ТИПОВАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ НА СТРОИТЕЛЬНЫЕ СИСТЕМЫ И ИЗДЕЛИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

СЕРИЯ 1.220.1-2

СБОРНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ИЗДЕЛИЯ ДЛЯ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3.3м

ВЫПУСК О

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ

Ц. 3-30

gost.e-ecolog.ru

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
ТИПОВОГО ПРОЕКТИРОВАНИЯ ГОССТРОЯ СССР
МИНСКИЙ ФИЛИАЛ

г. Минск 220600 ул. К. Маркса 32
Сдано в печать 5.I 1982г.
Заказ №58 тираж 200 экз.
Инв. № 1.220.1-2 6.80 цена 3-00

ТИПОВАЯ ДОКУМЕНТАЦИЯ НА СТРОИТЕЛЬНЫЕ СИСТЕМЫ И ИЗДЕЛИЯ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

СЕРИЯ 1.220.1-2

СБОРНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ИЗДЕЛИЯ ДЛЯ КРУПНОПАНЕЛЬНЫХ ОБЩЕСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ С ВЫСОТОЙ ЭТАЖА 3.3м

ВЫПУСК О

УКАЗАНИЯ ПО ПРИМЕНЕНИЮ

РАЗРАБОТАНЫ
ЦНИИЭП жилища

Гл. инженер отделения проектных работ — Н.Дыховичная
Гл. инженер АКБ-2 — Н.Левонтин
Гл. архитектор проекта — И.Гринберг
Гл. инженер проекта — А.Кривакин
Гл. инженер проекта — Ю.Герман
Гл. инженер проекта — Ю.Иоселевич

светокопии соответствуют оригиналам:
Гл. инженер проекта

Утверждены и введены в действие с 1 января 1981 г
Постановлением Госгражданстроя от 23 декабря 1980 г приказ N 363

С О Д Е Р Ж А Н И Е

Стр

Пояснительная записка

I	Общие указания	3
II	Панели наружных стен	5
III	Панели и рамы внутренних стен	6
IУ	Диафрагмы жесткости	10
У	Основания и фундаменты	15
УI	Учет температурных воздействий	15
УII	Монтаж зданий	15

Приложения

Приложение I. Состав серии.	17
Приложение II. Монтажные схемы.	18
Приложение III. Номенклатура изделий каталога.	27
Приложение IУ. Несущая способность комбинированных стыков наружных стен.	56
Приложение У. Пример расчета комбинированного стыка наружных стен.	59
Приложение УI. Несущая способность платформенных стыков внутренних стен.	62
Приложение УII. Несущая способность перемычек панелей внутренних стен.	65

Стр

Приложение УIII. Макет определения усилий в перемычках панелей внутренних стен от перекоса.	66
Приложение IX. Несущая способность платформенных стыков рам внутренних стен.	67
Приложение X. Определение расстояния между вертикальными диафрагмами жесткости	68
Приложение XI. Примеры расчета вертикальных диафрагм жесткости.	
Пример № I	69
Пример № 2	71
Пример № 3	73

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

Копировал Формат 12

П О Я С Н И Т Е Л Ь Н А Я З А П И С К А

I. Общие указания

Каталог предусматривает строительство зданий общественного назначения с высотой этажа в 3,3 м с максимальным пролетом настилов междуэтажных перекрытий в 7.2 м. Кровельные плиты пролетом более 7.2 м берутся из серии 1.242-1 или 1.465-3.

Большинство изделий, предусмотренных Каталогом, могут изготавливаться на действующем оборудовании заводов КПД или ЖБИ, за исключением настилов покрытий пролетом I2 м, которые, как правило, должны изготавливаться на заводах ЖБИ.

Изделия серии предназначены для обычных условий строительства при снеговой и ветровой нагрузках для I –IУ районов СССР по СниП II-6-74.

Изделия Каталога, как правило, позволяют осуществить строительство зданий полностью в крупнопанельных конструкциях. Для отдельных участков зданий, в которых необходимо обеспечить свободные пространства в помещениях, а предусмотренные в чертежах панелей внутренних стен максимальные величины проемов в 3.6 м являются недостаточными, следует применять каркасные конструкции /каркас ИИ-04 или плоский каркас, разработанный в системе каталога I.220.I-2/.

В составе каталога разработаны чертежи изделий и монтажных узлов, решающие также конструкции сопряжения панельной и каркасной частей здания.

Несущая способность крупнопанельной системы конструкций, принятой в каталоге, позволяет осуществлять строительство зданий до 8-I2 этажей (в зависимости от нагрузок на перекрытия, от расстояния между несущими стенами и от конструктивной системы). Междуэтажные перекрытия рассчитаны на унифицированный ряд нагрузок: 450, 600, 800 и I250 кг/м^2 (без учета собственного веса настила). Панели междуэтажных перекрытий-многопустотные высотой 220 см как правило с предварительным напряжением арматуры. Кроме того, введены ребристые панели для участков, насыщенных инженерными коммуникациями. Подробное описание конструктивных элементов наружных и внутренних стен дано ниже.

Здания, проектируемые на основе изделий Каталога, могут иметь конструктивную систему с поперечными несущими стенами, с продольными несущими стенами или смешанную (часть здания с одним, а часть с другим направлением несущих стен). Во всех случаях наружные стены несут нагрузку от перекрытий, полностью или частично. При конструктивной системе с продольными несущими стенами - на панели наружных стен продольного фасада передается полностью опорная реакция панелей перекрытий. Поскольку панели наружных стен сильно ослаблены проемами, в этом случае высота здания может быть 4-6 этажей.

				1.220.1-2.0 0.0.0.0 ПЗ			
Гл.инж.АУБ2	Н. Левонтин						
Рук.м.№6	А. Попов			ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА	СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТОВ
Гл.инж.М	В. Иншаков				Р	1	14
Гл.инж.ОП	Ю. Носелевич				ЦНИИЭП жилища г. Москва		

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

При конструктивной системе с поперечными несущими стенами на наружные стены продольного фасада опираются панели перекрытий гранью, параллельной расчетному пролету. Точную величину нагрузки, которая в этом случае передается на панели наружных стен, определить затруднительно. Обычно при проектировании крупнопанельных зданий с широким шагом несущих поперечных стен с некоторым запасом принимается, что на наружные стены передается нагрузка с полосы шириной в I м. Высота здания в этом случае может быть принята до 8-I2 этажей. При этом торцевые наружные стены должны иметь минимальные проемы.

Для обеспечения пространственной работы конструкции на вертикальные и горизонтальные нагрузки и общей устойчивости здания в проекте должны быть осуществлены следующие мероприятия:

а) панели перекрытий должны быть соединены между собой в единый диск, работающий в горизонтальной плоскости, что обеспечивается сваркой арматурных выпусков, соединяющих между собой отдельные панели как вдоль, так и поперек рабочего пролета перекрытий; продольные грани панелей перекрытия имеют рифленую поверхность, что при заливке зазоров между ними цементным раствором позволяет воспринять сдвигающие усилия в плоскости перекрытия;

б) Все грани панелей перекрытия должны заходить на наружные и внутренние продольные и поперечные стены и образовывать совместно с стеновыми панелями "платформенные узлы"; предусматриваются также стальные крепления между панелями перекрытия и стенами, на которые они опираются;

в) Панели наружных и внутренних стен объединяются в единый диск (в вертикальной плоскости) путем сварки стальных связей, соединяющих их между собой, и наличием рифления торцевых граней, что позволяет при заливке цементным раствором зазоров между торцами панелей воспринимать сдвигающие усилия в плоскости панелей;

г/ При примыкании панелей внутренних стен под прямым углом или к наружным стенам конструкция узла примыкания позволяет осуществлять пространственную передачу усилий также путем заливки цементным раствором зазоров между рифлеными торцевыми гранями панелей и сваркой стальных связей. Соответствующие этим требованиям конструкции монтажных узлов подробно разработаны в выпуске 11 Каталога.

Монтажные схемы, показывающие привязку этих узлов к конструктивной системе здания, даны в настоящем альбоме. При выполнении перечисленных выше конструктивных решений общая устойчивость здания в схемах с поперечными несущими стенами обычно достаточно обеспечена сравнительно часто расположенными поперечными стенами и продольными наружными и внутренними стенами значительной протяженности.

В схемах с продольными несущими стенами для обеспечения поперечной устойчивости здания должны быть предусмотрены поперечные вертикальные диафрагмы в местах размещения внутренних стен или перегородок, разделяющих отдельные помещения. Расстояние между этими диафрагмами должно быть определено расчетом, исходя из работы горизонтального диска перекрытий в пролете между вертикальными диафрагмами и работы самих вертикальных диафрагм как консольных систем.

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

При проектировании зданий следует оценивать возможность аварийного разрушения отдельных конструктивных элементов от взрыва газа, сильной деформации основания при слабых грунтах, возможности замораживания пучинистых грунтов и т.д. В этом случае следует при проектировании принять дополнительные меры, препятствующие цепному разрушению конструкций при выходе из строя какого-либо одного несущего элемента (например одной панели несущей стены в одном этаже/. Для этого следует вводить дополнительные стальные связи, соединяющие стены смежных этажей. Детали устройства таких связей приведены в выпуске II.

П. Панели наружных стен

Панели наружных стен приняты в каталоге однорядной разрезки. Они имеют два основных размера по длине - 3980 и 5980 мм и включают оконные проемы - до 2,I м по ширине и до 2,1 м по высоте. В каталог включены также специальные панели для образования входящих и наружных углов. Кроме того для образования стен зальных помещений включены панели высотой 6,I м глухие и с проемами. Приняты две толщины наружных стен: 350 и 400мм, толщина стен назначается в основном по теплотехническому расчету. Панели выполняются из легкого бетона марки по прочности 75 кг/см^2. Панели имеют закладные детали и выпуски арматуры для соединения их между собой, с опирающимися на них панелями перекрытий и примыкающими к ним панелями внутренних стен. Конструкция узлов сопряжения разработана в альбоме монтажных узлов. Точное выполнение соединения между собой упомянутых выше конструктивных элементов является важным для объединения конструкций в единую пространственную систему, что обеспечивает прочность и устойчивость здания.

Согласно принятому Госгражданстроем решению, в панелях наружных стен не устраивается противодождевой барьер, поскольку минимальная толщина стен равна 350 мм и вертикальные стыки дренируются. Наличие противодождевого гребня уменьшает несущую способность горизонтального стыка, что сильно ограничивает возможности проектирования зданий с несущими наружными стенами, а эта конструктивная схема является оптимальной для ряда зданий.

В конструкции стеновых панелей предусмотрен выем для опирания многопустотных панелей перекрытий глубиной I00 мм и высотой 240 мм. Продольные наружные стены воспринимают полную реакцию перекрытий в схемах с продольными несущими стенами и частичную в схемах с поперечными несущими, поскольку в этом случае перекрытия опираются на панели стен продольной гранью (параллельной расчетному пролету). Панели поперечных наружных стен воспринимают полную реакцию перекрытий в схемах с поперечными несущими стенами.

Несущая способность панелей наружных стен, как правило, определяется работой комбинированного платформенного стыка. Расчет следует производить по указаниям п.п.I2-50 - I2-6I ВСН 32-77. При наличии проемов длина стыка, который вводятся

в расчет $\ell = h + 2в$, где "h"-ширина простенка, а "в"-величина, равная I/3 высоты меньшей из двух перемычек, примыкающих к растворному шву. Для наиболее часто встречающихся случаев несущая способность панелей наружных стен по стыку приведена в приложении IУ, а пример расчета в приложении У.

В этих расчетах приведены значения сил, передающихся на контактный и на платформенный (P_1 и P_2) участки стыка, а также даны значения реакций перекрытия, принятых при расчете (P_3); несущая способность стыка по сечениям, совпадающим с растворным швом расположенным выше перекрытия, равняется сумме величин P_1 и P_2. Необходимо также определить предельную величину реакции от самого нижнего перекрытия, исходя из несущей способности платформенной части стыка по сечению, совпадающему с растворным швом, расположенным ниже перекрытия. Эта несущая способность определяется по формулам (62) и (63) ВСН 32.77.

Предельная величина реакции перекрытий равняется несущей способности площадки платформенного стыка ниже перекрытия минус величина P_2.

В случае необходимости увеличения несущей способности панелей наружных стен следует повышать марку бетона, если при этом обеспечивается необходимое термическое сопротивление стены или увеличивать толщину стены. Увеличение армирования простенков повышает несущую способность стены только в том случае, если несущая способность не определяется контактным сечением. Учет в расчете повышения несущей способности контактного сечения за счет косвенного армирования опорных сечений панели не разрешается.

В целях повышения несущей способности панелей торцевых наружных стен, что может оказаться желательным для зданий с поперечными стенами средней этажности, в каталоге предусмотрены глухие панели наружних стен. Стыки между панелями наружных стен и обработка оконных и дверных проемов должны выполняться в соответствии с п.п. 5.I – 5. I4 ВСН 32-77.

Ш. Панели и рамы внутренних стен

Панели внутренних стен, в основном, кассетного изготовления, в связи с этим предельная марка бетона принята равной 250 кгс/см^2. В качестве основных применяются бетоны марок I50 и 200 кгс/см^2. Панели, имеющие на верхней грани выем для одностороннего опирания перекрытий (например, стены лестничных клеток) изготавливаются в горизонтальных формах и могут иметь повышенную марку бетона.

Несущая способность панелей внутренних стен, как правило, определяется прочностью опорной зоны (сечение по платформенному стыку панелей стен и настилов перекрытий), которая зависит от марки бетона панелей и раствора в стыке, величины эксцентриситета приложения нормальной силы и типа стыка (платформенный с двухсторонним или односторонним опиранием перекрытий, контактный, комбинированный). Расчет прочности панельных стен производится в соответствии с указаниями пунктов I2.40-I2.46 и I2.50-I2.6I ВСН 32-77.

Эксцентрицитет из плоскости стены в случае различных пролетов перекрытий, опирающихся на стены, при одностороннем опирании перекрытий или различных нагрузок на перекрытия, определяется в соответствии с рекомендациями упомянутых выше пунктов ВСН 32-77, с учетом величины случайного эксцентриситета из плоскости стены равного I см.

При расчете прочности панельной стены на совместное действие внецентренного сжатия из плоскости и изгиба в плоскости стены учитываются указания п.п.I2.62-I2.67 ВСН 32-77.

При определении марки раствора входящей в расчетные формулы, следует учитывать зимние условия производства работ. Раствор должен включать химические добавки обеспечивающие набор прочности при отрицательных температурах наружного воздуха. Марку раствора следует определять в зависимости от температуры наружного воздуха, типа химических добавок и сроков твердения до оттаивания, согласно таблице 2 "Руководства по возведению каменных и полносборных конструкций зданий повышенной этажности в зимних условиях" (таблица приводится)

Противоморозные добавки	Среднесуточная температура воздуха, °С	Количество противоморозной добавки, % массы цемента	Ожидаемая прочность раствора, % от марки при твердении на морозе в течение суток		
			7	28	90
Нитрит натрия	от 0 до -2	2-4	I5	50	70
	от -3 до -5	4-5	I0	40	55
	от -6 до -I5	8-I0	5	30	40
Поташ	до -5	5	25	60	80
	от -6 до -I5	I0	20	50	65
	от -I6 до -30	I2	I0	35	50
Нитрит натрия + поташ	от 0 до -2	I,5+I,5	25	60	80
	от -3 до -5	2,5+2,5	20	55	75
	от -6 до -I5	5+5	I5	40	60
	от -I6 до -30	6+6	5	35	45
НКМ (готовый продукт)	от 0 до -2	2-2	I5	50	70
	от -3 до -5	4-5	I0	30	50
	от -6 до -20	6-I0	3	20	30
Хлористый натрий+ +хлористый кальций	от 2 до -2	I,5+0	35	80	I00
	от -3 до -5	3+0	35	80	I00
	от -6 до -I0	3,5+I,5	25	45	I0
	от -II до -I5	3+4,5	I5	35	50
Н Н Х К М (готовый продукт) + мочевина	до -5	5	30	55	85
	от -6 до -I5	I0	20	40	50
	от -I6 до -30	I2	5	20	30

Примечания: I. В таблице приведены данные для раствора марки М50 и выше, приготовленного на портландцементе. При применении нитрита натрия в виде жидкого продукта и при изготовлении растворов на шлакопортландцементах прочность растворов, указанная в табл.2, принимается с коэффициентом 0,8.

2. В связи с различной скоростью твердения растворов на различных цементах данные таблицы должны быть уточнены пробными замесами.

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

Применение раствора без химических добавок, обеспечивающих набор прочности при отрицательных температурах, воспрещается.

При наличии в стене проемов, расчетная нагрузка, приходящаяся на I пог.м платформенного стыка определяется путем деления нагрузки, приходящейся на всю панель на длину платформенного стыка за вычетом проемов.

Проемы по высоте здания, как правило, должны располагаться один над другим и иметь одинаковый размер. Если это требование не соблюдается, следует определять расчетом возможность иного расположения проемов и необходимость усиления перемычек.

Несущая способность панелей внутренних стен по сечению по середине высоты этажа, как правило, определяется как для бетонной (не армированной конструкции). При высоте этажа 3,3 метра обычно эта несущая способность несколько больше, чем по концевым сечениям (у платформенного стыка). При необходимости, проверка по среднему сечению,(например, простенков, примыкающих к проему) производится в соответствии с указаниями приложения четыре ВСН 32-77.

Для облегчения расчетов несущей способности крупнопанельных стен в зданиях,проектируемых с применением изделий каталога, в приложении VI даются готовые значения несущей способности платформенных стыков для ряда наиболее часто встречающихся в практике проектирования случаев.

При необхрдимости повышения несущей способности стен, определяемой платформенным стыком, могут быть использованы следующие конструктивные меры:

I. Введение косвенного армирования в зонах панели, примыкающих к стыку. Увеличение несущей способности за счет косвенного армирования определяется согласно указаниям п.п.I2.52 ВСН 32-77. Оно не должно превышать 30%. Следует иметь в виду, что косвенное армирование значительно повышает расход стали.

Для случаев косвенного армирования в каталоге разработаны узлы и арматурные каркасы а также запроектированы в виде примера две панели с косвенным армированием /марки ПС 36.30.I,6-7т и 6ПСП60.30.I,6-7т/.

2. Увеличение марки бетона панели. При этом, если марка бетона будет принята более 250 кгс/см^2, изготовление панелей в кассетных установках становится затруднительным и следует переходить к изготовлению в горизонтальных формах.

3. Применение в наиболее напряженных зонах здания сплошных или ребристых, имеющих торцевые ребра, плит перекрытий - вместо пустотных. Это значительно повышает несущую способность платформенного стыка, поскольку в этом случае не вводится дополнительный понижающий коэффициент $T_{пуст}$ равный 0,7

4. Применение спаренных стеновых панелей.

Перемычки в панелях внутренних стен армируются в зависимости от действующих в них усилий "легкими" или "тяжелыми" каркасами (первые в марке имеют прочностной индекс .I, вторые - .2, например, КР4I.I и КР4.I.2). Несущие способности перемычек, армированных двумя каркасами, приведены в приложении .VII.

Усилия в перемычках суммируются из воздействия вертикальной нагрузки от перекрытия и перекоса.

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

Усилия от загружения перекрытиями определяются как в балке с заделанными концами: пролетные моменты - по формуле $M_{пр}=\frac{ql^2}{24}$, опорные - по формуле $M_{оп}=\frac{ql^2}{12}$, опорные моменты в консольных перемычках - по формуле $M_{оп}=\frac{ql^2}{2}$.

Усилия от перекоса определяются по макету расчета, приведенному в приложении VIII.

Для наиболее часто встречающихся случаев величин пролетов, опирающихся на рассматриваемую панель, и значений вертикальной расчетной нагрузки от перекрытия подбор каркасов, устанавливаемых в перемычки, производится по таблицам VII.1, VII.2 приложения VII.

Панели внутренних стен имеют закладные детали, выпуски арматуры и шпонки на вертикальных гранях для соединения панелей между собой, с перекрытиями и наружными стенами для создания единой пространственной системы. С этой же целью в монтажных узлах предусмотрено соединение стеновых панелей между собой стальными накладками.

Для повышения сопротивляемости конструкций разрушению цепного характера при аварийном локальном разрушении отдельных мест конструкции, предусмотрена постановка вертикальных стальных связей, соединяющих между собой панели смежных этажей (по вертикали).

В Каталоге разработаны дополнительные узлы и арматурные изделия для устройства указанных связей, а также запроектированы в виде примера две панели с мероприятиями против цепного разрушения /марки 6ПСП60.30.I,6-Iтл и 3ПСП60.30.I,6-7тл/.

Необходимость их устройства решается при проектировании зданий.

Для случаев, когда в несущих стенах, выполняемых из бетонных панелей, необходимо устраивать проемы больших размеров, каталог предусматривает применение рам внутренних стен кассетного изготовления длиной 5980, 5890, 5800 с проемом размером 3600 мм, и 2980 мм с проемом I500 мм, толщиной I60 мм и высотой ригеля 890 мм. Рамы имеют симметрично расположенный проем.

Рамы длиной 5890 мм применяются при примыкании под прямым углом, а длиной 5800 мм при примыкании к колоннам каркаса ИИ-04. Усилия от изгиба ригеля в элементах плоских рам определены из расчета одноэтажной однопролетной рамы с заделанными пятами, поскольку расчеты показали, что при длине опорного шва порядка I000 мм угол поворота опорного сечения весьма мал.

При образовании из этих рам многопролетной и многоэтажной системы усилия от изгиба ригеля будут несколько меньшими. При расчете стоек рам из плоскости принят случайный эксцентрицитет равный I см. Марка бетона принята 250 кгс/см2, а марка раствора - I50 кгс/см2.

Несущая способность рам определяется платформенным стыком стоек рам с пустотными настилами перекрытий. Для повышения несущей способности опорной зоны стоек рам предусмотрено косвенное армирование. В случае необходимости дальнейшего увеличения нагрузки, передающейся на рамы, с.. дует пустотные настилы перекрытий, входящие в платформенный узел опирания стоек рамы, заменять сплошными тех же габаритов, изготавливая их в оснастке, применяемой для изготовления пустотелых настилов без применения пустотообразователей или применять ребристые настилы с торцевым ребром. В этом случае коэффициент $m_{пуст}$ принимается I,0. вместо 0,7 и несущая способность увеличивается на 40%.

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

Рамы внутренних стен запроектированы на вертикальные нормальные силы в стойках (N) соответственно при длине изделия 2980мм- 36 тс, 5800 и 5890- 65тс, 5980- 70 тс и нагрузку на ригель равную 6,0 тс/пог.м.

При иных сочетаниях нагрузок несущая способность сечений, в частности, сечение стойки в уровне низа ригеля,должна быть проверена расчетом.

В приложении IX в табл.IX.I приведены предельные несущие способности опорных сечений стоек рам внутренних стен в зависимости от типа перекрытия и наличия косвенного армирования.

В табл.IX.2 приведен пример проверки опорного сечения стоек рам внутренних стен, а в табл.IX.3- расчётные призменные сопротивления опорной зоны рам внутренних стен.

Для повышения устойчивости системы в случае локального повреждения конструкции в рамах внутренних стен предусмотрены стальные связи, обеспечивающие соединение по вертикали рам смежных этажей, соседних рам в плане, а также стойки рам с примыкающими наружными и внутренними стенами и колоннами каркаса ИИ-04 (в случае смешанного каркасно-панельного решения); наличие этих связей имеет важное значение. При строительстве следует обратить особое внимание на тщательное заполнение доброкачественным раствором швов между перекрытиями и стойками рамы, т.к. это имеет весьма существенное значение для прочности конструкции.

Для случая, когда электроразводка выполняется в каналах внутренних стен детали соответствующих узлов конструкции приведены в альбоме рабочих чертежей панелей внутренних стен. Опыт изготовления в кассетах панелей внутренних стен для жилищного строительства показал, что вдоль каналов, устраиваемых в панелях для электроразводок,часто образуются трещины. Большинство зданий общественного назначения имеет подготовку под чистые полы толщиной порядка 8 см, что дает возможность устраивать электроразводку в толще этой подготовки. При размещении штепсельных розеток на плинтусах и выключателей на дверных наличниках появляются возможность отказа от устройства каналов в панелях внутренних стен, что очень желательно.

Прокладка электроразводки в деревянных плинтусах,пропитанных антипиренами, согласована письмом ГУПО МВД СССР от 11 V - 79г за № 7/6/4728.

Для размещения стояков водопровода, канализации и горячего водоснабжения трапов в полах в местах санузлов, кухонь, лабораторий в каталоге предусмотрены ребристые панели перекрытий с плитой толщиной 40 мм, что позволяет легко устраивать необходимые отверстия.

IУ. Диафрагмы жесткости

В конструктивной системе с продольными несущими стенами важное значение для обеспечения поперечной жесткости зданий имеют диафрагмы жесткости.

Вертикальные диафрагмы жесткости рассчитываются на действие вертикальных сил от передающихся на них вертикальных нагрузок и на действие горизонтальных сил. Горизонтальные силы, действующие на вертикальные диафрагмы, вызываются ветровой нагрузкой и реакциями горизонтальных диафрагм жесткости /перекрытий/, воспринимающих усилия в качестве опор наружных стен /в горизонтальной плоскости/

от действия изгибающих моментов, возникающих в этих стенах из-за эксцентриситетов вертикальных нагрузок. Ветровые нагрузки определяются по СНиП II-6-74. Горизонтальные нагрузки от изгиба панелей наружных стен определяются путем расчета двух консольных стержней, соединенных в каждом этаже шарнирными связями, нагруженными изгибающими моментами в уровне верха междуэтажных перекрытий. Величина этих моментов определяется путем умножения нормальной силы, действующей в уровне данного этажа, на расчетный эксцентриситет, определяемый из расчета комбинированного платформенного стыка панелей наружных стен. В величину нормальной силы включаются только несимметричные в отношении оси здания составляющие нагрузок, поскольку симметричные их составляющие не вызывают перемещения горизонтальной диафрагмы в своей плоскости и, следовательно, не изгибают вертикальную диафрагму. Для зданий высотой до 6 этажей допускается принимать горизонтальные нагрузки на диафрагму от панелей наружных стен в виде сплошной равномерно распределенной по фасаду горизонтальной нагрузки интенсивностью в 80 кгс/м^2. (кроме ветровой нагрузки).

Расстояние между вертикальными диафрагмами L должно удовлетворять следующим условиям.

I. Прочность поперечного сечения диафрагмы, исходя из ее работы в своей плоскости как бетонного сечения /без учета работы растянутой зоны/ считается обеспеченной, если соблюдаются следующие требования.

а/ $e_{ов} \leq 0.45\, y_в$, где $e_{ов} = \frac{M^г}{N^в}$

$e_{ов}$ – величина эксцентриситета нормальной силы относительно центра тяжести сечения;

$y_в$ – расстояние от центра тяжести сечения до наиболее напряженной грани;

$M^г$ – изгибающий момент от горизонтальной нагрузки;

$N^в$ – нормальная сила, действующая в сечении.

Величина $M^г$ определяется от горизонтальной силы $q^г$, а вертикальная диафрагма рассматривается как консоль, заделанная в фундамент. При высоте здания до 6 этажей и II ветровом районе, когда горизонтальная нагрузка от изгиба наружных стен и ветра $q^г = 0.12$ тс/м^2

$$M^г = 0.06 \cdot (3.3n + 2)^2 L$$

где n – число этажей здания.

Нормальная сила, действующая в сечении, состоит из собственного веса диафрагмы и нагрузки от перекрытий. В конструктивной системе с продольными несущими стенами поперечные диафрагмы расположены параллельно рабочему пролету перекрытий и воспринимают от них лишь часть нагрузки. Условно в расчете можно принимать, что диафрагмы воспринимают нагрузку с полосы перекрытия, равной одному метру с каждой стороны. Исходя из этого величина вертикальной нагрузки, передающейся на диафрагмы, не зависит от расстояния между диафрагмами L и может быть подсчитана для одного этажа по формуле

$$p = 0.44 \times 3 + 2 \times / 0.45 - 0.11 + 0.33 / =$$
$$= 2.66 \text{ тс/м для одного этажа.}$$

Здесь 0.45 тс/м^2 – минимальная величина унифицированной нагрузки на перекрытие без собственного веса плиты.

$$N^в = 2.66\, B n,$$

где B – протяженность диафрагмы в плане здания.

Для случая диафрагмы без проемов при $y_в = 0.5\, B$

Расстояние между диафрагмами в зависимости от их протяженности определяется из следующего соотношения

$$0.45\, y_в \geq \frac{0.06 \times /3.3n + 2/^2 L}{2.66\, n\, B}$$

$$\text{откуда } B = \sqrt{\frac{0.225\,B^2 \times 2.66\,n = 0.06 \times (3.3n + 2)^2 L}{0.6\,n}} \qquad (1)$$

Кроме того, должна быть проверена прочность горизонтального растворного шва, которая при толщине диафрагмы "в" производится по формуле

$$\frac{N^B}{в \times (0.5\,B - e_{ов})^2} \leq R_{пр}\, m_{бз}\, m_{бт}\, m_{оп}\, m_{ш}\, m_{вуст} \quad [2]$$

$m_{бз}$, $m_{бт}$ - см. СНиП II-21-75 табл. 15, $m_{оп}$, $m_{ш}$, $m_{вуст}$ - ВСН 32-77, п.п. 12-51, 12-53

Обычно эта проверка не является определяющей.

Далее следует проверить достаточность шпоночных связей в вертикальном шве между панелями, образующими диафрагму, для восприятия усилий среза от поперечной силы и при необходимости установить стальные накладки в двух уровнях /ВСН 32-77, формулы I28-I36/.

При соблюдении этого условия связь между панелями может считаться жесткой.

Минимальная протяженность вертикальных сплошных диафрагм $B^{"}$ для различных расстояний между диафрагмами L и этажности зданий в 2 – 3 – 4 и 6 этажей приведена в приложении X.

б/ Если определенное по таблице или ф-ле /I/ соотношение между величинами L и B не удовлетворяет требованиям проекта, то следует вводить армирование торцевых вертикальных граней панелей, образующих диафрагму, и стыковать ее в горизонтальном шве между панелями. В этом случае предельно допустимый эксцентриситет

$e_{ов} = 0.9\, y_в$, а не $0.45 y_в$, ранее принимавшийся для бетонного сечения, и расстояние между диафрагмами может быть увеличено в два раза. Количество этой арматуры и прочность шва определяются как для внецентренно сжатого железобетонного сечения. Расчет армированного горизонтального сечения диафрагмы дан в примере 1 приложения XI.

2. Расстояние между диафрагмами должно соответствовать несущей способности горизонтальной диафрагмы /диска перекрытий/ на изгиб в своей плоскости от горизонтальной нагрузки. Несущая способность горизонтальной диафрагмы определяется стальными креплениями в шве, расположенном поперек здания, обеспечивающими работу растянутого пояса.

Согласно типовым монтажным узлам, эти крепления состоят из 2 Д I2 стали класса А-I (F_a=2.2I см^2/. Они обеспечивают восприятие изгибающего момента приближенно

$$M^r = 2.2I \times 2I00\, B = 4.65\, B \text{ тм}$$

Принимая, что горизонтальная диафрагма работает как балка на двух опорах / с учетом податливости креплений и опор / получим для $q^r = 0.12$ т/м^2

$$\frac{0.I2 \times 3.3 \times}{8} = 4.65\, B,$$

$$\text{откуда } B = \frac{0.4^{\,2}}{3/.I} \qquad /3/$$

3. Прогиб горизонтальной диафрагмы /перекрытия/ в своей плоскости не должен превышать 0.5 см /из условия нормальной работы наружных стен/.

Момент инерции диафрагмы при изгибе в своей плоскости

$$I_б = \frac{0.06\,B^3}{I2} = 0.005\,B^3 \text{ м}^4,\ E_б = 2 \times I0^6 \text{ тс/м}^2$$

Учитывая податливость растворных швов и раскрытие трещин в растянутой зоне, принимаем жесткость диафрагмы с коэффициентом 0.25.

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

$$C = 0.25 \cdot E \cdot I = 0.25 \times 2 \times 10^6 \times 0.005\, B^3 =$$

$$= 2500\, B^3 \ тсм^2$$

$$\frac{5 \times 4.0 \times L^4}{384 \times 2500 \times B^3} = 0.5$$

откуда $B = \sqrt[3]{\frac{L^4}{24000}}$

4. Расчет диафрагм с одним и более проемами производится согласно с любому из следующих руководств:

а/ Указания по проектированию конструкций крупнопанельных бескаркасных жилых домов высотой 10 – 16 этажей. ЦНИИЭП жилища 1968,

б/ Антонов К.К. и др. Проектирование железобетонных конструкций / примеры расчета /. Стройиздат 1966.

