

ТИПОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ И УЗЛЫ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

СЕРИЯ 1.020.1-4

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

выпуск 0-8

УКАЗАНИЯ ПО РАСЧЕТУ ПРОЧНОСТИ, УСТОЙЧИВОСТИ И ДЕФОРМАТИВНОСТИ.
(вариант армирования изделий сталью классов Ат-IV (и Врп-I)).

РАЗРАБОТАНЫ
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

Зам. ДИРЕКТОРА  В.В. ГРАНЕВ
Зав. отделом  Э.Н. Кодыш
Лл. инж. ПРОЕКТА  А.Я. КЛЕБАНОВ

НИИЖБ Госстроя СССР

Зам. ДИРЕКТОРА  Т.И. МАМЕТОВ
Рук. ЛАБОРАТОРИИ  Ю.П. ГУЩА
Ст. научный сотр.  Е.А. ЧИСТИЯКОВ
Ст. научный сотр.  Н. И. КАТИН

УТВЕРЖДЕНЫ
Госстроем СССР

Письмо №4/5 -1595 от 28.12.89г.
Введен в действие
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ с 04.06.90
Приказ от 10.04.90 №2

Обозначение документа	Наименование	Стр.
1.020.1-4. 0-8-003	Пояснительная записка	3
1.020.1-4. 0-8-002	Данные по нагрузкам табл. I; 2; 3	18
1.020.1-4. 0-8-003	Ветровые нагрузки таблицы 4 и 5	20
1.020.1-4. 0-8-004	Вертикальные связи по колоннам	21
1.020.1-4. 0-8-005	Количество связевых панелей на температурный блок	28
1.020.1-4. 0-8-006	Несущие способности зак- ладных изделий колонн для крепления подкосов продоль- ных связей	24

1.020.1-4. 0-8

Чертежи, схемы, таблицы и другие материалы

нач. отл.	Кодыш	А.А.
дл.	Лебанец	И.И.
г.п.	Баленксис	Ю.И.

Содержание

Утверждено
Госстроем
штатом
штатом
штатом

Лист

I. Общая часть

I.I. Настоящая ^{работа} является продолжением и развитием серии I.020.I-4.

Сборные железобетонные индустриальные изделия серии I.020.I-4 (вариант армирования изделий сталью классов Ат-ІУС и Врп-І) предназначены для применения в строительстве многоэтажных общественных, производственных и вспомогательных зданий различного назначения. Конструкции серии изготавливаются в опалубочных формах серии I.020-I/83 с применением в необходимых случаях заглушек (см. серию I.020.I-4, вып.2-3).

I.2. Перечень дополнительных выпусков, входящих в состав серии I.020.I-4 приведен в выпускe 0-7.

I.3. Кроме выпусков данной серии следует использовать серии:

I.042.I-4 "Сборные железобетонные ребристые плиты высотой 300 мм для перекрытий многоэтажных общественных, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий", вып. I, 2 и 3.

I.04I.I-3 "Сборные железобетонные многопустотные плиты перекрытий многоэтажных общественных зданий, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий";

выпуск I " Плиты длиной 5650 мм с предварительно напрягаемой арматурой из стали классов Ат-ІУС и Ат-У, из тяжелого и легкого бетонов . Рабочие чертежи";

выпуск 6 " Сантехнические плиты длиной 5650,6850,8650 мм с предварительно напрягаемой арматурой из стали классов А-ІУ и Ат-У и длиной 2650 мм с арматурой из стали класса А-ІІІ из тяжелого и легкого бетонов . Рабочие чертежи";

I.020-I/83 "Конструкции каркаса межвидового применения для многоэтажных общественных зданий, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий";

выпуск О-2 "Указания по применению изделий для зданий с перекрытиями из ребристых плит";

выпуск 0-5 "Указания по расчету прочности, устойчивости и деформативности зданий со стальными связями";

выпуск 3-1 "Ригели высотой 450 мм пролетом 3,0; 6,0 и 7,2 м для опирания многопустотных плит перекрытий";

выпуск 5-1 "Стальные связи":

I.050.I-2 "Сборные железобетонные марши, площадки и приступи для многоэтажных общественных зданий, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий";

выпуск I "Лестничные марши, площадки и проступи. Рабочие чертежи"

выпуск 2 "Ограждения лестниц. Рабочие чертежи";

I.030.I-I "Стены наружные из однослоиных панелей для каркасных общественных, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий".

1.4. Настоящий выпуск содержит материалы и рекомендации по применению рабочих чертежей конструкций заводского изготовления многоэтажных зданий серии I.020.I-4 (вариант армирования изделий сталью классов Ат-IVс и Врп-I) при решении каркаса зданий по рамной конструктивной схеме - в поперечном направлении, и по связевой конструктивной схеме - в продольном направлении, а также указания по расчету.

1.5. Сборные железобетонные конструкции каркасов применяются как в условиях неагрессивной среды, так и в слабо- и среднеагрессивной (при ригелях по вып. 3-1.3-5') газовых средах. Конструкции

НАЧ.ОГА	Кодыш	на
ГИП	Клебанов	на
ГИП	Валенкова	на
ГИП	Злерев	на
ИНЖ	Голованова	на

1.020. 1-4. 0-8 - 113

Пояснительная записка

блядя	лист	листов
P	1	15

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

I. Общая часть

I.I. Настоящая ^{РАБОТА} является продолжением и развитием серии I.020.I-4.

Сборные железобетонные индустриальные изделия серии I.020.I-4 (вариант армирования изделий сталью классов Ат-IУС и Врп-I) предназначены для применения в строительстве многоэтажных общественных, производственных и вспомогательных зданий различного назначения. Конструкции серии изготавливаются в опалубочных формах серии I.020-I/83 с применением в необходимых случаях заглушек (см. серию I.020.I-4, вып.2-3).

I.2. Перечень дополнительных выпусков, входящих в состав серии I.020.I-4 приведен в выпуске 0-7.

I.3. Кроме выпусков данной серии следует использовать серии:

I.042.I-4 "Сборные железобетонные ребристые плиты высотой 300 мм для перекрытий многоэтажных общественных, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий", вып. I, 2 и 3.

I.04I.I-3 "Сборные железобетонные многопустотные плиты перекрытий многоэтажных общественных зданий, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий":

выпуск I " Плиты длиной 5650 мм с предварительно напрягаемой арматурой из стали классов Ат-ІУС и Ат-У, из тяжелого и легкого бетонов . Рабочие чертежи ".

выпуск 6 " Сантехнические плиты длиной 5650,6850,8650 мм с предварительно напрягаемой арматурой из стали классов А-ІУ и Ат-У и длиной 2650 мм с арматурой из стали класса А-ІІІ из тяжелого и легкого бетонов . Рабочие чертежи";

I.020-I/83 "Конструкции каркаса межвидового применения для многоэтажных общественных зданий, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий":

выпуск О-2 "Указания по применению изделий для зданий с перекрытиями из ребристых плит";

выпуск 0-5 "Указания по расчету прочности, устойчивости и деформативности зданий со стальными связями";

выпуск 3-І "Ригели высотой 450 мм пролетом 3,0; 6,0 и 7,2 м для опирания многопустотных плит перекрытий";

выпуск 5-І "Стальные связи";

I.050.I-2 "Сборные железобетонные марши, площадки и приступи для многоэтажных общественных зданий, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий";

выпуск 1 "Лестничные марши, площадки и проступи. Рабочие чертежи";
выпуск 2 "Ограждения лестниц. Рабочие чертежи";

I.030.I-I "Стены наружные из однослоиных панелей для каркасных общественных, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий".

1.4. Настоящий выпуск содержит материалы и рекомендации по применению рабочих чертежей конструкций заводского изготовления многоэтажных зданий серии I.020.I-4 (вариант армирования изделий сталью классов Ат-IVс и Врп-І) при решении каркаса зданий по рамной конструктивной схеме - в поперечном направлении, и по связевой конструктивной схеме - в продольном направлении, а также указания по расчету.

I.5. Сборные железобетонные конструкции каркасов применяются как в условиях неагрессивной среды, так и в слабо- и среднеагрессивной (при ригелях по вып. 3-1.3-5) газовых средах. Конструкции

				1.020.1-4. 0-8 - пз
Нач.отд	Кодыш	10		
ГИП	КЛЕБАНОВ	Участник		
ГИП	ВАЛЕНКОВА	Руководитель		
ГИП	Зееров	Завод		
Инж.	Глоринова	Завод		

Пояснительная
записка

бланк	лист	листов
р	1	15

ЩНИИПРОМЗДАНИЙ

разработаны под расчетные нагрузки на ригели перекрытий 7000, 9000, 11000, 14500 и 18000 кгс/м (соответственно 68,65; 88,26; 107,87; 142,20 и 176,52 кН/м) и на ригели покрытия 5000 кгс/м (49,03 кН/м) (без учета с.в.ригеля) - при сетке колонн 6х6 м, и на те же нагрузки (за исключением 14500 и 18000 кгс/м) - при сетке колонн 9 х 6 м.

1.6. Конструкции запроектированы с опиранием плит перекрытий на полки ригелей. Перекрытия решены в двух вариантах: с применением многопустотных плит, разработанных под расчетные нагрузки от 390 (3,82 кПа) до 1650 кгс/м² (16,18 кПа) (без учета с.в. плит) и с применением ребристых плит, запроектированных под расчетные нагрузки от 390 (3,82 кПа) до 2915 кгс/м² (28,59 кПа) (без учета с.в. плит).

Информация о величинах расчетных и нормативных равномерно распределенных нагрузок для плит перекрытий и покрытий, а также погонных нагрузок для ригелей без учета собственного веса конструкций приведена в табл. I и 2 на стр. 18 и 19, докум. 002. Конструкции рассчитаны на применение в I и III районах по давлению ветра в местности типа А и Б и в IV-ом районе в местности типа Б.

При обосновании расчетом конструкции могут быть применены и при других вертикальных и горизонтальных нагрузках, отличных от уложенных выше.

2. Маркировка конструкций

2.1. Указания по маркировке конструкций приводятся в выпусках: вып.2-3 , вып. 3-6 и 3-7.

