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

gost.e-ecolog.ru

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

РАЗРАБОТАНЫ ЦНИИЭПжилища

ДИРЕКТОР ИНСТИТУТА — Н.А. ЭДИШЕРАШВИЛИ

ГЛ. КОНСТР. ИНСТ. — А.Г. ЧИКОБАВА

НАЧАЛЬНИК ОТДЕЛА — Г.В. ТУРМАНИДЗЕ

ЗАВ. СЕКТОРОМ СМИР — Л. ЛАТИДЗЕ

ПРИ УЧАСТИИ НИИЖБ ГОССТРОЯ СССР

СОГЛАСОВАНО С ЦНИИСК им. В.А. КУЧЕРЕНКО

ЗАМ. ДИРЕКТОРА О.О. АНДРЕЕВ

ЗАВ. ЛАБ. СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ А.В. ЧЕРКАШИН

СТ. НАУЧНЫЙ СОТР. С.А. МИНАКОВ

УТВЕРЖДЕНЫ ГОСКОМАРХИТЕКТУРОЙ,
ПРИКАЗ ОТ 25.12.1989 г. № 244
ВВЕДЕНЫ В ДЕЙСТВИЕ С 01.07.1990 г.
ЦНИИЭПжилища, приказ №174 от 27.12.1989 г.

1.020.1-2с/89 Б.О-2

СОДЕРЖАНИЕ

ОБОЗНАЧЕНИЕ	НАИМЕНОВАНИЕ	СТР.
1.020.1-2с/83.0-2 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	21
	Изгибные и сдвиговые жесткости рам.	
	Приложение 3	23
	Изгибные и сдвиговые жесткости составных диафрагм жесткости.	

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

Гл.констр.	Чикобава		1.020.1-2с/89.0-2		
Нач.отд.	Турманидзе				
Гл.констр.	Капанадзе				
ГИП	Лагидзе		Содержание	Стадия: Р; Лист: 1; Листов: 1	
ГИП	Вартанова				
Проверил	Одишвили			ТбилЗНИИЭП	
Разраб.	Лагидзе				

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" (ГНПП АПЭБК).

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 институты.

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

Гл.констр.	Чикобава		1.020.1-2с/89 0-2 ПЗ		
Нач.отд.	Турманидзе				
Гл.констр.	Капанадзе				
ГИП	Лагидзе		Пояснительная записка	Стадия: Р; Лист: 1; Листов: 33	
ГИП	Вартанова				
Проверил	Одишвили			ТбилЗНИИЭП	
Разраб.	Лагидзе				

Копировал Формат А4

1962-04 3

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

I.2.I. 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 рамодиафрагмы;

в) возможные комбинации вышеперечисленных схем.

(см.п.п.5.3 и 5.4 пояснительной записки выпуска 0-I).

I.2.2 Диафрагмы жесткости серии представляют собой сборные железобетонные панели внутренних стен, объединяемые между собой и с примыкающими колоннами каркаса связями (закладными изделиями, 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 нетипового заполнения каркаса в виде монолитного железобетона, выполняемого по типу сборных панелей диафрагм.

I.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 в 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.

I.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.

I.3. Выбор расчетной модели здания

I.3.I. Учет перечисленных в п.I.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 пластинчатых элементов, на статические и динамические нагрузки (типа динамических ветровых и сейсмических). Некоторые из них снабжены блоками армирования.

I.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.

I.3.3. На основе многолетнего опыта применения машинных методов расчета каркасно-панельных зданий г по результатам численных экспериментов, совпадающим с результатами научных исследований, в "Указаниях..." даются способы составления расчетных схем для прочностного расчета зданий.

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

1962-04 4
Форма 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 $P^{o}_{мон}$. 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 загружения I.

Пролетные изгибающие моменты в сечениях I, 2, 3 ригелей от монтажных нагрузок (рис.2.Iа) определяются введением трех пар, сосредоточенных моментов противоположного знака $M^{*}_{1}=M^{*}_{2}=\frac{3}{32}P^{*}_{мон}\ell^{2}$; $M^{*}_{2}=\frac{P^{*}_{мон}\ell^{2}}{8}$ как это показано на рис.2.Iб.

Здесь $P_{мон}$ – равномерно распределенная расчетная нагрузка от собственных весов ригеля и плит перекрытия (или покрытия). Эта нагрузка относится к загружению 2.

В загружении 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. Загружение 4 – временная длительно действующая нагрузка, загружение 5 – кратковременная нагрузка.

2.1.4. Нумерация загружений условная; если нет загружения данного типа, его номер занимает последующее.

2.2. Горизонтальные нагрузки

2.2.1. Горизонтальные постоянные нагрузки на конструкции ниже отметки ±0,00 от обратной засыпки грунта следует отнести к загружению 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 40м и более) осуществляется соответствующими разделами указанных в п.I.I 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 загружения 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-7-8I, 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.I.I, 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 перекрёстной 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 загружений 7 и 8 (при отдельном задании сейсмических сил крутильной формы колебаний).

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

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 немного 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 "Сейсмика" программных средств, указанных в п.1.1, производим обычный машинный расчет конструкции для определения частот, форм и сейсмических сил трёх тонов 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 $\tau_2(y)$:

$$\bar{S}_{ik} = S_{ik} \cdot \tau_2(y) = K_1 K_2 K_\psi A_{\beta i} P_k \eta_{ik} \tau_2(y), \qquad (2.1)$$

где: i – номер крутильной формы колебаний;

$\tau_2(y)$ – коэффициент крутильной формы колебаний перекрытий в плане.

Коэффициент $\tau_2(y)$ вычисляется по формуле:

$$\tau_2(y) = \mu\left(1 - \frac{2y}{L}\right), \qquad (2.2)$$

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

μ – 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.

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

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.I 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 жёсткими узлами и жёстким защемлением колонн в основании.

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

3.4. Расчет данных схем возможно произвести одной из существующих программ упругого расчета стержневых систем, имеющей блоки формирования сейсмических сил 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-I.

4. РАСЧЕТ ЗДАНИЙ 9 – I2 ЭТАЖЕЙ

4.I. Приближенный подбор количества диафрагм в каркасно-панельных зданиях.

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

4.I.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.I).