в/ Дроздов П.Ф., Себекин И.М. Проектирование крупнопанельных зданий /каркасных и бескаркасных /. Стройиздат 1967.

Ниже приведена методика для наиболее часто встречающегося случая расчета диафрагмы с одним проемом, составленная на основе Указаний / п. а/. Все ссылки даны на эти Указания.

При расчете диафрагмы с одним проемом необходимо различать следующие случаи в зависимости от величины параметра μ, определяющего степень податливости перемычек / дополнение I п. 8 /.

А. $\mu \geqslant \frac{16}{n}$, где n – число этажей

В этом случае допустимо рассматривать диафрагмы без учета податливости перемычек, то-есть как одно цельное сечение, состоящее из двух полос, жестко соединенных между собой в вертикальном шве. Случай разобран в примере № 2 приложения XI настоящих Указаний по применению изделий Каталога. Для предварительных расчетов на стадии технического проекта допустимо считать, что этот случаи реализуется при пролете перемычки, равном или меньше 80 см и числе этажей не менее 10.

Б. $\mu \leqslant \frac{2}{n}$

В этом случае связь, образуемую перемычкой, следует считать шарнирной. Случай рассмотрен в примере № 1 приложения XI. Для предварительного расчета на стадии технического проекта к этому случаю можно относить пролеты перемычек, равные 3 и более метров.

В. $\frac{2}{n} \leqslant \mu \leqslant \frac{16}{n}$

В этом случае перемычки образуют податливую связь. Расчет должен производиться с учетом податливости перемычки. Для этого необходимо.

а/ Определить коэффициент податливости перемычки λ по формулам 14, 15.

При жестком защемлении обоих концов перемычек

$$\lambda = \frac{l_{пер}^3}{12 B_{пер} H_{эт}} \left(1 + \frac{36\, B_{пер}}{l_{пер}^2 E_б F_{пер}}\right) \qquad /14/$$

где $l_{пер}$ – пролет перемычки в свету;

$E_б$ – приведенный модуль упругости с учетом податливости растворных швов, равный $0.5 E_o$ / E_o определяется по СНиП II-21-75/тб 18/

$F_{пер}$ – площадь вертикального сечения перемычки;

$B_{пер}$ – изгибная жесткость перемычки, определяемая с учетом возможного трещинообразования по СНиП II-21-75. Для упрощения расчета допускается определять $B_{пер} = 0.8\, E_o I_{пер}$, где $I_{пер}$ – момент инерции поперечного сечения перемычки.

При жестком защемлении перемычки на одном конце и шарнирном закреплении на другом

$$\lambda = \frac{l_{пер}^3}{3 B_{пер} H_{эт}} \left(1 + \frac{9 B_{пер}}{l_{пер}^2 E_б F_{пер}}\right) \qquad /15/$$

Защемление перемычки на опоре может считаться жестким, если перемычка является монолитной частью панели, а длина простенка, в котором она защемлена, вдвое превышает высоту перемычки. При меньшей длине простенка закрепление перемычки считается шарнирным.

б/ Определить промежуточный параметр γ

$$\gamma = \frac{1}{E_1 F_1} + \frac{1}{E_2 F_2} + \frac{V^2}{\Sigma B} \qquad /19/$$

где E_1; F_1 – соответственно приведенный модуль упругости и площадь горизонтального сечения первого простенка;

E_2; F_2 – то же второго простенка;

V – расстояние между центрами тяжести полос;

ΣB – сумма изгибных жесткостей простенков /в плоскости изгиба/.

в/ Определить параметр μ

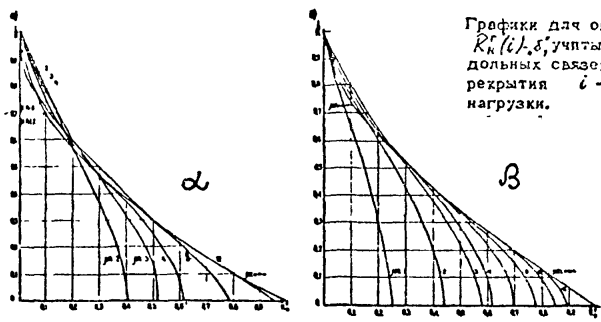
$$\mu = \sqrt{\frac{\gamma}{\lambda}} \qquad /17/$$

г/ Определить вспомогательные параметры S_0 и B_0

$$S_0 = \frac{V}{\frac{1}{E_1 F_1} + \frac{1}{E_2 F_2}} \qquad /65/$$

$$B_0 = \Sigma B + V S_0 \qquad /66/$$

д/ Определить коэффициенты податливости продольных связей α и β по графикам рис. 8 в зависимости от величин μn и $\frac{i}{n}$, где n – число этажей, а i – номер этажа, начиная снизу. Графики приведены ниже.



Графики для определения коэффициентов $\bar{K}_n^r(i)$ и $\hat{K}_n^r(i)$, учитывающих влияние податливости продольных связей на усилия в полосах в уровне перекрытия i-го этажа при действии ветровой нагрузки.

е/ Определить величину нормальной силы, от горизонтальной нагрузки, возникающей в простенках диафрагмы в уровне перекрытия i-го этажа.

$$\Delta N^r(i) = \pm \left[\frac{\bar{q}}{2}\alpha + \frac{\hat{q}}{3}\beta\right] \frac{H^2 S_0}{B_0} \qquad /58/$$

где H – высота надземной части здания / H = n x H эт /

$$\bar{q} = \frac{2}{H^2}(2Q^\circ H - 3M^\circ) \qquad /54/$$

$$\hat{q} = \frac{6}{H^2}(-Q^\circ H + 2M^\circ) \qquad /55/$$

В случае расчета здания на равномерно распределенную горизонтальную нагрузку $\bar{q} = q^r$; , а $\hat{q} = 0$

M° – изгибающий момент от горизонтальной нагрузки в вертикальном элементе стены фасада в уровне пола I этажа.

Q° – перерезывающая сила в том же уровне.

При расчете здания на ветровую нагрузку Q° и M°, необходимые для определения $\bar{q}$ и $\hat{q}$, определяются по СНиП II-6-74.

ж/ Определить изгибающие моменты, возникающие в j й полосе составного элемента в уровне перекрытия i го этажа

$$M_j^r(i) = \frac{H^2 B_j}{\Sigma B}\left[\frac{\bar{q}}{2}\left(1-\frac{i}{n}\right)^2 + \frac{\hat{q}}{3}\left(1-\frac{i}{n}\right)^2\left(1+\frac{i}{2n}\right) - \frac{1}{H^2} V \Delta N^r(i)\right] \qquad /72/$$

РАСЧЕТ ДИАФРАГМЫ СМ. В ПРИМЕРЕ 5 ПРИЛОЖЕНИЯ XI.

У. Основания и фундаменты

При выборе типа оснований и проектировании фундаментов - следует иметь в виду, что в конструкциях крупнопанельных зданий могут развиваться значительные усилия при неравномерных деформациях основания.

Тип основания и конструкция фундаментов должна обеспечивать следующие продельные относительные величины неравномерности деформаций основания:

Для продольных несущих наружных и внутренних стен относительный прогиб или выгиб стен - 0,0007 /в долях от длины изгибаемого участка/.

Разность осадок соседних несущих поперечных или продольных несущих стен - 0,0015 (в долях от расстояния между стенами). При привязке проектов для строительства расчет осадок фундаментов стен производится как для плоскостной конструкции, без учета совместной работы основания и конструкций здания, способом изложенным в приложении 3 к главе СНиП П-15-74.

Если грунтовые условия соответствуют перечисленным в таблице № 19 СНиП П-15-74, расчет осадок здания можно не производить. Общая осадка здания не должна быть более 10 см.

При разработке типовых проектов конструкция фундаментов должна обеспечивать равенство осадок соседних стен с точностью до 10% в предположении, что модуль сжатия грунта E_0= 100 кг/см^2.

УІ. Учет температурных воздействий

Усилие в конструкциях, вызываемое температурными воздействиями, если расстояние между температурными швами превышает:

75м для климатических подрайонов IБ, IГ, IIА, IIБ, IУА, IУГ;

100м для -"- IIВ и IIГ;

125м для -"- IIБ и IУВ;

150м для -"- IIА, IIБ, IУГ;

- следует определять расчетом в соответствии с Руководством по проектированию конструкций панельных жилых зданий для обычных грунтовых условий /ЦНИИЭП жилища/.

Климатические подрайоны взяты в соответствии с главой СНиП по проектированию жилых зданий.

УП. Монтаж зданий.

Монтаж конструкций крупнопанельных общественных зданий производится кранами грузоподъемностью не менее 8 тонн.* Временное крепление и выверка панелей наружных и внутренних стен осуществляются подкосами. Верх подкоса крепится струбциной за верх стеновой панели, низ - к петле панели перекрытия.

При производстве монтажа отклонение смонтированных конструкций от проектного положения не должно превышать следующих величин:

1. Смещение осей панелей стен и перегородок в нижнем сечении относительно разбивочных осей 4мм.

2. Отклонение плоскости стен и перегородок от вертикали в верхнем сечении 5мм.

* При отсутствии 8-тонного крана возможен монтаж здания 5-тонным краном, но при этом придется использовать имеющиеся в каталоге панели внутренних стен длиной 3м, что увеличит число монтажных единиц и количество связей на монтаже.

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

3. Разница в отметках опорных поверхностей панелей стен, перегородок и верхней поверхности панелей перекрытия в пределах выверяемого узла 10 мм.

4. Отклонение в толщине горизонтальных швов 10мм.

5. Отклонение в размерах опирания панелей перекрытия на стены 10мм.

Крепление внутренних и наружных панелей производится металлическими накладками. Все стальные связи наружных стен с внутренними и между наружными стенами подлежат антикоррозийной защите в соответствии с главой СНиП II-28. Замоноличивание вертикальных стыков наружных стен осуществляется с перекрытия бетоном марки 200.

Стыки внутренних стен замоноличиваются цементным раствором марки 100-150 в зависимости от требований расчета здания.

В зимнее время раствор должен укладываться в горизонтальные стыки с применением противоморозных добавок согласно разделу III настоящих Указаний.

При производстве работ в зимнее время следует руководствоваться Техническими условиями на производство монтажа крупнопанельных жилых домов серий I-464А и I-605А.

Приложение I.

Состав серии.

Выпуск 0 – Указания по применению;

Выпуск I – Фундаменты под стеновые панели;

Выпуск 2 – Панели наружных стен нулевого цикла;

Выпуск 3 – Панели наружных стен. Опалубочные чертежи. Армирование;

Выпуск 4 – Панели наружных стен. Пространственные каркасы. Арматурные изделия;

Выпуск 5 – Панели внутренних стен нулевого цикла;

Выпуск 6 – Панели внутренних стен. Опалубочные чертежи. Армирование;

Выпуск 7 – Панели внутренних стен. Пространственные каркасы. Арматурные изделия;

Выпуск 8– Панели перекрытий многопустотные и ребристые длиной 2980 мм, армированные стержнями из стали класса А-Ш, длиной 5980 и 7180 мм, армированные предварительно напряженными стержнями из стали класса Ат – У;

Выпуск 9 – Колонны и ригели для сопряжения элементов каркасных и панельных зданий;

Выпуск I0 –Доборные элементы. Опалубочные чертежи. Армирование;

Выпуск II– Монтажные узлы:

Выпуск : Экспериментальные конструкции (элементы плоского каркаса - колонны и ригели) - рабочие чертежи изделий и монтажные узлы.*

* (Изделия, запроектированные в выпуске, могут применяться при экспериментальном строительстве или в типовых проектах после их проверки в экспериментальном строительстве)

Рук.м.б	Попов		
Гл.инж.м	Иншаков		
Гл.арх.пр	Гринберг		
Гл.инж.пр	Иоселевич		

1.220.1-2 0.0.0.0 ПЗ

Приложение I
Состав серии

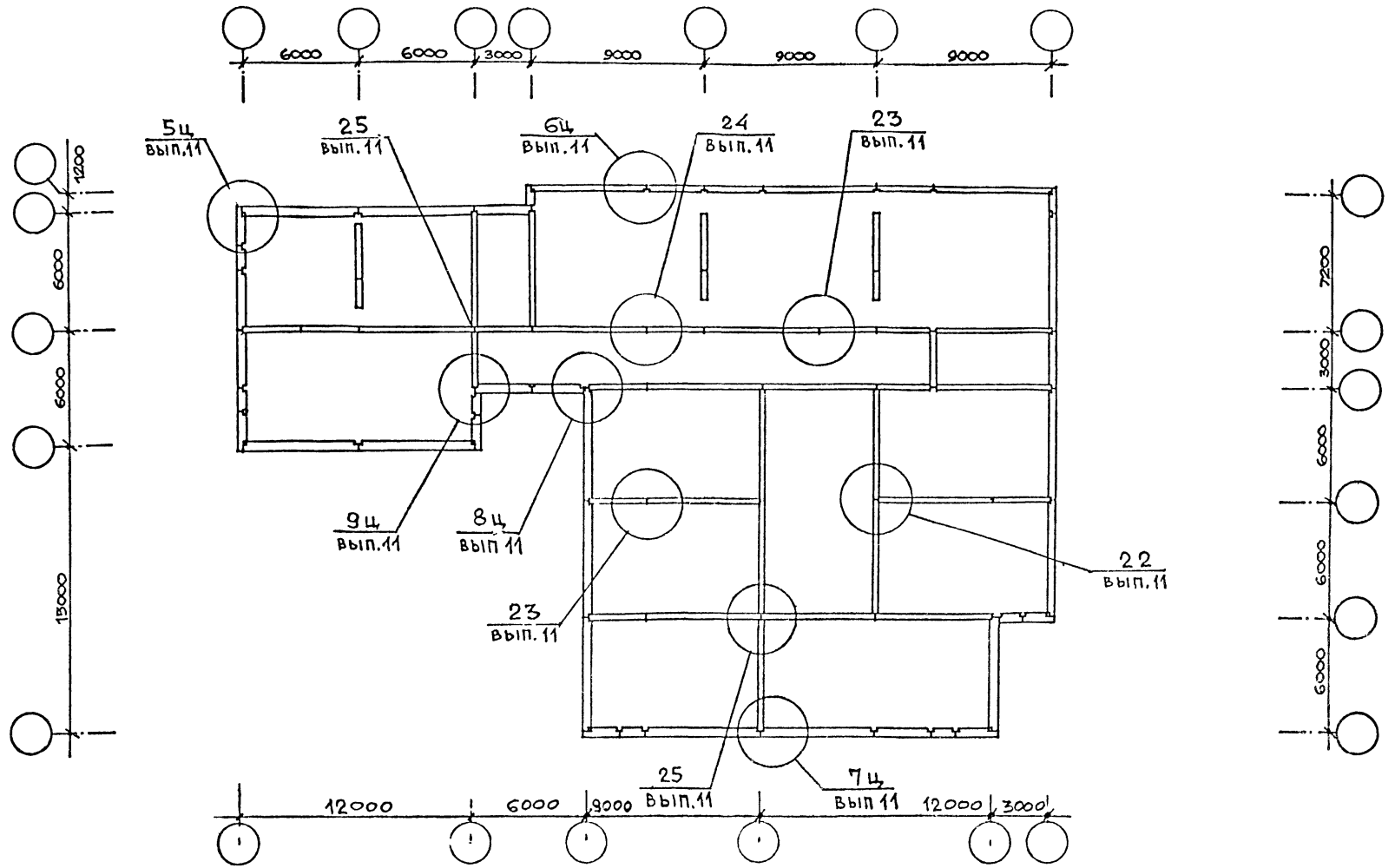
Стадия	Лист	Листов
Р	1	1

ЦНИИЭП жилища г. Москва

Копировал

Формат 12

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



РУК.М.Б	Попов	
ГЛ.ИН.М	Иншаков	
ГЛ.АРХ.П	Гринберг	
ГЛ.ИНЖ.П	Евко	
ВЕД.ИНЖ	Куклачева	
ПРОВЕРИЛ	Евко	
РАЗРАБ.	Купцов	

1.220.1-2.0 П2

ПРИЛОЖЕНИЕ II
СХЕМА МОНТАЖНОГО ПЛАНА ЦОКОЛЬНЫХ ПАНЕЛЕЙ

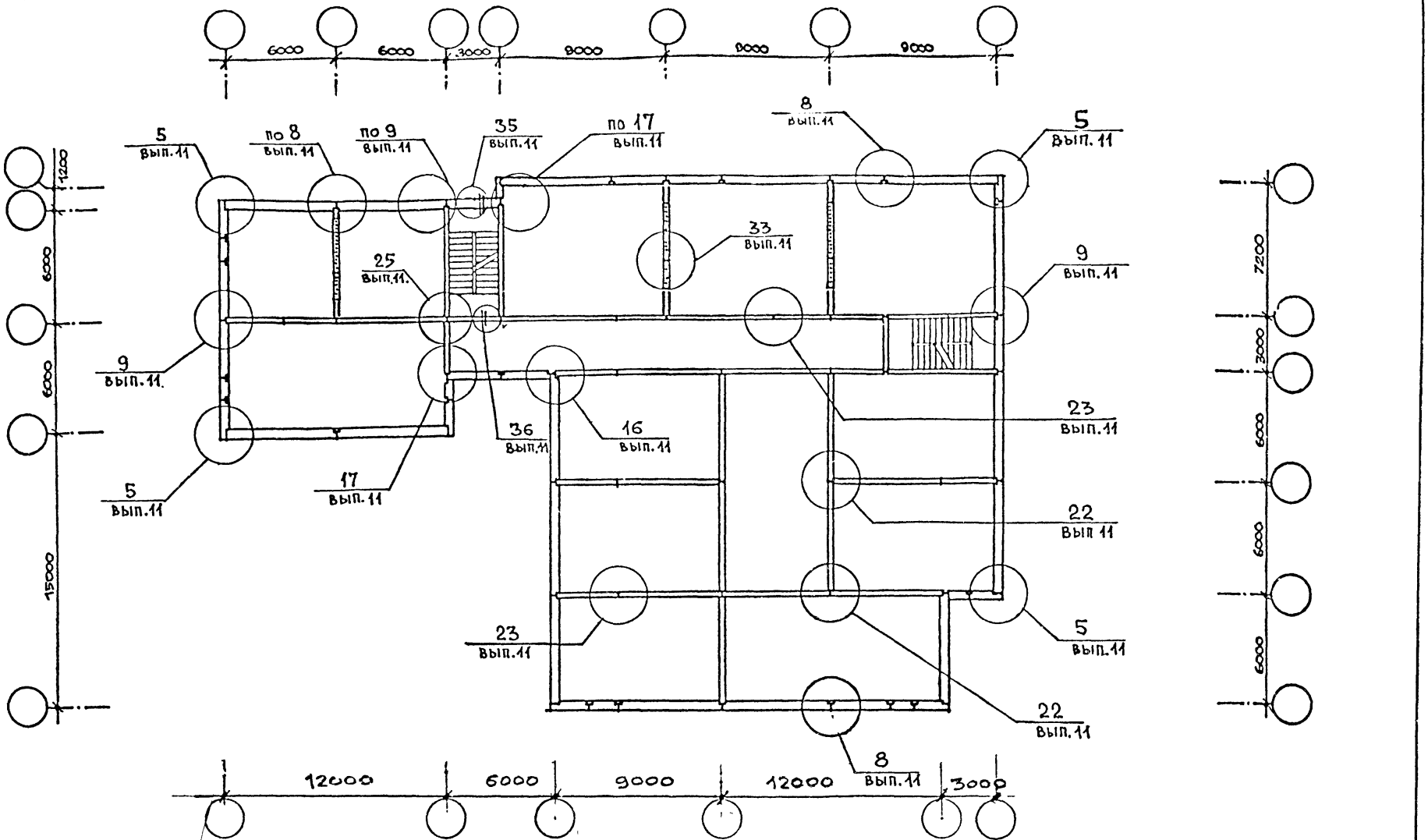
СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТОВ
Р	1	1

ЦНИИЭП жилища г. МОСКВА

Копировал

Формат 12

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



Рук.м.б	Попов	
Гл.инж.м	Иншаков	
Гл.арх.пр	Гринберг	
Гл.инж.пр	Евко	
Вед.инж	Куклачева	
Проверил	Евко	
Разработ	Купцов	

1.220.1-2.0 П2

Приложение II
Схема монтажного плана типового этажа

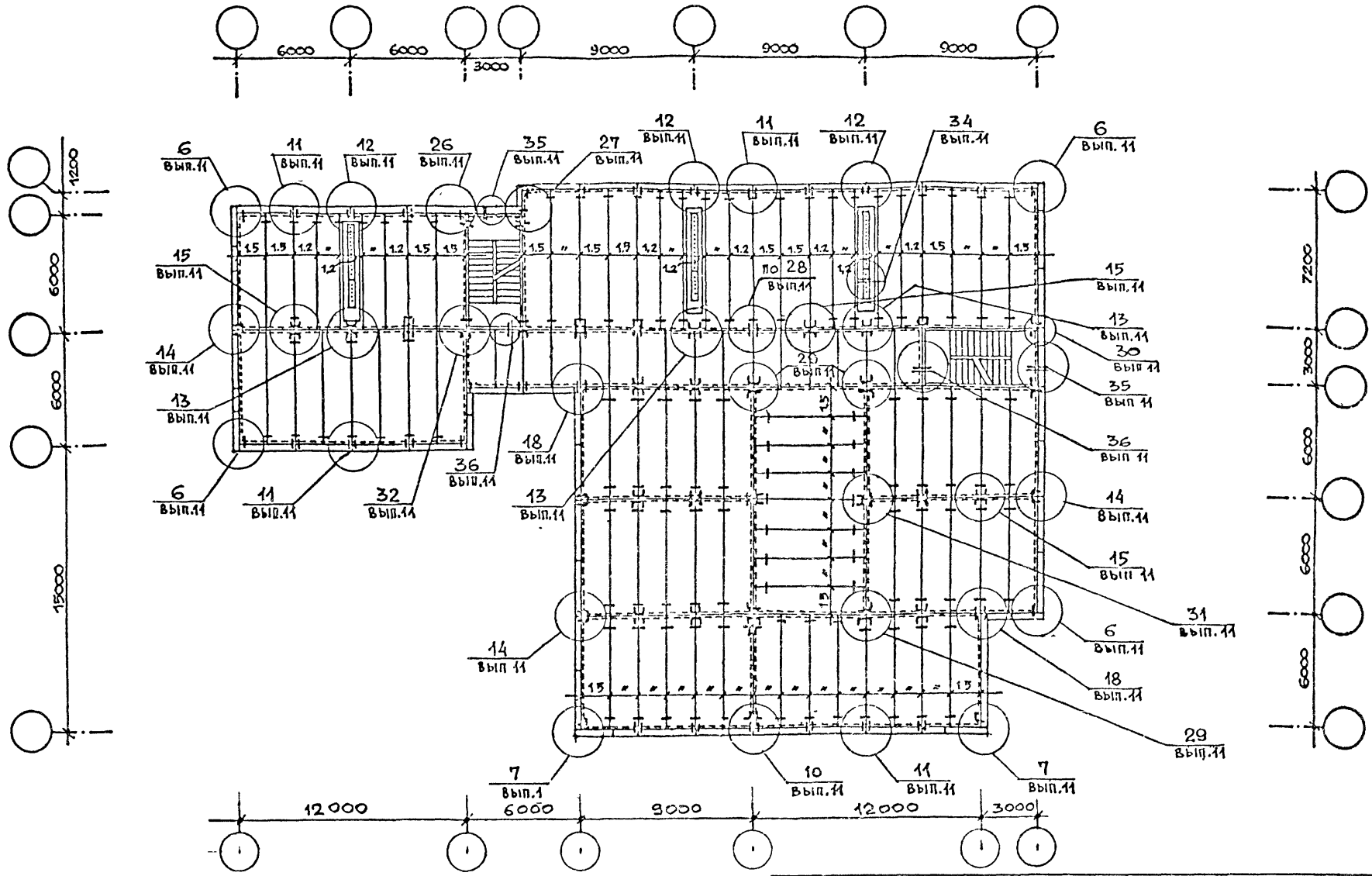
Стадия	Лист	Листов
Р	1	1

ЦНИИЭП жилища г. Москва

Копировал

Формат 12

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



РУК.М.Б	ПОПОВ		
ГЛ.ИНЖ.П	ИНШАКОВ		
ГЛ.АРХ.ПР	ГРИНБЕРГ		
ГЛ.ИНЖ.ПР	ЕВКО		
ВЕД.ИНЖ	КУКЛАЧЕВА		
ПРОВЕРИЛ	ЕВКО		
РАЗРАБ	КУПЦОВ		

1.220.1-2.0 П2

ПРИЛОЖЕНИЕ II
СХЕМА МОНТАЖНОГО ПЛАНА ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ

СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТОВ
Р	1	1

ЦНИИЭП жилища г Москва

Копировал

Формат 12

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

Схема монтажного плана наружных и внутренних стеновых панелей

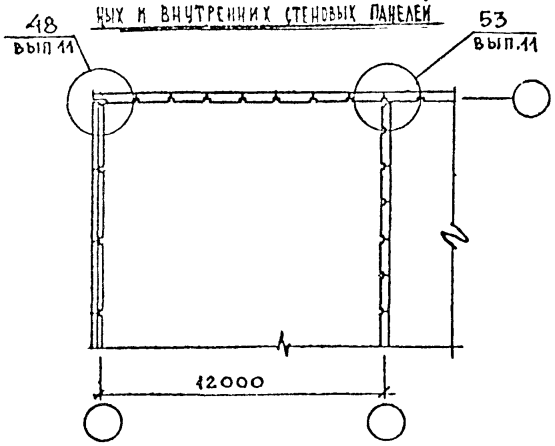
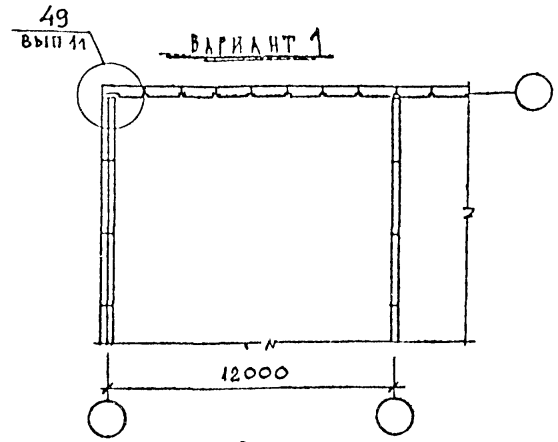


Схема монтажного плана железобетонных балок



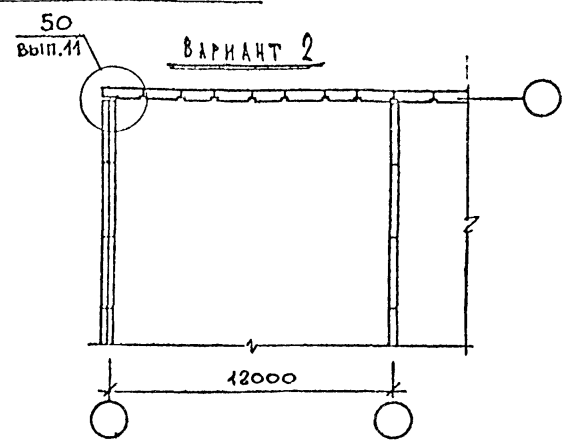
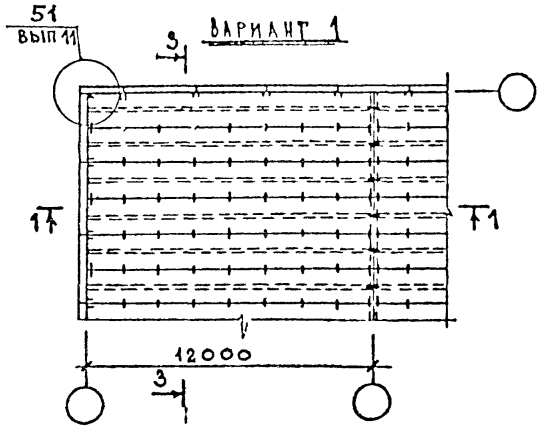
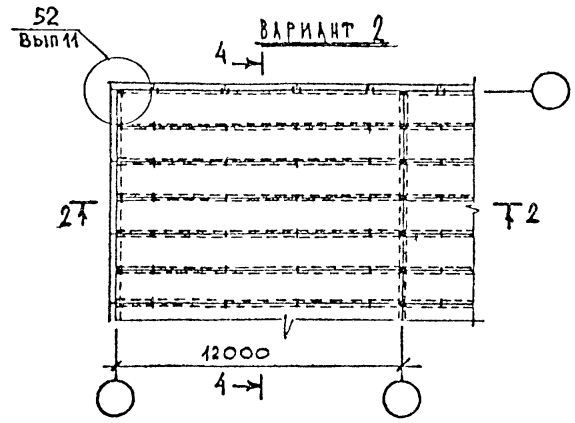


Схема монтажного плана плит покрытий





Примечания

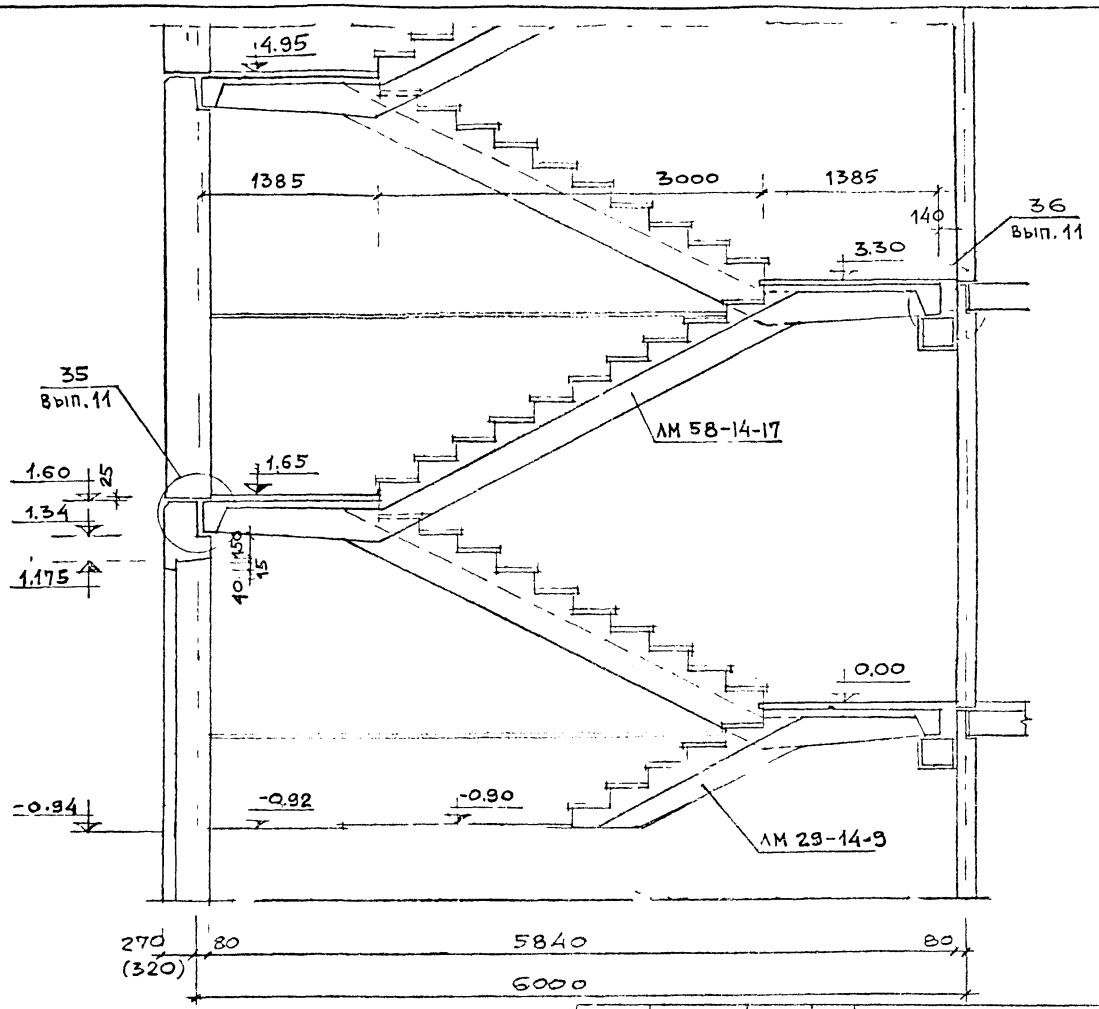
1. При варианте 1 применяются плиты покрытий по серии 1.242-1
2. При варианте 2 - по серии 1.465-3

