Центральный научно-исследовательский и проектно-эспериментальный институт промышленных зданий и сооружений

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

ШИФР М33/96с

ПОВЫШЕНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

(дополнение к выпускам 0-6 и 0-8 серии 0.00-2.96с)

ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЙ

gost.e-ecolog.ru

Центральный научно-исследовательский и проектно-экспериментальный
институт промышленных зданий и сооружений

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

ШИФР М33/96с

ПОВЫШЕНИЕ СЕЙСМОСТОЙКОСТИ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ ПРОМЫШЛЕННЫХ ПРЕДПРИЯТИЙ

(дополнение к выпускам 0-6 и 0-8 серии 0.00-2.96с)

ПРИМЕРЫ РЕШЕНИЙ

Заместитель директора института С.М. Гликин
Начальник отдела А.Я. Розенблюм
Главный инженер проекта Т.М. Кутырина
Главный инженер проекта В.А. Бажанова

Обозначение документа	Наименование	Стр.
М33/96с-ПЗ	Пояснительная записка	3
-1	Каркас здания без опорных кранов с расчетной сейсмичностью 6 баллов	10
-2	Каркас здания без опорных кранов при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов	11
-3	Каркас здания без опорных кранов с расчетной сейсмичностью 7 баллов	14
-4	Каркас здания без опорных кранов при увеличении расчетной сейсмичности с 7 до 8 баллов	15
-5	Каркас здания с опорными кранами с расчетной сейсмичностью 6 баллов	21
-6	Каркас здания с опорными кранами при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов	23
-7	Фундаменты под колонны каркаса здания без опорных кранов при расчетной сейсмичности 7 баллов	34
-8	Фундаменты под колонны каркаса здания без опорных кранов при увеличении расчетной сейсмичности с 7 до 8 баллов	36
М33/96с-9	Фундаменты под колонны каркаса здания с опорными кранами при расчетной сейсмичности 6 баллов	40
-10	Фундаменты под колонны каркаса здания с опорными кранами при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов	44
-11	Примеры расчета усиленных фундаментов при увеличении расчетной сейсмичности с 7 до 8 баллов	50

Изм	Кол.уч	Лист	N док.	Подпись	Дата
Исполнил		Рутковская			
Н. контр.		Кутыгина			

М33/96с

Содержание

Стадия	Лист	Листов
Р	1	2

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

Инв. N подл. | Подпись и дата | Взам. инв. N

Изм	Кол.уч	Лист	N док.	Подпись	Дата

М33/96с

1.Общая часть

1.1. Настоящая работа является дополнением к серии 0.00-2.96с "Повышение сейсмостойкости зданий и сооружений", вып. 0-6 "Одноэтажные здания промышленных предприятий" и вып. 0-8 "Фундаменты под колонны" и содержит примеры решений по повышению сейсмостойкости каркасов и фундаментов зданий с различной конструктивной схемой при увеличении их расчетной сейсмичности с 6 до 7 и с 7 до 8 баллов.

1.2. Примеры составлены применительно к двум одноэтажным производственным зданиям со следующими параметрами:

- четырехпролетное здание размером в плане 72х72 м с пролетами по 18 м, высотой 8 м, шагом колонн по крайним и средним рядам 6 м, бескрановое, фонарное, с покрытием из железобетонных плит размером 3х6 м по железобетонным решетчатым балкам, расположенное в IУ снеговом и Ш ветровом районах;
- четырехпролетное здание размером в плане 96х108 м с пролетами по 24 м, высотой 10,8 м, шагом колонн по крайним рядам 6 м, по средним - 12 м, с опорными кранами грузоподъемностью 10 т, с покрытием из железобетонных плит размером 3х6 м по железобетонным стропильным сегментным фермам пролетом 24 м и подстропильным железобетонным фермам пролетом 12 м, с железобетонными подкрановыми балками пролетами 6 м по крайним рядам и 12 м по средним рядам. Здание расположено в IУ снеговом и Ш ветровом районах.

1.3. Для бескранового здания рассмотрены две проектные ситуации:

1) здание запроектировано и построено при расчетной сейсмичности 6 баллов, когда нормами проектирования не предусматриваются антисейсмические мероприятия. По измененным условиям конструкции здания должны удовлетворять требованиям расчетной сейсмичности 7 баллов;

2) здание запроектировано и построено с учетом сейсмичности 7 баллов. По измененным условиям конструкции здания должны удовлетворять требованиям расчетной сейсмичности 8 баллов.

Для здания с опорными мостовыми кранами рассмотрена одна проектная ситуация, когда здание запроектировано и построено при расчетной сейсмичности 6 баллов. По измененным условиям конструкции здания должны удовлетворять требованиям расчетной сейсмичности 7 баллов.

1.4. Для каждой из перечисленных проектных ситуаций разработаны рекомендации по усилению, представленные в соответствующих документах (см. табл.1).

Таблица 1

Характеристика здания	Расчетная сейсмичность, баллы	Документ, содержащий рекомендации по усилению	
		каркаса *) здания	фундаментов под колонны
Бескрановое размером в плане 72х72 м	6	М33/96с-1	М33/96с-11
	6—7	-2	-12
	7	-3	-7
	7—8	-4	-8
С опорными кранами размером в плане 96х108 м	6	-5	-9
	6—7	-6	-10

*) термином "каркас здания" условно названы несущие конструкции, расположенные выше нулевой отметки

1.5. Примеры решений разработаны на основе серии 0.00-2.96с "Повышение сейсмостойкости зданий и сооружений", вып. 0-6 "Одноэтажные здания промышленных предприятий" и вып. 0-8 "Фундаменты под колонны"

1.6. При повышении расчетной сейсмичности здания с 6 до 7 баллов его конструкции дополнительно рассчитаны на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмического воздействия, соответствующего 7 баллам.

При повышении сейсмичности здания с 7 до 8 баллов выполнен расчет на особое сочетание нагрузок с учетом увеличенных значений усилий от сейсмического воздействия, соответствующих 8 баллам.

Все конструкции и узлы их сопряжений проверены на соответствие требованиям СНиП П-7-81 "Строительство в сейсмических районах", "Пособия по проектированию каркасных промзданий для строительства в сейсмических районах" и конструктивным решениям, предусмотренным типовой проектной документацией для строительства в сейсмических районах.

Перечень конструктивных мероприятий, выполненных для усиления конструкций рассматриваемых зданий, приведен в табл. 2.

Изм.	Колич.	Лист	N док.	Подпись	Дата	М33/96с-ПЗ		
Нач. отд.		Розенблюм				Пояснительная записка	Стадия: Р	Лист: 1
Н. контр.		Кутырина					ЦНИИПРОМЗДАНИЙ	Листов: 7

Таблица 2

NN п/п	Признак, обуславливающий необходимость конструктивного мероприятия	Конструктивное мероприятие	Докум., где приведена схема здания, для которого применяется данное мероприятие	Обозначение мероприятия и докум. где оно приведено
1	Не обеспечено предохранение плит от обрушения при сейсмическом воздействии	Соединение шпильками смежных торцевых ребер плит	-2 -4 -6	У1, докум.-2, лист 3
2	Недостаточная прочность и жесткость диска покрытия	Соединение болтами смежных продольных ребер плит	-2 -4 -6	У2, докум.-4, лист 2
3	Недостаточная несущая способность колонн	Усиление части колонн железобетонными обоймами	-2	КУ2, докум.-2, лист 2
			-6	КУ2, докум.-6, лист 3
		Усиление части колонн стальными обоймами	-4	КУ2, докум.-4, лист 2
4	Недостаточная прочность соединения стропильных балок с колоннами	Усиление узла опирания стропильных балок на колонны	-4	У3, У3-1, докум.-4, лист 3. У4, У4-1, докум.-4, лист 4, У5, докум.-4, лист 5
5	Недостаточная жесткость нижних поясов стропильных ферм	Установка распорок и вертикальных связей в середине пролета ферм	-6	Узлы 9 и 10, докум.-6, лист 8
6	Недостаточная прочность соединения стропильных ферм с подстропильными	Установка упоров по опорам стропильных ферм	-6	Узлы 6,7 и 8, докум.-6, лист 8
7	Недостаточная несущая способность стальных связей по колоннам	Усиление связей по крайним рядам. Усиление связей по средним рядам	-6	СВУ1, докум.-6, лист 10. СВУ2, докум.-6, лист 11

Продолжение таблицы 2

NN п/п	Признак, обуславливающий необходимость конструктивного мероприятия	Конструктивное мероприятие	Докум., где приведена схема здания, для которого применяется данное мероприятие	Обозначение мероприятия и докум. где оно приведено
8	Недостаточная прочность закладных изделий колонн для крепления связей	Устройство дополнительных связей	-6	СВД, докум.-6, лист 10. Узел 4, докум.-6, лист 5
9	Недостаточная прочность закладных изделий колонн для опирания подкрановых балок при передаче горизонтальных сейсмических сил	Изменение схемы крепления связей, обеспечивающее передачу усилий с подкрановых балок на связи, минуя колонны	-6	Узел 3, докум.-6, лист 5. Узел 5, докум.-6, лист 6
10	Недостаточная прочность опорных участков железобетонных подкрановых балок при действии горизонтальных сейсмических сил	Замена железобетонных подкрановых балок на стальные	-6	Узлы 1 и 2, докум.-6, лист 4
11	Недостаточная несущая способность основания при сейсмическом воздействии	Увеличение размеров фундаментов в плане путем наращивания плитной части (с двух или четырех его сторон)	-8; -10	ФУ4-1; ФУ4-2 докум.-8, лист 2. ФУ1; ФУ2 докум.-10 лист 3
12	Недостаточная несущая способность плитной части фундамента на изгиб по нормальному сечению	Увеличение размеров в плане плитной части фундамента с размещением в бетоне усиления дополнительной арматуры или увеличение высоты плитной части	-8	ФУ4-2, докум.-8 лист 2 ФУ4-1, докум -8, лист 2

Изм.	Кол.уч.	Лист	N док.	Подпись	Дата	М33/96с-ПЗ	Лист 2

Продолжение таблицы 2

NN п/п	Признак, обуславливающий необходимость конструктивного мероприятия	Конструктивное мероприятие	Докум., где приведена схема здания, для которого применяется данное мероприятие	Обозначение мероприятия и докум., где оно приведено
13	Недостаточная несущая способность подколонника в прямоугольной части	Увеличение размеров подколонника с анкеровкой вертикальной арматуры его усиления в плитной части фундамента	-8	ФУ4-2 докум -8, лист 2
14	Недостаточная несущая способность подколонника в стаканной части	Увеличение размеров подколонника с размещением в бетоне усиления вертикальной арматуры и горизонтальных сеток поперечного армирования	-8	ФУ4-2 докум.-8, лист 2
			-10	ФУ1, ФУ2, ФУ5, ФУ6 докум.-10 листы 3 и 4
15	Необходимость анкеровки в фундаменте элементов усиления колонны. - продольной арматуры - стальных профилей	Соединение элементов усиления колонны с анкерами в шурах, просверленных в подколоннике	-8	Узел 2 докум.-8, лист 2
			-10	Узел 6 докум.-10, лист 4
16	Недостаточная прочность стыка фундаментных балок с фундаментом	Укладка арматурной сетки над стыками фундаментных балок	-10	Узел 1 докум.-10, лист 2

1.7. Работы по повышению сейсмостойкости здания следует производить согласно проекту производства работ (ППР) в соответствии со СНиП III-18-75 "Правила производства и приемки работ. Металлические конструкции", СНиП 3.03.01-87 "Несущие и ограждающие конструкции", СНиП III-4-80 "Правила производства и приемки работ. Техника безопасности в строительстве", СНиП 3.04.03-85 "Защита строительных конструкций и сооружений от коррозии" с учетом при производстве сварочных работ материалов серии 1.420.2-27.

2. Пример решения по повышению сейсмостойкости каркаса здания без опорных кранов с 6 до 7 баллов

2.1. Мероприятия по повышению сейсмостойкости каркаса здания по докум.-1 приведены в докум.-2.

Пояснения к этим мероприятиям приведены в п.п. 2.2...2.5.

2.2. На основании статического расчета каркаса по докум.-1 на особые сочетания нагрузок и проверки несущей способности существующих колонн при расчетной сейсмичности 7 баллов усилены двенадцать колонн по осям Б и Г железобетонными обоймами (докум.-2, листы 1 и 2). Расчет усиленной колонны произведен как единого элемента, состоящего из обоймы и существующей колонны. Требуемая отпорность усиленных колонн и, соответственно, армирование и длина усиления определены как разность между требуемой отпорностью каркаса и отпорностью неусиленных колонн.

Работы по усилению колонн железобетонными обоймами рекомендуется производить в соответствии с РСН 342-91 "Технология производства работ по усилению строительных конструкций на реконструируемых предприятиях" (НИИСП, НИИЖБ, НИИСК).

2.3. При соединении торцевых ребер плит (У1, докум.-2, лист3) применены шпильки вместо болтов, т.к. в сортаменте отсутствуют болты необходимого размера.

Площадь сечения шпилек определена по формуле $F = \frac{A}{n R_{bt}}$

где A - опорная реакция одного продольного ребра плиты от вертикальных расчетных нагрузок, определенная с учетом коэффициентов сочетаний n_c по СНиП II-7-81 (n_c=0,5 для снеговой нагрузки, n_c=0,9 для собственного веса покрытия, включая вес плит);

R_{bt}=1700 кгс/см2 - расчетное сопротивление растяжению болтов класса прочности 4.6 по СНиП II-23-81.

2.4. При соединении болтами продольных ребер плит (У2, докум.-4, лист 2) площадь сечения болтов определена в соответствии с п. 3.28 "Пособия по проектированию каркасных промзданий для строительства в сейсмических районах", принимая расчетное сопротивление растяжению болтов равным R_{bt}=1700 кгс/см2, а коэффициент условий работы $m_{кр}$=1,1.

2.5. Усиление крепления вертикальных связей по фонарю (узлы 1 и 2, докум.-2, лист 3) производится с целью обеспечения передачи горизонтальных сейсмических сил с фонарной надстройки на диск покрытия здания применительно к конструкциям фонарей по серии 1.464-11/82. вып. 1. Усиление конструкций фонарей и связей производится по необходимости.

2.6. Принятые в примере марки конструкций и серии чертежей приведены в докум.-1.

3. Пример решения по повышению сейсмостойкости каркаса здания без опорных кранов с 7 до 8 баллов

3.1. Мероприятия по повышению сейсмостойкости каркаса здания по докум.-3 приведены в докум-4.

Пояснения к этим мероприятиям приведены в п.п. 3.2...3.4.

3.2. На основании статического расчета каркаса по докум 3 на особые сочетания нагрузок при расчетной сейсмичности 8 баллов и проверки несущей способности существующих колонн усилены шесть колонн по осям Б и Г стальными обоймами (докум.-4, лист1).

Стальные обоймы рассчитаны как стальные колонны с отпорностью, равной разности между требуемой отпорностью каркаса и суммарной отпорностью железобетонных колонн.

Продольные уголки обойм должны плотно примыкать к бетону усиливаемых колонн путем применения стяжных устройств, зачеканки зазоров, либо нагрева соединительных планок в процессе их прибарки.

Особенно тщательно эти мероприятия должны быть выполнены в верхней части усиления.

3.3. Усиления плит (У1 и У2) и крепления вертикальных связей по фонарю выполнены по аналогии с предыдущим примером (п.п. 2.3,2.4 и 2.5).

3.4. Усиление узлов опирания стропильных балок на колонны с помощью вертикальных элементов, соединяющих арматуру колонны с верхним поясом балки,приведено на докум.-4, листы 3...6 (узлы У3, У3-1, У4, У4-1, У5).

Расчет вертикальных элементов усиления произведен на горизонтальные сейсмические силы, действующие в плоскости буквенных осей в уровне верха балок, как консолей, заделанных в горизонтальную полосу, рассчитываемую как однопролетная шарнирно опертая балка, опирающаяся на продольную арматуру колонны.

Для устройства усилений необходимо обнажить арматуру колонны в верхней части, а после монтажа элементов усиления следует восстановить защитный слой бетона колонны.

Вертикальные элементы усиления следует расклинить в уровне верх стропильных балок.

3.5. Все принятые в примере марки конструкций и серии чертежей приведены в докум.-3.

4. Пример решения по повышению сейсмостойкости каркаса здания с опорными кранами с 6 до 7 баллов

4.1. Мероприятия по повышению сейсмостойкости каркаса здания по докум.-5 приведены в докум.-6.

Пояснения к этим мероприятиям приведены в п.п. 4.2...4.8.

4.2. Усиление колонн железобетонными обоймами (докум.-6, лист 3) произведено согласно положений, приведенных в п. 2.2.

4.3. Железобетонные подкрановые балки из-за недостаточной несущей способности опорных закладных изделий воспринять сейсмические силы заменены на стальные подкрановые балки серии 1.426.2-7 (докум.-6, лист 4).

Стальные подкрановые балки по средним рядам устанавливаются с тормозными фермами.

Для установки стальных подкрановых балок взамен железобетонных в закладном изделии консоли колонн режутся болты и приваривается лист толщиной 20 мм в колоннах крайних рядов и 25 мм в колоннах средних рядов с болтами диаметром 20 мм. Толщина листов определена по расчету на действие опорной реакции стальных подкрановых балок.

Верх подкрановой балки крайнего ряда крепится с помощью фасонки к закладному изделию колонны, установленному для крепления железобетонной подкрановой балки. Передача усилий в плоскости цифровых осей с подкрановых балок средних рядов на колонны осуществляется с помощью упоров - уголков по верху подкрановой балки (узел 2, докум.-6, лист 4).

