ТИПОВЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ И УЗЛЫ

СЕРИЯ 0.00-2.96с

ПОВЫШЕНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ

ВЫПУСК 0-5

КАРКАСНЫЕ ОБЩЕСТВЕННЫЕ ЗДАНИЯ
МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

gost.e-ecolog.ru

ТИПОВЫЕ СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ИЗДЕЛИЯ И УЗЛЫ

СЕРИЯ 0.00-2.96с

ПОВЫШЕНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ЗДАНИЙ

ВЫПУСК 0-5

КАРКАСНЫЕ ОБЩЕСТВЕННЫЕ ЗДАНИЯ. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

РАЗРАБОТАН ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

Директор института	В.В.Гранев
Заместитель директора института	С.М.Гликин
Начальник отдела	Э.Н.Кодыш
Главный инженер проекта	В.И.Старцев
Главный инженер проекта	И.К.Никитин
Главный инженер проекта	Ю.В.Герман

Утверждены Департаментом развития НТП и ПИР Минстроя России, письмо от 02.12.96№ 9-1-1/123. Введены в действие ЦНИИСК им.Кучеренко с 01.01.9 приказ № 49/0

Обозначение документа	Наименование	Стр.
0.00-2.96с.0 -5 - ПЗ	Пояснительная записка	3
- I	Усиление каркаса монолитными диафрагмами в поперечном направлении	2I
- 2	Усиление каркаса монолитными диафрагмами в продольном направлении	23
- 3	Соединения диафрагмы с колонной, усиленной железобетонной обоймой	25
- 4	Установка стальных вертикальных связей	26
- 5	Усиление колонн стальными или железобетонными обоймами	30
- 6	Ужесточение дисков перекрытий набетонкой	34
- 7	Усиление узла поперечной рамы	37
- 8	Усиление продольными монолитными ригелями	39
- 9	Демонтаж верхнего этажа	42
- I0	Приложение I	43
- II	Приложение 2	5I

Изм.	Кол.уч	Лист	№док	Подпись	Дата
Нач.отд.		Кодыш			1.96
ГИП		Старцев			1.96
ГИП		Никитин			1.96
ГИП		Герман			1.96

0.00-2.96с.0-5

СОДЕРЖАНИЕ

Стадия	Лист	Листов
Р		I

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

I. Общая часть

I.I. В данном выпуске приведены общие рекомендации и конструктивные решения по повышению сейсмостойкости каркасов запроектированных или эксплуатируемых многоэтажных сборных железобетонных каркасных общественных зданий серий I.020-I, I.020.I-I/83 и ИИ-04.

Разработанные конструктивные мероприятия позволяют использовать построенные здания при сейсмичности 7 баллов, а в отдельных случаях повысить их сейсмостойкость до 8 баллов.

В Приложении I даны два примера выбора оптимального решения усиления для конкретных зданий.

I.2. Данные мероприятия не заменяют обязательных конструктивных требований, изложенных в СНиП II-7-81* (пп.3.20, 3.54 и др.).

I.3. Усиление стен, фундаментов и узлов сопряжения колонн с фундаментами разработаны в отдельных выпусках усиления элементов каркасных промышленных зданий.

I.4. Специфичной особенностью рассматриваемых каркасов являются шарнирные узловые сопряжения колонн с ригелями в поперечном направлении и с плитами в продольном. Таким образом, восприятие сейсмических воздействий может происходить путем включения в работу дополнительных диафрагм (связей). Усилия на них передаются жестким диском перекрытий, который при необходимости усиливается.

Изм.	Кол.уч.	Лист	N док.	Подпись	Дата
Нач.отд.	Ксдыш				1.96
ГИП	Станцев				1.96
ГИП	Никитин				1.96
ГИП	Герман				1.96
Н.контр.	Герман				1.96

0.00-2.96с.0-5-ПЗ

ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

Стадия	Лист	Листов
Р	I	I8

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

I.5. Конструктивные решения усилений не предусматривают исправление имеющихся дефектов и повреждений конструкций и узлов сопряжений.

I.6. Разработке рабочих чертежей должно предшествовать проведение детального обследования с определением реального состояния конструкций и характеристик материалов, примененных в конструкциях, а также уточнение фактических нагрузок во всех зонах каркаса.

I.7. Каркас здания должен быть пересчитан на фактические нагрузки, а затем, при необходимости, рассмотрена возможность их снижения. При этом следует иметь ввиду, что при расчете типовых каркасов нагрузки для данной габаритной схемы принимались одинаковыми по всем этажам, что практически никогда не реализуется. К тому же производился перебор сочетаний нагрузок с целью определения наиневыгоднейшего. Определенные запасы несущей способности заложены в системе унификации армирования ригелей и многоэтажных колонн, сортаменте арматуры и в использовании способа подбора марок изделий по ключам подбора.

Для пересчета каркас рекомендуется использовать специализированный программный комплекс "НИВА", разработанный в ЦНИИпромзданий.

I.8. Приведенные конструктивные решения усиления призваны помочь проектировщику выбрать оптимальный вариант на основе технико-экономического анализа с последующей его детализацией в рабочем проекте, в зависимости от суммы конкретных условий: сейсмичности, этажности, нагрузок, величины запаса, технологических возможностей, качества испольнения, сроков, повреждений при эксплуатации и других факторов, выявленных при предварительном обследовании объекта.

Некоторые конструктивные решения в пределах одного варианта являются взаимозаменяемыми. Преимущества и недостатки их, а также

области оптимального применения приведены в соответствующих разделах пояснительной записки (пп. II.1 II.7).

I.9. В выпуске рассмотрены варианты усиления в порядке рекомендаций очередности их применения:

1) устройство монолитных диафрагм;
2) установка дополнительных вертикальных стальных связей по колоннам;
3) усиление колонн, примыкающих к новым диафрагмам (связям) или вновь создаваемым жестким узлам, стальными или железобетонными обоймами;
4) ужесточение дисков перекрытий путем устройства набетонки;
5) усиление поперечных ригелей и узлов сопряжений их с колоннами;
6) усиление продольными монолитными ригелями;
7) демонтаж верхнего этажа.

Необходимо помнить, что наиболее простым приемом является пересчет каркаса на фактические нагрузки и при необходимости их уменьшение.

I.IO. Конструктивная система многоэтажных каркасных общественных зданий приведена в док.-ПЗ лист 18

В таблице даны перечни конструктивных мероприятий при увеличении расчетной сейсмичности зданий (см.л.5).

I.II. Детально организация и технология усиления разрабатывается в составе проекта усиления конкретного здания.

В разделах конструктивных решений данного каталога приведены краткие рекомендации по технологии и последовательности осуществления усиления. Рекомендации общего характера приведены ниже.

На участках с укладкой слоя монолитного бетона должно быть

обеспечено его надежное сцепление с сборными железобетонными конструкциями. Поверхностям элементов в зоне укладки бетона следует придать шероховатость путем насечки, обдирки поверхностного слоя, химическим способом и др. Кроме того целесообразно произвести скалывание верхних частей бетона, замоноличивающего швы между сборными элементами, для образования шпонок, обеспечивающих сцепление монолитного и сборного бетона.

Поверхность затем промывается водой под давлением и выдерживается во влажном состоянии не менее 4 часов с удалением свободной воды перед бетонированием.

Бетонирование отдельных элементов следует вести без перерывов.

Рекомендуемые составы бетонных смесей при устройстве обойм и состав для улучшения сцепления приведены в Приложении 2.

I.I2. Монтируемые элементы усиления должны быть, как правило, снабжены устройствами для рихтовки, а также устройствами, обеспечивающими их включение в работу. Должно обеспечиваться плотное прилегание стальных элементов усиления к железобетонным конструкциям путем использования монтажных струбцин, установки элементов на раствор или зачеканки раствора в имеющиеся зазоры.

Конструктивные решения усиления при увеличении расчетной сейсмичности здания

№№ пп	Признак необходимости усиления	Конструктивное решение	Раздел, где приведено конструктивное решение	Условия применения
I.	Не обеспечивается восприятие горизонтальных усилий	Устройство монолитных диафрагм	II.I	Во всех случаях
2.	Не обеспечивается восприятие горизонтальных усилий	Установка дополнительных вертикальных стальных связей	II.2	Во всех случаях
3.	Недостаточное армирование колонн	Усиление колонн стальными или железобетонными обоймами или рубашками	II.3	В колоннах диафрагм(связей) или жестких узлов сопряжений
4.	Нехватает жесткости диска перекрытия для передачи усилий	Набетонка на перекрытии	II.4	Во всех случаях
5.	Не обеспечивается восприятие горизонтальных усилий	Усиление узла сопряжения ригеля с колонной	II.5	При отказе от применения диафрагм(связей) в поперечном направлении
6.	Не обеспечена устойчивость здания в продольном направлении	Устройство продольного монолитного ригеля	II.6	При отказе от применения диафрагм(связей) продольном направлении
7.	Недостаточность других решений	Демонтаж верхнего этажа	II.7	Во всех случаях

П. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ УСИЛЕНИЯ КАРКАСА

П.1. Устройство монолитных диафрагм

Для каркасных зданий, возведенных из конструкций серии ИИ-04, I.020-I или I.020-I/83 в районах с сейсмичностью 7 баллов может производиться усиление каркаса монолитными диафрагмами на всю высоту здания как в поперечном, так и в продольном направлении (док.-1...-3). Диафрагмы возводятся в том случае, когда расчет с учетом сейсмики на действие фактических нагрузок на перекрытиях показал недостаточную прочность ранее установленных устоев, колонн, диафрагм и их креплений к колоннам. При этом в здании должны быть места, позволяющие возводить на всю высоту диафрагмы, располагаемые симметрично относительно оси, проходящей через центр тяжести здания, и не снижающие эксплуатационные качества здания. В противном случае каркас усиливается согласно указаниям п. 5 и п.6.

Диафрагмы устанавливаются по осям колонн. Колонны, примыкающие к диафрагмам, усиливаются либо обоймами из уголков, либо железобетонными обоймами (док.-5). При обоймах из уголков стальные перемычки обойм свариваются с закладными изделиями диафрагмы. При железобетонных обоймах связь диафрагмы с колоннами осуществляется путем заведения горизонтальных стержней в железобетонную обойму на длину не менее 40 см. При этом бетонирование обоймы производится одновременно с бетонированием диафрагмы.

Диафрагмы поперечного направления соединяются с вышерасположенными ригелями с помощью дюбелей или цанговых болтов, вставляемых в отверстия, просверленные в нижней грани ригеля. Эти дюбеля или болты соединяются с закладными деталями в виде продольных уголков, расположенных поверху диафрагмы. С нижерасположенными ригелями поперечные диафрагмы соединяются путем приварки вертикальных стержней к уголкам,

устанавливаемым поперек ригеля после расчистки в этих местах пола. Уголки соединяются с ригелем с помощью дюбелей или цанговых болтов аналогично верхним соединениям (док.-1 лист 2), либо путем устройства в ригеле глухих отверстий с установкой в них стержней, сваренных с уголками, и последующей зачеканкой.

Диафрагмы продольного направления соединяются с выше- и нижерасположенными межколонными плитами путем пропуска вертикальных стержней в отверстия, пробитые в плитах через продольные пустоты. Если диафрагма проходит примерно над пустотой плиты, отверстия для вертикальных стержней пробиваются через соседние пустоты (см.док.-2 лист 2). В местах примыкания к плите диафрагмы должны иметь соответствующие уширения для размещения этих стержней (док.-2 лист 2).

Аналогичные монолитные диафрагмы устанавливаются и в существующих зданиях, усиливаемых для районов с сейсмичностью в 8 баллов. Условия применения диафрагм аналогичны обычным условиям применения диафрагм в зданиях из конструкций серий ИИ-04 и 1.020.1-1/83. Как поперечные, так и продольные диафрагмы рассчитываются на сейсмику как составная часть каркаса.

Рекомендуется следующая последовательность производства работ:

1. Расчищается пол в месте намеченного расположения диафрагмы.
2. При устройстве продольных диафрагм пробиваются отверстия в межколонных плитах.
3. Изготавливается и устанавливается на месте арматурный каркас диафрагмы. При этом при высоте этажа менее 4,8м рекомендуется использовать сварные сетки заводского изготовления. При колоннах со стальными обоймами закладные детали каркаса привариваются к перемычкам обоймы. При колоннах с железобетонными обоймами арматурные каркасы диафрагмы и обойм изготовляются и устанавливаются одновре-

менно. В поперечных диафрагмах закладные изделия в виде уголков, расположенных вверху и внизу, соединяются с выше- и нижерасположенными ригелями с помощью дюбелей, цанговых болтов и т.п.

4. Устанавливается опалубка и производится бетонирование с помощью бетононасоса при высоте слоя бетонирования не более I,5 м (см. Приложение 2).

II.2. Установка дополнительных вертикальных стальных связей.

Для повышения расчетной сейсмичности здания со связевым каркасом в качестве дополнительных элементов жесткости, наряду с монолитными диафрагмами, могут быть использованы вертикальные связи.

Применение этого метода усиления каркаса может быть использовано при сравнительно небольшом увеличении горизонтальной сейсмической нагрузки и сложности установки в здании дополнительных железобетонных диафрагм. Высота этажей здания при этом должна быть не менее 3,6 м.

Вертикальные устои жесткости в виде стальных связей воспринимающие горизонтальную нагрузку, должны быть непрерывными по всей высоте здания и располагаться симметрично относительно центра тяжести здания

При использовании дополнительных стальных связей необходимо усиление связевых колонн в соответствии с п.II.3 и в ряде случаев - усиление фундаментов этих колонн.

Дополнительные стальные связи устанавливаются между смежными колоннами продольного или поперечного ряда на всех этажах . Связи могут быть портального или треугольного очертания (см.док.- 4 лист I) в зависимости от высоты этажа и пролета.

Связи представляют собой двухветвевую конструкцию из уголков, ветви которой разнесены на ширину сечения колонны и соединены между собой стальными планками.

Крепление связей осуществляется приваркой их через фасонки к колонне.

Колонна усиливается обоймой из 4-х уголков (по углам), соединенных планками. В нижней (на плите перекрытия) и верхней (в уровне низа консолей) зонах усиления вместо стальных соединительных планок в направлении установки связей привариваются фасонки из стального листа, к которым крепятся ветви вертикальных связей. Для соединения верхней и нижней зон усиления колонны фасонки этих зон соединяются между собой уголками, пропущенными через пробитые в торцевых участках пустотных плит (или в полке сантехнической плиты) отверстия (см. док.-4 , лист I).

В связях нижних этажей передача усилий может быть осуществлена непосредственно на фундамент колонны через опорную пластину, установленную на обрезе фундамента и прикрепленную к фундаменту с помощью анкеров, пропущенных в отверстия, предварительно рассверленные в фундаменте на длину анкеровки, и заделанных в них раствором на основе эпоксидных клеев, либо цанговых болтов.

II.3. Усиление колонн стальными или железобетонными обоймами

Усилению подлежат только те колонны, к которым прилегают связи или новые диафрагмы.

При повышении сейсмостойкости здания путем перехода на жесткие узлы сопряжений колонн с ригелями усилению подлежат все колонны в зоне узлов на длину $1{,}5\,h$ вверх от поверхности плит и вниз от низа консолей, при этом усиление должно осуществляться стальными обоймами (h - сторона сечения колонны).

При повышении сейсмостойкости здания устройством диафрагм колонны можно усиливать и железобетонными обоймами.

В последнем случае выбор варианта осуществляется в зависимости

от конкретных условий. При усилении железобетоном существенно увеличивается сечение колонн; расход стали небольшой; обработка поверхности колонн, устройство опалубки и бетонирование требует больших трудозатрат, однако после бетонирования колонны не требуют дополнительной отделки. При усилении стальным прокатом габариты колонн почти не меняются; расход стали значительный; требуется исполнение качественных сварочных работ в большом объеме; необходимо проведение мероприятий обеспечивающих обжатие колонн обоймами; после усиления колонн, при наличии агрессивных сред и при необходимости повышения огнестойкости,колонны должны быть оштукатурены по сетке или покрыты специальными составами.

Количественные характеристики усиления колонн определяются расчетом каркаса здания.

Вертикальные элементы обойм должны быть заанкерены в фундамент путем приварки к дополнительным стержневым выпускам из фундамента при помощи стальных соединительных пластин.

Усиление стальными обоймами.

Обоймы рассчитываются и выполняются из четырех уголков, (например 80х7), обнимающих колонну и соединенных между собой пластинами на сварке пластины воспринимают поперечные силы. В зоне консоли уголки устанавливаются пером наружу. Эти уголки также соединяются между собой пластинами. Связь между обоймами по высоте осуществляется приваркой к уголкам соединительных полос (например сечением 50х16 мм). В зоне расположения плит полосы пропускаются через зазор между колонной и плитами (см.док.-5 лист 1). В зоне консоли уголки привариваются к анкерам, устанавливаемым с зачеканкой отверстий.