3. Объемно-планировочные решения

3.1. Номенклатура изделий позволяет возводить каркасы 2-6 этажных зданий с пролетами 9,0; 6,0 и 3,0 м с регулярными высотами этажей 3,6; 4,2; 4,8; 6,0 м и с сочетаниями высот 4,8+3,6м ;6,0+4,8м и 7,2+6,0 м (4,8; 6,0 и 7,2 м - только в первом этаже). Кроме того, при

применении колонн одноэтажной разрезки могут быть получены каркасы с перебивкой высот этажей 3,6; 4,2; 4,8; 5,4 и 6,0 м.

Минимальная ширина зданий принята равной двум пролетам: I2 или I8 м. Расстояние между температурно-усадочными швами устанавливается согласно "Пособию по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)" п. I.22. Привязка геометрических осей колонн к поперечным и продольным разбивочным осям принята "Осьевой".

3.2. Привязка геометрических осей колонн в поперечном направлении у деформационных швов принята "осевая" с применением в деформационных швах вставок шириной до 1300 мм. Привязка внутренних граней стен по продольным и поперечным разбивочным осям принята 230 мм. Здания решаются с бесчердачным покрытием, с плоской кровлей, с внутренним водостоком.

4. Конструктивные решения каркаса

4.1. Каркас зданий решен: по рамной конструктивной схеме в поперечном направлении и по связевой конструктивной схеме в продольном направлении. Каркас представляет собой систему плоских поперечных рам, объединенных между собой при помощи плит междуэтажных перекрытий и покрытия и вертикальных стальных связей по колоннам в пространственный каркас.

4.2. Прочность и устойчивость каркаса в поперечном направлении обеспечивается поперечными рамами, которые образуются из сборных железобетонных колонн и ригелей и запроектированы со всеми жесткими узлами.

Прочность и устойчивость каркаса в продольном направлении

обеспечивается вертикальными стальными связями по колоннам (см. стр. 23 , докум. 005,л.1).

Жесткость горизонтальных дисков междуэтажных перекрытий и покрытия обеспечивается соединением на сварке закладных изделий ригелей и плит (при многопустотных плитах - только межколонных), а также замоноличиванием швов между плитами и между плитами и ригелями.

4.3. Для соединения ригеля с колонной принят стык со скрытой консолью (авторское свидетельство № II25344).

Колонны и ригели изготавливаются в тех же опалубочных формах, что и колонны и ригели серии I.020-I/83 и отличаются от них тем, что у колонн рамного каркаса имеются выпуски арматуры для соединения с выпусками опорной арматуры из ригелей, а у ригелей имеются углубления в нижней зоне опорной части ^{вертикальное} отверстие для подачи бетона замоноличивания в нижнюю зону и вырез в верхней зоне опорной части ригеля.

Жесткий (рамный) стык ригеля с колонной осуществляется при помощи сварки выпусков опорной арматуры поверху и сварки закладных изделий колонны и ригеля - снизу стыка, с последующим замоноличиванием соединения.

Все стыки рассчитаны на монтаж каркаса без немедленного замоноличивания на высоту до 6 этажей.

4.5. Колонны первого этажа заделываются в стаканы фундаментов.

Заглубление колонн в стаканы принято равным 600 мм. Отметка верхнего обреза фундамента - 0,15 м.

5. Конструктивное решение перекрытий и покрытия .

5.1. Решение междуэтажных перекрытий предусматривает применение двух типов плит: многопустотных высотой 220 мм по серии I.041.I-3 вып. 1 и 6, и ребристых высотой 300 мм серии I.042.I-4 вып.1 и 3.

Для каждого типа плит разработаны соответствующие марки ригелей по-

перечных рам. Междуэтажные перекрытия с применением многопустотных плит в основном варианте запроектированы из плит трех типо-размеров: рядовой шириной 1,5 м; межколонной сантехнической (с ребрами вверх) шириной 1,5 м и пристенной шириной 0,95 м.

5.2. В отдельных случаях при проектировании конкретных объектов допускается решение междуэтажных перекрытий с применением многопустотных плит шириной 3,0;¹⁵ 1,2 и 0,95 м и межколонной плиты также, как и в основном варианте - шириной 1,5 м.

Применение многопустотных плит в перекрытиях и покрытиях зданий, эксплуатируемых в условиях агрессивной среды, не допускается.

5.3. Междуетажные перекрытия с применением ребристых плит за-проектированы из плит трех типоразмеров:

рядовых и межколонных шириной 1,5 м и пристенной плиты шириной 0,95 м. Рекомендуется также применение плит шириной 3,0 м. Межколонные плиты шириной 1,5 м, располагаемые вдоль здания по средним осям колонн, привариваются к закладным деталям ригелей во всех четырех углах.

5.4. Ребристые плиты перекрытий, расположенные между межко-лонными плитами, привариваются к закладным деталям ригелей в 2-х углах, за исключением одной плиты в каждом пролете, которая не приваривается.

Многопустотные плиты к ригелям не привариваются. Пристенные ребристые плиты по крайним продольным осям привариваются одной стороной к закладным изделиям ригелей, другой - к опорному металлическому столику колонны. Для создания жесткого диска и обеспечения совместной работы плит перекрытий швы между торцами плит и ригелями и колоннами, в также между плитами должны быть тщательно

заполнены бетоном класса В15 на мелком гравии или щебне.

5.5. Для пропуска через перекрытия вертикальных коммуникаций применяются предусмотренные для этого плиты с отверстиями. В варианте с многопустотными панелями для пропуска вертикальных коммуникаций могут быть использованы плиты с отверстиями, запроектированные в опалубочной форме межколонной плиты (с ребрами вверх). Покрытие решается аналогично перекрытиям.

6. Конструктивное решение наружных стен.

6.1. Стены предусмотрены самонесущими и навесными:

Серия I.030.I-I "Стены наружные из однослойных панелей для каркасных общественных, производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий".

Серия I.432-9/8I "Однослойные шлакопемзобетонные панели стен для производственных зданий с шагом колонн 6 м".

Серия I.030I-1/88 "Стеновые панели производственных зданий с шагом колонн 6 м. Панели из ячеистого бетона объемной массой 600 кг/куб.м".

6.2. Остекление предусматривается ленточным или состоящим из отдельных проемов шириной 6; 4,8 и 3 м с металлическими, металлокордевянными и деревянными переплетами. Детали крепления оконных переплетов, дверей и ворот приведены в сериях 2.436-20 2.436-19; 2.436-17; 2.436-15; 2.436-16₈₃, а также в цифрах I6-8I; II7-82; 218-80.

6.3. Высота парапетной панели - 1200 мм. Для крепления стено- вых панелей и оконных переплетов при их длине 6 м и сетке колонн 9x6 м в торцах здания устанавливаются стальные стойки фахверка по- этажной разрезки с опиранием на ригели торцевой рамы. При панелях

и переплетах длиной 9 м при сетке колонн 9 x 6 м и длиной 6 м при сетке колонн 6x6 м торцовые стены решаются без применения фахверка также, как и фасадные стены. Детали крепления панелей к каркасу зданий приведены в серии 2.430-I7.

6.4. Закладные изделия в колоннах для крепления самонесущих и навесных панелей стен и их привязки принимаются такими же, как в серии I.020-I/83.

7. Сборные железобетонные изделия

7.1. Колонны

7.1.1. Колонны изготавляются в опалубочных формах серии I.020-I/83.

Колонны приняты 2-х и одноэтажной разрезки.

Сечение колонн - 400x400 мм, размер консолей - 150x150x400 мм.

Колонны изготавляются из бетонов классов В22,5, В45.

Продольная рабочая арматура - из горячекатаной стали периодического профиля класса Ат-IVC по ГОСТ 101884-81.

Поперечная арматура - из горячекатаной круглой стали класса А-I по ГОСТ 578I-82.

7.1.2. Колонны разработаны как элементы сортамента и выбираются при "бесключевом" методе проектирования в зависимости от габаритной схемы каркаса, местопложения колонн в каркасе и действующих на каркас вертикальных и горизонтальных нагрузок - в результате комплекса расчетов, выполняемых на ЭВМ.

7.1.3. Допускается выполнять расчет каркасов поэтапно (в том числе и с применением ручного счета), а именно:

I этап - ориентировочное назначение классов бетона элементов каркаса в соответствии с табл.6 и 7 (докум. ОО7 л. 1÷4 стр.53÷56, вып. О-1)

и статический расчет поперечной рамы с выбором невыгоднейших сочетаний нагрузок и усилий;

Аналогично производится статический расчет обеспечивающих продольную устойчивость связевых панелей и соединенных с ней свободных стоек.

П этап - подбор продольной арматуры колонн поперечных рам с учетом их гибкости и влияния случайного эксцентриситета из плоскости рамы (может производиться при помощи графиков выпуска О-9 "Указания по подбору элементов каркаса").

III этап - назначение марок колонн, выбираемых из принятого сортамента. При этом допускается пересчет продольной арматуры колонн по выбранным сочетаниям усилий с заменой предварительно назначенного класса бетона - с целью получения оптимального сочетания "класс бетона - арматура".

IV этап - проверка колонн (рядовых и колонн связевых панелей) по косому внешнентренному сжатию на действие вертикальной нагрузки в плоскости рамы и горизонтальной ветровой нагрузки - из плоскости рамы (может производиться при помощи графиков вып. О-9).

7.1.4. Армирование колонн торцевых рам и рам у деформационных швов принимается такими же, как и колонн рядовых рам.

7.1.5. Расчетные длины колонн поперечных рам принимались: в плоскости рамы - 0,9 высоты этажа; из плоскости - 1,0 высоты этажа.

7.1.6. Для соединения колонн с ригелями в колоннах предусматривается размещение закладных изделий в виде выпусков арматуры. Марки закладных изделий устанавливаются в соответствии с количеством, диаметрами и классом стали выпусков опорной арматуры из ригелей, соединяемых с колонной (см. выпуски 3-I; 3-3; 3-6; 3-7; 0-3 и 0-10).

7.1.7. Предельно допустимая ширина раскрытия трещин при длительном (кратковременном) действии нагрузок для условий эксплоатации в неагрессивных средах - 0,35..0,40 (0,5)мм, в слабоагрессивных - 0,20(0,25)мм,

(в среднеагрессивных)
- 0,1 (0,15) мм (см. "Пособие по проектированию защиты от коррозии бетонных и железобетонных строительных конструкций (к СНиП 2.03.11-85)", п.3.7.).

