

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ И УЗЛЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

СЕРИЯ 1.020.1-2с/89

КОНСТРУКЦИИ КАРКАСА МЕЖВИДОВОГО ПРИМЕНЕНИЯ МНОГОЭТАЖНЫХ
ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ, ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ И ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ
ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА В РАЙОНАХ
СЕЙСМИЧНОСТЬЮ 7,8 И 9 БАЛЛОВ И В НЕСЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ,
С ИЗГОТОВЛЕНИЕМ ИЗДЕЛИЙ КАРКАСА В ЕДИНЫХ
ОПАЛУБОЧНЫХ ФОРМАХ

ВЫПУСК 0-2

**УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ, УСТОЙЧИВОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ
ЗДАНИЙ РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ**

1962-04

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ И УЗЛЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

СЕРИЯ 1.020.1-2с/89

КОНСТРУКЦИИ КАРКАСА МЕЖВИДОВОГО ПРИМЕНЕНИЯ МНОГОЭТАЖНЫХ
ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ, ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ И ВСПОМОГАТЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ
ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ ДЛЯ СТРОИТЕЛЬСТВА В РАЙОНАХ
СЕЙСМИЧНОСТЬЮ 7,8 И 9 БАЛЛОВ И В НЕСЕЙСМИЧЕСКИХ РАЙОНАХ,
С ИЗГОТОВЛЕНИЕМ ИЗДЕЛИЙ КАРКАСА В ЕДИННЫХ
ОПАЛУБОЧНЫХ ФОРМАХ

ВЫПУСК 0-2

УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ, УСТОЙЧИВОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ ЗДАНИЙ
РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ДИАФРАГМ ЖЕСТКОСТИ

РАЗРАБОТАНЫ ТЕМЗНИИЭП

ДИРЕКТОР ИНСТИТУТА

ГЛ. КОНСТ. ИНСТ.

НАЧАЛЬНИК ОТДЕЛА

ЗАВ. СЕКТОРОМ СНИП

ПРИ УЧАСТИИ НИИЖС ГОССТРОЯ СССР

Н.А. ЗИМОНАВИЧУС

А.Г. ЧИКОБАВА

Г.В. СУРМАНИДЗЕ

Л. ЛАТИДЗЕ

СОГЛАСОВАНО С ЦЕНТРОМ ИМ. В.А. КУЧЕРЕНКО

ЗАМ. ДИРЕКТОРА

ЗАВ. ЛАБ. СЕЙСМО-
СТОЙКОСТИ КОНСТРУК-
ЦИЙ ЗДАНИЙ

СТ. НАУЧНЫЙ СОТР.

О.О. АНДРЕЕВ

А.В. ЧЕРКАВИН

С.А. ИЖАНОВ

УТВЕРЖДЕНЫ ГОСКОМАРХИТЕКТУРА

ПРИКАЗ ОТ 25.12.1989 г. № 244

ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ С 01.07.1990 г.

ТЕМЗНИИЭП, ПРИКАЗ № 174 ОТ 27.12.1989 г.

1962-04 2

1.020.1-2с/89 В.0-2

СОДЕРЖАНИЕ

ОБОЗНАЧЕНИЕ	НАИМЕНОВАНИЕ	СТР.
1.020.1-2с/89.0-2 ПЗ	Пояснительная записка	
	1. Общие положения	2
	2. Нагрузки	4
	3. Расчет зданий до 9 этажей	6
	4. Расчет зданий от 9 до 12 этажей	6
	Приложение 1	18
	Изгибные и сдвиговые жесткости одно-пролетных диафрагм.	
	Приложение 2	24
	Изгибные и сдвиговые жесткости рам.	
	Приложение 3	23
	Изгибные и сдвиговые жесткости состав-ных диафрагм жесткости.	

Мин. На подл.	Подпись и дата	Взам. инж. МР	
ГЛАВ. КОНСТР.	ЧИКОБАВА	И.И.	
НАЧ. ОТД.	ТУРМАНАДЗЕ	И.И.	
ГЛАВ. КОНСТР.	КАПАНАДЗЕ	И.И.	
ГИП	ЛАГИДЗЕ	И.И.	
ГИП	ВАРТАНОВА	И.И.	
ПРОВЕРКА	ОДИШВИЛИ	И.И.	
РАЗРАБ.	ЛАГИДЗЕ	И.И.	
1.020.1-2с/89.0-2			
Содержание			Страницы
			Р 1 1
			ТблЗНИИЭП

2

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Область применения и краткая характеристика

1.1.1. Настоящие "Указания..." включают методику пространственных несущих систем каркасных и каркасно-панельных, проектируемых с применением сборных типовых железобетонных изделий серии 1.020.1-2с/89.

1.1.2. Положения настоящих "Указаний..." разработаны в соответствии с требованиями следующих нормативных документов:

СНИП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия".

СНИП II-7-81 "Строительство в сейсмических районах".

СНИП 2.03.01-84 "Бетонные и железобетонные конструкции".

СНИП 2.02.01-83 "Основания зданий и сооружений".

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

1.1.3. Применение настоящих "Указаний..." ориентировано на безусловное использование существующих программных средств для расчета комбинированных систем, основанного на методе конечных элементов, таких как вычислительный комплекс "ЛИРА" (ППП ЛДБЕК).

1.1.4. Предполагается, что проектные институты имеют доступ к техническим и программным средствам для решения задач, включенных в "Указания..." либо непосредственно, либо через другие институ-ты.

Мин. На подл.	Подпись и дата	Взам. инж. МР	
ГЛАВ. КОНСТР.	ЧИКОБАВА	И.И.	
НАЧ. ОТД.	ТУРМАНАДЗЕ	И.И.	
ГЛАВ. КОНСТР.	КАПАНАДЗЕ	И.И.	
ГИП	ЛАГИДЗЕ	И.И.	
ГИП	ВАРТАНОВА	И.И.	
ПРОВЕРКА	ОДИШВИЛИ	И.И.	
РАЗРАБ.	ЛАГИДЗЕ	И.И.	
1.020.1-2с/89 0-2 ПЗ			
Пояснительная записка			Страницы
			Р 1 33
			ТблЗНИИЭП

Апробован

Формат А4

1962-04 3

1.2. Конструктивные особенности каркаса серии I.020.I-2с/89, определяющие выбор расчетных моделей здания

1.2.1. При проектировании и строительстве зданий в конструкциях серии I.020.I-2с/89 в зависимости от этажности здания, нагрузки на перекрытия, района строительства по скоростному напору ветра и сейсмичности можно применять следующие конструктивные схемы:

- а) рамные схемы, пространственная неизменяемость которых обеспечивается жестким соединением колонн и ригелей;
 - б) рамно-связевые схемы, в которых несущими конструкциями, воспринимающими горизонтальные нагрузки, являются рамы и рамы-диафрагмы;
 - в) возможные комбинации вышеперечисленных схем.
- (см. п.п. 5.3 и 5.4 пояснительной записки выпуска 0-1).

1.2.2. Диафрагмы жесткости серии представляют собой сборные железобетонные панели внутренних стен, объединяемые между собой и с примыкающими колоннами каркаса связями (закладными жёздами, анкерами, шпонками), которые обеспечивают совместную работу их элементов. С помощью указанных связей происходит перераспределение расчетных усилий между колоннами и стенкой диафрагмы.

Допускается в отдельных случаях применение ватипового заполнения каркаса в виде монолитного железобетона, выполняемого по типу сборных панелей диафрагм.

1.2.3. Вид заполнения и наличие в нем проемов существенно влияют на характер деформирования, жесткость здания в целом и прочность отдельных его элементов.

Диафрагмы жесткости могут иметь сложную в плане форму поперечного сечения замкнутого и незамкнутого профиля.

Связи и соединения обладают конечной жесткостью, зависящей от вида соединения. Неучет их влияния искажает реальную картину перераспределения усилий между элементами диафрагмы и напряженно-деформированного

состояния здания в целом.

1.2.4. В силу конечной податливости основания расчетная модель здания должна учитывать работу на деформациях основания (сооружение-основание"). В отдельных случаях допускается считать основание абсолютно жестким.

1.3. Выбор расчетной модели здания

1.3.1. Учет перечисленных в п. 1.2 конструктивных особенностей зданий с рамным или рамно-связевым каркасом серии I.020.I-2с возможен при использовании дискретной расчетной модели здания на основе метода конечных элементов. В этом случае могут быть использованы соответствующие многочисленные программные средства,

осуществляющие прочностной расчет систем, состоящих из линейных и пластичных элементов, на статические и динамические нагрузки (типа динамических ветровых и сейсмических). Некоторые из них снабжены блоками армирования.

1.3.2. Применение программ, реализующих метод конечных элементов, требует тщательного подхода к составлению расчетной схемы здания. С одной стороны, количество конечных элементов и узлов не должно превышать величины, за которой требуемое машинное время (в зависимости от используемой ЭВМ) больше разумного предела, а с другой стороны, упрощенные расчетные схемы должны обеспечивать достоверные окончательные результаты с точностью, достаточной для практической цели.

1.3.3. На основе многолетнего опыта применения машинных методов расчета каркасно-панельных зданий и по результатам численных экспериментов, совпадающим с результатами научных исследований, в "Указаниях..." даны способы составления расчетных схем для прочностного расчета зданий.

I.020.I-2с/89 В. 0-2

Имя, № поля, Перечень и дата, Взам. инв. №

I.020.I-2с/89 0-2 п3

Лист
2

1962-04 4
Форм А3

2. НАГРУЗКИ

2.1. Вертикальные нагрузки

2.1.1. Конструкции серии I.020.I-2с/89 рассчитаны на восприятие вертикальных нагрузок от собственного веса элементов, снеговых и временных нагрузок на перекрытия в соответствии с главой СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия."

2.1.2. В силу специфики технологии возведения каркаса серии I.020.I-2с от постоянных нагрузок следует отделить нагрузки при монтаже каркаса $R_{\text{мон}}$. Это нагрузки от веса колонн, ригелей, плит перекрытий, а также веса наружных стеновых панелей в случае установки их по мере монтажа каркаса.

Они прикладываются к каркасу как сосредоточенные силы на уровне междуэтажного перекрытия, и им присваивается номер загрузки 1.

Пролетные изгибающие моменты в сечениях 1, 2, 3 ригелей от монтажных нагрузок (рис. 2.1а) определяются введением трех пар сосредоточенных моментов противоположного знака $M_1^* = M_2^* = \frac{3}{32} R_{\text{мон}} l^2$; $M_2^* = \frac{R_{\text{мон}} l^2}{8}$ как это показано на рис. 2.1б.