Для полного примыкания уголков к граням колонн ребра колонн должны быть затуплены. При приварке пластин обоймы к уголкам последние

должны быть предварительно прижаты к колонне струбцинами или тяжами. Они располагаются в шахматном порядке для обеспечения обжатия в обоих направлениях и комбинируются в процессе устройства обойм с привариваемыми к продольным уголкам пластинами (см. док.-5 лист 3). На последнем этапе струбцины (или тяжи) поочередно снимаются и заменяются привариваемыми пластинами. При отсутствии предварительного обжатия колонн пластины следует приваривать в следующем поряжке: перед приваркой вторым швом их следует разогреть до 200-250°С, что после приварки ко второму уголку и остывания создает обжатие колонн. Зазоры в узлах сопряжения колонн с конструкциями перекрытия должны заделываться аналогично варианту усиления железобетонной обоймой.

При отсутствии оштукатуривания следует зачеканить зазор между уголками и поверхностью колонны.

Усиление железобетонными обоймами (рубашками).

Вокруг колонны собирается арматурный каркас из продольных стержней с минимальным диаметром 20АШ и хомутами диаметром не менее 6 мм с шагом 200 мм (см.док.-5 лист 4).

В зоне консолей продольные стержни связываются отдельными поперечными стержнями и анкерами на зачеканке.

Связь продольных стержней между этажами осуществляется приваркой к соединительным стержням, пропущенным через зазор между колонной и торцом плиты.

Обетонирование колонн должно осуществляться снизу вверх под давлением. Класс мелкозернистого бетона по прочности на сжатие должен быть не ниже В20 (см.Приложение 2).

Перед бетонированием колонны должны быть зачищены (см.п.I).

Зазоры в узлах сопряжения колонн с конструкциями перекрытия (особенно между колонной и торцами ригелей) должны быть очищены от

старого бетона (раствора) и после установки арматуры тщательно замоноличены напрягающим бетоном на крупном заполнителе с фракцией не более 5-10 мм.

Железобетонные обоймы целесообразно выполнять одновременно с примыкающими к ним диафрагмами.

П.4. Ужесточение дисков перекрытий путем устройства набетонки.

При недостаточной прочности горизонтальных дисков перекрытий и покрытия, при некачественном заполнении раствором швов между плитами перекрытий и покрытий, а также при отсутствии шпонок на боковых гранях плит - жесткость дисков следует увеличить.

Для увеличения жесткости дисков, перераспределяющих усилия от сейсмических горизонтальных воздействий между конструкциями каркаса, устраивается полосовая набетонка по поперечным и продольным осям колонн или сплошная набетонка непосредственно на поверхности плит (док.-6 лист 1).

Набетонку целесообразно выполнять и при недостаточной длине опирания плит на ригели.

Сплошную набетонку следует устраивать в зонах, где сдвигающие усилия превышают несущую способность перекрытия с полосовой набетонкой.

При несовпадении центра масс и цента жесткости здания от горизонтальных сейсмических воздействий возникает кручение дисков перекрытий и покрытий и значительно увеличивается сдвигающая сила. Зона дисков между этими центрами должна иметь сплошную набетонку.

Зоны горизонтальных дисков между крайними диафрагмами или связями и торцами здания, отрывающиеся от основного массива здания при горизонтальном сейсмическом толчке, должны быть к нему прикреплены тяжами (см. док.-6 лист 1). Тяжи рекомендуется выполнять из

арматурных стержней периодического профиля (прочность их определяется расчетом). Эти стержни располагаются в толще набетонки и привариваются к элементам усиления низа колонн.

Допускается при расчетах учитывать увеличение набетонкой жесткости ригелей.

Набетонка выполняется из бетона класса на одну ступень выше класса бетона плит, армированного сетками из проволоки ⌀4 BpI с ячейками 200х200 мм, толщина слоя бетона - 60 - 70 мм. Сетки стыкуются внахлест. Вокруг колонн дополнительно устанавливаются замкнутые хомуты (см.док.-6 лист 2).

Для обеспечения плотного примыкания набетонки к колоннам целесообразно в этих местах применять напрягающий бетон.

Для обеспечения контакта набетонки с плитами в швы между плитами и гребнями ригелей устанавливаются каркасы, к которым затем привязываются сетки набетонки (от всплытия при бетонировании) (см.док.-6 лист 3).

Возможна взамен каркасов установка с шагом 1000 мм шпилек (см. док.-6 лист. 3) в эти швы; шпильки анкеруют сетки и удерживают их от всплытия без привязки.

Все швы в перекрытии должны быть тщательно с уплотнением заделаны цементным раствором марки не ниже 100.

Перед устройством набетонки поверхность плит зачищается до получения шероховатой поверхности, все швы тщательно расчищаются на глубину 250 мм (см.п. 1.10 и приложение 2). При устройстве набетонки должно обеспечиваться сохранение зазора между перекрытиями и наружными стенами.

П.5. Усиление узлов сопряжения поперечных ригелей с колоннами

Если прочность установленных поперечных диафрагм недостаточна при сейсмическом воздействии, а устройство дополнительных диафрагм или металлических связей на всю высоту здания невозможно, узлы сопряжения ригелей и колонн (все или значительная их часть) могут быть превращены в жесткие неподатливые узлы, способные воспринимать горизонтальные нагрузки и тем самым разгружать диафрагмы, предотвращая их разрушение при сейсмическом толчке.

Вначале рекомендуется использовать I-й вариант усиления как более простой (док.-7 лист 1).

При этом варианте предполагается усиление колонн обоймами из уголков. К стальным элементам обоймы, расположенным на уровне верха плит перекрытий, привариваются два стержня с помощью горизонтальных пластин. К этим стержням привариваются под прямым углом уголки, которые в свою очередь соединяются с вертикальными хомутами, выполненными из стали класса А-I. Эти хомуты проходят сквозь отверстия, пробитые в плитах через продольные пустоты, внизу заанкериваются уголками и пластинами, расположенными у нижней грани ригеля, затем хомуты стягиваются с помощью резьбового наконечника и гаек. Стержни и верхние уголки покрываются слоем бетона класса не менее В20. Таким образом анкеровка дополнительных опорных стержней ригеля обеспечивается уголками и натяжением вертикальных хомутов. Нижние уголки и хомуты оштукатуриваются по сетке. Нижние уголки могут служить в качестве дополнительной опорной арматуры ригеля, если прочность приварки ригеля к консоли оказывается недостаточной (например, при наличии значительного положительного опорного момента). В этом случае уголки привариваются к стальным элементам обоймы усиления колонны, расположенным на

уровне низа ригеля.

Дополнительные вертикальные хомуты должны совместно с хомутами ригеля обеспечить соблюдение конструктивного требования по учащению хомутов в приопорных участках ригелей (см.п.3.20 СНиП П-7-81*) екомпенсировать возможное увеличение поперечной силы и улучшить анкеровку дополнительных продольных стержней.

Если расчет показывает, что при таком усилении даже всех узлов каркаса разгрузка установленных диафрагм недостаточна, следует использовать второй вариант усиления, существенно повышающий жесткость рамной части каркаса. Этот вариант отличается от I-го варианта тем, что приопорные нижние уголки устанавливаются наклонно, образуя вуты длиной I/3 пролета ригеля. Эти уголки также привариваются к элементам стальной обоймы колонны, затем к ним привариваются вертикальные хомуты переменной длины. В связи с большой длиной эти хомуты следует соединить друг с другом горизонтальными стержнями. Вуты замоноличиваются бетоном, класс которого должен быть на одну ступень выше класса бетона ригеля. Высота сечения ригеля у колонны должна увеличиться в I,5 - 2 раза, что приведет к повышению жесткости рамной части каркаса в I,5 - 2 раза.

Наличие жестких узлов требует выполнения конструктивных требований пп.3.20 и 3.54 СНиП П-7-81*, что обеспечивается установкой стальной обоймы колонн (см.док.-5 лист 1...3), а также дополнительными вертикальными хомутами в ригелях.

П.6. Усиление продольными монолитными ригелями

Если появляются сложности с устройством дополнительных вертикальных устоев жесткости в виде железобетонных диафрагм или стальных связей в продольном направлении здания (в направлении плит перекрытий), дополнительные горизонтальные силы можно воспринять устрой-

ством монолитных продольных ригелей с жесткими узлами сопряжения их с колоннами.

Такой метод усиления каркаса предполагает устройство монолитных ригелей на всех перекрытиях минимум в двух смежных шагах с усилением участков колонн, примыкающих к жестким узлам на длине I,5 h , т.е минимум 60 см от грани монолитного ригеля.

Для устройства монолитного продольного ригеля бетон средней части межколонных плит выкалывается на ширину 600 мм (арматуру по возможности желательно оставить) по всей ее длине (от колонны до колонны), на такой же ширине пробиваются отверстия в плитах за крайними для монолитного ригеля колоннами на I50 мм от торцов, и в пределах перекрытия на высоту 600 мм в этом пространстве бетонируется ригель.

Жесткий узел сопряжения ригеля с колонной создается устройством металлических обойм вокруг уголков усиления колонн в местах их примыкания к перекрытию и приваркой продольных арматурных стержней ригеля к этим обоймам. Верхние и нижние стержни ригеля соединяются замкнутыми хомутами с шагом I00 мм на участке I200 мм от грани колонны и 200 мм далее по длине ригеля. В приопорной зоне ригеля устанавливаются 3 сетки с шагом 70 мм. Верхняя и нижняя обоймы (примыкающие к плите перекрытия и к консолям колонны) соединяются между собой приваркой уголков.

Металлические пластины обойм в направлении монолитного ригеля выступают за грань колонны на I00 мм для приварки уголков и продольных стержней (см.док.-8 лист Iи2).

Монолитный железобетонный ригель сечением 590х530 мм имеет в приопорной зоне небольшие вуты. Для его изготовления используется бетон класса не ниже BI5, укладка бетона в опалубку производится

с тщательным вибрированием. Участки усиления колонн с помощью уголков также обетонируются (см. док.-8).

П.7. Демонтаж верхнего этажа.

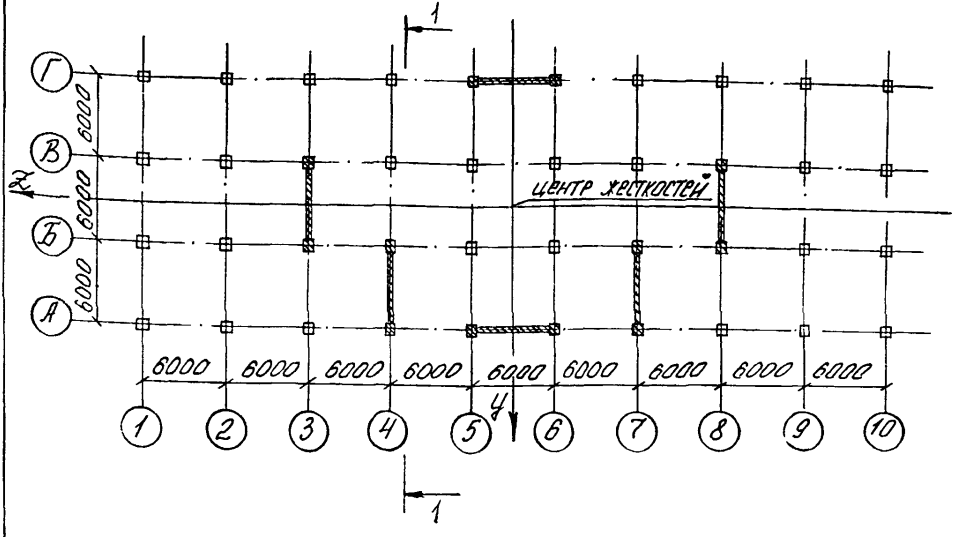
Если учет фактических нагрузок и проведенный перерасчет каркаса не дает возможности обеспечить сейсмостойкость здания всеми вышеперечисленными способами (устройство диафрагм или установка связей, усиление узлов каркаса и т.п.), следует рассматривать вопрос о снижении нагрузок, в первую очередь на верхних этажах, и только в крайнем случае прибегнуть к демонтажу верхнего этажа.

После демонтажа проводится необходимое усиление оставшихся конструкций. При этом проводятся дополнительные работы по упорядочению укороченных колонн и обеспечению анкеровки арматуры измененных узлов.

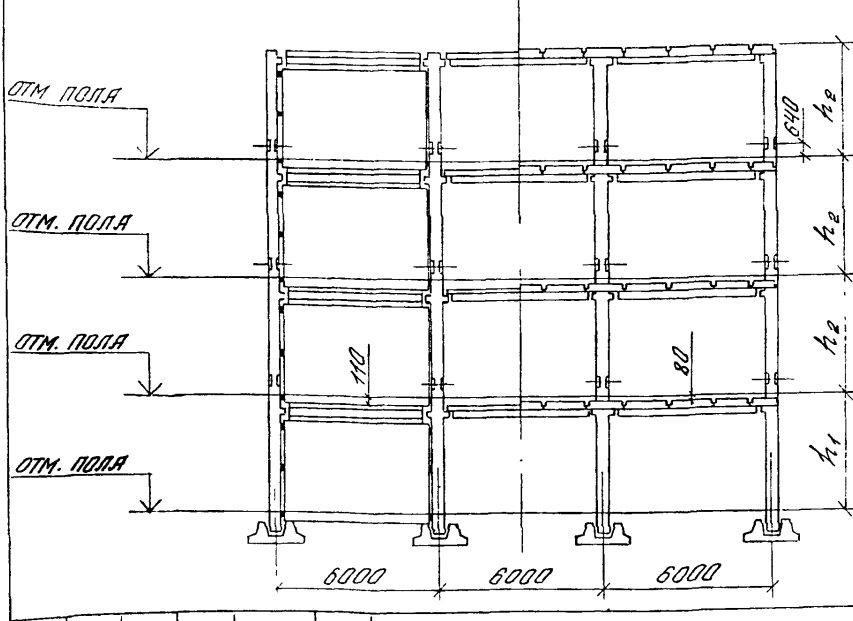
Верх укороченных колонн разбивается до уровня поверхности плит. На рабочие продольные стержни одевается арматурная сетка из стержней ⌀5-6 мм с ячейками 50х50 мм и для анкеровки шайбы 80х80 мм толщиной 10 мм с раззенкованными отверстиями для последующей сварки. На оголовки колонн одеваются стальные пояса, предохраняющие новый бетон от раскалывания. Пояса свариваются из полосы шириной 80 мм и толщиной 10 мм. К ним возможна приварка анкерных шайб (см.док.-9 лист 1).

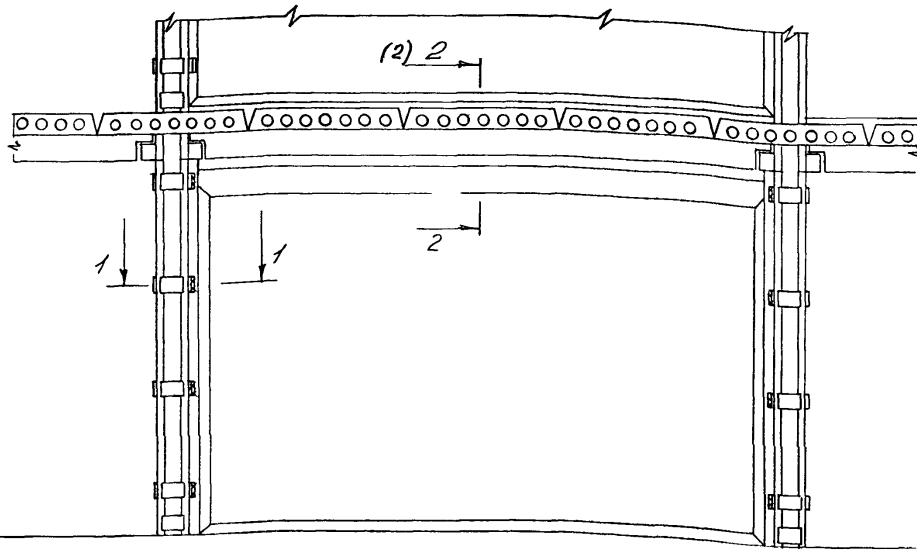
Затем осуществляется бетонирование оголовка колонны бетоном класса по прочности не ниже, чем класс бетона колонны.