7.1.8. Предел огнестойкости колонн не менее 3-х часов.

7.2. Ригели.

7.2.1. Ригели разработаны длиной 5560 мм для пролетов 6,0 м.

Ригели для пролетов 6 м под нагрузки 14,5 тс/м² и 18,0 тс/м² (частично) и для пролетов 3 и 9,0 м под все нагрузки принимаются по серии I.020.1-4, вып.3-I..3-5.

Ригели имеют тавровое сечение: с полкой в нижней зоне.

Высота сечения ригелей 600 мм; ширина гребня поверху - 300 мм, ширина полки понизу - 520 мм.

Ригели разработаны для двух вариантов привязки верха полок - 230 и 300 м в зависимости от типа плит, применяемых для междуетажных перекрытий: многопустотных плит или ребристых. Ригели, устанавливаемые в торцевых рамках и в местах устройства лестничных клеток, изготавливаются с односторонней полкой.

7.2.2. Ригели изготавливаются из бетонов классов В30...В40 с предварительно напрягаемой пролетной арматурой. В качестве напрягаемой арматуры применяется стержневая горячекатаная и термически упрочненная арматурная сталь периодического профиля классов А-IU, Ат-IUC и Ат-U. Допускается замена арматуры классов А-IU, Ат-IUC и Ат-U, арматурой класса А-Шв. Таблицы замены арматуры приведены в выпусках 3-6 и 3-7 .

7.2.3. Натяжение напрягаемой арматуры осуществляется либо механическим, либо электротермическим способом.

7.2.4. В качестве ненапрягаемой опорной арматуры применяются стержни из стали класса Ат-IUC.

1.020.1-4. 0-8 - ПЗ

лист

5

7.2.5. Помимо опорных закладных изделий и закладных^{изделий} для крепления плит, в ригелях торцевых рам предусмотрены дополнительные закладные^{изделия} для крепления стоек фахверка.

7.2.6. Каждый из ригелей армирован таким образом, что отвечает действующей на перекрытие равномерно распределенной нагрузке, давая возможность применять его в любых габаритных схемах независимо от сочетаний высот этажей.

7.2.7. Несущая способность полок ригелей, на которые опираются плиты перекрытий, позволяет прикладывать к плитам нагрузку выше на одну ступень, чем эквивалентная нагрузка, на которую рассчитана продольная арматура ригелей. При этом сумма равномерно распределенных нагрузок, отнесенная к метру длины полки ригеля не должна превышать 0,5 полной расчетной нагрузки на ригель. В том случае, если к полке ригеля необходимо приложить сосредоточенную нагрузку до 10 тс (98,07 кН) в полке, в месте приложения сосредоточенной нагрузки, устанавливается специальное закладное изделие.

Примеры конструкции и установки такого изделия под сосредоточенную нагрузку до 10,0 тс (98,07 кН) приведены в выпусках 3-1 и 3-3.

7.2.8. Определение площади сечения продольной опорной и пролетной арматуры произведено по прочности, деформациям и ширине раскрытия трещин в соответствии с работой ЦНИИпромзданий "Совершенствование конструкций многоэтажных зданий с балочными перекрытиями. Исследование работы железобетонного каркаса многоэтажных промышленных зданий с учетом действительных жесткостей элементов". Рекомендации по расчету, шифр 341д-43-74, и научно-техническим отчетом по теме "Провести аналитические исследования несущих элементов промышленных зданий (колонн, ригелей, плит) с учетом оптимальной ширины раскрытия трещин и дать предложения по внесению дополнений в СНиП II-28-73".

7.2.9. Расчетные усилия в опорных сечениях ригелей определялись по граням колонн.

Расчетные усилия в пролетных сечениях ригелей определялись с учетом возможности сварки выпусков опорной арматуры ригелей после монтажа плит перекрытий.

В верхней части ригеля, на боковых поверхностях верхней части ригеля - гребня - предусмотрены шпонки для обеспечения совместной работы ригеля с плитами перекрытий.

7.2.10. Ригели, устанавливаемые в торцевых рамках и у деформационных швов, рассчитаны на изгиб с кручением в стадии эксплуатации.

7.2.11. Армирование опорных и пролетных сечений ригелей при арматуре из стали класса Ат-ЛУС позволяет применять их только в неагрессивных средах. В слабоагрессивных средах допускается применять ригели лишь при снижении нагрузки не менее, чем на две ступени (см. вып. 0-9, ПЗ, п.2.4 и вып.3-7, ТТ, стр.3).

При необходимости применения конструкций в условиях слабо- и среднеагрессивных газовых сред могут быть применены ригели по вып.3-1..3-5.

7.2.12. Предел огнестойкости ригелей не менее 2-х часов.

7.3. Плиты перекрытий с плоскими потолками.

7.3.1. Рядовые, пристенные и связевые (межколонные) многопустотные плиты принимаются по выпуску I серии I.041.I-3. Применены три типоразмера рядовых плит по ширине: 3,0 м, 1,5 м и 1,2 м. Кроме того, применяются пристенные плиты шириной 0,95 м. 1,2 м и 1,5 м и связевая (межколонная) плита, устанавливаемая по средним рядам колонн, шириной 1,5 м. Длина плит - 5650 мм.

Высота плит 220 мм.

7.3.2. В случае необходимости пропуска вертикальных коммуникаций в качестве связевых плит применяются сантехнические плиты, имеющие ширину 1,5 м (см. серию I.041.I-3 вып.6). Для пропуска коммуникаций при изготовлении плит предусмотрена возможность устройства прямоугольных или круглых отверстий (например, для пропуска вентиляционных шахт). Учтена возможность установки на эти плиты дефлекторов, зонтов и крыщных вентиляторов.

7.3.3. В межколонных плитах на опорах имеются закладные изделия для крепления их к ригелям поперечных рам. На торцевых и боковых гранях плит предусмотрены шпонки для обеспечения, после замоноличивания швов, совместной работы ригелей с плитами и смежных плит между собой как в горизонтальной, так и в вертикальной плоскостях.

7.3.4. Плиты рассчитаны и законструированы в соответствии со СНиП 2.03.01-84.

7.3.5. Многопустотные и сантехнические плиты предназначены для применения их в неагрессивной среде и рассчитаны как конструкции 3-ей категории трещиностойкости.

Ширина раскрытия трещин в плитах не более 0,3 мм (0,4 мм) при длительном (кратковременном) действии нагрузки.

7.3.6. Предел огнестойкости плит, армированных стержневой арматурой составляет 0,75 часа.

7.4. Ребристые плиты

7.4.1. Ребристые плиты принимаются по выпускам I, 2 и 3 серии I.042.I-4. Разработаны два типоразмера плит по ширине: 3,0 м и 1,5 м. Кроме того, разработана пристенная плита шириной 0,95 м. Длина плит - 5,15 м и 5,65 м. Высота плит 300 мм. Толщина полок - 50 мм. Плиты рассчитаны и законструированы в соответствии со СНиП 2.03.01-84.

7.4.2. В плитах предусмотрены опорные закладные изделия для приварки их к ригелям поперечных рам. Для обеспечения совместной

работы плит перекрытий с ригелями и друг с другом на торцевом ребре и на боковых поверхностях продольных ребер имеются шпонки. Для установки вентиляционных устройств: зонтов, дефлекторов и крыщных вентиляторов разработаны специальные плиты покрытия с круглыми отверстиями.

7.4.3. Плиты рассчитаны на нагрузки, приведенные в разделе 10 "Нагрузки" и проверены на нагрузку от погрузчиков, марки которых и условия применения освещены в выпусках серии I.042.I-4.

7.4.4. Ребристые плиты запроектированы для применения их как в неагрессивной, так и в слабо-агрессивной и среднеагрессивной среде.

7.4.5. Предел огнестойкости плит составляет 0,75 часа.

8. Вертикальные стальные связи

8.1. Вертикальные стальные связи по колоннам обеспечивают устойчивость каркаса зданий в продольном направлении.

8.2. Связи разработаны на стадии КМ с базовым размером 6 м, с треугольной решеткой.

8.3. Сечения связей, их привязки и закладные изделия в колоннах принимаются такими же, как в серии I.020.I/83.

8.4. Связи крепятся к закладным изделиям в колоннах через фасонки, привариваемые к этим закладным.

Для компенсации возникающих при монтаже допусков на установку колонн связи крепятся к фасонкам на черных болтах с последующей приваркой связей к фасонкам фланговыми швами.

9. Лестницы - см. серию I.Q20.I-4, вып.0-I, стр. I4-I8.

10. Нагрузки

10.1. Конструкции рассчитаны на воздействие постоянных, кратковременных и временных длительных нагрузок. Постоянными нагрузками являются собственный вес железобетонных конструкций колонн и междуэтажных перекрытий и покрытия с учетом заливки швов, собственный вес конструкций кровли и пола, собственный вес ограждающих конструкций. Собственный вес перегородок условно отнесен к постоянным нагрузкам.

10.2. Кратковременными нагрузками являются: ветровая, снеговая, а также часть временной нагрузки в размере:

I) При полной расчетной нагрузке на ригель перекрытия 5,0 и 7,0 тс/м - 0,9 тс/м (нормативное значение - 150 кгс/м²) (соответственно: 49,03 и 68,65 кН/м, 8,83 кН/м и 1,47 кПа);

II) При полной расчетной нагрузке на ригель перекрытия 9,0; 11,0; 14,5 и 18,0 тс/м - 1,2 тс/м (нормативное значение - 200 кгс/м²) (соответственно: 88,26; 107,87; 142,20 и 176,52 кН/м, 11,77 кН/м и 1,96 кПа).

10.3. За временную длительную нагрузку приняты эквивалентная равномерно распределенная нагрузка от веса оборудования, веса жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование, веса хранимых материалов и т.п. за исключением части нагрузки, учитываемой как кратковременная.

Величины вертикальных нагрузок на ригели поперечных рам приведены на стр. 18 докум.002, л. 1.

10.4. Величины нагрузок, которые могут быть приложены к плитам перекрытий каждой отдельной марки приведены в выпусках рабочих чертежей многопустотных плит серии I.041.I-2, вып. I и ребристых плит серии I.042.I-4, вып. I и 3.