Рук.м.б	Попов		1.220.1-2.D	м2
Гл.инж.м	Иншаков		Приложение II. Схемы монтажных планов наружных, внутренних стеновых панелей, железобетонных балок и плит покрытия.	Стадия: Р; Лист: 1; Листов: 1
Гл.арх.пр	Гринберг			ЦНИИЭП жилища г. Москва
Гл.инж.пр	Иоселевич			
Провер.	Иоселевич			
Разработ	Кольцова			

Копировал

Формат 12

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



РУК.М.6	ПОПОВ	
ГЛ.ИН.М	ИНШАКОВ	
ГЛ.АРХ.ПР	ГРИНБЕРГ	
ГЛ.ИНЖ.ПР	ЕВКО	
РУК.ГР	КУПЦОВ	
ПРОВЕРИЛ	ЕВКО	
РАЗРАБОТ	КУКЛАЧЕВА	

1.220.1-2.0 П2

ПРИЛОЖЕНИЕ II
РАЗРЕЗ ПО ЛЕСТНИЦЕ

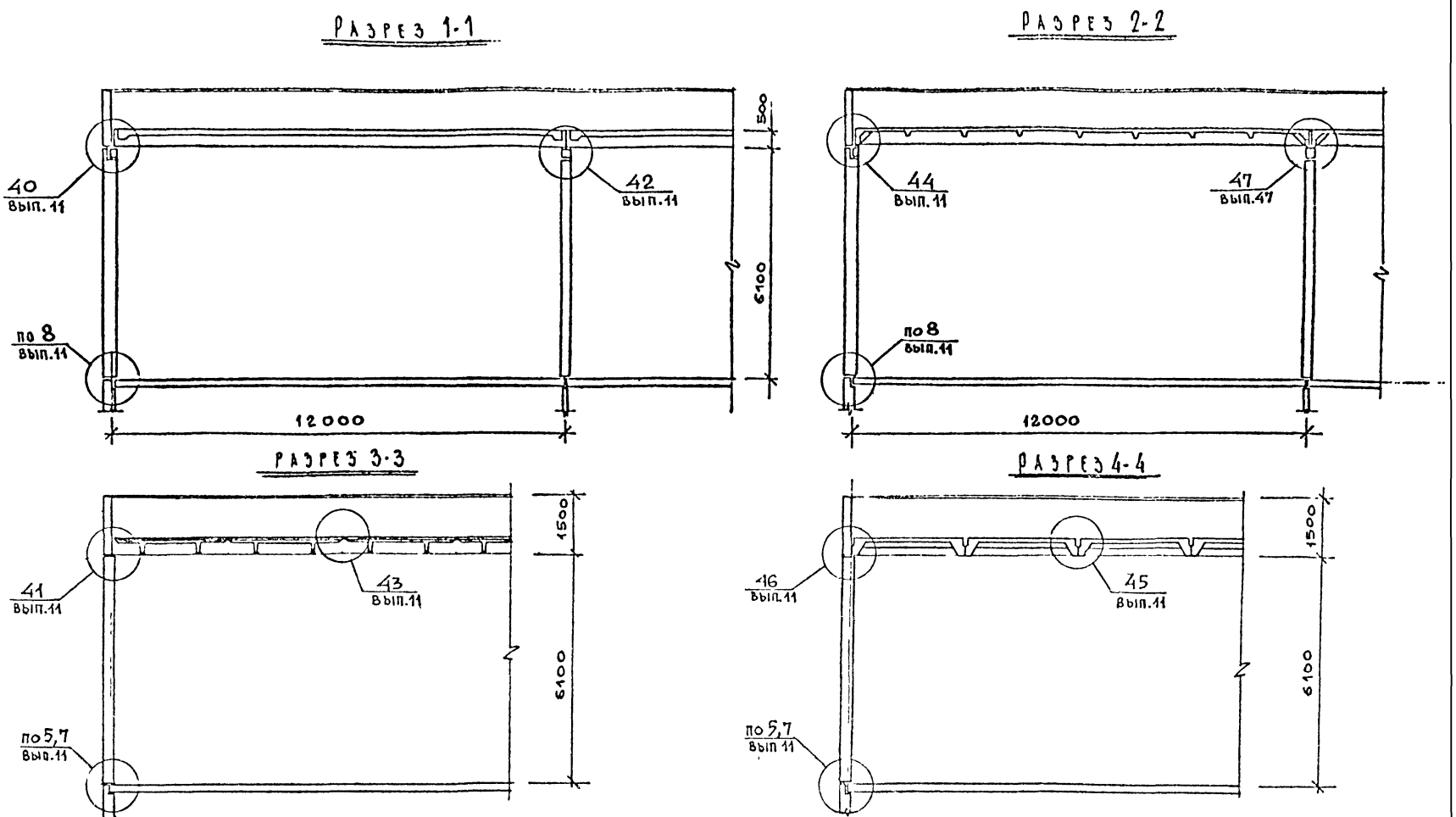
СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТОВ
Р	1	1

ЦНИИЭП жилища
г. МОСКВА

КОПИРОВАЛ

ФОРМАТ 12

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

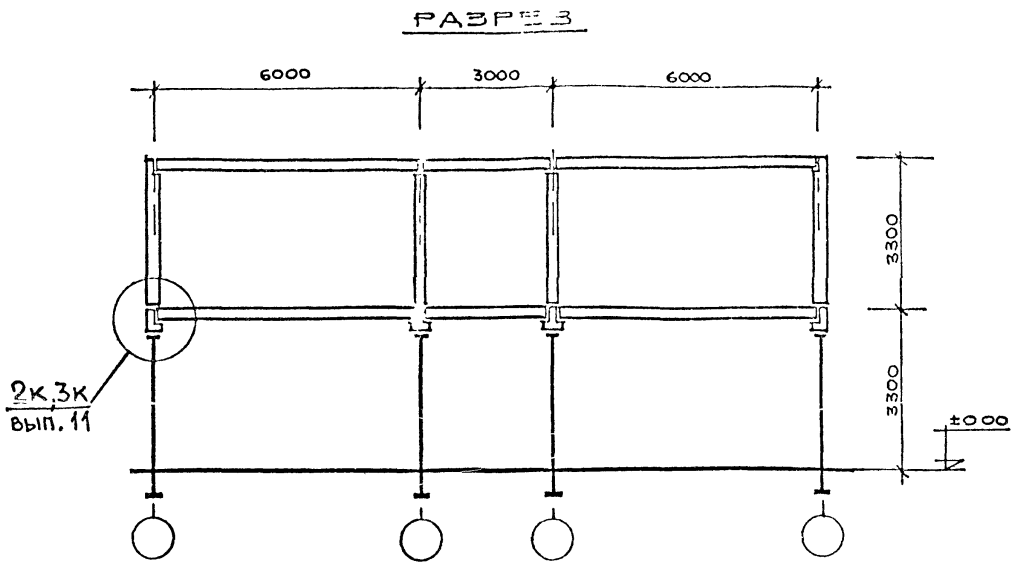


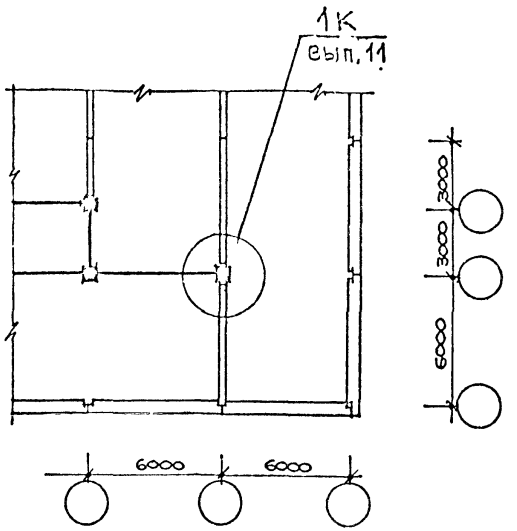
РУК. М. № 6	ПОПОВ		1.220.1-2.0		72	
ГЛ. ИНЖ. М	ИНШАКОВ					
ГЛ. АРХ. П	ГРИНБЕРГ		ПРИЛОЖЕНИЕ II	СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТО
ГЛ. ИНЖ. П	ИОСЕЛЕВИЧ		РАЗРЕЗЫ 1-1 ÷ 4-4	Р	1	1
ПРОВЕРИЛ	ИОСЕЛЕВИЧ			ЦНИИЭП жилищ г. МОСКВА		
РАЗРАБОТ	КОЛЬЦОВА					

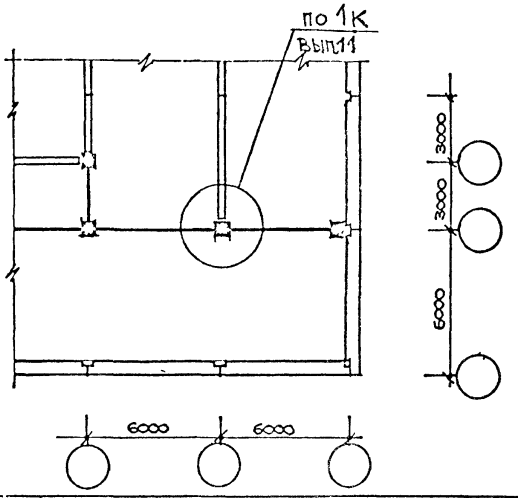
КОПИРОВАЛ

ФОРМАТ 12

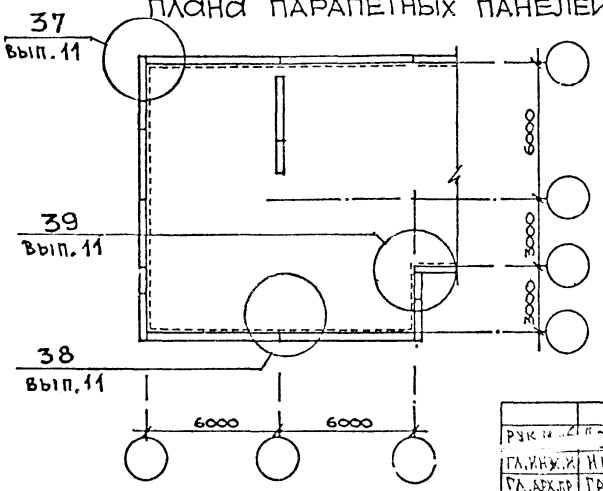
ИНВ. № ПОДЛ | ПОДПИСЬ И ДАТА | ВЗАМ. ИНВ. №







ФРАГМЕНТ - СХЕМА МОНТАЖН. ПЛАНА ПАРАПЕТНЫХ ПАНЕЛЕЙ



РУК. ИНЖ.			1.220.1-2.0 П2			
ГЛ. ИНЖ. И	ИНШАКОВ		ПРИЛОЖЕНИЕ II ФРАГМЕНТ-СХЕМА МОНТАЖН. ПЛАНА ПАРАПЕТНЫХ ПАНЕЛЕЙ РАЗРЕЗ И СХЕМЫ СМЕШАН. КАРКАСНО-ПАНЕЛЬН. МОНТАЖ. ПЛАНОВ.	СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТОВ
ГЛ. АРХ. ПР	ГРИНБЕРГ			Р	1	1
ГЛ. ИНЖ. ПР	КОСЕЛЕВИЧ			ЦНИИЭП жилища г. МОСКВА		
ПРОВЕРИ	КОСЕЛЕВИЧ					
РАЗРАБ	КОЛЬЦОВА					

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

КОПИРОВАЛ

ФОРМАТ 12

Схема монтажного плана

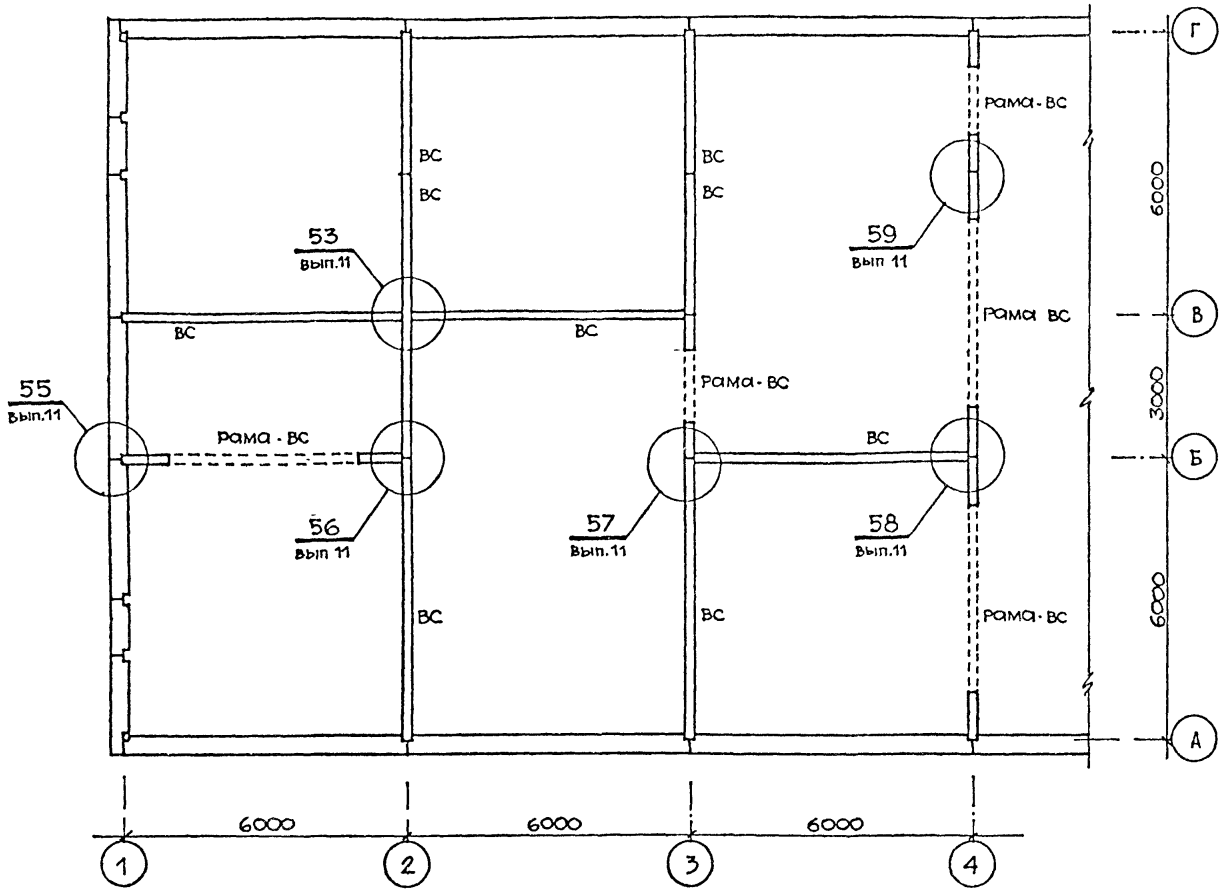
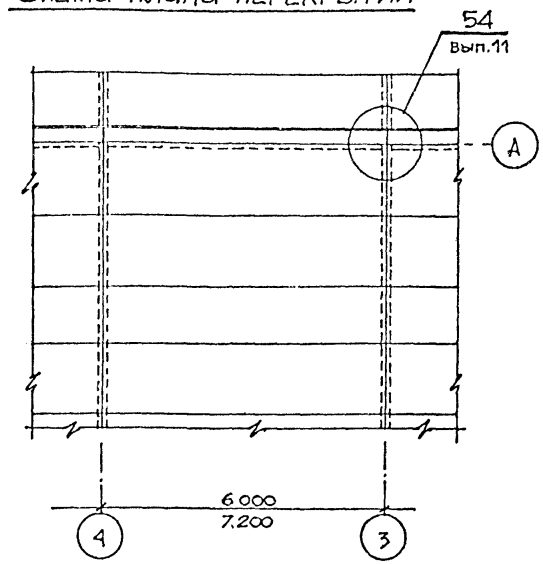


Схема плана перекрытий



Рук. МБ	Попов		
Гл.инж.м	Иншаков		
ГАП	Гринберг		
ГИП	Иоселевич		
Рук.гр.арх	Купцов		11.18
Проверил			

1.220.1-2.0 П2

Приложение II
Схемы монтажного плана и плана перекрытий

Стадия	Лист	Листов
Р	1	1

ЦНИИЭП жилища г. Москва

Копировал

Формат 12

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

Схема разреза №1

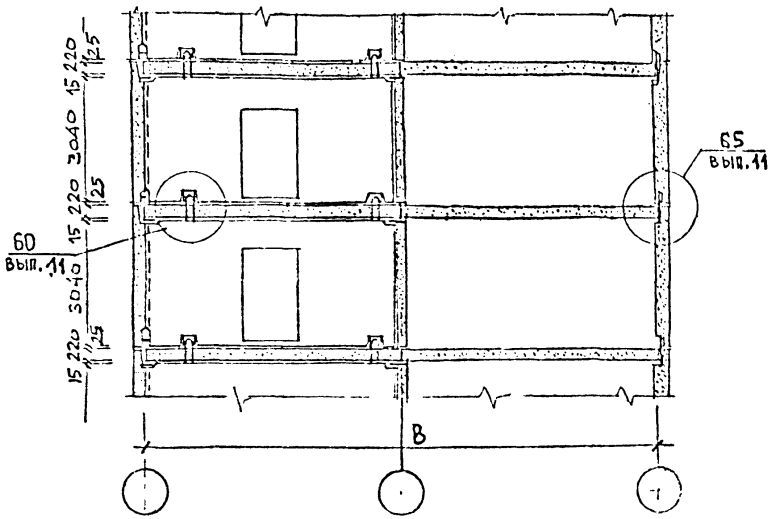


Схема разреза №3

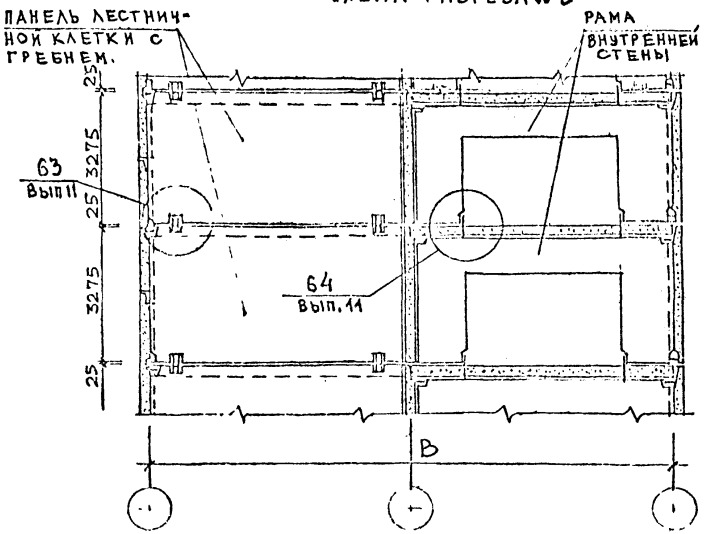
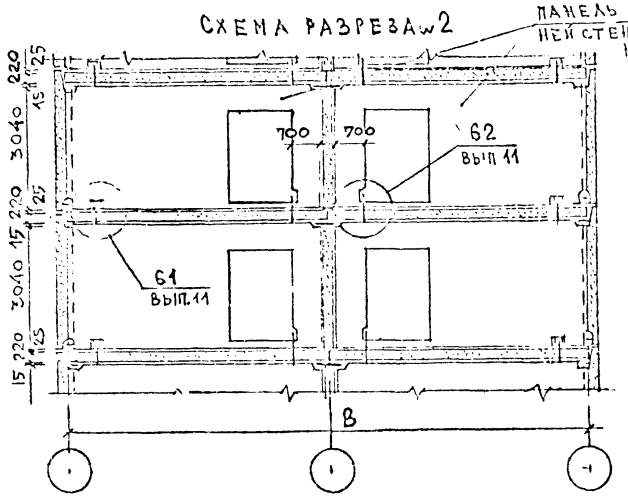


Схема разреза №2



Примечание.

1. Узлы 60-65 замаркированные на схемах применяются в случае необходимости принятия конструктивных мер препятствующих лавинному разрушению конструкций (случай „А")
2. В узлах 60, 61, 63, в случае использования их для стыковки вертикальных диафрагм жесткости (случай „Б"), вместо арматурных выпусков для соединения с петлей (или со стержнем) предусмотреть вертикальный каркас на всю высоту панели с арматурой класса AII. 2∅ по расчету.

Рук.м.	Попов		10.80
Гл.инж.от	Инщаков		10.80
ГАП	Гринберг		10.80
ГИП	Иоселевич		10.80
Вед.инж.	Куклачева		10.80
Проверил	Иоселевич		10.80

1.220.1-2.0 П2

Приложение II
Схемы разрезов

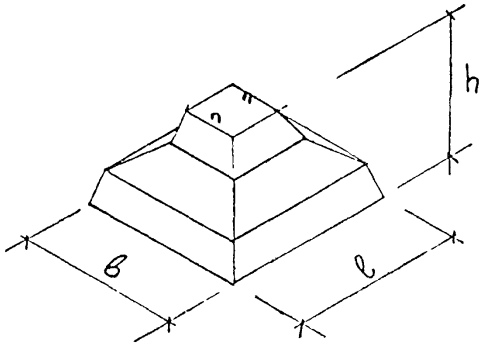
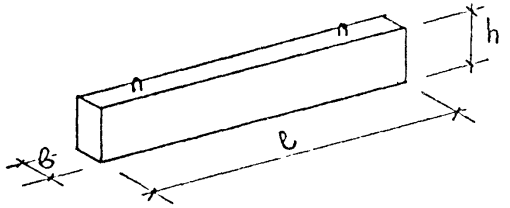
Стадия	Лист	Листов
Р	1	1

ЦНИИЭП жилища
г. Москва

Копировал

Формат 12

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

N N: п.п	Марка изделия	Эскиз	Размеры мм l	в	h	Марка бетона	Масса изделия т.	Расход материалов: Бетон м³	Сталь, кг: Арматурная натурал.	Арматурная приведен. к А-I	Прокат	Всего
									в т.ч. на закладн. детали	в т.ч. на закладн. детали		
1	Ф-15		1500	1500	900	200	3.5	1.4	26.62	31.4	-	31.4
2	Ф-21		2100	2100	900	300	5.25	2.1	41.96	50.00	-	50.00
3	БЦ-30-4.6-3.0		2980	300	460	300	1.04	0.41	15.72	22.22	-	22.22
4	БЦ-30-4.6-3.5		2980	350	460		1.21	0.48	16.00	22.62	-	22 62

Нач.отд	Волынский	
Нормокон	Маркин	
ГИП	Ванян	
Рук.гр	Ванян	
Провер.	Маркин	
Разраб	Кашеркина	

1.220.1-2.1 0.0.0.0 ПЗ.1

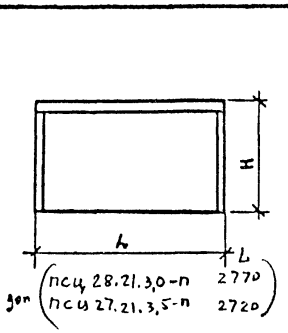
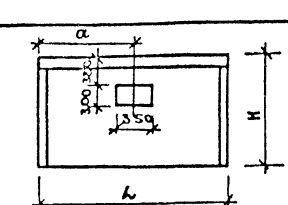
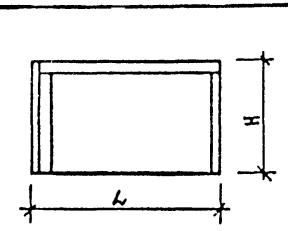
Приложение III. Номенклатура фундаментов.

Стадия	Лист	Листов
Р.	1	3

ЦНИИЭП торгово бытовых зданий и туристских комплексов

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

Формат 12

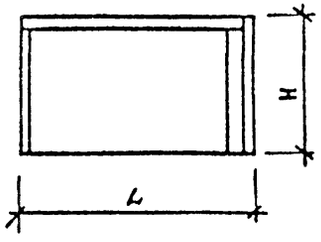
№№ п п	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	H	B	a	h	c	d	Марка бетона	Масса изделия т	Расход материалов: Бетон м³	Отделочный материал м²	Сталь, кг: Арматурная натуральная	Арматурная приведен. к А-I	Прокат	Всего
														в т.ч. на закладн. детали	в т.ч. на закладн. детали		
1	ПСЦ 60.21 3.0-П		5990	2100	300	-	-	-	-	100	4,4	3,52	0,25	93,54 / 6,14	127,3 / 7,6	0,88	96,96
2	ПСЦ 60.21 3,5-П				350						5,1	4,15	0,25	92,68 / 6,14	131,3 / 7,6	0,88	99,70
3	ПСЦ 36.21 3.0-П		3590		300						2,7	2,11	0,15	52,87 / 3,30	74,0 / 4,2	0,88	57,05
4	ПСЦ 36.21 3,5-П				350						3,1	2,49	0,15	54,42 / 3,30	76,3 / 4,2	0,88	58,60
5	ПСЦ 30 21 3,0-П		2990		300						2,2	1,76	0,13	45,60 / 3,30	60,7 / 4,2	0,88	47,78
6	ПСЦ 30 21 3,5-П				350						2,6	2,07	0,13	44,86 / 3,60	62,6 / 4,2	0,88	49,04
7	ПСЦ 18.21 3,0-П		1790		300						1,3	1,05	0,08	25,06 / 2,90	31,1 / 3,7	0,88	28,84
8	ПСЦ 18 21 3,5-П				350						1,5	1,24	0,08	25,73 / 2,90	35,1 / 3,7	0,88	29,51
9	ПСЦ 12 21 3,0-П		1190		300						0,9	0,70	0,05	15,80 / 2,90	20,8 / 3,7	0,88	19,57
10	ПСЦ 12 21 3,5-П				350						1,0	0,83	0,05	16,17 / 2,90	21,3 / 3,7	0,88	19,94
11	1ПСЦ 60.21 3,0-П		5990		300	1500					4,4	3,49	0,25	89,94 / 6,14	127,3 / 7,6	0,88	96,96
12	1ПСЦ 60 21.3,5-П				350						5,1	4,12	0,25	92,68 / 6,14	131,3 / 7,6	0,88	99,70
13	1ПСЦ 36 21 3,0-П		3590		300	1800					2,6	2,08	0,15	52,87 / 3,30	74,0 / 4,2	0,88	57,05
14	1ПСЦ 36 21 3,5-П				350						3,0	2,46	0,15	54,42 / 3,30	76,3 / 4,2	0,88	58,60
15	1ПСЦ 30 21 3,0-П		2990		300	1800					2,2	1,73	0,12	43,60 / 3,30	60,7 / 4,2	0,88	47,78
16	1ПСЦ 30 21 3,5-П				350						2,5	2,04	0,12	44,86 / 3,30	62,6 / 4,2	0,88	49,04
17	2ПСЦ 18 21 3,0-П		1790	2100	300	-	-	-	-	100	1,3	1,05	0,08	24,02 / 2,51	32,6 / 3,1	0,44	26,97
18	2ПСЦ 18 21 3,5-П				350						1,5	1,24	0,08	24,56 / 2,51	33,4 / 3,1	0,44	27,50
19	3ПСЦ 18 21 3,0-П				300						1,3	1,05	0,08	24,02 / 2,51	32,6 / 3,1	0,44	26,97
20	3ПСЦ 18 21 3,5-П				350						1,5	1,24	0,08	24,56 / 2,51	33,4 / 3,1	0,44	27,50
21	2ПСЦ 12 21 3,0-П		1190		300						0,9	0,70	0,05	14,76 / 2,51	19,3 / 3,1	0,44	17,70
22	2ПСЦ 12 21 3,5-П				350						1,0	0,83	0,05	14,99 / 2,51	19,6 / 3,1	0,44	17,94
23	3ПСЦ 12 21 3,0-П				300						0,9	0,70	0,05	14,76 / 2,51	19,3 / 3,1	0,44	17,70

Приложение III

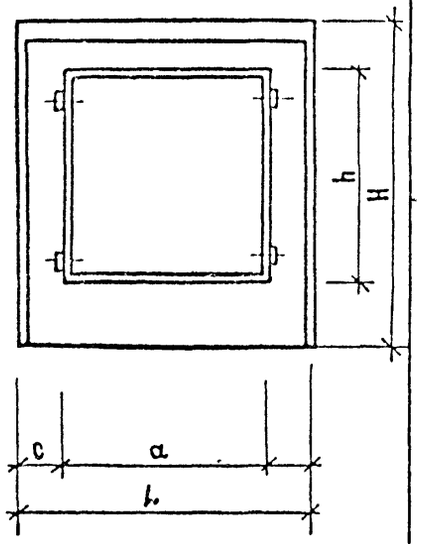
1.220.1-2.2 0.0.0.0 П3.2

Номенклатура наружных цокольных стен

Лист 21

№№ пп	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	H	B	a	h	c	d	Марка бетона	Масса изделия т	Расход материалов: Бетон м³	Отделочный материал м²	Сталь, кг: Арматурная натурал.	Арматурная приведен. к А-I	Прокат	Всего
														в т.ч. на закладн. детали	в т.ч. на закладн. детали		
24	3ПСЦ12.21.3,5-П		1190	2100	350					100	1,0	0,83	0,05	14,39 / 2,51	19,6 / 3,1	0,44	17,94
25	2ПСЦ20.21.3,0-П		2015		300						1,5	1,19	0,09	28,19 / 2,51	38,5 / 3,1	0,44	31,13
26	2ПСЦ21.21.3,5-П		2065		350						1,8	1,43	0,09	29,18 / 2,51	40,0 / 3,1	0,44	32,13
27	3ПСЦ20 21.3,0-П		2015		300						1,5	1,19	0,09	28,19 / 2,51	38,5 / 3,1	0,44	31,13
28	3ПСЦ21.21.3,5-П		2065		350						1,8	1,43	0,09	29,18 / 2,51	40,0 / 3,1	0,44	32,13
29	2ПСЦ14.21.3,0-П		1415		300						1,0	0,83	0,06	18,92 / 2,51	25,2 / 3,1	0,44	21,87
30	2ПСЦ15 21.3,5-П		1465		350						1,3	1,02	0,06	19,62 / 2,51	26,3 / 3,1	0,44	22,56
31	3ПСЦ14 21.3,0-П		1415		300						1,0	0,83	0,06	18,92 / 2,51	25,2 / 3,1	0,44	21,87
32	3ПСЦ15.21.3,5-П		1465		350						1,3	1,02	0,06	19,62 / 2,51	26,3 / 3,1	0,44	22,56

№№ п п	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	H	B	a	h	c	d	Марка бетона	Масса изделия т	Расход материалов: Бетон м³	Отделочный материал м³	Сталь, кг: Арматурная натуральн. в т ч на закладн. детали	Приведен. к Ас в т ч на закладн. детали	Прокат	Всего
1	ПСО 24.33.3,5-П		2390		350	1210	1810	590			2,3	1,86	0.11	24,53 / 2,90	33,50 / 3,7	0,88	38,30
2	ПСО 24.33.4.0-П				400						2,6	2.14	0.11	25,30 / 3,51	34,60 / 4,5	0,88	29,68
3	1ПСО30.33.3,5-П-1										2.2	1,76	0.11	34,03 / 2,90	47,70 / 3,7	0,88	37,81
4	1ПСО30.33.3,5-П-2				350						2,2	1,76	0.11	29,61 / 2,90	40,9 / 3,7	0,88	33,39
5	1ПСО30.33.3,5-П-3						2100				2,2	1,76	0.11	29,27 / 2,90	40,4 / 3,7	0,88	33,05
6	1ПСО30.33.4,0-П-1										2,5	2,03	0,11	34,59 / 3,11	48,4 / 4,0	0,88	38,57
7	1ПСО30.33.4,0-П-2				400						2,5	2,03	0,11	30,22 / 3,11	41,7 / 4,0	0,88	34,21
8	1ПСО30.33.4,0-П-3										2,5	2.03	0,11	29,90 / 3,11	41,3 / 4,0	0,88	33,89
9	2ПСО30.33.3,5-П1					2110		440			2,4	1,97	0.12	34,28 / 2,90	48,0 / 3,7	0,88	38,06
10	2ПСО30.33.3,5-П-2				350					75	2,4	1.97	0.12	29,86 / 2,90	41,5 / 3,7	0,88	33,64
11	2ПСО30.33.3,5-П-3		2990	3275					450		2,4	1,97	0,12	29,52 / 2,90	40,8 / 3,7	0,88	33,30
12	2ПСО30.33.4,0-П-1										2,8	2,27	0,12	34,84 / 3,51	48,8 / 4,5	0,88	39,23
13	2ПСО30.33.4,0-П-2				400						2,7	2,27	0,12	30,48 / 3,51	42,1 / 4,5	0,88	34,86
14	2ПСО30.33.4,0-П-3						1810				2,7	2,27	0,12	30,15 / 3,51	41,6 / 4,5	0,88	34,54
15	3ПСО30.33.3,5-П-1										2,6	2,15	0,13	33,90 / 3,30	47,5 / 4,2	0,88	38,07
16	3ПСО30.33.3,5-П-2				350						2,6	2,15	0,13	29,64 / 3,30	40,9 / 4,2	0,88	33,82
17	3ПСО30.33.3,5-П-3					1810		590			2,6	2,15	0,13	29,46 / 3,30	40,7 / 4,2	0,88	33,63
18	3ПСО30.33.4,0-П-1										3,0	2.48	0,13	34,44 / 3,51	48,2 / 4,5	0,88	38,82
19	3ПСО30.33.4,0-П-2				400						3,0	2,48	0,13	30,23 / 3,51	41,7 / 4,5	0,88	34,62
20	3ПСО30.33.4,0-П-3										3,0	2,48	0.13	30,08 / 3,51	41,5 / 4,5	0,88	34,46
21	4ПСО30.33.3,5-П				350	1510					2 8	2,33	0.14	28,33 / 3,30	39,0 / 4,2	0,88	32,50