4.I.3. Частота основного тона колебаний при поступательном движении междуэтажных перекрытий определяется формулой

$$\omega = \left\{ \frac{\frac{EJ}{\alpha}\left[\frac{3}{2}(\alpha\ell) - Sh\alpha\ell\,(2 - ch\alpha\ell)\right] + GF\left[\frac{\ell^3}{3} - \frac{\ell^2}{\alpha} Sh\alpha\ell - 3\frac{\ell}{\alpha^2} + \frac{Sh\alpha\ell}{\alpha^3}(1 - 1{,}5\,ch\alpha\ell)\right]}{m\left[\frac{\ell^5}{20} - \frac{Sh\alpha\ell}{\alpha}\frac{\ell^4}{4} + \left(Sh^2\alpha\ell + ch\alpha\ell\right)\frac{\ell^3}{2\alpha^2} - \frac{Sh\alpha\ell \cdot ch\alpha\ell}{\alpha^3}\ell^2 + \left(2{,}5 + ch^2\alpha\ell\right)\frac{\ell}{\alpha^4} + \left(3{,}5\,ch\alpha\ell + 3\right)\frac{Sh\alpha\ell}{\alpha^5}\right]} \right\}^{1/2}, \quad (4.1)$$

где

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

$GF = \sum GF_\mu$ – суммарная жесткость рам на сдвиг;

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

$\alpha^2 = GF/EJ$

$Sh\alpha\ell$, $ch\alpha\ell$ – гиперболические функции аргумента $\alpha\ell$, определяемые по таблицам [4]

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

1962-04 7

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 I), либо как расчет перекрестной системы стержней, несущей горизонтальную нагрузку, действующую перпендикулярно плоскости системы (вариант 2).

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

4.3.1. Расчетная схема варианта I 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 обвей 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 плоконапряженной системы. Решение строится методом конечных элементов. Разбивка расчетной схемы панели на отдельные конечные элементы ω сеткой $p, q, s, t, \ldots$ — 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 Ⓘ (например, элемент, определяющийся процедурой 55 ППП АЛМБК). 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 плоконапряженных конечных элементов с заданной жесткостью(например, элемент процедуры 52 ППП АЛМБК).

1.020.1-2с/89 0-2

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

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-I.

Таблица 2.I

Грунты	C_S
Скальные	
Граниты	3,4
Известняки, сланцы, гнейсы (плотные)	2-2,6
Песчаники плотные	I,2-I,7
Известняки, сланцы, песчаники нарушенные	0,9-I,4
Полускальные	
Гипсы	I,4-I,7
Шергели	I,I-I,5
Сцементированные пески	0,8-I,I
Крупнообломочные	
Щебеночные и галечниковые	0,8-I,2
Гравийные из кристаллических пород	0,7-I,I
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=I и супеси при e=0,7	0,2-0,5
Насыпные и почвенные	
Насыпные	0,I-0,3
Почвенные	0,I-0,2
Обводненные	
Гравийно-галечниковые	0,6-I,2
Песчаные	0,5-0,9
Глинистые (супеси, суглинки)	0,4-0,9
Насыпные и почвенные	0,I-0,3

1.020.1-2c/89 В.С-8
Инв. № подл. Подпись и дата Взам. инв. №
1962-04 9
Копировал Формат А3

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.

Заменив 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 загружения: 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 усилий по трем формам колебаний, причем усилия крутильной формы берем из первого загружения.

Получив эпюры расчетных сейсмических усилий Q по высоте стоек динамической системы (рис.4.4.), окончательно определяем полные сейсмические нагрузки, вызывающие эти усилия в отдельностоящих стойках (рис.4.5), по формуле:

$$S_K = Q_K - Q_{K-1} \qquad (4.2)$$

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 ПИН АПЖБК 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.

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:

$$K_{ср.п} = \frac{GF}{Q} = \frac{2\delta G}{Q} \qquad (4.3)$$

где G – модуль упругости при сдвиге металла уголков, $\frac{тс}{м^2}$.

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:

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

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

$$\lambda_i = \frac{6}{E_б (d_н n_н + 4 d_к n_к)};$$

где $E_б$ – модуль упругости бетона конструкции, $\frac{тс}{м^2}$;

$d_н, n_н$ – соответственно диаметр и число анкерных стержней, расположенных перпендикулярно направлению сдвига;

$d_к, n_к$ – 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 габаритах, из двух панелей) диафрагмы и податливо присоединенных к ней с двух сторон колонн.

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

$$EJ = \frac{MR}{\varphi} \quad (4.5) \qquad GF = \frac{Qh}{S} \quad (4.6)$$

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

Панель диафрагмы и колонны моделируем прямоугольными конечными моментами 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 граней 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 S в формулу (4,6) подставляем горизонтальное перемещение этих узлов.

В приложении 1 даны изгибные и сдвиговые жесткости всех марок типовых одиночных диафрагм серии 1.020.1-2с/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.II, 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.I. 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.I2.

4.5.3. Жесткость стержня 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 (,).

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

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

где C_0 – постоянная упругости основания, не зависящая от размеров фундамента (см.табл.4.I); 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 ($P_0 = 2{,}0$ тс/м²).

$A = 1 м^{-1}$ – 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.I3).

Коэффициенты жесткости основания определяются согласно п.4.5.4.

Жесткость связи определяется формулой

$$C = \frac{M}{\varphi}, \qquad (4.8)$$

где φ – угол поворота точки K.

Таблица 4.I

Грунты	C_0 [тс/м³]
Глины и суглинки текучепластичные ($J_L > 0{,}75$)	600-700
То же, мягкопластичные ($0{,}5 < J_L < 0{,}75$)	800
Супеси пластичные ($0{,}5 < J_L < 1$)	I000
Пески водонасыщенные рыхлые ($e > 0{,}8$)	I200
Глины и суглинки тугопластичные ($0{,}25 < J_L < 0{,}5$)	2000
Супеси пластичные ($0 < J_L < 0{,}5$)	I600
Пески пылеватые средней плотности ($e \leq 0{,}8$)	I400

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

Копировал Формат А3

Продолжение таблицы 4.I

Грунты	C_0 [тс/м²]
Пески независимо от влажности и плотности	I800
Глины и суглинки твердые ($J_L<0$)	3000
Супеси твердые ($J_L<0$)	2200
Гравий, галька, щебень	2600

ЛИТЕРАТУРА

I. Инструкция по проектированию конструкций панельных жилых зданий - ВСН-32-77. Госгражданстрой, М., 1978.

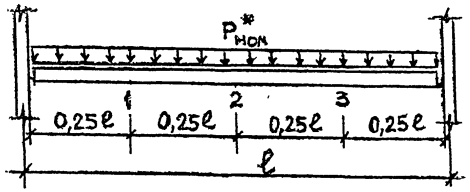
2. Егупов В.К., Егупов К.В., Лукаш Э.П. Практические методы расчета зданий на сейсмостойкость. Киев, "Будівельник", 1982.

3. Пакет прикладных программ для автоматизированного проектирования железобетонных конструкций надземных и подземных сооружений в промышленном и гражданском строительстве (ППП АПЖБК). Киев, 1981.

4. Бронштейн И.Н., Семендяев К.А. Справочник по математике для инженеров и учащихся втузов. М., "Наука", 1981.

5. Цытович Н.А. Механика грунтов. М., "Высшая школа", 1979.