10.5. Ветровая нагрузка принята по I-III географическим районам СССР для местности типа А и Б по IV-ому району для местности типа Б.

Значения узловых горизонтальных (ветровых) нагрузок на поперечные рамы при регулярном расположении высот этажей и при ширине ветрового фронта 6,0 м приведены в табл. 4 на стр 20, докум. 003

Значения нагрузок для других ветровых районов могут быть получены в соответствии с табл. 5 на стр. 20, докум. 003 .

Для определения величин узловых горизонтальных (ветровых) нагрузок, действующих по поперечным разбивочным осям зданий значения ветровых нагрузок по табл. 4 следует умножать на коэффициент

$$K = \frac{L}{6 \cdot n}$$

где L - длина температурного блока, м.

n - количество поперечных рам в температурном блоке.

10.6. Величины узловых горизонтальных (ветровых) нагрузок, действующих по продольным разбивочным осям на элементы (связевые панели или лестничные клетки) в случае произвольного сочетания пролетов по ширине здания могут определяться по формуле:

$$W_1 = \frac{W \cdot B}{6 \cdot n_{cb}} + \frac{W \cdot B \left(\frac{B}{2} - C \right)}{6 \cdot \sum y_{icb}^2} \cdot y_{icb}$$

где W_1 - узловая нагрузка от ветра, действующая в уровне перекрытия на элемент жесткости;

W - узловая нагрузка от ветра по табл. 4 ;

B - ширина здания, м

n_{cb} - количество элементов жесткости, обеспечивающих продольную устойчивость каркаса;

C - расстояние от центра жесткостей элементов жесткости до наиболее удаленной связевой панели;

y_{icb} - расстояние от центра жесткостей до рассматриваемой связевой панели:

$\sum y_{icb}^2$ - сумма квадратов расстояний от центра жесткостей до каждого из элементов жесткости.

При назначении n_{cb} могут учитываться только те лестничные клетки, а также ядра жесткости, которые не препятствуют температурным деформациям каркаса в продольном направлении. При определении жесткостей элементов жесткости необходимо пользоваться рекомендациями серии I.020-I/83, вып.0-4.

I0.7. Конструкции каркаса могут применяться в районах с сейсмичностью до 6 баллов.

II. Применение конструкций в зданиях с агрессивными средами.

II.I. Конструкции каркаса зданий с перекрытиями из ребристых плит разработаны с учетом применения их как в условиях неагрессивной, так и слабо и среднеагрессивной газовой среды.

При применении конструкций в зданиях, эксплуатируемых в условиях со слабо или среднеагрессивной средой в проекте здания в соответствии с условиями эксплуатации должны быть дополнительно приведены:

а) требования по плотности бетона с указанием марки по водонепроницаемости, водоцементного отношения и водопоглощения;

б) марка, вид и расход цемента, состав заполнителей и применяемых добавок;

в) виды защиты и способы их нанесения на бетонную поверхность и на поверхность стальных закладных изделий;

г) требования к качеству бетонной поверхности;

д) требования к защите закладных изделий и сварных швов после сварки в процессе монтажа;

Требования к антикоррозионной защите и огнестойкости стальных связей в зависимости от категории производства, среды и т.п. следует назначать в конкретных проектах в соответствии с действующими нормативными документами (СНиП 2.0902-85; СНиП 2.03.II-85 и т.д.).

12. Номенклатура изделий

12.I. Номенклатура изделий рамного каркаса из элементов, армированных сталью класса Ат-ГУС включает в себя:

а) колонны;

б) ригели;

в) плиты перекрытий ребристые;

г) плиты перекрытий-многопустотные;

д) панели стен;

е) конструкции лестниц;

ж) панели внутренних стен лестничных клеток.

12.2. Колонны

Номенклатура колонн идентична номенклатуре колонн рамного каркаса серии I.020.I-4 по вып.0-0 за исключением колонн при их трехэтажной разрезке.

Варианты разрезок для зданий высотою от 2-х до 6-ти этажей приведены на стр. 4 выпуска О-7 докум. 1 .

Кроме приведенных могут быть варианты разрезок с применени-

ем колонн одноэтажной разрезки - начиная с 3-го этажа.

12.3. Ригели

В номенклатуру включены ригели с высотой сечения 600 мм с номинальным пролетом 6,0 м:

двуухполочные рядовые и у деформационных швов, а также одно-полочные - у торцов здания.

Все ригели разработаны в двух вариантах: под ребристые и под многопустотные плиты перекрытий, и отличаются между собой высотой гребня, которая равна соответственно 300 и 230 мм.

Ригели с применением стержней опорной арматуры из стали класса Ат-IIУс разработаны для пролета 6,0 м под полные расчетные нагрузки от 5,0 тс/м (49,03 кН/м) до 11,0 тс/м (107,87 кН/м) и, кроме того - для ограниченной области применения - под нагрузку 14,5 тс/м (142,19 кН/м). При нагрузках 18,0 тс/м (176,52 кН/м), [а отчасти и при 14,5 тс/м (142,19 кН/м)], а также при пролетах 3,0 и 9,0 м под нагрузки от 5,0 тс/м (49,03 кН/м) до 11,0 тс/м (107,87 кН/м) применяются ригели с опорной арматурой из стали класса А-III по вып. 3-1.3-5.

12.4. Ребристые плиты

Номенклатура ребристых плит принимается по серии I.042.I-4, вып.1;2;3.

12.5. Многопустотные плиты

Номенклатура многопустотных плит принимается по серии I.041.I-3 вып. 1; 6.

12.6. Стены

Номенклатура стен принимается по сериям I.432-9/8I; I.0301-I/88.

12.7. Лестничные марши, площадки и проступи.

Номенклатура лестничных маршей, площадок и проступей принимается по серии I.050.I-2.

12.8. Панели внутренних стен лестничных клеток - см.серию I.020.I-4, вып.5-1.

13. Указания по расчету

13.1. Рабочие чертежи конструкций настоящей серии разработаны применительно к бесключевому методу проектирования каркасов многоэтажных зданий межвидового назначения с учетом особенностей и требований размещаемого в них технологического процесса. Такой подход позволяет проектировать рамные каркасы как по регулярным, так и по нерегулярным схемам (перебивка высот этажей, различные сочетания пролетов); с произвольным приложением нагрузок на каждом из перекрытий (при этом предполагается, что технологическая нагрузка приводится к равномерно распределенной эквивалентной, прикладываемой к ригелям перекрытий в невыгоднейших сочетаниях) с тем, чтобы конструкция элементов каркаса в наибольшей степени отвечала бы требованиям технологического процесса, размещаемого в здании.

13.2. Подбор марок производится в результате расчета на ЭВМ любой заданной расчетной схемы каркаса с использованием информации о несущей способности колонн в зависимости от класса бетона, площади сечения продольной арматуры, гибкости колонны и коэффициента надежности по назначению γ_n (см.СНиП 2.01.07-85 "Нагрузки и воздействия", стр. 34). Для этой цели необходимо использовать Программно-информационное обеспечение к рабочим чертежам железобетонных конструкций для каркасных многоэтажных зданий.

Допускается производить подбор марок колонн по их сортаменту (см.вып. 0-7) с использованием графиков несущей способности сечений (см.выпуск 0-9) в зависимости от гибкости колонн по ре-

зультатам статического расчета с подбором продольного армирования колонн по I и II группам предельных состояний, выполненных на ЭВМ по упрощенным программам (например, "Аврора - ЕС"), или даже вручную

При подборе армирования колонн по I-й группе предельных состояний учитываются расчетные нагрузки по табл. I-5 (см.стр. 18 - 20 , докум. 1 и 2), при этом все временные вертикальные нагрузки на ригель принимаются длительными. При подборе армирования колонн по II-й группе предельных состояний расчетные нагрузки от собственного веса и от ветра делятся на коэффициенты перегрузки (коэффициенты надежности по нагрузке) соответственно I, I и I,4; временные длительные нагрузки на ригель допускается делить на усредненные коэффициенты перегрузки, учитывающие действие кратковременной ее части, и определяемые по формуле:

$$K_{\text{пер}} = \frac{P_2}{\frac{P_2}{K_{\text{пер}}} - q_{kp}^h \cdot 6,0}$$

где $K_{\text{пер}}$ - отношение расчетной и нормативной нагрузки (см. табл. I);

P_2 - временная расчетная нагрузка на ригель по табл. I в кгс/м или кН/м;

q_{kp}^h - кратковременная часть временной нагрузки, нормативное значение, в кгс/м² или в кПа (см. п.10.2).

I3.3. Для облегчения работы по назначению марок колонн регулярных рам при возможном загружении каждого из ригелей нагрузкой одного уровня в выпуске 0-1 серии I.020.I-4 приведены 108 марковочных схем колонн 2-х пролетных рам высотою от 3-х до 6-ти этажей (при сетке колонн 6х6 м) и высотою от 3-х до 5-ти этажей (при сетке колонн 9х6 м) с высотами этажей 3,6; 4,2; 4,8 и 6,0 м и их сочетаниями.

Каждая из этих рам рассчитана на действие ветровой нагрузки по районам

IA и ША. Каждая из схем снабжена справочной таблицей, в которой приведены усилия M и N от невыгоднейшего загружения времененной нагрузкой на перекрытиях и ветровой нагрузкой для определения симметричной продольной арматуры колонн $A_s = A'_s$ для I-й и II-й групп предельных состояний при $\gamma_n = 1,0$. Примеры подбора вручную арматуры колонн из стали класса Ат-ІУС приведены в выпускe 0-9 настоящей серии.

I3.4. Рамы с сеткой колонн 6х6 м рассчитаны на полную (временную) расчетную нагрузку на ригели перекрытий равную соответственно 7,0 (4,03) тс/м [68,65 (39,52) кН/м] ; II,0 (8,03) тс/м [107,87 (78,75) кН/м] и 18,0 (15,03) тс/м [176,52 (147,39) кН/м], а рамы с сеткой колонн 9х6 м - соответственно на полную (временную) расчетную нагрузку 7,0 (4,03) тс/м [68,65 (39,52) кН/м] и II,0 (8,03) тс/м [107,87 (78,65) кН/м]. Полная (временная) расчетная нагрузка на покрытие составляет 5,0 (2,36) тс/м [49,03 (23,74) кН/м]. Опыт проектирования показал, что при наличии навесных стен расчетным случаем для колонн верхних трех этажей является случай минимального веса, а нижнерастворенных этажей - максимального веса навесных стенных панелей. Усилия в таблицах (см.п.I3.3) приведены с учетом этого обстоятельства и определены в соответствии с п.3.24 СНиП 2.03.01-84.