В месте крепления связей усилие с подкрановой балки, минуя колонну, передается на связи через дополнительную фасонку по крайним рядам (узел 3, докум.-6, лист 5) и через швеллеры и дополнительные элементы связей по средним рядам колонн (узел 5, докум.-6, лист 6).

Монтаж дополнительных элементов связей производится в процессе замены железобетонных подкрановых балок на стальные.

4.4. По крайним рядам колонн усилены сечения расположенных в одном шаге связей по колоннам и установлены дополнительные связи в двух соседних шагах (докум.-6, лист 10), так как недостаточна несу-

щая способность существующих связей и закладных изделий колонн для крепления связей.

Усиление сечений связей произведено такими же элементами, как и существующие (швеллером [16, уголками 100х100х8), увеличены катеты сварных швов приварки раскосов к фасонкам до 8 мм.

Дополнительные связи запроектированы из гнутых замкнутых квадратных сварных элементов сечением 160х160х7 в виде одного подкоса без горизонтального элемента.

Крепление дополнительных вертикальных связей к колоннам по верху производится к имеющимся закладным изделиям для крепления связей, а крепление по низу - к продольной арматуре колонны через стальную обойму. При этом уголок со стороны связей следует плотно пригнать к колонне, а между уголком с другой стороны и колонной плотно подогнать по месту стальные клинья и приварить их к уголку.

Для устройства стальной обоймы необходимо обнажить арматуру колонны в нижней части, а после установки элементов обоймы следует восстановить защитный слой бетона колонны.

4.5. По средним рядам колонн усилены сечения всех элементов связей. Усиление произведено такими же элементами, как и существующие сечения (швеллеры [16 и [10) (докум.-6, лист 11).

4.6. Конструкция дополнительных вертикальных связей и распорок по стропильным фермам (докум.-6, лист2) принята по серии 1.463.1-16, вып. 6.

Для крепления вертикальных связей и распорок к фермам в середине верхнего и нижнего поясов ферм устраиваются стальные обоймы, состоящие из уголков, соединительных листов и соединительных стержней (узлы 9 и 10, докум.-6, лист8).

Чтобы усилия через связи передавались на фермы необходимо стальные клинья плотно подогнать по месту и приварить их к уголку в узле 9 и к пластинам в узле 10.

4.7. Усиление узлов опирания стропильных ферм на подстропильные (узлы 6, 7 и 8, докум.-6, лист 7) произведено в соответствие с указаниями п. 3.32 "Пособия по проектированию каркасных промзданий в сейсмических районах".

4.8. Усиления плит (У1 и У2) и крепления вертикальных связей по фонарю выполнены по аналогии с предыдущими примерами (п.п. 2.3, 2.4 и 2.5).

4.9. Принятые в примере марки конструкций и серии чертежей приведены в докум.-5.

5. Примеры решения по повышению сейсмостойкости фундаментов под колонны каркаса здания

5.1. Схемы фундаментов и фундаментных балок зданий, применительно к которым решаются вопросы усиления, приведены в докум.-7 для бескранового здания при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 и с 7 до 8 баллов и в докум.-9 - для здания, оборудованного опорными кранами, при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов.

5.2. Мероприятия по усилению конструкций нулевого цикла, связанные с повышением расчетной сейсмичности здания, приведены в докум.-8 и -10 (см. табл. 1 на л.1).

5.3. Разработке конструктивного решения усиления фундаментов предшествовала их расчетная проверка на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмического воздействия, соответствующего новым условиям эксплуатации (примеры такого расчета, выполненного для колонн средних рядов каркасов рассматриваемых зданий, приведены в докум.-11).

Расчеты выполнены применительно к грунтовым условиям, оговоренным в исходных данных к примеру 1.

5.4. При реальном проектировании расчету фундаментов на новые условия эксплуатации должно предшествовать обследование, включающее осмотр их состояния, выборочное освобождение от грунта и частичное обнажение арматуры, определение фактических величин прочности бетона, диаметра и класса арматурной стали.

5.5. Как следует из конструктивных мероприятий по усилению каркасов зданий (см. разделы 2, 3 и 4 пояснительной записки), восприятие дополнительных усилий, возникающих при увеличении расчетной сейсмичности здания, предусмотрено за счет повышения жесткости диска покрытия, усиления колонн средних рядов для восприятия дополнительных усилий при сейсмическом воздействии в плоскости поперечной рамы и усиления связей по колоннам для восприятия дополнительных усилий при сейсмическом воздействии в плоскости продольной рамы (последнее - только в здании с опорными кранами).

В крайних рядах на новые условия работы проверялись фундаменты под колонны, к которым крепятся связи.

По средним рядам в каждой расчетной ситуации проверялись фундаменты под рядовые неусиленные колонны, под колонны, усиленные железобетонной или стальной обоймой, а в зданиях с опорными кранами - и под **связевые колонны.**

5.6. Как показали расчеты, при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов усиления фундаментов под рядовые неусиленные колонны не требуется (усиление подлежит только стык фундаментных балок с фундаментом, см. п. 5.13), фундаменты под связевые и усиленные рядовые колонны требуют усиления с увеличением их габаритных размеров и установкой дополнительной арматуры.

5.7. Усиление фундаментов выполнено способом наращивания путем увеличения размеров их отдельных элементов (подошвы, высоты плитной части, сечения подколонника) с соответствующим армированием.

5.8. При наращивании плитной части с увеличением размеров подошвы соединение новой части с существующей производится приваркой арматуры усиления к предварительно обнаженной арматуре усиливаемого фундамента (см. узел 1 на л. 2 докум.-8).

В случаях, когда принятые размеры подошвы фундамента удовлетворят возросшим нагрузкам с точки зрения несущей способности основания, а существующее армирование является недостаточным производится усиление фундамента путем утолщения его плитной части (см. фундамент марки ФУ4-1 на л. 2 докум.-8). При таком усилении по всей поверхности плиты существующего фундамента укладывается арматурная сетка из стержней 8АШ для обеспечения совместной работы старого и нового бетона.

Если по условиям производства работ увеличение высоты плитной части невозможно (например, наличие проложенных рядом с фундаментом коммуникаций), следует увеличить длину стороны подошвы фундамента, перпендикулярной плоскости действия момента, для укладки дополнительной арматуры, требуемой по расчету усиления (такой вариант для этого же фундамента рассмотрен в примере 2, докум.-11, л. 8).

5.9. При усилении подколонника наращиванием с увеличением его поперечного сечения толщина железобетонной обоймы принимается не менее 150 мм для размещения в бетоне усиления дополнительной вертикальной и горизонтальной арматуры, а также стержневых анкеров. В фундаментах под колонны, не требующие усиления, вертикальная арматура усиления подколонника заанкеривается в бетоне плитной части фундамента по аналогии с заделкой анкеров (см. п.5.10).

Длина заделки стержней должна быть не менее 250 мм и не менее $50d_t$, где d_t – теоретическая величина диаметра стержня вертикальной арматуры, определенная из расчета сечения подколонника усиленного фундамента в уровне его плитной части.

5.10. При усилении фундаментов под колонны, усиленные железобетонной или стальной обоймой, выполняются мероприятия по анкеровке продольной арматуры или стальных профилей в бетоне подколонника. Конструктивное решение сопряжения усиленной колонны с подколонником дано в докум.-8 (узел 4 на л. 3) – при стальной обойме и в докум. -10 (узел 6 на л. 5) – при железобетонной обойме. При этом дополнительные усилия с колонн передаются на фундамент через стальные элементы усиления колонн, приваренные при помощи соединительных элементов (МС1, МС2, МС3) к анкерам из стали класса А-III, располагаемых в бетоне усиления подколонника с заделкой нижних концов в шпурах, просверленных в бетоне плитной части существующего фундамента на длину не менее 10d, где d – диаметр анкера. При этом общая длина заделки анкера, считая от верха фундамента, должна быть не менее 50d, а длина его заделки в плитную часть усиленного фундамента – не менее $50d_t$, где d_t – теоретическая величина диаметра анкера, определенная из расчета сечения подколонника усиленного фундамента в уровне верха его плитной части, выполненного с учетом установленной вертикальной арматуры и растянутых анкеров (сжатая арматура в расчете не учитывается).

Расстояние от оси анкера до грани усиленного подколонника должно быть не менее 5d.

Указания по производству работ по закреплению анкеров и выпусков арматурных стержней в бетоне существующего фундамента даны в разделе 7 пояснительной записки к вып. 0-8 серии 0.00-2.96с.

5.11. Пояснения к мероприятиям по усилению конструкций нулевого цикла в рассматриваемых зданиях, приведенных в рабочих чертежах в докум.-8 и -10 и в примерах докум.-11, даны в п. 5.12...5.14.

5.12. В зданиях без опорных кранов при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов требуют усиления только двенадцать фундаментов под колонны, усиленные железобетонной обоймой. В бетоне усиления плитной части и подколонника размещается дополнительная арматура, диаметр и количество которой указаны в примере 1.

Поскольку при расчетной сейсмичности 6 баллов нормами проектирования не предусматриваются антисейсмические мероприятия, в частности, по созданию жесткого пояса по линии расположения фундаментных балок, необходимо при увеличении расчетной сейсмичности здания с 6 до 7 баллов выполнить работы по усилению всех стыков фундаментных балок с фундаментами. Для этого

в нижней части стенового ограждения над фундаментом должна быть пробита штроба высотой 50 мм на глубину, соответствующую толщине стены, в которую на цементном растворе укладывается симметрично относительно координационной оси здания арматурная сетка длиной 2 м из стержней ⌀10АШ, после чего вся штроба плотно зачеканивается бетоном класса В15.

Учитывая, что все перечисленные мероприятия по усилению фундаментов и узлов их сопряжения с фундаментными балками повторяются в здании с опорными кранами, рабочие чертежи для этой проектной ситуации в настоящем альбоме не приводятся.

5.13. При увеличении расчетной сейсмичности здания без опорных кранов с 7 до 8 баллов (см. пример 2 на л. 8 докум.-11) в фундаментах под средние рядовые колонны из условия обеспечения несущей способности основания ширина фундамента должна быть увеличена с 1,5 до 1,8 м путем наращивания с двух сторон бетона плитной части с установкой арматуры усиления (см. л. 2 докум.-8).

В фундаментах под усиленные колонны требуется усиление как плитной части, так и подколонника. В связи с большими размерами подошвы усиленного фундамента по конструктивным соображениям предусматриваем 2-х ступенчатую плитную часть.

Усиления стыков фундаментов с фундаментными балками в этом случае не требуется, поскольку антисейсмическое мероприятие было предусмотрено в проекте здания при его строительстве.

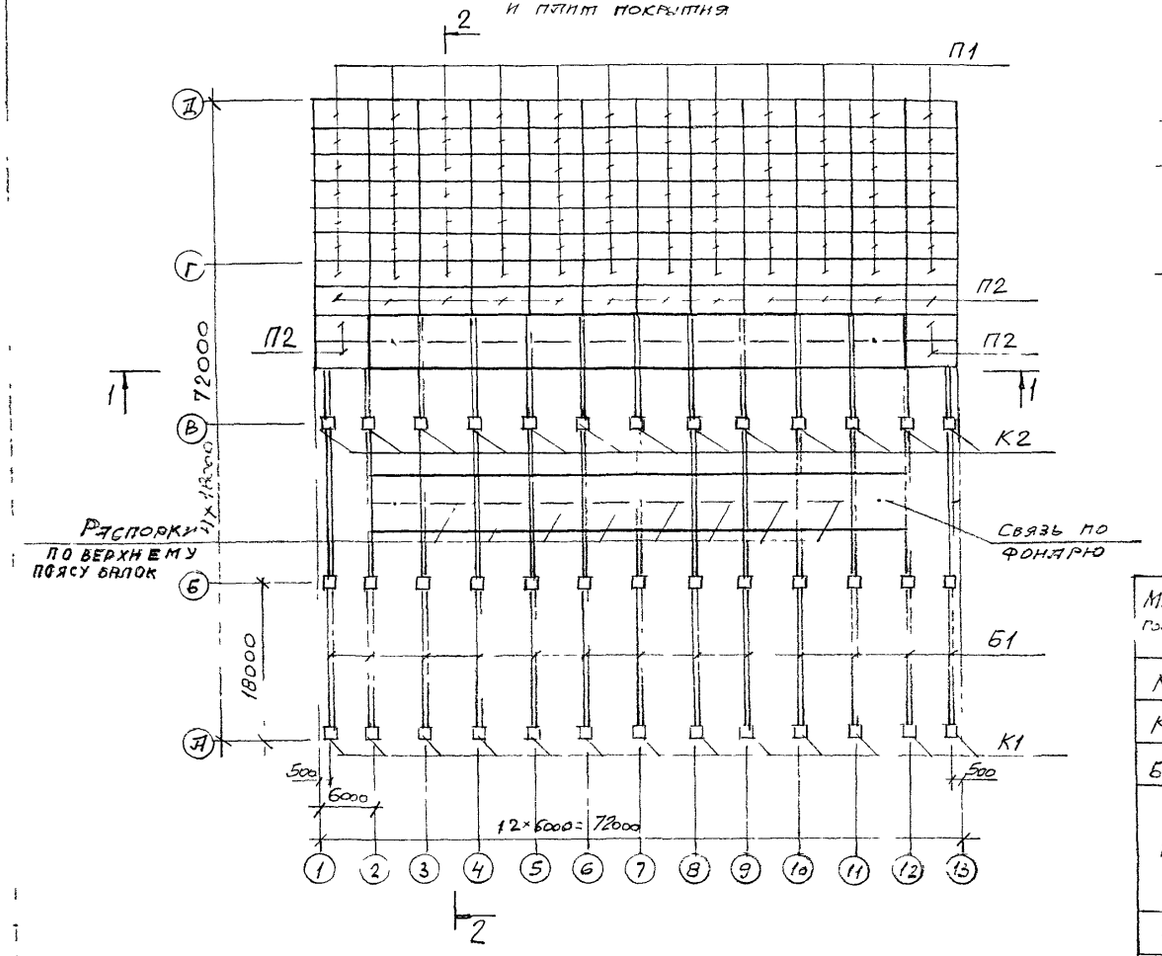
5.14. При увеличении расчетной сейсмичности здания с опорными кранами с 6 до 7 баллов (см. пример 3 на л. 14 докум.-11) усилению подлежат фундаменты под усиленные колонны и фундаменты под связевые колонны, в т.ч. колонны по крайним рядам в местах установки дополнительных связей (см. докум.-10 л. 3). Кроме того, для равномерного распределения горизонтальных нагрузок, передающихся на фундаменты связевых шагов, они соединяются между собой монолитной железобетонной распоркой.

При сооружении распорок по крайним рядам в осях "А" и "Д" в набетонке над верхним обрезом фундамента вдоль колонны пробивается штраба размером не менее 50х50 мм для пропуска верхней продольной арматуры распорки за колонну (см. л. 6 докум.-10). Штраба заделывается бетоном одновременно с бетонированием распорки.

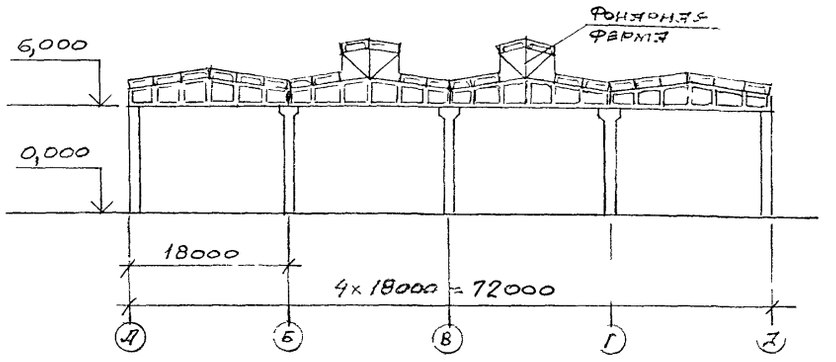
5.15. В материалы по усилению конструкций нулевого цикла должны входить рабочие чертежи всех сварных арматурных изделий, установленных в зонах усиления, с соответствующими спецификациями на них.

В настоящем альбоме в докум.-10 они не приведены в связи с простотой их конфигурации и наличием достаточной информации в рабочих чертежах фундаментов и в приведенных примерах.