а)



б)

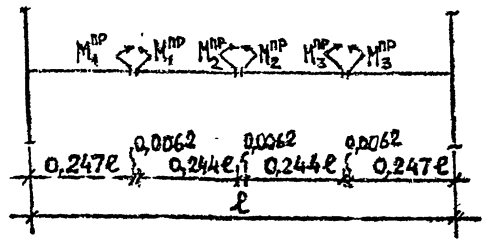


Рис. 2.1

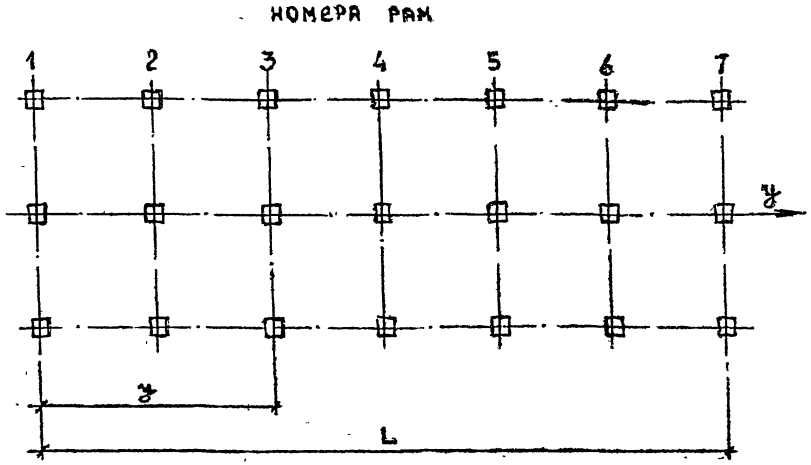


Рис. 2.2

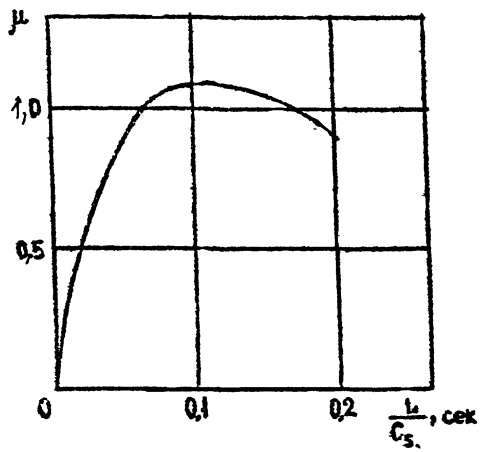


Рис. 2.3

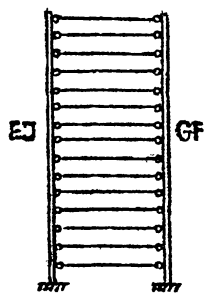
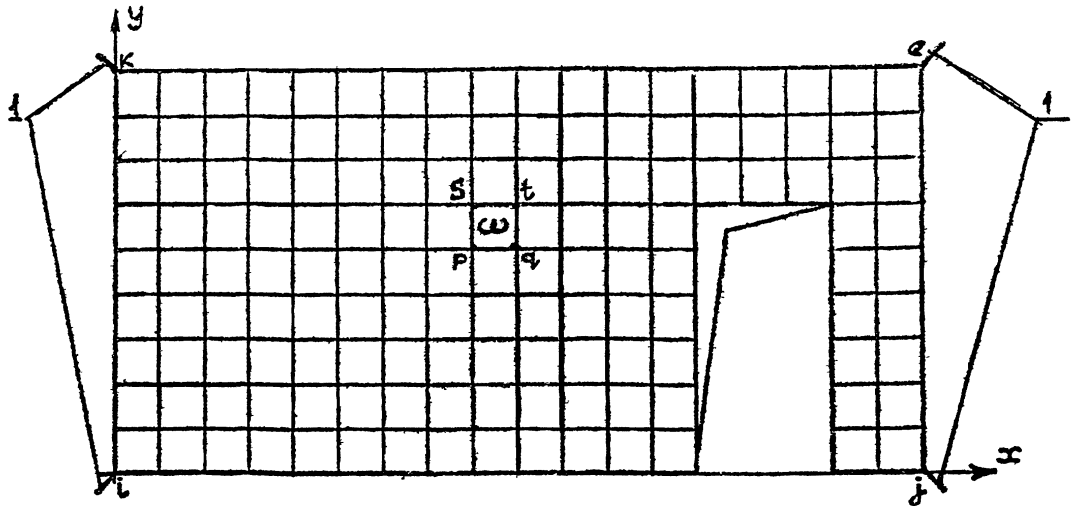


Рис. 4.1

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



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

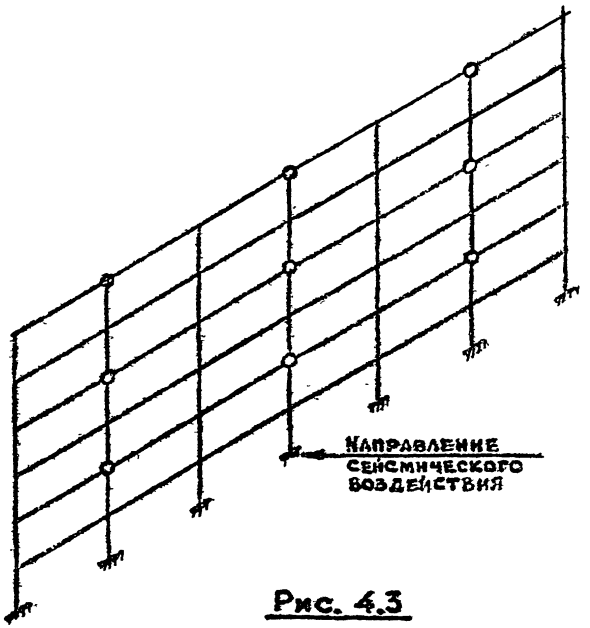


Рис. 4.3

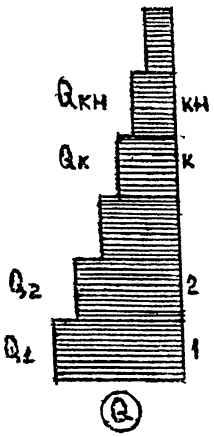


Рис. 4.4

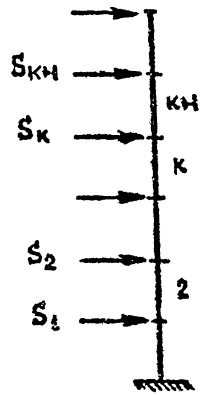
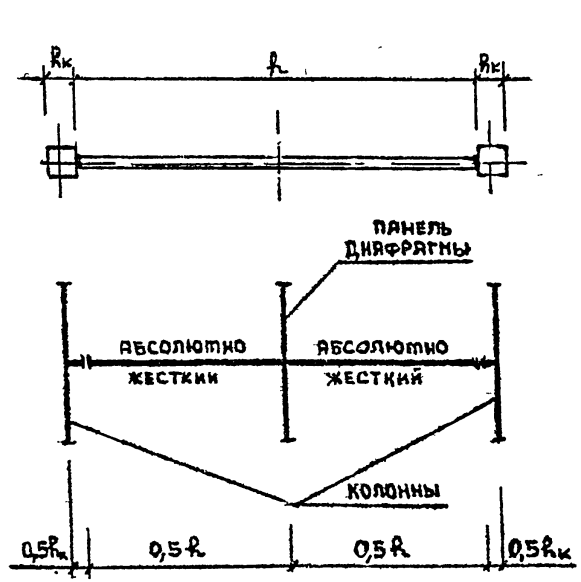