Для того, чтобы разработать марковочные схемы под любые другие нагрузки на перекрытия можно воспользоваться материалами упомянутых справочных таблиц серии I.020.I-4, вып. 0-1 с привлечением таблиц усилий от нагрузки от собственного веса. В нагрузках от собственного веса конструкций каркаса учитывалась также нагрузка от навесных панелей стен в невыгоднейшем для подбора продольной арматуры колонн значением их веса: в верхних этажах учи-

тырался минимальный вес стенового ограждения и остекления, а в нижних - наибольший возможный вес по всей высоте здания.

13.5. Для оценки влияния перебивки высот этажей на распределение усилий в колоннах рамы в вып.0-1 серии I.020.I-4 на стр. I77..I80, докум. I28..I31, приведены справочные таблицы усилий в колоннах для 5-ти этажных рам с пролетами по 9,0 м с высотами этажей 6,0+6,0+3,6+6,0+6,0 м. Это сочетание высот этажей приведено в качестве примера, поскольку разность жесткостей колонн $H_{эт} = 3,6$ и 6,0 м будет наибольшей. Все остальные сочетания могут рассматриваться как промежуточные.

13.6. В целях облегчения составления задания для расчета рам на ЭВМ для более сложных случаев сочетаний высот этажей приведены таблицы значений классов бетона колонн и ригелей (табл.6 и 7 на стр. 53, докум.007, вып.0-1).

13.7. Ригели разработаны как элементы сортамента (см. вып. 0-7 и 0-10) и выбираются при "бесключевом" методе проектирования в зависимости от местоположения ригеля в каркасе (перекрытие, покрытие, крайний или средний пролет; рядовая или торцевая рама и т.п.) и действующих на каркас вертикальных нагрузок - в результате комплекса расчетов, выполняемых на ЭВМ.

13.8. Допускается выполнять расчет каркасов поэтапно (в том числе и с применением ручного счета), комплектуя монтажную схему каркаса марками ригелей, соответствующих действующим на перекрытие нагрузкам (независимо от высот этажей и количества пролетов).

13.9. При нагрузках, отличающихся от равномерно распределенных, принятых в серии, подбор марок ригелей^{x)} может осуществляться

путем сравнения конкретных усилий с несущими способностями ригелей, приведенными в выпусках 0-2 и 0-9.

13.10. Несущие способности узлов сопряжения ригелей с колоннами при заданном классе бетсона замоноличивания определяются площадью поперечного сечения выпусков опорной арматуры из ригелей и колонн в верхней растянутой зоне стыка и сечением накладок и сварных швов в нижней сжатой зоне. Таблицы необходимых сечений хомутов, накладок и высот сварных швов в зависимости от расчетной нагрузки на ригель и площади сечения выпусков опорной арматуры приведены в выпуске 6-1 "Узлы каркаса".

13.11. Продольная устойчивость каркаса обеспечивается постановкой вертикальных связей по колоннам в одном из шагов на всю высоту каркаса и жесткими дисками перекрытий. Связи приняты с треугольной решеткой из равнобоких уголков такого же сечения, как и в серии I.020-I/83. Как правило, связи устанавливаются по середине длины температурного блока. Количества связевых панелей, включающих в себя колонны каркаса с прикрепляемыми к ним металлическими связями, на здание шириной от 12 м до 60 м при сетке колонн 6x6 м и от 18 м до 54 м - при сетке колонн 9x6 м приведено в таблице на стр.23 докум. 4. Количество связевых панелей назначалось с учетом предельной величины фронта ветровой нагрузки, взятого из выпуска 0-5 серии I.020-I/83. При расчете связевых панелей рассматривалась работа каркаса в пр одольном направлении с учетом его деформированной схемы, в сс ответствии с Научно-техническим отчетом ЦНИИпромзданий по теме 040-4-1 "Разработать предложения по уточнению расчета рамных железобетонных каркасов с учетом физической и геометрической нелинейности" (№ гос.регистрации

^{x)} В случае отличия значения нагрузок, передаваемых на рядовой ригель плитами перекрытий соседних этажей рам, ригели следует подбирать по удвоенному значению большей из нагрузок .

81074807, инв. № 0282/034295). При расчете связевых панелей принималась такая же расчетная схема как и в серии I.020.I-4, вып.0-I, стр. 181..195, докум. I32. При этом жесткость железобетонных колонн принималась упругой, равной E_J и E_F , жесткость железобетонных распорок, соединяющих свободные стойки со стойками связевой панели (элементы диска перекрытий), принималась равной бесконечности, а жесткость распорки связевой панели принималась упругой, конечной, равной жесткости поперечного сечения ребристой плиты перекрытия шириной 1500 мм. Сечение элементов треугольных связей принималось по серии I.020-I/83 - из двух равнобоких уголков калибра I60xII, I80xI2 и 200xI4. Сопряжения всех элементов каркаса между собой в продольном направлении (из плоскости поперечных рам) принимались шарнирными.

I3.12. Связевые панели рассчитывались на действие ветровых нагрузок по III-ему ветровому району для типа местности "A", прикладываемых в уровне перекрытий слева и справа с учетом аэродинамических коэффициентов: с наветренной стороны - (+0,8) с подветренной - (-0,6). При этом принималось, что здание длиной 60,0 м со всех сторон затянуто стенами из навесных панелей весом 400 кг/м² (3,92 кН/м²) при этом остекления, составляющей не более 60% поверхности стен, а все перекрытия загружены сплошной наибольшей возможной для данной сетки колонн нагрузкой. Предполагалось, что вся ветровая нагрузка при фронте по таблице на стр. 23 докум. 4, воспринималась исключительно связевой панелью и свободными стойками, количество которых (в запас) соответствует температурному блоку длиной 36 м. Коэффициенты γ (см. серию I.020.I-4, вып.0-I стр. 196..200, докум.I33), учитывающие деформированную схему каркаса в плоскости связевой панели, независимо от сетки колонн определялись в уровне каждого этажа на участках: наибольшими относительными смещениями от действия ветровой нагрузки, и распространялись на все элементы в пределах высоты рассматриваемого

этажа (свободная стойка, стойка связевой панели, подкос и ригель связи).

I3.13. Значения усилий и горизонтальных деформаций в элементах связевых панелей и свободных стойках от действия ветровой нагрузки для рам с регулярным расположением высот этажей приведены в серии I.020.I-4, вып.0I. Для рам с повышенной высотой первого этажа (4,8+3,6; 6,0+4,8 и 7,2+6,0 м) усилия и деформации в связевой панели в уровне I-го и последующих этажей могут быть получены умножением усилий и деформаций в раме с регулярными высотами этажей на соотношение фронтов ветровой нагрузки по табл. на стр. 23 докум. 4, "Количество связевых панелей на температурный блок" и на коэффициенты:

для I-го этажа $K = 1,2$

для 2-го этажа $K = 1,1$

для 3-го этажа и последующих $K = 1,0$.

Усилия, действующие на элементы связей (ригели и подкосы), для назначения заводских и монтажных швов в узлах связей и соответствующие связям марки закладных изделий в колоннах связевых панелей регулярных рам, к которым связи присоединяются, приведены в справочных таблицах серии I.020.I-4, вып.0-I на стр.201..220, докум. I34. (см. также вып.0-1,стр.222,докум.135, и вып.0-8,стр.24

Для случая повышения высоты первого этажа соответствующие усилия на закладные изделия могут быть определены с учетом приведенных выше рекомендаций. При этом значение коэффициента γ принимается таким же, как и в исходной раме с регулярными высотами этажей.

I3.14. Марки связей при высотах первого этажа 7,2 м принима

по стр. 21 докум. 3 л. 1 выпуска 0-8.

Связи для высот этажей $H_{эт} = 5,4$ м принимать марок С31 (для промежуточных этажей) и С32 (для верхних этажей) по вып. 5-1 серии I.020-1/83.

Марки связей первых этажей и всех последующих при высотах 3,6 м; 4,2 м; 4,8 м и 6,0 м принимаются такими же, как и связи промежуточных этажей той же высоты - по серии I.020-1/83, выпуски 0-5 и 5-1.

В том случае, если нагрузки, действующие на каркас, отличаются от принятых в настоящей серии, конструкции каркаса должны быть пересчитаны.

Аналогично, если схема каркаса по расположению высот этажей (перебивка высот этажей) существенно отличается от принятой, например, для 5-ти этажного здания с высотами этажей 6,0+6,0+3,6+6,0 + 6,0, коэффициент γ и усилия в элементах связей могут приниматься по худшему из значений для третьего этажа 5-ти этажных зданий с высотами всех этажей 3,6 и 6,0 м или же каркас должен быть пересчитан.

Коэффициент γ определяется по формуле: $\gamma = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cz}}}$, при этом принималось, что N_{cz} ("критическая") должна превосходить действующую нормальную силу не менее, чем в 1,5 раза. Отсюда предельное значение $\gamma \leq 3,0$.

После преобразования формула для определения коэффициента γ приобретает вид:

$$\gamma = \frac{1}{1 - 1,2 \cdot \frac{K \cdot \Delta_0}{e} \cdot \frac{\sum N}{\sum W}} \leq 3,0 ,$$

где Δ_0 - относительное смещение этажей или рассматриваемых сечений колонн от нормативной ветровой нагрузки;

K - коэффициент перегрузки (коэффициент надежности по нагрузке) для нагрузки от ветра, равный 1,4;

e - высота этажа или расстояние между рассматриваемыми сечениями, для которых определялась Δ_0 ;

$\sum N$ - сумма нормальных сил от всех расчетных нагрузок на перекрытия и веса конструкций и стен, лежащих выше рассматриваемого сечения;

$\sum W$ - сумма горизонтальных сил от расчетных ветровых нагрузок, лежащих выше рассматриваемого сечения.