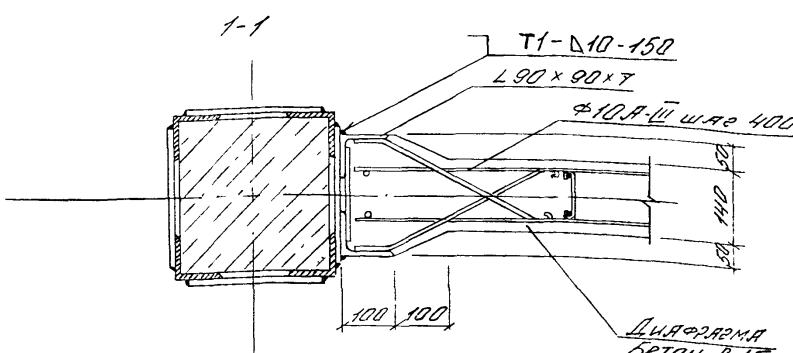
План каркаса



Поперечный разрез каркаса







Сварка по ГОСТ 5264-80

Изм.	Кол.уч.	Лист	N док.	Подпись	Дата

0.00-2.96с. 0-5-1

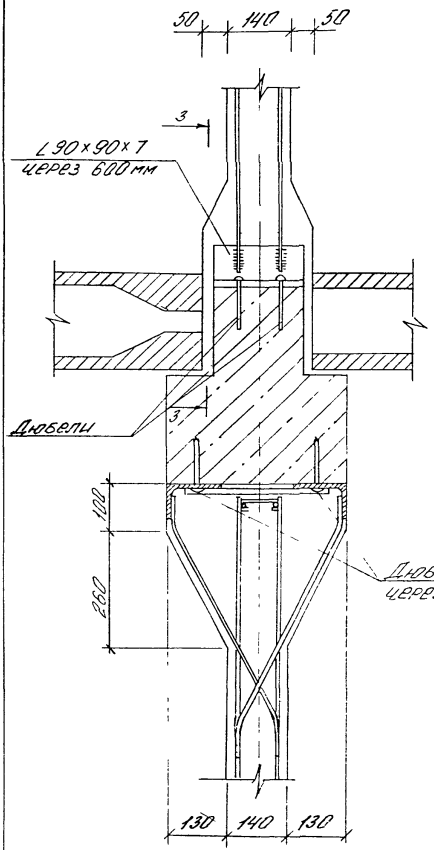
Нач. отд.	Кодыш		2.96
ГИП	Никитин		2.96
Проверил	Герман		2.96
Н. контр.	Никитин		2.96

Усиление каркаса монолитными диафрагмами в поперечном направлении

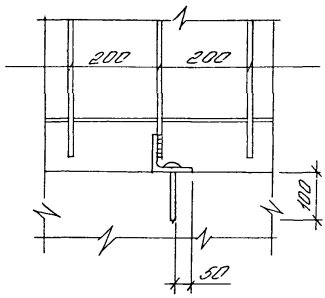
Стадия	Лист	Листов
Р	1	2

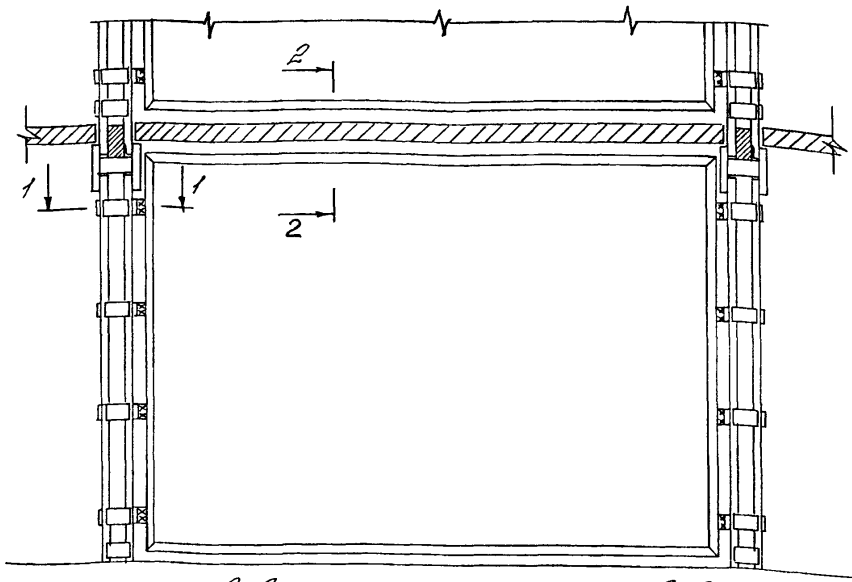
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

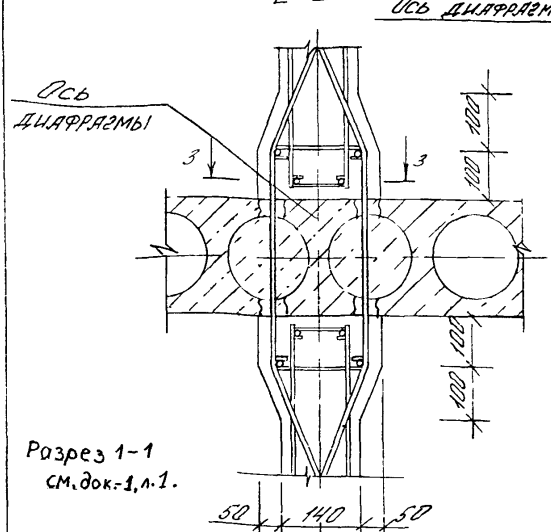
2-2 (1)


50
140
50
3
L 90×90×7
через 600мм
3
Дюбели
100
250
Дюбели
через 600мм
130
140
130

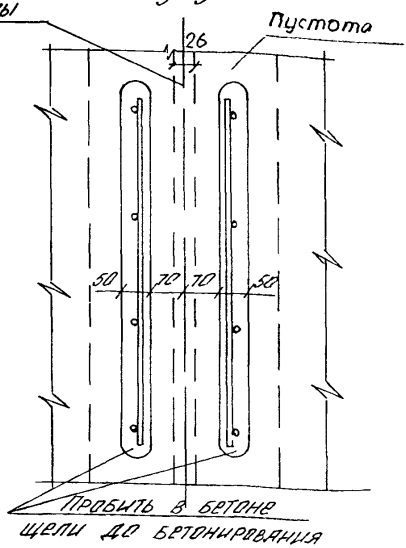
3-3


200
200
100
50





Разрез 1-1
см. док-1, л. 1.



Изм	Кол. уч	Лист	N док	Подпись	Дата
Нач. отд	Кадыш				2.96
ГИП	Никитин				2.96
Проверил	Гермон				2.96
Н. контр	Никитин				2.96

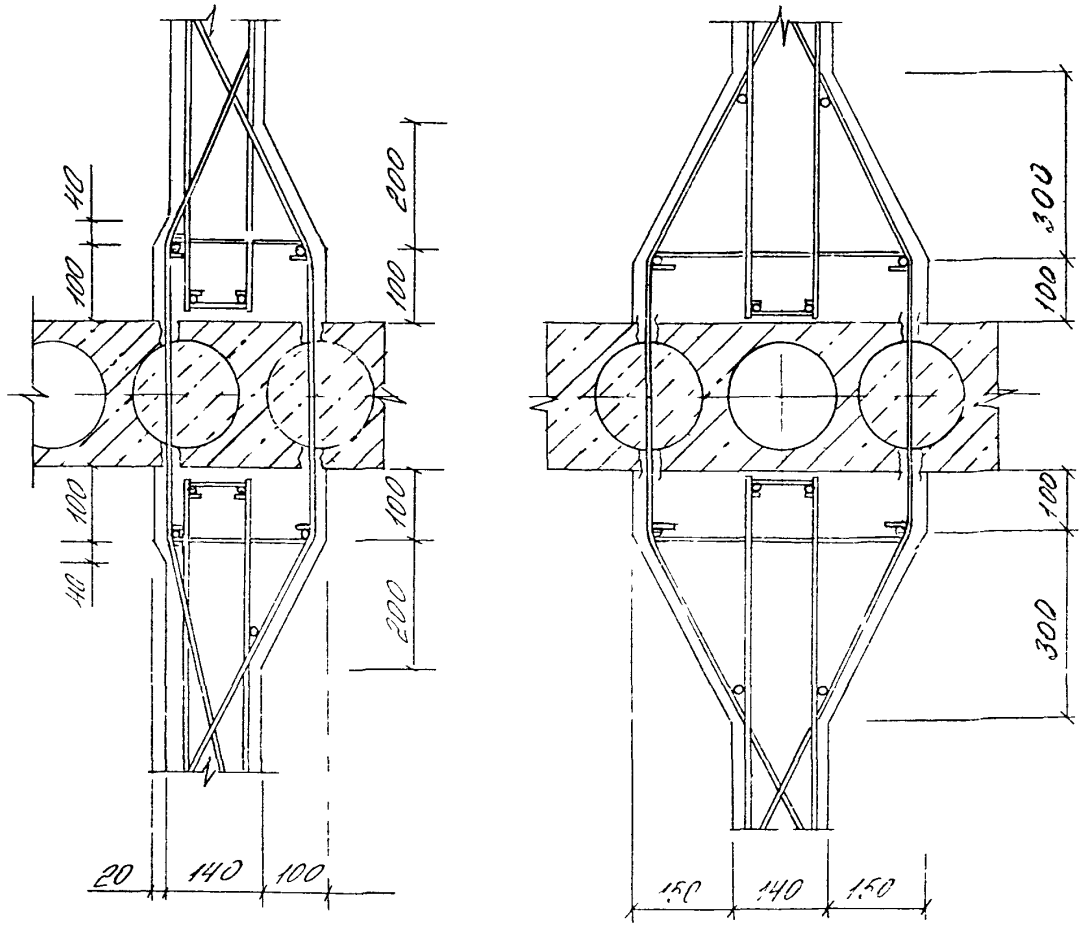
1.00-2.96с.0-5-2

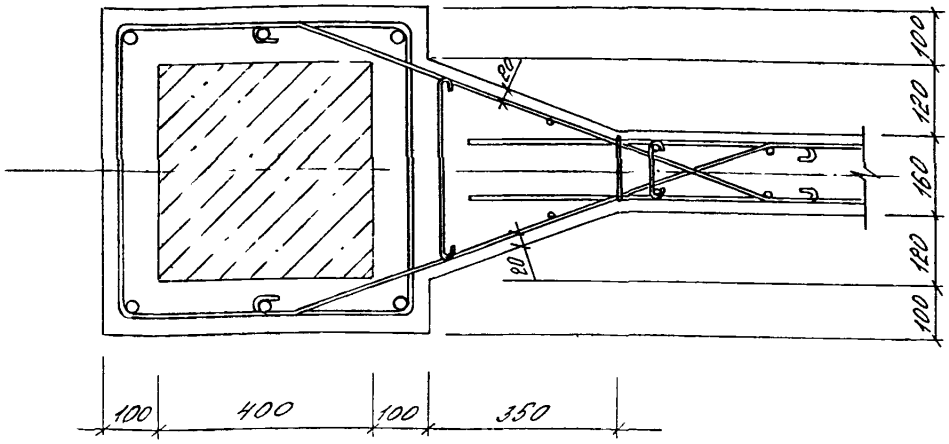
Усиление каркаса монолитными диафрагмами в продольном направлении

Стадия	Лист	Листов
Р	1	2

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

Варианты расположения диафрагмы относительно пустот плиты





Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подпись	Дата
Нач. отд.	Кодыш				2.96
ГИП	Никитин				2.96
Проверил	Герман				2.96
Н.контр.	Никитин				2.96

1.00-2.96с 0-5-3

Соединения диафрагмы с колонной, усиленной железобетонной обоймой

Стадия	Лист	Листов
Р		1

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

Схема установки портальных связей

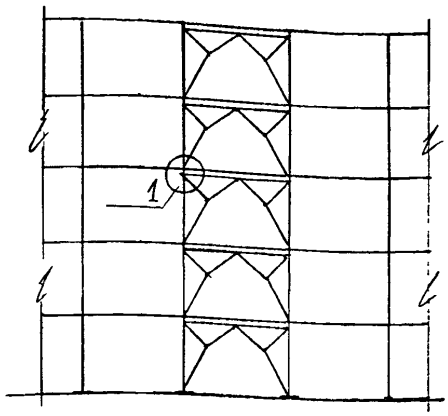
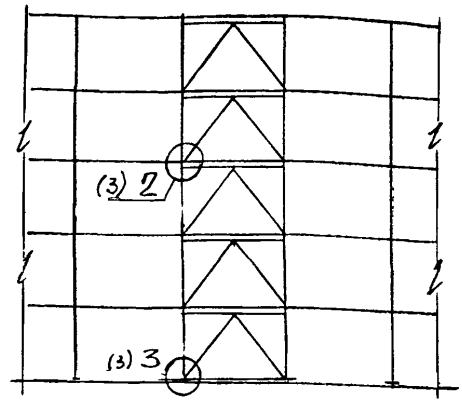
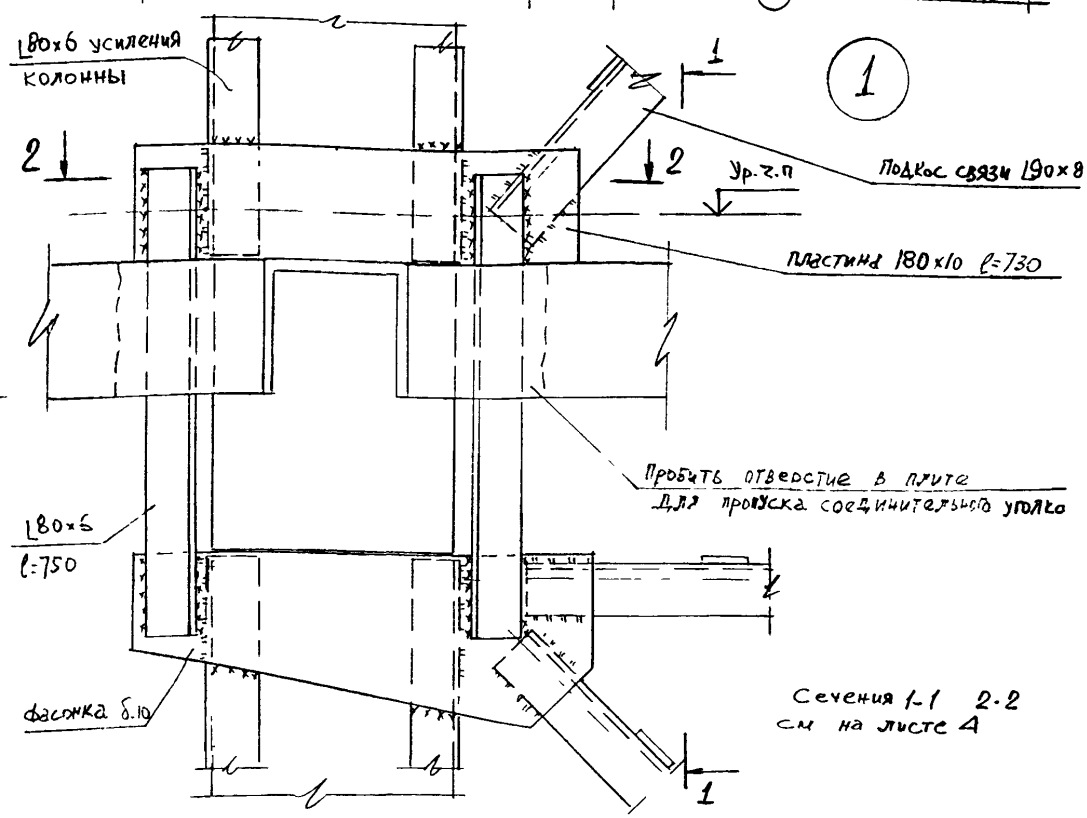


Схема установки связей треугольного очертания





Сечения 1-1 2-2 см. на листе 4

Изм.	Кол. уч.	Лист	N док.	Подпись	Дата
Нач. отдела		Кодыш			1.96
ГИП		Старцев			1.96
Проверил		Никитин			1.96
Нормоконтролер		Старцев			1.96