Рис. 4.5

а)



б)

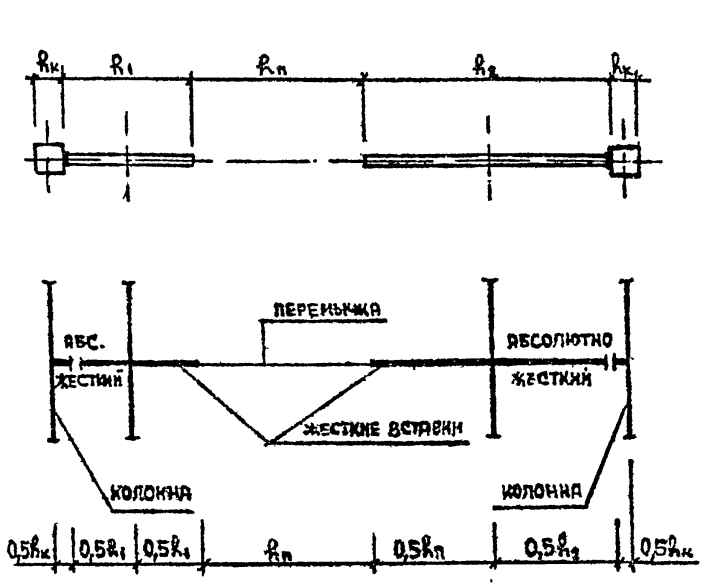
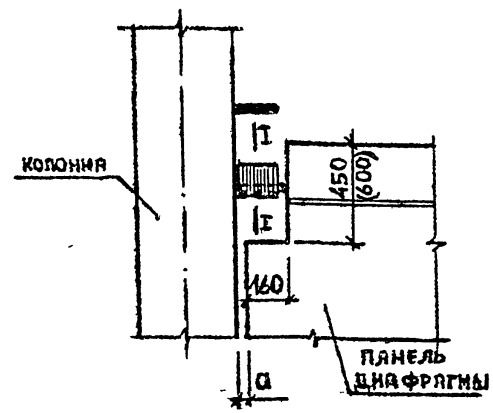


Рис. 4.6

а)



б)

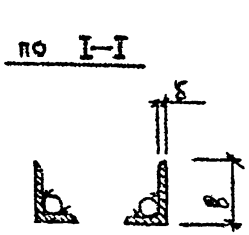


Рис. 4.7

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

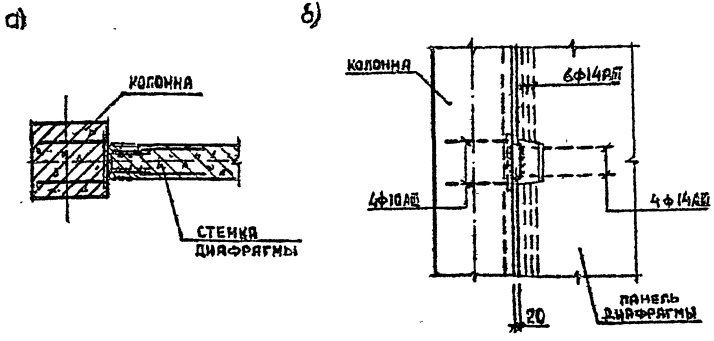


Рис. 4.8

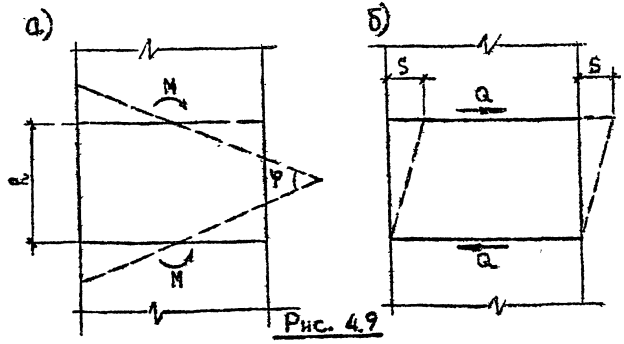


Рис. 4.9

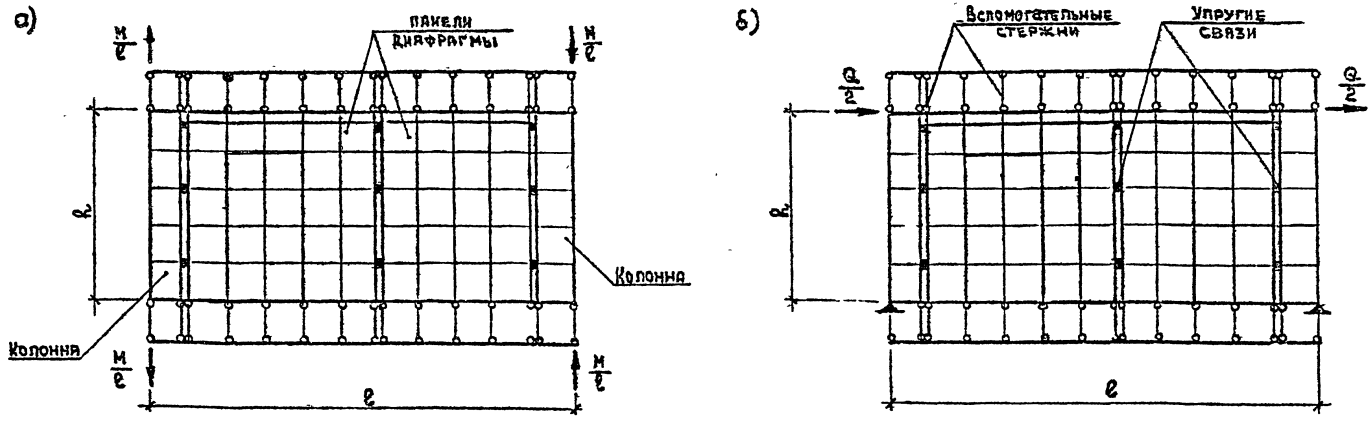


Рис. 4.10

1.020.1-2с/89 В.0-2

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

I.020.I-2а/89 0-2 ПЗ

Лист 15

Копировал

1962-04-17

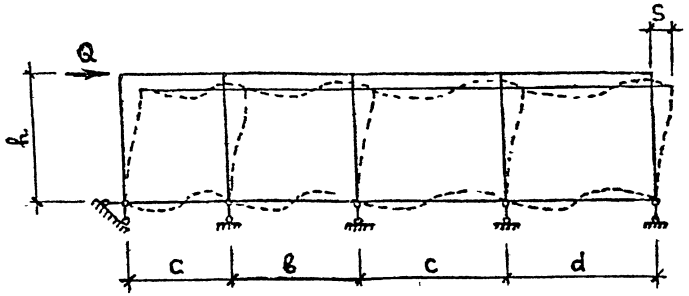
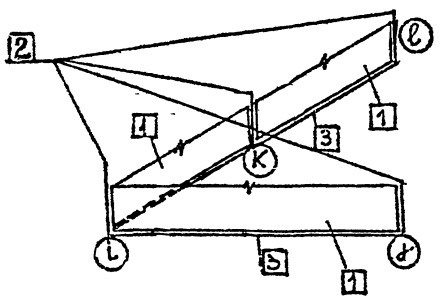
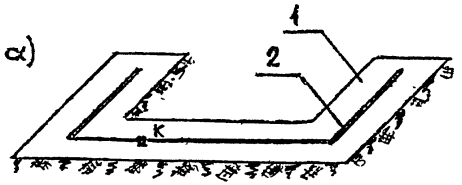