Относительное смещение " Δ_i " каждого из рассматриваемого этажа или сечения, учитывающее деформированную схему каркаса в плоскости связевой панели, определяется по формуле:

$$\Delta_i = \frac{\Delta_0}{1 - 1,2 \frac{\Delta_0}{e} \cdot \frac{\sum N}{\sum W}} \leq \frac{i}{300} \cdot e .$$

Максимальная деформация (смещение) f связевой панели определяется по формуле:

$$f = \sum \Delta_i \leq \frac{1}{500} \cdot H ,$$

где H - высота каркаса.

Для колонн связевых панелей принималась $e = 500$ мм (стр.22 докум. 3, л.2), а полученное значение γ распространялось на все сечения связевой колонны в пределах высоты этажа и на элементы связи в пределах этого же этажа.

При снижении ветрового района фронт ветровой нагрузки по табл. на стр.23, докум. 4, может быть увеличен. При этом величины Δ_0 и $\sum W$ в формуле определения коэффициента γ и перемещения Δ_i изменяются пропорционально изменению ветровой нагрузки, на связевую панель, а величина $\sum N$, приходящаяся на каждую из связевых панелей блока, возрастает. Таким образом, пропорциональной зависимости между коэффициентом γ и фронтом ветровой нагрузки нет, и

поэтому при изменении количества связевых панелей в каждом конкретном случае коэффициент γ необходимо пересчитывать заново.

Поскольку коэффициент "γ" зависит от смещения ярусов каркаса, на его величину может оказаться очень большое влияние деформация основания связевой панели. Поэтому, во исполнение требований СНиП 2.02.01-83 "Основания зданий и сооружений", п.п.2,51; 2,52 и 2,54, фундаменты под связевые панели следует развивать в плоскости связей таким образом, чтобы исключить возможность его поворота. Это может быть достигнуто размещением связевой панели на фундаменте ленточного типа, на который, кроме колонн связевых панелей, должны опираться также и ближайшие к ней свободные стойки каркаса (см. вып. 0-I, стр. 234, докум. I37).

фундаментов

Вся информация, необходимая для проектирования и расчета оснований приведена в вып. 0-I, на стр.223-237, докум.I36. Пример подбора положения фундамента под связевую панель приведен в вып.0-I, на стр. 234, докум. I37.

ПОКАЗАТЕЛИ РАСХОДА МАТЕРИАЛОВ

Определение расхода материалов произведено для каркасов 3-х и 4-х пролетных 5-ти этажных зданий с высотами этажей: I-го - 6,0 м, всех

Наименование элементов каркаса	Расходы материалов по каркасам					
	4-6-5(6,0+4,8)-II,0-ША ($q_f = 1000 \text{ кгс/м}^2$)		4-6-5(6,0+4,8)-I8,0-ША ($q_f = 2000 \text{ кгс/м}^2$)		3-9-5(6,0+4,8)-II,0-ША ($q_f = 1000 \text{ кгс/м}^2$)	
	сталь кг/м ²	бетон см/м ²	сталь кг/м ²	бетон см/м ²	сталь кг/м ²	бетон см/м ²
1. Колонны	7,12	3,36	9,87	3,36	8,79	2,58
2. Связи продольные	2,35	-	2,35	-	3,10	-
3. Ригели перекрытий и покрытия	7,44	3,90	9,69	3,90	10,34	4,12
4. Плиты перекрытий и покрытия	7,24	8,49	9,91	8,49	7,20	8,47
5. Стены лестнично-перегородки	0,27	0,70	0,27	0,70	0,27	0,70
6. Лестницы	0,91	0,97	0,91	0,97	0,90	0,96
7. Монтажные узлы	0,74	1,34	0,87	1,34	0,61	1,27
Итого:	26,07	18,80	33,87	18,80	31,21	18,04

следующих - 4,8м, с сетками колонни 6х6 и 9х6 м.

Под полезные нормативные нагрузки: при пролетах 6 м - 1000 кгс/м² и 2000 кгс/м² (соответственно 9,81 кПа и 19,63 кПа); при пролете 9м - 1000 кгс/м² (9,81 кПа), при ветровой нагрузке по району ША, при коэффициенте надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$

Шифр соответствующих поперечных рам (см. вып.0-3 и 0-10);

4-6-5(6,0+4,8)-II,0-ША

4-6-5(6,0+4,8)-I8,0-ША

3-9-5(6,0+4,8)-II,0-ША, что означает: количество пролетов - пролет ригеля в м - этажность (высоты этажей) - нагрузка на ригель в тс/м - ветровой район. Перекрытия принимались из ребристых плит.

Длины зданий принимались из условия примерного равенства площадей перекрытий при разных пролетах:

при пролете 6 м - 60 м,

при пролете 9 м - 54 м

По длине - две лестничные клетки, расположенные вдоль ригелей, с внутренними стенами из несущих перегородок. Предварительно напрягаемая арматура ригелей и плит принималась из стали класса Ат-У.

Нагрузки на ригели полосчатых рам, кгс/м (кН/м)

Таблица

Тип плиты	Вид	Ригели покрытия			Ригели перекрытия			Ригели покрытия			Ригели перекрытия		
		Постоянная нагрузка	Временная нагрузка	Полная нагрузка	Постоянная нагрузка	Временная нагрузка	Полная нагрузка	Постоянная нагрузка	Временная нагрузка	Полная нагрузка	Постоянная нагрузка	Временная нагрузка	Полная нагрузка
Несущий плиты	Чистый	Без несущей плиты	Последняя чистая нагрузка	Полная нагрузка	Без временной нагрузки	Временная нагрузка	Полная нагрузка	Без временной нагрузки	Временная нагрузка	Полная нагрузка	Без временной нагрузки	Временная нагрузка	Полная нагрузка
	Кирпичи	всё плюс плюс плюс плюс											
	9 ₁	9 ₂	P ₁	9 ₃	R ₂	P ₂	9	P ₁	R ₂	9	P ₂	9 ₃	P ₁
Ребристые плиты	Ц3 тяжелого бетона	Расчетная											
			1620 (15,89)	1440 (14,12)	1930 (18,53)	5000 (49,03)	1620 (15,89)	1650 (16,18)	3730 (35,58)	7000 (68,55)			
									5730 (55,19)	9000 (88,25)			
									7730 (75,81)	11000 (107,87)			
									11230 (110,8)	14550 (142,2)			
									14730 (144,45)	18000 (176,52)			
									3110 (30,50)	60800 (59,52)			
	Нормативная	Нормативная							4780 (45,88)	7750 (76,00)			
			1470 (14,42)	1200 (11,77)	1610 (15,79)	4280 (41,97)	1470 (14,42)	1500 (14,71)	6440 (63,15)	9410 (92,28)			
									9060 (91,79)	12300 (122,2)			
									12280 (120,43)	15250 (147,55)			
									4030 (39,52)	7000 (68,65)			
									6920 (59,13)	9000 (88,28)			
									8030 (78,75)	11000 (107,87)			
Ц3 легкого бетона	Расчетная	Расчетная							11530 (113,07)	14500 (142,21)			
									15030 (147,37)	18000 (176,52)			
									3360 (32,95)	60600 (59,45)			
									3025 (49,28)	7725 (76,17)			
									6590 (65,61)	9390 (91,08)			
									9510 (94,24)	12310 (122,2)			
									12525 (122,83)	15225 (149,31)			
	Нормативная	Нормативная											
			1200 (11,77)	1200 (11,77)	1680 (16,44)	4280 (41,97)	1200 (11,77)	1500 (14,71)	3025 (49,28)	7725 (76,17)			
									6590 (65,61)	9390 (91,08)			
									9510 (94,24)	12310 (122,2)			
									12525 (122,83)	15225 (149,31)			

1. Нагрузки даны для основных рам для торцевых рам и рам у деформационного шва значений нагрузок уменьшены на коэффиц. 0,83.

2. Нормативная нагрузка от веса кирпичей принята равной 2000 кгс/м² (1,95 кПа), что соответствует фундаментальной толщине $\delta = 20\text{ см}$ ($f = 500\text{ кгс/м}^2$), от веса плюс и перегородок - 250 кгс/м² (2,45 кПа).

3. Вес плиты дан с учетом заполнения швов.

4. Расчетные нагрузки на ригели полосчатых рам в период монтажа принимались $q_{cb} = 2,68\text{ кг/м}$ (26,28 кН/м) и $qR_p = 0,72\text{ кг/м}$ (7,06 кН/м).

5. С.В. ригеля (расчетной) принят равным 0,727 с/м (7,06 кН/м).

1.020.1-4. 0-8 - 002

Ноч. отв. Кодыш	ЗК-1
ГИП Касенов	Уч. инженер
ст. инж. Горшакова	М.А.Г.

Данные по нагрузкам табл. 1; 2; 3.	Страница	Лист	Листов
	Р	1	2

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

Таблица 2

Нагрузки на плиты, кгс/м²(кПа)

Плиты покрытия		Плиты перекрытия	
Постоянная нагрузка	Постоянная нагрузка	Постоянная нагрузка	Постоянная нагрузка
Вес кровли	Вес кровли на плиты покрытия	Вес пола и перегородок	Нагрузка на плиты перекрытия
220 (2,16) 200 (1,96)	расчетные нагрузки принимаются по несущей способности: для плит по серии 1.041.1-2: от 390 кгс/м ² (3,82 кПа) до 1650 кгс/м ² (16,8 кПа) для плит по серии 1.042.1-4: от 470 кгс/м ² (4,61 кПа) до 2915 кгс/м ² (28,59 кПа)	275 (2,70) 250 (2,45)	расчетные нагрузки принимаются по несущей способности: для плит по серии 1.041.1-2: от 390 кгс/м ² (3,82 кПа) до 1650 кгс/м ² (16,8 кПа) для плит по серии 1.042.1-4: от 470 кгс/м ² (4,61 кПа) до 2915 кгс/м ² (28,59 кПа)