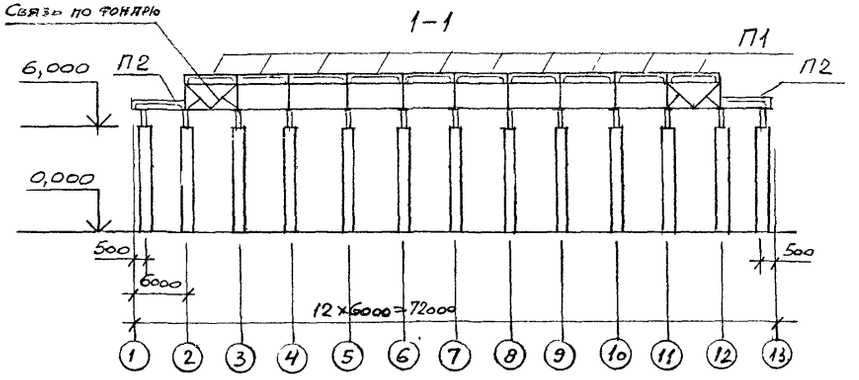
Схема расположения колонн, стропильных балок и плит покрытия



2-2



1-1



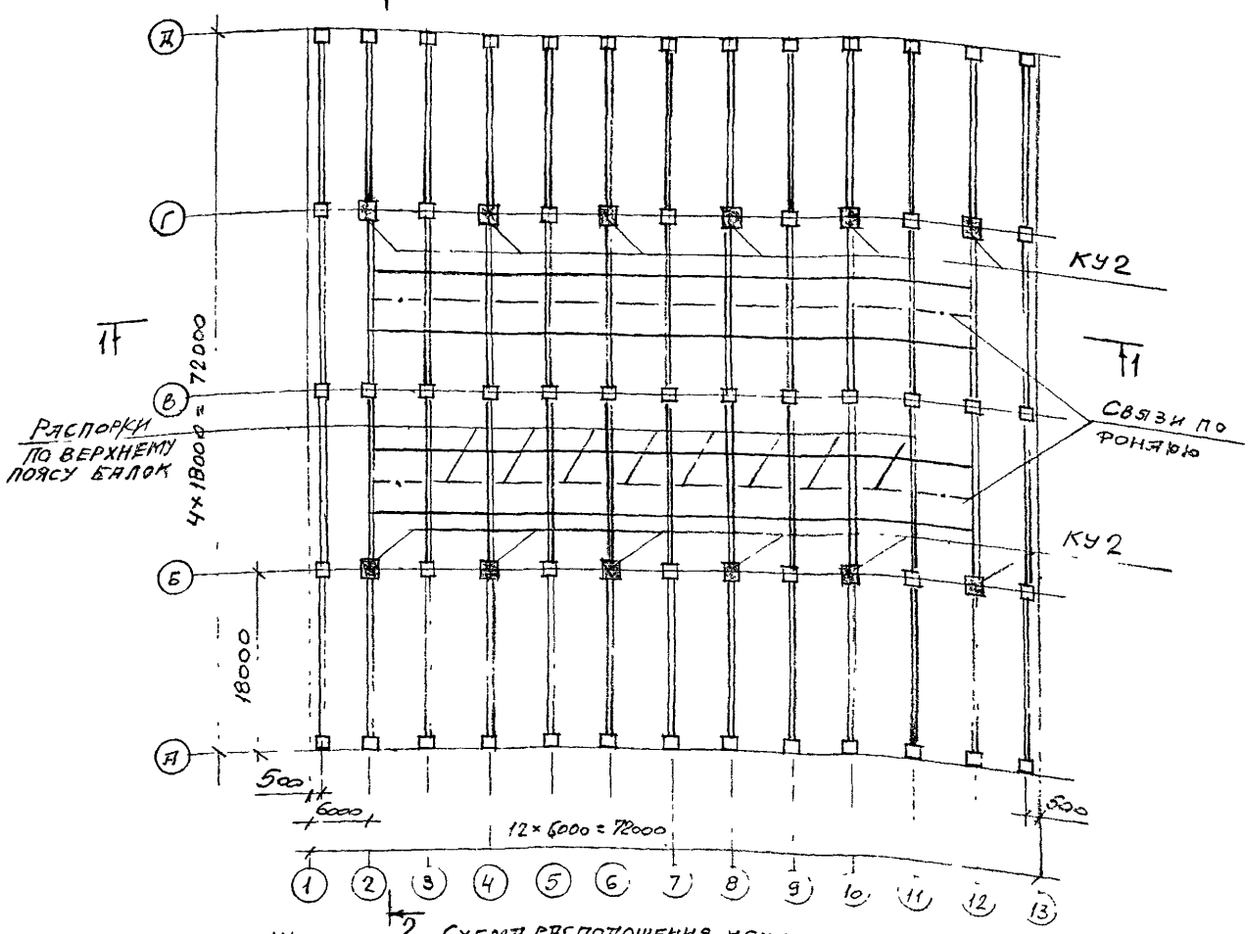
Спецификация к схеме расположения колонн, стропильных балок и плит покрытия

Марка позиция	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
К1	1.423.1-3/88	Колонна 1К60-3М2	26		
К2		Колонна 5К60-2М2	39		
Б1	1.463.1-3/80	Балка 2БДР19-5	52		
П1	ГОСТ 22701.0-77 22701.1-77 22701.5-77	Плита ПГ-3АIIIвТ	232		
72		Плита ПГ-5АIIIвТ	56		

Колонны торцового фахверка условно не показаны

Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подпись	Дата	М33/96с-1			
Гл.инж.пр.		Купырина				Каркас здания без опорных кранов с расчетной сейсмичностью 6 баллов	Стадия	Лист	Листов
Разработал		Рутковская					Р		1
Проверил		Купырина					ЦНИИПРОМЗДАНИЙ		
Н.контр.		Купырина							

Схема расположения усиленных колонн и усиления узлов крепления фонарей



2 Схема расположения усиления плит, установленных по стропильным конструкциям

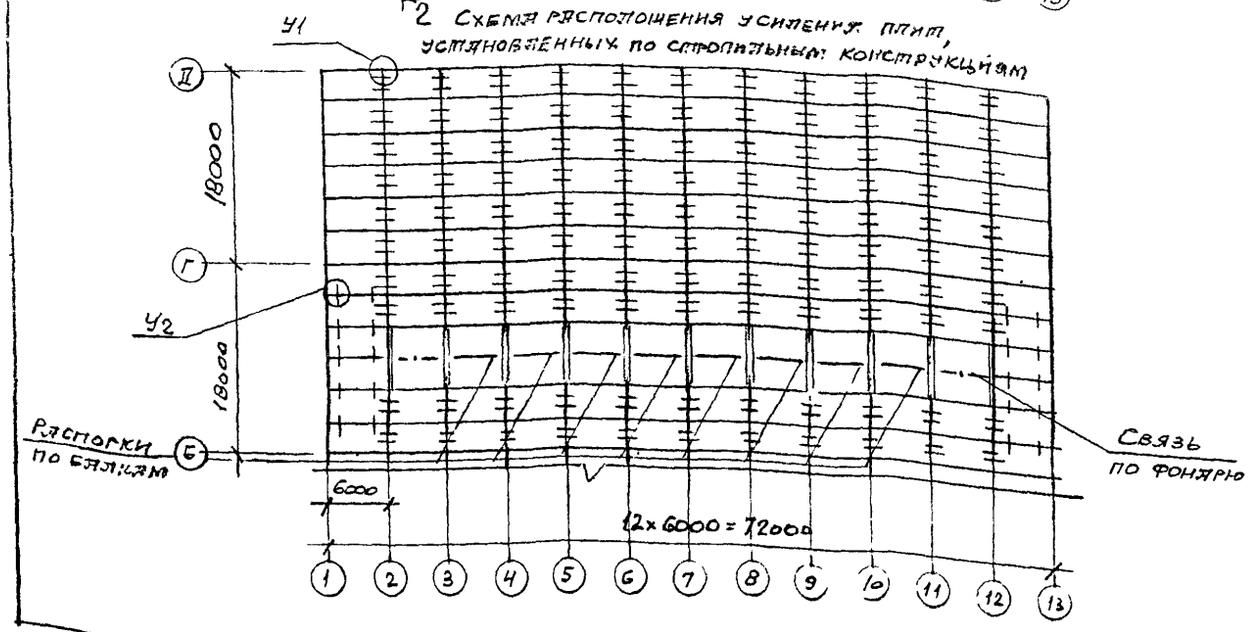
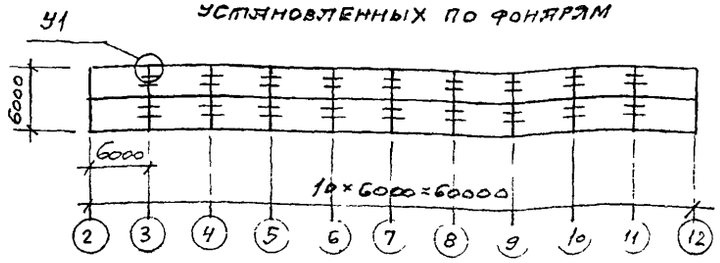
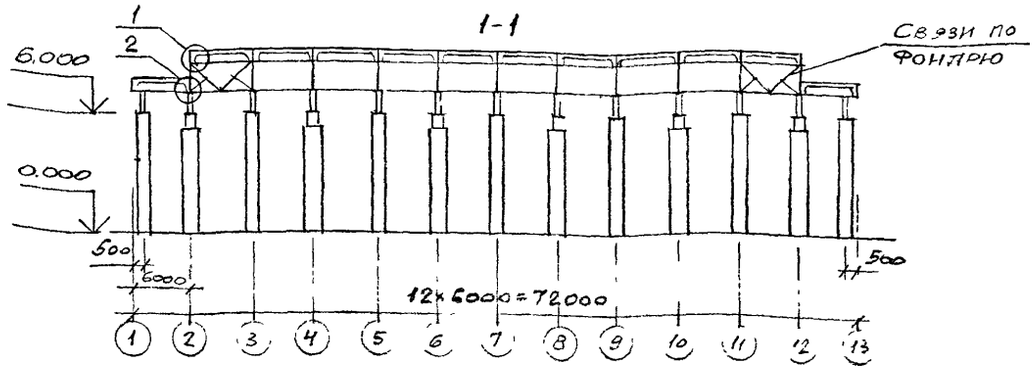


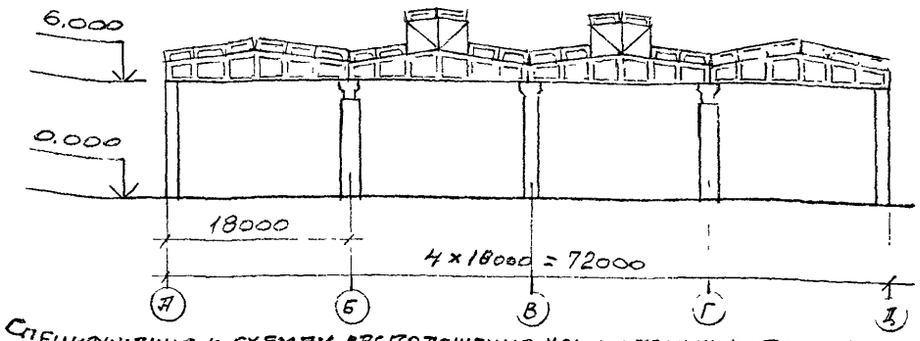
Схема расположения усиления плит, установленных по фонарям



1-1



2-2



Спецификация к схемам расположения усиливаемых колонн и усиления плит

Марка, позиция	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
КУ2	Докум. - 2 лист 2	Железобетонная обойма	12	378,0	Сталь
У1	Докум. - 2 лист 3	Усиление плит	512	3,08	
У2	Докум. - 4 лист 2	Усиление плит	40	0,55	

Усиливаемый каркас приведен на докум. - 1

Изм.	Кол.уч.	Лист	N док.	Подпись	Дата
Гл. инж. пр.		Кутырина			
Разработал		Рутковская			
Проверил		Кутырина			
Н. контр.		Кутырина			

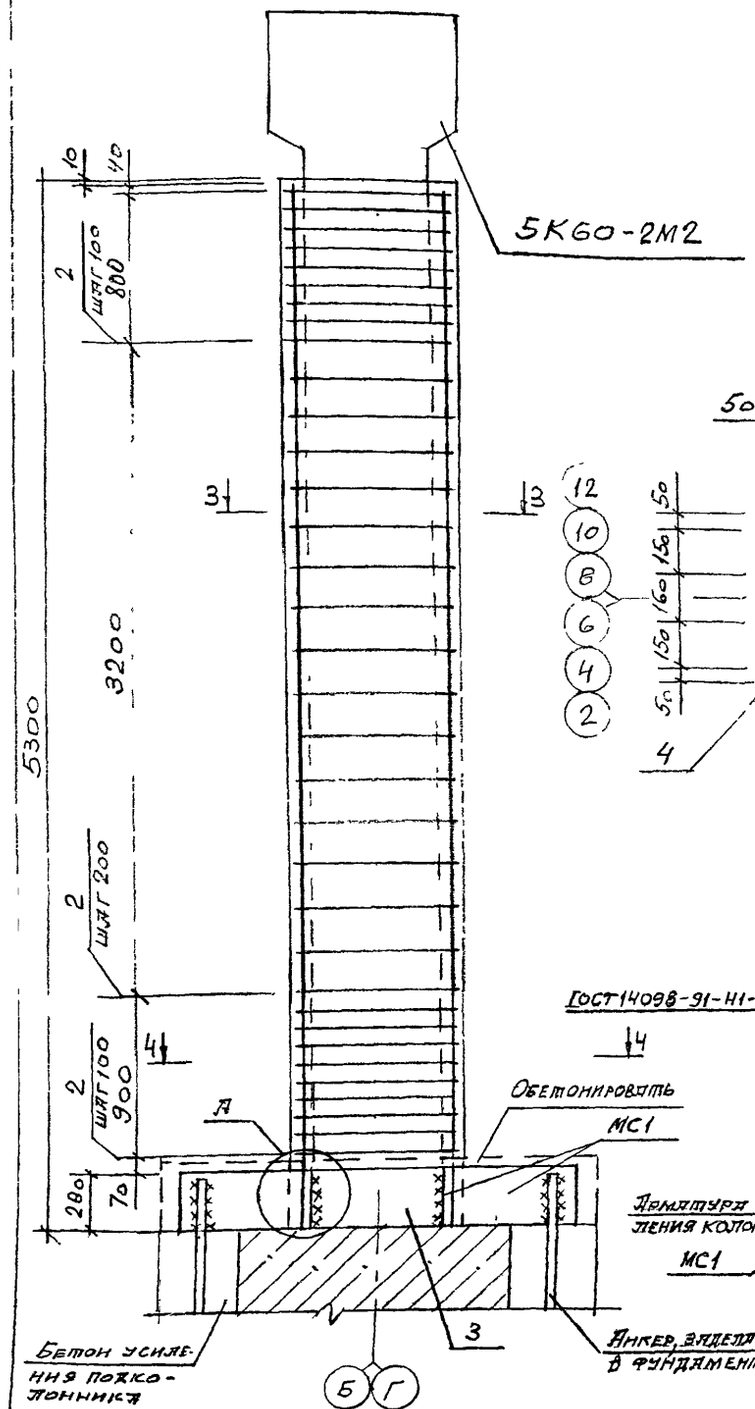
М33/96с-2

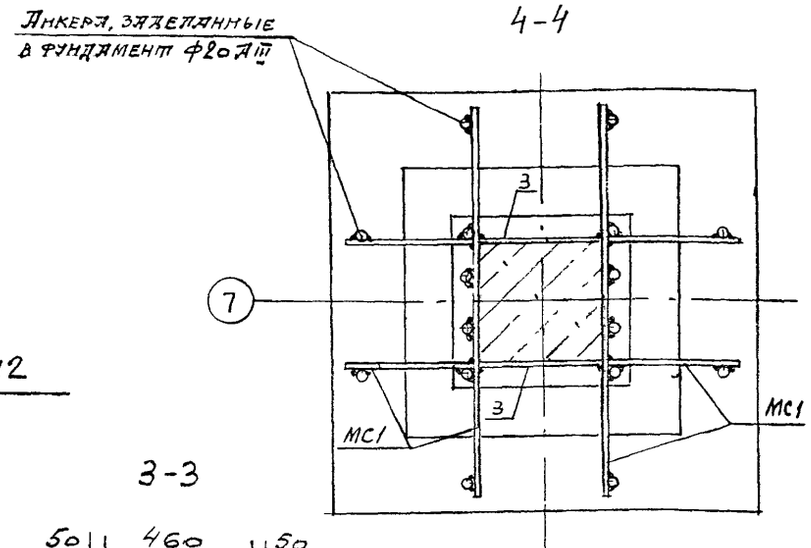
Каркас здания без опорных кранов при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов

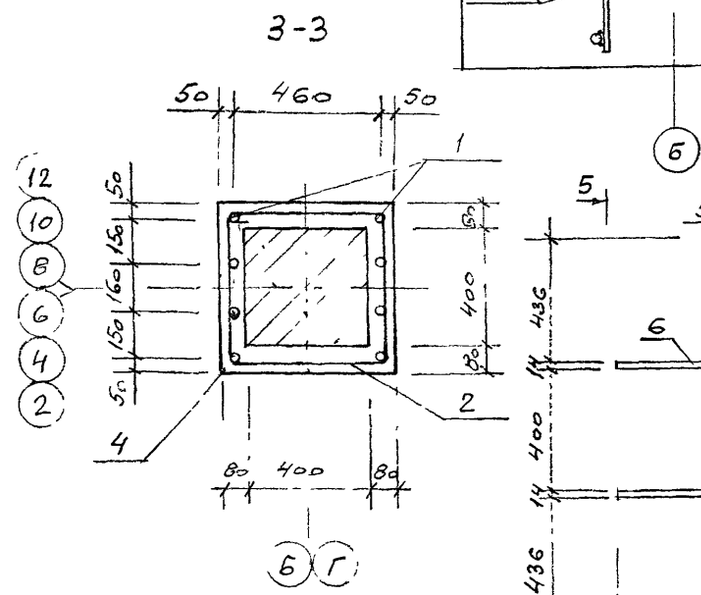
Стадия	Лист	Листов
Р	1	3

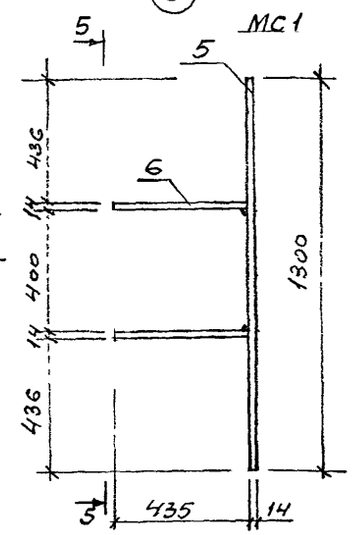
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