Здесь $R_{\text{мон}}$ - равномерно распределенная расчетная нагрузка от собственных весов ригеля и плит перекрытия (или покрытия). Эта нагрузка относится к загрузке 2.

В загрузке 3 будут входить остальные постоянные нагрузки такие как нагрузка от конструкции пола, веса наружных стеновых панелей в случае установки их после монтажа каркаса и т.п.

2.1.3. Загрузка 4 - временная длительно действующая нагрузка, загрузка 5 - кратковременная нагрузка.

2.1.4. Нумерация загрузок условная; если нет загрузки данного типа, его номер занимает последующее.

2.2. Горизонтальные нагрузки

2.2.1. Горизонтальные постоянные нагрузки на конструкции ниже отметки $\pm 0,00$ от обратной засыпки грунта следует отнести к загрузке 3.

2.2.2. Ветровые нагрузки определяются по СНиП 2.01.07-85. Статические составляющие нагрузок прикладываются к зданию в виде сосредоточенных

сил на уровне междуэтажных перекрытий. Расчет с учетом пульсации ветра (при высоте здания 40 м и более) осуществляется соответствующими разделами указанных в п.1.1 программных средств. В основе этих разделов лежит представление здания как консольной динамической системы с сосредоточенными массами. При расчете сооружений по пространственной расчетной схеме динамические составляющие ветровых нагрузок, соответствующие крутильным формам колебаний, не следует учитывать.

Ветровой нагрузке присваивается номер загрузки 6.

2.2.3. Способ задания сейсмического воздействия зависит от расчетной схемы сооружения:

а) при обычной плоской расчетной схеме (моделировании здания одной плоской рамой) используем, согласно СНиП II-7-81, одномерную динамическую модель в виде консоли с сосредоточенными массами.

Задание сейсмического воздействия, определение сейсмических нагрузок, а также расчет на эти нагрузки производится по соответствующему разделу программных средств, указанных в п.1.1, без изменения;

б) при пространственной расчетной схеме и отсутствии необходимости учета крутильных форм колебаний сейсмический расчет также производится программными средствами без изменения, хотя динамическая модель может быть двумерной;

в) при расчете с учетом крутильных форм колебаний применяем двумерную динамическую модель в виде плоской перекрестной системы стержней, несущей в узлах сосредоточенные массы. Плоскость системы перпендикулярна направлению сейсмического воздействия.

Определение сейсмических нагрузок производится согласно п.2.2.5.

Сейсмической нагрузке присваиваются номера загрузки 7 и 8 (при отдельном задании сейсмических сил крутильной формы колебаний).

I.020.I-2с-89 В.0.2

Имя, № докум. Подпись и дата Взам. инв. №

I.020.I-2с/89

0-2 п3

Лист
3

1962-04
Формат А3

2.2.4. Двумерная динамическая модель позволяет учесть крутильные формы колебаний здания.

Если здание имеет симметричное распределение масс и жесткостей в плане, крутильные колебания возникают вследствие неравномерности поля колебаний грунта по длине здания.

В сейсмических нормах принято допущение о том, что колебания всех точек грунта и основания здания одинаковы. Это справедливо при плотных (скальных и полускальных) грунтах, когда длина сейсмической волны намного больше длины здания и неравномерность поля колебаний грунта незначительна. Для грунтов других типов необходимо учитывать неравномерность поля сейсмических колебаний.

При несимметричном распределении масс и жесткостей по длине здания крутильные колебания возникают даже в том случае, когда все точки основания в плане движутся синхронно и с равными амплитудами.

Неравномерность поля колебаний грунта по длине здания, которая всегда имеет место при землетрясениях, способствует усилению этих колебаний.

2.2.5. Определение сейсмических нагрузок при двумерной динамической модели и учёте крутильных форм колебаний производится следующим образом.

По разделу "Сеймика" программных средств, указанных в п. 1.1, производим обычный машинный расчет конструкции для определения частот, форм и сейсмических сил трёх токов собственных колебаний.

Одна из форм (не основная, при правильно запроектированном сооружении) представляет собой крутильную форму колебаний.

Полученные сейсмические силы этой формы очень малы, т.к. программы считают их, используя одномерную динамическую модель. Поэтому указанные силы следует пересчитать.

Согласно работе [2] неравномерность поля колебаний грунта при определении сейсмических нагрузок для крутильной формы собственных колебаний учитывается умножением сейсмических нагрузок, вычисленных по формулам (1) и (2) СНиП II-7-81, на коэффициент $T_2(y)$:

$$\bar{S}_{ik} = S_{ik} \cdot T_2(y) = K_1 K_2 K_4 A_{\beta i} P_{k \eta_{ik}} T_2(y), \quad (2.1)$$

где: i - номер крутильной формы колебаний;

$T_2(y)$ - коэффициент крутильной формы колебаний перекрытий в плане, Коэффициент $T_2(y)$ вычисляется по формуле:

$$T_2(y) = \eta \left(1 - \frac{2y}{L}\right), \quad (2.2)$$

где y - расстояние от первой поперечной рамы до рассматриваемой (рис. 2.2);

η - коэффициент, определяемый по графику рис. 2.3 в зависимости от отношения $\frac{L}{C_s}$,

L - длина здания;

C_s - скорость распространения сейсмической волны в грунте, определяемая по табл. 2.1.

2.3. Расчетные сочетания усилий.

2.3.1. Пакеты прикладных программ имеют блоки, определяющие расчетные сочетания усилий согласно соответствующим пунктам СНиП 2.01.07-85

2.3.2. Расчетные сочетания усилий для колонн и диафрагм включают первое, третье, четвертое, пятое, шестое, седьмое и восьмое загружения.

Расчетные сочетания усилий для ригелей включают второе, третье, четвертое, пятое, шестое, седьмое и восьмое загружения.

3. РАСЧЕТ ЗДАНИЙ ДО 9 ЭТАЖЕЙ

3.1. Анализ напряженно-деформированного состояния рамных конструкций каркаса серии I.020.I-2с/89 для зданий до 9 этажей показывает:

а) Для симметричных зданий длиной не более 30 м при расчете на динамические горизонтальные нагрузки типа сейсмических крутильной является третья форма колебаний. Соответствующие сейсмические усилия в элементах конструкций незначительны и их можно не учитывать;

б) значения усилий от вертикальных нагрузок при пространственной и плоской расчетных схемах не отличаются друг от друга (расхождение 2-3%);

в) учет упругого защемления колонн в основании и податливости узлов сопряжения колонн и ригелей не влияют на перераспределение усилий.

3.2. На основе п.3.1 расчетная схема здания до 9 этажей в каркасе серии I.020.I-2с/89 представляется в поперечном и продольном направлениях в виде плоских рам с жесткими узлами и жестким защемлением колонн в основании.

3.3. При расчете зданий длиной или шириной > 30 м расчет на сейсмические воздействия производится с учетом крутильных форм колебаний. Расчетная схема при этом пространственная. Междуетажное перекрытие считается абсолютно жестким в своей плоскости. Массы на уровне междуетажного перекрытия сосредотачиваются в отдельных точках.

3.4. Расчет данных схем возможно произвести одной из существующих программ упругого расчета стержневых систем, имеющей блоки формирования сейсмических свд и определения расчетных сочетаний усилий согласно СНиП 2.01.07-85

3.5. Подбор рабочих марок изделий производится согласно рекомендациям серии I.020.I-2с/89, вып. 0-1.

4. РАСЧЕТ ЗДАНИЙ 9 - 12 ЭТАЖЕЙ

4.1. Приближенный подбор количества диафрагм в каркасно-панельных зданиях.

4.1.1. Анализ напряженно-деформированного состояния конструкции на основе многочисленных расчетов каркасно-панельных зданий показывает, что при периоде первой формы колебаний $1,6 \leq T_1 \leq 2,2$ конструкция удовлетворяет условиям жесткости и ограничениям по ускорениям. К тому же перераспределение усилий между отдельными элементами таково, что обеспечивается их прочность с меньшим расходом материала.

4.1.2. При соблюдении рекомендаций по назначению конструктивных схем зданий, приведенных в выпуске 0-2, основным является период поступательного колебания. Поэтому приближенно здание можно рассматривать как динамическую систему в виде составного стержня, состоящего из двух элементов имеющих одинаковые горизонтальные перемещения. Для одного стержня, имитирующего диафрагмы жесткости, преобладающей является изгибная деформация, а для другого, имитирующего рамы, — сдвиговая деформация (см. рис. 4.1).

4.1.3. Частота основного тона колебаний при поступательном движении междуетажных перекрытий определяется формулой

$$\omega = \sqrt{\frac{\frac{EJ}{2} \left[\frac{3}{2} (\alpha l) - \text{sh} \alpha l (2 - \text{ch} \alpha l) \right] + GF \left[\frac{2}{3} - \frac{l^2}{2} \text{sh} \alpha l - \frac{3}{2} \frac{l^2}{\alpha^2} + \frac{\text{sh} \alpha l}{\alpha} (1 - 1,5 \text{ch} \alpha l) \right]}{\frac{m}{2} \left[\frac{l^2}{2} - \frac{\text{sh} \alpha l}{\alpha} \frac{l^2}{4} + \left(\frac{\text{sh}^2 \alpha l}{3 \alpha^2} + \text{ch} \alpha l \right) \frac{l^2}{2} - \frac{\text{sh} \alpha l \cdot \text{ch} \alpha l}{\alpha^3} l^2 + \left(2,5 + \text{ch}^2 \alpha l \right) \frac{l^2}{2} + \left(3,5 \text{ch} \alpha l + 3 \right) \frac{\text{sh} \alpha l}{\alpha^3} \right]}} \quad (4.1)$$

где

$EJ = \sum EJ_y$ — суммарная жесткость диафрагм на изгиб;

$GF = \sum GF_r$ — суммарная жесткость рам на сдвиг;

$m = \frac{M}{H}$ — погонная масса по высоте здания;

$\alpha l = GF/EJ$

$\text{sh} \alpha l, \text{ch} \alpha l$ — гиперболические функции аргумента αl , определяемые по таблицам [4].

4.1.4 Если $T_I > 2,2$ - требуется добавить панели диафрагм жесткости.

Если $T_I < 1,6$ - количество панелей диафрагм жесткости избыточно.

4.2. Общие положения.