Рис. 4.11

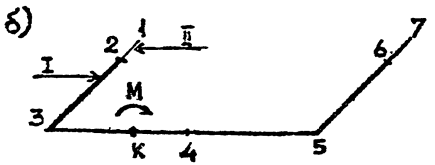


1 – стеновые панели заполнения;
2 – колонны;
3 – стержень на упругом основании, имитирующий фундамент;
Ⓛ – номера узлов из общей нумерации.

Рис. 4.12



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

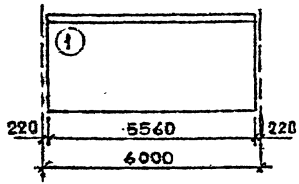
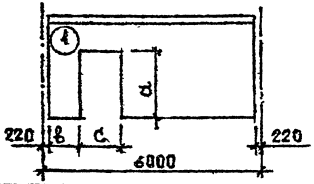
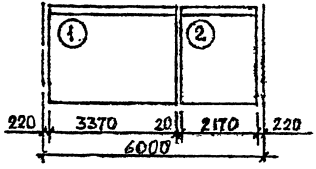
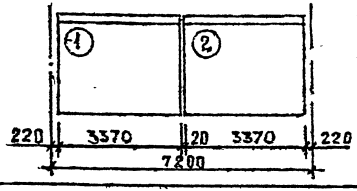


Расчетная схема для определения жесткости связи.
I,2,... нумерация узлов; к–центр изгиба диафрагмы;
I – бесконечно жесткая на изгиб балка на упругом основании;
II – балка конечной жесткости на упругом основании.

Рис. 4.13

1.020.1-2с/89 в. 0-2

Приложение 1 — Изгибные и сдвиговые жесткости

Эскиз	Поз.	Высота этажа, м	Марка изделия	Размеры, мм a	b	c	EJ, тн·м²	GF, т
	1	2,0	2Д56.17-2-С	—	—	—	5 389 620	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		620		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				24 592 092	1 149 892
			2Д 34.33-2-С					

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

1.020.1-2d/89 0-2 ОО ПЗ

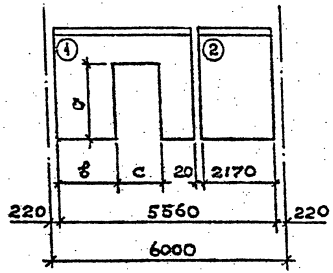
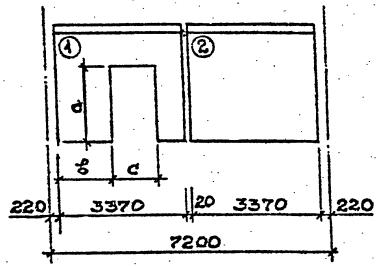
Лист 17

Копировал

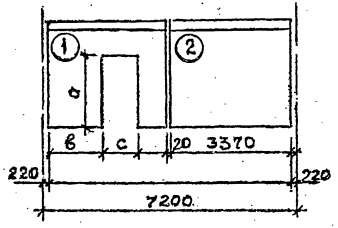
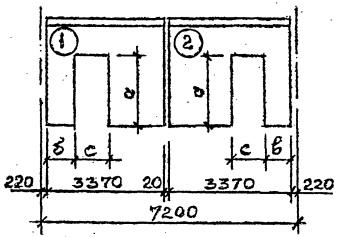
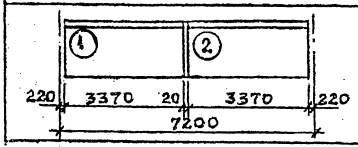
Формат А3

1962-04 19

Продолжение приложения 1

Эскиз	Поз.	Высота этажа, м	Марка изделия	Размеры, мм a	в	с	EJ, тн²	GF, т
	1,2	3,6	2Д 34.36 – – 2с	2380	1430	1320	15049970	529243
			2Д 22.36 – 2 – с					
	1,2		2Д 34.36 – – 3с	2680	830	1920	13535836	463887
			2Д 22.36 – 2 – с					
	1,2		2Д 34.36 – – 2с	2380	620	1320	14228194	532281
			2Д 22.36 – 2 – с					
	1,2		2Д 34.36 – – 3с	2680		1920	13930793	428163
			2Д 22.36 – 2 – с					
	1,2	4,2	2Д 34.42 – – 2с	2380	1430	1320	14822984	493459
			2Д 22.42 – 2 – с					
	1,2		2Д 34.42 – – 3с	2680	830	1920	13544865	422669
			2Д 22.42 – 2 – с					
	1,2		2Д 34.42 – – 2с	2380	620	1320	14238796	496512
			2Д 22.42 – 2 – с					
	1,2		2Д 34.42 – – 3с	2680		1920	13923132	380365
			2Д 32.42 – 2 – с					
	1,2	3,3	2Д 34.33 – – 2с	2380	1430	1320	22660542	783661
			2Д 34.33 – 2 – с					
	1,2		2Д 34.33 – – 2с		620		21696440	833543
			2Д 34.33 – 2 – с					
	1,2	3,6	2Д 34.36 – – 2с		1430		21184475	843222
			2Д 34.36 – 2 – с					
	1,2		2Д 34.36 – – 3с	2680	830	1920	21492727	772421
			2Д 34.36 – 2 – с					
	1,2		2Д 34.36 – – 2с	2380	620	1320	22090169	903879
			2Д 34.36 – 2 – с					
	1,2		2Д 34.36 – – 3с	2680		1920	21292160	737201
			2Д 34.36 – 2 – с					

Продолжение приложения 1

Эскиз	Поз.	Высота этажа	Марка изделия	Размеры, мм а	б	с	EJ, тм²	GF, т
	1,2	4,2	2Д 34.42-2с	2380	1430	1320	22795113	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	833621
			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	620	1320	19572037	542807
			2Д 34.33-2с					
	1,2	3,6	2Д 34.36-2с				19973427	576861
			2Д 34.36-2с					
	1,2		2Д 34.36-3с	2680		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 В. 0-2