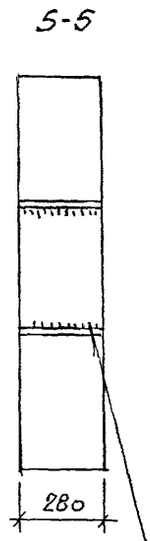
КУ2





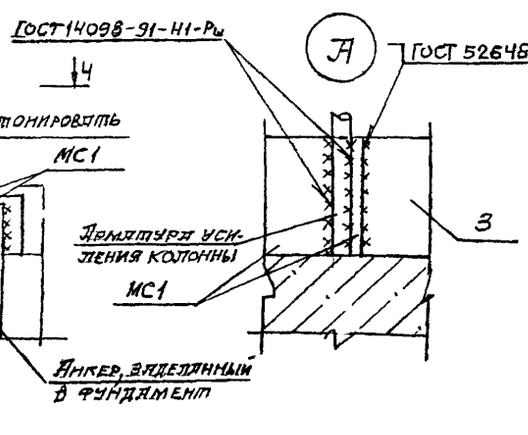






ГОСТ 14098-91-Н1-Рш

ГОСТ 526480-Т1-Б8-280



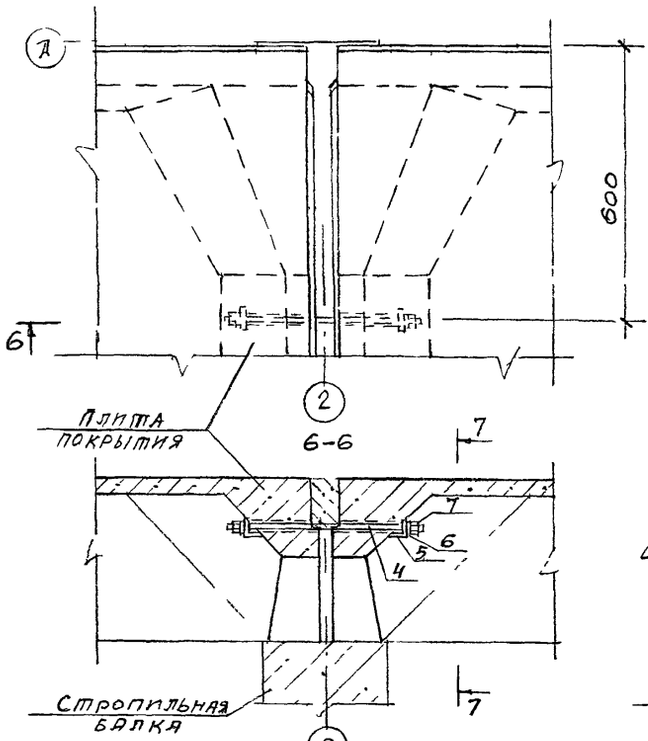
Марка изделия	Поз., дет.	Наименование	Кол.	Масса 1 детали, кг	Масса изделия, кг
КУ2	1	ф28 AIII, ℓ=5290	8	25,6	378,0
	2	ф6 AI, ℓ=2000	34	0,44	
	3	Лист $\frac{280\times14\ ГОСТ\ 19903-74}{С345-3\ ГОСТ\ 27772-88}$, ℓ=400	2	12,3	
	МС1		2	66,8	
	4	Бетон класса В20, м³	0,81		

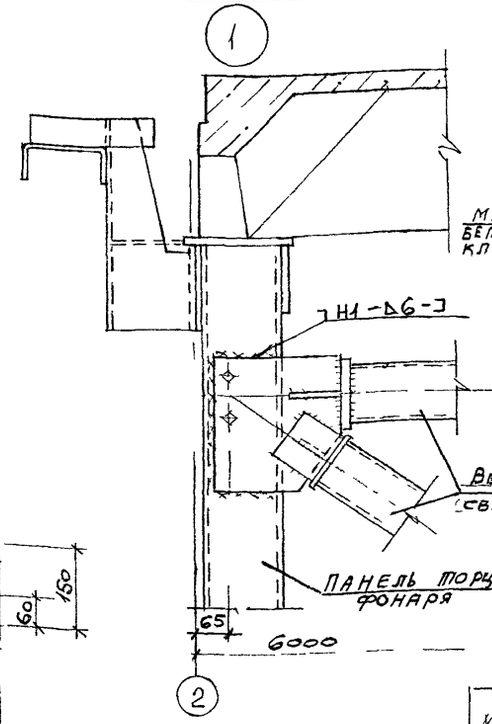
Марка изделия	Поз.	Наименование	Кол.	Масса 1 детали, кг	Масса изделия, кг
МС1	5	Лист $\frac{280\times14\ ГОСТ\ 19903-74}{С345-3\ ГОСТ\ 27772-88}$			66,8
		ℓ=1300	1	40,0	
	6	Лист $\frac{280\times14\ ГОСТ\ 19903-74}{С345-3\ ГОСТ\ 27772-88}$			
		ℓ=435	2	13,4	

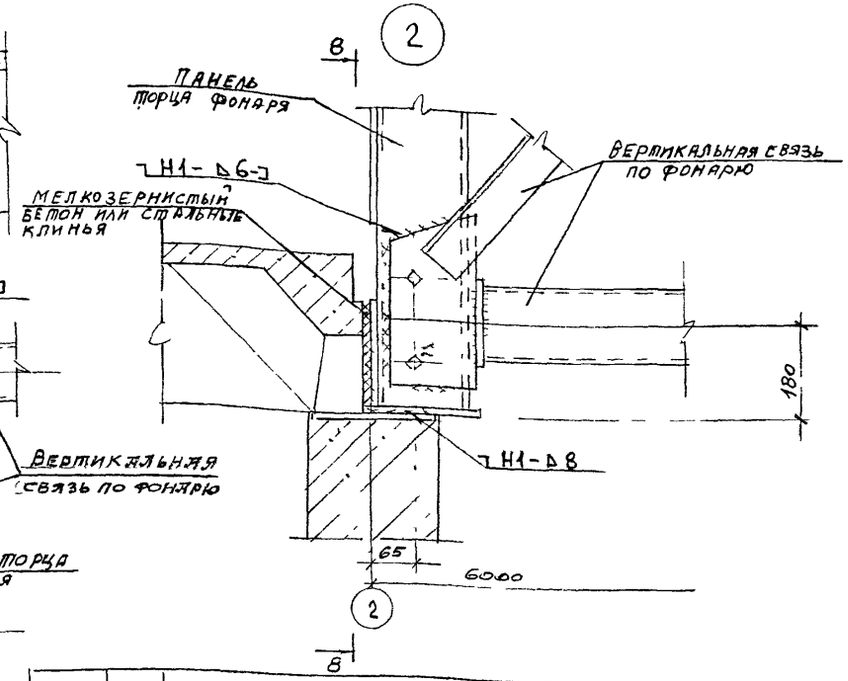
Соединительные элементы МС1 установить на подколонник, приварить к ним поз. 3 и после этого установить арматуру усиления колонны и приварить ее к МС1.

Изм.	Кол.уч.	Лист	N док.	Подпись	Дата	М33/96с-2	Лист 2

У1





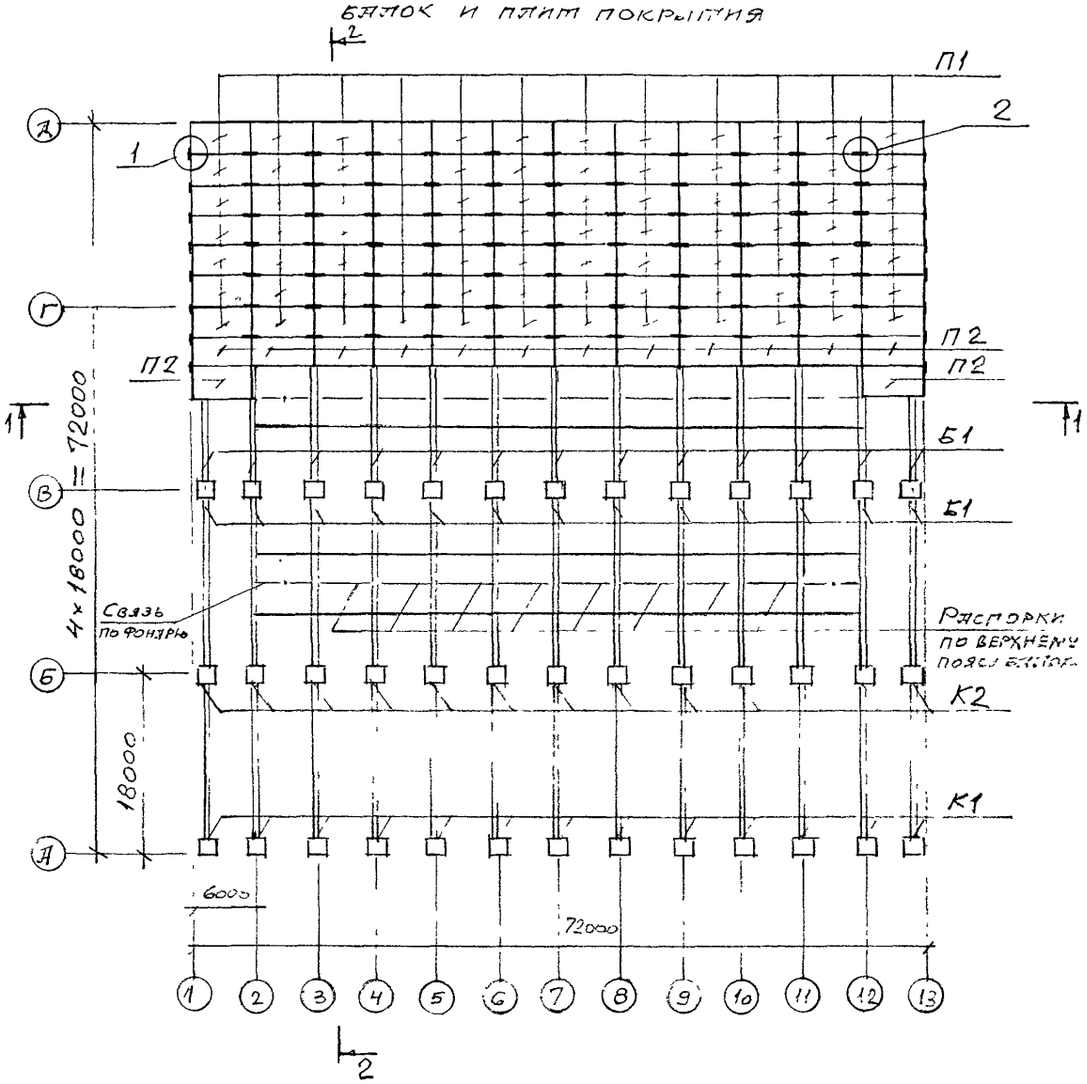


Марка изделия	Поз	Наименование	Кол.	Масса 1 шт., кг	Масса изделия, кг
У1	4	Шпилька Ф16А1, ℓ=380	1	0,6	3,08
	5	Уголок 100×63×10 ГОСТ8510-72 / С245 ГОСТ27772-88			
		ℓ=100	2	1,2	
	6	Шайба пружинная 16			
		ГОСТ6402-70	2	0,008	
	7	Гайка 16 ГОСТ5915-70*	2	0,033	

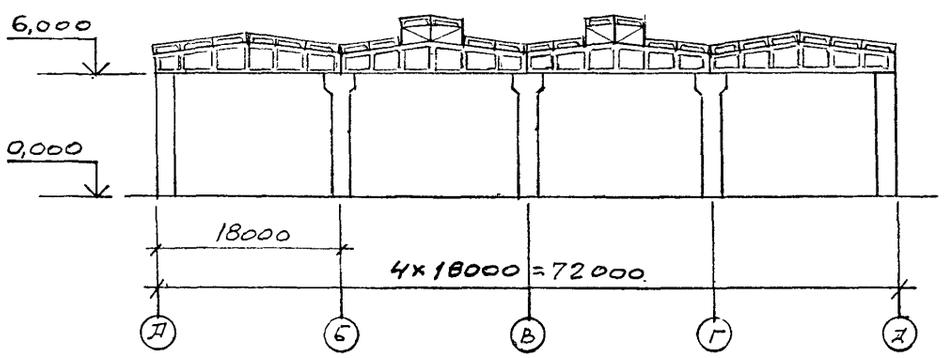
1. В уголке поз. 5 укоротить длинную полку до 70 мм, обрезав её под углом 45°.
2. Узлы 1 и 2 разработаны применительно к конструкциям фонарей серии 1.464-11/82, выпуск 2
3. В местах примыкания вертикальных связей по фонарю к панели торца и к фонарной ферме пояса вертикальных связей должны быть прикреплены монтажной сваркой. Башмак вертикальной стойки панели торца в месте примыкания вертикальных связей по фонарю также должен быть прикреплен монтажной сваркой, а зазор между башмаком и примыкающими торцами плит должен быть тщательно заделан мелкозернистым бетоном либо с помощью стальных клиньев.
4. Отверстие в У1 под шпильку Ф16 диаметром 19 мм.

Изм.	Кол.уч.	Лист	N док.	Подпись	Дата	М33/96с-2	Лист 3

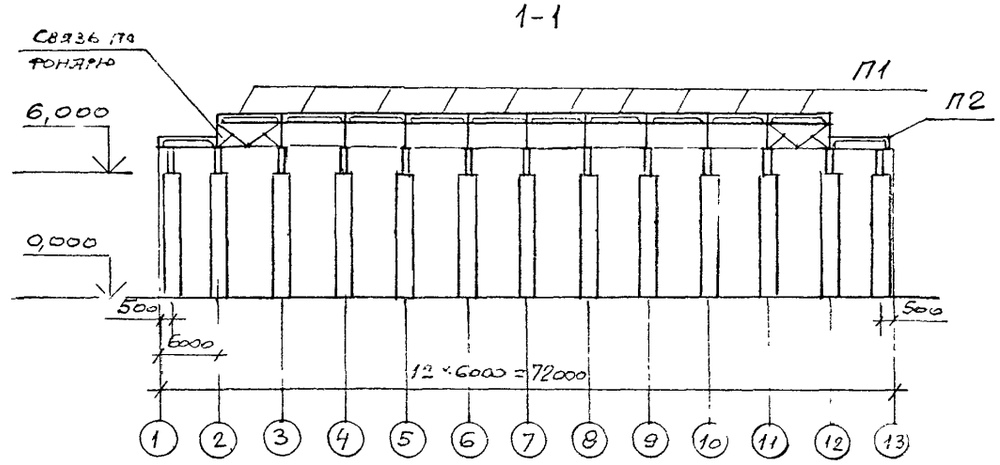
Схема расположения колонн, стропильных балок и плит покрытия

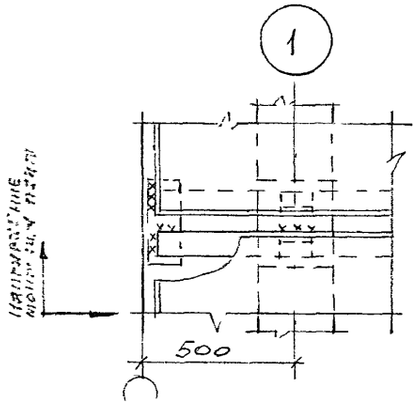


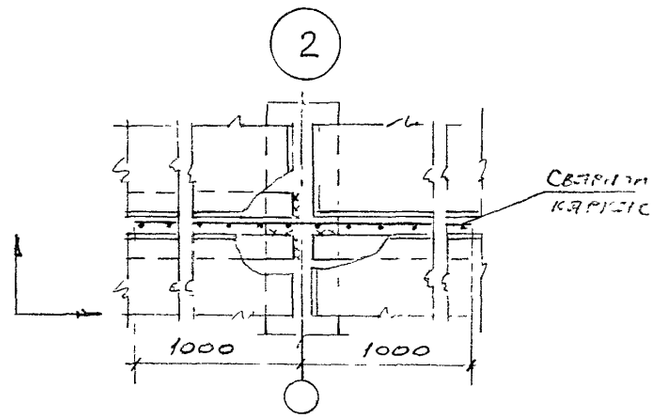
2-2



1-1







Спецификация к схеме расположения колонн, стропильных балок и плит покрытия

Марка позиция	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
К1	1.423.1-3/88	Колонна 1К60-4М2	26		
К2		Колонна 5К60-5М2	39		
Б1	1.462.1-3/80	Балка 2БДР18-5	52		
П1	ГОСТ 22701.0-77 ГОСТ 22701.1-77 ГОСТ 22701.5-77	Плита ПГ-3АIIIВТ	232		
П2		Плита ПГ-5АIIIВТ	56		

Колонны торцового фахверка условно не показаны

Изм.	Кол.уч.	Лист	N док.	Подпись	Дата	М33/96с-3			
Гл.инж.пр.		Купырина				Каркас здания без опорных кранов с расчетной сейсмичностью 7 баллов	Стадия	Лист	Листов
Разработал		Рутковская					Р		1
Проверил		Купырина					ЦНИИПРОМЗДАНИЙ		
Н. контр.		Купырина							

Схема расположения усиливаемых колонн и усиления узлов опирания стропильной конструкции на колонну