4.2.1. Расчет зданий 9-12 этажей, как точечных, так и протяженных в плане, производится на основе пространственной расчетной схемы. В отдельных случаях для точечных в плане зданий с симметричным распределением масс и жесткостей относительно главных осей типовых этажей можно принять плоские расчетные схемы, в двух направлениях, совпадающие направлениями главных осей.

4.2.2. Пространственный расчет многоэтажного каркасно-панельного здания на горизонтальные динамические нагрузки, в зависимости от количества узлов, расчленяющих конструкцию на отдельные элементы (колонны, ригели, панели диафрагм жесткости), можно произвести либо как расчет пространственной трехмерной системы (вариант 1), либо как расчет перекрестной системы стержней, несущей горизонтальную нагрузку, действующую перпендикулярно плоскости системы (вариант 2).

4.3. Пространственный расчет 9-12 этажных зданий. Вариант 1.

4.3.1. Расчетная схема варианта 1 представляется пространственной трехмерной решеткой, узлы которой связаны линейчатыми и пластинчатыми элементами - колоннами, ригелями и несущими панелями диафрагм.

Количество узлов равно $i \times j \times (k+1)$, где i - количество числовых осей, j - количество буквенных осей, K - количество уровней междуэтажных перекрытий и покрытия. Количество неизвестных метода перемещений, равное $6 \times i \times j \times K$ при ширине ленты общей матрицы жесткости системы $6 \times (i \times j + 1)$, определяет время расчета зданий на имеющихся ЭВМ, которое не должно превышать 3-4 часа.

4.3.2. Жесткостные характеристики колонн и ригелей определяются по известным формулам сопротивления материалов.

Жесткость ригелей на осевые деформации, изгиб и сдвиг в плоскости междуэтажного перекрытия следует считать бесконечно большими, что позволяет рассматривать междуэтажное перекрытие как жесткий диск в своей плоскости.

4.3.3. Жесткостные характеристики отдельных панелей вертикальных диафрагм даются 36 параметрами-реакциями узлов. Вывод жесткостных характеристик производится для каждого типа панели как плосконапряженной системы. Решение строится методом конечных элементов. Разбивка расчетной схемы панели на отдельные конечные элементы с сеткой p, q, s, t, \dots - произвольная (рис. 4.2). Поочередным заданием единичных перемещений узлов i, j, k, l по направлениям координатных осей определяются реакции в закреплениях.

Упругую связь панели с колоннами имитирует двухузловой конечный элемент ① (например, элемент, определяющийся процедурой 55 ППП АЛИМЭК). Жесткость элемента задается в соответствии с п. 4.4.3.

Жесткостные характеристики панелей диафрагм, полученные с учетом податливости стыков, служат исходной информацией для расчета пространственной трехмерной системы, где панели представляются в виде плосконапряженных конечных элементов с заданной жесткостью (например, элемент процедуры 52 ППП АЛИМЭК).

4.3.4. Массы для определения сейсмических сил и динамических составляющих ветровых нагрузок сосредотачиваются на уровне междуэтажного перекрытия и покрытия в нескольких точках так, чтобы по направлениям главных осей было не менее двух масс.

Если количество сосредоточенных масс превышает ограничения, накладываемые используемой программой, то возможно удвоенные массы сосредотачивать в уровнях междуэтажных перекрытий через один этаж.

4.3.5. Расчет трехмерной пространственной системы на вертикальные нагрузки и горизонтальные ветровые и сейсмические воздействия производится одной из существующих программ, реализующих метод конечных элементов. В библиотеке конечных элементов используемой программы должны быть стержневые элементы, стержни на упругом основании, четырехугольные плосконапряженные конечные элементы общего положения, элементы, моделирующие упругие связи между узлами.

Если одна из первых трех форм колебаний системы асимметрична (крутильная форма), то формирование соответствующих сейсмических сил производится согласно методике, данной в п. 2.2.5.

4.3.6. Марки колонн и ригелей, не входящих в состав диафрагм жесткости назначаются на основе расчетных сочетаний усилий, полученных в результате машинного счета в соответствии с вып. 0-1.

Таблица 2.1

Грунты	C_s
Скальные	
Граниты	3,4
Известняки, сланцы, гнейсы (плотные)	2-2,6
Песчаники плотные	1,2-1,7
Известняки, сланцы, песчаники нарушенные	0,9-1,4
Полускальные	
Гипсы	1,4-1,7
Шергели	1,1-1,5
Цементированные пески	0,8-1,1
Крупнообломочные	
Щебеночные и галечниковые	0,8-1,2
Гравийные из кристаллических пород	0,7-1,1
Песчаные	
Пески гравелистые и крупные	0,5-0,9
Пески средней крупности	0,5-0,8
Пески мелкие и пылеватые	0,4-0,7
Глинистые	
Глины	0,5-0,9
Суглинки	0,5-0,8
Супеси	0,4-0,7
Суглинки при $e=1$ и супеси при $e=0,7$	0,2-0,5
Насыпные и почвенные	
Насыпные	0,1-0,3
Почвенные	0,1-0,2
Обводненные	
Гравийно-галечниковые	0,6-1,2
Песчаные	0,5-0,9
Глинистые (супеси, суглинки)	0,4-0,9
Насыпные и почвенные	0,1-0,3

1.020.1-20/89

0-2 ПЗ

Лист

7

1962-04

9

4.4. Пространственный расчет 9-12 этажных зданий. Вариант 2.

Расчет по варианту 2 производится в два этапа.

4.4.1. Первый этап.

На первом этапе производится пространственный расчет динамической модели здания, представляющей собой плоскую перекрестную стержневую систему, на сейсмическое воздействие, перпендикулярное её плоскости. Вертикальные стержни этой системы моделируют работу рам, диафрагм и рамодиафрагм.

Определение изгибных (EJ) и сдвиговых (GF) жесткостей вертикальных стержней, имитирующих все типы поперечных конструкций, производится согласно п.п. 4.4.3-4.4.5.

Заменяя все поперечные конструкции эквивалентными стержнями и соединив их в уровнях перекрытий стержнями, моделирующими работу сборных перекрытий в соответствующих пролетах, получаем плоскую перекрестную систему.

Сосредоточив во всех или некоторых узлах системы массу здания, получаем динамическую расчетную модель (рис. 4.3.).

В соответствии с п. 2.2.5 определяем сейсмические нагрузки крутильной формы собственных колебаний динамической модели.

Далее производим вторичный машинный расчет системы на два нагружения: первое - полученные сейсмические нагрузки крутильной формы \bar{S}_{ik} , задаваемые в виде кратковременной знакопеременной статической нагрузки; второе - сейсмическое воздействие.

После этого, согласно СНиП II-7-81, вычисляем расчетные поперечные сейсмические усилия Q как средние квадратичные усилия по трем формам колебаний, причем усилия крутильной формы берем из первого нагружения.

Получив эти расчетные сейсмические усилия Q по вы-

соте стоек динамической системы (рис. 4.4.), окончательно определяем полные сейсмические нагрузки, вызывающие эти усилия в отдельных стойках (рис. 4.5), по формуле:

$$S_k = Q_k - Q_{k-1} \quad (4.2)$$

Таким образом, в результате первого этапа расчета получаем полные сейсмические нагрузки с учетом крутильных форм колебаний, действующих на каждую поперечную конструкцию в отдельности.

4.4.2. Второй этап.

На втором этапе производится расчет на все действующие нагрузки каждой поперечной конструкции в отдельности.

При этом диафрагмы жесткости моделируются так, как показано на рис. 4.6.

Сейсмическое воздействие задается в виде знакопеременных кратковременно действующих статических нагрузок, полученных на первом этапе расчета.

4.4.3. Определение коэффициентов жесткости податливых соединений.

Жесткость поперечных конструкций определяется с учетом податливости соединений панелей диафрагм с колоннами и между собой (при составных ригелях) в вертикальных швах, где в пределах каждого этажа имеются сварные соединения двух видов: соединение на уровне полки диафрагмы (рис. 4.7) и 2 или 3 одинаковых соединения по высоте стенки диафрагмы (рис. 4.8).

По программе ИПП АНХБК упругая связь между узлами, осуществляемая с помощью закладных деталей, моделируется двухузловым конечным элементом 55, причем оба узла могут иметь одинаковые координаты. Жесткость элемента здесь задается тремя числами - коэффициентами жесткости, равными силам, вызывающим единичные деформации связи по направлению осей общей системы координат.

Коэффициент жесткости соединений при растяжении-сжатии (т.е. перпендикулярно плоскости вертикального шва) принимается бесконечно большим.

1.020.1-2с./89 В.О-2

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

1.020.1-2с/89 0-2 пэ

Лист

8

Комплект

Формат А3

1962-84

10

Коэффициент жесткости при сдвиге вдоль шва соединения, образуемого приваркой арматурных выпусков из полки диафрагмы к уголкам колонны, определяется по работе на срез вертикальных полок уголков:

$$K_{св.л} = \frac{GF}{\Delta} = \frac{2\delta\delta G}{a} \quad (4.3)$$

где G - модуль упругости при сдвиге металла уголков, $\frac{10^4}{МПа}$.

Соединение стенки диафрагмы с колоннами производится сваркой закладных деталей.

Коэффициент жесткости при сдвиге сварного соединения равен обратной величине коэффициента податливости, который определяется как сумма коэффициентов податливости свариваемых закладных деталей колонны и стенки диафрагмы:

$$K_{св.ст} = \frac{1}{\lambda} = \frac{1}{\lambda_{кол.} + \lambda_{ст}}$$

Здесь каждый из коэффициентов $\lambda_{кол.}$ и $\lambda_{ст.}$ вычисляется по эмпирической формуле (9) /1/:

$$\lambda_i = \frac{6}{E_s (d_n n_k + 4 d_k n_k)} ;$$

где E_s - модуль упругости бетона конструкции, $\frac{10^4}{МПа}$;

d_n, n_k - соответственно диаметр и число анкерных стержней, расположенных перпендикулярно направлению сдвига;

d_k, n_k - то же, расположенных вдоль направления сдвига.

4.4.4. Определение жесткостей диафрагм различных типов.

Жесткости диафрагм, как одиночных, так и составных, определяются с учетом податливости соединений, а также действительной формы проемов.

Ниже приводится порядок определения этих жесткостей.

Рассматривается одноэтажный фрагмент конструкции, состоящий из панели (или, при больших табаритах, из двух панелей) диафрагмы и податливо присоединенных к ней с двух сторон колонн.