0.00-2.96с.0-5-4

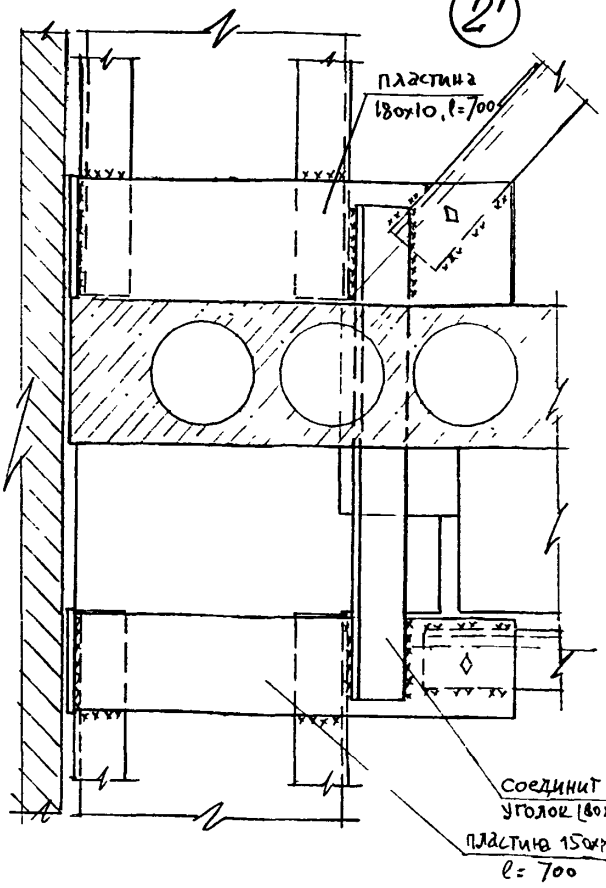
Установка стальных вертикальных связей

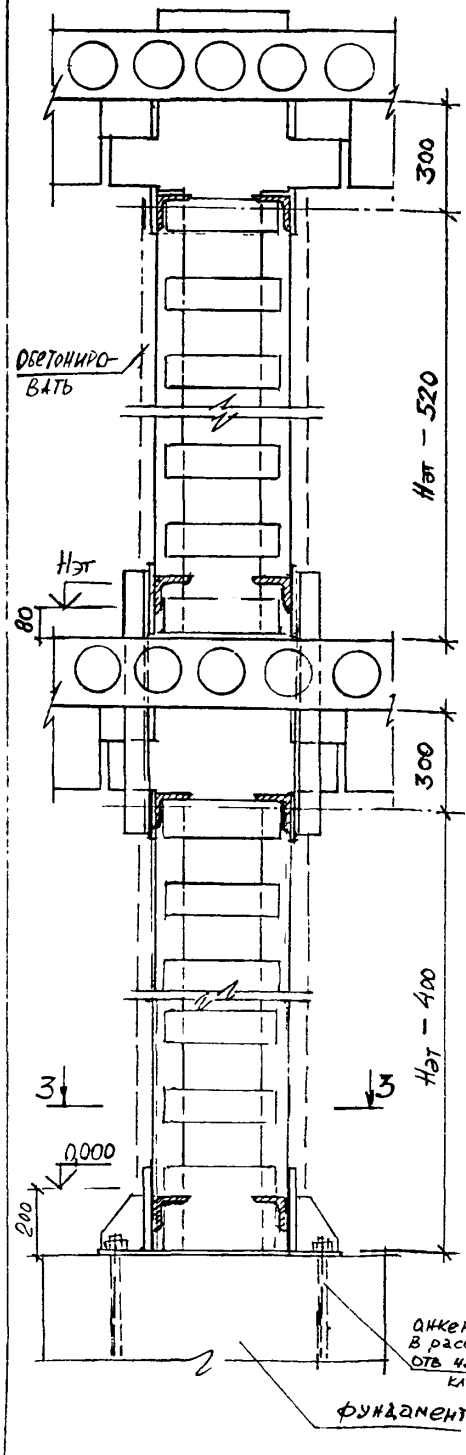
Стадия	Лист	Листов
Р	1	4

ЦНИИпромзданий

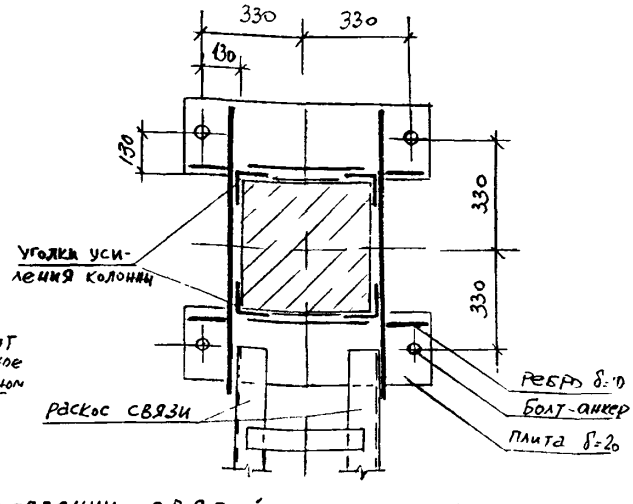
Крепление связи в поперечной раме (вдоль ригеля) к крайней колонне

2'



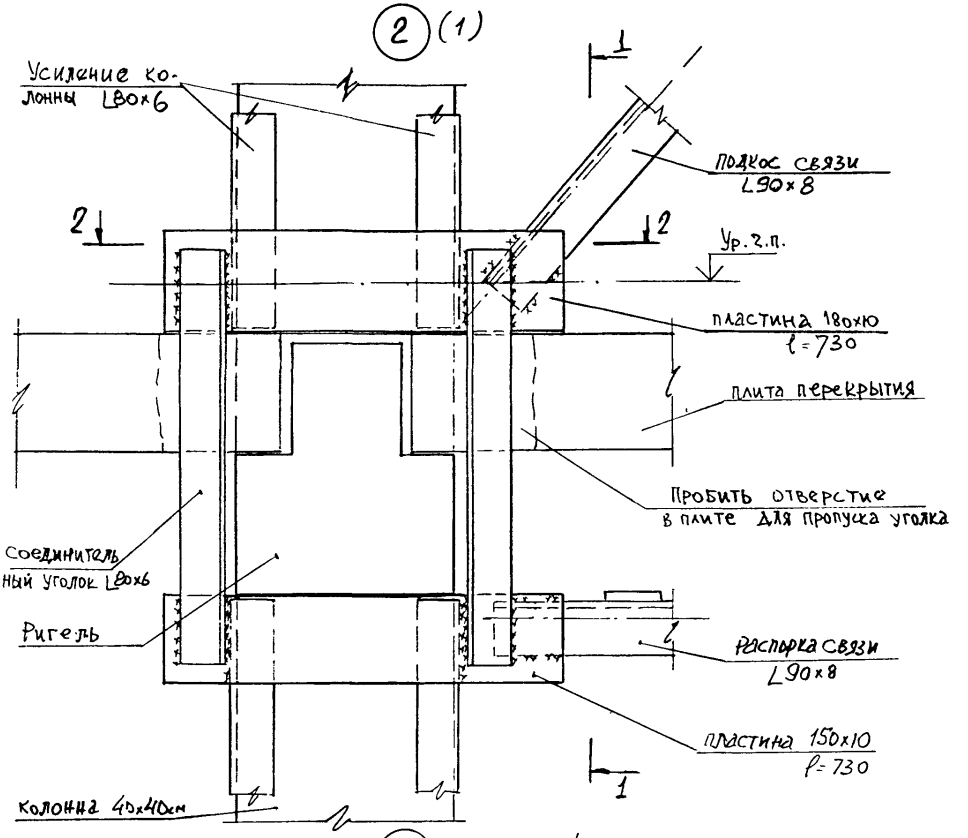


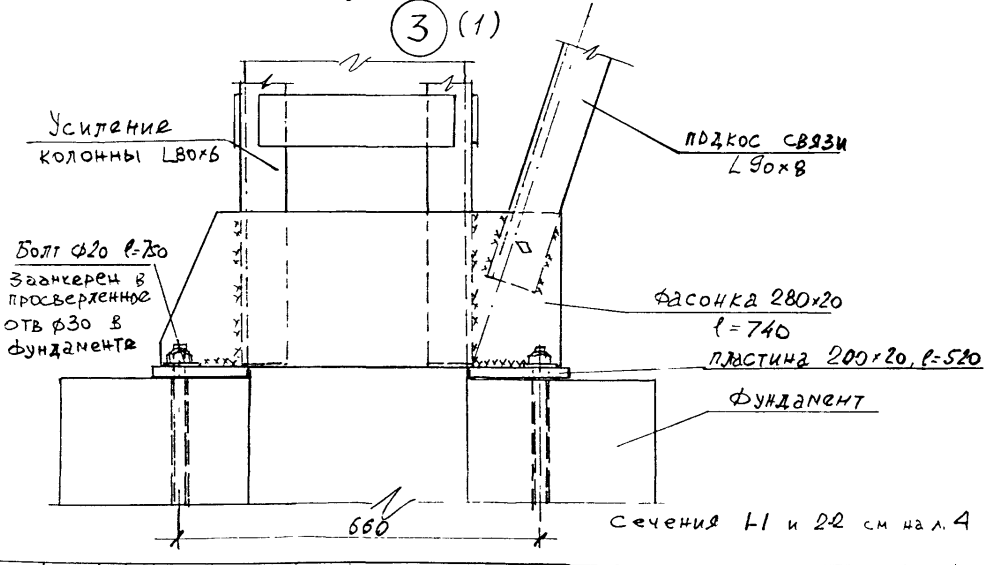
3-3



Узел 2 при креплении связей в направлении поперечной рамы обозначен 2'

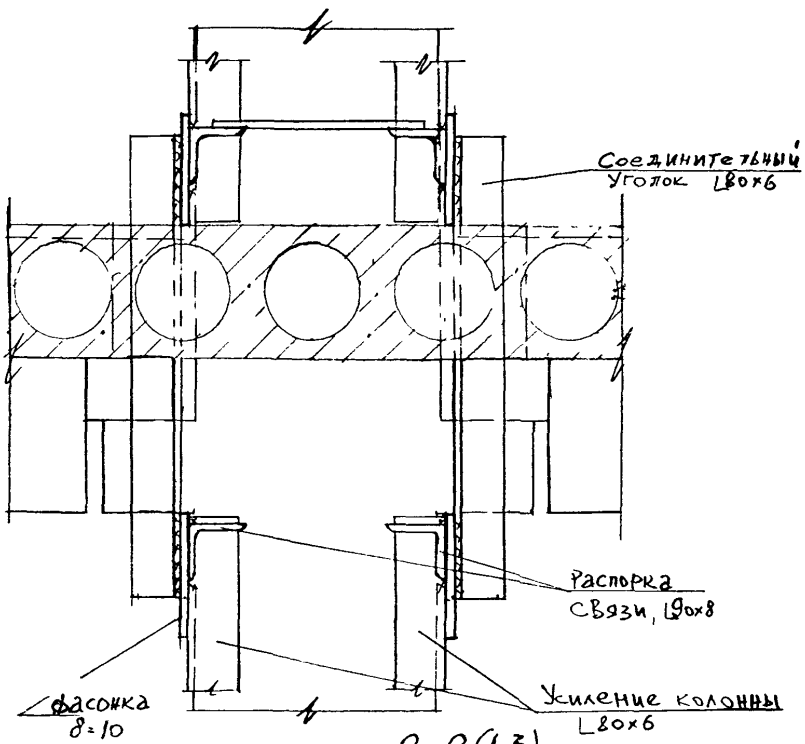
изм.	кол.уч.	лист	№док.	подпись	дата	0.00-2.96с 0-5-4	лист 2



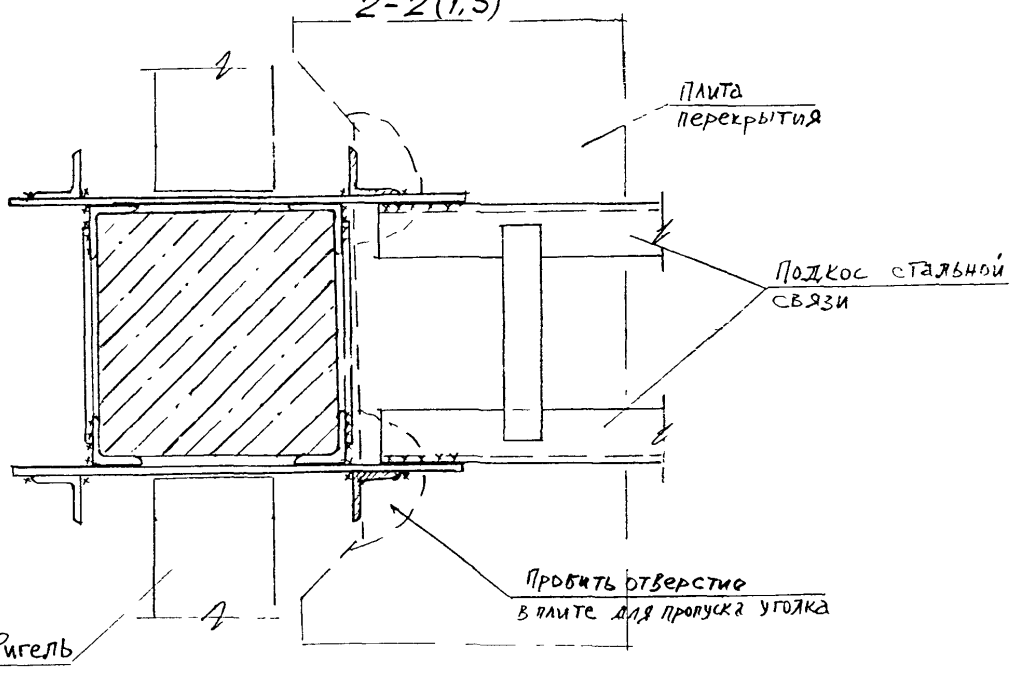


						0.00-2.96 с. 0-5-4	Лист 3
Изм.	Кол.уч.	Лист	N док.	Подпись	Дата		

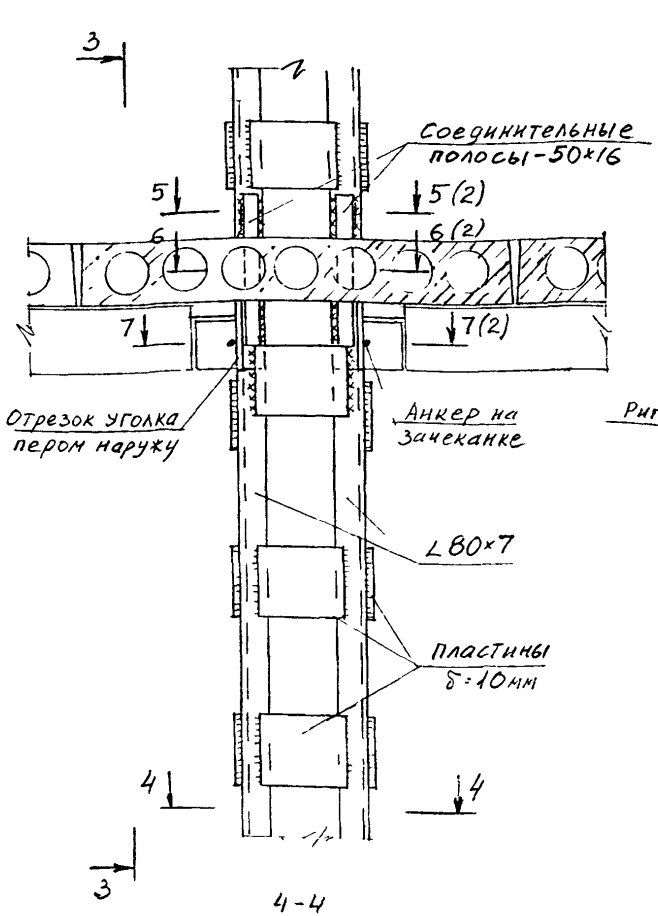
1-1 (1,3)

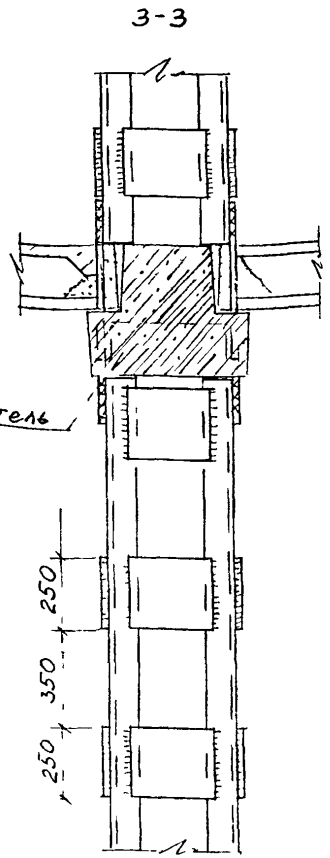


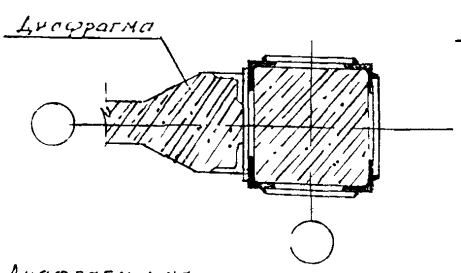
2-2 (1,3)