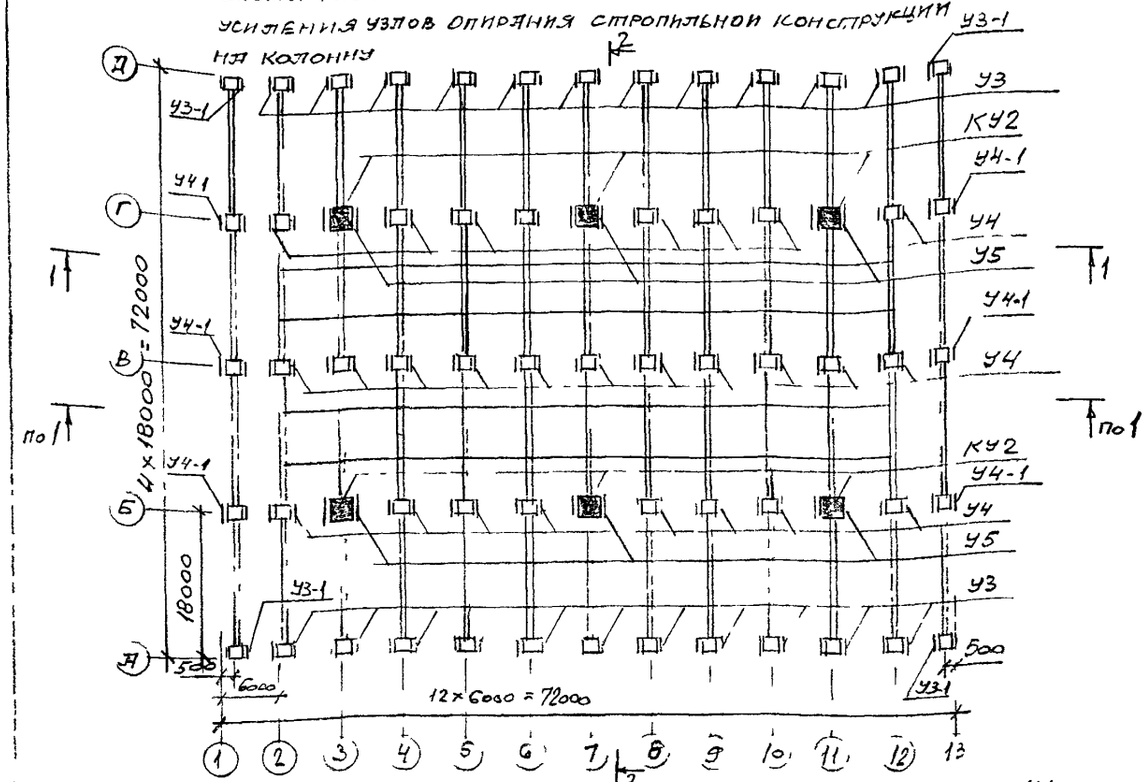
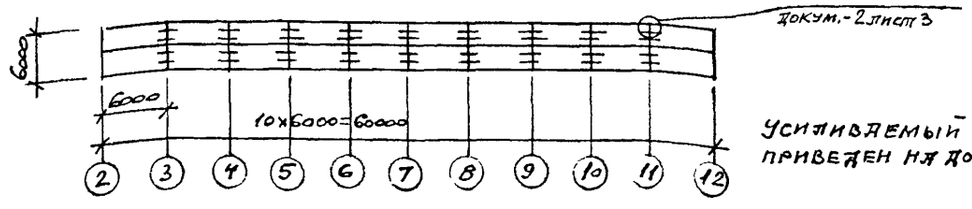


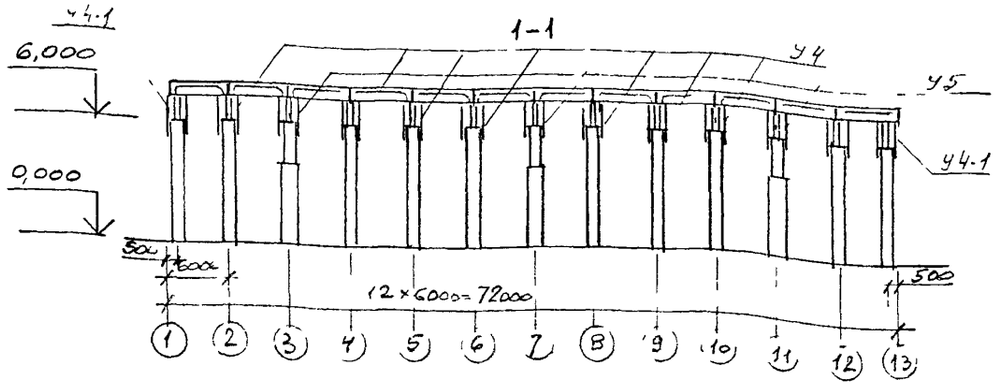
Схема расположения усиления плит, установленных по стропильным конструкциям

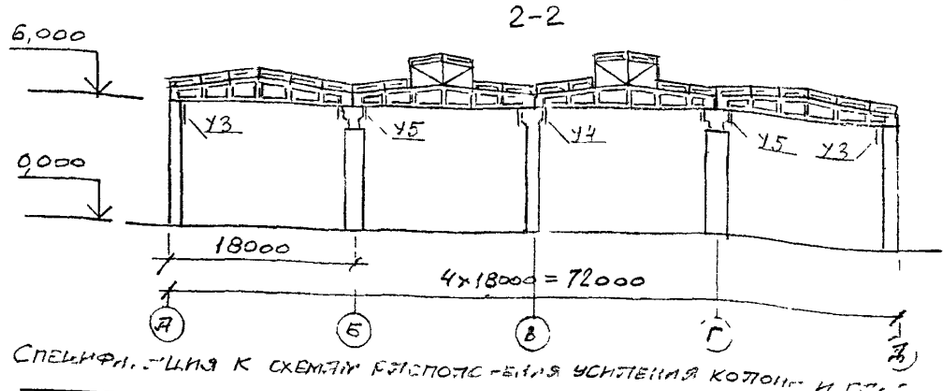


Схема расположения усиления плит, установленных по фонарям У1



Усиливаемый каркас приведен на докум.-3





Спецификация к схемам расположения усиления колонн и плит

Марка позиция	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
КУ2	докум.-4 лист	Стальная обойма	6	534,3	
У1	докум-2 лист 3	Усиление плит	512	3,08	
У2	докум-4 лист 2		40	0,55	
У3	докум.-4 лист 3	Усиление узла опирания стропильных балок на колонны	22	38,2	
У3-1			4	29,8	
У4	докум.-4 лист 3		27	77,2	
У4-1			6	75,3	
У5	докум.-4 лист 4		6	144,8	

В местах примыкания вертикальных связей по фонарю к панели торца и к фонарной ферме пояса вертикальных связей должны быть прикреплены монтажной сваркой. Башмак вертикальной стойки панели торца в месте примыкания вертикальных связей по фонарю также должен быть прикреплен монтажной сваркой, а зазор между башмаком и примыкающими торцами плит должен быть тщательно заделан мелкозернистым бетоном, либо с помощью стальных клиньев (см. узлы 1 и 2 на листе 3 докум.-2)

Изм.	Кол.уч.	Лист	N док.	Подпись	Дата
ГИП	Кутырина				
Разработал	Рутковская				
Проверил	Кутырина				
Н.контр.	Кутырина				

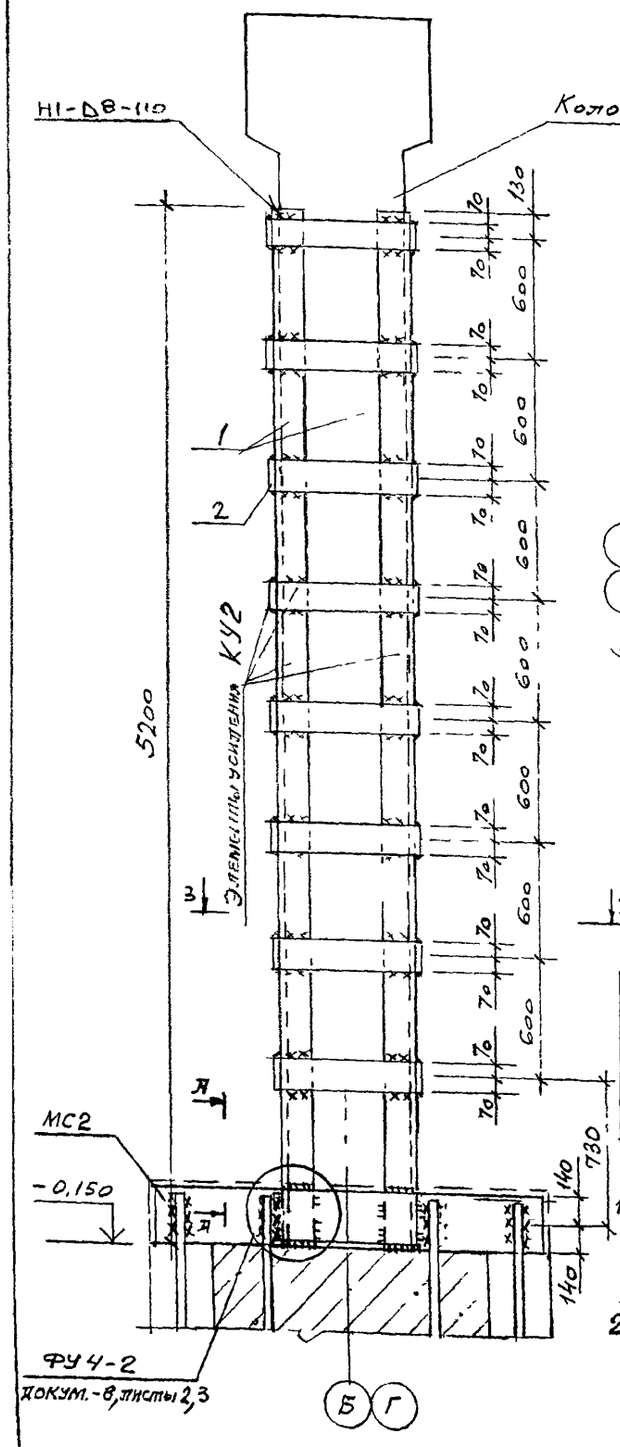
М33/96с-4

Каркас здания без опорных кранов при увеличении расчетной сейсмичности с 7 до 8 баллов

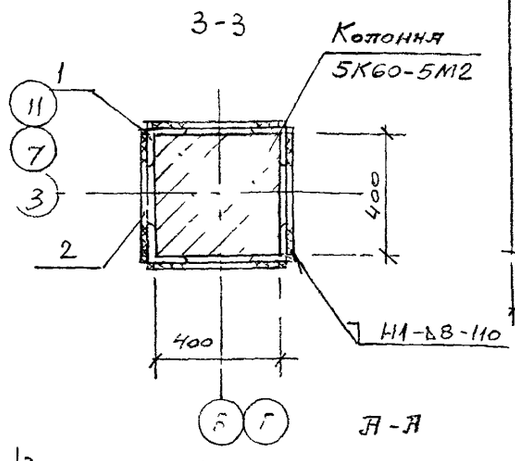
Стадия	Лист	Листов
Р	1	6

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

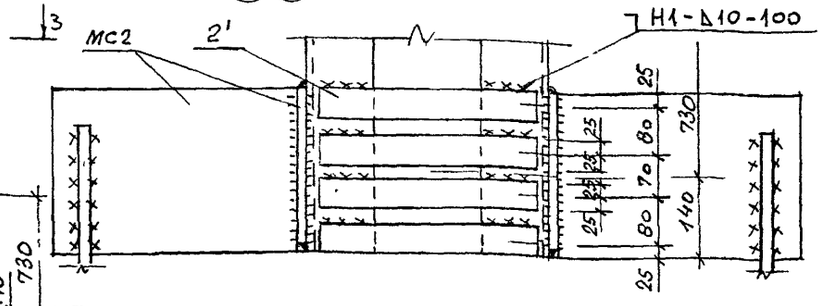
КУ2



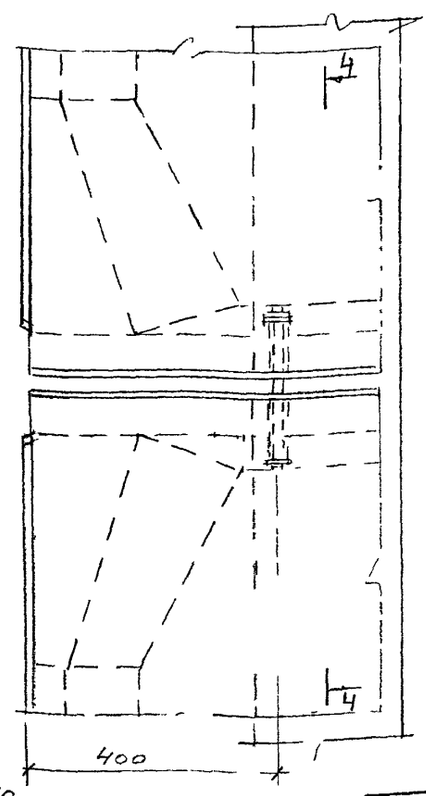
3-3



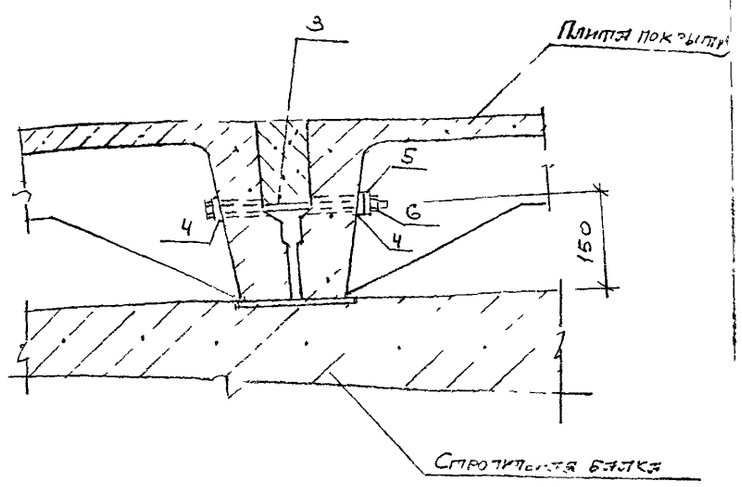
А-А



У2



4-4

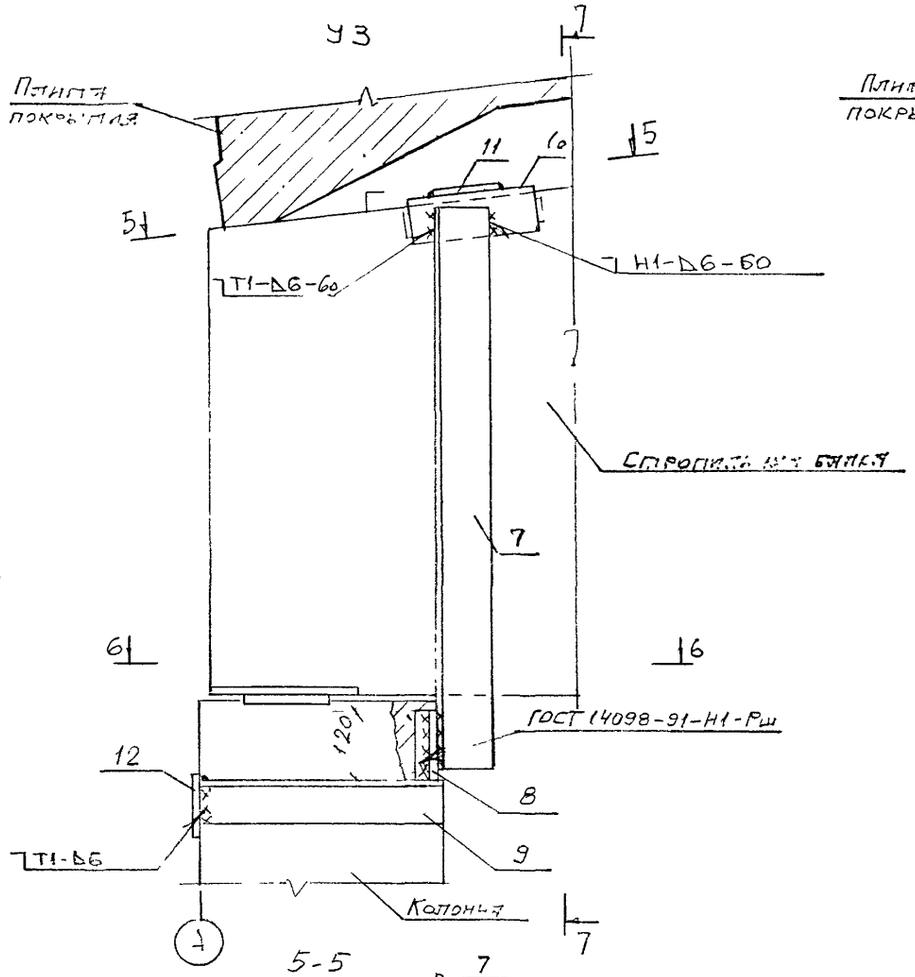


Марка	Поз	Наименование	Кол.	Масса 1 детали кг	Масса изделия кг
КУ2	1	Уголок 110×110×8 ГОСТ 8509-86 / С345 ГОСТ 27772-88 ℓ=5200	4	70,2	534,3
	2	Полоса 140×8 ГОСТ 103-76 / С345 ГОСТ 27772-88 ℓ=420	32	3,7	
	2'	Полоса 50×8 ГОСТ 103-76 / С345 ГОСТ 27772-88 ℓ=335	8	1,24	
	МС2	докум.-8, лист 3	2	62,6	
У2	3	Болт М16-260.46 ГОСТ 7798-70*	1	0,45	0,55
	4	Косая шайба 16 ГОСТ 10906-78*	2	0,030	
	5	Пружинная шайба 16 ГОСТ 6402-70	1	0,008	
	6	Гайка М16 ГОСТ 5915-70*	1	0,033	