Нач. отд.	Волынский	
Нормокон.	Луговая	
ГИП	Ванян	
Рук. гр.	Николаева	
Проверил	Луговая	
Разработ.	Хорошилова	

1.220.1-2.3 0.0.0.0 ПЗ.3

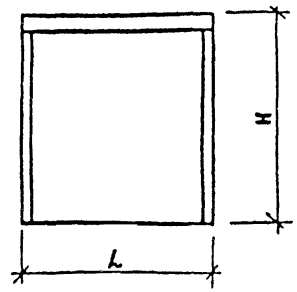
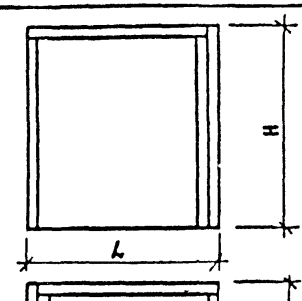
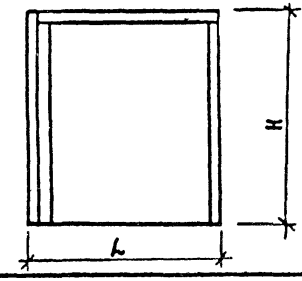
Приложение III
Номенклатура панелей наружных стен

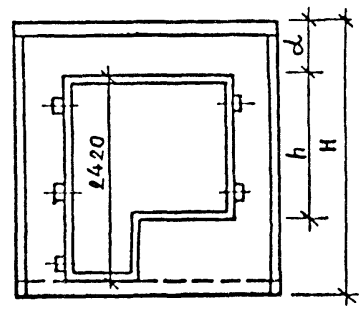
Стадия	Лист	Листов
Р.Ч.	1	9

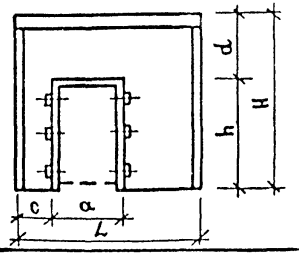
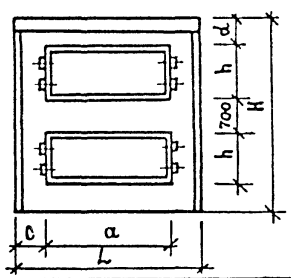
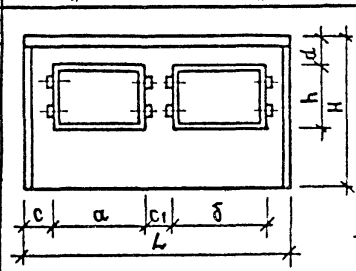
ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов

№№ п.п	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	H	B	a	h	c	d	Марка бетона	Масса изделия т	Расход материалов: Бетон м³	Отделочный материал м³	Сталь, кг: Арматурная натуральная	Арматурная приведенная к А-I	Прокат	Всего
														в т.ч. на закладн. детали	в т.ч. на закладн. детали		
22	4ПСО30.33.4,0-П	Эскиз см. лист 1.	2990	3275	400	1510	1810	590	450	75	3,2	2,68	0,14	28,93 / 3,51	39,8 / 4,5	0,88	33,32
23	5ПСО30.33.3,5-П-1				350	1810	1210				3,1	2,51	0,15	34,36 / 3,30	48,2 / 4,2	0,88	38,54
24	5ПСО30.33.3,5-П-2										3,1	2,51	0,15	30,11 / 3,30	41,6 / 4,2	0,88	34,29
25	5ПСО30.33.3,5-П-3										3,1	2,51	0,15	29,93 / 3,30	41,3 / 4,2	0,88	34,10
26	5ПСО30.33.4,0-П-1				400						3,5	2,89	0,15	34,91 / 4,75	48,9 / 6,0	0,88	40,54
27	5ПСО30.33.4,0-П-2										3,5	2,89	0,15	30,71 / 4,75	42,4 / 6,0	0,88	36,33
28	5ПСО30.33.4,0-П-3										3,5	2,89	0,15	30,55 / 4,75	42,2 / 6,0	0,88	36,18
29	6ПСО30.33.3,5-П				350	910	1810				3,3	2,69	0,16	29,33 / 3,30	40,4 / 4,2	0,88	33,50
30	6ПСО30.33.4,0-П				400						3,7	3,10	0,16	29,93 / 4,54	41,2 / 5,7	0,88	35,35
31	7ПСО30.33.3,5-П				350			1490			3,3	2,69	1,63	29,33 / 3,30	40,4 / 4,2	0,88	33,50
32	7ПСО30.33.4,0-П				400						3,7	3,10	1,63	29,93 / 4,75	41,2 / 6,0	0,88	35,56
33	1ПСО36.33.3,5-П-1		3590		350	2110	1810	740			3,2	2,62	0,16	38,18 / 3,30	53,7 / 4,2	0,88	42,36
34	1ПСО36.33.3,5-П-2										3,2	2,62	0,16	32,92 / 3,30	45,7 / 4,2	0,88	37,09
35	1ПСО36.33.3,5-П-3										3,2	2,62	0,16	33,06 / 3,30	45,9 / 4,2	0,88	37,24
36	1ПСО36.33.4,0-П-1				400						3,6	3,02	0,16	38,75 / 4,75	54,5 / 6,0	0,88	44,38
37	1ПСО36.33.4,0-П-2										3,6	3,02	0,16	33,56 / 4,75	46,5 / 6,0	0,88	39,18
38	1ПСО36.33.4,0-П-3										3,6	3,02	0,16	33,74 / 4,75	46,8 / 6,0	0,88	39,37
39	2ПСО36.33.3,5-П-1				350	1810		890			3,4	2,80	0,17	37,79 / 3,30	53,2 / 4,2	0,88	41,97
40	2ПСО36.33.3,5-П-2										3,4	2,80	0,17	32,65 / 3,30	45,3 / 4,2	0,88	36,83
41	2ПСО36.33.3,5-П-3										3,4	2,80	0,17	33,00 / 3,30	45,8 / 4,2	0,88	37,17
42	2ПСО36.33.4,0-П-1				400						3,9	3,23	0,17	38,35 / 4,75	53,9 / 6,0	0,88	43,98
43	2ПСО36.33.4,0-П-2										3,9	3,23	0,17	33,27 / 4,75	46,1 / 6,0	0,88	38,90
44	2ПСО36.33.4,0-П-3										3,9	3,23	0,17	33,66 / 4,75	46,7 / 6,0	0,88	39,27

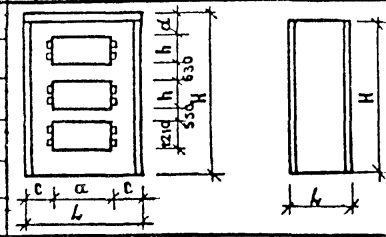
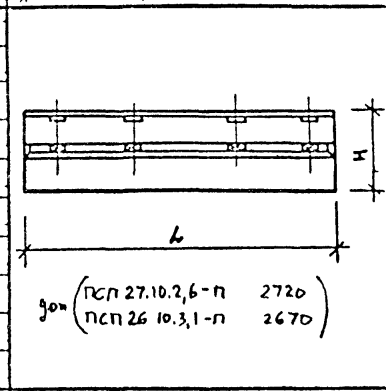
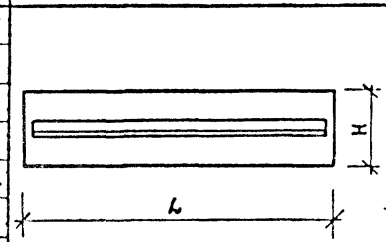
№№ п.п.	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм							Марка бетона	Масса изделия т	Расход материалов					
												Бетон м³	Отделочный материал м²	Сталь, кг			
														Арматурная		Прокат	Всего
			L	H	B	a	h	c	d					Натуральная в т.ч. на закладные детали	Приведенная К А-I в т.ч. на закладные детали		
45	ЗПСО 36 33.3,5-П-1	Эскиз см. лист 1.	3590	3275	350	2110	1210	740	450	75	3,7	3,04	0,18	38,65 / 4,54	54,4 / 5,7	0,88	44,07
46	ЗПСО 36.33.3,5-П-2										3,7	3,04	0,18	33,39 / 4,54	46,3 / 5,7	0,88	38,80
47	ЗПСО 36.33 3,5-П-3										3,7	3,04	0,18	33,53 / 4,54	46,6 / 5,7	0,88	38,95
48	ЗПСО 36.33.4,0-П-1										4,2	3,50	0,18	39,23 / 4,75	55,2 / 6,0	0,88	44,85
49	ЗПСО 36.33.4,0-П-2				400						4,2	3,50	0,18	36,16 / 4,75	50,3 / 6,0	0,88	41,79
50	ЗПСО 36.33.4,0-П-3										4,2	3,50	0,18	36,49 / 4,75	50,8 / 6,0	0,88	42,12
51	4ПСО36.33.3,5-П				350						3,9	3,16	0,19	31,19 / 4,54	43,1 / 5,7	0,88	36,61
52	4ПСО36.33.4,0-П				400	1210	1810				4,4	3,64	0,19	31,72 / 4,75	43,8 / 6,0	0,88	37,35
53	5ПСО36.33.3,5-П				350			1640			3,9	3,16	0,19	31,19 / 4,54	43,1 / 5,7	0,88	36,61
54	5ПСО 36.33.4,0-П				400						4,4	3,64	0,19	31,81 / 4,75	44,0 / 6,0	0,88	37,44
55	6ПСО36.33.3,5-П-1										2,7	2,20	0,13	38,15 / 3,30	53,7 / 4,2	0,88	42,33
56	6ПСО36.33.3,5-П-2				350						2,7	2,20	0,13	33,01 / 3,30	45,8 / 4,2	0,88	37,18
57	6ПСО36.33.3,5-П-3					2410	2110	590			2,7	2,20	0,13	32,88 / 3,30	45,6 / 4,2	0,88	37,05
58	6ПСО 36.33.4,0-П-1										3,1	2,54	0,13	38,75 / 3,51	54,5 / 4,5	0,88	43,14
59	6ПСО 36.33.4,0-П-2				400						3,1	2,54	0,13	33,67 / 3,51	46,7 / 4,5	0,88	38,05
60	6ПСО 36.33.4,0-П-3										3,1	2,54	0,13	33,56 / 3,51	46,6 / 4,5	0,88	37,95
61	ПСО 27.33.3,5-П		2710		350	1510	1810	440			2,5	2,03	0,12	26,50 / 3,30	36,4 / 4,2	0,88	30,68
62	ПСО 27.33.4,0-П		2660		400			740			2,7	2,27	0,12	26,52 / 3,51	36,5 / 4,5	0,88	31,31
63	ПС36.33.3,5-П	Эскиз см. лист 4.	3590		350					75	4,7	3,88	0,24	22,85 / 8,12	31,0 / 7,6	0,88	29,85
64	ПС36.33.4,0-П				400						5,4	4,47	0,24	23,41 / 6,35	31,8 / 8,0	0,88	30,64
65	ПС30.33.3,5-П		2990	3275	350						3,9	3,23	0,20	20,40 / 4,54	27,5 / 5,7	0,88	25,82
66	ПС30.33.4,0-П				400						4,5	3,72	0,20	20,93 / 6,35	28,2 / 8,0	0,88	28,16
67	ПС24.33.3,5-П		2390		350						3,1	2,58	0,16	18,40 / 3,30	24,6 / 4,2	0,88	22,58

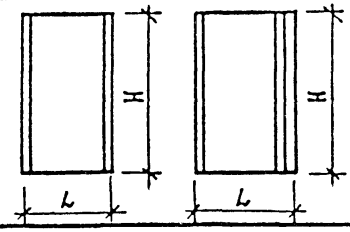
№№ п.п.	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	H	B	α	h	c	d	Марка бетона	Масса изделия т	Расход материалов: Бетон м³	Отделочный материал м³	Сталь, кг: Арматурная натуральная	Арматурная приведенная к А-I	Прокат	Всего
														в т.ч. на закладн. детали	в т.ч. на закладные детали		
68	ПС24.33.4,0-П		2390	3275	400					75	3,6	2,97	0,16	18,89 / 4,75	25,2 / 6,0	0,88	24,51
69	ПС18.33.3,5-П		1790		350						2,4	1,94	0,12	14,58 / 2,90	19,1 / 3,7	0,88	18,35
70	ПС18.33.4,0-П				400						2,7	2,23	0,12	14,97 / 3,51	19,6 / 4,5	0,88	19,35
71	ПС12.33.3,5-П		1190		350						1,6	2,29	0,08	10,77 / 2,90	13,6 / 3,7	0,88	14,55
72	ПС12.33.4,0-П				400						1,8	1,48	0,08	11,06 / 3,11	14,0 / 4,0	0,88	15,05
73	ПС36.16.3,5-П		3590	1625	350						2,3	1,93	0,12	17,76 / 2,51	23,7 / 3,1	0,44	20,71
74	ПС36.16.4,0-П				400						2,7	2,22	0,12	18,22 / 3,51	24,3 / 4,5	0,88	22,61
75	ПС30.16.3,5-П		2990		350						2,0	1,60	0,10	15,60 / 2,51	20,6 / 3,1	0,44	18,55
76	ПС30.16.4,0-П				400						2,2	1,85	0,10	16,01 / 3,11	21,1 / 4,0	0,88	20,00
77	1ПС18.33.3,5-П		1790	3275	350						2,4	1,94	0,12	17,77 / 2,51	23,7 / 3,1	0,44	20,72
78	1ПС18.33.4,0-П				400						2,7	2,23	0,12	18,20 / 3,01	24,3 / 3,8	0,44	21,65
79	2ПС18.33.3,5-П				350						2,4	1,94	0,12	17,77 / 2,51	23,7 / 3,1	0,44	20,72
80	2ПС18.33.4,0-П				400						2,7	2,23	0,12	18,20 / 3,01	24,3 / 3,8	0,44	21,65
81	1ПС12.33.3,5-П		1190		350						1,6	1,29	0,08	15,61 / 2,51	20,6 / 3,1	0,44	18,56
82	1ПС12.33.4,0-П				400						1,8	1,48	0,08	15,99 / 2,61	21,1 / 3,3	0,44	19,04
83	2ПС12.33.3,5-П				350						1,6	2,29	0,08	15,61 / 2,51	20,6 / 3,1	0,44	18,56
84	2ПС12.33.4,0-П				400						1,8	1,48	0,08	15,99 / 2,61	21,1 / 3,3	0,44	19,04
85	1ПС21.33.3,5-П		2065		350						2,7	2,23	0,14	20,48 / 2,91	27,6 / 3,6	0,44	23,83
86	1ПС21.33.4,0-П		2115		400						3,2	2,63	0,14	21,08 / 3,01	28,4 / 3,8	0,44	24,53
87	2ПС21.33.3,5-П		2065		350						2,7	2,23	0,14	20,48 / 2,91	27,6 / 3,6	0,44	23,83
88	2ПС21.33.4,0-П		2115		400						3,2	2,63	0,14	21,08 / 3,01	28,4 / 3,8	0,44	24,53
89	1ПС14.33.3,5-П		1465		350						1,9	1,58	0,10	16,66 / 2,51	22,1 / 3,1	0,44	19,61
90	1ПС15.33.4,0-П		1515		400						2,3	1,89	0,10	17,21 / 2,61	22,9 / 3,3	0,44	20,26

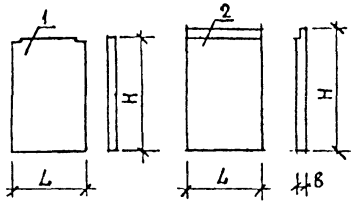
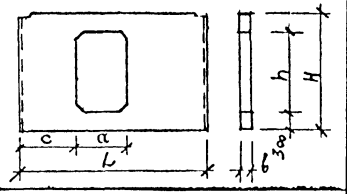
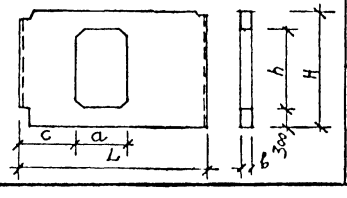
№№ п.п.	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	H	B	a	h	c	d	Марка бетона	Масса изделия т	Расход материалов: Бетон м³	Отделочный материал м³	Сталь, кг: Арматурная натуральная (в т.ч. на закладные детали)	Арматурная приведенная к А-I (в т.ч. на закладные детали)	Прокат	Всего
91	2ПС14.33.3,5-П	Эскиз см. лист	1465	3275	350	—	—	—	—	75	1,9	1,58	0,10	16,66 / 2,51	22,1 / 3,7	0,44	19,61
92	2ПС15.33.4,0-П		1515		400	—	—	—	—		2,3	1,89	0,10	17,21 / 2,61	22,9 / 3,3	0,44	20,26
93	1ПСБ30.33.3,5-П-1		2990	3275	350	1810	1810	590	650		2,4	1,97	0,12	29,79 / 2,90	41,1 / 3,7	0,88	33,56
94	1ПСБ30.33.3,5-П-2										2,4	1,97	0,12	29,47 / 2,90	40,7 / 3,7	0,88	33,25
95	1ПСБ30.33.4,0-П-1				400						2,7	2,27	0,12	31,11 / 3,51	43,0 / 4,5	0,88	35,52
96	1ПСБ30.33.4,0-П-2										2,7	2,27	0,12	30,82 / 3,51	42,6 / 4,5	0,88	35,21
97	2ПСБ30.33.3,5-П-1				350						2,4	1,97	0,12	29,79 / 2,90	41,1 / 3,7	0,88	33,56
98	2ПСБ30.33.3,5-П-2										2,4	1,97	0,12	29,47 / 2,90	40,7 / 3,7	0,88	33,25
99	2ПСБ30.33.4,0-П-1				400						2,7	2,27	0,12	31,11 / 3,51	43,0 / 4,5	0,88	35,50
100	2ПСБ30.33.4,0-П-2										2,7	2,27	0,12	30,82 / 3,51	42,6 / 4,5	0,88	35,21
101	1ПСБ36.33.3,5-П-1		3590		350	2110		740			3,0	2,44	0,15	33,08 / 3,30	45,9 / 4,2	0,88	37,25
102	1ПСБ36.33.3,5-П-2										3,0	2,44	0,15	33,09 / 3,30	45,9 / 4,2	0,88	37,26
103	1ПСБ36.33.4,0-П-1				400						3,4	2,81	0,15	34,42 / 3,51	47,8 / 4,5	0,88	38,81
104	1ПСБ36.33.4,0-П-1										3,4	2,81	0,15	34,47 / 3,51	47,8 / 4,5	0,88	38,86
105	2ПСБ36.33.3,5-П-1				350						3,0	2,44	0,15	33,08 / 3,30	45,9 / 4,2	0,88	37,25
106	2ПСБ36.33.3,5-П-2										3,0	2,44	0,15	33,09 / 3,30	45,9 / 4,2	0,88	37,26
107	2ПСБ36.33.4,0-П-1				400						3,4	2,81	0,15	34,42 / 3,51	47,8 / 4,5	0,88	38,81
108	2ПСБ36.33.4,0-П-2										3,4	2,81	0,15	34,47 / 3,51	47,8 / 4,5	0,88	38,86
109	1ПСД30.33.3,5-П	Эскиз см. лист 6.	2990	3275	350	1040	2120	1360	1155		3,1	2,50	0,15	23,79 / 3,30	32,3 / 4,2	0,88	27,97
110	1ПСД30.33.4,0-П				400						3,5	2,88	0,15	24,27 / 4,75	33,0 / 5,0	0,88	29,90
111	2ПСД30.33.3,5-П				350						3,1	2,50	0,15	23,79 / 3,30	32,3 / 4,2	0,88	27,97
112	2ПСД30.33.4,0-П				400						3,5	2,88	0,15	24,27 / 4,75	33,0 / 5,0	0,88	29,90
113	3ПСД30.33.3,5-П				350			440			2,1	1,76	0,11	22,64 / 2,90	30,7 / 3,7	0,88	26,42

№№ п.п	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	H	B	a/б	h	c/c1	d	Марка бетона	Масса изделия т	Расход материалов: Бетон м³	Отделочный материал м³	Сталь, кг: Арматурная натурально, в т.ч. на закладные детали	Арматурная приведенно к А-I, в т.ч. на закладные детали	Прокат	Всего
114	3ПСД30.33.4,0-П		2990	3590	400	2110	2120	440	1155	75	2,4	2,02	0,11	23,11 / 3,11	31,3 / 4,0	0,88	27.09
115	1ПСД36.33.3,5-П				350	1040		740			3,8	3,15	0,19	25,65 / 4,54	35,0 / 5,7	0,88	31,06
116	1ПСД36.33.4,0-П				400						4,4	3,63	0,19	26,14 / 6,35	35,6 / 8,0	0,88	33,36
117	2ПСД36.33.3,5-П				350			1810			3,8	3,15	0,19	25,65 / 4,54	35,0 / 5,7	0,88	31,06
118	2ПСД36.33.4,0-П				400						4,4	3,63	0,19	26,14 / 6,35	35,6 / 8,0	0,88	33,36
119	3ПСД36.33.3,5-П				350	2110		740			2,9	2,40	0,15	24,49 / 3,30	33,3 / 4,2	0,88	28,67
120	3ПСД36.33.4,0-П				400						3,3	2,77	0,15	24,97 / 4,75	34,0 / 6,0	0,88	30.60
121	ПСЛ30.33.3,5-П-1		2990	3590	350	1810	910	590	550	75	2,6	2,14	0,13	32,49 / 4,75	45,0 / 4,2	0,88	36.67
122	ПСЛ30.33.3,5-П-2										2,6	2,14	0,13	32,21 / 4,75	44,6 / 4,2	0,88	36,38
123	ПСЛ30.33.4,0-П-1				400						3,0	2,47	0,13	33,19 / 3,30	46,0 / 4,5	0,88	37.58
124	ПСЛ30.33.4,0-П-2										3,0	2,47	0,13	32,93 / 3,30	45,6 / 4,5	0,88	37.32
125	ПСЛ36.33.3,5-П-1		3590		350			890			3,4	2,79	0,17	35,84 / 3,51	49,8 / 4,2	0,88	40.02
126	ПСЛ36.33.3,5-П-2										3,4	2,79	0,17	36,09 / 3,51	50,2 / 4,2	0,88	40,26
127	ПСЛ36.33.4,0-П-1				400						3,9	3,22	0,17	36,53 / 3,30	50,7 / 6,0	0,88	42,15
128	ПСЛ36.33.4,0-П-2										3,9	3,22	0,17	36,82 / 3,30	51,2 / 6,0	0,88	42,45
129	1ПСОБО.33.3,5-П-1		5990	3275	350	2410 / 2120	2110	440 / 590	450	75	4,1	3,32	0,20	62,29 / 5,82	89,1 / 7,3	0,88	68,99
130	1ПСОБО.33.3,5-П-2										4,1	3,32	0,20	53,00 / 5,82	74,8 / 7,3	0,88	59,69
131	1ПСОБО.33.3,5-П-3										4,1	3,32	0,20	57,09 / 5,82	80,8 / 7,3	0,88	63,79
132	1ПСОБО.33.4,0-П-1										4,6	3,82	0,20	63,19 / 6,03	90,3 / 7,6	0,88	70,10
133	1ПСОБО.33.4,0-П-2				400						4,6	3,82	0,20	54,01 / 6,03	76,2 / 7,6	0,88	60,92
134	1ПСОБО.33.4,0-П-3										4,6	3,82	0,20	58,27 / 6,03	82,5 / 7,6	0,88	65,18
135	2ПСОБО.33.3,5-П-1				350		1810				4,6	3,77	0,23	62,46 / 5,82	89,3 / 7,5	0,88	69,16
136	2ПСОБО.33.3,5-П-2										4,6	3,77	0,23	53,17 / 5,82	75,0 / 7,3	0,88	59,87

№№ п.п.	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	H	B	a/б	h	c/c1	d	Марка бетона	Масса изделия т	Расход материалов: Бетон м³	Отделочный материал м²	Сталь, кг: Арматурная натуральная	Арматурная приведенная к А-I	Прокат	Всего
														в т.ч. на закладн. детали	в т.ч. на закладн. детали		
137	2ПС60.33.3,5-П-3	Эскиз см. лист 6.	5990	3275	350	2410 / 2120	1810	440 / 590	450	75	4,6	3,77	0,23	57,27 / 5,82	81,0 / 7,3	0,88	53,97
138	2ПС60.33.4,0-П-1				400						5,2	4,34	0,23	63,38 / 6,03	90,6 / 7,6	0,88	70,28
139	2ПС60.33.4,0-П-2										5,2	4,34	0,23	54,20 / 6,03	76,5 / 7,6	0,88	61,10
140	2ПС60.33.4,0-П-3										5,2	4,34	0,23	58,46 / 6,03	82,7 / 7,6	0,88	65,37
141	3ПС60.33.3,5-П-1				350		2110				4,3	3,53	0,21	61,62 / 5,82	88,1 / 7,3	0,88	68,32
142	3ПС60.33.3,5-П-2										4,3	3,53	0,21	52,33 / 5,82	73,8 / 7,3	0,88	59,03
143	3ПС60.33.3,5-П-3										4,3	3,53	0,21	56,97 / 5,82	80,6 / 7,3	0,88	63,67
144	3ПС60.33.4,0-П-1				400						4,9	4,06	0,21	62,48 / 6,03	89,3 / 7,6	0,88	69,39
145	3ПС60.33.4,0-П-2										4,9	4,06	0,21	53,30 / 6,03	75,2 / 7,6	0,88	60,21
146	3ПС60.33.4,0-П-3										4,9	4,06	0,21	53,13 / 6,03	82,2 / 7,6	0,88	65,03
147	4ПС60.33.3,5-П-1				350						4,8	3,95	0,24	61,80 / 5,82	88,3 / 7,3	0,88	68,50
148	4ПС60.33.3,5-П-2										4,8	3,95	0,24	52,51 / 5,82	74,0 / 7,3	0,88	59,21
149	4ПС60.33.3,5-П-3										4,8	3,95	0,24	57,15 / 5,82	80,8 / 7,3	0,88	63,84
150	4ПС60.33.4,0-П-1				400						5,5	4,55	0,24	62,67 / 6,03	89,5 / 7,6	0,88	69,57
151	4ПС60.33.4,0-П-2										5,5	4,55	0,24	53,49 / 6,03	75,4 / 7,6	0,88	60,40
152	4ПС60.33.4,0-П-3						1810				5,5	4,55	0,24	58,31 / 6,03	82,5 / 7,6	0,88	65,22
153	5ПС60.33.3,5-П-1				350						5,3	4,31	0,26	61,15 / 5,82	87,6 / 7,3	0,88	68,02
154	5ПС60.33.3,5-П-2										5,3	4,31	0,26	51,92 / 5,82	73,1 / 7,3	0,88	58,61
155	5ПС60.33.3,5-П-3					1810 / 1810		590 / 1190			5,3	4,31	0,26	56,91 / 5,82	80,5 / 7,3	0,88	63,61
156	5ПС60.33.4,0-П-1				400						6,0	4,97	0,26	62,13 / 6,03	88,7 / 7,6	0,88	69,03
157	5ПС60.33.4,0-П-2										6,0	4,97	0,26	52,83 / 6,03	74,4 / 7,6	0,88	59,74
158	5ПС60.33.4,0-П-3										6,0	4,97	0,26	58,03 / 6,03	82,1 / 7,6	0,88	64,94

№№ п.п.	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	H	B	a	h	c	d	Марка бетона	Масса изделия т	Расход материалов: Бетон м³	Отделочный материал м³	Сталь, кг: Арматурная: Натуральная в т.ч. на закладные детали	Арматурная: Приведенная к А-I в т.ч. на закладные детали	Прокат	Всего
159	ПСП30.61.4,0-П		2990	5075	400	1810	910	590	850	75	6,0	4,86	0,26	128,8 / 15,6	187,3 / 19,2	1,44	145,3
160	ПСП30.61.4,5-П				450						6,7	5,50	0,26	126,9 / 15,6	185,4 / 19,2	1,44	144,0
161	ВСП15.60.3,5-П		1480	5865	350						3,5	2,86	0,17	64,03 / 9,8	95,0 / 12,1	1,44	75,23
162	ВСП15.60 4,0-П				400						4,0	3,30	0,17	64,10 / 9,8	95,1 / 12,1	1,44	75,30
163	ВСП14.60.3,5-П		1380		350						4,3	2,67	0,16	64,06 / 9,8	95,1 / 12,1	1,44	75,26
164	ВСП14.60.4,0-П				400						3,7	3,08	0,16	64,14 / 9,8	95,2 / 12,1	1,44	75,34
165	ПСП72.10.2,6-П		7190	1000	260					75	2,2	1,73	0,14	7,48 / 5,20	10,9 / 6,6	1,44	14,06
166	ПСП72.10.3,1-П				310						2,6	2,09	0,14	7,77 / 6,0	11,4 / 7,5	1,44	15,21
167	ПСП60.10.2,6-П		5990		260						1,8	1,44	0,12	6,53 / 5,20	9,6 / 6,6	1,44	13,18
168	ПСП60.10.3,1-П				310						2,1	1,74	0,12	6,85 / 5,20	10,1 / 6,6	1,44	13,49
169	ПСП36.10.2,6-П		3590		260						1,1	0,86	0,07	4,05 / 3,08	6,0 / 4,0	1,44	8,57
170	ПСП36.10.3,1-П				310						1,3	1,04	0,07	4,05 / 3,48	6,2 / 4,5	1,44	9,17
171	ПСП30.10.2,6-П		2990		260						0,9	0,72	0,06	3,61 / 3,08	5,3 / 4,0	1,44	8,13
172	ПСП30.10.3,1-П				310						1,1	0,87	0,06	3,79 / 3,08	5,6 / 4,0	1,44	8,31
173	ПСП30.15.2,6-П			1500	260						1,4	1,08	0,09	4,30 / 3,96	6,3 / 5,2	2,16	10,42
174	ПСП30.15.3,1-П				310						1,6	1,30	0,09	4,50 / 3,96	6,6 / 5,2	2,16	10,62
175	ПСП18.10.2,6-П-1		1790	1000	260					75	0,5	0,43	0,04	2,38 / 3,08	3,5 / 4,0	1,44	6,90
176	ПСП18.10.2,6-П-2				260						0,5	0,43	0,04	2,38 / 3,08	3,5 / 4,0	1,44	6,90
177	ПСП18.10.2,6-П-3				260						0,5	0,43	0,04	2,38 / 3,08	3,5 / 4,0	1,44	6,90
178	ПСП18.10.3,1-П-1				310						0,6	0,52	0,04	2,50 / 3,08	3,7 / 4,0	1,44	7,02
179	ПСП18.10.3,1-П-2				310						0,6	0,52	0,04	2,50 / 3,08	3,7 / 4,0	1,44	7,02
180	ПСП18.10.3,1-П-3				310						0,6	0,52	0,04	2,50 / 3,08	3,7 / 4,0	1,44	7,02
181	ПСП12.10.2,6-П-1		1190		260						0,4	0,29	0,02	1,57 / 3,08	2,3 / 4,0	1,44	6,09