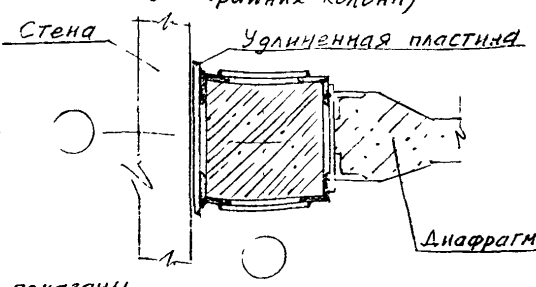
Изм.	Кол.уч.	Лист	№док	Подпись	Дата	0.00-2.96с.0-5-4	Лист 4







4-4
(для крайних колонн)



1. Диафрагмы на фасадах условно не показаны.
2. При устройстве связей или монолитных ригелей – см. узлы 10К-4 и-7

Изм	Кол.уч.	Лист	N док	Подпись	Дата
Нач. отд		Кодыш			1.96
ГИП		Герман			1.96
Проверил		Старцев			1.96
Н.контр		Герман			1.96

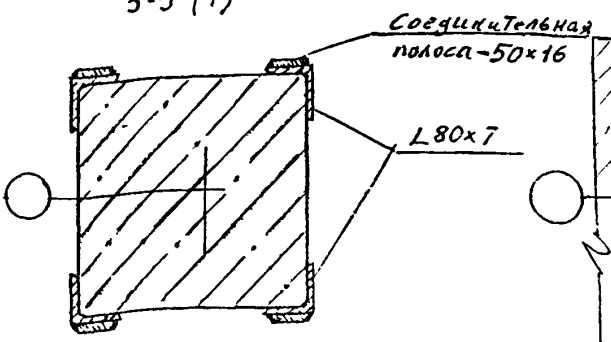
0.00-2.96с. 0-5-5

Усиление колонн стальными или железобетонными обоймами

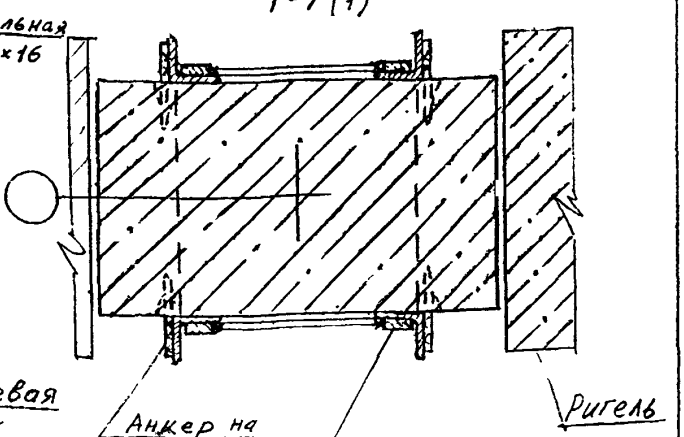
Стадия	Лист	Листов
Р	1	4

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

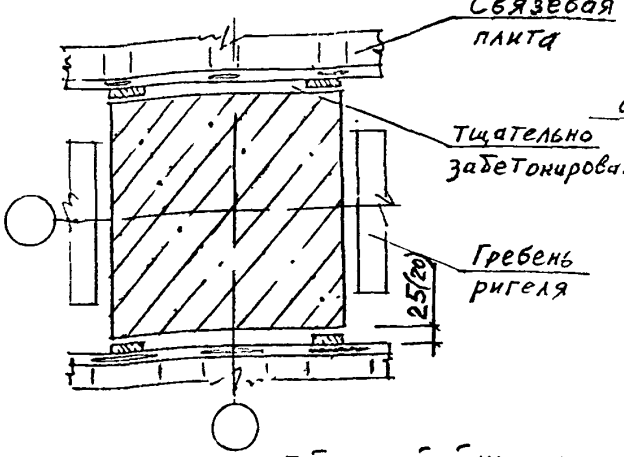
5-5 (1)



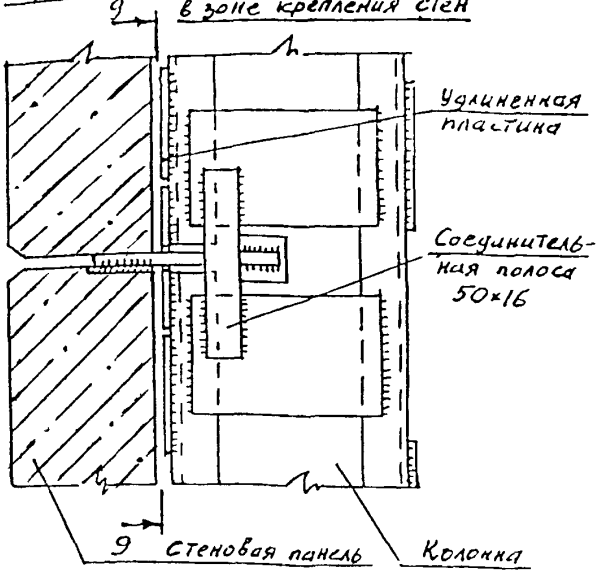
7-7 (1)



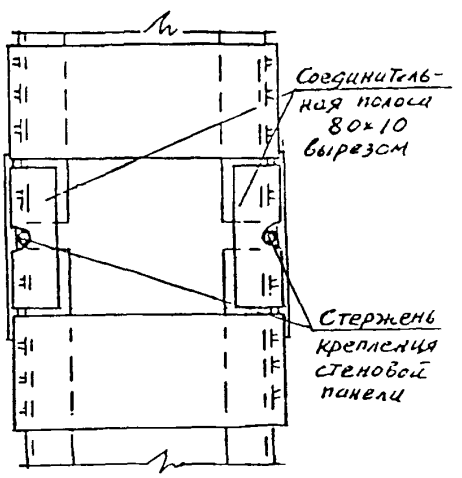
6-6 (1)



Фрагмент обоймы крайней колонны в зоне крепления стен

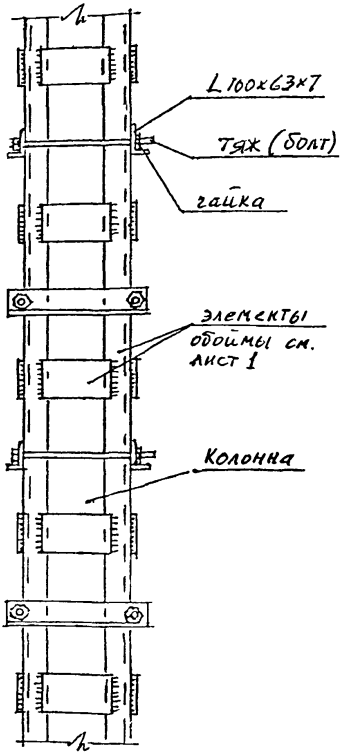


9-9

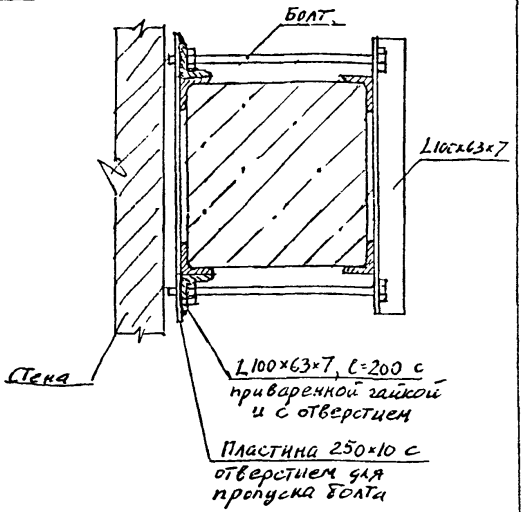


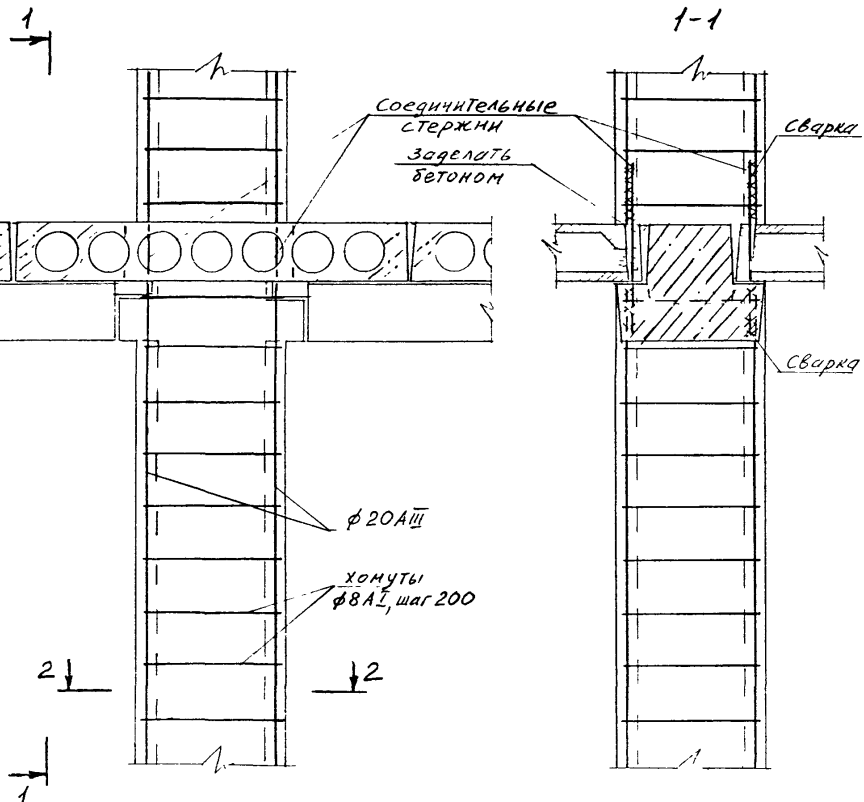
Вертикальные элементы обойм (уголки или стержни) должны быть заанкерены в фундамент путем приварки к дополнительным стержневым выпускам из фундамента при помощи стальных соединительных пластин.

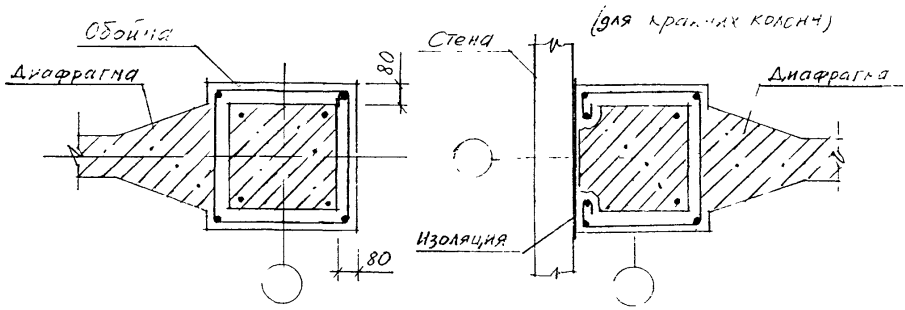
Вид колонны в процессе предварительного обхватия обоймы механическим способом и последующей приварки пластин



Сечение по крайней колонне

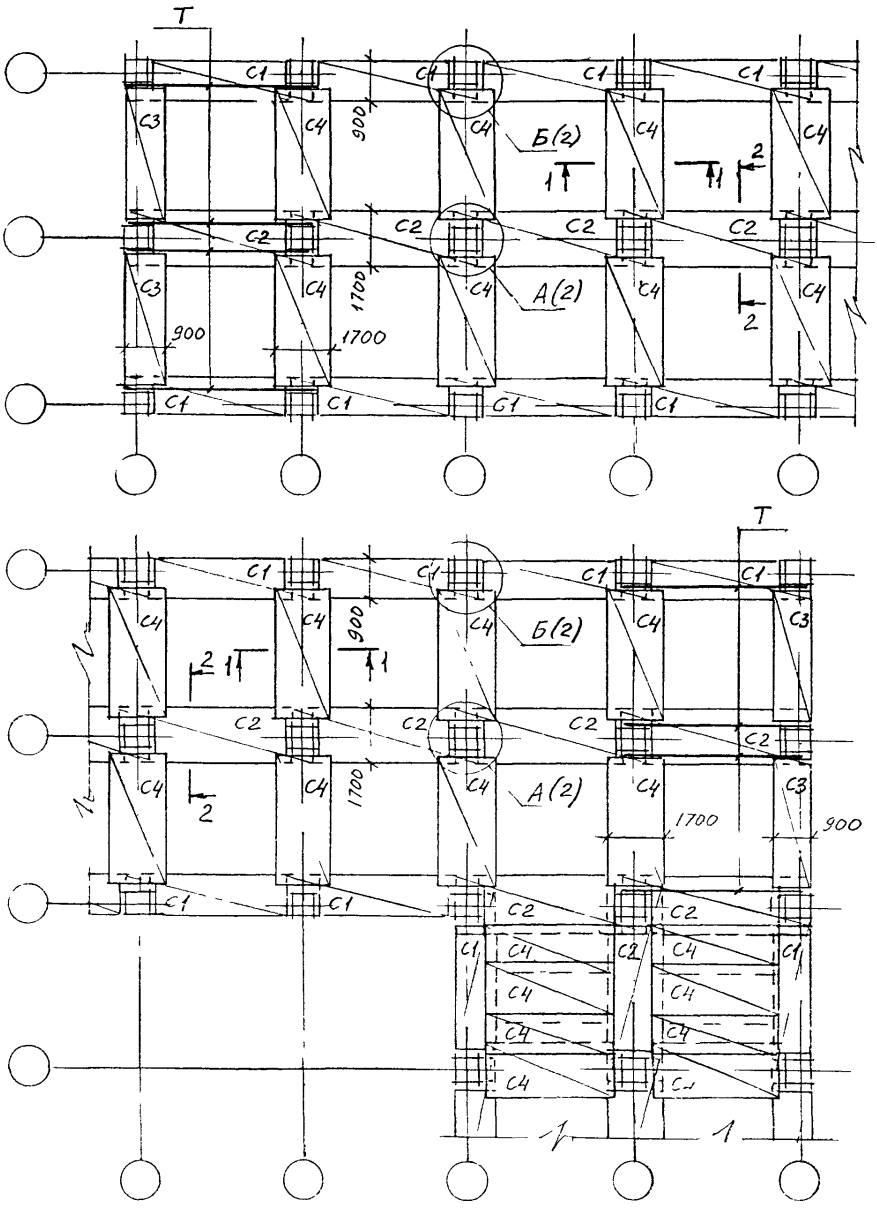






Диафрагмы на фасадах условно не показаны
См. примечание на листе 2

						0,00-2.96с.0-5-5	ЛИСТ 4
Изм.	Кол уч.	Лист.	N док.	Подпись	Дата		



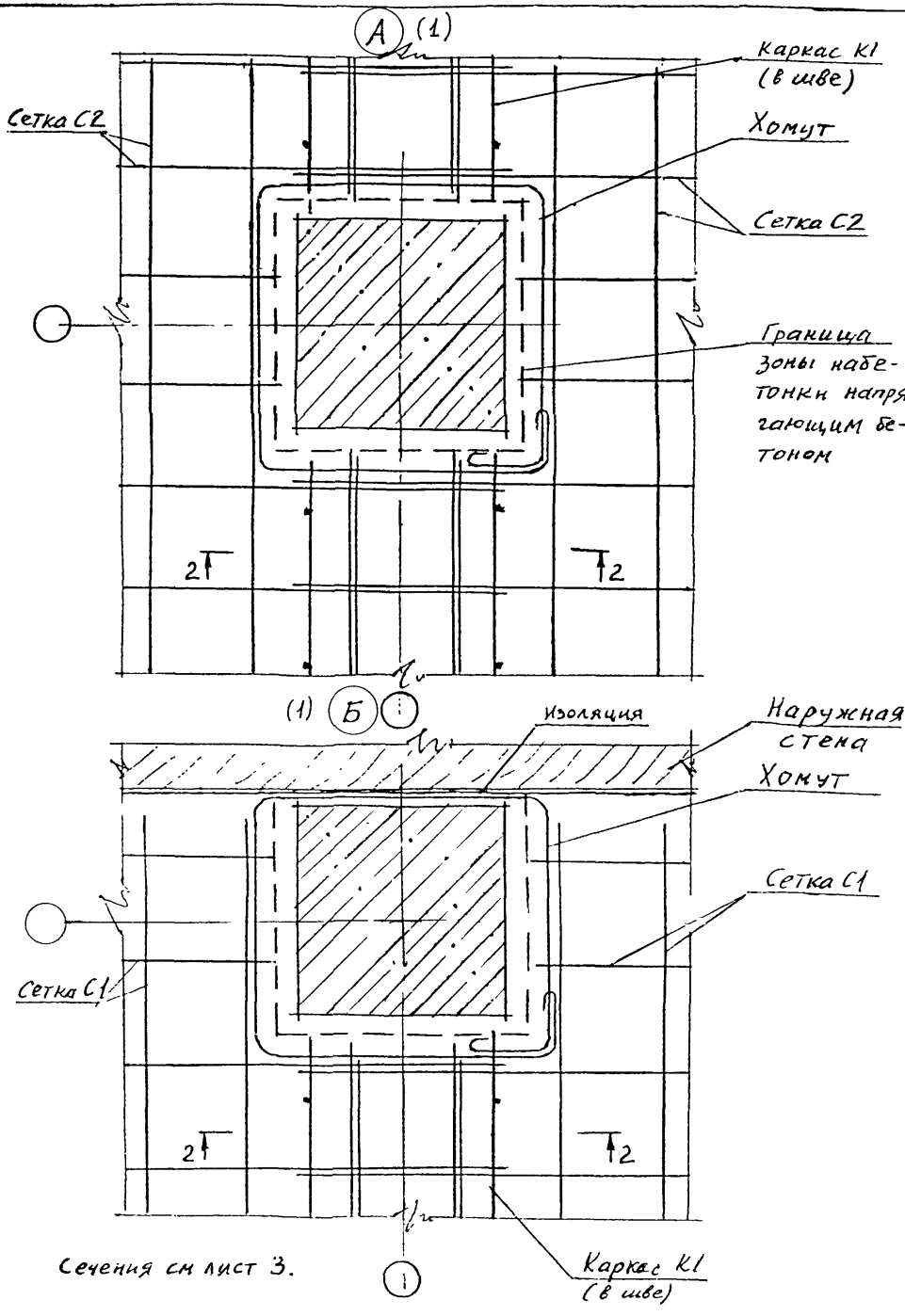
Изм	Кол.уч.	Лист	№док	Подпись	Дата
Нач. отд		Кодыш			1.96
ГИП		Герман			1.96
Проверил		Старцев			1.96
Н.контр.		Герман			1.96