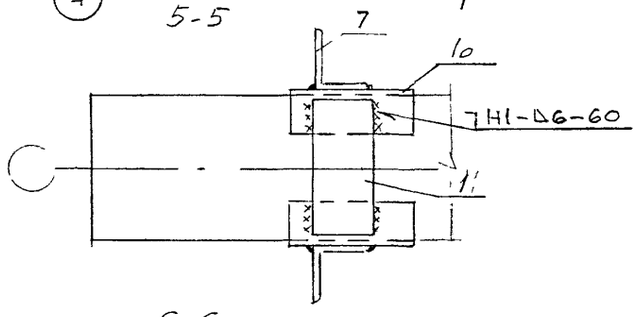
1. Продольные уголки обоймы должны плотно примыкать к бетону усиливаемых колонн путем применения стяжных устройств, зачеканки зазоров либо нагрева соединительных планок в процессе их приварки.
2. Изделие МС2 приваривается к уголкам усиления до их установки швами высотой h_w = 10мм

Отверстие в У2 под болт М16 диаметром 19мм

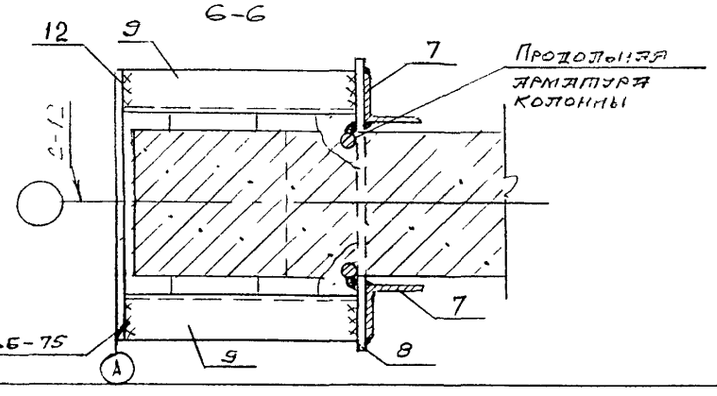
У3



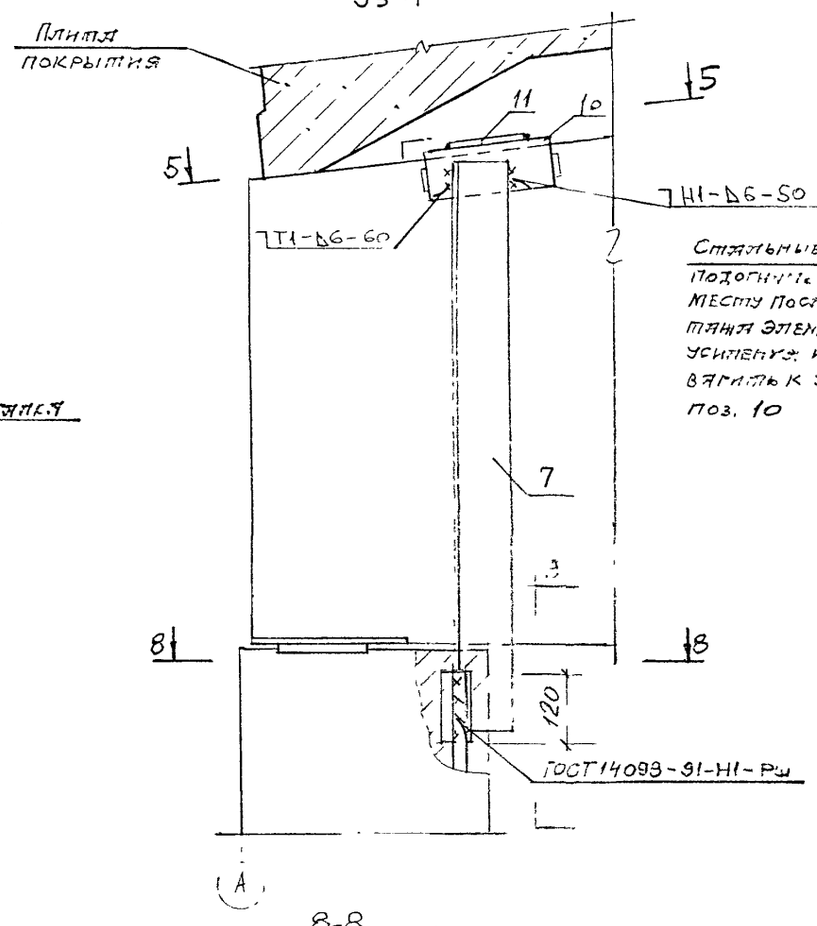
5-5



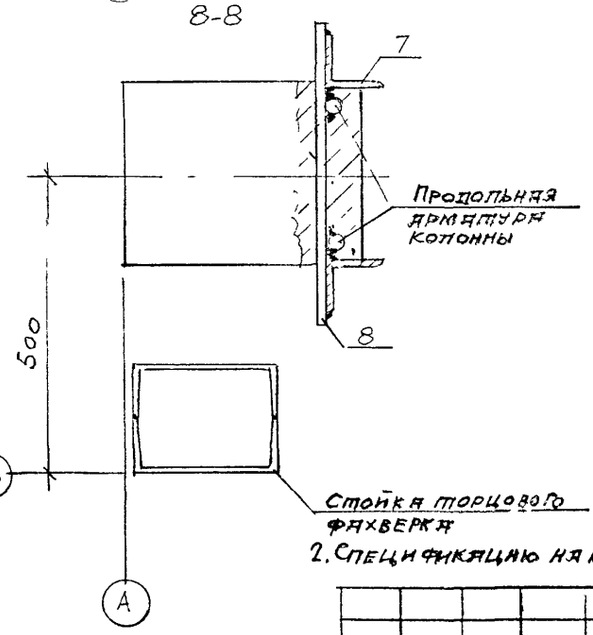
6-6



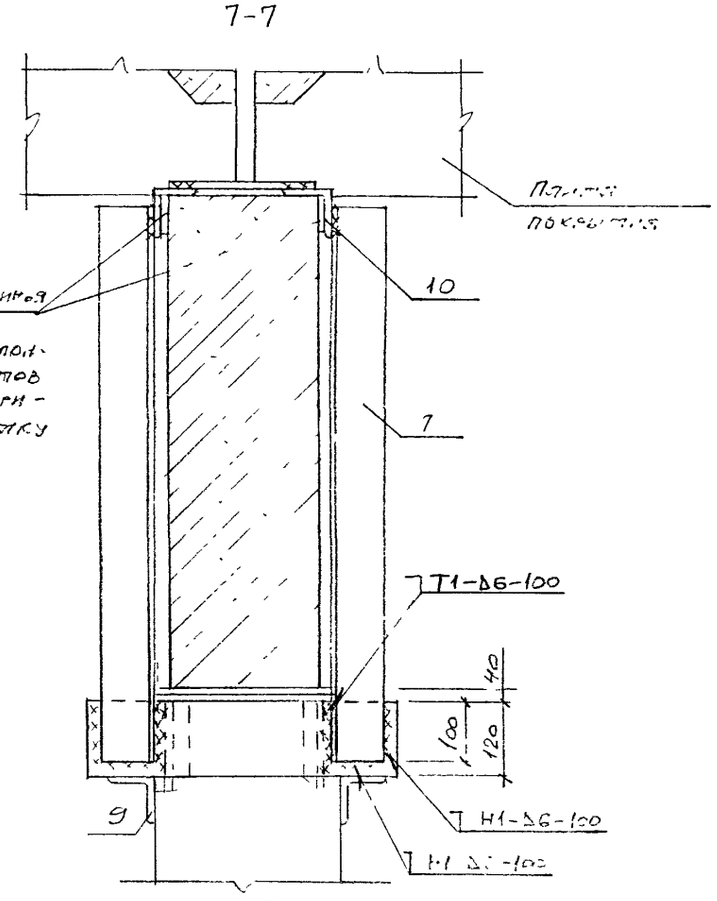
У3-1



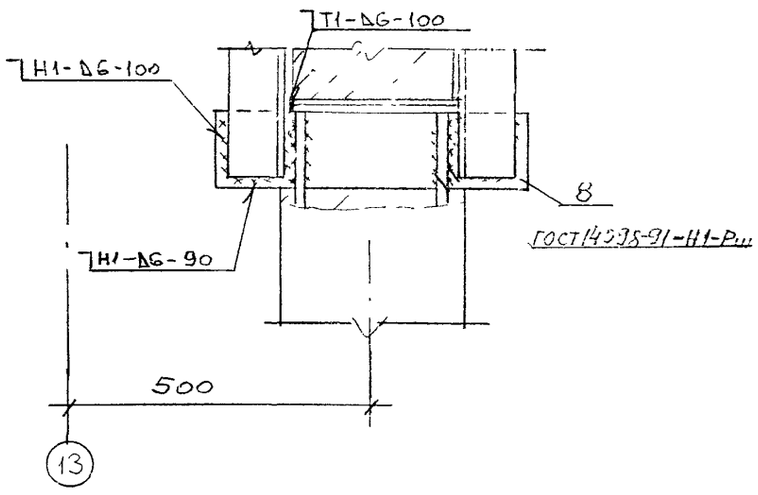
8-8



7-7



9-9



1. Примечания см. на лист 5
2. Спецификацию на конструкции усиления узла опирания балок на колонны см. на листе 6

Изм.	Кол. уч.	Лист	N док.	Подпись	Дата	М33/96с-4	Лист 3

У4

Стальные клинья подогнать по месту после монтажа элементов усиления и приварить к уголку поз. 10

Стропильная балка

Колонна

Т1-Δ6-60

Н1-Δ6-60

Т1-Δ6-120

ГОСТ 14098-91-Н1-Рш

Т1-Δ6-75

11-11

Т1-Δ6-100

Н1-Δ6-100

Н1-Δ6-90

12-12

10-10

УН-1

Плита покрытия

Стальные клинья подогнать по месту после монтажа элементов усиления и приварить к уголку поз. 10

ГОСТ 14098-91-Н1-Рш

Продольная арматура колонны

Стойка торцового фахверка

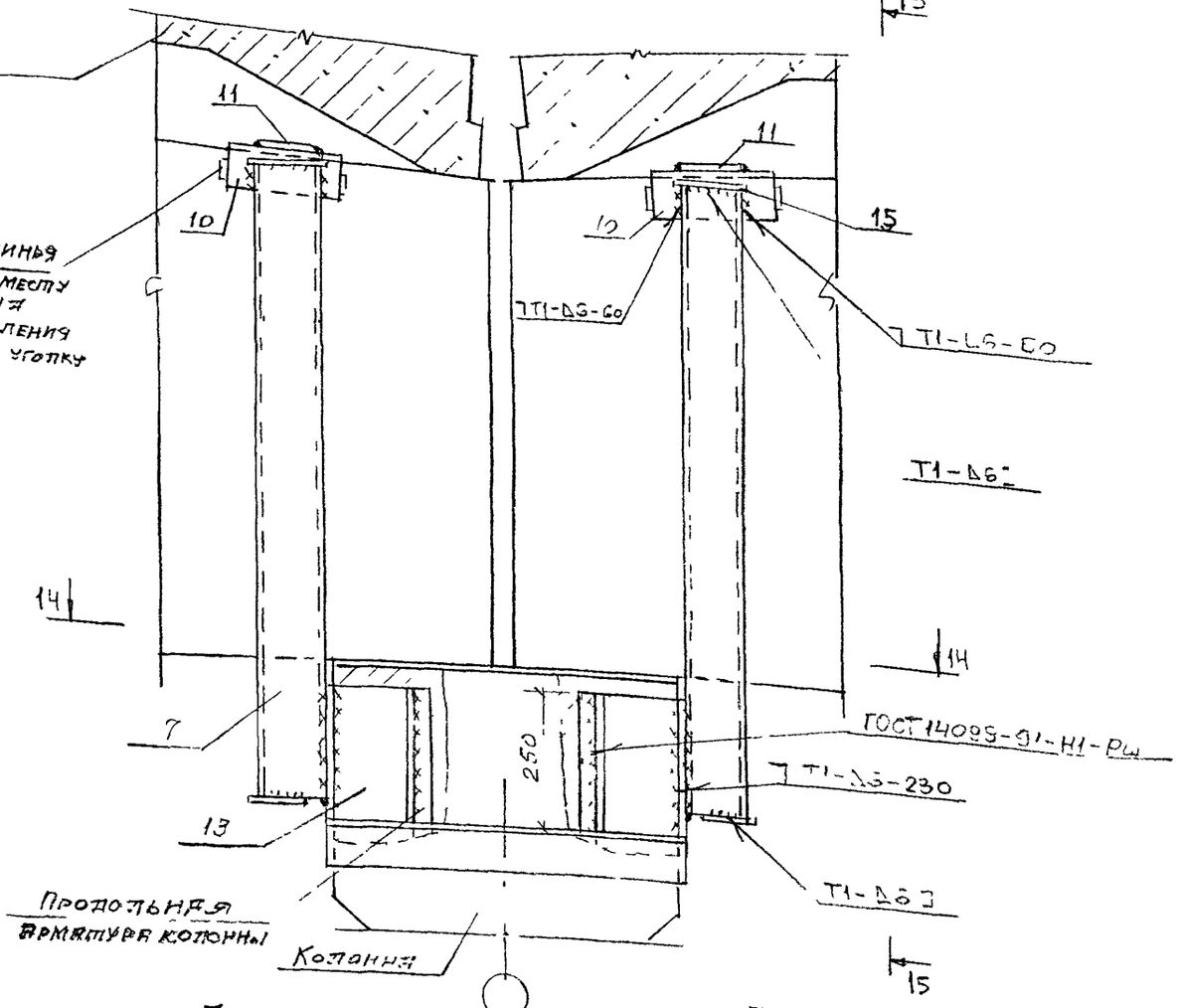
13-13

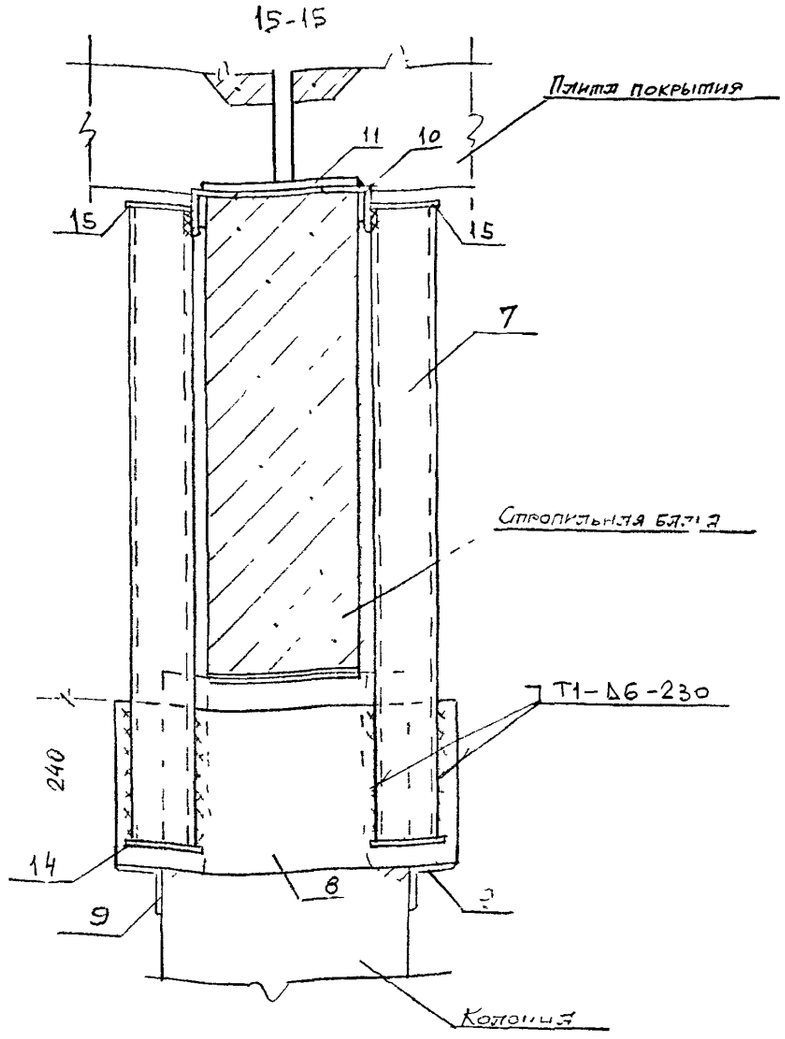
1. Примечания см. на листе 5.
2. Спецификацию на конструкции усиления узла опирания балок на колонны см. на листе 6.
3. Уголок поз. 13 обрезать по размерам, приведенным в сечении 10-10

Изм.	Кол.уч.	Лист	N док.	Подпись	Дата

М33/96с-4

Лист 4





1. Для устройства усиления узла опирания стропильных балок на колонны необходимо обнажить арматуру колонны в верхней части, а после монтажа элементов усиления (поз. 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13) следует восстановить защитный слой бетона колонны.
2. Спецификацию на конструкции усиления узла опирания балок на колонны см. на листе 6.
3. Уголок поз. 13 обрезать по размерам, приведенным в сечении 14-14.

Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подпись	Дата	М33/96с-4	Лист 5

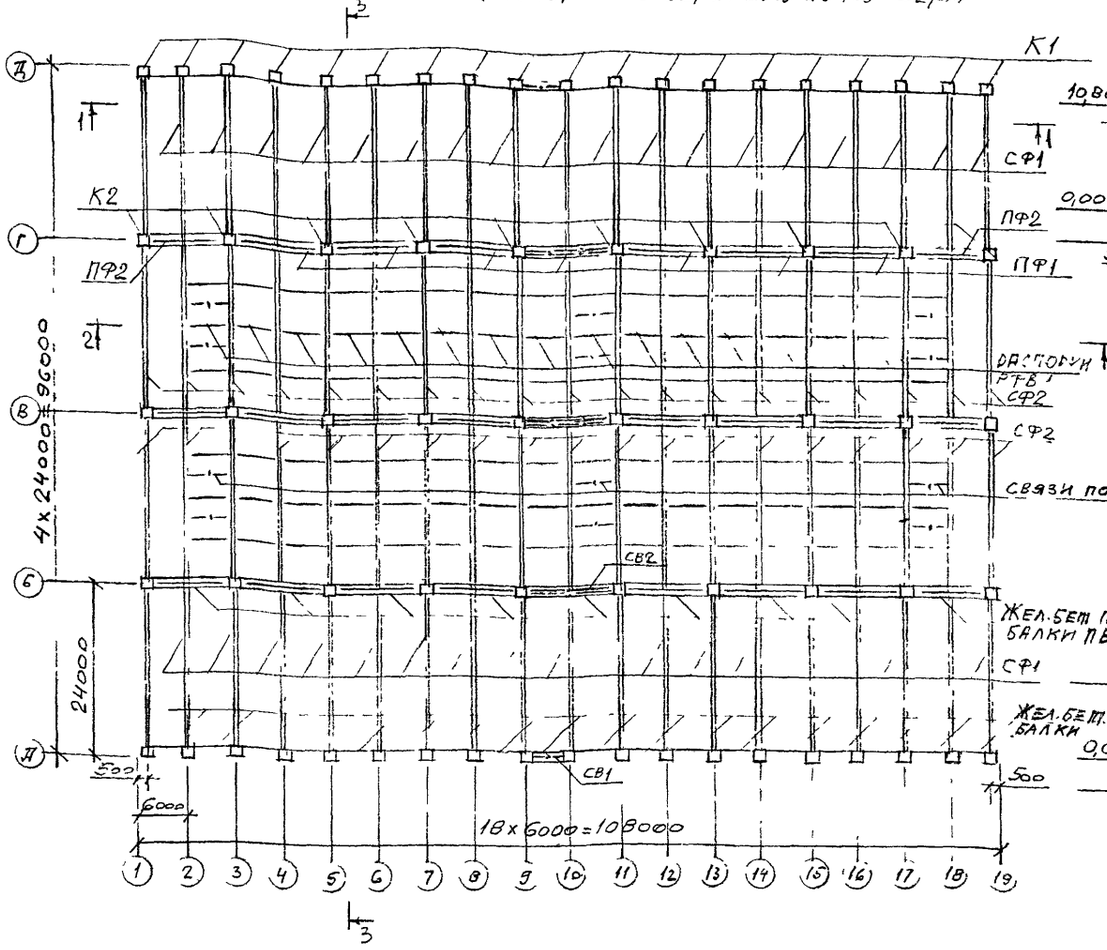
Спецификация на конструкции усиления узла опирания балок на колонны

Марка изделия	Поз.	Наименование	Кол	Масса 1 детали, кг	Масса изделия, кг
У3	7	Уголок $\frac{90\times90\times7\ ГОСТ\ 8509-86}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$			38,2
		ℓ=1070	2	10,3	
	8	Полоса $\frac{120\times10\ ГОСТ\ 103-76*}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$			
		ℓ=480	1	4,5	
	9	Уголок $\frac{75\times75\times6\ ГОСТ\ 8509-86}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$			
		ℓ=400	2	2,8	
	10	Уголок $\frac{75\times75\times6\ ГОСТ\ 8509-86}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$			
		ℓ=200	2	1,4	
	11	Полоса $\frac{100\times8\ ГОСТ\ 103-76*}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$			
		ℓ=300	1	1,9	
	12	Полоса $\frac{100\times8\ ГОСТ\ 103-76*}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$			
		ℓ=450	1	2,8	
У3.1		поз. 7, 8, 10 и 11 см. У3			29,8

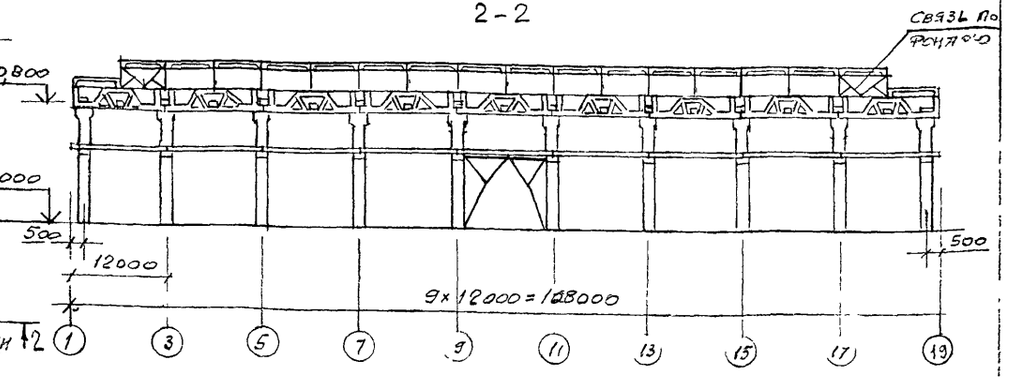
Марка изделия	Поз.	Наименование	Кол	Масса 1 детали, кг	Масса изделия, кг
У4	7	Уголок $\frac{90\times90\times7\ ГОСТ\ 8509-86}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$			77,2
		ℓ=1050	4	10,2	
	8	Полоса $\frac{120\times10\ ГОСТ\ 103-76*}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$			
		ℓ=550	2	5,2	
	9	Уголок $\frac{75\times75\times6\ ГОСТ\ 8509-86}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$			
		ℓ=620	2	4,3	
	10	Уголок $\frac{75\times75\times6\ ГОСТ\ 8509-86}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$			
		ℓ=200	4	1,4	
	11	Полоса $\frac{100\times8\ ГОСТ\ 103-76*}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$			
		ℓ=400	2	2,5	
	13	Уголок $\frac{140\times90\times8\ ГОСТ\ 8510-86}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$			
		ℓ=120	4	1,7	
У4-1		поз. 7, 8, 10 и 11 см. У4			
	9	Уголок $\frac{75\times75\times6\ ГОСТ\ 8509-86}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$			
		ℓ=620	1	4,3	

Марка изделия	Поз.	Наименование	Кол.	Масса 1 детали, кг	Масса изделия, кг
У4-1	9'	Уголок $\frac{75\times75\times6\ ГОСТ\ 8509-86}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$, ℓ=660	1	4,5	75,3
	13	Уголок $\frac{140\times90\times8\ ГОСТ\ 8510\times86}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$			
		ℓ=120	2	1,7	
	14	ϕ32 А-I, ℓ=100	2	0,63	
У5		поз. 9, 10 и 11 см. У4			144,8
	7	Гнутые профили $\frac{120\times120\times5\ ТУ36-2287-80}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$			
		ℓ=1180	4	21,3	
	8	Лист $\frac{250\times10\ ГОСТ\ 19903-74}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$			
		ℓ=550	2	19,8	
	13	Уголок $\frac{140\times90\times8\ ГОСТ\ 8510-86}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$			
		ℓ=250	4	3,5	
	14	Полоса $\frac{110\times5\ ГОСТ\ 103-76*}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$			
		ℓ=130	4	0,6	
	15	Полоса $\frac{120\times5\ ГОСТ\ 103-76*}{С245\ ГОСТ\ 27772-88}$			
		ℓ=130	4	0,6	

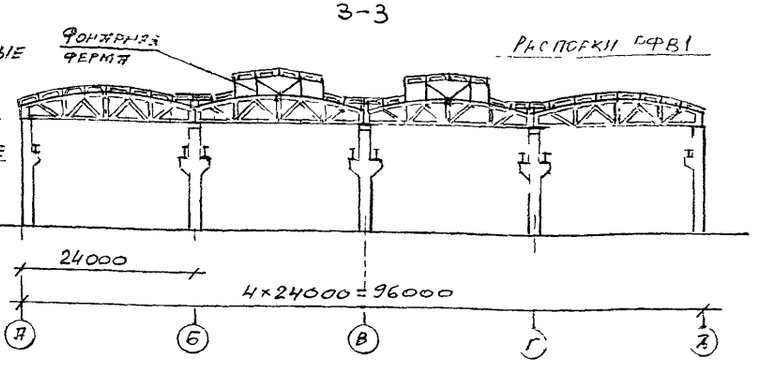
Схема расположения колонн, стропильных и подстропильных ферм, подкрановых балок, связей по колоннам и распорок по верхнему поясу ферм



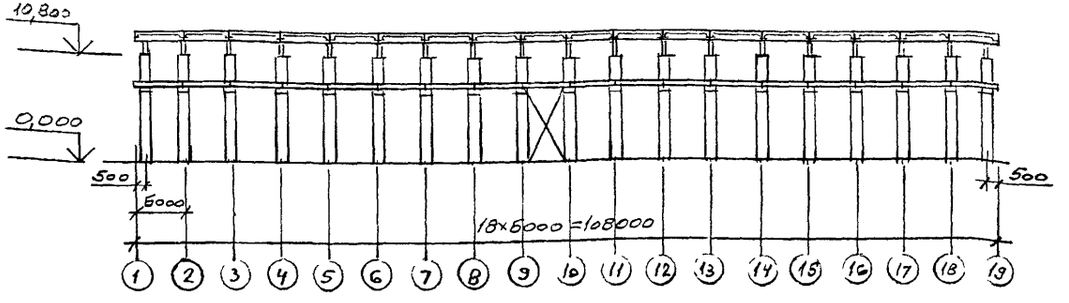
2-2



3-3



1-1



Колонны торцового фахверка условно не показаны

Изм.	Кол.уч.	Лист	N док.	Подпись	Дата			
Гл.инж. пр.		Кутырина						
Разработал		Рупаковская						
Проверил		Кутырина						
Н. контр.		Кутырина						

М33/96с-5

Каркас здания с опорными кранами с расчетной сейсмичностью 6 баллов

Стадия	Лист	Листов
Р	1	2

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

Схема расположения плит покрытия

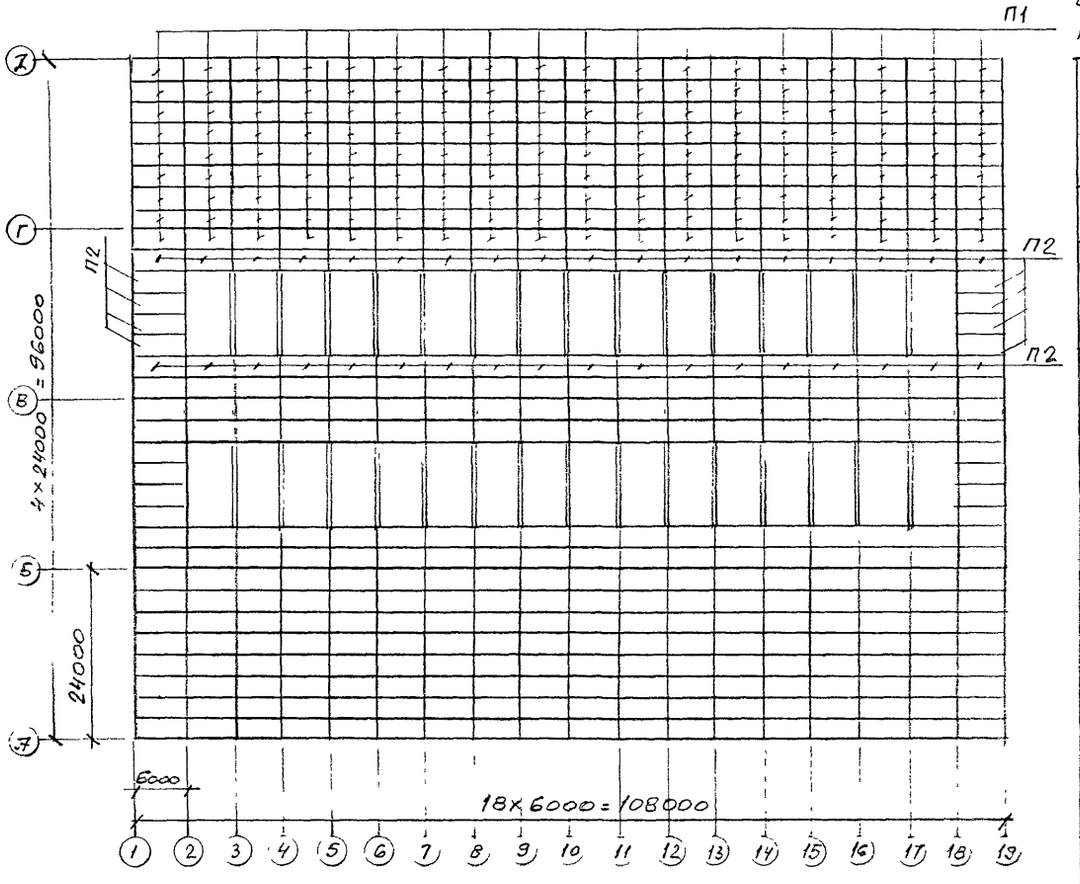
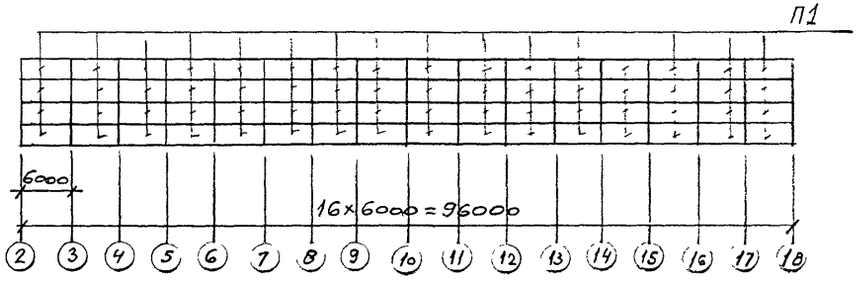


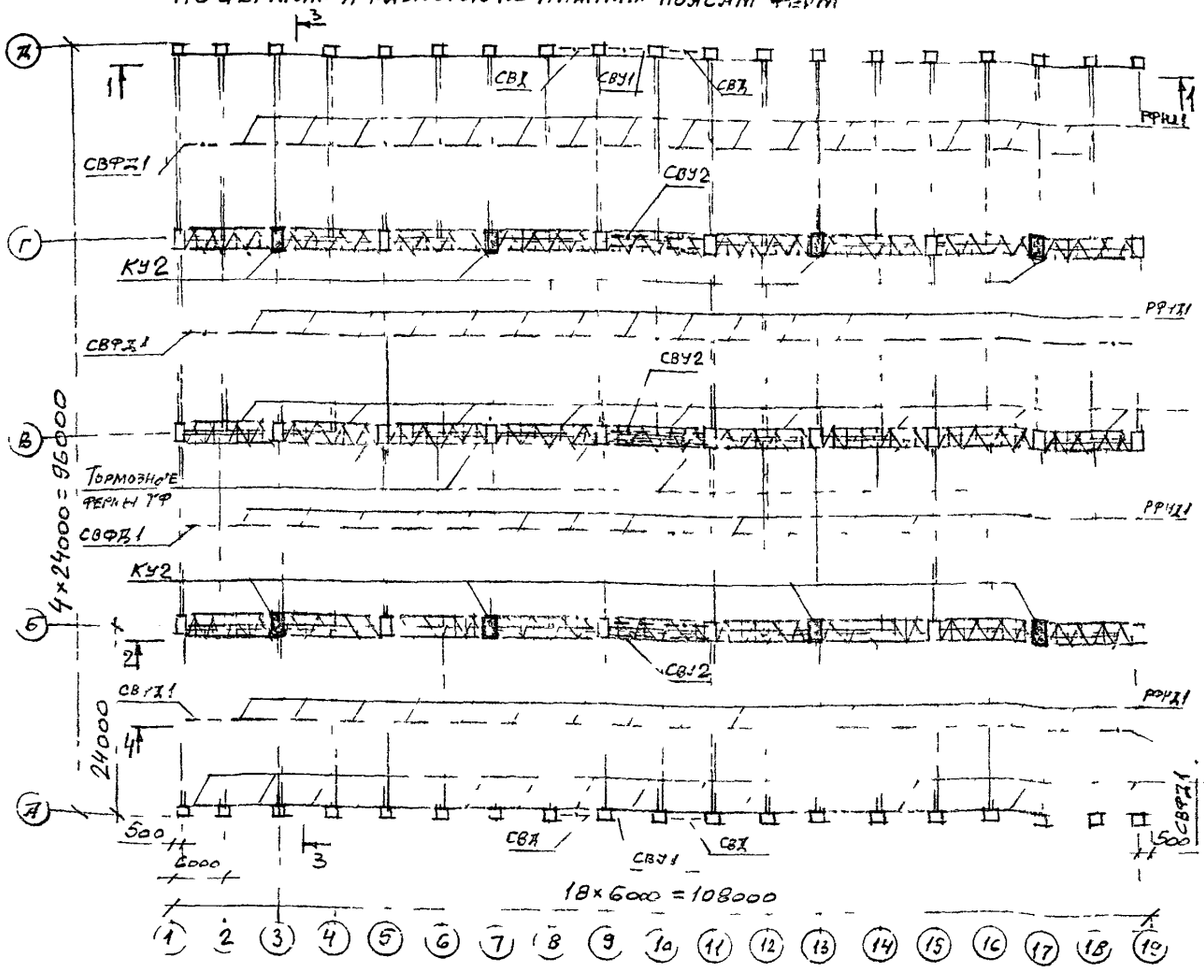
Схема расположения плит по фонарю

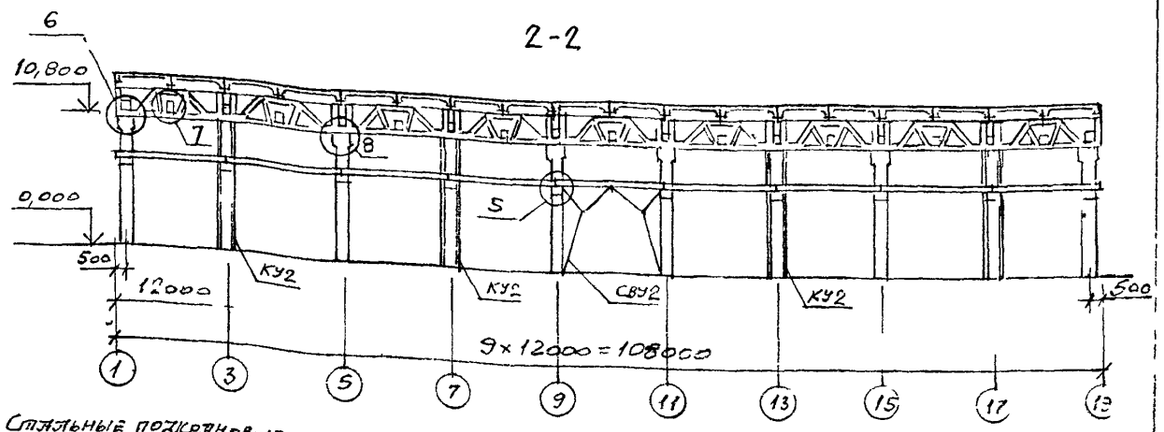


Спецификация к схемам расположения колонн, стропильных и подстропильных ферм, подкрановых балок, связей по колоннам, распорок по верхнему поясу ферм и плит покрытия