Рассматривая фрагмент диафрагмы как элемент стержня, получаем известные жесткости по известным формулам сопротивления материалов (рис. 4.9):

$$EJ = \frac{Mh}{\varphi} \quad (4.5) \quad GF = \frac{Qh}{\delta} \quad (4.6)$$

Для получения расчетной схемы разбиваем фрагмент с помощью некоторой сетки (рис. 4.10).

Панель диафрагмы и колонны моделируем прямоугольными конечными элементами плосконапряженной системы, соединенными между собой в узлах по две степени свободы.

Связь между элементами панелей и колонн вдоль вертикальных стенок отсутствует, за исключением узлов, совпадающих с местом сварки закладных деталей. Упругая связь (линейная податливость) между этими узлами моделируется согласно п. 4.4.3.

Учет жесткости перекрытий производится путем соединения узлов как верхней, так и нижней грани диафрагмы дополнительными стержнями, бесконечно жесткими на растяжение-сжатие.

Так как диафрагма заменяется эквивалентным стержнем, поперечное сечение диафрагмы должно удовлетворять гипотезе плоских сечений. Поэтому все узлы верхней и нижней грани связываем системами вспомогательных вертикальных абсолютно жестких стержней с шарнирами на концах с двумя вспомогательными абсолютно жесткими горизонтальными стержнями.

Изгибающие моменты M при определении изгибной жесткости (рис. 4.10, а) задаем в виде пар вертикальных сил, действующих на крайние узлы вспомогательных горизонтальных стержней, а в качестве угла φ в формулу (4.5) подставляем полученный суммарный угол поворота этих стержней.

При определении сдвиговой жесткости (рис. 4.10, б) закрепляем крайние нижние узлы фрагмента и ставим условие одинаковости вертикальных перемещений крайних верхних узлов фрагмента.

Сдвигающую силу Q прикладываем в виде одинаковых горизонтальных сил, действующих на верхние узлы колонн, а в качестве δ в формулу (4.6) подставляем горизонтальное перемещение этих узлов.

В приложении I даны изгибные и сдвиговые жесткости всех марок типовых одиночных диафрагм серии I.020.I-2с/89, в приложении 3 — жесткости составных диафрагм.

4.4.5. Определение жесткостей рам.

В приложении 2 даны изгибные и сдвиговые жесткости двух-, трех-

и четырехпролетных рам различных типов.

Так как жесткость ригелей незначительно влияет на изгибную жесткость рамы, EJ получаем простым умножением модуля упругости колонн на момент инерции горизонтального сечения по колоннам.

Сдвиговую жесткость рамы определяем отдельно для нижнего, рядового и верхнего этажей по формуле (4.6).

Расчетная схема для определения сдвиговой жесткости рядового этажа приведена на рис. 4.11, где жесткость на изгиб ригелей задается равной половине жесткости действительных ригелей. Осевую жесткость ригелей принимаем бесконечно большой. Кроме того, ставится условие одинаковости вертикальных перемещений верхних узлов.

Расчетная схема нижнего этажа отличается заданием бесконечно большой жесткости на изгиб для нижних ригелей, а верхнего - заданием полной жесткости на изгиб для верхних ригелей.

4.5. Учет податливости упругого основания.

4.5.1. Защемление отдельно стоящих колонн в фундаменте здания считается жестким.

4.5.2. При расчете конструкций каркасных зданий как пространственной системы (вариант I расчетной схемы) учет податливости основания под диафрагмами жесткости производится введением стержня на упругом основании, как показано на рис. 4.12.

4.5.3. Жесткость отержня на изгиб EJ считается бесконечно большой, а на кручение GJ - нулевой. Ширина балки на упругом основании равна $b = \frac{F}{\ell}$, где F - площадь фундамента под отдельными стержнями; ℓ - длина стержня, т.е. расстояние между узлами (i, j).

4.5.4. Коэффициенты жесткости упругого неравномерного сжатия и неравномерного сдвига основания определяются формулами [5]:

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= 0,7 C_0 \left[1 + \frac{2(\ell + b)}{A_1 F} \right] \sqrt{\frac{P}{P_0}} \\ C_2 &= 1,5 C_1 \end{aligned} \right\} \quad (4.7)$$

где C_0 - постоянная упругости основания, не зависящая от размеров фундамента (см. табл. 4.1); ℓ и b - соответственно длина и ширина подошвы прямоугольного фундамента; p - давление, передаваемое на основание фундаментом;

P_0 - давление под опытным штампом при определении C_0 ($P_0 = 2,0 \text{ тс/м}^2$).

$\Delta = 1 \text{ м}^{-1}$ - постоянный коэффициент размерности.

4.5.5. При расчете на горизонтальные нагрузки каркасно-панельного здания, представленного расчетной схемой в виде плоской перекрестной системы, упругое защемление диафрагм жесткости учитывается введением в защемление связи конечной жесткости на изгиб.

Конечная жесткость связи определяется из решения вспомогательной задачи - системы балок на упругом основании. Балки, имитирующие полосы фундамента под диафрагмы, имеют бесконечно большую жесткость на изгиб и нулевую жесткость на кручение. В точке K, соответствующей центру изгиба диафрагмы жесткости, прикладывается момент величиной M [тс.м] (рис. 4.13).

Коэффициенты жесткости основания определяются согласно п. 4.5.4.

Жесткость связи определяется формулой

$$G = \frac{M}{\varphi}, \quad (4.8)$$

где φ - угол поворота точки K.

Таблица 4.1

г р у н т ы	C_0 [тс/м ²]
Глины и суглинки текучепластичные ($J_L > 0,75$)	600-700
То же, мягкопластичные ($0,5 < J_L < 0,75$)	800
Супеси пластичные ($0,5 < J_L < 1$)	1000
Пески водонасыщенные рыхлые ($e > 0,8$)	1200
Глины и суглинки тугопластичные ($0,25 < J_L < 0,5$)	2000
Супеси пластичные ($0 < J_L < 0,5$)	1600
Пески пылеватые средней плотности ($e \leq 0,8$)	1400

I.020.I-2с/89 0-2 ЛЗ

Лист
10

Копировая

Формат А3

1962-04 12

1.020.1-2с/89 8.0-2

Имя, И.подп. (подпись и дата) Взам. инв. №

Продолжение таблицы 4.1

Грунты	C_0 [тс/м ²]
Пески независимо от влажности и плотности	1800
Глины и суглинки твердые ($\gamma_L < 0$)	3000
Супеси твердые ($\gamma_L < 0$)	2200
Гравий, галька, щебень	2600

ЛИТЕРАТУРА

1. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий - ВСН-32-77. Госгражданстрой, М., 1978.
2. Егупов В.К., Егупов К.В., Лукаш Э.П. Практические методы расчета зданий на сейсмостойкость. Киев, "Будівельник", 1982.
3. Пакет прикладных программ для автоматизированного проектирования железобетонных конструкций надземных и подземных сооружений в промышленном и гражданском строительстве (ЛПН АЛЖБК). Киев, 1981.
4. Бронштейн И.Н., Семендяев К.А. Справочник по математике для инженеров и учащихся втузов. М., "Наука", 1981.
5. Цитович Н.А. Механика грунтов. М., "Высшая школа", 1979.

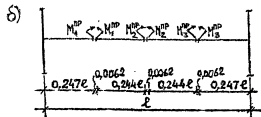
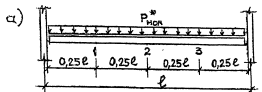


Рис. 2.1

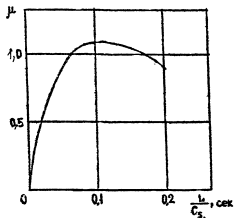


Рис. 2.3

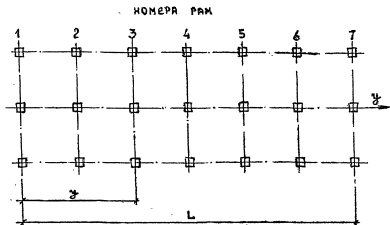


Рис. 2.2

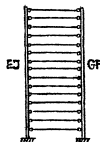
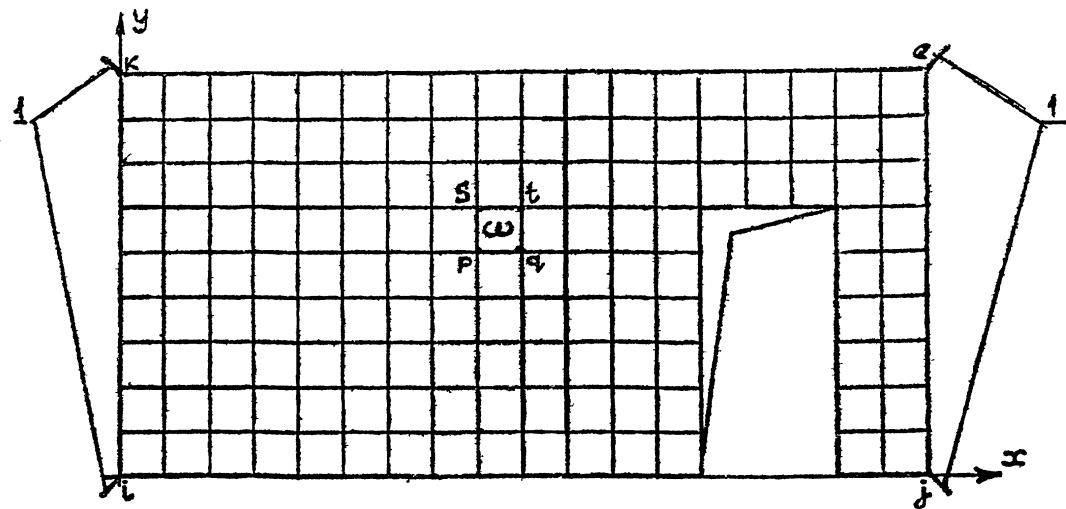


Рис. 4.1



- i, j, k, l - номера узлов из общей нумерации расчетной схемы,
 p, q, s, t - местная нумерация узлов,
 ω - нумерация конечных элементов,
 1 - конечные элементы, учитывающие упругие связи между колоннами и панелью.