0.00-2.96 с. 0-5-6

Ужесточение дисков перекрытий набетонкой

Стадия	Лист	Листов
Р	1	3

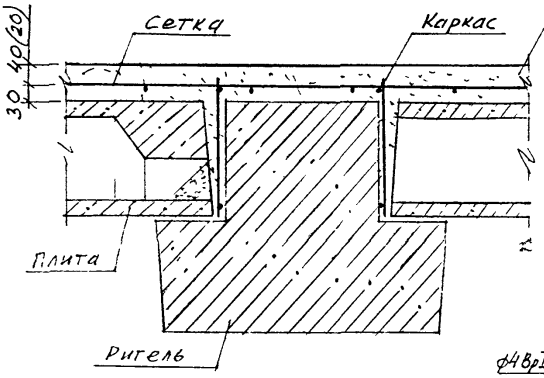
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ



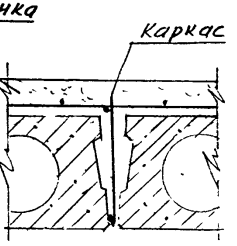
Сечения см лист 3.

Изм.	Кол.уч.	Лист	N док.	Подпись	Дата	0.00-2.96 с. 0-5-6	Лист 2

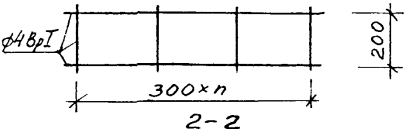
1-1 (2)



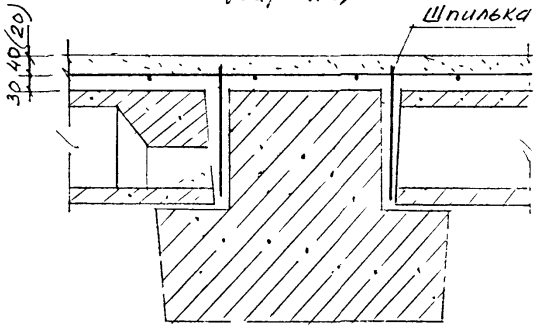
2-2 (2)



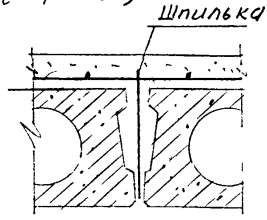
Каркас



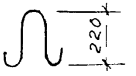
1-1
(вариант)



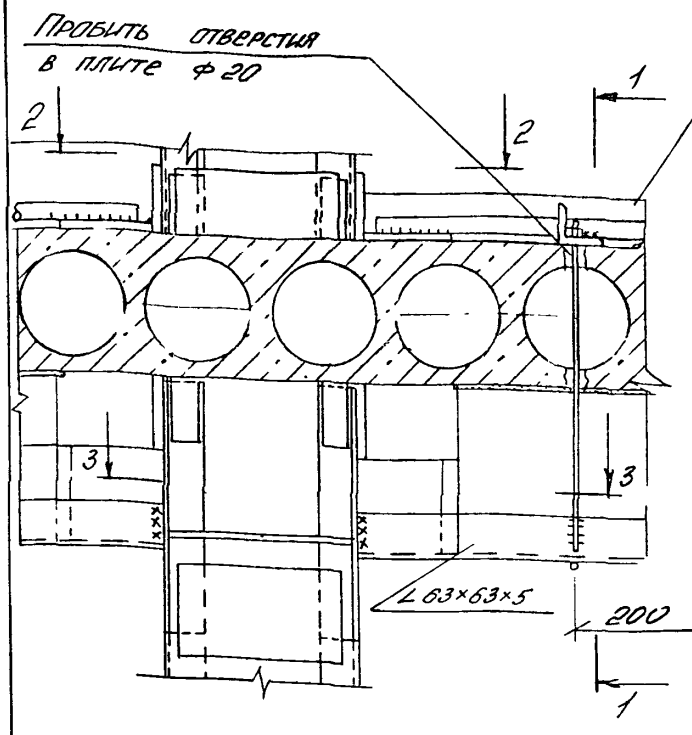
2-2
(вариант)



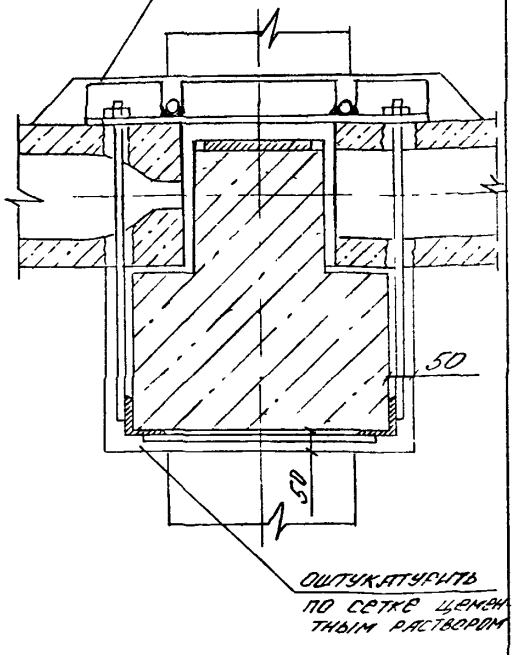
Шпилька ф4ВрI



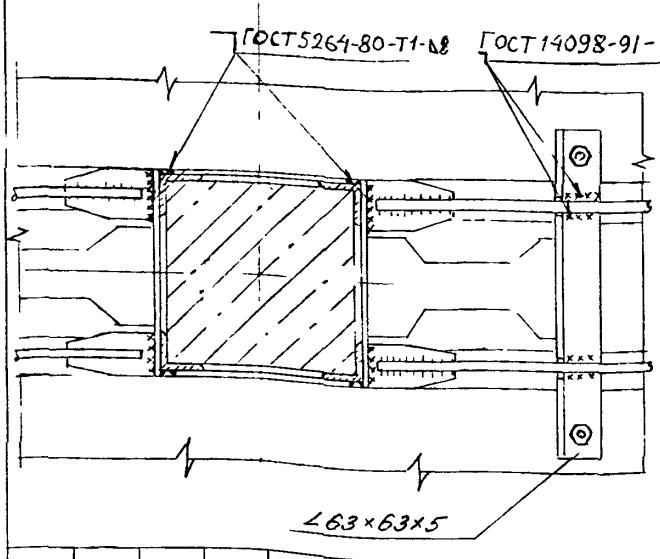
1 ВАРИАНТ



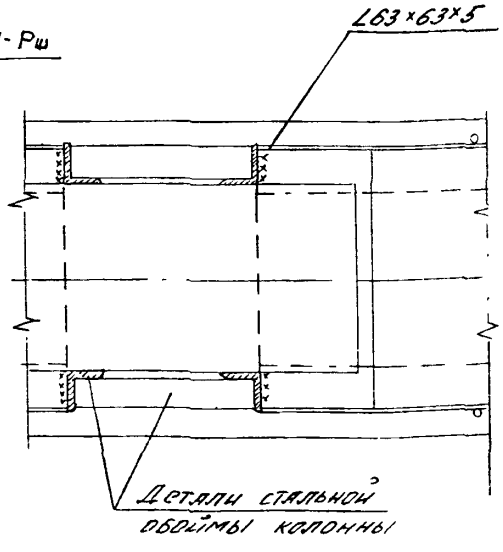
1-1



2-2



3-3



Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подпись	Дата
Нач.отд.	Кодыш				2.96
ГИП	Никитин				2.96
Проверил	Герман				2.96
Н.контр.	Никитин				2.96