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

1.020.1-2с/89 0-2 00 ПЗ

Лист 19

Копировал

Формат А4

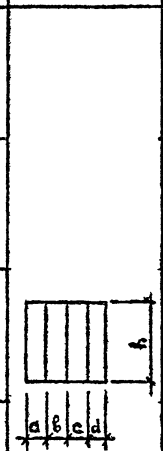
1962-04 21

Приложение 2 — Изгибные и сдвиговые жесткости рам

NN п.п.	Эскиз	Размеры, м a	b	c	d	h	EJ, тм²	GF, т Нижний этаж	Рядовой 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		10831	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	6026	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 a	b	c	d	h	EJ, тм²	GF, т Нижний этаж	Рядовой этаж	Верхний этаж
27		6,0	7,2	6,0		3,6	100940800	13557	7985	9727
28						4,2		10439	6462	7766
29		7,2	7,2	6,0		2,0	112518400	44591	—	—
30						3,3		15366	8588	10592
31						3,6		13269	7646	9359
32						4,2		10222	6199	7486
33		7,2	7,2	6,0		2,0	108544000	44421	—	—
34						3,3		15268	8504	10473
35						3,6		13181	7568	9251
36						4,2		10148	6130	7396
37		6,0	6,0	6,0	6,0	2,0	172832000	59111	—	—
38						3,3		20352	12119	14710
39						3,6		17560	10752	12953
40						4,2		13501	8462	10297
41		7,2	7,2	7,2	7,2	2,0	248864000	55768	—	—
42						3,3		19227	10754	13264
43						3,6		16604	9575	11721
44						4,2		12792	7764	9375
45		6,0	6,0	6,0	7,2	2,0	187203960	58207	—	—
46						3,3		20029	11741	14297
47						3,6		17285	10424	12598
48						4,2		13292	8407	10027
49		6,0	6,0	7,2	7,2	2,0	209603840	57452	—	—
50						3,3		19794	11441	13993
51						3,6		17086	10168	12342
52						4,2		13149	8216	9840

1.020.1-2с/89 В. 0-2
Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

NN п.п.	Эскиз	Размеры, м a	b	c	d	h	EJ, тм²	GF, т Нижний этаж	Рядовой 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	16251	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	9840	11980
76						4,2		12941	7962	9571

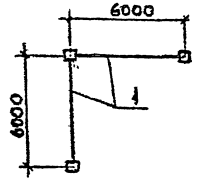
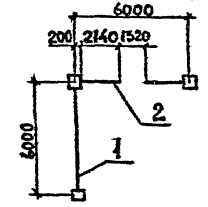
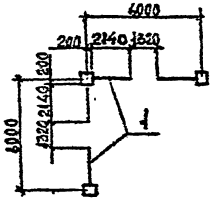
Примечание: класс бетона колонн – B30 ($E_b = 3 \cdot 10^6$ т/м²)

ригелей – B25 ($E_b = 2{,}6 \cdot 10^6$ т/м²)

1.020.1-2с/89 в. 0-2

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

Приложение 3 — Изгибные и сдвиговые жесткости составных диафрагм

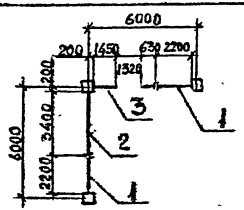
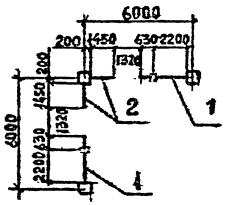
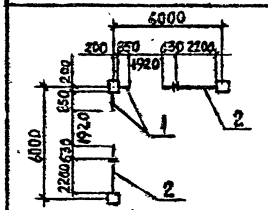
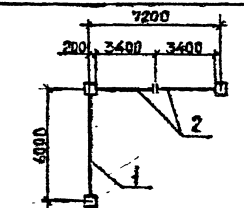
Схема диафрагмы	Высота этажа, м	Поз.	Марка диафрагмы	EJ_y, тм²	EJ_x, тм²	GF_x, т	GF_y, т
	2,0	1	2Д 56.17-2-С	20600000	20600000	1127595	1127595
	3,3	1	2Д 56.33-2-С	20600000	20600000	1018937	1018937
	3,3	1	2Д 56.33-2-С	20350000	20130000	641607	1018937
		2	2Д 56.33--2с				
	3,3	1	2Д 56.33--2с	19900000	19900000	641607	641607

Копировал

Формат А4

1962-04 24

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

Схема диафрагмы	Высота этажа, м	Поз.	Марка диафрагмы	EJy, тм²	EJx, тм²	GFx, т	GFy, т
	3,6	1	2Д 22.36-2-с	20500000	19850000	529243	856293
		2	2Д 34.36- -с				
		3	2Д 34.36- -4с				
	4,2	1	2Д 22.42-2-с			493459	758396
		2	2Д 34.42- -с				
		3	2Д 34.42- -4с				
	3,6	1	2Д 22.36-2-с	19700000	19200000	529243	529243
		2	2Д 34.36- -4с				
	4,2	1	2Д 22.42-2-с			493459	493459
		2	2Д 34.42- -4с				
	3,6	1	2Д34.36--5С	18150000	18150000	463887	463887
		2	2Д 22.36-2-С				
	4,2	1	2Д34.42--3С			422669	422669
		2	2Д 22.42-2-С				
	2,0	1	2Д 56.17-2-С	32000000	21400000	1317199	1127593
		2	2Д 34.17-2-С				
	3,3	1	2Д 56.33-2-С			1149892	1018937
		2	2Д 34.33-2-С				