Рис. 4.2

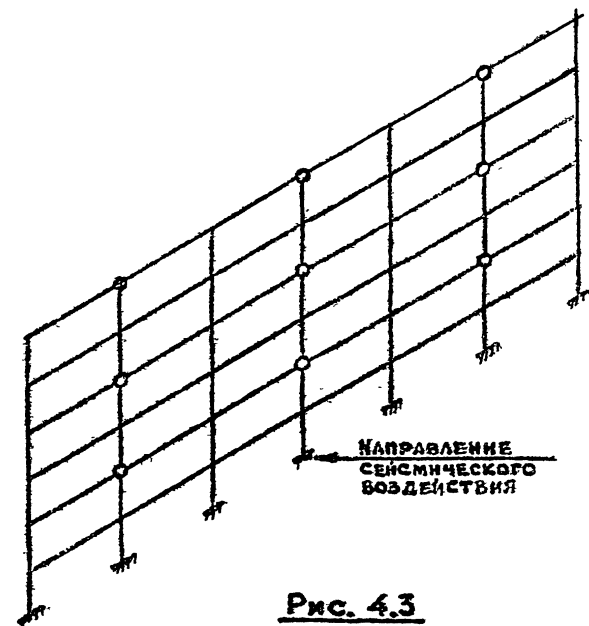


Рис. 4.3

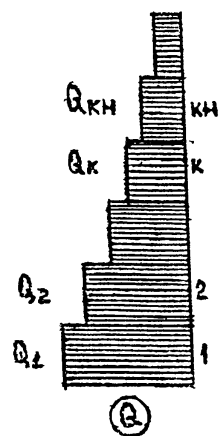


Рис. 4.4

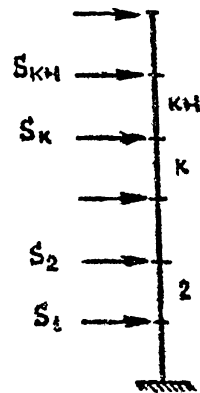


Рис. 4.5

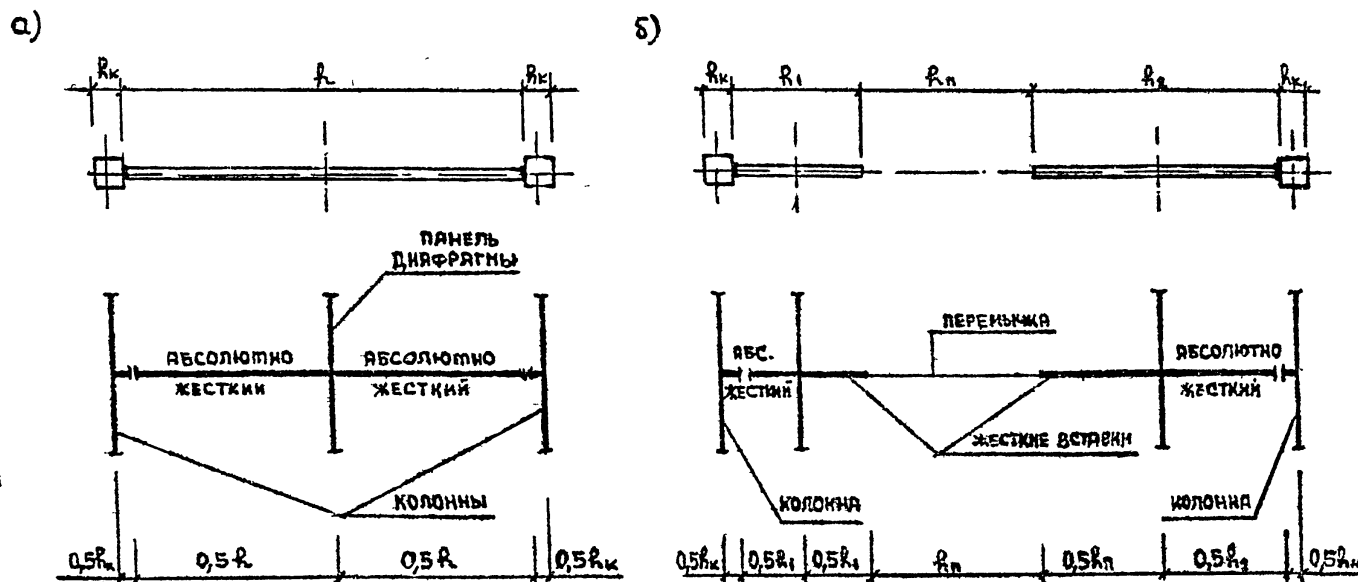
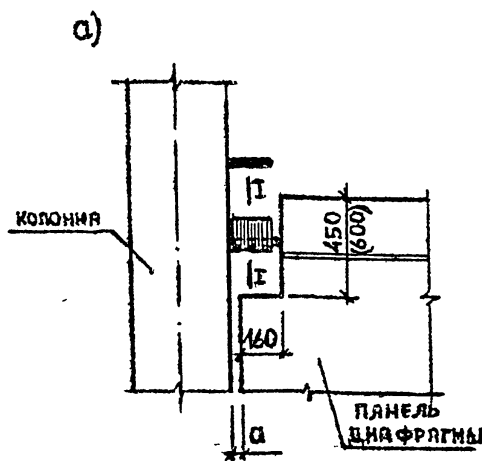


Рис. 4.6



б)

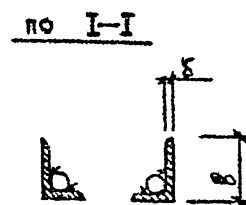


Рис. 4.7

1.020.1-22/89 В.0-2

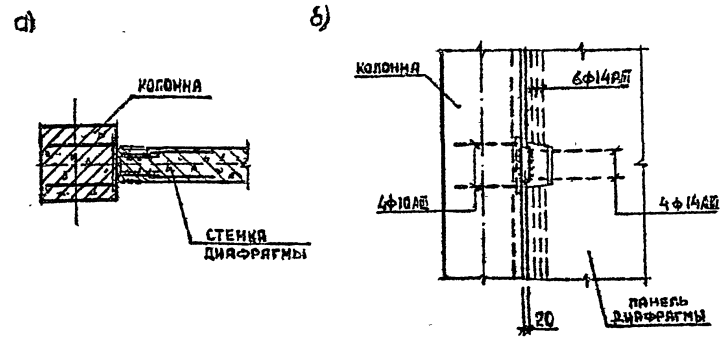


Рис. 4.8

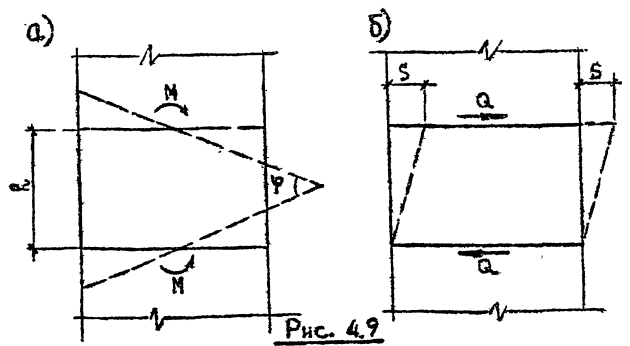


Рис. 4.9

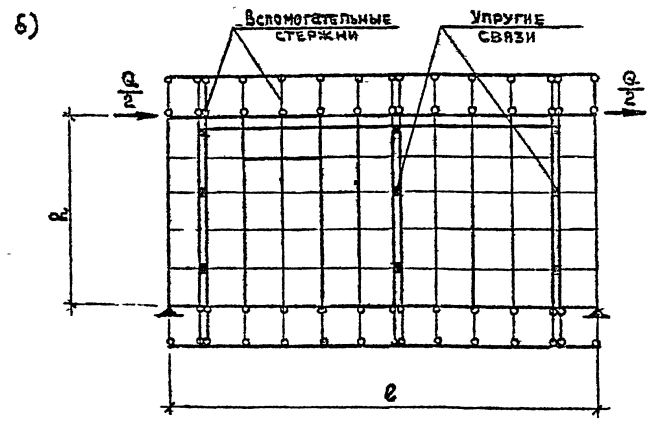
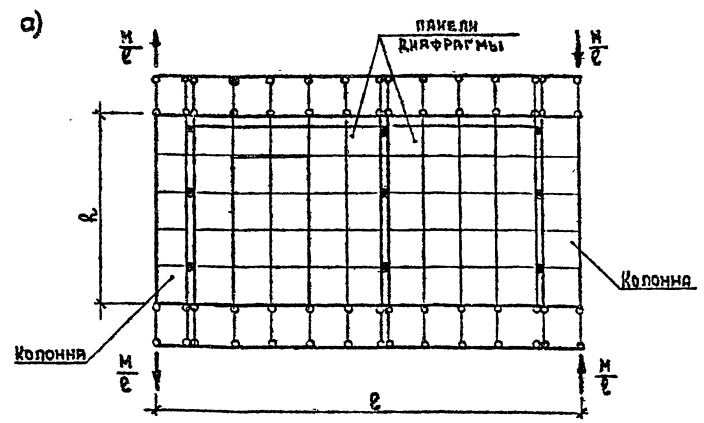


Рис. 4.10

Имя, № инст. Подпись и дата Взам. инст. 13

1962-04-17

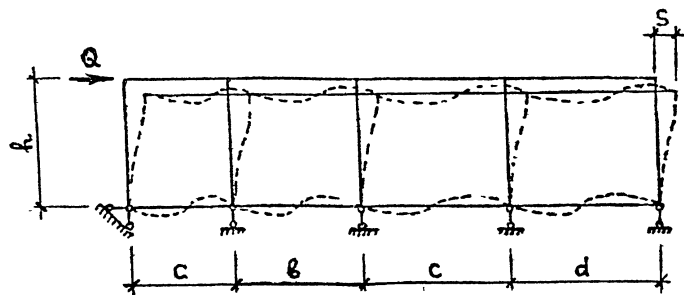
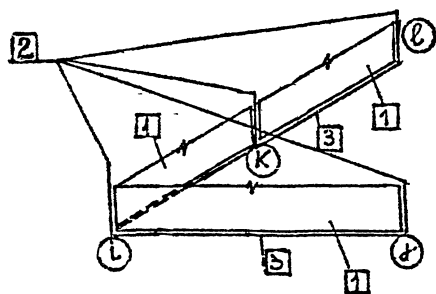
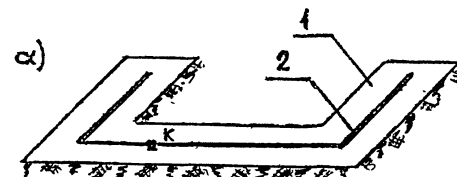


Рис. 4.11

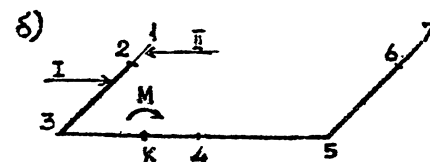


- 1 - стеновые панели заполнения;
- 2 - колонны;
- 3 - стержень на упругом основании, имитирующий фундамент;
- 4 - номера узлов из общей нумерации.