№№ п.п.	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	H	B	a	h	c	d	Марка бетона	Масса изделия т	Расход материалов: Бетон м³	Отделочный материал м³	Сталь, кг: Арматурная натурально	Арматурная приведенная к А-I	Прокат	Всего
														в т.ч. на закладные детали	в т.ч. на закладные детали		
182	ПСП12.10.2,6-П-2	Эскиз см. лист 8.	1190	1000	260					75	0,4	0,29	0,04	1,57 / 3,08	2,3 / 4,0	1,44	6,09
183	ПСП12.10.2,6-П-3										0,4	0,29	0,02	1,57 / 3,08	2,3 / 4,0	1,44	6,09
184	ПСП12.10.3,1 П-1				310						0,4	0,35	0,02	1,65 / 3,08	2,4 / 4,0	1,44	6,17
185	ПСП12.10.3,1 П-2										0,4	0,35	0,02	1,65 / 3,08	2,4 / 4,0	1,44	6,17
186	ПСП12.10.3,1-П-3										0,4	0,35	0,02	1,65 / 3,08	2,4 / 4,0	1,44	6,17
187	ПСП14.10.2,6-П-1		1465		260						0,4	0,35	0,03	1,78 / 3,08	2,6 / 4,0	1,44	6,30
188	ПСП14.10.2,6-П-2										0,4	0,35	0,03	1,78 / 3,08	2,6 / 4,0	1,44	6,30
189	ПСП15.10.3,1-П-1		1515		310						0,5	0,44	0,03	1,89 / 3,08	2,8 / 4,0	1,44	6,42
190	ПСП15.10.3,1-П-2										0,5	0,44	0,03	1,89 / 3,08	2,8 / 4,0	1,44	6,42
191	ПСП20.10.2,6-П-1		2065		260						0,6	0,50	0,04	2,58 / 3,08	3,8 / 4,0	1,44	7,10
192	ПСП20.10.2,6-П-2										0,6	0,50	0,04	2,58 / 3,08	3,8 / 4,0	1,44	7,10
193	ПСП21.10.3,1-П-1		2115		310						0,8	0,61	0,04	2,73 / 3,08	4,0 / 4,0	1,44	7,26
194	ПСП21.10.3,1-П-2										0,8	0,61	0,04	2,73 / 3,08	4,0 / 4,0	1,44	7,26
195	ПСП17.15.2,6-П-1		1765	1500	260						0,8	0,64	0,05	2,86 / 5,01	4,2 / 6,9	4,32	12,19
196	ПСП17.15.2,6-П-2										0,8	0,64	0,05	2,86 / 5,01	4,2 / 6,9	4,32	12,19
197	ПСП18.15.3,1-П-1		1815		310						1,0	0,79	0,05	3,03 / 5,01	4,5 / 6,9	4,32	12,35
198	ПСП18.15.3,1-П-2										1,0	0,79	0,05	3,03 / 5,01	4,5 / 6,9	4,32	12,35
199	ПС15.61.3,5-П		1490	6075	350					75	3,7	2,99	0,18	68,89 / 8,80	100,2 / 10,6	—	77,69
200	ПС15.61.4,0-П				400						4,1	3,44	0,18	27,03 / 8,80	36,9 / 10,6	—	85,83
201	1ПС18.61.3,5-П		1845		350						4,6	3,70	0,22	79,05 / 10,40	114,8 / 12,6	—	89,45
202	1ПС19.61.4,0-П		1895		400						5,3	4,38	0,23	37,50 / 10,40	52,0 / 12,6	—	47,90
203	2ПС18.61.3,5-П		1845		350						4,6	3,70	0,23	79,05 / 10,40	114,8 / 12,6	—	89,45
204	2ПС19.61.4,0-П		1895		400						5,3	4,38	0,23	37,50 / 10,40	52,0 / 12,6	—	47,90

№№ п.п.	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	H	b	a	h	c	Масса изделия, т	Расход материалов: Бетон, м³	Сталь, кг: Арматурная натуральная	Арматурная приведенная к А-I	Прокат	Всего
											В т.ч. на закладные детали	В т.ч. на закладные детали		
1	ПСЦ 12.19.1,6-1Т		1180	1865	160	—	—	—	0.88	0.35	4.62 / 0.98	6.22 / 1.99	0.50	5.12
2	ПСЦ 12.21.1,6-1Т		1180	2100	160	—	—	—	0.95	0.38	4.94 / 1.00	6.68 / 1.21	0.50	5.44
3	ПСЦ 24.19.1,6-1Т		2380	1865	160	800	1265	900	1.35	0.54	27.68 / 0.98	39.23 / 1.19	0.50	28.10
4	ПСЦ 28.19.1,6-1Т		2800	1865	160	800	1265	900	1.68	0.67	31.88 / 0.98	44.84 / 1.19	0.50	32.38
5	ПСЦ 30.19.1,6-1Т		2980	1865	160	800	1265	900	1.80	0.72	33.64 / 0.98	47.76 / 1.19	0.50	34.14
6	ПСЦ 29.19.1,6-1Т		2890	1865	160	800	1265	900	1.72	0.69	33.65 / 0.98	48.52 / 1.19	0.59	35.47
7	ПСЦ 36.19.1,6-1Т ПСЦ 36.19.1,6-3т		3580	1865	160	800	1265	900	2.25	0.90	42.31 / 0.98 49.56 / 0.98	60.82 / 1.19 70.98 / 1.19	0.59 0,59	42,90 50,18

Нач. отд.	А.Бахановский	
Нормоконтр.		
ГИП	А.Клизакин	
ГИП	Ю.Герман	
Вед. инж.	Р.Долмацина	
Проверил	В.Гиберман	
Разработал	Р.Долмацина	

1.220.1-2.5 0.0.0 ПЗ.4

Приложение III

НОМЕНКЛАТУРА ПАНЕЛЕЙ ВНУТРЕННИХ ЦОКОЛЬНЫХ СТЕН

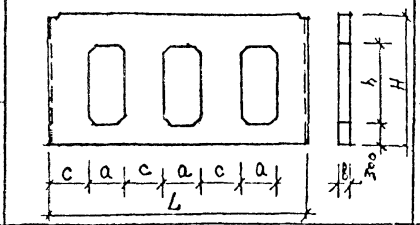
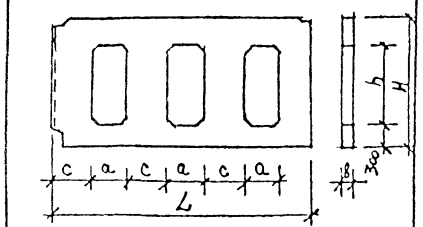
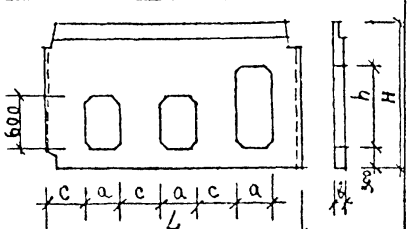
Стадия	Лист	Листов
Р	1	2

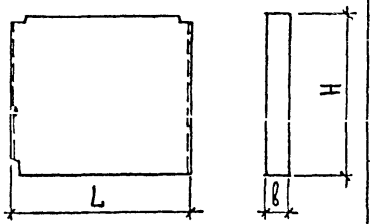
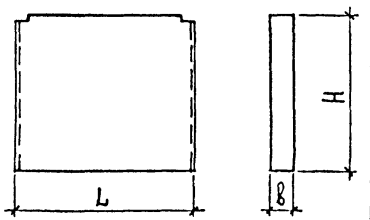
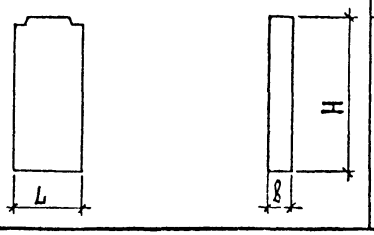
ЦНИИЭП жилища г. Москва

Копировал

Формат 12

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

№№ п.п.	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	H	в	а	h	с	Масса изделия т	Расход материалов: Бетон м³	Сталь, кг: Арматурная: Натуральная: В т.ч. на закладные детали	Арматурная: Приведенная к А-I: В т.ч. на закладные детали	Прокат	Всего
8	ПСЧ 58.19.1,6-1 Т		5800	1865	160	800	1265	900	3.05	1.22	74.01 / 0.98	105.13 / 1.19	0.50	74.51
9	ПСЧ 60.19.1,6-1 Т ПСЧ 60.19.1,6-3т		5980	1865	160	800	1265	900	3.18	1.27	76.31 / 0.98 108,71 / 0.98	109.97 / 1.19 153,62 / 1,19	0.50 0,50	86.31 109,21
10	ПСЧ 59.19.1,6-1 Т		5890	1865	160	800	1265	900	3,10	1.24	75.86 / 0.98	108.61 / 1.19	0.59	76.45
11	ПСЧ 59.21.1,6-1 Т		5890	2100	160	800	1265	900	3,75	1.50	83 39 / 1.99	118.38 / 2.41	1.09	84.38
12	ПСЧ 59.21.1,6-1 Т		5890	2100	160	800	1265	900	3,75	1.50	83.39 / 1.99	118.38 / 2.41	1.09	84.38

№№ п.п.	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	Размеры, мм H	Размеры, мм в	Масса изделия, т	Расход материалов: Бетон, м³	Сталь, кг: Арматурная: Натуральная: В т.ч. на закладные детали	Сталь, кг: Арматурная: Приведенная к А-I: В т.ч. на закладные детали	Сталь, кг: Прокат	Сталь, кг: Всего
1	ПС 29.30.1,6-1т		2890	3040	160	3.35	1.40	14.71/0.98	21.15/1.19	0.59	15,30
2	ПС 30 30.1,6-1т		2980			3.45	1.44	14,87/0.98	18.60/1.19	0,59	15,46
3	ПС 36.30.1,6-1т		3580			4.15	1.73	20,09/0.98	26.74/1.19	0.59	20,68
4	ПС 59.30.1,6-1т		5890			6.90	2 86	28,83/0.98	40.09/1.19	0.59	29,42
	ПС 36.30.1,6-7т		3580	"	"	4.15	1.73	46,31/0.98	7534/1.19	0.59	46,01
5	ПС 24.30.1,6-1т		2380	3040	160	2.80	1.15	11.74/0.98	16.22/1.19	0,50	12.24
6	ПС 28.30.1,6-1т		2800			3.25	1.35	13.48/0.98	18.56/1.19	0,50	13.98
7	1ПС 30.30.1,6-1т		2980			3.50	1.44	13.74/0.98	18.95/1.19	0.50	14.20
8	ПС 58.30.1,6-1т		5800			6.75	2.81	27.60/0.98	37.58/1.19	0.50	28.10
9	ПС 60.30.1,6-1т		5980			7.00	2.90	27.86/0.98	37.97/1.19	0.50	28.36
10	ПС 12.30.1,6-1т		1180	3040	160	1.40	0.58	7.66/0.98	10.58/1.19	0.50	8.16

Нач. отдела	Л. Балановский	
Нормоконтр.		
Гл. инж. пр.	А. Кривакин	
Гл. инж. пр.	Ю. Герман	
Ведущ. инж.	М. Шатинская	
Проверил		
Разработал	Т. Бушина	

1.220.1-2.6 0.0.0 ПЗ.5

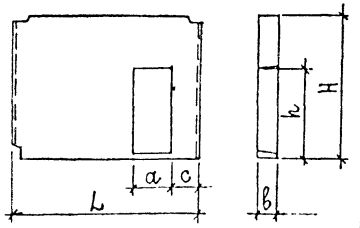
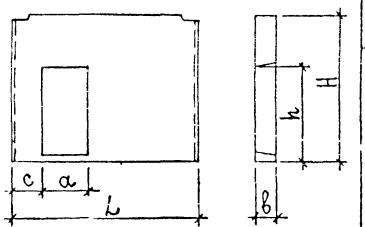
Приложение Ш
Номенклатура панелей внутренних стен

Стадия	Лист	Листов
Р	1	1

ЦНИИЭП жилища г. Москва

Копировал

Формат 12

№№ п.п.	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	H	в	a	h	c	Масса изделия, т	Расход материалов: Бетон, м³	Сталь, кг: Арматурная: Натуральная, в т.ч. на закладные детали	Приведенная к А-I, в т.ч. на закладные детали	Прокат	Всего
19	ПСП 29.30.1,6-1т		2890	3040	160	900	2150	700	2.60	1.08	27,21/0,98	39,93/1,19	0,59	27,80
20	1ПСП 29.30.1,6-1т					1000			2.50	1.05	27,43/0,98	40,24/1,19	0,59	28,02
21	2ПСП 29.30.1,6-1т					1200			2.35	0.98	30,15/0,98	41,84/1,19	0,59	30,74
22	ПСП 59.30.1,6-1т		5890			900			6.10	2.54	42,87/0,98	60,35/1,19	0,59	43,46
23	1ПСП 59.30.1,6-1т					1000			6.05	2.51	43,13/0,98	60,78/1,19	0,59	43,72
24	2ПСП 59.30.1,6-1т					1200			5.85	2.44	45,85/0,98	64,52/1,19	0,59	46,44
25	3ПСП 59.30.1,6-1т					1500			5.60	2.33	47,61/0,98	67,10/1,19	0,59	48,10
26	4ПСП 59.30.1,6-1т					1500	2500		5.40	2.25	42,35/0,98	59,54/1,19	0,59	42,94
27	5ПСП 59.30.1,6-1т					1800			5.10	2.13	47,79/0,98	62,22/1,19	0,59	44,82
28	ПСП 30.30.1,6-1т		2980	3040	160	900	2150	700	2.65	1.10	26,18/0,98	37,64/1,19	0,50	27,46
29	1ПСП 30.30.1,6-1т					1000			2.65	1.10	26,45/0,98	38,04/1,19	0,50	26,95
30	2ПСП 30.30.1,6-1т					1200			2.40	1.00	29,18/0,98	40,64/1,19	0,50	29,68
31	ПСП 60.30.1,6-1т		5980			900			6.15	2.56	38,59/0,98	54,14/1,19	0,50	39,08
32	1ПСП 60.30.1,6-1т					1000			6.10	2.53	38,78/0,98	54,42/1,19	0,50	39,28
33	2ПСП 60.30.1,6-1т					1200			5.90	2.46	44,92/0,98	62,44/1,19	0,50	45,42
34	3ПСП 60.30.1,6-1т					1500			5.65	2.35	47,58/0,98	64,82/1,19	0,50	48,08
35	4ПСП 60.30.1,6-1т					1500	2500		5.45	2.27	41,20/0,98	57,10/1,19	0,50	41,70
36	5ПСП 60.30.1,6-1т					1800			5.15	2.15	39,74/0,98	55,74/1,19	0,50	40,24
37	6ПСП 60.30.1,6-1т					1800		2090	5.15	2.15	39,74/0,98	55,74/1,19	0,50	40,24
	6ПСП 60.30.1,6-7т					1800			5.15	2.15	69,73/0,98	98,75/1,19	0,50	70,43

Нач. отдела	А. Балановский	
Норм. контр.		
Гл. инж. пр.	А. Кривакин	
Гл. инж. пр.	Ю. Герман	
Ведущ. инж.	М. Шатинская	
Проверил		
Разработал	Т. Бушина	

1 220.1-2.6 0.0.0.0 ПЗ.5

Номенклатура панелей внутренних стен

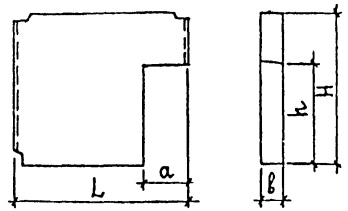
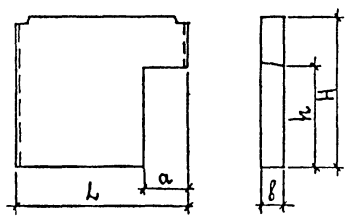
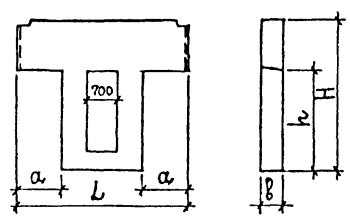
Стадия	Лист	Листов
Р	1	1

ЦНИИЭП жилища г. Москва

Копировал

Формат 12

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

№№ п.п.	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	H	в	а	h	Масса изделия, т	Расход материалов: Бетон, м³	Сталь, кг: Арматурная: Натуральная: В т.ч. на закладные детали	Сталь, кг: Арматурная: Приведенная к А-I: В т.ч. на закладные детали	Сталь, кг: Прокат	Сталь, кг: Всего
11	ПСГ 59.30.1,6-1т		5890	3040	160	1000	2150	6.05	2.52	30.40/0.98	43.16/1.19	0.59	30,99
12	ПСГ 59.30.1,6-1т		5890			1500		5.65	2.34	37.02/0.98	51.84/1.19	0.59	37.61
13	ПСГ 28.30.1,6-1т		2800	3040	160	1000	2150	2.45	1.02	15.14/0.98	21.76/1.19	0.50	15.69
14	ПСГ 30.30.1,6-1т		2980			1250		2.45	1.02	17.57/0.98	23.05/1.19	0.50	18.07
15	ПСГ 60.30.1,6-1т		5980			1050		6.15	2.55	32.43/0.98	44.51/1.19	0.50	32.93
16	ПСГ 60.30.1,6-1т		5980			1500		5.75	2.38	32.83/0.98	45.78/1.19	0.50	33.33
17	ПСГ 58.30.1,6-1т		5800	3040	160	1000	2150	4.60	1.91	42.82/0.98	60.68/1.19	0.50	43.32
18	ПСГ 70.30.1,6-1т		7000			1000		6.00	2.50	46.68/0.98	65.80/1.19	0.50	47.18

Нач. отдела	Л.Балановский	
Нормоконтр.		
Гл.инж. пр.	А.Кривакин	
Гл.инж. пр.	Ю.Герман	
Ведущ.инж.	М.Шатинская	
Проверил		
Разработал	Т.Бушина	

1.220.1-2.6 0.0.0.0 ПЗ.5

Номенклатура панелей внутренних стен

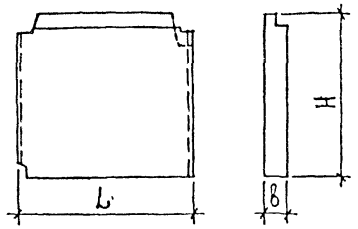
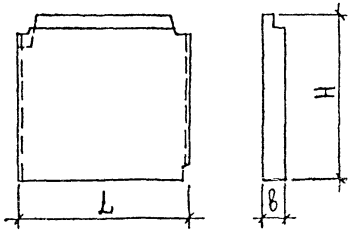
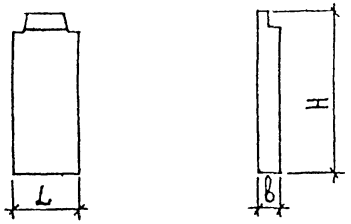
Стадия	Лист	Листов
Р	1	1

ЦНИИЭП жилища г. Москва

Копировал

Формат 12

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

№№ п.п.	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	H	в	Масса изделия, т	Расход материалов: Бетон, м³	Сталь, кг: Арматурная: Стержневая: В т.ч. на закладные детали	Арматурная: Приведенная к А-I: В т.ч. на закладные детали	Прокат	Всего
38	1ПС 59.33.1,6-4т		5890	3275	160	7.35	3.06	42,01 / 2,95	59,64 / 3,57	1.34	43,35
39	2ПС 59.33.1,6-4т		5890	3275	160	7.35	3.06	43,24 / 2,95	59,64 / 3,57	1.34	44.58
40	ПС 12.33.1,6-4т		1180	3275	160	1.45	0.61	9,22/0.98	12.72/1.01	0.50	9.72

НАЧ.ОТДЕЛА	Л.БАЛАНОВСКИЙ	
НОРМОКОНТР.		
ГЛ.ИНЖ.ПР.	А.КРИВАКИН	
ГЛ.ИНЖ.ПР.	Ю.ГЕРМАН	
ВЕДУЩ.ИНЖ.	М.ШАТИНСКАЯ	
ПРОВЕРИЛ		
РАЗРАБОТАЛ	Т.БУШИНА	

1.220.1-2.6 0.0.0.0 ПЗ.5

Номенклатура панелей внутренних стен

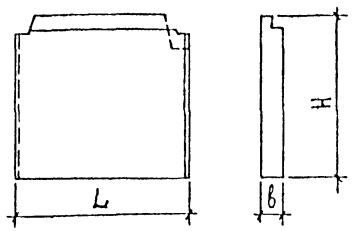
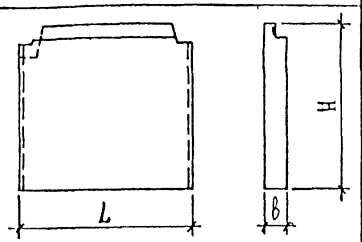
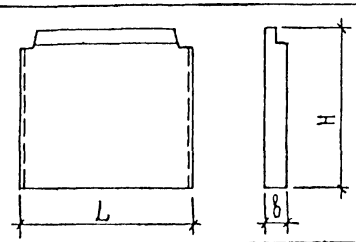
Стадия	Лист	Листов
Р	1	1

ЦНИИЭП жилища г. Москва

Копировал

Формат 12

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

NN п.п.	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	H	в	Масса изделия т	Расход материалов: Бетон м³	Сталь, кг: Арматурная: Натуральная, в т.ч. на закладные детали	Арматурная: Приведенная к А-I, в т.ч. на закладные детали	Прокат	Всего
41	1ПС 60.33.1,6-1т		5980	3275	160	7.45	3.11	41.39/1.99	57.59/2.41	1.00	42.39
42	2ПС 60.33.1,6-1т		5980	3275	160	7.45	3.11	41.39/1.99	57.59/2.41	1.00	42.39
43	ПС 30.33.1,6-1т		2980	3275	160	3.70	1.54	20.87/1.98	29.47/2.40	1.00	21.87

Нач. отдела	А. Балановский	
Нормоконтр.		
Гл. инж. пр.	А. Кривакин	
Гл. инж. пр.	Ю. Герман	
Ведущ. инж.	М. Шатинская	
Проверил		
Разработал	Т. Бушина	

1.220.1-2.6 0.0.0 ПЗ.4

Номенклатура панелей внутренних стен

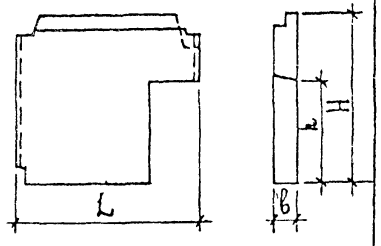
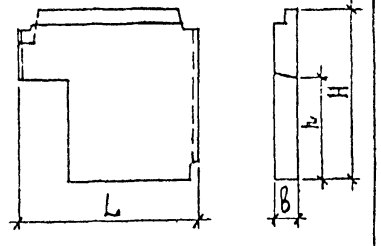
Стадия	Лист	Листов
Р	1	1

ЦНИИЭП жилища г. Москва

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

Копировал

Формат 12

№№ п.п.	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	H	в	а	h	Масса изделия, т	Расход материалов: Бетон, м³	Сталь, кг: Арматурная: Натуральная: В т.ч. на закладные детали	Арматурная: Приведенная к А-I: В т.ч. на закладные детали	Прокат	Всего
44	1ПСГ 59.33.1.6-1т		5890	3275	160	1000	2150	6.55	2.72	47.04 / 2,95	66,70 / 3,57	1.34	48,38
45	2ПСГ 59.33.1.6-1т		5890	3275	160	1000	2150	6.55	2.72	48,27 / 2,95	66,70 / 3,57	1.34	49,61

Нач. отдела	А.Балановский	
Нормоконтр.		
Гл.инж.пр.	А.Кривакин	
Гл.инж.пр.	Ю.Герман	
Ведущ.инж.	М.Шатинская	
Проверил		
Разработал	Т.Сушина	

1.220.1-2.6 0.0.0 ПЗ.5

Номенклатура панелей внутренних стен

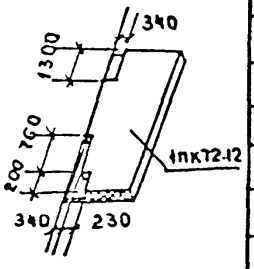
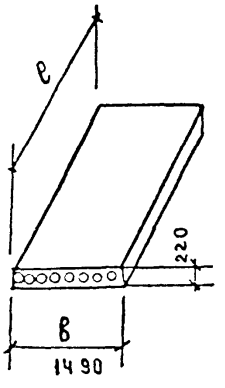
Стадия	Лист	Листов
Р	1	3

ЦНИИЭП жилища г. Москва

Копировал

Формат А2

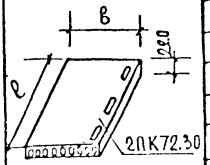
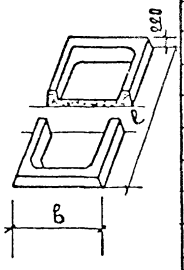
Инв.№ подл. | Подпись и дата | Взам.инв.№

№№ п/п	Группа изделий	Эскиз	Условные обозначения	Габариты мм: l	Габариты мм: в	Марка бетона	Объем бетона: м³	Объем бетона: привед. на м²	Масса панели кг	Примечание
1	Панели перекрытия		ПК72.12-4.5 АтV т	7180	1190	200	1.02	11.94	2550	
2			ПК70.12-4.5 АтV т	7020	1190	200	1.00	11.70	2500	
3			ПК72.12-6 АтV т	7180	1190	250	1.02	11.94	2550	
4			1ПК72.12-6 АтV т	7180	1190	250	0.96	11.28	2400	
5			ПК70.12-6 АтV т	7020	1190	250	1.00	11.70	2500	
6			ПК72.12-8 АтV т	7180	1190	250	1.02	11.94	2550	
7			ПК70.12-8 АтV т	7020	1190	250	1.00	11.70	2500	
8			ПК60.12-4.5 АтV т	5980	1190	200	0.85	11.94	2125	
9			ПК58.12-4.5 АтV т	5820	1190	200	0.83	11.98	2075	
10			ПК60.12-6 АтV т	5980	1190	200	0.85	11.94	2125	
11			ПК58.12-6 АтV т	5920	1190	200	0.83	11.98	2075	
12			ПК60.12-8 АтV т	5980	1190	200	0.85	11.94	2125	
13			ПК58.12-8 АтV т	5820	1190	200	0.83	11.98	2075	
14			ПК30.12-4.5 А III т	2980	1190	200	0.42	11.83	1050	
15			ПК28.12-4.5 А III т	2820	1190	200	0.40	11.92	1000	
16			ПК30.12-6 А III т	2980	1190	200	0.42	11.83	1050	
17			ПК28.12-6 А III т	2820	1190	200	0.40	11.92	1000	
18			ПК30.12-8 А III т	2980	1190	200	0.42	11.83	1050	
19			ПК28.12-8 А III т	2820	1190	200	0.40	11.92	1000	
20			ПК72.15-4.5 АтV т	7180	1490	200	1.35	12.62	3375	
21			ПК70.15-4.5 АтV т	7020	1490	200	1.32	12.62	3300	
22			ПК72.15-6 АтV т	7180	1490	250	1.35	12.62	3375	
23			ПК70.15-6 АтV т	7020	1490	250	1.32	12.62	3300	
24			ПК72.15-8 АтV т	7180	1490	250	1.35	12.62	3375	
25			ПК70.15-8 АтV т	7020	1490	250	1.32	12.62	3300	
26			ПК60.15-4.5 АтV т	5980	1490	200	1.12	12.57	2800	
27			ПК58.15-4.5 АтV т	5820	1490	200	1.09	12.57	2725	
28			ПК60.15-6 АтV т	5980	1490	200	1.12	12.57	2800	
29			ПК58.15-6 АтV т	5820	1490	200	1.09	12.57	2725	
30			ПК60.15-8 АтV т	5980	1490	200	1.12	12.57	2800	
31			ПК58.15-8 АтV т	5820	1490	200	1.09	12.57	2725	
32			ПК60.15-12.5 АтV т	5980	1490	200	1.12	12.57	2800	
33			ПК58.15-12.5 АтV т	5820	1490	200	1.09	12.57	2725	
34			ПК30.15-4.5 А III т	2980	1490	200	0.55	12.39	1380	
35			ПК28.15-4.5 А III т	2820	1490	200	0.52	12.38	1300	
36			ПК30.15-6 А III т	2980	1490	200	0.55	12.39	1380	
37			ПК28.15-6 А III т	2820	1490	200	0.52	12.38	1300	
38			ПК30.15-8 А III т	2980	1490	200	0.55	12.39	1380	
39			ПК28.15-8 А III т	2820	1490	200	0.52	12.38	1300	
40			ПК30.15-12.5 А III т	2980	1490	200	0.55	12.39	1380	
41			ПК28.15-12.5 А III т	2820	1490	200	0.52	12.38	1300	

Приложение III. Панели перекрытия многопустотные. Номенклатура изделий.

1.220.1-2.0.П3.6

Лист 2

NN п/п	Группа изделий	Эскиз	Условные обозначения	Габариты мм l	Габариты мм в	Марка бетона	Объем бетона м³	Объем бетона приведена м²	Масса панели кг	Примечание
42	Панели перекрытия		ПК72.30-4.5АтV̄т	7180	2980	200	2,72	12,71	6800	
43			1ПК72.30-4.5АтV̄т	7180	2980	200	2,72	12,71	6800	
44			2ПК72.30-4.5АтV̄т	7180	2980	200	2,72	12,71	6800	
45			ПК70.30-4.5АтV̄т	7020	2980	200	2,66	12,71	6650	
46			ПК72.30-6АтV̄т	7180	2980	250	2,72	12,71	6800	
47			1ПК72.30-6АтV̄т	7180	2980	250	2,72	12,71	6800	
48			ПК70.30-6АтV̄т	7020	2980	250	2,66	12,71	6650	
49			ПК72.30-8АтV̄т	7180	2980	250	2,72	12,71	6800	
50			ПК70.30-8АтV̄т	7020	2980	250	2,66	12,71	6650	
51			ПК60.30-4,5АтV̄т	5930	2980	200	2,22	12,46	5560	
52			1ПК60.30-4,5АтV̄т	5980	2980	200	2,17	12,19	5430	
53			2ПК60.30-4,5АтV̄т	5980	2980	200	2,17	12,19	5430	
54			ПК58.30-4,5АтV̄т	5820	2980	200	2,16	12,46	5400	
55			ПК60.30-6АтV̄т	5980	2980	200	2,22	12,46	5560	
56			1ПК60.30-6АтV̄т	5980	2980	200	2,17	12,19	5430	
57			2ПК60.30-6АтV̄т	5980	2980	200	2,17	12,19	5430	
58			ПК58.30-6АтV̄т	5820	2980	200	2,16	12,46	5400	
59			ПК60.30-8АтV̄т	5980	2980	200	2,22	12,46	5560	
60			ПК58.30-8АтV̄т	5820	2980	200	2,16	12,46	5400	
61	Панели перекрытия		ПР72.12-6АтV̄т	7180	1190	250	1,21	14,15	3025	
62			1ПР72.12-6АтV̄т	7180	1190	250	1,21	14,15	3025	
63			ПР70.12-6АтV̄т	7020	1190	250	1,18	14,17	2950	
64			ПР72.12-8АтV̄т	7180	1190	300	1,21	14,15	3025	
65			ПР70.12-8АтV̄т	7020	1190	300	1,18	14,17	2950	
66			ПР72.15-6АтV̄т	7180	1490	300	1,33	12,41	3325	
67			ПР70.15-6АтV̄т	7020	1490	300	1,30	12,43	3250	
68			ПР72.15-8АтV̄т	7180	1490	350	1,33	12,41	3325	
69			ПР70.15-8АтV̄т	7020	1490	350	1,30	12,43	3250	
70			ПР60.12-6АтV̄т	5980	1190	200	0,94	13,13	2350	
71			1ПР60.12-6АтV̄т	5980	1190	200	0,94	13,13	2350	
72			ПР58.12-6АтV̄т	2820	1190	200	0,91	13,14	2275	
73			ПР60.12-8АтV̄т	5980	1190	200	0,94	13,13	2350	
74			ПР58.12-8АтV̄т	5820	1190	200	0,91	13,14	2275	
75			ПР60.15-6АтV̄т	5980	1490	200	1,02	11,49	2550	
76			ПР58.15-6АтV̄т	5820	1490	200	1,00	11,50	2500	
77			ПР60.15-8АтV̄т	5980	1490	250	1,02	11,49	2550	
78			ПР58.15-8АтV̄т	5820	1490	250	1,00	11,50	2500	
79			ПР30.12-6АIII	2980	1490	200	0,37	10,54	925	
80			ПР30.12-8АIII	2980	1490	200	0,37	10,54	925	
81			ПР30.15-6АIII	2980	1490	200	0,42	9,46	1050	
82			ПР30.15-8АIII	2980	1490	200	0,42	9,46	1050	

ПРИВЯЗАН

ИНВ. N

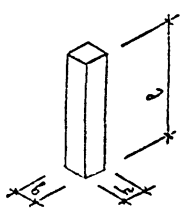
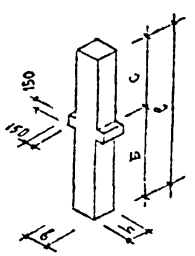
КБ по железобетону Госстроя РСФСР г. Москва

Гл. кон. пр. Таиров
Ст. инж. Семенов
Провер. Афанасьев

Приложение III. Панели перекрытия многопустотные. Номенклатура изделий.