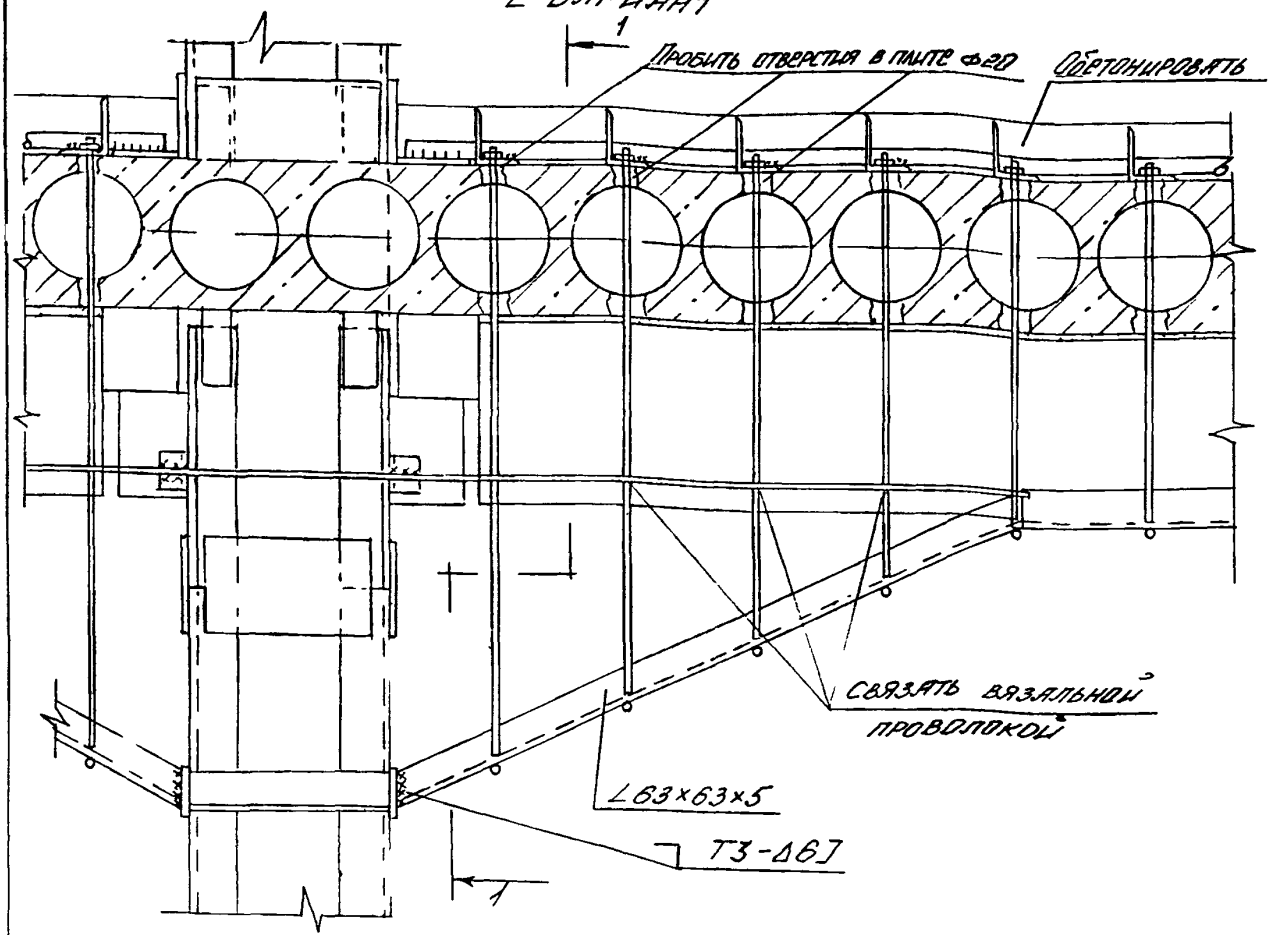
0.00-2.96с.0-5-7

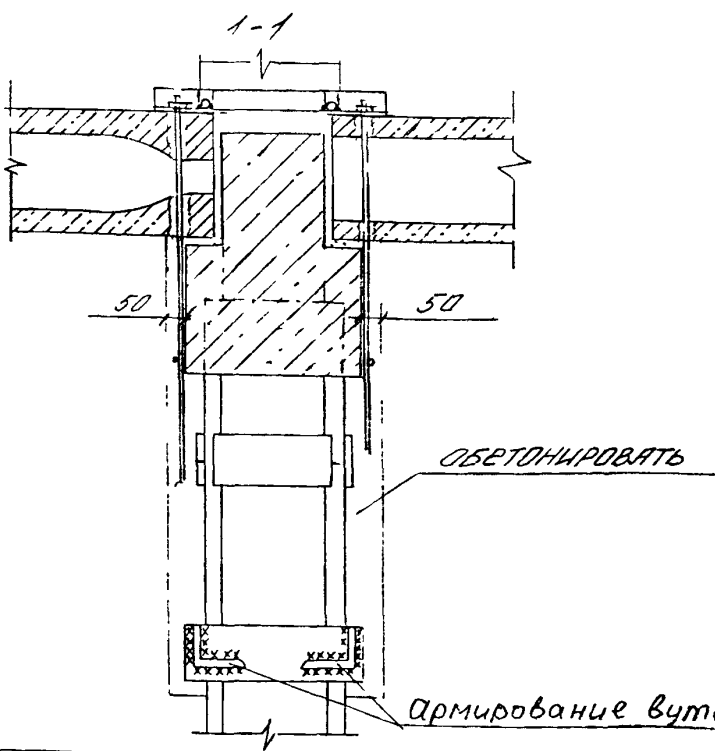
Усиление узла поперечной рамы

Стадия	Лист	Листов
Р	1	2

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

2 ВАРИАНТ



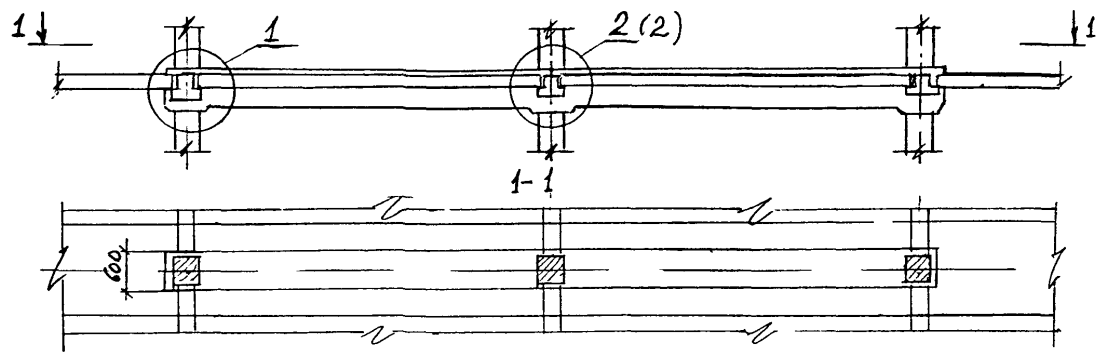


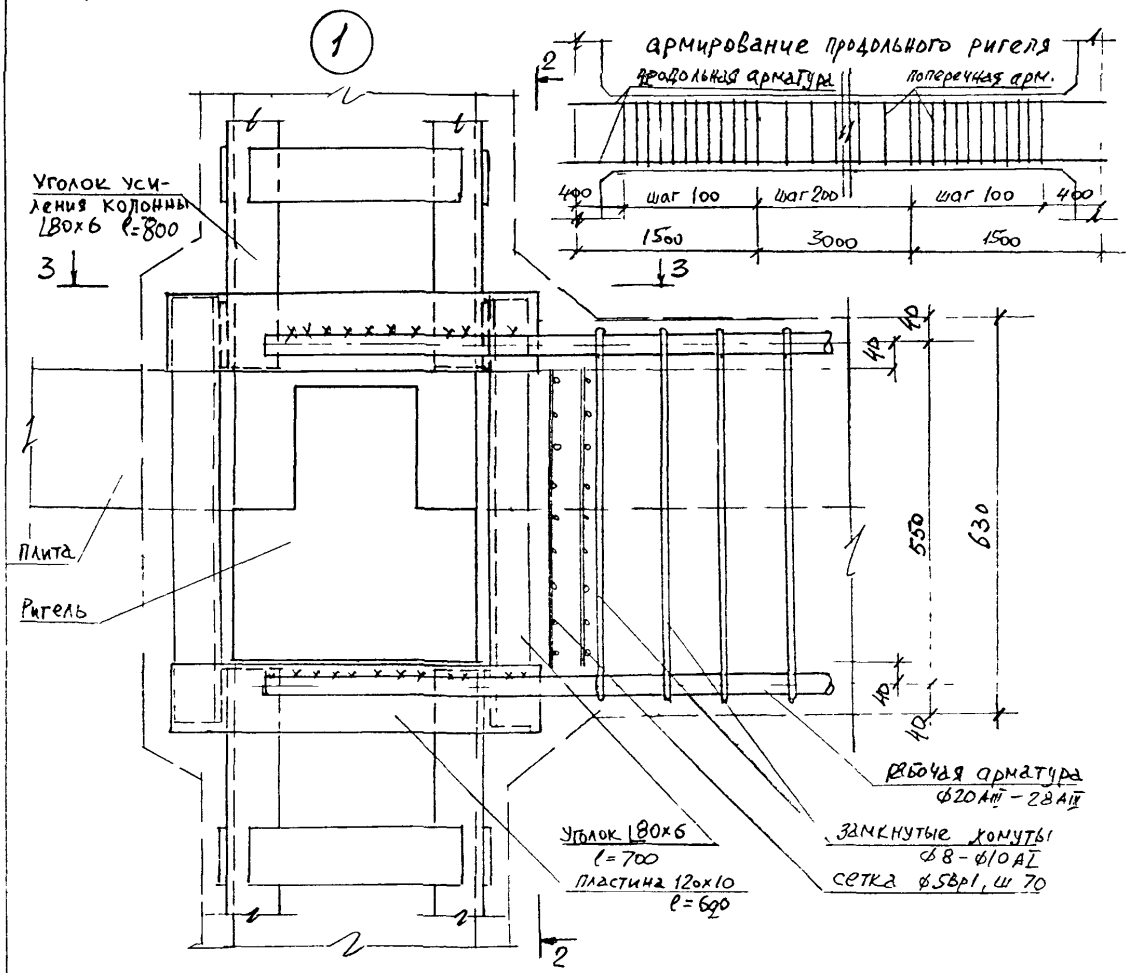
Сварка по ГОСТ5264-80.

Изм.	Кол.уч.	Лист	N док.	Подпись	Дата

0.00-2.96с.0-5-7

Лист 2





Сечения 2-2 и 3-3 см лист 3

Изм.	Кол уч	Лист	N док	Подпись	Дата

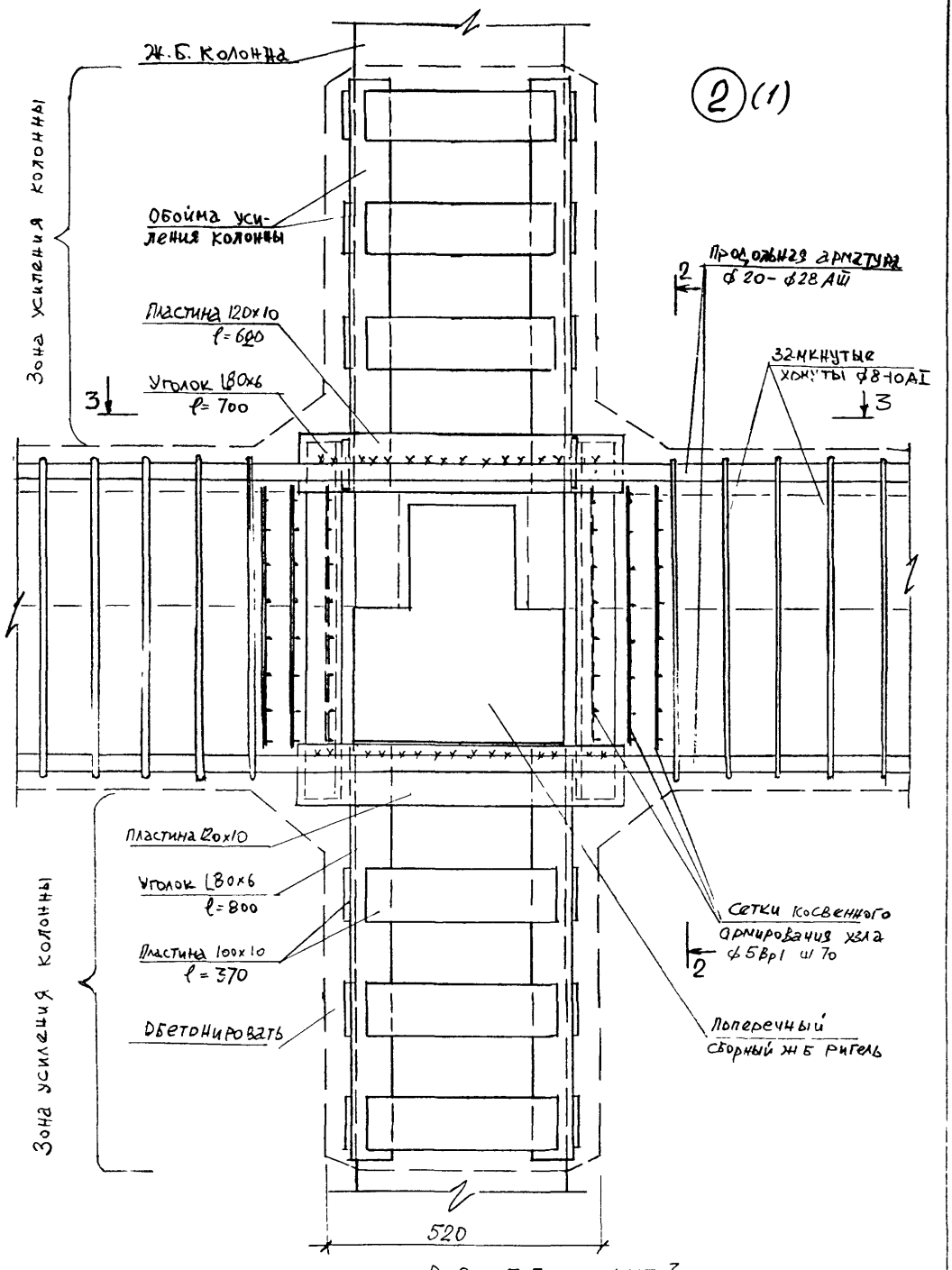
0.00-2.96с. 0-5-8

Нач отдела	Кодыш	1.96
ГИП	Старцев	1.96
Проверил	Никитин	1.96
Нормоконтр	Старцев	1.96

Усиление продольными монолитными ригелями

Стадия	Лист	Листов
Р	1	3

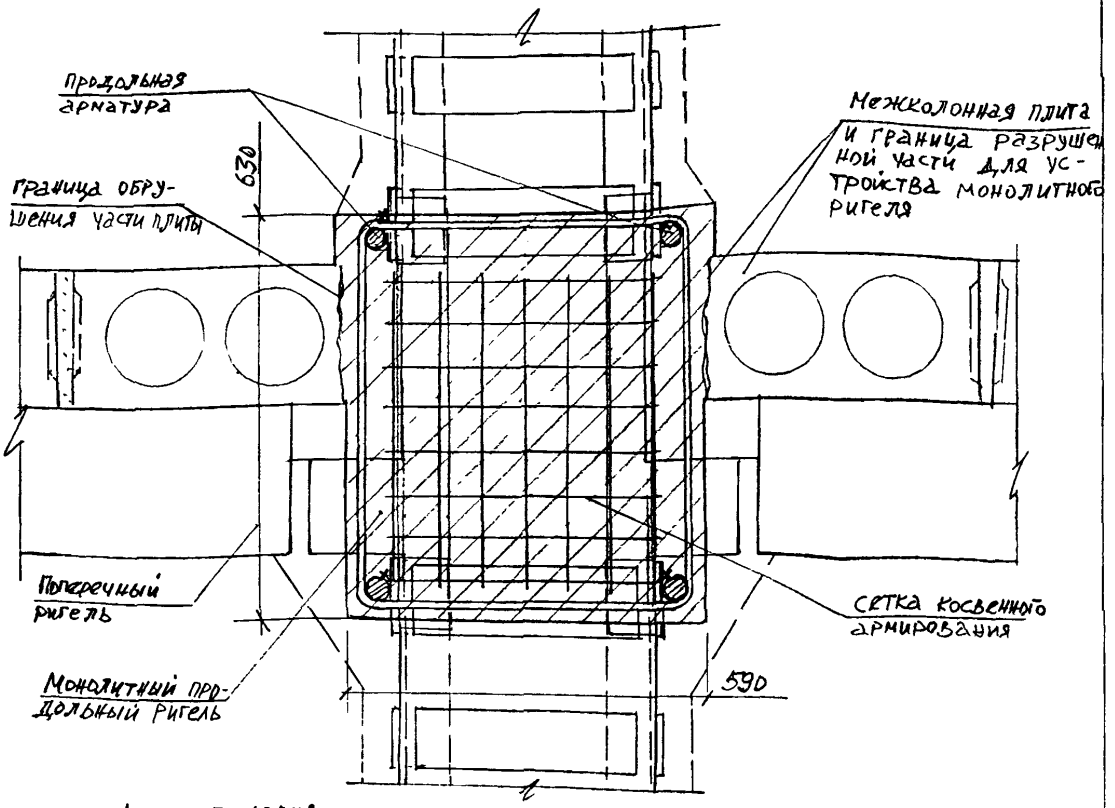
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ



Сечения 2-2 3-3 см. лист 3

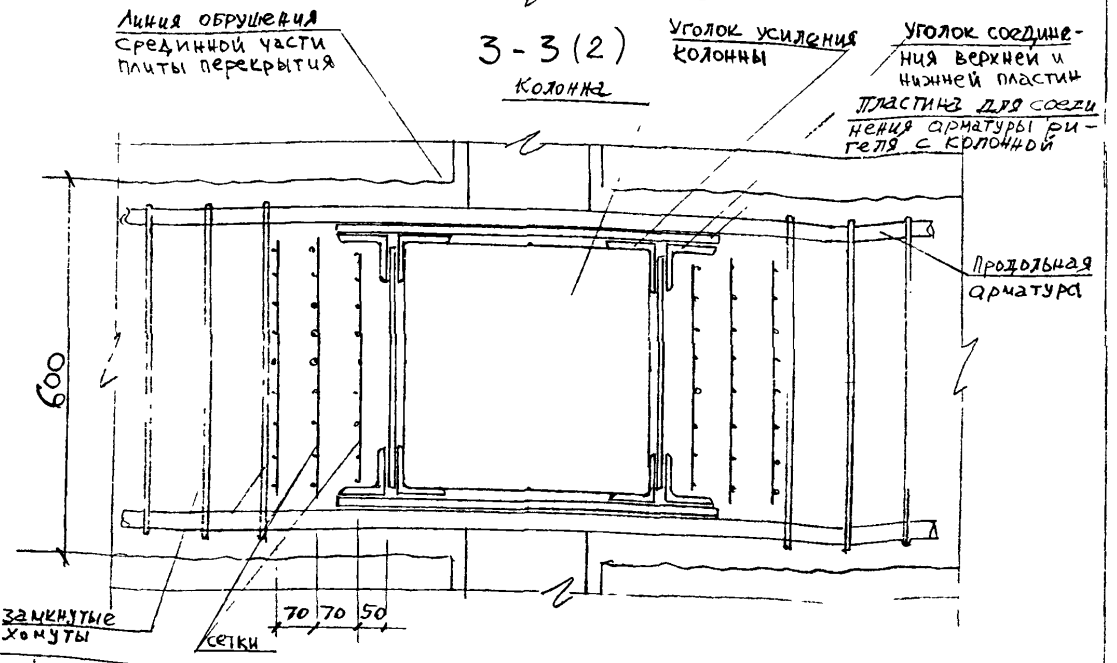
Изм	Кол.уч	Лист	№док	Подпись	Дата	0.00-2 95с. 0-5-8	Лист 2

2-2 (2)



3-3 (2)

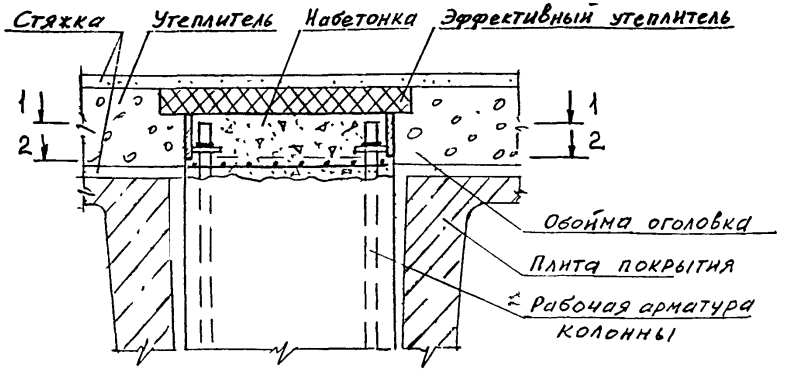
Колонна



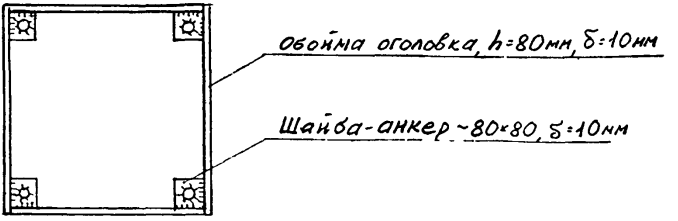
ИЗМ.	КОЛ.УЧ	ЛИСТ	N ДОК.	ПОДПИСЬ	ДАТА

0.00 - 2.96с. 0-5-8

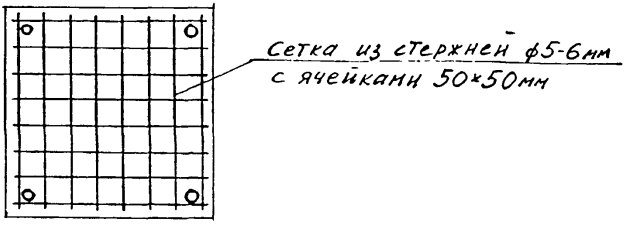
ЛИСТ 3



1-1



2-2



						0.00-2.96с.0-5-9	
Изм	Кол.уч.	Лист	N док	Подпись	Дата		
Нач. отд.		Кодыщ			1.96	Демонтаж верхнего этажа	Стадия: Р; Лист: ; Листов: 1
ГИП		Герман			1.96		
Проверил		Старцев			1.96		ЦНИИПромзданий
Н контр.		Герман			1.96		

Пример выбора усиления каркаса при увеличении его расчетной сейсмичности с 6 до 8 баллов

Дано: План и разрезы здания - см.л. 2 , конструкция каркаса по серии ИИ-04. Сечение колонн 300х300 мм, все диафрагмы типа I; бетон колонн, ригелей и диафрагм класса BI5 (марки 200); подошва фундамента под диафрагмы размером 8,7xI,5 м; глубина заложения фундамента 2,0 м, грунт основания суглинистый с модулем деформаций E=200 кгс/см^2; временные расчетные нагрузки: на обоих перекрытиях по всей площади - 500·I,2=600 кгс/м^2, на покрытии - снеговая 2-го снегового района (70·I,4=98 кгс/м^2); постоянные расчетные нагрузки:

от веса плит покрытия и перекрытий - 360 кгс/м^2;

от веса утеплителя и кровли на покрытии - 300 кгс/м^2;

от веса пола и перегородок на перекрытиях - 240 кгс/м^2;

от веса ригелей - 385 кгс/м;

усредненный расчетный вес стеновых панелей и остекления-200кгс

Расчет. Проверим прочность установленных диафрагм согласно указаниям вып.4 сер. ИИ-04-0, определив необходимые усилия по прграммному комплексу "Нива".

