № 4.
Осевые и изгибные
жесткости плоских
диафрагм.Страница листов
1
2
Московский
Гидро
Институт
Московская
Гидромеханика

1	3	4	5	6	7	8	9
20	3	0,5	0,86	0,7	0,7	0,6	0,6
21	6	1,6	1,53	4,7	1,9	1,26	3,9
22	7,2	2,1	1,80	7,9	2,5	1,53	6,6
23	9	2,9	2,20	15,3			
24	12	4,4	3,13	38,7			
25	3	0,5	0,86	0,7	0,7	0,60	0,6
26	6	2,15	1,53	6,7	2,6	1,27	5,2
27	7,2	2,8	1,80	10,8	3,3	1,53	8,4
28	9	3,7	2,20	19,5			
29	12	5,4	3,13	45,3			
30	6	1,9	1,53	6,5	2,2	1,27	5,4
31	6	1,6	1,24	4,6	2,0	0,97	3,8
32	9	3,1	1,90	14,6			
33	12	4,8	2,80	35,6			

ПРИМЕЧАНИЕ

Расчеты выполнены для диафрагм серии 1.020-1/83 при следующих конструктивных параметрах

Сечение колонны	пролет	высота этажа	марка бетона колонны	марка бетона стенки	арматура колонны
40x40	3,6; 7,2; 9	3,3	M500	M250	8Ø40 АШ
	12	4,2	M500	M300	8Ø40 АШ
30x30	3; 6; 7,2	3,3	M500	M250	4Ø40 АШ

изменения внесены 29.08.85 рук. гр инж. Леонтьева

1020-1/83.0-4 13 пз

лист
2 из

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

ТАБЛИЦА 3.1.

$\frac{Q}{T}$	Н ЭТ (м)			3,6		4,2		4,8
		2,8	3,3	Н ПРОЕМА=2,47	Н ПРОЕМА=2,47	Н ПРОЕМА=2,14	Н ПРОЕМА=2,47	
НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ПЕРЕМЫЧКИ	14,5	29,5	38,5	26,0		57,5	32,5	40,5
СУММАРНАЯ НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СОЕДИНЕНИЙ в ВЕРТИКАЛЬ- НОМ ШВЕ	45,0	45,0		60,0		60,0		75,0

РАСЧЕТНЫЕ НЕСУЩИЕ СПОСОБНОСТИ СТЕНОК Н_{ст}
ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ В Т/М

Н ЭТ (м)	КОЛОННЫ 400x400 ММ	КОЛОННЫ 300x300 ММ
2,8	95	95
3,3	80	75
3,6	80	75
4,2	80	75

ВЕЛИЧИНА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СТЕНКИ В ЗОНЕ
РАСТВОРНОГО ШВА Н_{ст}^ш = 97 Т/М НЕ ЗАВИСИМО ОТ ВЫ-
СОТЫ ЭТАЖА.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	110	111	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	123	124	125	126	127	128	129	120	121	122	123	124	125	126	127	128	129	130	131	132	133	134	135	136	137	138	139	130	131	132	133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143	144	145	146	147	148	149	140	141	142	143	144	145	146	147	148	149	150	151	152	153	154	155	156	157	158	159	150	151	152	153	154	155	156	157	158	159	160	161	162	163	164	165	166	167	168	169	160	161	162	163	164	165	166	167	168	169	170	171	172	173	174	175	176	177	178	179	170	171	172	173	174	175	176	177	178	179	180	181	182	183	184	185	186	187	188	189	180	181	182	183	184	185	186	187	188	189	190	191	192	193	194	195	196	197	198	199	190	191	192	193	194	195	196	197	198	199	200	201	202	203	204	205	206	207	208	209	200	201	202	203	204	205	206	207	208	209	210	211	212	213	214	215	216	217	218	219	210	211	212	213	214	215	216	217	218	219	220	221	222	22
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	----