1.220.1-2.0.П3.6

Лист 3

№ п.п.	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм						Марка бетона	Масса изделия т.	Расход материалов				
			ℓ	в	h	А	Б	С			Бетон м³	Сталь, кг. Арматурная		Прокат	Всего
												Натуральн. В т.ч. на закладные детали	Приведен. к А-I в т.ч. на закл. дет.		
	КБ 3.33 - 1.11		3850	300	300	—	—	—	300	0,865	0,346	29,39 / 1,264	46,89 / 1,88	7 062	36 45
	КБ 3.33 - 1.14		"	"	"	"	"	"	400	0,865	"	"	"	"	"
	2КБД 3.33(20)-1.14		7450	"	"	—	4300	3150	400	1,70	0,680	69.14 / 7,574	100,14 / 11,28	16,782	78.35
	2КБД 3.33(20)-1.17/18		9 "	"	"	—	"	"	.500	1,70	"	86.95 / 7,574	126,07 / 11,28	"	95.76
	2КБД 3.33(28) -1.14		9150	"	"	—	6000	"	400	2,08	0,833	81,22 / 7,574	117,47 / 11,28	"	90.43
	2КБД 3.33(28)-1.17/18		"	"	"	—	"	"	500	2,08	"	104,68 / 7,574	152,44 / 11,28	"	113 89

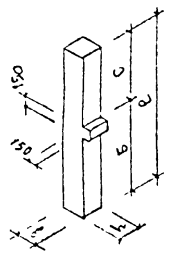
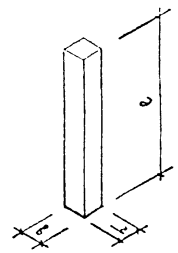
Нач.отд	Волынский	
Н.контр	Григорьев	
ГИП	Ванян	
Рук. гр.	Колдашева	
Рук. гр.	Никонорова	
Проверил	Сливина	
Разраб	Степанова	

1.220 1-2.9 0000 ПЗ.7

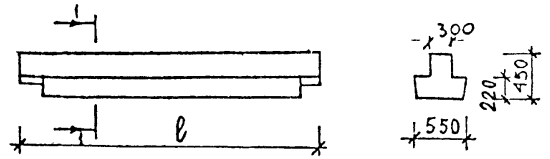
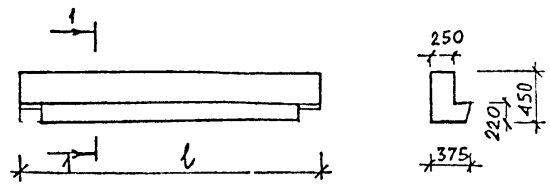
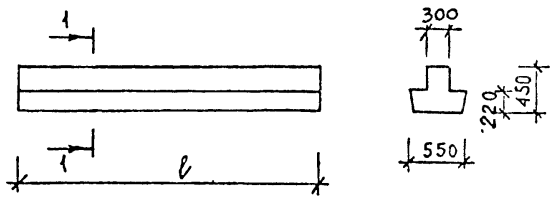
Приложение III
Колонны.
Номенклатура

Стадия	Лист	Листов
Р	1	2

ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов

№№ п.п.	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм						Марка бетона	Масса изделия т.	Расход материалов				
											Бетон м³	Сталь, кг			
												Арматурная		Прокат	Всего
			ℓ	в	h	А	Б	С				натуральн. в т.ч. на закладные детали	приведен. к А-I в т.ч. на закл. дет.		
	2КБО 3.33(20)-1.14		7450	300	300	—	4300	3150	400	1,69	0.678	66.80 / 6.464	96.67 / 9.63	11.92	72.26
	2КБО 3.33(28)-1.14		9150	"	"	"	6000	"	"	2,07	0, 831	78.87 / 6.46	114.00 / 9.63	"	84 34
	2КБ 3,33(20)-1.14		7400	"	"		—	—	400	1,67	0 671	56.06 / 1.264	20.7 / 1,88	7.062	61.87
	2КБ 3.33(28)-1.14		9150	"	"		—	—		2,06	0. 824	68.14 / 1.264	98.05 / 1.88	-	73 94

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

NN п.п.	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	Марка бетона	Масса изделия т	Расход материалов: Бетон, м³	Сталь, кг: Арматурная: Натуральн. / в т.ч. на закладные детали	Арматурная: Приведен. к А-I / в т.ч. на закладные детали	Прокат	Всего
1	1РДС4.66-60АтV		6610	500	2,94	1,18	164.55 / 3.23	297.80 / 4.82	6.76	171,31
2	1РДС4.54-60АтV		5410	400	2,42	0,96	101.22 / 3,23	172.83 / 4,82	6.76	107.98
3	1РОС4 66-35АтV		6610	300	2,25	0,89	115.80 / 10.08	203.09 / 15.01	8.20	124.00
4	1РОС4.54-35АтV		5410	300	1,85	0,73	67.89 / 8.93	98.75 / 13.30	8.20	76.09
5	2РДС4.72-АтV		7160	500	3,30	1,32	297.29 / 7.97	504.57 / 11.87	9.48	306.77
6	2РДС4.60-АтV		5960	500	2,75	1,10	222.99 / 7.97	381.83 / 11.87	9.48	232.47
7	2РДС4.71-АтV		7070	500	3,25	1,30	297.81 / 5.97	507.39 / 8.90	8.36	306.17
8	2РДС4.59-АтV		5870	500	2,70	1,08	264.27 / 5.97	445.25 / 8.90	8.36	272.63
9	2РДС4.69-АтV		6830	500	3,16	1,26	244.39 / 5.97	425.26 / 8.90	8.36	252.75
10	2РДС4.57-АтV		5630	500	2,60	1,04	214.70 / 5.97	368,89 / 8.90	8.36	223,06

Нач. отдела	Волынский	
Нормоконт.	Григорев	
ГИП	Ванян	
Рук. группы	Острова	
Рук. группы	Осина	
Проверил	Васильева	
Разработ.	Лукина	

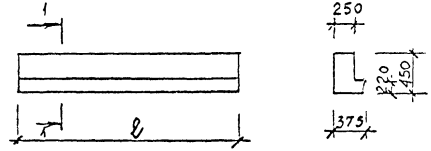
1.220.1 — 2.9 0.0.0.ПЗ.8

Приложение III. Ригели. Номенклатура.

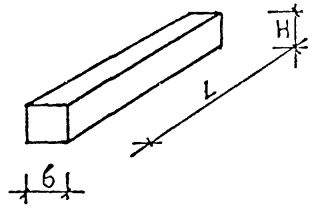
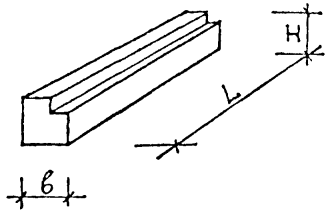
Стадия	Лист	Листов
Р	1	2

ЦНИИЭП торгово-бытовых зданий и туристских комплексов

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

NN п.п	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	Марка бетона	Масса изделия т	Расход материалов: Бетон, м³	Сталь, кг: Арматурная натуральн (в т.ч. на закладные детали)	Арматурная приведен. к А-I (в т.ч. на закладные детали)	Прокат	Всего
11	2Р004.72-АтV		7160	400	2,48	0,99	176.76 / 10.58	291.43 / 15.76	20,16	196,92
12	2Р004.60-АтV		5960	400	2,05	0,82	126.76 / 10,58	203.30 / 15.76	20,16	146.92
13	2Р004.71-АтV-Л		7070	400	2,45	0,98	175.90 / 10.58	289.58 / 15.76	20.16	196.06
14	2Р004.71-АтV-П		7070	400	2,45	0,98	175.90 / 10.58	289.58 / 15.76	20.16	196.06
15	2Р004.59-АтV-Л		5870	400	2,03	0,81	126.44 / 10.58	202.38 / 15.76	20 16	146.60
16	2Р004.59-АтV-П		5870	400	2,03	0,81	126.44 / 10.58	202 38 / 15.76	20.16	146.60
17	2Р004.69-АтV-Л		6830	400	2,38	0,95	171.50 / 10.58	281.51 / 15.76	20.16	191.66
18	2Р004.69-АтV-П		6830	400	2,38	0,95	171.50 / 10.58	281.51 / 15.76	20.16	191 66
19	2Р004.57-АтV-Л		5630	400	1,95	0,78	119.35 / 10.58	188.87 / 15.76	20.16	139,51
20	2Р004.57-АтV-П		5630	400	1,95	0,78	119.35 / 10.58	188.87 / 15.76	20.16	139.51

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

NN п/п	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	b	H	Масса изделия кг.	Расход материалов: Бетон м³	Сталь, кг: арматурная натуральная (в т.ч. на закладные детали)	арматурная приведенная к А-I (в т.ч. на закладные детали)	прокат	всего
1	БО 300.35.20		2990	350	200	500	0.21	4.18 / 1.62	6.00 / 1.72	6.28	10.46
2.	БО 300.40.20		2990	400	200	600	0.24	4.76 / 1.62	6.14 / 1.72	6.56	11.32
3	БО 300.35.25		2990	350	250	650	0.26	5.49 / 2.26	6.35 / 2.37	8.36	13.83
4	БО 300.40.25		2990	400	250	750	0.30	5.56 / 2.26	7.01 / 2.37	9.48	15.04
5	БО 300.20.20		2990	200	200	300	0.12	4.84 / 2.06	6.08 / 2.16	2.84	7.68
6	БО 300.20.25		2990	200	250	350	0.15	7.18 / 2.56	9.16 / 2.66	6.30	13.48

Рук. мастб	А. Попов		09.80
Нормоконт			
Гл. инж. мст	В. Иншаков		09.80
ГИП	Ю. Иоселевич		09.80
ГАП	И. Гринберг		09.80
Проверил	Ю. Иоселевич		09.80
Разработ.	Е. Купцов		09.80

1.220.1-2 10.0.0.0.0. П 3.10

Приложение III. Номенклатура обвязочных балок.

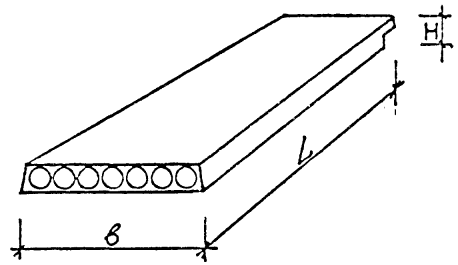
Стадия	Лист	Листов
РЧ	1	1

ЦНИИЭП жилища г Москва

Копировал

Формат 12

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

NN п/п	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм			Масса изделия, т.	Расход материалов					
			l	в	h		Бетон $м^3$	Сталь, кг				
								арматурная		прокат	всего
								натуральная / в т.ч. на закладные детали	приведенная к А-I / в т.ч. на закладные детали		
1.	ПК 6-54.15-1		5380	1490	220	2.5	1.01	35.02 / –	63.38 / –	–	35.02
2.	ПК 6-54.12-1		5380	1190	220	1.9	0.76	28.35 / –	51.30 / –	–	28.35

Рук.маст.6	А.Попов		09.80
Нормокон.			
Гл.инж.м.	В.Иншаков		09.80
ГАП	И.Гринберг		09.80
Ст.инжен.	Н.Позднякова		09.80
Проверил	Ю.Иоселевич		09.80
Разработ.	Е.Купцов		09.80

1.220.1-2 10.0.000 ПЗ.9

Приложение III
Номенклатура панелей перекрытий

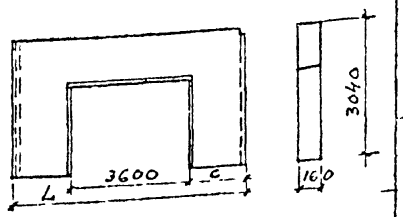
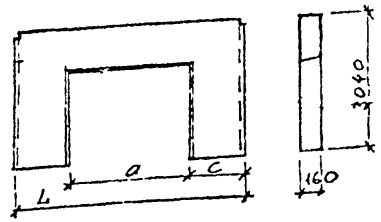
Стадия	Лист	Листов
РЧ	1	1

ЦНИИЭП жилищ г. Москва

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

Копировал

Формат 12

№№ п.п.	Марка изделия	Эскиз	Размеры, мм L	a	c	Масса изделия, т	Расход материалов: Бетон, м³	Сталь, кг: Арматурная натуральная	Арматурная приведенная к А-I	Прокат	Всего
								в т.ч. на закладные детали	в т.ч. на закладные детали		
1	ПСР 58.30.1,6-3т		5800		1100	3950	1,575	112,07 / 3,54	158,30 / 4,30	4,92	117,00
								130,38 / 3,54	184,10 / 4,30		135,30
2	ПСР 58.30.1,6-7т		5890		1145	4050	1,620	114,50 / 3,54	161,00 / 4,30	4,92	119,42
3	ПСР 59 30 1,6-3т							133,77 / 3,54	188,80 / 4,30		138,69
4	ПСР 58.30.1,6-7т		2980	1500	740	2350	0,927	60,89 / 4,04	85,30 / 4,90	3,68	64,57
5	ПСР 30.30.1,6-3т		5800	3600	1100	3950	1,575	112,77 / 4,04	159,20 / 4,90	3,68	116,45
6	ПСР 58.30.1,6-3т							131,18 / 4,04	185,00 / 4,90		134,86
7	ПСР 58.30.1,6-7т		5980	3600	1190	4200	1,620	116,79 / 4,04	164,60 / 4,90	3,68	120,47
8	ПСР 60 30 1,6-3т							137,06 / 4,04	193,90 / 4,90		140,74
9	ПСР 60.30 1,6-7т										

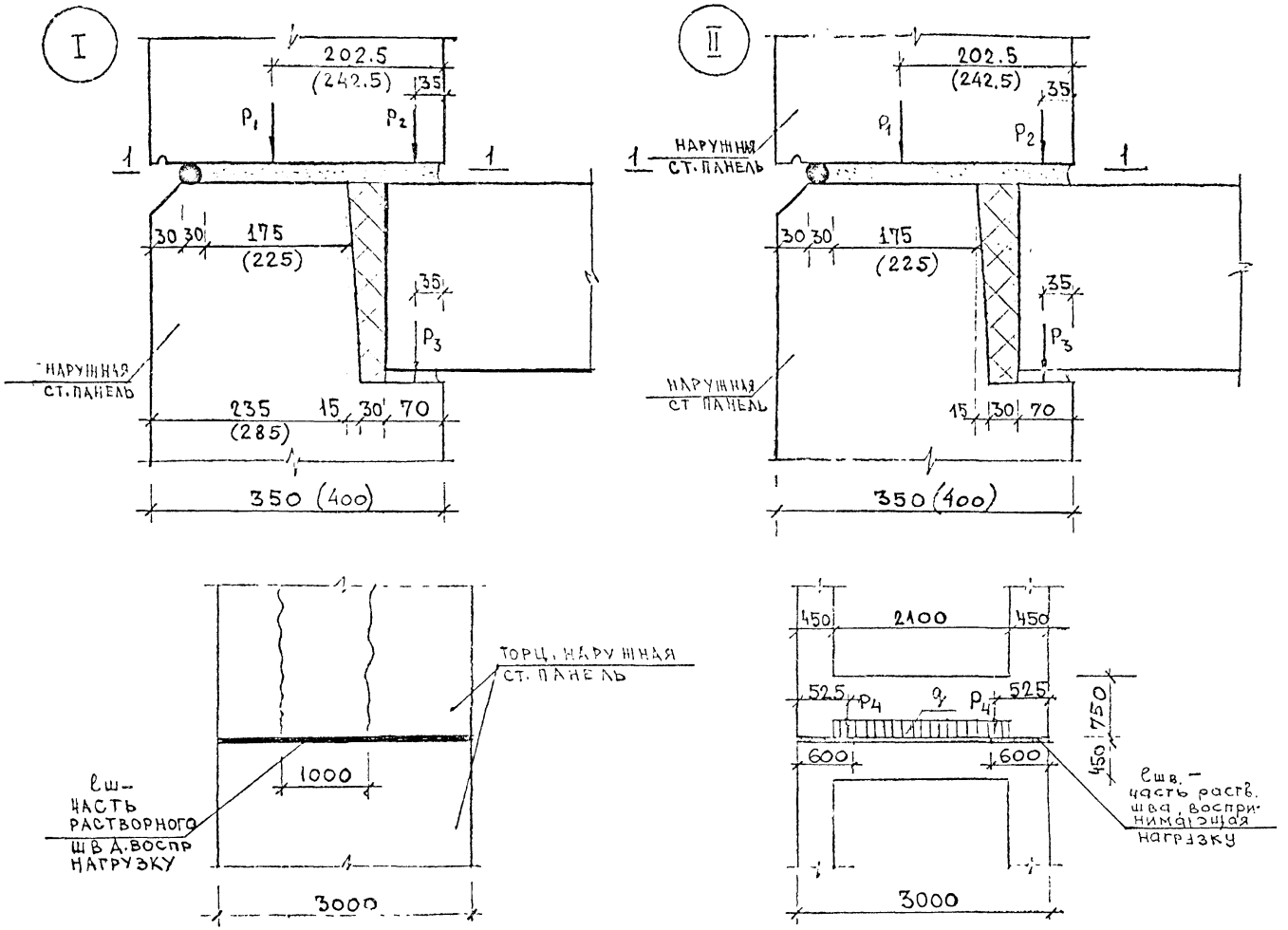
Нач. отд.	А. Балановский	
Конструктор		
Гл. инж. пр.	А. Кривакин	
Гл. инж. пр.	Ю. Герман	
Проверил	А. Радзиевич	
Разработал	Ю. Герман	

1.220.1-2.10 0.0.0 ПЗ.11

Приложение III. Номенклатура рам внутренних стен

Стадия	Лист	Листов
Р	1	1

ЦНИИЭП жилищ г. Москва



Гл. инж. ин.	Н. Левонтин		
Рук. маст.	А. Попов		
Гл. инж. м.	З. Иносаков		
Гл. инж. пр.	Ю. Косяков		
Ст. инж.	Н. Кольцова		

1.220.1-2.0 П4

Приложение IV
Несущая способность комбинированных стыков наружных стен

СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТОВ
Р	1	3

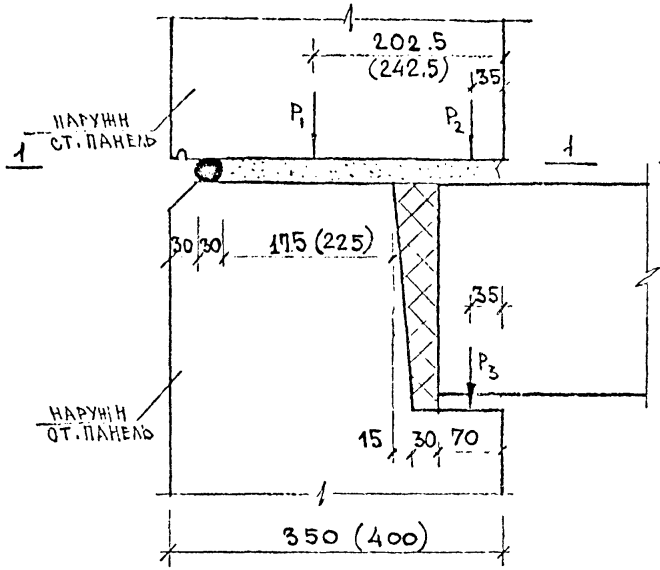
ЦНИИЭП жилища
г. Москва

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

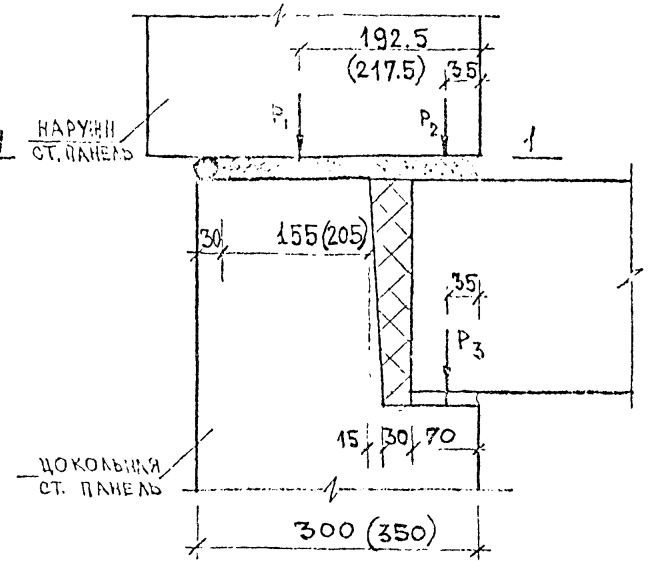
КОПИРОВАЛ

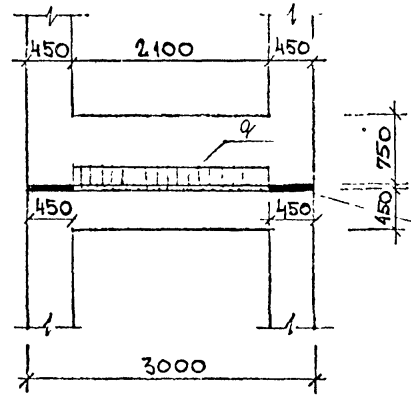
ФОРМАТ 12

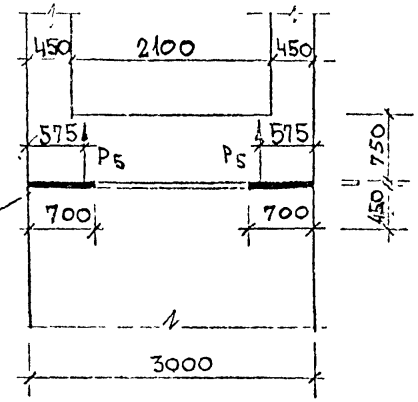
III



IV







ρ — часть растворного шва, воспр. нагрузку

1.220.1 – 2.0 П4	Лист 2

Копировал

Формат 12

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

Несущая способность комбинированного стыка панелей наружных стен толщиной 35 см

Типы узлов \ Силы	P_1 т	P_2 т	P_3 т	P_4 т	P_5 т	q т/м
I на погонный метр фасада	35.2	8.8	2.81	–	–	–
II на один простенок	21.83	7.17	1.69	6.7	–	3.0
III на один простенок	16.46	5.84	1.26	–	–	3.0* / 1.00**
IV на один простенок	27.05	2.33	1.97	–	10.65	–

Несущая способность комбинированного стыка панелей наружных стен толщиной 40 см

Типы узлов \ Силы	P_1 т	P_2 т	P_3 т	P_4 т	P_5 т	q т/м
I на погонный метр фасада	44.72	9.22	2.81	–	–	–
II на один простенок	27.67	7.3	1.69	8,3	–	3.07
III на один простенок	20.96	6.18	1.26	–	–	3,07* / 1,04**
IV на один простенок	34.68	2.74	1.97	–	13.62	–

* – Нагрузка на перемычку при продольных несущих стенах

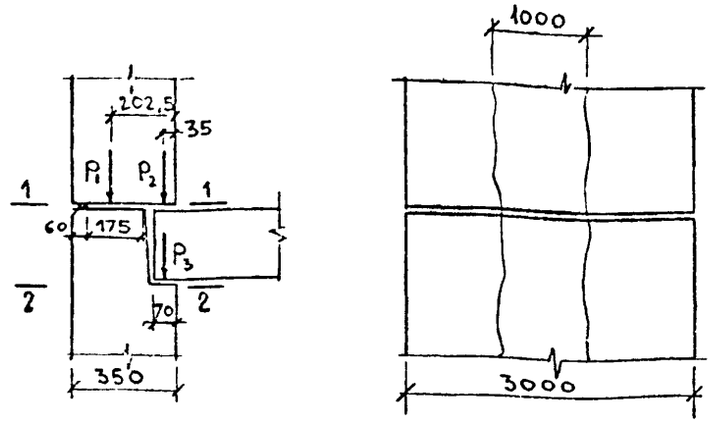
** – Нагрузка на перемычку при поперечных несущих стенах

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

ПРИМЕР

расчета комбинированного стыка панелей наружных стен толщиной 350 мм

/в расчете использованы формулы и рекомендации ВСН 32-77/

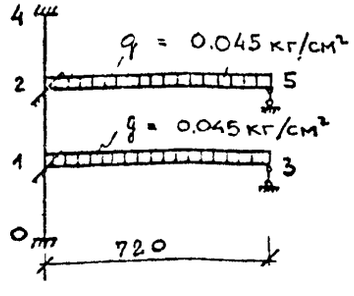


P_1 - несущая способность контактной части стыка
$P_2 + P_3$ - несущая способность платформенной части стыка
P_3 - предельно допустимая нагрузка на платформенную часть стыка с одного этажа

Общая величина предельно допустимой нагрузки в стене, действующей выше плоскости стыка, совпадающей с верхом перекрытия, с небольшим приближением для предварительных расчетов может быть принята равной $0.9 (P_1 + P_2)$; коэффициент 0.9 учитывает неблагоприятную комбинацию эксцентриситетов.

Определение изгибающих моментов в стене

Расчетная схема



По методу угловых перемещений

$$M_{10} + M_{12} + M_{13} - M_o = 0$$
$$M_{24} + M_{21} + M_{25} - M_o = 0$$
$$\left(\frac{4E_{cr}J_{cr}}{\ell_{cr}} + \frac{4E_{cr}J_{cr}}{\ell_{cr}}\right)\varphi_1 + \frac{3E_{пер}J_{пер}}{\ell_{пер}}\varphi_1 + \frac{2E_{cr}J_{cr}}{\ell_{cr}}\varphi_2 = M_o$$
$$\left(\frac{4E_{cr}J_{cr}}{\ell_{cr}} + \frac{4E_{cr}J_{cr}}{\ell_{cr}}\right)\varphi_2 + \frac{3E_{пер}J_{пер}}{\ell_{пер}}\varphi_2 + \frac{2E_{cr}J_{cr}}{\ell_{cr}}\varphi_1 = M_o$$

$\varphi_1 = \varphi_2$; $\varphi(10 i_{ст.} + 3 i_{пер.}) = M_o$;

$\varphi = \frac{M_o}{10 i_{ст.} + 3 i_{пер.}}$; где $i_{ст} = \frac{E_{ст}J_{ст}}{\ell_{ст}}$,

$i_{пер.} = \frac{E_{пер}J_{пер}}{\ell_{пер}}$.

$$E_{ст.} = E_{дл.} = \frac{E\delta}{1 + E\delta G_\delta \xi_{дл.} \xi_h} = \frac{60\times10^3}{1 + 60\times10^3 \times 27\times10^{-6} \times 1 \times 0.9} = 24.5\times10^3 \text{ кг/см}^2 \text{ [1]}$$

$E_\delta = 60\times10^3$ кг/см² (М75); $G_\delta = 27\times10^{-6}$ кг/см²; $\xi = 0.9$; $\xi_{дл.} = 1$

$E_{ст.} = E_{дл.} \times k_n = 24.5\times10^3$ кг/см² $\times$ 0.85 = 20.83 кг/см²

$k_n = 0.85$ (СНиП II-21-75 п. 4.24);

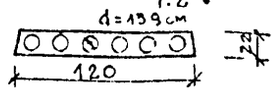
$J_{ст.} = \frac{bh^3}{12} = \frac{100\times35^3}{12} = 357.9\times10^3$ см⁴; $i_{ст} = \frac{E_{ст}J_{ст}}{\ell_{ст}} = \frac{20.83\times357.9\times10^3}{330} = 0.225\times10^8$

$b = 100$ см (ширина стены, принимаемая в расчете); $h = 35$ см; $\ell_{ст} = 330$ см

$E_{пер.} = 215\times10^3$ кг/см² $\times$ 0.85 = 182.75×10^3 кг/см² (М200);

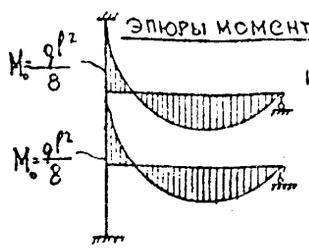
$J_{пер.} = \frac{bh^3}{12} - 6\times\frac{\pi d^4}{64} = \frac{120\times22^3}{12} - 6\times\frac{3.14\cdot15.9^4}{64} = 87.31\times10^3$ см⁴;

$J_{пер.} = \frac{87.31\times10^3}{1.2} = 72.76$ см⁴ (одного метра ширины панели)



$i_{пер.} = \frac{E_{пер}J_{пер.}}{\ell_{пер.}} = \frac{182.75\times10^3 \times 87.31\times10^3}{330} = 0.184\times10^8$;

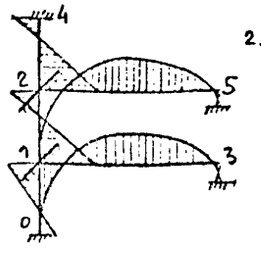
Эпюры моментов



1. В ригеле от приложенной нагрузки

$M_o = \frac{q\ell^2}{8} = \frac{450\times7.2^2}{8} = 2916$ кг.м. = 291600 кгсм;

$q = 450$ кг/м² - унифицированная расчетная нагрузка (без учета собственного веса перекрытия)



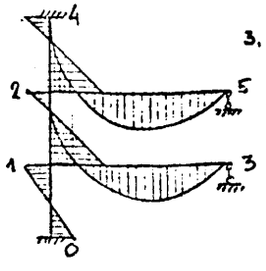
2. В раме от поворота узла

Угол поворота $\varphi = \frac{291600}{10\times0.225\times10^8 + 3\times0.184\times10^8} =$

$= \frac{291600}{2.25\times10^8 + 0.552\times10^8} = 0.0010407$

Изгибающий момент в ригеле от поворота узла.

$M_{13} = 3 i_{пер.} \varphi = 3\cdot0.184\times10^8\times0.0010407 = -57445.84$ кг.см



3. В раме от приложенной нагрузки

Изгибающие моменты в стойках

$M_{10} = 4 i_{ст.} \varphi = 4\times0.225\times10^8\times0.0010407 = 93661.66$ кг см

$M_{12} = 6 i_{ст.} \varphi = 6\times0.225\times10^8\times0.0010407 = 140492.5$ кг см

Изгибающий момент в ригеле от нагрузки

$M_{13} = 291600 - 57445.84 = 234154.16$ кг.см

ГИ ИНЖ АКЕД	Н ЛЕВОНТИН	
РУК М №6	А ПОПОВ	
ГЭ, ИНЖ М	В ИНШАКОВ	
ГЭЛ, ИНЖ ЭЛ	Ю. МОСЕЕВИЧ	
СТ ИНЖ	Н КОЛЬЦОВА	

1.220.1-2.0 П5

Приложение V
Пример расчета комбинированного стыка наружных стен

СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТОВ
Р	1	3

ЦНИИЭП жилища г МОСКВА

КОПИРОВАЛ

ФОРМАТ 12

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

$N_{12} = 28700$ кг – нормальная расчетная сила в верхнем сечении стыка стены.

$N_{10} = 31100$ кг – нормальная расчетная сила в нижнем сечении стыка стены.

Коэффициент жесткости при контактном опирании –

$$K_{кон} = \frac{F_{кон}}{\bar{\lambda}_ш + \frac{H_{пер}}{E_{ст.}}} = \frac{100 \times 17.5}{1.2\times10^{-3} + \frac{22}{24.5\times10^3}} = 833\times10^3 \text{ [19]}$$

Коэффициент жесткости при платформенном опирании –

$$K_{пл.} = \frac{F_{пл}}{2\bar{\lambda}_ш + \frac{H_{пер}}{E_{пер.}}} \quad \frac{100 \times 7}{2\times1.2\times10^{-3} + \frac{22}{215\times10^3}} = 280\times10^3 \text{ [20]}$$

где $\bar{\lambda}_ш = 1.2\times10^{-3}$ – коэффициент податливости шва

$H_{пер} = 22$ см.

$K = K_{кон} + K_{пл} = 833\times10^3 + 280\times10^3 = 1113\times10^3$ – коэффициент жесткости комбинированного стыка стены.

$h_{оп} = 35 - 6 = 29$ см. – полная длина шва

$$y_{оп} = \frac{K_{кон}(h_{оп} - 0.5h_1) + K_{пл} \times 0.5h_2}{K} = \frac{833\times10^3(29 - 0.5\times17.5) + 280\times10^3\times0.5\times7}{1113\times10^3} =$$

$= 16$ см [27] – расстояние от центра жесткости стыка до грани стены, к которой примыкает второй опорный участок.

где $h_1 = 17.5$ см – длина контактного участка.

$h_2 = 7$см – длина платформенного участка.