Рис. 4.12



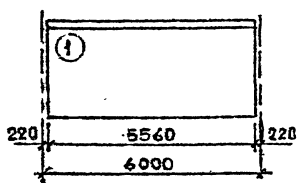
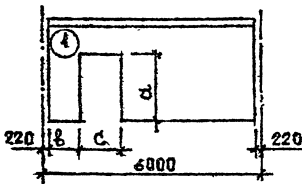
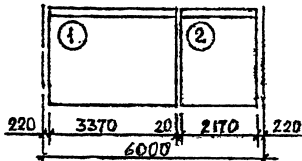
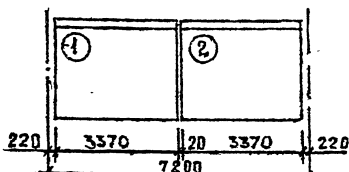
Схематизация упругого защемления диафрагмы.
I - фундамент, 2 - след диафрагмы на фундамент.



Расчетная схема для определения жесткости связи.
1, 2, ... нумерация узлов; K - центр изгиба диафрагмы;
I - бесконечно жесткая на изгиб балка на упругом основании;
II - балка конечной жесткости на упругом основании.

Рис. 4.13

ПРИЛОЖЕНИЕ 1 — ИЗГИБНЫЕ И СДВИГОВЫЕ ЖЕСТКОСТИ

Э С К И З	П О З.	ВЫСОТА ЭТАЖА, м	МАРКА ИЗДЕЛИЯ	РАЗМЕРЫ, мм			EJ, ГН ²	GF, Т
				а	б	с		
	1	2,0	2Д56.17-2-С	—	—	—	5389 620	1 127 595
		3,3	2Д56.33-2-С	—	—	—	15 507 746	1 018 937
	1	3,3	2Д 56.33- -1С	2380	2120	1320	15 424 840	641 607
			2Д 56.33- -2С				13 942 434	773 586
	1,2	3,6	2Д 34.36-2-С 2Д 22.36-2-С	—	—	—	15 491 887	856 293
	1,2	4,2	2Д 34.42-2-С 2Д 22.42-2-С	—	—	—	15 193 307	758 396
	1,2	2,0	2Д 34.17-2-С	—	—	—	24 526 367	1 317 199
			2Д 34.17-2-С					
	1,2	3,3	2Д 33.33-2-С 2Д 34.33-2-С				24 592 092	1 149 892

1.020.1-2d/89 0-2 00 ПЗ

Лист
17

Композит

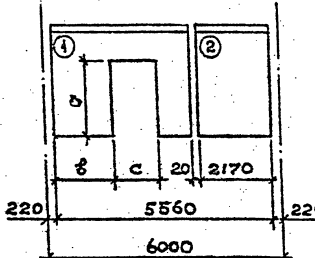
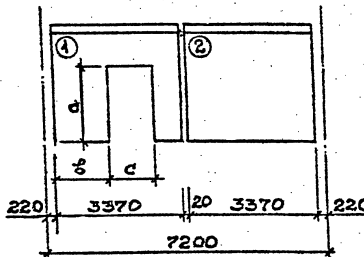
Фот. из ЛЗ

1962-04 19

1.020.1-2с/89 В. 0-2

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

ПРОДОЛЖЕНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ 1

ЭСКИЗ	Поз.	Высота этажа, м	Марка изделия	Размеры, мм			ЕЖ, тм ²	ГФ, т
				а	б	с		
	1,2	3,6	2Д 34.36 - - 2с	2380	1430	1320	15049 970	529 243
			2Д 22.36 - 2-с					
	1,2		2Д 34.36 - - 3с	2680	830	1920	13 535 836	463 887
			2Д 22.36 - 2-с					
	1,2		2Д 34.36 - - 2с	2380	620	1320	14 228 194	532 281
			2Д 22.36 - 2-с					
	1,2		2Д 34.36 - - 3с	2680		1920	13 930 793	428 163
			2Д 22.36 - 2-с					
	1,2	4,2	2Д 34.42 - - 2с	2380	1430	1320	14 822 984	493 459
			2Д 22.42 - 2-с					
	1,2		2Д 34.42 - - 3с	2680	830	1920	13 544 865	422 669
			2Д 22.42 - 2-с					
	1,2		2Д 34.42 - - 2с	2380	620	1320	14 238 796	496 512
			2Д 22.42 - 2-с					
	1,2		2Д 34.42 - - 3с	2680		1920	13 923 132	380 365
			2Д 22.42 - 2-с					
	1,2	3,3	2Д 34.33 - - 2с	2380	1430	1320	22 660 542	783 661
			2Д 34.33 - 2-с					
	1,2		2Д 34.33 - - 2с		620		21 696 440	833 543
			2Д 34.33 - 2-с					
	1,2	3,6	2Д 34.36 - - 2с	2380	1430	1320	21 184 475	843 222
			2Д 34.36 - 2-с					
	1,2		2Д 34.36 - - 3с	2680	830	1920	21 492 727	772 421
			2Д 34.36 - 2-с					
	1,2		2Д 34.36 - - 2с	2380	620	1320	22 090 169	903 879
			2Д 34.36 - 2-с					
	1,2		2Д 34.36 - - 3с	2680		1920	21 292 160	737 204
			2Д 34.36 - 2-с					

1.020.1-2с/89 0-2 00 ПЗ

Лист

18

Киндров

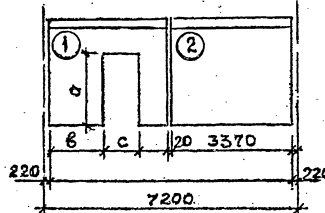
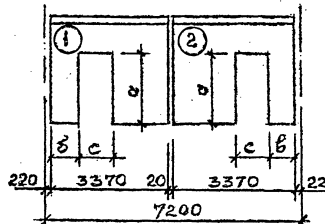
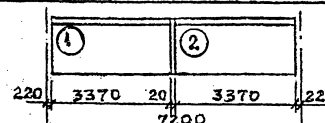
Формат А3

1962-04 20

1.020.1-2с/89 В.0-2

Имя, № подл. Подпись и дата Взам. инв. №

ПРОДОЛЖЕНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ 1

ЭСКИЗ	Поз.	Высота этажа	Марка изделия	РАЗМЕРЫ, мм			ЕУ, тм²	ОФ, т
				а	б	с		
	1,2	4,2	2Д 34.42 - -2С	2380	1430	1320	22795413	812929
			2Д 34.42 -2-С					
	1,2		2Д 34.42 - -3С	2680	830	1920	21429535	734672
			2Д 34.42 -2-С					
	1,2		2Д 34.42 - -2С	2380	620	1320	22075940	883621
			2Д 34.42 -2-С					
	1,2		2Д 34.42 - -3С	2680		1920	21269648	692859
			2Д 34.42 -2-С					
	1,2	3,3	2Д 34.33 - -2С	2380	1320		19572037	512807
			2Д 34.33 - -2С					
	1,2	3,6	2Д 34.36 - -2С				19973427	576861
			2Д 34.36 -2-С					
	1,2		2Д 34.36 - -3С	2680	620	1920	18975358	286399
			2Д 34.36 - -3С					
	1,2	4,2	2Д 34.42 - -2С	2380		1320	20236087	609166
			2Д 34.42 - -2С					
	1,2		2Д 34.42 - -3С	2680		1920	19161849	283547
			2Д 34.42 - -3С					
	1,2	3,6	2Д 34.36 -2-С	-	-	-	24417234	1171620
			2Д 34.36 -2-С					
	1,2	4,2	2Д 34.42 -2-С				23834591	1078905
			2Д 34.42 -2-С					

1.020.1-2с/89 0-2 00 ПЗ

Лист
19

Актинская

Одобрено

1962-04 21

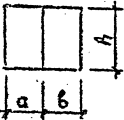
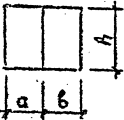
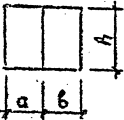
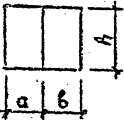
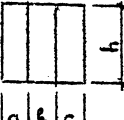
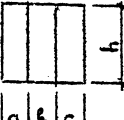
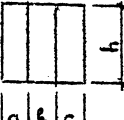
1.020.1-2с/89 0-2

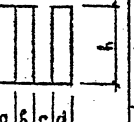
Лист № 19 Лист 19

Приложение 2 — Изгибные и сдвиговые жесткости рам

1.020.1-2с/89 В. 0-2

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

№№ п.п.	Эскиз	РАЗМЕРЫ, м					EJ, тм ²	Г.Г. Т		
		a	b	c	d	h		НИЖНИЙ ЭТАЖ	СРЕДНИЙ ЭТАЖ	ВЕРХНИЙ ЭТАЖ
1		6.0	6.0			2.0	34579200	33361	—	—
2						3.3		11472	6398	7879
3						3.6		9903	5694	6960
4						4.2		7625	4613	5564
5		7.2	7.2			2.0	49785600	31537	—	—
6						3.3		10331	5642	7059
7						3.6		9335	5038	6257
8						4.2		7213	4107	5032
9		6.0	7.2			2.0	41952000	32464	—	—
10						3.3		11157	4026	7476
11						3.6		9634	5371	6614
12						4.2		7423	4364	5303
13		6.0	6.0	6.0		2.0	86425600	46247	—	—
14						3.3		15916	9260	11300
15						3.6		13736	8225	9962
16						4.2		10567	6640	7936
17		7.2	7.2	7.2		2.0	124441600	43657	—	—
18						3.3		15032	8200	10166
19						3.6		12983	7308	8973
20						4.2		10005	5937	7208
21		6.0	6.0	7.2		2.0	97312000	45330	—	—
22						3.3		15592	6881	10686
23						3.6		13458	7846	9606
24						4.2		10357	6385	7666
25						2.0		45525	—	—
26						3.3		15701	8978	11020