Таблица 3

Нагрузки от веса основных панелей и оконных переплетов в пределах одного этажа

Нагрузки от стены и отекания T (кН)	Высоты этажей, м			
	3,6	4,2	4,8	6,0
1 пол. пароплита	0,87 (8,53) 0,72 (7,06)	0,87 (8,53) 0,72 (7,06)	0,87 (8,53) 0,72 (7,06)	0,87 (8,53) 0,72 (7,06)
1 пол. пароплита	1,63 (15,98) 1,36 (13,34)	1,63 (15,98) 1,35 (13,31)	1,63 (15,98) 1,35 (13,34)	1,63 (15,98) 1,35 (13,34)
1 - пол. стен	3,52 (34,52) 2,99 (28,73)	3,85 (37,85) 3,21 (31,48)	4,18 (40,53) 3,48 (34,13)	4,84 (47,48) 4,03 (39,52)
1 пол. стен	9,35 (91,79) 7,80 (76,49)	10,92 (107,09) 9,10 (89,21)	12,43 (122,39) 10,40 (101,59)	15,60 (152,98) 13,00 (127,49)

1. Полная нагрузка на плиты покрытия и перекрытий не учитывает сопротивление вес плит с учетом запасов изгибом, при тяжелом бетоне для плит многослойных - $\frac{360 \text{ кгс/м}^2}{325 \text{ кгс/м}^2}$ (3,53 кПа) (3,19 кПа), ребристых - $\frac{270 \text{ кгс/м}^2}{265 \text{ кгс/м}^2}$ (2,65 кПа) (2,40 кПа), при легком бетоне для плит многослойных - $\frac{290 \text{ кгс/м}^2}{265 \text{ кгс/м}^2}$ (2,84 кПа) (2,60 кПа), ребристых - $\frac{220 \text{ кгс/м}^2}{200 \text{ кгс/м}^2}$ (2,16 кПа) (1,96 кПа).
2. В числителе даны расчетные значения нагрузок, в знаменателе - нормативные значения нагрузок

3. пол. расчетный нормативный вес основных панелей причат ровным $\frac{374,5 \text{ кгс/м}^2}{360 \text{ кгс/м}^2}$ (4,49 кПа) (3,53 кПа)

4. В числителе дены расчетные значения нагрузок, в знаменателе - нормативные значения нагрузок.

5. Закладные изделия колонн для столиков под стены рассчитаны на расчетную нагрузку 9,0Тс (88,26 кН).

Таблица 4

Значение расчетных ветровых нагрузок на поперечные рамы

Высота этажей, м		Бетровская избирательная комиссия (для района ПА), № (НН)									
Первого этажа, м	второго этажа, м	W ₁	W ₂ ⁸	W ₂	W ₃ ⁹	W ₃	W ₄ ⁸	W ₄	W ₅ ⁸	W ₅	W ₆ ⁹
3,6	3,6	1,14(11,2)	1,13(11,1)	1,35(13,6)	1,28(12,8)	1,03(16,0)	1,3(13,6)	1,79(17,6)	1,50(14,7)	1,95(19,1)	1,61(15,8)
4,8	3,6	1,37(13,4)	1,18(11,6)	1,48(14,5)	1,28(12,6)	1,69(16,6)	1,3(13,6)	1,82(17,9)	1,50(14,7)	1,95(19,1)	1,61(15,8)
4,2	4,2	1,37(13,4)	1,28(12,6)	1,72(16,9)	1,47(14,4)	2,01(19,7)	1,62(15,9)	2,23(21,9)	1,75(17,2)	2,39(23,4)	1,93(18,9)
4,8	4,8	1,54(15,1)	1,48(14,5)	2,08(20,4)	1,67(16,4)	2,41(23,6)	1,65(18,2)	2,62(25,7)	2,03(19,9)	2,89(28,3)	2,25(22,1)
6,0	4,8	1,82(17,9)	1,57(15,4)	2,18(21,4)	1,67(16,4)	2,45(24,0)	1,65(18,2)	2,57(26,2)	2,03(19,9)	2,89(28,3)	2,25(22,1)
6,0	6,0	2,03(19,9)	1,97(18,1)	2,79(27,4)	2,15(21,1)	3,20(31,4)	2,3(23,0)	3,49(34,2)	2,51(24,6)	3,80(37,3)	2,57(26,2)
7,2	6,0	2,49(24,2)	2,06(20,2)	2,90(28,4)	2,15(21,1)	3,28(32,7)	2,41(23,0)	3,53(34,6)	2,51(24,6)	3,80(37,3)	2,57(26,2)

Таблица 5

Ветровые районы СССР	Ia A	I A	II A	III A	IV A
Поправочные коэффициенты	0,45	0,61	0,79	1,0	1,25
Ветровые районы СССР	Ia B	IB	II B	III B	IV B
Поправочные коэффициенты	0,30	0,41	0,53	0,67	0,85
Ветровые районы СССР	Ia C	IC	II C	III C	IV C
Поправочные коэффициенты	0,20	0,27	0,36	0,45	0,57

1.8 табл. 4 ветровые нагрузки даны с фронта ветровой нагрузки бм;

2. Нагрузки "W" для
регулярных рам;

3. В случаев передвижных высот эстакад, а также при высоте эстакад 5,4 м. нагрузки "W" определяются по СНиП II.01.07-85 или по инженерным расчетам.

4. Козффициент перегруженії

H_1 и H_2 - высоты соответственно первого и последующих этажей;

$W_1 \dots W_5$ - горизонтальные на-
грузки от ветра в уров-
ни $1^{st} - 5^{th}$ пере-
мены.

$W_2^{\phi} \dots W_n^{\phi}$ - то же, в уравнениях покрытий $2^E - f$ и эпюмных зданий.

1.020.1-4, 0-8-003

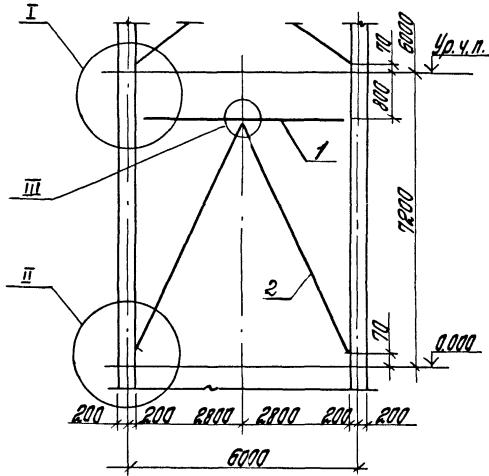
Ночадло	Кодыш	Кодыш
ГИП	Кледанов	Кледанов
ГИП	Збэрэб	Збэрэб

Ветровые нагрузки таблицы 4 и 5

Стадия	лист	листовой
P		1

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

C-204



Модель связи	Сечение			Длина, мм	Кол. шт.	Масса, кг			Примечание
	Эскиз	Наз.	Состав			одной поз.	всех	Марки	
C-204	7Г	1 2	2L200x14	5600 6922	1 2	483,5 597,6	483,5 1195,2	483,5 1195,2	для нижнего этапа высотой 1,2 м
							Итого	1678,7	
							Вес неплавленного металла 2%	33,6	
							Масса одной связи	1712,3	

Марка стапли L 200x14 -0912C может бъде
заменена на марку стапли ВСтЗ лс 6

				1.020.1-4.	0-8-004
Ильин Клебанов	Линей.			Письма	Лист
Н.П. Котов	Линей.			R	1
ГИП Клебанов	Линей.				2
С.Инкин Федорович	Линей.				
Разработка Гомбонова	Линей.				

Сетка колонн 8x8М

Габаритные размеры		Ширина здания, м								Фронт встребов нагрузки неделическим	
Кол-во этажей	Н.шт.м	12	18	24	30	36	42	48	54	60	
2	3.6	2	2	2	2	2	2	2	2	2	30.0
	4.8+3.6	2	2	2	2	2	2	2	2	2	30.0
	4.2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	30.0
	4.8	2	2	2	2	2	2	2	2	2	30.0
	6.0	2	2	2	2	2	2	3	3	3	21.0
	7.2+6.0	2	2	2	2	2	2	3	3	3	21.0
3	3.6	2	2	2	2	2	2	2	2	2	30.0
	4.8+3.6	2	2	2	2	2	2	2	2	2	30.0
	4.2	2	2	2	2	2	2	2	3	2	27.0
	4.8	2	2	2	2	2	2	2	3	2	27.0
	6.0+4.8	2	2	2	2	2	2	3	4	4	21.0
	6.0	2	2	2	2	2	3	3	4	4	18.0
4	3.6	2	2	2	2	2	2	2	2	2	30.0
	4.8+3.6	2	2	2	2	2	2	2	2	3	27.0
	4.2	2	2	2	2	2	2	3	4	4	22.5
	4.8	2	2	2	2	2	3	3	4	4	18.0
	6.0+4.8	2	2	3	4	4	4	4	6	6	12.0
	6.0	2	2	3	4	4	4	5	6	6	12.0
5	3.6	2	2	2	2	2	2	2	4	4	24.0
	4.8+3.6	2	2	2	2	2	2	3	4	4	16.0
	4.2	2	2	2	2	1	1	1	4	4	13.5
	4.8	2	2	2	1	4	1	4	4	5	13.5
	6.0+4.8	2	2	3	4	4	5	6	6	7	9.0
	6.0	2	4	4	4	5	6	6	8	8	8.6
6	3.6	2	2	2	2	2	2	3	4	4	15.0
	4.8+3.6	2	2	2	2	4	4	4	4	5	13.5
	4.2	2	2	2	2	4	4	4	4	5	13.5
	4.8	2	2	3	4	4	4	5	5	5	10.5
	6.0+4.8	2	2	3	4	4	8	6	6	7	9.0
	6.0	2	4	4	4	6	8	6	7	8	7.5
7	3.6	2	2	2	2	2	2	3	4	4	15.0
	4.8+3.6	2	2	2	2	4	4	4	4	5	13.5
	4.2	2	2	2	2	4	4	4	4	5	13.5
	4.8	2	2	3	4	4	4	5	5	5	10.5
	6.0+4.8	2	2	3	4	4	8	6	6	7	9.0
	6.0	2	4	4	4	6	8	6	7	8	7.5
8	3.6	2	2	2	2	2	2	3	4	4	15.0
	4.8+3.6	2	2	2	2	4	4	4	4	5	13.5
	4.2	2	2	2	2	4	4	4	4	5	13.5
	4.8	2	2	3	4	4	4	5	5	5	10.5
	6.0+4.8	2	2	3	4	4	8	6	6	7	9.0
	6.0	2	4	4	4	6	8	6	7	8	7.5
9	3.6	2	2	2	2	2	2	3	4	4	15.0
	4.8+3.6	2	2	2	2	4	4	4	4	5	13.5
	4.2	2	2	2	2	4	4	4	4	5	13.5
	4.8	2	2	3	4	4	4	5	5	5	10.5
	6.0+4.8	2	2	3	4	4	8	6	6	7	9.0
	6.0	2	4	4	4	6	8	6	7	8	7.5
10	3.6	2	2	2	2	2	2	3	4	4	15.0
	4.8+3.6	2	2	2	2	4	4	4	4	5	13.5
	4.2	2	2	2	2	4	4	4	4	5	13.5
	4.8	2	2	3	4	4	4	5	5	5	10.5
	6.0+4.8	2	2	3	4	4	8	6	6	7	9.0
	6.0	2	4	4	4	6	8	6	7	8	7.5
11	3.6	2	2	2	2	2	2	3	4	4	15.0
	4.8+3.6	2	2	2	2	4	4	4	4	5	13.5
	4.2	2	2	2	2	4	4	4	4	5	13.5
	4.8	2	2	3	4	4	4	5	5	5	10.5
	6.0+4.8	2	2	3	4	4	8	6	6	7	9.0
	6.0	2	4	4	4	6	8	6	7	8	7.5

1. Количество связей по панелям на температурный блок назначено из условия их симметричного размещения в плане; лестничные клетки при этом в работе не участвуют.