1.020.1-2с/89 В. 0-2

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

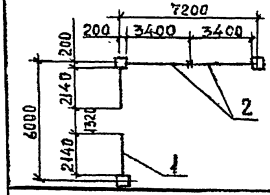
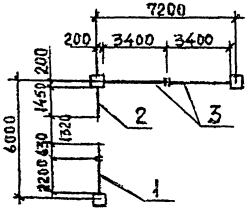
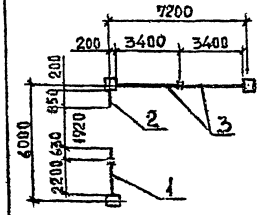
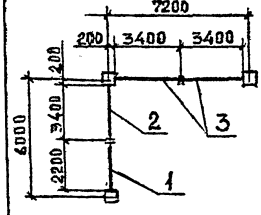
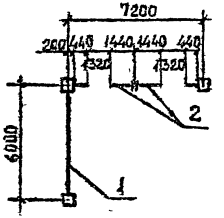
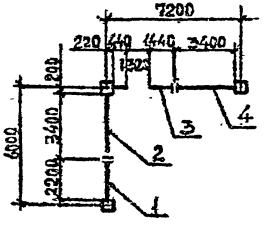
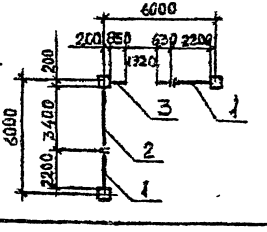
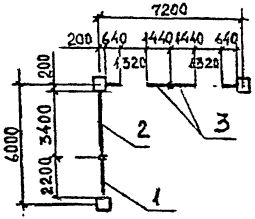
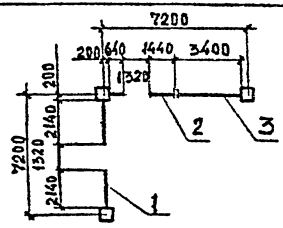
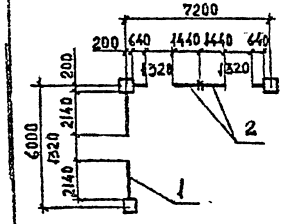
Схема диафрагмы	Высота этажа, м	Поз.	Марка диафрагмы	EJ_y, тм²	EJ_x, тм²	GF_x, т	GF_y, т
	3,3	1	2Д 56.33--2С	31300000	21100000	1149892	641607
		2	2Д 34.33-2-С				
	3,6	1	2Д 22.36-2-С	31000000	21500000	1171620	529243
		2	2Д 34.36--4С				
		3	2Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2Д 22.42-2-С			1078905	493459
		2	2Д 34.42--4С				
		3	2Д 34.42-2-С				
	3,6	1	2Д 22.36-2-С	28900000	21200000	1171620	463887
		2	2Д 34.36--5С				
		3	2Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2Д 22.42-2-С			1078905	422669
		2	2Д 34.42--5С				
		3	2Д 34.42-2-С				
	3,6	1	2Д 22.36-2-С	32300000	21600000	1171620	856293
		2	2Д 34.36-2-С				
		3	2Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2Д 22.42-2-С			1078905	758396
		2	2Д 34.42-2-С				
		3	2Д 34.42-2-С				

Схема диафрагмы	Высота этажа, м	Поз.	Марка диафрагмы	E_{By}, тн/м²	E_{Bx}, тн/м²	$G F_x$, т	$G F_y$, т
	3,3	1	2Д 56.33-2-С	26200000	19400000	512807	1618957
		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				

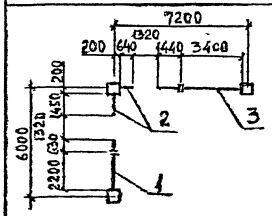
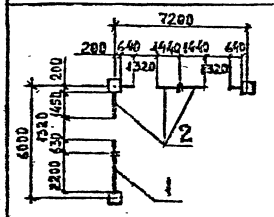
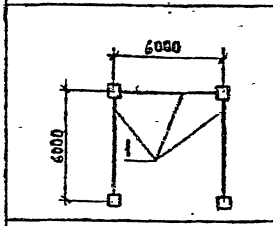
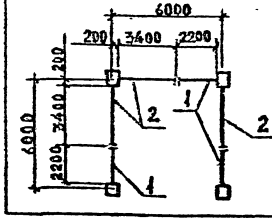
1.020.1-2с/89 В. 0-2

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

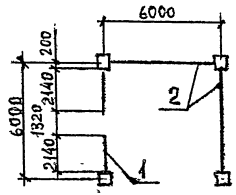
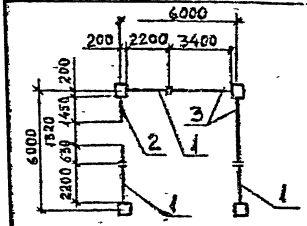
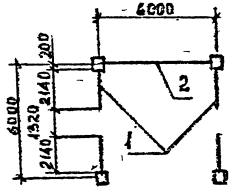
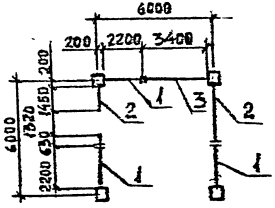
Схема диафрагмы	Высота этажа, м	Поз.	Марка диафрагмы	EJ_y, тм²	EJ_x, тм²	GF_x, т	GF_y, т
	3,6	1	2Д 22.36-2-С	27300000	19850000	576861	856293
		2	2Д 34.36-2-С				
		3	2Д 34.36--4С				
	4,2	1	2Д 22.42-2-С			609166	758396
		2	2Д 34.42-2-С				
		3	2Д 34.42--4С				
	3,3	1	2Д 56.33--2С	29300000	19250000	833543	641607
		2	2Д 34.33--4С				
		3	2Д 34.33-2-С				
	3,3	1	2Д 56.33- 2С	25500000	19220000	512807	641607
		2	2Д 34.33--4С				

1.020.1-2с/89 в. 2-2

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

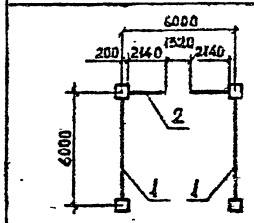
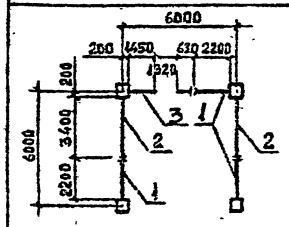
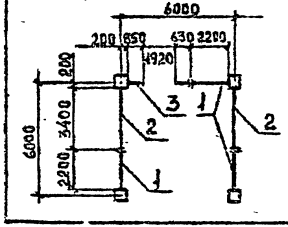
Схема диафрагмы	Высота этажа, м	Поз.	Марка диафрагмы	EJy, тм²	EJx, тм²	GFx, т	GFy, т
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	29300000	19750000	903879	532281
		2	2 Д 34.36--4С				
		3	2 Д 34.36--С				
	4,2	1	2 Д 22.42-2-С			883621	496512
		2	2 Д 34.42--4С				
		3	2 Д 34.42--С				
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	26000000	19700000	576861	532281
		2	2 Д 34.36--5С				
	4,2	1	2 Д 22.42-2-С			609166	496512
		2	2 Д 34.42--5С				
	2,0	1	2Д 56.17-2-С	66200000	48000000	1127595	2235190
	3,3	1	2Д 56.33-2-С			1018937	2037874
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	69000000	48000000	856293	1712586
		2	2 Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2 Д 22.42-2-С			758396	1516792
		2	2 Д 34.42-2-С				

1.020.1-2.с/89 В. 0-2
Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Схема диафрагмы	Высота этажа, м	Поз.	Марка диафрагмы	EJ_y, тм²	EJ_x, тм²	GF_x, т	GF_y, т
	3,3	1	2Д 56.33--2С	61 000 000	47 300 000	1018937	1660554
		2	2Д 56.33-2-С				
	3,6	1	2Д 22.36-2-С	64300000	48400000	856 293	1385 536
		2	2Д 34.36--4С				
		3	2Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2Д 22.42-2-С			758 396	1251 855
		2	2Д 34.42--4С				
		3	2Д 34.42-2-С				
	3,3	1	2Д 56.33--2С	56500000	46800000	1018937	1283214
		2	2Д 56.33-2-С				
	3,6	1	2Д 22.36-2-С	60100000	48300000	856293	1055486
		2	2Д 34.36--4С				
		3	2Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2Д 22.42-2-С			758396	986918
		2	2Д 34.42--4С				
		3	2Д 34.42-2-С				