NN п.п.	Эскиз	РАЗМЕРЫ, м					EJ, тм ²	GF, т		
		a	b	c	d	h		НИЖНИЙ ЭТАЖ	СРЕДНИЙ ЭТАЖ	ВЕРХНИЙ ЭТАЖ
27						3,6	100940800	13557	7985	9727
28						4,2		10439	6462	7766
29						2,0		44591	—	—
30						3,3	112518400	15366	8583	10592
31						3,6		13269	7646	9359
32						4,2		10222	6199	7486
33						2,0		44421	—	—
34						3,3	108544000	15268	8504	10473
35						3,6		13181	7568	9251
36						4,2		10148	6130	7396
37						2,0		59111	—	—
38						3,3	172632000	20352	12119	14710
39						3,6		17560	10752	12953
40						4,2		13501	8662	10297
41						2,0		55768	—	—
42						3,3	248864000	19227	10754	13264
43						3,6		16604	9575	11721
44						4,2		12792	7764	9375
45						2,0		58207	—	—
46						3,3	187203960	20029	11741	14297
47						3,6		17283	10424	12598
48						4,2		13292	8407	10027
49						2,0		57452	—	—
50						3,3	209603840	19794	11441	13993
51						3,6		17086	10168	12342
52						4,2		13149	8216	9840

1.020.1-2с/89 0-2 ПЗ

Композит

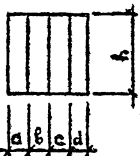
Формат А3

Лист

20

1962-04 22

1.020.1-2с/89 В. 0-2

№ п.п.	Эскиз	РАЗМЕРЫ, М					EJ, ТМ ²	G F, Т		
		a	b	c	d	h		НИЖНИЙ ЭТАЖ	РАДОВОЙ ЭТАЖ	ВЕРХНИЙ ЭТАЖ
53		6,0	7,2	7,2	7,2	2,0	232 326 160	56698	—	—
54						3,3		19561	11143	13690
55						3,6		16890	9913	12086
56						4,2		13008	8025	9653
57		6,0	7,2	7,2	6,0	2,0	207 063 800	57632	—	—
58						3,3		19894	11531	14115
59						3,6		17176	10251	12452
60						4,2		13223	8288	9930
61		6,0	7,2	6,0	7,2	2,0	209 327 360	57471	—	—
62						3,3		19806	11453	14007
63						3,6		17096	10178	12354
64						4,2		13157	8225	9850
65		7,2	6,0	6,0	7,2	2,0	201 862 400	57292	—	—
66						3,3		19705	11362	13884
67						3,6		17005	10095	12243
68						4,2		13083	8153	9758
69		6,0	6,0	7,2	6,0	2,0	194 397 300	58381	—	—
70						3,3		20128	11830	14419
71						3,6		17372	10506	12708
72						4,2		13366	8478	10118
73		7,2	7,2	6,0	7,2	2,0	224 810 100	56533	—	—
74						3,3		19471	11063	13581
75						3,6		10809	9240	11980
76						4,2		12941	7962	9571

ПРИМЕЧАНИЕ: КЛАСС БЕТОНА КОЛОНН - В30 ($E_b = 3 \cdot 10^5 \text{ Т/М}^2$)РИГЕЛЕЙ - В25 ($E_s = 2,6 \cdot 10^6 \text{ Т/М}^2$)

Имя, фамилия, отчество
Подпись и дата
Виза

1.020.1-2с/89 0-2 ПЗ

Компьютер

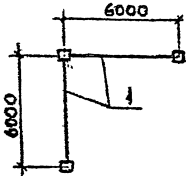
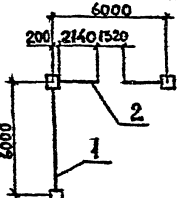
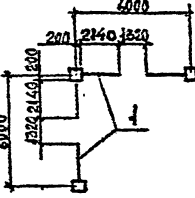
с. 1962-04

Лист

24

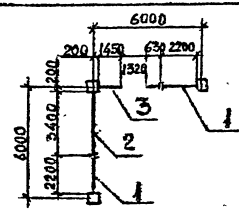
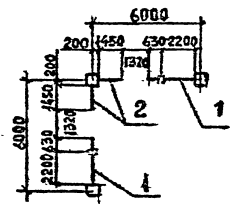
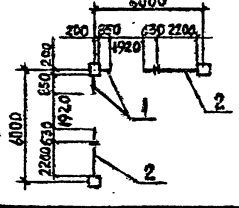
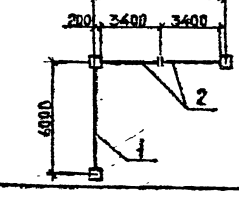
1962-04 23

ПРИЛОЖЕНИЕ 3 — ИЗГИБНЫЕ И СДВИГОВЫЕ ЖЕСТКОСТИ СОСТАВНЫХ ДИАФРАГМ

СХЕМА ДИАФРАГМЫ	Высота этажа, м	Поз.	Марка диафрагмы	$EJ_{y, \text{м}^4}$	$EJ_{x, \text{м}^4}$	$GF_{x, \text{т}}$	$GF_{y, \text{т}}$
	2,0	1	2Д 56.17-2-С	20600000	20600000	1127595	1127595
	3,3	1	2Д 56.33-2-С	20600000	20600000	1018937	1018937
	3,3	1	2Д 56.33-2-С	20350000	20130000	641607	1018937
		2	2Д 56.33-2-С				
	3,3	4	2Д 56.33-2-С	19900000	19900000	641607	641607

1.020.I-2c/89 В.0.2

Лист № 23, 24
Получено в 1989 г.
Взам. инв. №

СХЕМА ДИАФРАГМЫ	ВЫСОТА ЭТАЖА, м	Поз.	МАРКА ДИАФРАГМЫ	Е _г , т ²	Е _х , т ²	С _г , т	С _х , т
	3,6	1	2Д 22.36-2-с	20500 000	19850 000	529 243	856 293
		2	2Д 34.36- -с				
		3	2Д 34.36- -4с				
	4,2	1	2Д 22.42-2-с			493 459	758 396
		2	2Д 34.42- -с				
		3	2Д 34.42- -4с				
	3,6	1	2Д 22.36-2-с	19700 000	19200 000	529 243	529 243
		2	2Д 34.36- -4с				
	4,2	1	2Д 22.42-2-с			493 459	493 459
		2	2Д 34.42- -4с				
	3,6	1	2Д 34.36- -5с	18 150 000	18 150 000	463 887	463 887
		2	2Д 22.36-2-с				
	4,2	1	2Д 34.42- -3с			422 669	422 669
		2	2Д 22.42-2-с				
	2,0	1	2Д 56.17-2-с	32000 000	21400 000	1317 199	1127 593
		2	2Д 34.17-2-с				
	3,3	1	2Д 56.33-2-с			1149 892	1018 937
		2	2Д 34.33-2-с				

1.020.I-2c/89 0-2 ПЗ

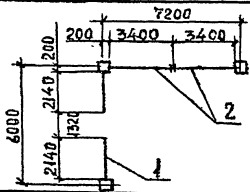
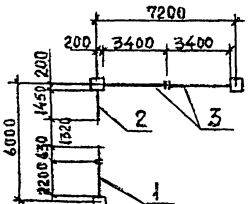
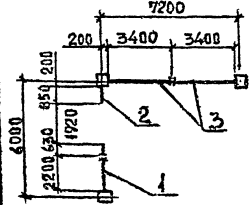
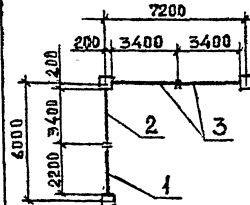
Лист
23

Проект

1962-04

25

1.020.1-2с/89 В. 0-2

Схема диафрагмы	ВЫСОТА ЭТАЖА, М	Поз.	МАРКА ДИАФРАГМЫ	ЕУ _у , т ²	ЕУ _х , т ²	GF _х , т	GF _у , т
	3,3	1	2 Д 56.33--2С	31300000	21100000	1149892	641607
		2	2 Д 34.33-2-С				
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	31000000	21500000	1171620	529243
		2	2 Д 34.36-4С				
		3	2 Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2 Д 22.42-2-С			1078905	493439
		2	2 Д 34.42-4С				
		3	2 Д 34.42-2-С				
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	28900000	21200000	1171620	463887
		2	2 Д 34.36-5С				
		3	2 Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2 Д 22.42-2-С			1078905	422669
		2	2 Д 34.42-5С				
		3	2 Д 34.42-2-С				
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	32300000	21600000	1171620	856293
		2	2 Д 34.36-2-С				
		3	2 Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2 Д 22.42-2-С			1078905	758396
		2	2 Д 34.42-2-С				
		3	2 Д 34.42-2-С				

1.020.1-2с/89 0-2 ПЗ

Лист
24

1.020.1-2с/89 В.О-2

СХЕМА ДИАФРАГМЫ	ВЫСОТА ЭТАЖА, М	Поз.	МАРКА ДИАФРАГМЫ	$EY_y, \text{тн}^2$	$EY_x, \text{тн}^2$	$GF_x, \text{т}$	$GF_y, \text{т}$
	3,3	1	2Д.56.33-2-С	26200000	19400000	512807	1028957
		2	2Д.34.33--4С				
	3,6	1	2 Д. 22.36-2-С	30800000	19900000	903879	856295
		2	2 Д. 34.36-2-С				
		3	2 Д. 34.36- -С				
		4	2 Д. 34.36--4С				
	4,2	1	2 Д. 22.42-2-С			883621	758396
		2	2 Д. 34.42-2-С				
		3	2 Д. 34.42--С				
		4	2 Д. 34.42--4С				
	3,6	1	2 Д. 22.36-2-С	20100000	16850000	463887	856293
		2	2 Д. 34.36-2-С				
		3	2 Д. 34.36--5С				
	4,2	1	2 Д. 22.42-2-С			422669	758396
		2	2 Д. 34.42-2-С				
		3	2 Д. 34.42--5С				

Лист № 25

Лист № 25

Лист № 25

Лист № 25

1.020.1-2с/89 О-2 ПЗ

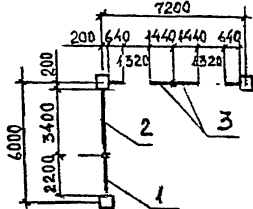
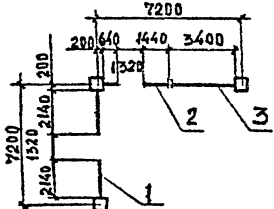
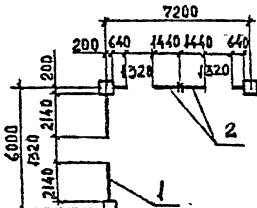
Исполнитель:

Формат А3

1962-04

27

1.020.1-2с/89 В. 0-2

СХЕМА ДИАФРАГМЫ	ВЫСОТА ЭТАЖА, м	Поз.	МАРКА ДИАФРАГМЫ	ЕУ _у , м ²	ЕУ _ж , м ²	GF _ж , т	GF _у , т
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	27300000	19850000	576861	856293
		2	2 Д 34.36-2-С				
		3	2 Д 34.36--4С				
	4,2	1	2 Д 22.42-2-С			609166	758396
		2	2 Д 34.42-2-С				
		3	2 Д 34.42--4С				
	3,3	1	2 Д 56.33--2С	29300000	19250000	833543	641607
		2	2 Д 34.33--4С				
		3	2 Д 34.33-2-С				
	3,3	1	2 Д 56.33- 2С	25500000	19220000	512807	641607
		2	2 Д 34.33--4С				

Имя, № подл. Подпись и дата. Взам. инв. №

1.020.1-2с/89 0-2 ПЗ

Копировал

Ф. 1962-04 28

Лист
26

1.020.1-2с/89 В.0-2

Лист № 020.1-2с/89 В.0-2

СХЕМА ДИАФРАГМЫ	ВЫСОТА ЭТАЖА, М	Поз.	МАРКА ДИАФРАГМЫ	$E_{y1}, \text{тн}^2$	$E_{y2}, \text{тн}^2$	$G_{F1}, \text{т}$	$G_{F2}, \text{т}$
	3,6	1	2 Л 22.36-2-С	29300000	19750000	903879	532281
		2	2 Л 34.36--4С				
		3	2 Л 34.36--С				
	4,2	1	2 Л 22.42-2-С			883621	496512
		2	2 Л 34.42--4С				
		3	2 Л 34.42--С				
	3,6	1	2 Л 22.36-2-С	26000000	19700000	576861	532281
		2	2 Л 34.36--5С				
	4,2	1	2 Л 22.42-2-С			609166	496512
		2	2 Л 34.42--5С				
	2,0	1	2 Л 56.17-2-С	66200000	48000000	1127595	2235190
	3,3	1	2 Л 56.33-2-С			1018137	2037874
	3,6	1	2 Л 22.36-2-С	69000000	48000000	856293	1712586
		2	2 Л 34.36-2-С				
	4,2	1	2 Л 22.42-2-С			758396	1516792
		2	2 Л 34.42-2-С				

1.020.1-2с/89 В.0-2 ПЗ

Лист

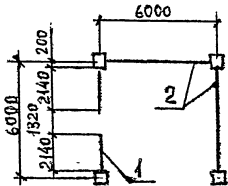
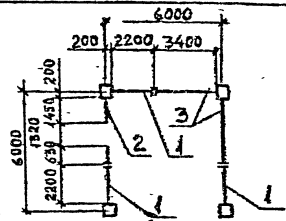
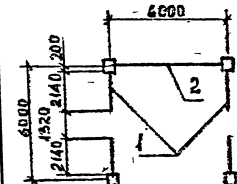
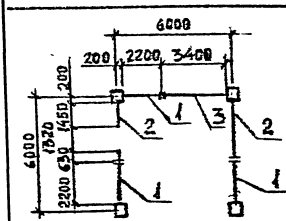
27

Вскрытие

Формат А.

1962-04

29

СХЕМА ДИАФРАГМЫ	ВЫСОТА ЭТАЖА, м	Поз.	МАРКА ДИАФРАГМЫ	$EY_y, \text{м}^3$	$EY_x, \text{м}^3$	$GF_x, \text{т}$	$GF_y, \text{т}$
	3,3	1	2 Д 56.33--2-С	61000 000	47300 000	1018937	1660554
		2	2 Д 56.33-2-С				
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	64300 000	48400 000	856 293	1385 536
		2	2 Д 34.36--4С				
		3	2 Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2 Д 22.42-2-С			758 396	1251 855
		2	2 Д 34.42--4С				
		3	2 Д 34.42-2-С				
	3,3	1	2 Д 56.33--2-С	56500 000	46800 000	1018 937	1283 214
		2	2 Д 56.33-2-С				
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	60100 000	48300 000	856 293	1058 486
		2	2 Д 34.36--4С				
		3	2 Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2 Д 22.42-2-С			758 396	986 918
		2	2 Д 34.42--4С				
		3	2 Д 34.42-2-С				

1020.I-2c/89 В. 0-2

СХЕМА ДИАФРАГМЫ	ВЫСОТА ЭТАЖА, М	Поз.	МАРКА ДИАФРАГМЫ	$EY_y, \text{тн}^2$	$EY_x, \text{тн}^2$	$GF_x, \text{т}$	$GF_y, \text{т}$
	3,3	1	2Д 56.33-2-С	66000000	44800000	641607	2037874
		2	2Д 56.33--2С				
	3,6	1	2Д 22.36-2-С	68800000	45750000	529243	1712586
		2	2Д 34.36-2-С				
		3	2Д 34.36--4С				
	4,2	1	2Д 22.42-2-С			493459	1516792
		2	2Д 34.42-2-С				
		3	2Д 34.42--4С				
	3,6	1	2Д 22.36-2-С	68000000	44400000	463887	1712586
		2	2Д 34.36-2-С				
		3	2Д 34.36--5С				
	4,2	1	2Д 22.42-2-С			422669	1516792
		2	2Д 34.42-2-С				
		3	2Д 34.42--5С				

1.020.I-2c/89 0-2 ИЗ

Комплект

Формат А3

1962-04

31

1.020.I-2c/89 В.0-2

Имя, № подл. Подпись и дата Взам. инв. №

СХЕМА ДИАФРАГМЫ	ВЫСОТА ЭТАЖА М	Поз.	МАРКА ДИАФРАГМЫ	$EY_{y, \text{тн}}$	$EY_{x, \text{тн}}$	$GF_{x, \text{т}}$	$GF_{y, \text{т}}$
	3,3	1	2Д 56.33--2С	60900000	44400000	641607	1660554
		2	2Д 56.33-2-С				
	3,6	1	2Д 22.36-2-С	63700000	45600000	529243	1385536
		2	2Д 34.36--4С				
		3	2Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2Д 22.42-2-С			493459	1251855
		2	2Д 34.42--4С				
		3	2Д 34.42-2-С				
	3,6	1	2Д 22.36-2-С	59200000	43500000	463887	1320180
		2	2Д 34.36--5С				
		3	2Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2Д 22.42-2-С			422669	1181065
		2	2Д 34.42--5С				
		3	2Д 34.42-2-С				
	3,3	1	2Д 56.30--2С	56400000	43900000	641607	1283214

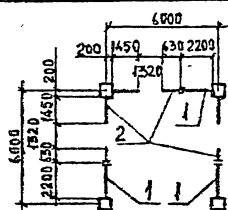
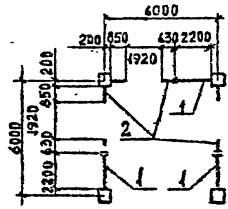
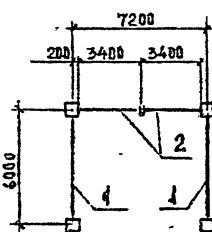
1.020.I-2c/89 0-2 ПЗ

Лист
30

1962-04 3д

1.020.1-2с/89 В.О.-Л

Имя, № подл., Подпись и дата

СХЕМА ДИАФРАГМЫ	Высота этажа, м	Поз.	МАРКА ДИАФРАГМЫ	ЕУ _у , м ²	ЕУ _х , м ²	GF _х , т	GF _у , т
	3,6	1	2Д 22.36-2-С	59700 000	41200 000	529 243	4058 486
		2	2Д 34.36--4С				
	4,2	1	2Д 22.42-2-С			493 439	986 9'3
		2	2Д 34.42--4С				
	3,6	1	2Д 22.36-2-С	53500 000	43 000 000	463 887	927774
		2	2Д 34.36--5С				
	4,2	1	2Д 22.42-2-С			422 669	845 338
		2	2Д 34.42--5С				
	2,0	1	2Д 56.17-2-С	96 500 000	50 400 000	1317 199	2225 190
		2	2Д 34.17-2-С				
	3,3	1	2Д 56.33-2-С	96 500 000	50 400 000	1149 852	2037 874
		2	2Д 34.33-2-С				

1.020.1-2с/89 0-2 И3

Лист

31

1962-04

33

СХЕМА ДИАФРАГМЫ	ВЫСОТА ЭТАЖА, М	Поз.	МАРКА ДИАФРАГМЫ	E_{y, m^3}	E_{x, m^3}	$G_{F, T}$	$G_{Fy, T}$
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	94 000 000	51100 000	1171 620	1385 536
		2	2 Д 34.36--4С				
		3	2 Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2 Д 22.42-2-С			1078 905	1251 855
		2	2 Д 34.42--4С				
		3	2 Д 34.42-2-С				
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	88100 000	50600 000	1171 620	1058 486
		2	2 Д 34.36--4С				
		3	2 Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2 Д 22.42-2-С			1078 905	986 918
		2	2 Д 34.42--4С				
		3	2 Д 34.42-2-С				
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	92400 000	48700 000	903 879	1712 536
		2	2 Д 34.36-2-С				
		3	2 Д 34.36--4С				
	4,2	1	2 Д 22.42-2-С			883 621	1516 792
		2	2 Д 34.42-2-С				
		3	2 Д 34.42--4С				

1.020.1-2с/89 В.0-2

Штамп. № подл. Подпись и дата

1.020.1-2с/89 0-2 ПЗ

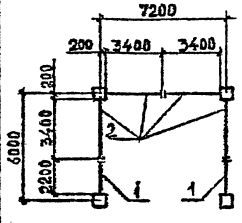
Копировал

Формат А3

1962-04

Лист
32

34

СХЕМА ДИАФРАГМЫ	Высота этажа, м	Поз.	Марка диафрагмы	$EJ_y, \text{м}^2$	$EJ_x, \text{м}^2$	$GF_x, \text{т}$	$GF_y, \text{т}$
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	101 000 000	54200 000	1 171 620	1 712 586
		2	2 Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2 Д 22.42-2-С			1 078 905	1 516 792
		2	2 Д 34.42-2-С				

ПРИМЕЧАНИЕ:

В таблице приняты следующие обозначения:

EJ_y - изгибная жесткость диафрагмы относительно оси y

EJ_x - изгибная жесткость диафрагмы относительно оси x

GF_x - сдвиговая жесткость диафрагмы относительно оси x

GF_y - сдвиговая жесткость диафрагмы относительно оси y

x, y - координатные оси