2. Фронт встребов нагрузки отвечает нагрузке на ригели перекрытий; 18 Гц/пм (176,55 кН/пм) при сетке колонн 8х8М и 11,0 Гц/пм, (107,87 кН/пм) при сетке колонн 9х8М - при встребовом рабочем цикле.

Сетка колонн 9x8М

Габаритные размеры		Ширина здания, м					Фронт встребов нагрузки неделическим	
кол-во этажей	Н.шт.м	18	27	35	45	54	ПРИЧЕ- ПОДДЕРЖ- КА	ШИРИНА ЗДАНИЯ, м
2	3.6	2	2	2	2	2	2	30.0
	4.2	2	2	2	2	2	2	30.0
	4.8	2	2	2	2	2	2	27.0
	6.0	2	2	2	2	3	4	18.0
	7.2+6.0	2	2	2	2	3	4	18.0
	6.0	2	2	2	2	3	4	18.0
3	3.6	2	2	2	2	2	2	30.0
	4.8+3.6	2	2	2	2	2	2	30.0
	4.2	2	2	2	2	2	2	27.0
	4.8	2	2	2	2	2	2	27.0
	6.0+4.8	2	2	2	2	3	4	18.0
	6.0	2	2	2	2	3	4	18.0
4	3.6	2	2	2	2	2	2	30.0
	4.8+3.6	2	2	2	2	2	2	22.5
	4.2	2	2	2	2	2	2	22.5
	4.8	2	2	2	2	2	4	18.0
	6.0+4.8	2	2	3	4	4	4	13.5
	6.0	2	3	4	4	5	6	12.0
5	3.6	2	2	2	2	2	2	24.0
	4.8+3.6	2	2	2	2	2	3	13.5
	4.2	2	2	2	2	2	3	13.5
	4.8	2	2	2	2	3	4	13.5
	6.0+4.8	2	2	3	4	4	6	9.0
	6.0	2	3	4	5	6	7	8.6
6	3.6	2	2	2	2	2	2	7.7
	4.8+3.6	2	2	2	2	2	3	7.7
	4.2	2	2	2	2	2	3	7.7
	4.8	2	2	2	2	3	4	7.7
	6.0+4.8	2	2	3	4	4	6	7.7
	6.0	2	4	4	5	6	7	7.7

Начало	Кодыши	1
НН	Клещонод	1
Спинка	Горячий	1
Спинка	Липецкий	1
Спинка	Нижегородский	1

1.020..1-4. 0-8-005

Количество связей по панелям на температурный блок

Ставка лист листов

Сетка колонн бхбм

Габаритные схемы		Ширина здания, м								Фронт ветровой нагрузки недалеко от здания
Ном.нр	Ном.нр	12	18	24	30	36	42	48	54	60
2	3.6	2	2	2	2	2	2	2	2	30.0
	4.2	2	2	2	2	2	2	2	2	30.0
	4.8	2	2	2	2	2	2	2	2	30.0
	6.0	2	2	2	2	2	2	3	3	21.0
	3.6	2	2	2	2	2	2	2	2	30.0
	4.8+3.6	2	2	2	2	2	2	2	2	30.0
3	4.2	2	2	2	2	2	2	2	3	27.0
	4.8	2	2	2	2	2	2	2	3	27.0
	6.0+4.8	2	2	2	2	2	2	3	4	21.0
	6.0	2	2	2	2	2	3	3	4	18.0
	7.2+6.0	2	2	2	2	2	3	3	4	18.0
	3.6	2	2	2	2	2	2	2	2	30.0
4	4.8+3.6	2	2	2	2	2	2	2	3	27.0
	4.2	2	2	2	2	2	2	3	4	22.5
	4.8	2	2	2	2	2	3	3	4	18.0
	6.0+4.8	2	2	3	4	4	4	4	6	12.0
	6.0	2	2	3	4	4	4	5	6	12.0
	7.2+6.0	2	2	3	4	4	4	5	6	9.5
5	3.6	2	2	2	2	2	2	2	4	24.0
	4.8+3.6	2	2	2	2	2	2	3	4	16.0
	4.2	2	2	2	1	4	4	4	5	13.5
	4.8	2	2	2	4	4	4	4	5	13.5
	6.0+4.8	2	2	3	4	4	5	6	7	9.0
	6.0	2	4	4	4	5	6	6	8	8.0
6	7.2+6.0	2	4	4	4	5	6	7	8	7.5
	3.6	2	2	2	2	3	4	4	4	15.0
	4.8+3.6	2	2	2	4	4	4	4	5	13.5
	4.2	2	2	2	4	4	4	4	5	13.5
	4.8	2	2	3	4	4	4	5	6	10.5
	6.0+4.8	2	2	3	4	4	5	6	7	9.0
7.2+6.0	6.0	2	4	4	6	6	6	7	8	9
	2	4	4	6	6	6	7	8	9	7.0

1. Количество связей поясов на темпопертурный блок назначено из условий из симметричного расположения в плане; лестничные клеммы при этом в работе не участвуют.

2. Фронт ветровой нагрузки отвечает нагрузке на ригели перекрытий: 18 Гц/пм (716,55 кН/пм) при сетке колонн бхбм и 11,0 Гц/пм (107,87 кН/пм) при сетке колонн 9х6м - при ветровом районе III.

Сетка колонн Ухбм

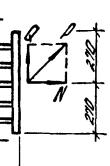
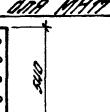
Габаритные схемы		Ширина здания, м					Причи- чение	шаги б.трабади нога- жима бокс, м
Ном.нр	Ном.нр	18	21	33	45	54		
2	3.6	2	2	2	2	2		30.0
	4.2	2	2	2	2	2		30.0
	4.8	2	2	2	2	2		27.0
	6.0	2	2	2	2	2		21.0
	3.6	2	2	2	2	2		30.0
	4.8+3.6	2	2	2	2	2		30.0
3	4.2	2	2	2	2	2		27.0
	4.8	2	2	2	2	2		21.0
	6.0+4.8	2	2	2	2	2		18.0
	6.0	2	2	2	2	2		18.0
	7.2+6.0	2	2	2	2	2		12.0
	3.6	2	2	2	2	2		30.0
4	4.8+3.6	2	2	2	2	2		22.5
	4.2	2	2	2	2	2		22.5
	4.8	2	2	2	2	2		18.0
	6.0+4.8	2	2	2	2	2		13.5
	6.0	2	2	2	2	2		12.0
	7.2+6.0	2	2	2	2	2		11.2
5	3.6	2	2	2	2	2		24.0
	4.8+3.6	2	2	2	2	2		22.5
	4.2	2	2	2	2	2		13.5
	4.8	2	2	2	2	2		13.5
	6.0+4.8	2	2	2	2	2		9.0
	6.0	2	2	2	2	2		8.6
6	7.2+6.0	2	2	2	2	2		7.7

1.020.1-4. 0-8-005

Ном.нр	Расчет	П	Лист	1
ГНП	Клебтоб			
Откос	Горизонт			
Спинка	Ячеистая			

Количество связей поясов на темпопертурный блок назначено из условий из симметричного расположения в плане; лестничные клеммы при этом в работе не участвуют.

Фронт ветровой нагрузки отвечает нагрузке на ригели перекрытий: 18 Гц/пм (716,55 кН/пм) при сетке колонн бхбм и 11,0 Гц/пм (107,87 кН/пм) при сетке колонн 9х6м - при ветровом районе III.

Схема	Марка запасного изделия	Количество и диаметр анкеров	Класс демпо- вания	Несущие способности, т при Н.э., т					Приме- чание
				3,6	4,2	4,8	6,0	7,2	
	MH 17	15Ф10x8III	822,5	55,5	53,2	51,8	50,5	49,9	
			830	59,5	57,2	55,8	54,4	53,9	
			840	63,0	62,8	61,4	60,0	59,5	
			845	66,1	64,4	63,0	61,7	61,2	
	MH 18	10Ф10x8III	822,5	37,0	35,5	34,6	33,6	32,3	
			830	39,7	38,2	37,2	36,3	35,9	
			840	43,4	41,9	40,9	40,0	39,7	
			845	44,6	43,0	42,0	41,1	40,8	
	MH 19	10Ф10x8III	822,5	31,0	29,8	29,1	28,9	28,9	
			830	33,3	32,1	31,3	30,5	30,2	
			840	36,4	35,2	34,4	33,6	33,3	
			845	37,4	36,1	35,3	34,6	34,3	
 	MH 20	10Ф12x8III	822,5	17,5	16,8	16,3	15,9	15,7	
			830	18,7	18,0	17,6	17,1	17,0	
			840	20,5	19,9	19,3	18,9	18,8	
			845	21,0	20,3	19,9	19,4	19,3	

1 Конструкцию изделий МН 17 и МН 20-
1021-4 см. влт. 2-4.

2. При определении σ^* диаметр анкеров в ряду, учитываемый в расчете, назначается из условия: $\sigma = 0,7 \cdot d_{\text{расч-анк}}$, где d — расстояние между анкерами в направлении действия.