Коэффициент жесткости горизонтального стыка при взаимном повороте стеновых панелей. –

$$K_\varphi = K_{кон}\left[\frac{h_1^2}{12} + (y_{оп} \times 0.5h_1 - y_{оп})^2\right] + K_{пл.}\left[\frac{h_2^2}{12} + (y_{оп} - 0.5h_2)^2\right] =$$

$$= 833\times10^3\left[\frac{17.5^2}{12} + (29\times0.5\,17.5 - 16)^2\right] + 280\times10^3\left[\frac{7^2}{12} + (16 - 0.5\times7)^2\right] =$$

$= 812200\times10^3$ [26]

Конструктивный эксцентриситет –

$$e_к = \frac{0.5h - y_{оп} + \delta_{физ}}{1 + \frac{K_\varphi}{E_{ст.}}} = \frac{0.5\times35 - 16 + 0.04\times35}{1 + \frac{812200\times10^3}{0.225\times10^3}} = \pm0.63_м \text{ [30]}$$

$\delta_{физ.} = 0.04h$;

$$e^в_{изг.} = \frac{M^в}{N^в} = \frac{1404\,92.5}{28700} = 4.89 \text{ см}$$

$$e^н_{изг.} = \frac{M^н}{N^н} = \frac{93661.66}{31100} = -3.0 \text{ см}$$

$e_{сл.} = \pm1$ см – случайный эксцентриситет

$e^в_{оп} = e_к + e_{сл} + e^в_{изг} = -0.63 + 1 + 4.89 = 5.26$см – эксцентриситет в верхнем сечении стыка

$e^н_{оп} = e_к + e_{сл} + e^н_{изг} = 0.63 + 1 - 3.0 = -1.37$см – эксцентриситет в нижнем сечении стыка

Коэффициенты, определяющие долю продольной сжимающей силы, действующей на контактную площадку после достижения проектной прочности раствором в швах соответственно в сечении 1-1 и 2-2

$$\nu^в_{кон.} = K_{кон}\left[\frac{1}{K} + (y_{кон} - y_{оп}) \times \frac{e^в_{оп}}{K_\varphi}\right] = 833\times10^3\left[\frac{1}{1113\times10^3} + (20.25 - 16) \times \right.$$

$$\left. \times \frac{5.26}{812200\times10^3}\right] = 0.98 \quad \text{[59]}$$

$$\nu^н_{кон.} = K_{кон}\left[\frac{1}{K} + (y_{кон} - y_{оп}) \times \frac{e^н_{оп}}{K_\varphi}\right] = 833\times10^3\left[\frac{1}{1113\times10^3} + (20.25 - 16) \times \right.$$

$$\left. \times \frac{-1.37}{812200\times10^3}\right] = 0.69;$$ где $y_{оп} = 7 + 4.5 + 8.75 = 20.25$см

Продольная сжимающая сила, действующая на контактную площадку до достижения проектной прочности раствором в швах

$$N^0_{кон.} = \frac{N\times h_1}{h_1 + h_2} \times \frac{1}{n} = \frac{17.5}{24.5} \times \frac{1}{7} = 0.102N;$$

То же, на платформенную площадку –

$$N^0_{пл.} = \frac{N\times h_2}{h_1 + h_2} \times \frac{1}{n} = \frac{7}{24.5} \times \frac{1}{7} = 0.041N;$$ где $n = 7$ эт.

Продольные сжимающие силы, приходящиеся соответственно на контактную и платформенную площадки –

$N_{кон} = N^0_{кон} + \nu_{кон}(N - N^0_{кон} - N^0_{пл}) = 0.102N + 0.98(N - 0.102N - 0.041N) = 0.94N$ [57]

$N_{пл} = N^0_{пл} + (1 - \nu^н_{кон})(N - N^0_{кон} - N^0_{пл}) = 0.041N + (1 - 0.69)(N - 0.102N - 0.041N) =$

$= 0.31N$ [58]

Эксцентриситет продольной силы $N_{кон}$ относительно центра контактной площадки –

$$e_{кон} = \frac{|e_{оп}|}{\nu_{кон}} \frac{K_{кон}h^2_{кон}}{12K_\varphi}\left(1 - \frac{N^0_{кон}}{N_{кон}}\right) = \frac{5.26\times833\times10^3\times17.5^2}{0.98\times12\times812200\times10^3}\left(1 - \frac{0.102N}{0.94N}\right) =$$

$= 1.25$ см; [61]

Прочность контактной площадки комбинированного стыка – [60]

$$N_{кон} \leq R_{оп}F_{оп}\left(1 - \frac{2e_{кон}}{h_{кон}}\right)m_{кон} \times m_ш = 27\times17.5\times100\left(1 - \frac{2\times1.25}{17.5}\right)\times1\times0.89 =$$

$= 36038.99$кг; где $R_{оп} = 27$ кг/см^2, $m_{кон} = 1$, $m_ш = 0.89$ (см. п 12.53 ВСН 32-77)

Полная расчетная предельно допустимая нормальная сила, исходя из несущей способности контактной площадки –

$$N = \frac{36038\,99}{0.94} = 38339.35 \text{ кг}$$

Эксцентриситет продольной силы $N_{пл}$ относительно центра платформенной площадки –

$$e_{пл} = \frac{|e_{оп}|}{(1 - \nu_{кон})} \frac{K_{пл}h^2_{пл}}{12K_\varphi}\left(1 - \frac{N^0_{пл}}{N_{пл}}\right) = \frac{1.37\times280\times10^3\times7^2}{(1 - 0.69)\times12\times812200\times10^3} \times$$

$$\times\left(1 - \frac{0.041N}{0.31N}\right) = 0.05 \text{ см}; \quad \text{[63]}$$

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

Прочность платформенной площадки комбинированного стыка

$N_{пл} \leq R_{on} F_{пл} \left(1 - \frac{2 e_{пл1}}{h_{пл}}\right) m_ш \cdot m_{пуст.} = 27 \times 100 \left(1 - \frac{2 \times 0{,}05}{7}\right) \times 0.89 \times 0{,}7 =$

$= 11609.85$ кг [С2]

где $m_{пуст.} = 0{,}7$ - (см. п. 12.52 ВСН 32-77)

Полная расчетная предельно допустимая нормальная сила, исходя из несущей способности платформенной площадки. –

$$N = \frac{11609.85}{0.31} = 37451 \text{ кг}$$

Несущая способность контактной части стыка –

$$P_1 = 37451 \times 0.94 = 35200 \text{ кг}$$

Несущая способность платформенной части стыка в сечении 2-2 –

$$P_2 + P_3 = 11609.85 \text{ кг}$$

Несущая способность платформенной части стыка в сечении 1-1 –

$$P_2 = 11609.85 - 2810 = 8799.85 \text{ кг}$$

Предельно допустимая нагрузка на платформенную часть стыка с одного этажа.

$P_э = 2810$ кг

РЕКОМЕНДАЦИИ ПО ОПРЕДЕЛЕНИЮ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ ПЛАТФОРМЕННОГО СТЫКА ВНУТРЕННИХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ

I. Несущая способность I п.м платформенного стыка ($N_{пл}$) при симметричном загружении и случайном эксцентриситете из плоскости панели $e_{сл}$=I см принимается равным N_0, указанному в таблице 1. В остальных случаях определяется по указаниям пункта III.

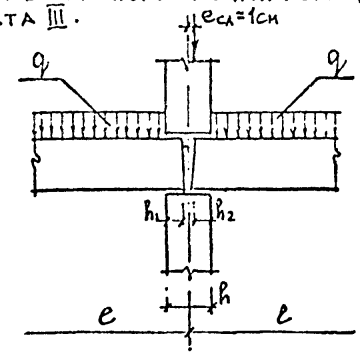


рис 1.

Таблица I

Марка бетона стены	Марка раствора	$m_ш = \left(1-\frac{0{,}03\cdot m_{ш}}{0{,}2+R_{ш}/R_{сж}}\right)\cdot m_{пуст}$	$m^0_{оп} = 0{,}9\left(1-2\frac{e_{сл}}{h}\right)\cdot\frac{h_1+h_2}{h}$	Несущая способность платформенного стыка N_0 при $e_{сл}$=1см. бетонных панелей без косвенного армирован.	бетонных панелей с косвенным армированием
I	2	3	4	5	6
I50	75	0,62		3I,I	-
	I00	0,64		32,I	-
	I50	0,66		33,I	-
200	75	0,60	0,69	38,7	48,4
	I00	0,62		40,0	50,0
	I50	0,64		4I,3	5I,6
250	75	0,59		46,5	58,I
	I00	0,6I		48,I	60,I
	I50	0,63		49,7	62,I

Повышение несущей способности платформенного стыка усилением опорной зоны панели косвенным армированием принято $R_{оп}$=I,25 $R_{пр.б}$

II. При наличии проемов в панели стены несущая способность платформенного стыка определяется по его фактической протяженности.

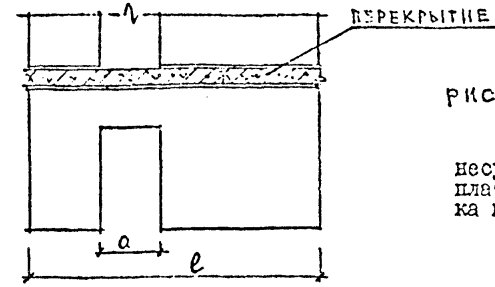


рис.2

несущая способность платформенного стыка панели $= N_0\cdot(l-a)$

III. Несущая способность платформенного стыка при несимметричном загружении (когда к стене примыкают разные пролеты или при равных пролетах неодинаковое загружение) определяется по формуле:

$$N_{пл.} = N_0\cdot t$$

где

N_0 - значение в графах 5 и 6 таблицы 1.

$$t = \frac{m_{оп}}{m^0_{оп}}, \text{ но не более 1.0}$$

$$m_{оп} = 0{,}9\cdot\left(1-2\frac{e_{оh}}{h}\right)\cdot\frac{h_1+h_2}{h};$$

$$e_{оh} = e_{сл} + \frac{M_{нач}}{N} + \frac{M_{оп}}{N};$$

$m^0_{оп}$ — значение в графе 4 таблицы 1.

$M_{нач.}$ и $M_{оп}$ - Изгибающие моменты принимаются в зависимости от примыкающих пролетов и сочетаний нагрузок по значениям в графах 4 и 5 таблицы 2.

				1.220.1-2.0 П6		
Гл.инж.АКЧ	ЛЕВОНТИН			ПРИЛОЖЕНИЕ VI НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ПЛАТФОРМЕННОГО СТЫКА ВНУТРЕННИХ СТЕНОВЫХ ПАНЕЛЕЙ.	СТАДИЯ Р.Ч	ЛИСТ 1 / ЛИСТОВ 3
Гл.инж.пр	ЕВКО				ЦНИИЭП жилища г. Москва	
Вед.инж.	КУКЛАЧЕВА					
Рук.лаб.	ЛИШАК					

КОПИРОВАЛ ФОРМАТ 12

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

N – нормальная сила, действующая на внутреннюю стену данного этажа от вышележащих этажей.

ТАБЛИЦА 2

Сочетания пролетов	Марка бетона стены	Унифицированные расчетные нагрузки (без собственного веса перекрытия)	Изгибающие моменты, кг/см	
			$M_{нач}$	$M_{оп}$
I	2	3	4	5
3м*+7,2м	200	450 600 800	4800	I8000 24330 32880
3м*+6,0м		450 600 800	3700	I0650 I4470 I9550
6,0м*+7,2м		450 600 800	2500	I5II0 2I450 28790
6,0*+6,0м		450 600 800	I400	7670 II5I0 I5340
7,2м*+7,2м		450 600 800	I700	I2750 I9I30 25500

*Пролет без временной нагрузки ($q_{вр}$) при определении $M_{оп}$ и без веса перегородок при определении $M_{нач}$.

$M_{нач.}$ – изгибающий момент от собственного веса ($q_{с.в.}$) панелей перекрытия + вес перегородок (при $K_{\psi}=0$) определяется по формуле:

$$M_{нач.} = 0.5\, l_2 \cdot e_н \cdot (q_{с.в.} + q_{перег}) - 0.5 \cdot l_1 (q_{с.в.}) \cdot e_н \; ; \; .. \text{(рис. 3)}$$

$$M_{оп} = \frac{(q_{вр} + q_{пол}) \cdot l_2^2 \cdot \lambda_1}{24 \cdot i_{пер_2} \cdot (\lambda_1 \cdot \lambda_2 + \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{6 i_{ст}})} - \frac{(q_{пол}) \cdot l_1^2 \cdot \lambda_2}{24 \cdot i_{пер_1} \cdot (\lambda_1 \cdot \lambda_2 + \frac{\lambda_1 + \lambda_2}{6 i_{ст}})} \; ; \text{(см. рис. 3)}$$

$i_{пер_2}$; $i_{пер_1}$ – погонная жесткость перекрытий, защемленных стеновыми панелями в платформенном стыке;

$$i_{пер_1} = \frac{B \cdot h^3_{пер} \cdot E_{б.пер.} \cdot K_{муст}}{12 \cdot l_{пер_1}} \; ;$$

$$i_{пер_2} = \frac{B \cdot h^3_{пер} \cdot E_{б.пер} \cdot K_{муст}}{12 \cdot l_{пер_2}} \; ,$$

$$\lambda_1 = \frac{1}{i_{пер_1}} + \frac{0,5}{K_{\psi пл.}} \; ; \quad \lambda_2 = \frac{1}{i_{пер_2}} + \frac{0,5}{K_{\psi пл.}} \; ;$$

$K_{\psi пл}$ – определять по формуле (24) ВСН 32-77 ;

$i_{ст}$ – погонная жесткость стены, определяемая по формуле:

$$i_{ст} \; \frac{B \cdot h^3 \cdot E_{б.ст}}{12 \cdot H_{эт}}$$

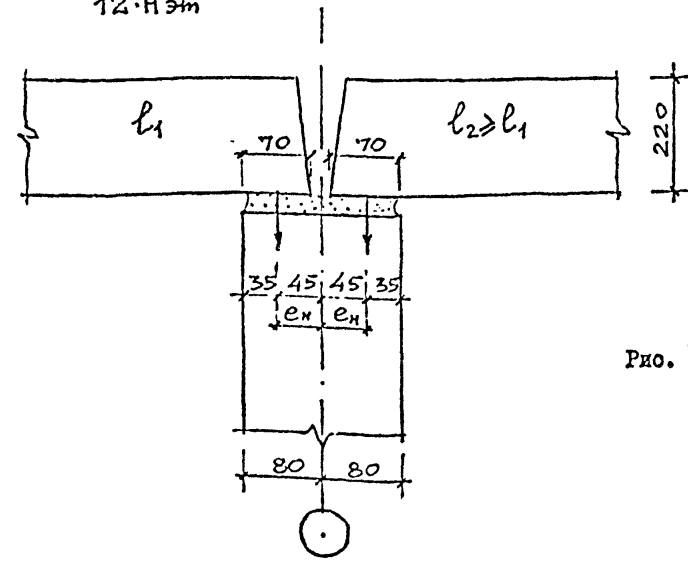


Рис. 3

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

IУ. При косвенном армировании низа стеновых панелей с проемами значение N_0 определять по графе 6 таблицы I для расчета сечения по I-I (рис. 4).

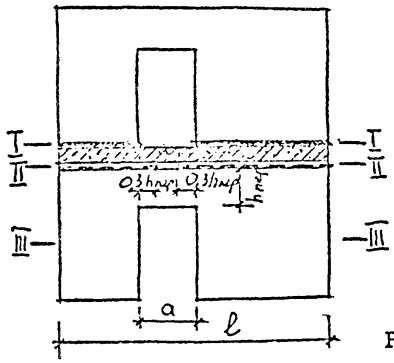


Рис. 4

Для расчета сечения по II-II (рис. 4) значение N_0 определяем по графе 5 таблицы I, при этом расчетную длину платформенного стыка можно увеличить на величину равную 2x0,3 h перемычки.

У. Проверка несущей способности бетонных панелей по сечениям в пределах высоты этажа сеч. III-III (рис. 4) производится согласно пп. I2.48-I2.49 и указаниям приложения № 4 ВСН 32-??. В панелях без проемов с высотой этажа 3,3 м эта проверка как правило не требуется.

УI. Расчет панелей в случае наличия изгибающего момента в плоскости панелей (например, при учете ветровых нагрузок) производится в соответствии с указаниями пп. I2.62-I2.67 ВСН 32-77.

Несущие способности перемычек внутренних стен — Табл. VII.1

Марка плоского каркаса	Несущая способность по М, тм	Несущая способность по Q, т, при пролете перемычки, мм					
		900	I000, I050	I200, I250	I500	I800	I000, в лестничных клетках
КР4I.I	2,5I				6,I2		
КР4I.2	3,54				9,32		
КР42.I	3,02					6,I2	
КР42.2	3,54					9,32	
КР50.I*	2,I5		7,78				
КР50.2*	4,3I		9,49				
КР52.I*	4,3I			I0,08			
КР52.2*	6,I2			I0,08			
КР53.I	3,I0	8,96	9,3I				
КР53.2	4,3I	I2,28	I2,6I				
КР54.2	4,3I			8,I9			
КР54.2	4,3I			I0,92			
КР55.I	4,3I				8,6I		
КР55.2	5,I2				I2,32		
КР56.I*	6,I2		9,49				
КР56.2*	7,98		I2,6I				
КР56.I-I*	6,I2						8,48
КР56.2-I*	7,98						II,72
КР57.I*	6,I2				8,6I		
КР57.2*	7,98				I2,32		

* звездочкой отмечены консольные перемычки

Марки каркасов консольных перемычек внутренних стен лестничных клеток — Табл. VII.2

Примыкающий пролет перекрытия	7,2				6,0				3,0			
Расчетная нагрузка от перекрытия	780	930	II30	I580	780	930	II30	I580	780	930	II30	I580
Пролет I000 мм	КР 56.I-I	КР 56.I-I	КР 56.I-I	КР 56.2-I	КР 56.I-I	КР 56.I-I	КР 56.2-I	КР 56.I-I	КР 56.I-I	КР 56.I-I	КР 56.I-I	КР 56.I-I

Марки каркасов перемычек внутренних стен — Табл. VII.3

Примыкающие пролеты перекрытия, м	Расчетная нагрузка от перекрытия	П-образные панели с проемом h=2500 мм		П-образные панели с проемом h=2150 мм			Г-образные панели с проемом h=2150 мм		
		пролет перемычки, мм							
		I500	I800	900, I000	I200	I500	I050	I250	I500
7,2+7,2	780	КР 4I.I	КР 42.2	КР 53,2	КР 54,2	КР 55,2	КР50,2	КР52,2	КР57,2
	930	КР4I.2	КР42.2	КР53.2	КР54.2	КР55.2	КР50.2	КР52.2	КР57.2
	II30	КР4I.2	-	КР53.2	КР54.2	КР55.2	КР56.I	КР57.2	-
	I580	-	-	КР53.2	-	-	КР56.2	-	-
6,0+6,0	780	КР4I.I	КР42.I	КР53.I	КР54.I	КР55.I	КР50.2	КР52.I	КР57.I
	930	КР4I.I	КР42.2	КР53.2	КР54.2	КР55.I	КР50.2	КР52.2	КР57.2
	II30	КР4I.2	КР42.2	КР53.2	КР54.2	КР55.2	КР50.2	КР52.2	-
	I580	КР4I.2	-	КР53.2	-	КР55.2	КР57.2	-	-
7,2+3,0	780	КР4I.I	КР42.I	КР53.I	КР54.I	КР55.I	КР50.2	КР52.I	КР57.I
	930	КР4I.I	КР42.I	КР53.I	КР54.I	КР55.I	КР50.2	КР52.I	КР57.I
	II30	КР4I.2	КР42.2	КР53.2	КР54.2	КР55.2	КР50.2	КР52.2	КР57.2
	I580	КР4I.2	-	КР53.2	КР54.2	КР55.2	КР56.I	КР57.2	-
6,0+3,0	780	КР4I.I	КР42.I	КР53.I	КР54.I	КР55.I	КР50.I	КР52.I	КР57.I
	930	КР4I.I	КР42.I	КР53.I	КР54.I	КР55.I	КР50.2	КР52.I	КР57.I
	II30	КР4I.I	КР42.2	КР53.2	КР54.2	КР55.I	КР50.2	КР52.I	КР57.I
	I580	КР4I.2	КР42.2	КР53.2	КР54.2	КР55.2	КР50.2	КР52.2	-

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

1.220.1 – 2.0 П7

Нач. отд.	Балановский		Приложение VII Несущие способности перемычек панелей внутренних стен	Стадия	Лист	Листов
Гл. инж. пр.	Кривакин			Р	1	1
Гл. инж. пр.	Герман			ЦНИИЭП жилища г. Москва		
Проверил	Герман					
Разраб.	Кривакин					

Копировал — Формат 12

Макет определения усилий в перемычках панелей внутренних стен от перекоса (см.рис.VIII.1 и табл.VIII.2)

Табл VIII.1

$\delta_1 = \frac{l_{ст.1}+l}{2}$ см	$\delta_2 = \frac{l_{ст.2}+l}{2}$ см	$E_{дл} = \frac{E_б}{1+E_б \cdot c_б}$ кгс/см²	$G = 0{,}4\,E_{дл}$ кгс/см²	$l_п = l + 0{,}4\,h_п$ см
1	2	3	4	5

$\lambda_п = \frac{l_п^3}{12 E_{дл} J_п} + \frac{l_п}{G F_п}$ см/кгс	$\lambda_1 = \frac{(330-h_п)^3}{12 E_{дл} J_{ст.1}} + \frac{330-h_п}{G F_{ст.1}}$ см/кгс	$\lambda_2 = \frac{(330-h_п)^3}{12 E_{дл} J_{ст.2}} + \frac{330-h_п}{G F_{ст.2}}$ см/кгс
6	7	8

$\alpha_1 = \frac{22{,}5\sqrt[3]{d_a}}{h_п^2 \cdot F_{a1} \cdot 2 \cdot 10^6}$ 1/кгс см	$\alpha_2^{*} = \frac{22{,}5\sqrt[3]{d_a}}{h_п^2 \cdot F_{a1} \cdot 2 \cdot 10^6}$ 1/кгс см	$X_п = -\frac{\delta_1 \lambda_1 - \delta_2 \lambda_2 + 54000\, l (\alpha_1 - \alpha_2)}{330\left(\frac{l}{E_{дл} J_п} + \alpha_1 + \alpha_2\right)}$ см
9	10	11

$$\lambda_{сд.п} = \lambda_п + \lambda_1 \left(\frac{\delta_1}{330}\right)^2 + \lambda_2 \left(\frac{\delta_2}{330}\right)^2 + \frac{l^2}{4}(\alpha_1+\alpha_2) - X_п^2\left(\frac{l}{E_{дл} J_п} + \alpha_1 + \alpha_2\right) \quad \text{см/кгс}$$

12

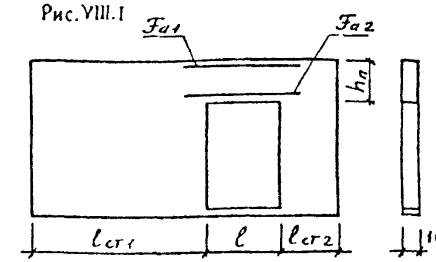
$Q' = \frac{1}{2000}\,\frac{l}{\lambda_{сд.п}}$ кгс	$M' = Q'\left(\frac{l}{2} \pm X_п\right)$ кгсм
13	14

*) В первом (приближенном) расчете допускается принимать $\alpha_2 = \alpha_1$

Таблица VIII.2

Марка бетона по прочности на сжатие	$E_б$ кгс/см²	$c_б$ см²/кгс
I00	I55000	$20 \cdot I0^{-6}$
I50	I90000	$I7 \cdot I0^{-6}$
200	2I5000	$I8 \cdot I0^{-6}$

Рис.VIII.1



$F_п, F_{ст.1}, F_{ст.2}$ – соответственно площади сечения перемычки, простенков длиной $l_{ст.1}$ и $l_{ст.2}$

$J_п, J_{ст.1}, J_{ст.2}$ – соответственно моменты инерции площади сечения перемычки, простенков длиной $l_{ст.1}$ и $l_{ст.2}$

d_a – диаметр продольных стержней перемычки, принимается последовательным приближением, первое значение принимается ориентировочно, например, I,2см. При двух продольных стержнях $d_a = d_{пр} = \sqrt{d_{a1}^2 + d_{a2}^2 - d}$, где d – расстояние между парными стержнями в свету, но не более $d_{a\,min}$ и не более I0 мм, $d_{a\,max}$ по конструктивным соображениям принимается I,2см.

Q' и M' – соответственно поперечные сила и опорный момент от перекоса, равного $\frac{I}{2000}$ пролета перемычки.

Макет расчета выполнен по " Руководству по проектированию конструкций панельных жилых зданий для обычных грунтовых условий" (ЦНИИЭП жилища, I979г. проект), ряд коэффициентов, характеристик металла и параметров заложен в формулы в виде конкретных значений, применительно к настоящей серии, например, $H_{этаж.}$ = 330 см, сталь класса А-III.

Нач.отдела	Балановский	
Гл.инж.пр.	Кривакин	
Гл.инж.пр.	Герман	
Проверил	Герман	
Разработ.	Кривакин	

1.220.1-2.0 П8

Приложение VIII
Макет определения усилий в перемычках панелей внутренних стен от перекоса

Стадия	Лист	Листов
Р	1	1

ЦНИИЭП жилища г. Москва

Копировал

Формат 12

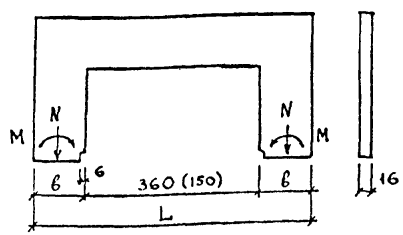
Инв.№ подл | Подпись и дата | Взам.инв.№

Несущая способность опорного сечения стоек рам (см.рис.IX.I)

Таблица IX I

L, см	M, тсм	N, тс	Тип перекрытия	Вид армирования
2980	0,64	31/39	многопустотный настил	без косвенного армирования / с косвенным армированием
		45/57	сплошные или ребристые плиты с ребром на опоре	без косвенного армирования / с косвенным армированием
5800 5890	4,84	39/52	многопустотный настил	без косвенного армирования / с косвенным армированием
		62/80	сплошные или ребристые плиты с ребром на опоре	без косвенного армирования / с косвенным армированием
5980	5,17	45/57	многопустотный настил	без косвенного армирования / с косвенным армированием
		70/87	сплошные или ребристые плиты с ребром на опоре	без косвенного армирования / с косвенным армированием

Рис. IX.I



Пример проверки опорного сечения стоек рам внутренних стен (см.рис.IX I)

Табл IX.2

L, см	в, см	M, тм	N, тс	$e_0=\frac{M}{N}$, см	$x=(\frac{6-6}{2}-e_0)2$, см	$F_{см}=16x$, см²	$\sigma_{оп}=\frac{N}{F_{см}}$, кгс/см²	Сравнение	$R_{пр.ст}$, кгс/см²	Вид армирования и тип перекрытия
598	II9	5,I7	70	7,4	98,2	I570	44,5	≈	44,35	без косвенного армирования перекрытие сплошное
589 580	II0	4,84	65	7,4	89,2	I420	45,7	<	54,78	с косвенным армированием перекрытие сплошное

Расчётное призменное сопротивление опорной зоны рам внутренних стен при марке бетона по прочности на сжатие 250 и кассетном изготовлении

Табл. IX 3

Вид армирования	Тип перекрытия	$R_{пр.ст}$, кгс/см²
без косвенного армирования	многопустотный настил	31,04
	сплошные панели	44,35
с косвенным армированием	многопустотный настил	38,34
	сплошные панели	54,78

НАЧ. ОТД.	БАЛАНОВСКИЙ		
ГЛ.ИНЖ.ПР.	КРИВАКИН		
ГЛ.ИНЖ.ПР.	ГЕРМАН		
ПРОВЕРИЛ	ГЕРМАН		
РАЗРАБОТ.	КРИВАКИН		

1.220.1 – 2.0 П9

Приложение IX
Несущие способности платформенных стыков рам внутренних стен

СТАДИЯ	ЛИСТ	ЛИСТОВ
Р	1	1

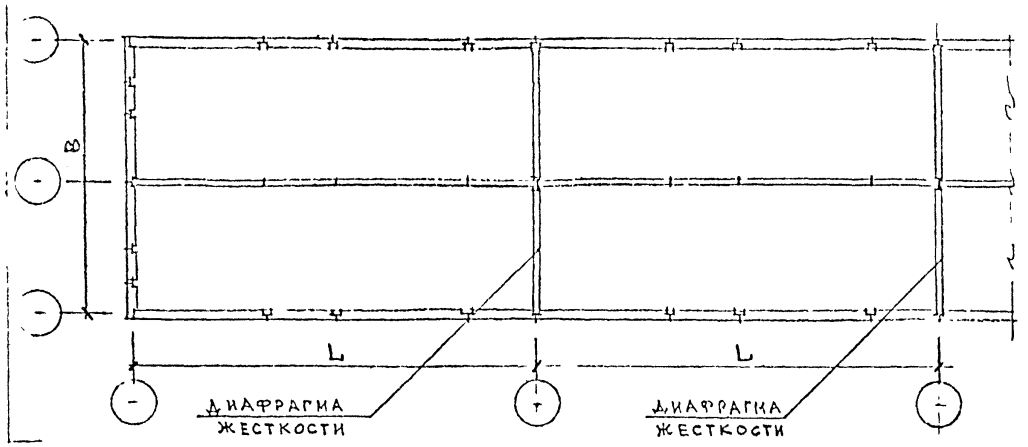
ЦНИИЭП жилища г Москва

Копировал

Формат 12

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

Схема плана



$$B=\sqrt{\frac{0{,}102(3{,}3n+2)^2\cdot L}{n}};\quad L=\frac{9{,}6\,n\,B^2}{(3{,}3n+2)^2}$$

B — протяженность диафрагмы

L — максимальное расстояние между диафрагмами

n — число этажей

при горизонтальной равномерно-распределенной нагрузке по плоскости фасада $q^г=120\ \frac{кгс}{м^2}$

При наличии проемов в диафрагмах жесткости максимально допустимое расстояние L следует определять по расчету.

B м	максимум L м при			
	n=2	n=3	n=4	n=6
6.0	9.5	7	6	5
8,4	18	14	12	8.5
9	21	16	13.5	9.5
11	32	24	20	15
12	37	28	24	17.5
13.2	45	34	30	20
14.4	52	40	36	24
15	58	45	38	27

ГАП.ИЖ.АКБ	Левонтин		11.80
Рук.отд.б	Попов		11.80
Гл.инж.б/	Индаков		11.80
ГИП	Коселевич		11.80
Вед.инж	Куклачева		11.80

1.220.1-2.0 п10

Приложение X
Определение расстояния между вертикальными диафрагмами без проемов.

Стадия	Лист	Листов
Р	1	1

ЦНИИЭП жилища г. Москва

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

Примеры расчета вертикальных диафрагм жесткости.

Пример №1

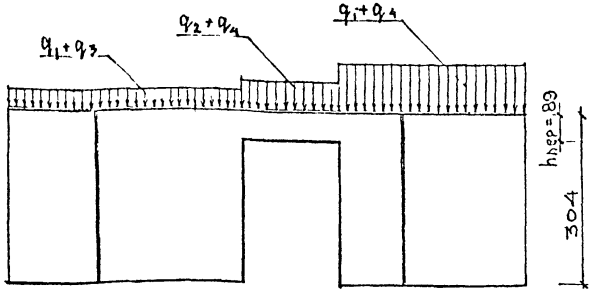
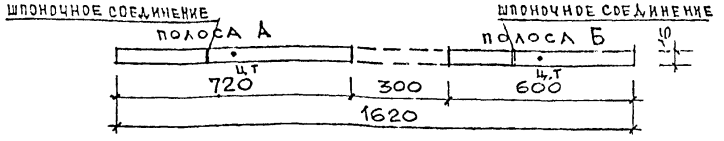


Схема горизонтального сечения диафрагмы



Число этажей $n=4$

Расстояние между диафрагмами $L=18$ м

Высота здания $H=1+3{,}3\times4+1=15{,}2$ м

Марка бетона 250 кгс/см² ; марка раствора 150 кгс/см²

Соединение панелей между собой по вертикальным граням, выполненное со шпонками и с заливкой раствором, может рассматриваться как жесткое.

При пролете перемычки 3 м в 4х этажном здании податливость перемычки значительная и эта связь может рассматриваться как шарнирная.

При необходимости проверки степени податливости перемычки следует произвести расчет так, как это сделано в примерах расчета №2 и №3.

Горизонтальная равномерно-распределенная нагрузка по плоскости фасада $q^г=120$ кгс/м²

Изгибающий момент от горизонтальной нагрузки распределяется пропорционально моментам инерции полос А и Б.