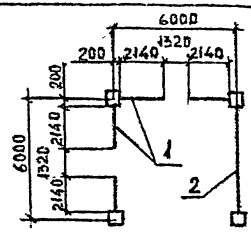
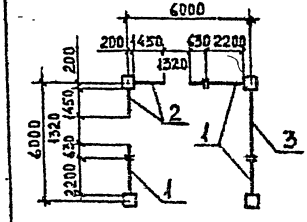
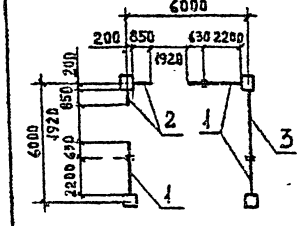
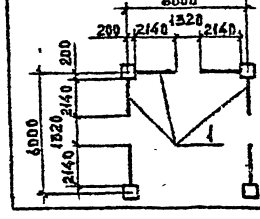
1.020.1-2с/89 В. 0-2

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

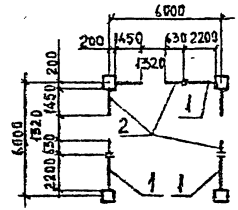
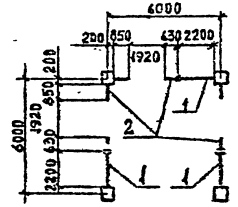
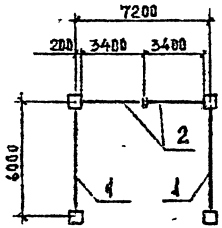
Схема диафрагмы	Высота этажа, м	Поз.	Марка диафрагмы	EJ_y, тн·м²	EJ_x, тн·м²	GF_x, т	GF_y, т
	3,3	1	2Д 56.33-2-С	66 000 000	44 800 000	641 607	2 037 874
		2	2Д 56.33--2С				
	3,6	1	2Д 22.36-2-С	68 800 000	45 750 000	529 243	1 712 586
		2	2Д 34.36-2-С				
		3	2Д 34.36--4С				
	4,2	1	2Д 22.42-2-С			493 459	1 546 792
		2	2Д 34.42-2-С				
		3	2Д 34.42--4С				
	3,6	1	2Д 22.36-2-С	68 800 000	44 400 000	463 887	1 712 586
		2	2Д 34.36-2-С				
		3	2Д 34.36--5С				
	4,2	1	2Д 22.42-2-С			422 669	1 546 792
		2	2Д 34.42-2-С				
		3	2Д 34.42--5С				

1.020.1-2с/89 В. 0-2

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

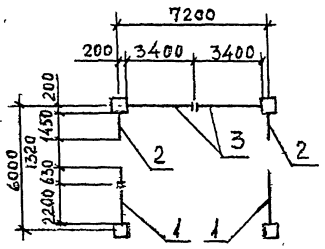
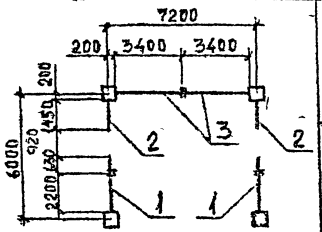
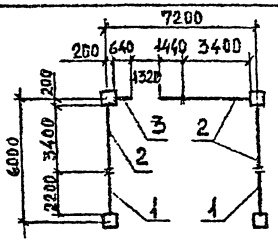
Схема диафрагмы	Высота этажа м	Поз.	Марка диафрагмы	EJ_y, тм²	EJ_x, тм²	GF_x, т	GF_y, т
	3,3	1	2Д 56.33--2С	60900000	44400000	641607	1660554
		2	2Д 56.33-2-С				
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	63700000	45600000	529243	1385536
		2	2 Д 34.36--4С				
		3	2 Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2 Д 22.42-2-С			493459	1251855
		2	2 Д 34.42--4С				
		3	2 Д 34.42-2-С				
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	59200000	43500000	463887	1320180
		2	2 Д 34.36--5С				
		3	2 Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2 Д 22.42-2-С			422669	1181065
		2	2 Д 34.42--5С				
		3	2 Д 34.42-2-С				
	3,3	1	2Д 56.30--2С	56400000	43900000	641607	1283214

4.020.1-2с/89 В. 0-2
Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

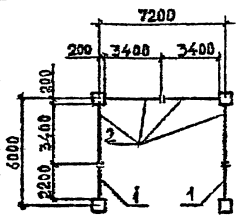
Схема диафрагмы	Высота этажа, м	Поз.	Марка диафрагмы	EJ_y, тн²	EJ_x, тн²	GF_x, т	GF_y, т
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	59 700 000	41 200 000	529 243	1058486
		2	2 Д 34.36--4С				
	4,2	1	2 Д 22.42-2-С			493 439	986 913
		2	2 Д 34.42--4С				
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	53 500 000	43 000 000	463 887	927 774
		2	2 Д 34.36--5С				
	4,2	1	2 Д 22.42-2-С			422 669	845 338
		2	2 Д 34.42--5С				
	2,0	1	2 Д 56.17-2-С	96 500 000	50 400 000	1337 199	2225 190
		2	2 Д 34.17-2-С				
	3,3	1	2 Д 56.33-2-С	96 500 000	50 400 000	1149 852	2037 874
		2	2 Д 34.33-2-С				

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

1962-04 33

Схема диафрагмы	Высота этажа, м	Поз.	Марка диафрагмы	EJ_y, тм²	EJ_x, тм²	GF_x, т	GF_y, т
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	94 000 000	51 100 000	1 471 620	1385 536
		2	2 Д 34.36--4С				
		3	2 Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2 Д 22.42-2-С			1 078 905	1 251 855
		2	2 Д 34.42--4С				
		3	2 Д 34.42-2-С				
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	88 100 000	50 800 000	1 471 620	1058 486
		2	2 Д 34.36--4С				
		3	2 Д 34.36-2-С				
	4,2	1	2 Д 22.42-2-С			1 078 905	986 918
		2	2 Д 34.42--4С				
		3	2 Д 34.42-2-С				
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	92 400 000	48 700 000	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
Инв. № подл. | Подпись и дата | Взам. инв. №

Схема диафрагмы	Высота этажа, м	Поз.	Марка диафрагмы	EJ_y, тм²	EJ_x, тм²	GF_x, т	GF_y, т
	3,6	1	2 Д 22.36-2-С	101 000 000	54 200 000	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:

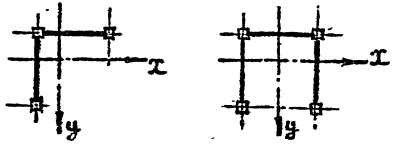
EJ_y – изгибная жесткость диафрагмы относительно оси y

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



1.020.1-2с/89 В. 0-2

Подпись и дата | Взам. инв. №

Инв. №

gost.e-ecolog.ru