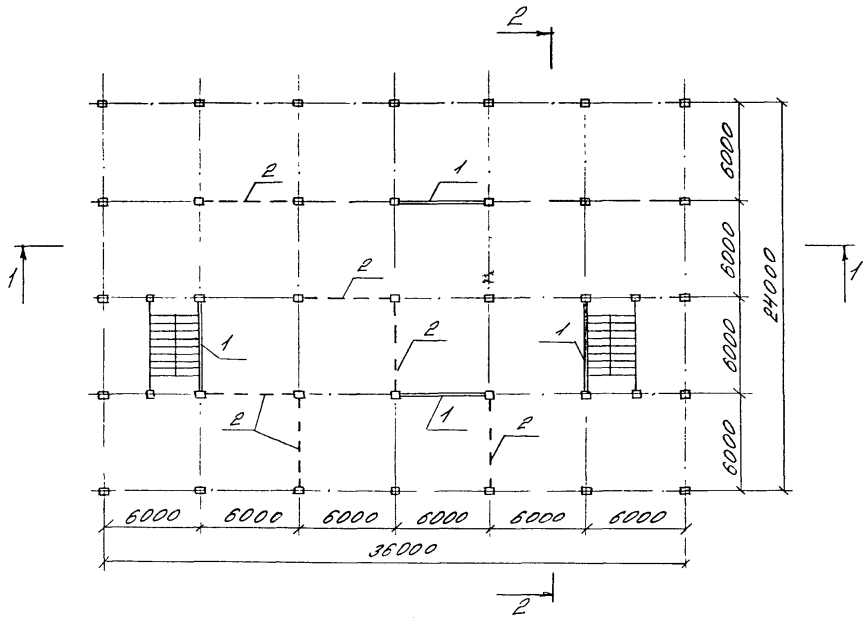
Сначала определим изгибную и сдвиговую жесткости диафрагмы по формулам:

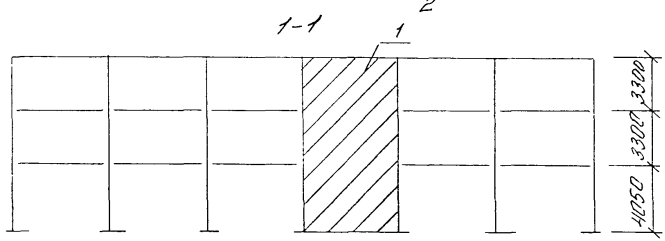
$$B_{изг} = 0{,}85 \cdot I{,}02 \cdot K_ш K_р E_{вс} J$$

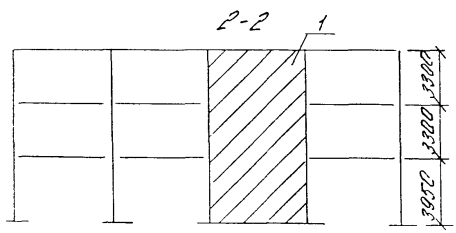
$$B_{сд} = 0{,}85 \cdot I{,}02 \cdot G_{вс} A .$$

Момент инерции J и площадь сечения A диафрагмы типа I согласно ИИ-04-0 вып.5 равны: J =3,78 м^2; A =0,978 м^2.

						0.00-2.96с.0-5-10		
Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подпись	Дата			
Нач.отд.		Кодыш				Приложение 1	Стадия	Лист	Листов
ГИП		Никитин					Р	1	3
Н.контр.		Никитин					ЦНИИПРОМЗДАНИ		
Провер.		Сторчев							







1 - устанавливаемые диафрагмы

2 - места дополнительных диафрагм

							0.00-2.96с. 0-5-10	Лист 2
Изм.	Кол.уч.	Лист	№док	Подпись	Дата			

$E_{бс}$ = 215000 кгс/см^2, $G_{бс}$ = 0,4·215000= 86000 кгс/см^2.

При высоте и ширине диафрагмы H = 10,55 м и $в$ = 6,0 м имеем $\beta = \frac{H}{в} = \frac{10,55}{6} = 1,76$. Тогда $K_ш = \frac{2,6\beta - 1,3}{2+3\cdot\beta} = \frac{2,6\cdot 1.76 - 1,3}{2+3\cdot 1,76} = 0,45$.

Поскольку проемы отсутствуют, $K_р$ =1.

$B_{изг}$ = 0,85·1,02·0,45·215000·3,78=3,17·10^6 тс·м^2;

$B_{сд}$ = 0,85·1,02·86000·0,978=0,73·10^{6}тс.

Определим прогибы диафрагмы за счет ее изгиба на уровне j-го перекрытия от действия единичных сил, приложенных на уровне i- го перекрытия по формуле

$$\delta_{ij} = \frac{H_j^2}{6B_{изг}}(3H_i - H_j) + 1,5\frac{H_j}{B_{сд}},$$

где $H_{i(j)}$ - расстояние i-го(j-го) перекрытия от низа диафрагмы. Из л. 2 имеем: H_1= 3,95 м, H_2 = 3,95+3,3 = 7,25 м,

H_3 = 7,25 + 3,3 = 10,55 м.

Вычисленные значения δ_{ij} (кратные 10^6,м/тс) приведены в табл.1.

Таблица 1

j \ i	1	2	3
3	29,3	87,2	145,2
2	27,6	55,0	87,2
1	14,6	27,6	29,3

Определим добавочные прогибы диафрагмы, вызванные креном фундамента по формуле $\delta_{ij} = H_i H_j / C_{осн}$, где $C_{осн}$ - жесткость основания, равная

$$C_{осн} = \frac{E\,K_m\,(a/2)^3}{(1-\nu^2)\,K_e},$$

здесь все обозначения - см. п.9 прил.2 СНиП 2.02.01-83*.

В связи с кратковременным воздействием момента на грунт прини-

маем утроенный модуль деформации грунта $E = 3 \cdot 200 = 600$ кгс/см^2 = = 6000 тс/м^2. Из табл.5 прил.2 СНиП 2.02.01-83 при $\zeta' = \frac{2 \cdot 20}{1,5} = 2,67$ и $\eta = \frac{8,7}{1,5} = 5,8$ имеем $K_e = 1,086$; $K_m = 1,0$; $\nu = 0,35$; $a = 8,7$ м.

$$C_{осн} = \frac{6000 \cdot 1,0 \cdot (8,7/2)^3}{(1-0,35^2) \cdot 1,086} = 5,183 \cdot 10^5 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Вычисленные значения добавочных прогибов δ_{ij} (кратные 10^6, м/тс) приведены в табл.2.

Таблица 2.

j \ i	1	2	3
3	80,4	147,6	214,8
2	55,3	101,4	147,6
1	30,1	55,3	80,4

После сложения значений табл. 1 и 2 имеем полные значения δ_{ij}, приведенные в табл.3.

Таблица 3

j \ i	1	2	3
3	109,7	234,8	360,0
2	82,9	156,4	234,8
1	44,7	82,9	109,7

Эти значения заносим в файл *fdef1* ПК"Нива".

Все узлы сопряжений ригелей и межколонных плит с колоннами принимаем шарнирными. Поскольку в каждом направлении симметрично расположено по 2 диафрагмы, сейсмические силы на диафрагмы каждого направления в этих условиях будут одинаковыми. Определим эти силы на каждую диафрагму продольного направления из расчета по ПК "Нива",

приняв следующие нагрузки на поперечные ригели:

постоянные нагрузки:

на покрытие (360 + 300) 6 + 385 = 4343 кгс/м

на перекрытия (360 + 240) 6 + 385 = 3985 кгс/м;

временные нагрузки:

на покрытие 98·6 = 588 кгс/м,

на перекрытия 600·6 = 3600 кгс/м.

Полученные сейсмические силы (тс) приведены в табл.4.

Таблица 4

№№ перекрытий	Форма колебаний		
	I-я	2-я	3-я
3	28,0I	-I9,05	2,57
2	27,50	I3,59	-6,23
I	4,I7	30,37	4,77

Определяем суммарную поперечную силу в пределах I-го этажа

При первой форме колебаний 28,0I+27,50+4,I7=59,68 тс;

" второй - " - -I9,03+I3,59+30,37=24,9I тс;

" третьей - " - 2,57-6,23+4,77=I,II тс;

$$Q = \sqrt{59,68^2 + 24,9I^2 + I,II^2} = 64,68 \text{ тс}.$$

Проверим прочность вертикальных швов диафрагмы в пределах I-го этажа из условия

$$Q \cdot H_{эт} \frac{\tilde{S}}{J} < [\tau].$$

Согласно вып.5 серии ИИ-04-0 для диафрагмы типа I предельная сдвиговая сила при $H_{эт}$ = 4,2 м равна 60 тс, а отношение $\frac{\tilde{S}}{J}$ = 0,22.

Силы $[\tau]$ определяются прочностью закладных изделий диафрагмы на сдвиг. Согласно п.8.II Пособия к СНиП II-7-8I при сейсмическом

воздействии эта прочность снижается на 30%. Следовательно, для I-го этажа диафрагмы $[\tau] = 0{,}7 \cdot 60 = 42$ тс.

Итак $Q H_{эт} \frac{\bar{S}}{J} = 64{,}68 \cdot 4{,}05 \cdot 0{,}22 = 57{,}63 > 42$ тс $= [T]$, т.е. прочность вертикальных швов I-го этажа не обеспечена.

Устанавливаем дополнительные диафрагмы по три в каждом направлении (см.док.-1,-2 лист 1 и 2). Толщину и класс бетона этих диафрагм принимаем аналогичными ранее установленным диафрагмам. Соединение этих диафрагм с колоннами, ригелями и плитами принимаем согласно док.-1 лист 1 и 2. С одной стороны эти соединения обладают большей податливостью, чем принятые в серии ИИ-04-0, а с другой стороны мощные вуты, идущие по периметру каждой ячейки новых диафрагм, должны увеличивать их жесткость. Учитывая это, принимаем жесткостные характеристики новых диафрагм равными ранее принятым и аналогично повторяем расчет, учитывая наличие 5-и одинаковых диафрагм в каждом направлении. Новые значения сил (в т.с), приложенных к каждой диафрагме, приведены в табл.5.

Таблица 5

№№ перекрытий	Форма колебаний		
	I-я	2-я	3-я
3	I7,8I	- 7,68	I,I0
2	I6,48	5,43	-2,69
I	7,02	I2,30	2,II

Определяем суммарную поперечную силу в пределах I-го этажа:

при I-й форме колебаний I7,8I+I6,48+7,02=4I,3I тс;

" 2-й форме колебаний -7,68+5,43+I2,30=I0,05 тс;

" 3-й форме колебаний I,I0-2,69+2,II=0,52 тс;

$$Q = \sqrt{4I{,}3I^2 + I0{,}05^2 + 0{,}52^2} = 42{,}5 \text{ тс}.$$

Сдвигающая сила в вертикальном шве I-го этажа равна

$$T = 42{,}5 \cdot 4{,}05 \cdot 0{,}22 = 37{,}9 \text{ тс} < [T] = 42{,}0 \text{ тс}.$$

т.е. прочность вертикальных швов I-го этажа обеспечена.

Проверим прочность нормального сечения диафрагмы в уровне заделки ее в фундамент. Для этого определим в этом уровне расчетную продольную силу от постоянных и от всех нагрузок с учетом коэффициентов сочетаний, принимая всю снеговую нагрузку как кратковременную, длительную нагрузку на перекрытия равной 0,5 от полной временной нагрузки. Грузовая площадь для одной диафрагмы равна $6 \times 12 = 72$ м^2.

Продольная сила от постоянных нагрузок:

на покрытии $\left(360+300+\frac{385}{6}\right) 72 = 52128$ кгс;

на перекрытии $\left(360+240+\frac{385}{6}\right) 72 = 47808$ кгс;

от веса диафрагмы $A \cdot H_{зд} \cdot 2500 \cdot 1{,}1 = 0{,}978 \cdot 10{,}55 \cdot 2500 \cdot 1{,}1 = 28374$ кгс.

При коэффициенте сочетаний 0,9 полная продольная сила от постоянных нагрузок равна

$$N_{пост} = (52128 + 2 \cdot 47808 + 28374)\ 0{,}9 = 158510 \text{ кгс}.$$

Продольная сила от временных нагрузок:

на покрытии $98 \cdot 72 = 7056$ кгс;

на перекрытии $600 \cdot 72 = 43200$ кгс.

При коэффициентах сочетаний для покрытия 0,5, а для перекрытия $0{,}5 \cdot 0{,}5 + 0{,}5 \cdot 0{,}8 = 0{,}65$ максимальная продольная сила равна

$$N_{max} = 158510 + 7056 \cdot 0{,}5 + 2 \cdot 43200 \cdot 0{,}65 = 218200 \text{ кгс}.$$

Определим суммарный изгибающий момент в заделке диафрагмы в фундамент:

при I-й форме колебаний $17{,}81 \cdot 10{,}65 + 16{,}48 \cdot 7{,}35 + 7{,}02 \cdot 4{,}05 =$
$= 339{,}2$ тс·м;

" 2-й - " - $-7{,}68 \cdot 10{,}65 + 5{,}43 \cdot 7{,}35 + 12{,}30 \cdot 4{,}05 =$
$= 7{,}93$ тс·м;

при 3-й форме колебаний $1,10 \cdot 10,65 - 2,69 \cdot 7,35 + 2,11 \cdot 4,05 =$

$= 0,49$ тс·м;

$$M = \sqrt{339,2^2 + 7,93^2 + 0,49^2} = 339,3 \text{ тс·м}$$

Для диафрагмы типа I из вып.5 серии ИИ-04-0 имеем $N_{гр} = 470$ тс, $M_{гр} = 920$тс·м и $M_и = 180$ тс·м.

Поскольку $N_{max} = 218,2$ тс $< N_{гр} = 470$ т, расчет по прочности ведем из условия $M_и > M - N \frac{M_{гр} - M_и}{N_{гр}}$. При пользовании этим условием невыгоднейшим случаем является использование минимальной продольной силы, т.е. $N = N_{пост} = 158,51$ тс.

$$M - N \frac{M_{гр} - M_и}{N_{гр}} = 339,3 - 158,51 \frac{920 - 180}{470} = 89,73_{тс\text{-}м} < M_и = 180 \text{ тс·м},$$

т.е. прочность нормального сечения диафрагмы обеспечена. Проверим допустимость отрыва фундамента под диафрагмой из условия $e_o < \frac{a_ф}{3}$, где $a_ф = 8,7$ м - длина фундамента в плоскости диафрагмы. Принимая глубину заложения фундамента $h_{зал} = 2$ м, а площадь его подошвы $A_ф = 8,7 \cdot 1,5 = 13,05$ м, определим максимальное значение e_o на уровне подошвы фундамента

$$e_o = \frac{M_{max} + Q_{max} h_{зал}}{N_{min} + \gamma_ф A_ф} = \frac{339,3 + 64,7 \cdot 2,0}{158,5 + 2,0 \cdot 13,05} = 2,54_м < \frac{8,7}{3} = 2,9 \text{ м}.$$

($\gamma_ф = 2$ тс/м^3 - усредненный удельный вес фундамента и грунта в пределах площади подошвы),

т.е. отрыв фундамента в пределах допустимого.

Таким образом, возведение в каждом направлении по 3 новые диафрагмы обеспечивает прочность каркаса в условиях 8-и балльного сейсмического воздействия.

I. Рекомендуемый состав бетонных смесей при устройстве обойм и рубашек колонн и ригелей

Метод бетонирования	Состав смесей				Примечание
	цемент	песок	щебень	В/Ц	
Сухое торкретирование	I	2	-	-	0,I5-0,25% ГКЖ-I0 или ГКЖ-II от массы цемента
Мокрое торкретирование	I	2	-	0,42	0,8-I,2% латекса СКС-65 от массы цемента
Бетонирование с укладкой в опалубку вибрированием (смеси с НЦ)	I	I	2	0,45	-
Напорное бетонирование (смеси с НЦ)	I	I,56	2,29	0,4	0,6-0,8% С-3 от массы цемента
Укладка и нагнетание мелкозернистой смеси растворонасосом	I	I,5	-	0,45	0,6-0,8% С-3 от массы цемента
	I	2,5	-	0,32	

2. Рекомендуемый состав для улучшения сцепления (в весовых частях):

- эпоксидная смола марки ЭД-I4 или ЭД-20 ГОСТ I0587-93 - I0(
- ацетон или толуол - 50 - 70;
- полиэтиленполиамин (ТУ 6-02-594-75) - I0.

Через 320 мин после нанесения состава на основе эпоксидной смол (до отвердения мастики на усиливаемый участок наносится бетонная смесь.

Примечание. Применять данный состав при усилении колонн обоймами или рубашками нецелесообразно

gost.e-ecolog.ru