Расчетная призменная прочность по растворному шву:

$$R_{пр}=R_{пр.б}\cdot m_{б_1}\cdot m_{б_5}\cdot m_{б_7}\cdot m_{пуст}\cdot m_ш\cdot m_{оп}$$

$m_{б_1}$; $m_{б_5}$; $m_{б_7}$ — по табл. 15 СНиП II-21-75

$m_{пуст}=0{,}7$

$$m_ш=1-\frac{0{,}08\times m_{mш}}{0{,}2+R_ш/R_{ст}}=1-\frac{0{,}08\times1}{0{,}2+\frac{150}{200}}=0.92$$

$$m_{оп}=0{,}9\times\left(1-\frac{2}{16}\right)\times\frac{7+7}{16}=0.69$$

$$R_{пр}=90\times1.1\times0{,}9\times0{,}85\times0{,}7\times0{,}92\times0{,}69=33{,}6\ кгс/см^2$$

Отношение моментов инерции полос А и Б:

$$\frac{J_А}{J_Б}=\frac{0.16\times7{,}2^3}{12}:\frac{0{,}16\times6^3}{12}=\frac{7{,}2^3}{6^3}=1{,}73$$

Изгибающий момент от горизонтальной нагрузки

$$M^г=\frac{q^г\times L\times H^2}{2}=\frac{0{,}12\times18\times15{,}2^2}{2}=249{,}5\ тсм$$

Часть момента, воспринимаемая полосой А.

$$M^г_А=\frac{249{,}5\times1{,}73}{1+1{,}73}=158\ тсм$$

Часть момента, воспринимаемая полосой Б.

$$M^г_Б=\frac{249{,}5\times1}{1+1{,}73}=91{,}5\ тс\cdot м$$

Определение вертикальной нагрузки на 1 пг.м диафрагмы с одного этажа.

1. Вес погонного м стены:

$$q_1=0{,}16\times2500\times1\times3{,}04\times1{,}1=1{,}34\ тс/м$$

				1.220.1-2.0 П 11			
Гл.инж.А.Б	Левонтин		11.30	Приложение XI. Примеры расчета вертикальных диафрагм жесткости. Пример №1 Пример №2 Пример №3	Стадия	Лист	Листов
Рук.отд.6	Попов		11.80		Р	1	8
Гл.инж.отд.	Иншаков		11.80		ЦНИИЭП жилища г. Москва		
ГИП	Иоселевич		11.80				
Вед.инж.	Куклачева		11.80				

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

Копировал

Формат 12

2. Вес погонного м перемычки

$q_2 = 0{,}16 \times 2500 \times 1 \times 0{,}89 \times 1{,}1 = 0{,}39\ т/м$

3. Нагрузка от 1 пг.м перекрытия с ширины=2м на полосу А.

$q_3 = 2 \times 1 \times \left(330^{\text{с.в.}} + 450^{\text{ун.н.}} - 200 \times 1{,}3 \times 0{,}6^{\text{пол.н.}}\right) = 1{,}25\ т/м$

4. Нагрузка от 1 пг.м перекрытия с ширины=2м на полосу Б и на перемычку.

$q_4 = 2 \times 1 \times \left(330^{\text{с.з.}} + 1250^{\text{ун.н}} - 200 \times 1{,}3 \times 0{,}8^{\text{пол.н}}\right) = 2.23\ т/м$

Сосредоточенная сила от реакции перемычки

$$P = (q_2 + q_4) \times n \times \frac{l_{пер}}{2};$$

$$P = (0{,}39 + 2{,}23) \times 4 \times 1{,}5 = 15{,}72\ тс$$

Момент от вертик. нагрузки $M_A^B = 15.72 \times 0.5 \times 7{,}2 \simeq 56{,}59\ тс\,м$

Проверка сечения полосы А в уровне перекрытия над подвалом при учете ветра слева.

Изгибающий момент $M_A = M_A^Г + M_A^B = 158 + 56{,}59 = 214{,}59\ тс\,м$

Погонная вертикальная нагрузка с 4х этажей на полосу А:

$$q_A = (q_1 + q_3) \times n = (1{,}34 + 1{,}25) \times 4 = 10{,}36\ т/м.$$

Полная вертикальная нагрузка на полосу А.

$$N_A^B = 10{,}36 \times 7{,}2 + 15{,}72 = 90.31\ тс$$

$$e_{ов} = \frac{M_A}{N_A^B} = \frac{214.59}{90.31} = 2{,}38\ м$$

Максимальное значение e_o для бетонного сечения

$$e_o^{max} = 0{,}45 \times 0{,}5 \times 7{,}2 = 1{,}62\ м$$

$$e_{ов} = 2{,}38\ м > e_o^{max} = 1{,}62\ м$$

Следовательно, требуется армирование растянутой грани полосы и стыковка этой арматуры в уровне горизонтального шва.

Учитывая, что изгиб происходит в плоскости бо́льшей жесткости полосы, принимаем минимальное армирование $\mu = 0{,}05\ \%$

$$F_a = \frac{0.05 \times 700 \times 16}{100} = 5{,}6\ см^2 \quad \text{при } h_o = 700\ см$$

принимаем 2 ⌀18 AII $\quad F_a = 5{,}1\ см^2$

Высота сжатой зоны

$$X = \frac{N_A^B}{h \times R_{пр}};\ \text{при } h = 16\ см;\ R_{пр} = 33{,}6\ кгс/см^2$$

$$X = \frac{90310}{16 \times 33{,}6} = 168\ см$$

Полный эксцентриситет

$$e = e_{ов} + 0{,}5\,h_o = 2{,}38 + 0{,}5 \times 7{,}0 = 5{,}88\ м$$

$$M = N_A^B \cdot e = 90310 \times 588 = 5{,}31 \times 10^7\ кгс\,см$$

$$\xi = \frac{X}{h_o} = \frac{168}{700} = 0{,}24 < \xi_R = 0{,}686$$

$$M \le R_{пр}\,\delta \times b \times X \times (h_o - 0{,}5X) + R_{ac} \cdot F_a' \cdot (h_o - a') =$$

$$= 33{,}6 \times 16 \times 168\,(700 - 0{,}5 \times 168) + 2700 \times 5{,}1 \times (700 - 10) =$$

$$= 5{,}56 \times 10^7 + 0{,}95 \times 10^7 = 6{,}51 \times 10^7\ кгс \cdot см$$

$$6{,}51 \times 10^7\ кгс \cdot см > 5{,}31 \times 10^7\ кгс\,см$$

т.е прочность сечения обеспечена.

Проверка сечения полосы Б в уровне перекрытия над подвалом при учете ветра справа.

Изгибающий момент от вертикальной нагрузки:

$$M_Б^В \cong P \times 0{,}5 \times 6.0 = 15{,}72 \times 0{,}5 \times 6{,}0 = 47.16 \text{ тсм}$$

Суммарный изгибающий момент

$$M_Б = M_Б^Г + M_Б^В$$

$$M_Б = 91{,}5 + 47{,}16 \cong 138{,}66 \text{ тс.м}$$

Погонная вертикальная нагрузка с 4-х этажей на полосу Б.

$$q_Б = (q_{1Г} + q_{4Г}) \times n = (1{,}34 + 2{,}23) \times 4 = 14{,}28 \text{ тс/м}$$

Полная вертикальная нагрузка на полосу Б.

$$N_Б^В = 14{,}28 \times 6 + 15{,}72 = 101{,}4 \text{ тс}$$

$$e_{ов} = \frac{M_Б}{N_Б^В} = \frac{138{,}66}{101{,}4} = 1{,}36 \text{ м}$$

Максимальное значение e_o для бетонного сечения

$$e_o^{max} = 0{,}45 \times 0{,}5 \times 6{,}0 = 1{,}35 \text{ м}$$

$$e_{ов} = 1{,}36 \text{ м} \approx e_o^{max} = 1.35 \text{ м}$$

Армирование не требуется.

Длина сжатой зоны:

$$X = в - 2 \cdot e_{ов} = 6 - 2 \cdot 1{,}36 = 3{,}28 \text{ м}$$

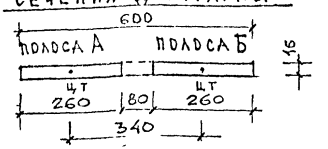
Напряжение в платформенном стыке:

$$R_{пр} = \frac{N}{h \times X};$$

$$R_{пр} = \frac{101{,}4}{0{,}16 \times 3{,}28} = \frac{101400}{16 \times 328} = 19{,}32 \frac{кгс}{см^2} < 33{,}6 \frac{кгс}{см^2}$$

Пример № 2

Схема горизонтального сечения диафрагмы



Горизонтальная равномерно-распределенная нагрузка по плоскости фасада $q^г = 120 \frac{кгс}{м^2}$

Здание с поперечными несущими стенами

Расстояние между диафрагмами $L = 6$ м

Число этажей $n = 10$

Высота здания $H = 1 + 3{,}3 \times 10 + 1 = 35$ м

Перемычка над проемом $l_{пер} = 0.8$ м; $h_{пер} = 0{,}89$ м

Марка бетона – 250 $\frac{кгс}{см^2}$; $R_{пр} = 110 \frac{кгс}{см^2}$; марка раствора – 150 $\frac{кгс}{см^2}$.

Расчет производится по методике, разработанной ЦНИИЭП жилища (Указания по проектированию конструкций крупнопанельных бескаркасных жилых домов высотой 10-16 этажей). Ссылки на формулы соответствуют указаниям.

Горизонтальная равномерно-распределенная нагрузка

$$q^г = 0{,}12 \times 6 = 0{,}72 \text{ т/м}$$

Изгибающий момент от горизонтальной нагрузки в основании

$$M^г = \frac{0{,}72 \times 35^2}{2} = 441 \text{ тс}$$

Нагрузка на 1 п.м диафрагмы от одного перекрытия

$$q = 6 \times \left(0.33^{с.в} + 0.45^{ун.м} - 0{,}2 \times 1{,}3 \times 0{,}55^{пол.м}\right) = 3{,}74 \text{ тс/м}$$

Полная вертикальная нагрузка ($q_1 = 1{,}34$; $q_2 = 0{,}39$ – см. расчет)

$$N^в = (1{,}34 + 3{,}74) \times 5{,}2 \times 10 + (0{,}39 + 3.74) \times 0.8 \times 10 =$$

$$= 264.16 + 33{,}04 = 297{,}2 \text{ тс}$$

$$e_{ов} = \frac{441}{297{,}2} = 1.48 \text{ м}$$

$E_б = 240000\ кгс/см^2$ $E_б^{пр} = 0{,}5 \times 240000 = 120000\ кгс/см^2$

0,5 – коэффициент, учитывающий податливость горизонтальных швов.

Коэффициент податливости перемычки в случае защемления обоих концов вычисляется по формуле:

$$\lambda = \frac{\ell^3_{пер}}{12\, B_{пер} \cdot H_{эт}} \times \left(1 + \frac{36 \cdot B_{пер}}{\ell^2_{пер} E_б F_{пер}}\right) \quad \ldots (14)$$

$\ell_{пер} = 80\ см$, $\ell^3_{пер} = 0{,}5 \times 10^6\ см^3$

$F_{пер} = 16 \times 89 = 1424\ см^2$

$$J_{пер} = \frac{16 \times 89^3}{12} = 939959\ см^4$$

Для учета снижения жесткости из-за образования трещин вводим понижающий коэффициент = 0,7

$J_{пер} \times 0{,}7 = 939959 \times 0{,}7 = 657970\ см^4$

$B_{пер} = J_{пер} \times 0{,}7 \times E_б = 657970 \times 0{,}7 \times 240000 =$
$= 15{,}79 \times 10^{10}\ кгс \cdot см^2$

$$\lambda = \frac{0{,}5 \times 10^6}{12 \cdot 15{,}79 \times 10^{10} \times 304} \cdot \left(1 + \frac{36 \times 15{,}79 \times 10^{10}}{80^2 \times 240000 \times 1424}\right)$$

$\lambda = 0{,}0009 \cdot 10^{-6} \cdot (1 + 2{,}6) = 0{,}0032 \cdot 10^{-6}$

Определяем вспомогательные величины:

$$\gamma = \frac{1}{E_б^{пр} \cdot F_А} + \frac{1}{E_б^{пр} \cdot F_Б} + \frac{V^2}{B_А + B_Б} \quad \ldots\ldots (19)$$

V – расстояние между центрами тяжести полос А и Б.

$V^2 = (130 + 130 + 80)^2 = 0{,}11 \times 10^6\ см^2$

$E_б^{пр} \cdot F_А = E_б^{пр} \cdot F_Б = 120000 \times 16 \times 260 = 0{,}05 \cdot 10^{10}$

$$B_А = B_Б = \frac{120000 \times 260^3 \times 16}{12} = 281{,}2 \times 10^{10}\ кгс \cdot см^2$$

$$\gamma = \frac{1}{0{,}05 \times 10^{10}} + \frac{1}{0{,}05 \times 10^{10}} + \frac{0{,}11 \times 10^6}{2 \times 281{,}2 \times 10^{10}} =$$

$= (20 + 20 + 195{,}6) \times 10^{-10} = 235{,}6 \times 10^{-10}$

$$\mathit{Ж} = \sqrt{\frac{\gamma}{\lambda}} \quad \ldots\ldots (17)$$

$$\mathit{Ж} = \sqrt{\frac{2356 \cdot 10^{-10}}{0{,}0032 \cdot 10^{-6}}} = \sqrt{7.36} = 2.7$$

если $\mathit{Ж} \cdot n \geqslant \frac{16}{n}$, то связь может рассматриваться как жесткая. $\mathit{Ж} \cdot n = 2{,}7 \times 10 = 27 > \frac{16}{10} = 1{,}6$

Связь абсолютно жесткая и сечение можно рассматривать как одну пластину с отверстием.

Максимальное значение e_o для единого бетонного сечения

$$e_o^{max} = 0{,}45 \times 0{,}5 \times 6 = 1{,}35\ м$$

$e_{ов} = 1{,}48\ м > e_o^{max} = 1{,}35\ м$

следовательно, требуется армирование.

Арматура определяется так же, как в примере расчета № 1.

Поперечная сила в сечении диафрагмы от ветровой нагрузки

$$Q^г = \bar{q}^г \times H = 0{,}72 \times 35 = 25{,}2\ тс$$

Момент инерции сечения диафрагмы:

$$J = \frac{16 \times (600^3 - 80^3)}{12} = 287 \cdot 10^6\ см^3$$

Статический момент:

$$S = 2{,}6_м \times 0{,}16_м \times 1{,}7_м = 0{,}71\ м^3$$

Скалывающее напряжение

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$$

$$\tau = \frac{25200 \times 710000}{287000000 \times 16} = 3{,}9\ кгс/см^2$$

$Q_{пер} = \tau \times 16 \times 304 = 3{,}9 \times 16 \times 304 = 18970\ кгс$

$M_{пер} = Q_{пер} \times \frac{\ell_{пер}}{2} = \frac{18970 \times 80}{2} = 759000\ кгс \cdot см = 7{,}59\ тсм$

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

Проверяем сечение по поперечной силе. $Q_{пер}=18970$ кгс

$0{,}6 \times R_p \times b \times h_o = 0{,}6 \times 8{,}8 \times 16 \times 86 = 7265$ кгс $< Q = 18970$ кгс

Принимаем поперечную арматуру ϕ 5 BI через 15см

$R_{ax} = 2200$ кгс/см^2 ; $F_x = 0{,}39$ см^2

$$q_x = \frac{R_{ax} \cdot F_x}{u} = \frac{2200 \times 0{,}39}{15} = 57{,}2 \text{ кгс/см}$$

$$Q_{x6} = \sqrt{8 \times R_p \times b \times h_o^2 \times q_x} = \sqrt{8 \times 8{,}8 \times 16 \times 86^2 \times 57{,}2} =$$

$$= 21830 \text{ кгс} > Q = 18970 \text{ кгс}$$

Прочность наклонного сечения обеспечена.

Принимаем продольную арматуру

$2\phi 14$ A III с $F_a = 3{,}18$ см^2

$R_{пр} = 110 \times 1{,}1 \times 0{,}85 = 103$ кгс/см^2

$$x = \frac{3{,}18 \times 3400}{16 \times 103} = 6{,}6 \text{см}$$

$$z = h_o - \frac{x}{2} = 86 - \frac{6{,}6}{2} = 82{,}7 \text{ см}$$

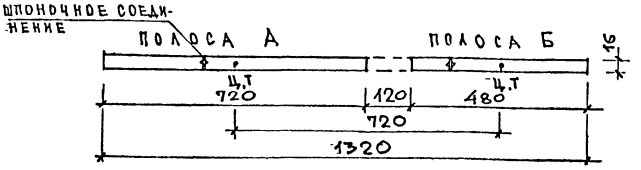
$$M = 3400 \times 3{,}18 \times 82{,}7 = 8{,}94 \cdot 10^5 \text{ кгс см} = 8{,}94 \text{ тсм}$$

$M = 8{,}94$ тсм $> M_{пер} = 7{,}59$ тсм

т.е. прочность сечения обеспечена.

Пример 3

Схема горизонтального сечения диафрагмы



Число этажей $n=6$

Расстояние между диафрагмами $L=18$м

Горизонтальная равномерно-распределенная нагрузка по плоскости фасада $q = 120$ кгс/м^2

Высота здания $H = 1_н + 6 \times 3{,}3_м + 1_н = 21{,}8$ м

Перемычка над проемом $l_{пер}=1{,}2$м ; $h_{пер}=0{,}83$м является связью, объединяющей полосы А и Б.

Расчет (как и пример 2) производится по методике, разработанной ЦНИИЭП жилища.

Изгибающий момент от горизонтальной нагрузки

$$M^г = \frac{0{,}12 \times 18 \times 21{,}8^2}{2} = 513 \text{ тс}$$

Полная вертикальная нагрузка на диафрагму

$$N^б = (q_1 + q_3) \times 6 \times (7{,}2 + 4{,}8) + (q_2 + q_3) \times 6 \times 1{,}2$$

Значения q_1, q_2 и q_3 смотри в расчете примера 1

$$N^б = (1{,}34 + 1{,}25) \times 6 \times (7{,}2 + 4{,}8) + (0{,}39 + 1{,}25) \times 6 \times 1{,}2 =$$

$$= 198{,}3 \text{ тс}$$

$M_б = 250$ кгс/см^2 $R_{пр} = 110$ кгс/см^2 $E_б = 215000$ кгс/см^2

$$E_б^{пр} = 0{,}5 \times 215000 \approx 108000 \text{ кгс/см}^2$$

Коэффициент 0,5 введен для учета податливости горизонтальных швов

Коэффициент податливости перемычки в случае защемления обоих концов вычисляется по формуле:

$$\lambda = \frac{l^3_{пер}}{12 \times B_{пер} \times H_{эт}} \cdot \left(1 + \frac{36 \cdot B_{пер.}}{l^2_{пер} \times E_б \times F_{пер}}\right) \quad \ldots \quad (14)$$

$l_{пер} = 120$см ; $l^3_{пер} = 1{,}73 \times 10^6$ см^3

$F_{пер} = 16 \times 89 = 1424$ см^2

$$J_{пер} = \frac{16 \times 89^3}{12} = 939959 \text{ см}^4$$

Для учета возможности образования трещин вводим понижающий коэффициент 0.7

$$J_{пер} \times 0{,}7 = 939959 \times 0{,}7 = 657970 \text{ см}^4$$

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

$$B_{пер} = J_{пер} \times 0{,}7 \times E_б = 657870 \times 215000 =$$
$$= 14{,}15 \times 10^{10}\ кгс \cdot см^2$$

$$\lambda = \frac{1{,}73 \times 10^6}{12 \times 14{,}15 \times 10^{10} \times 304} \cdot \left(1 + \frac{36 \times 14{,}15 \times 10^{10}}{120^2 \times 215000 \times 1424}\right) =$$
$$= 0{,}0033 \times 10^{-6} \cdot (1 + 1{,}15) = 0{,}0071 \times 10^{-6}$$

Определяем вспомогательную величину:

$$\gamma = \frac{1}{E_1 \times F_1} + \frac{1}{E_2 \times F_2} + \frac{V^2}{\Sigma B} \quad \ldots\ldots\ (19)$$

$$E_1 \times F_1 = E_б^{пр} \cdot F_А = 108000 \times 16 \times 720 = 0{,}124 \times 10^{10}$$
$$E_2 \times F_2 = E_б^{пр} \cdot F_Б = 108000 \times 16 \times 480 = 0{,}083 \times 10^{10}$$
$$B_А = \frac{108000 \times 16 \times 720^3}{12} = 5374 \times 10^{10}\ кгс \cdot см^2$$
$$B_Б = \frac{108000 \times 16 \times 480^3}{12} = 1592 \times 10^{10}\ кгс \cdot см^2$$

V — расстояние между центрами тяжести полос.

$$V^2 = (360 + 120 + 240)^2 = 0{,}52 \times 10^6\ см^2$$
$$\gamma = \left(\frac{1}{0{,}124} + \frac{1}{0{,}083} + \frac{0{,}52 \times 10^6}{5374 + 1592}\right) \times 10^{-10}$$
$$\gamma = (8{,}06 + 12{,}05 + 74{,}65) \times 10^{-10} = 94{,}76 \times 10^{-10}$$

$$\mu = \sqrt{\frac{\gamma}{\lambda}} \quad \ldots\ldots\ (17)$$

$$\mu = \sqrt{\frac{94{,}76 \times 10^{-10}}{0{,}0071 \times 10^{-6}}} = \sqrt{1{,}33} = 1{,}15$$

если $\mu = 1{,}15 < \frac{16}{n} = 2{,}67$

и $\mu = 1{,}15 > \frac{2}{n} = 0{,}33$

то связь податлива

Вычисляем величины:

$$S_o = \frac{V}{\frac{1}{E_б^{пр} \cdot F_А} + \frac{1}{E_б^{пр} \cdot F_Б}} \quad \ldots\ldots\ (65)$$

$$S_o = \frac{720 \times 10^{10}}{8{,}06 + 12{,}05} = 35{,}8 \times 10^{10}\ кгс \cdot см$$

$$B_o = B_А + B_Б + V \cdot S_o \quad \ldots\ldots\ (66)$$

$$B_o = 5374 \times 10^{10} + 1592 \times 10^{10} + 720 \times 35{,}8 \times 10^{10} =$$
$$= 32742 \times 10^{10}\ кгс \cdot см^2$$

$$\frac{H^2 \cdot S^o}{B_o} = \frac{2180^2 \cdot 35{,}8 \times 10^{10}}{32742 \times 10^{10}} = 5196\ см$$

Горизонтальная равномерно-распределенная нагрузка

$$\bar{q}^г = 0{,}12 \times 18 = 2{,}16\ тс/м$$

Нормальные силы в полосах от ветровой нагрузки

$$\Delta N^г = \left[\frac{\bar{q}}{2} \bar{K}_N^г(i) + \frac{\hat{q}}{2} \hat{K}_N^г(i)\right] \cdot \frac{H^2 S_o}{B_o} \quad \ldots\ (58)$$

Для расчета при высоте здания $H \leq 25$ м принимаем всю ветровую нагрузку равномерно-распределенной (в запас прочности). В этом случае $\hat{q} = 0$, и формула 58 примет вид:

$$\Delta N^г = \frac{\bar{q}}{2} \cdot \bar{K}_N^г(i) \cdot \frac{H^2 \cdot S_o}{B_o}$$

Коэффициент $\bar{K}_N(i) = \alpha$ - отражает влияние податливости перемычки, определяется по графику (см. раздел IV записку)

$$\mu \cdot n = 1{,}15 \cdot 6 = 6{,}9 \ ; \ \frac{i}{n} = \frac{1}{6} = 0.16$$

откуда по графику $\bar{K}_N(i) = 0.64$

$$\Delta N^г = 0{,}5 \times 21{,}6 \times 0{,}64 \times 5196 = 35915\ кгс$$

Изгибающие моменты, возникающие в полосах от горизонтальной нагрузки:

$$M_y^г(i) = \frac{H^2 B_y}{\Sigma B} \cdot \left[\frac{\bar{q}}{2} \cdot \left(1 - \frac{i}{n}\right)^2 + \frac{\hat{q}}{3} \left(1 - \frac{i}{n}\right)^2 \cdot \left(1 + \frac{i}{2n}\right) - \frac{V_i}{H^2} \cdot N_1^г(i)\right] \ldots (72)$$

В предположении $\hat{q} = 0$ формула 72 примет вид:

$$M_y^г(i) = \frac{H^2 B_y}{\Sigma B} \cdot \left[\frac{\bar{q}}{2} \left(1 - \frac{i}{n}\right)^2 - \frac{V_i}{H^2} \cdot N_1^г(i)\right] ;$$

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

$$M^{\Gamma}_{j}(i)=\frac{B_j}{\Sigma B}\cdot\left[0{,}5\bar{q}\times H^2\times\left(1-\frac{i}{n}\right)^2-V_i\cdot N^{\Gamma}_{j}(i)\right]$$

$$M^{\Gamma}_{А}=\frac{5374\times10^{10}}{5374\times10^{10}+1592\times10^{10}}\times\left[0{,}5\times21{,}6\times2180^2\times\left(1-\frac{0}{6}\right)^2-\right.$$
$$\left.-720\times35915\right]=1{,}96\times10^{7}=196\times10^{5}\ \text{кгс}\cdot\text{см}$$

$$M^{\Gamma}_{Б}=\frac{1592\times10^{10}}{5374\times10^{10}+1592\times10^{10}}\times\left[0{,}5\times21{,}6\times2180^2\times\left(1-\frac{0}{6}\right)^2-\right.$$
$$\left.-720\times35915\right]=58{,}65\times10^{5}\ \text{кгс}\cdot\text{см}$$

Полный изгибающий момент

$$M^{\Gamma}=M^{\Gamma}_{А}+M^{\Gamma}_{Б}+\Delta N^{\Gamma}\times Y$$
$$M^{\Gamma}=\left(196+58{,}65+35{,}915\times7{,}2\right)\times10^{5}$$
$$M^{\Gamma}=513{,}2\times10^{5}\approx513\times10^{5}\ \text{кгс}\cdot\text{см}=513\ \text{тс}\cdot\text{м}$$

Для упрощения расчета можно предположить, что сдвигающее усилие в максимально нагруженной перемычке равно полуторному значению среднего сдвигающего усилия т.е $T^{\Gamma}_{1max}=\frac{\Delta N^{\Gamma}}{n}\times1{,}5=\frac{35915}{6}\times1{,}5=9000$ кгс

Проверка несущей способности полосы А.

$M^{\Gamma}_{А}=196$ тс·м

Сосредоточенная сила от реакции перемычки

$P=(q_2+q_3)\times6\times0{,}6=(0{,}39+1{,}25)\times6\times0{,}6=5{,}9$ тс

$M^{В}=5{,}9\times7{,}2\times0{,}5=21{,}24$ тс·м

$N^{В}_{А}=(q_1+q_3)\times6\times7{,}2+5{,}9=(1{,}34+1{,}25)\times6\times7{,}2+5{,}9=117{,}8$ тс

$N^{\Gamma}=-35915$ кгс $=-35{,}9$ тс

$M_{Расч.}=196+21{,}24=217{,}24$ тс·м

$N_{расч.}=117{,}8-35{,}9=81{,}9$ тс

$e_{об}=\frac{M_{расч}}{N_{расч}}=\frac{217{,}24}{81{,}9}=2{,}65$ м

Максимальное значение e_0 для бетонного сечения

$e^{max}_{0}=0{,}45\times0{,}5\times7{,}2=1{,}62$ м

$e_{об}=2{,}65$ м $>e^{max}_{0}=1{,}62$ м

Следовательно, требуется армирование растянутой грани полосы и стыковка этой арматуры в уровне горизонтального шва. Принимаем минимальное армирование $=0{,}05\%$; $h_0=720-20=700$ см

$F_a=\frac{0{,}05\times700\times16}{100}=5{,}6$ см^2 принимаем $2\phi18$ А-II $F_a=5{,}1$ см^2

Высота сжатой зоны $x=\frac{117800}{16\times40{,}24}=183$ см

$R_{пр}=110\times1{,}1\times0{,}9\times0{,}85\times0{,}7\times0{,}9\times0{,}69=40{,}24$ кгс/см^2

Полный эксцентриситет $e=e_{об}+0{,}5h_0=2{,}65+3{,}50=6{,}15$ м

$M=N\cdot e=117{,}8\times6{,}15=7{,}24\times10^{7}$ кгс·см

$\xi=\frac{x}{h_0}=\frac{183}{700}=0.26<\xi_R=0{,}667$

$M\le R_{пр}\delta\times X\times(h_0-0{,}5X)+R_{ac}\cdot F'_a\cdot(h_0-a')=$
$=40{,}24\times16\times183\times(700-0{,}5\times183)+2700\times5{,}1\times(700-10)=$
$=7{,}16\times10^{7}+0{,}95\times10^{7}=8{,}11\times10^{7}$ кгс·см
$8{,}11\times10^{7}$ кгс·см $>7{,}24\times10^{7}$ кгс·см прочность обеспечена.

Проверка несущей способности полосы Б.

$M^{\Gamma}_{Б}=58{,}65$ тс·м;

$M^{В}_{Б}=5{,}9\times0{,}5\times4{,}8=14{,}16$ тс·м

$N^{В}_{Б}=(q_1+q_3)\times6\times4{,}8+P=(1{,}34+1{,}25)\times6\times4{,}8+5{,}9=80{,}5$ тс

$M_{расч}=58{,}65+14{,}16=72{,}81$ тс·м

$N^{\Gamma}=-35915$ кгс $=-35{,}9$ тс

$N_{расч}=80{,}5-35{,}9=44{,}6$ тс

$e_{об}=\frac{M_{расч}}{N_{расч}}=\frac{72{,}81}{44{,}6}=1{,}63$ м

$e^{max}_{0}=0{,}45\times0{,}5\times4{,}8=1{,}08$ м

$e_{об}=1{,}63$ м $>e^{max}_{0}=1{,}08$ м требуется армирование.

Необходимое количество арматуры подсчитать также, как и для полосы А.

Проверка поперечного сечения перемычки.

$Q=9000$ кгс

В предположении, что нулевая точка эпюры М на середине перемычки

$M=9000\times0{,}5\times120=540000$ кгс·см $=5{,}4$ тс·м

Изгибающий момент на опоре от вертикальной нагрузки на перемычку

$$M = \frac{q_1 \ell^2}{12}$$

$$q_1 = (q_2 + q_3) = 0{,}39 + 1{,}25 = 1{,}64 \text{ тс/м}$$

$$M = \frac{1{,}64 \times 1{,}2^2}{12} = 0{,}2 \text{ тс м}$$

Полный изгибающий момент на опоре

$$M_{расч} = 5{,}4 + 0{,}2 = 5{,}6 \text{ тс м}$$

$$Q = 1{,}64 \times 0{,}5 \times 1{,}2 = 0{,}98 \text{ тс}$$

Полная поперечная сила

$$Q = 9000 \text{ кгс} + 980 \text{ кгс} = 9980 \text{ кгс}$$

$h_{пер} = 89$ см ; $h_0 = 86$ см ; $b = 16$ см

Принимаем $2\phi 18$ AIII $\quad F_a = 5{,}1 \text{ см}^2$

$$R_{пр} = 110 \times 1{,}1 \times 0{,}85 = 103 \text{ кгс/см}^2$$

$$X = \frac{5{,}1 \times 3400}{16 \times 103} = 10{,}52 \text{ см}$$

$$z = h_0 - \frac{x}{2} = 86 - \frac{10{,}52}{2} = 80{,}74 \text{ см}$$

$$M = 3400 \times 5{,}1 \times 80{,}74 = 14 \times 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 14 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

$M = 14$ тс м $> M_{расч} = 5{,}6$ тс м

Армирование двойное симметричное

Проверяем прочность наклонных сечений перемычки по поперечной силе

$Q = 9980$ кгс

$0{,}6 \times R_p \times b \times h_0 = 0{,}6 \times 8{,}8 \times 16 \times 86 = 7265 < Q = 9980$ кгс

Принимаем поперечную арматуру $\phi 5$ BI ($R_{ax} = 2200 \text{ кгс/см}^2$)

$u = 20$ см $\quad F_x = 0{,}39 \text{ см}^2$

$$q_x = \frac{R_{ax} \cdot F_x}{u} = \frac{2200 \times 0{,}39}{20} = 42{,}9 \text{ кгс/см}$$

$$Q_{x\delta} = \sqrt{8 \cdot R_p \cdot b \cdot h_0^2 \cdot q_x} = \sqrt{8 \times 8{,}8 \times 16 \times 86^2 \times 42{,}9} =$$

$= 18920$ кгс $> Q = 9980$ кгс

Прочность наклонного сечения обеспечена.

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

gost.e-ecolog.ru