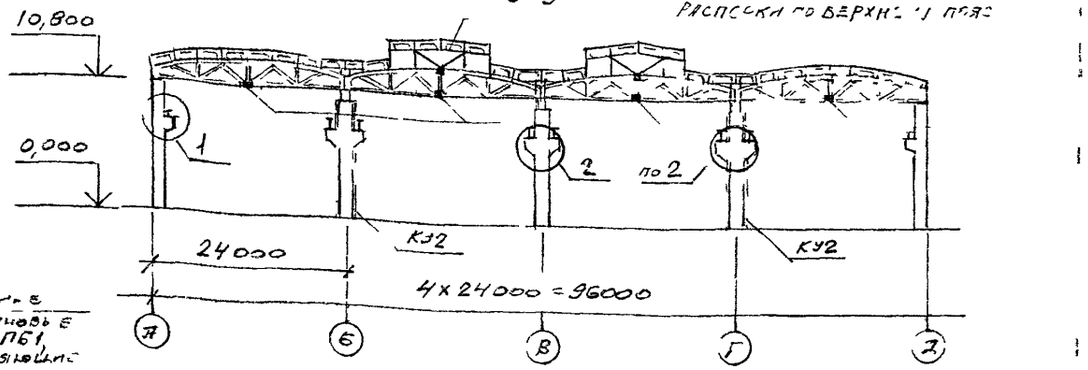
Марка, позиция	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
К1	1.424.1-5.1	Колонна 2К10В-1	38		
К2		Колонна 15К10В-1	30		
ПБ1	1.426.1-4	Железобетонная подкрановая			
		балка БК6-2	36		
ПБ2		Железобетонная подкрановая			
		балка БК12-2	54		
П1	ГОСТ 22701.0-77 22701.1-77 22701.5-77	Плита ПГ-3АIIIвт	432		
П2		Плита ПГ-6АIIIвт	88		
СВ1	1.425.1-5.6	Связь ВС7	2		
СВ2		Связь ВС 7Н	3		
ПФ1	ПК-01-110/88	Подстропильная ферма			
		1ФПС12-2	21		
ПФ2		Подстропильная ферма			
		2ФПС 12-2	6		
СФ1	ПК-01-129/78.4	Стропильная ферма			
		2ФС 24-4/5	38		
СФ2		Стропильная ферма			
		2ФС 24-5/6	38		
РФВ1	ПК-01-129/78.6	Распорка ГС149	32		

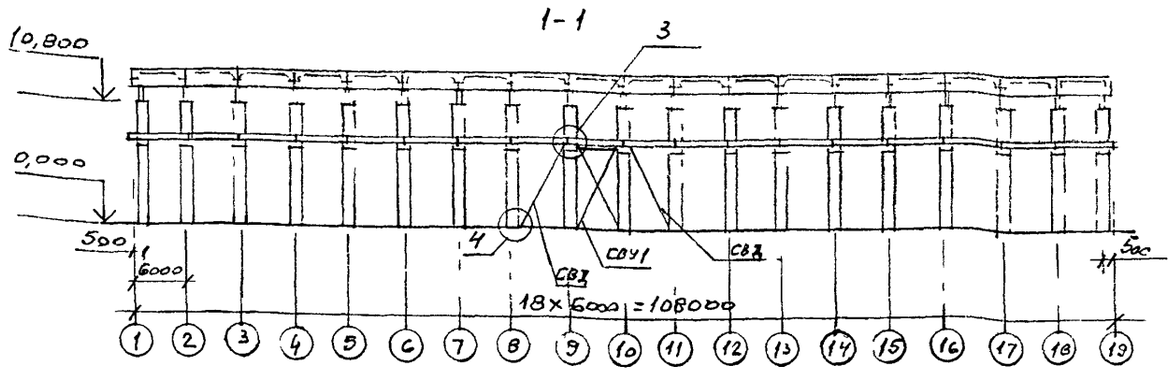
Схема расположения усиленных колонн и связей по колоннам, дополнительных связей по колоннам, заменяющих стальных подкрановых балок и тормозных ферм, дополнительных вертикальных связей по фермам и распорок по нижним поясам ферм

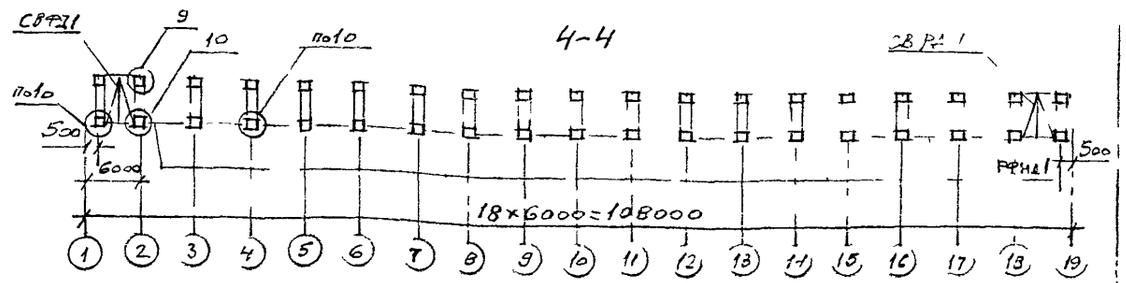




Стальные подкрановые балки ПБ2, заменяющие железобетонные







Усиливаемый каркас приведен на докум. – 5

Изм	Кол.уч	Лист	N док.	Подпись	Дата
Гл.инж.пр		Кутырина			
Разработал		Рутковская			
Проверил		Кутырина			
Н.контр		Кутырина			

М33/96с-6

Каркас здания с опорными кранами при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов

Стадия	Лист	Листов
Р	1	11

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

Схема расположения усиления плит, установленных по стропильным конструкциям

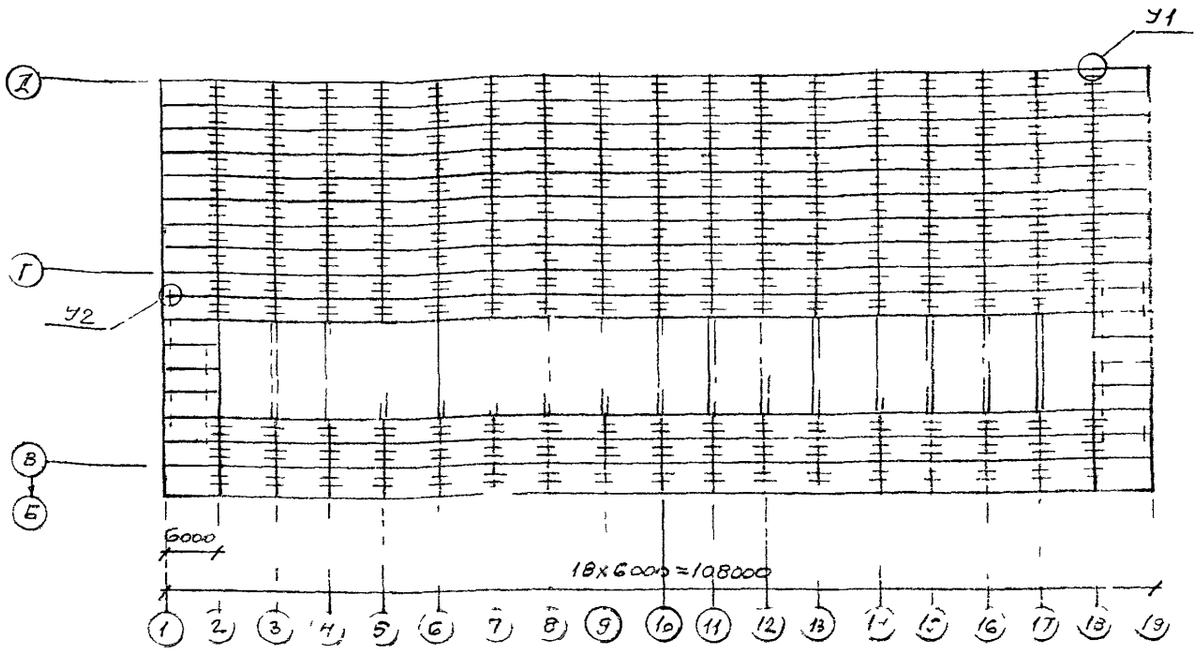
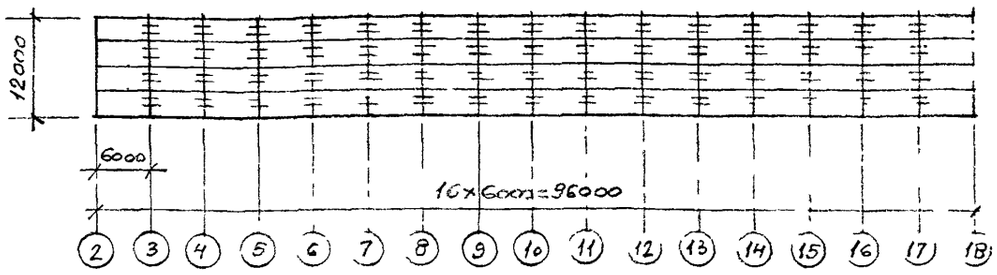


Схема расположения усиления плит, установленных по фонарям

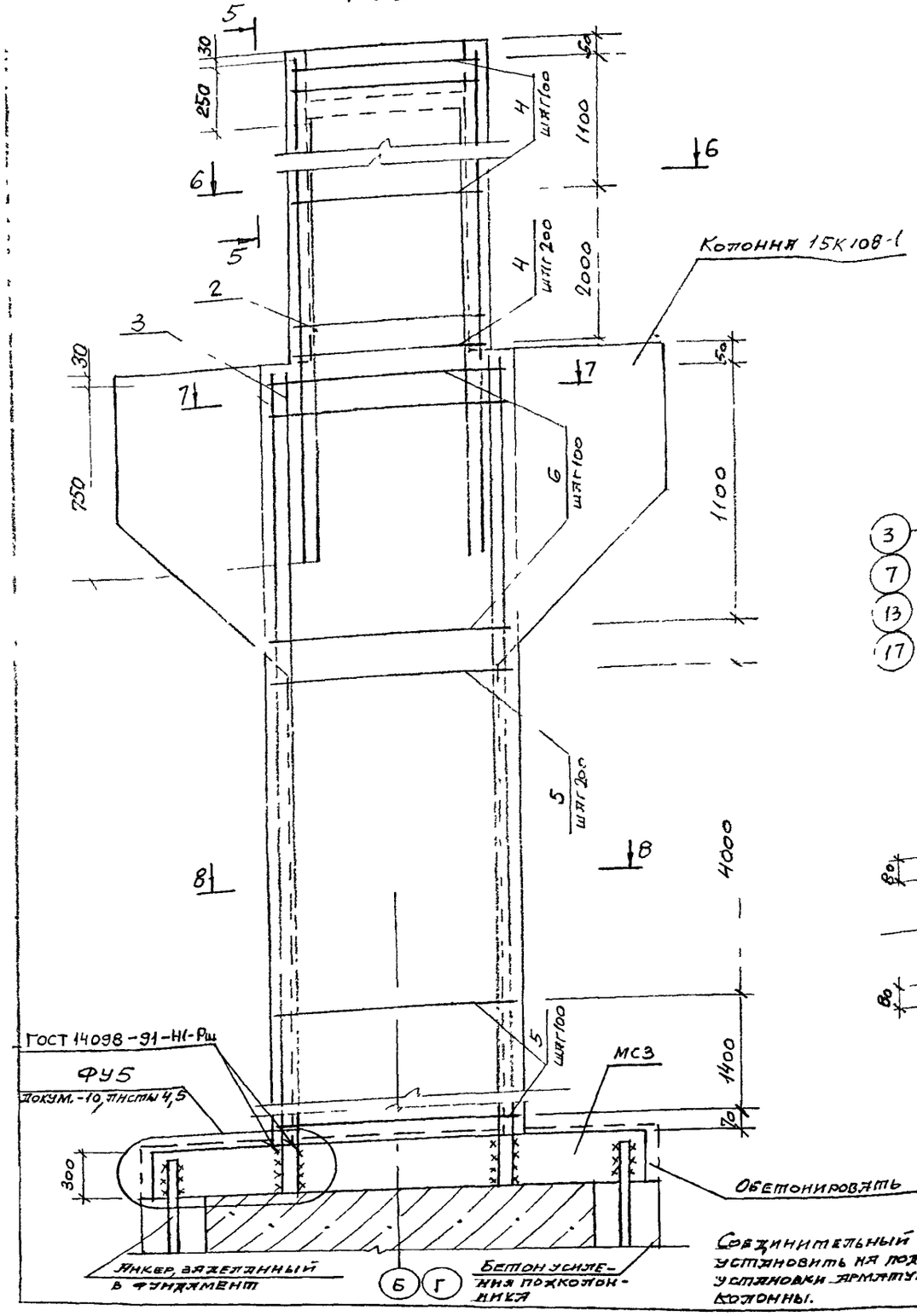


1. Усиления горизонтальных связей по верхнему поясу фонаря условно не показаны. В проекте здания усиление связей должно быть приведено в соответствии с серией 1.464-11/82, выпуск 1.
2. В местах примыкания вертикальных связей по фонарю к панели торцы и к фонарной ферме пояса вертикальных связей должны быть прикреплены монтажной сваркой. Башмак вертикальной стойки панели торцы в месте примыкания вертикальных связей по фонарю также должен быть прикреплен монтажной сваркой, а зазор между башмаком и примыкающими торцами плит должен быть тщательно заделан мелкозернистым бетоном либо с помощью стальных клиньев (см узлы 1 и 2 на листе 3 докум. - 2).

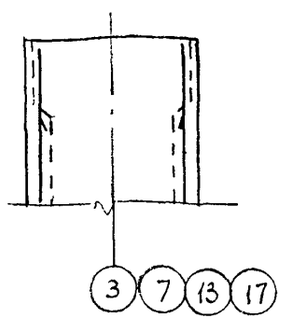
Спецификация к схемам расположения усилений конструкций и узлов

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
КУ2	Докум - 6, лист 3	Усиление колонн железобетонными обоймами	8	531,6	Сталь
ПБ1	1.426.2-7	Стальная подкрановая балка Б6-1-1	36	395,0	
ПБ2		Стальная подкрановая балка Б12-1-1	54	1425,0	
ТФ		Тормозная ферма ТФ12-10	27	345,0	
СВУ1	Докум - 6, лист 10	Усиление связи ВС7 по крайнему ряду колонн	2	591,5	
СВД	Докум - 6, лист 10	Дополнительная связь по крайнему ряду колонн	4	290,1	
СВУ2	Докум. - 6, лист 11	Усиление связи ВС14 по среднему ряду колонн	3	926,4	
СВФД1	1.463.1-16.6	Дополнительная вертикальная связь по середине пролета ферм СВ14о	8	241,2	
РФНД1		Дополнительная распорка по нижнему поясу ферм в середине пролета РС148	64	53,1	
Узел 1	Докум - 6, лист 4	Крепление стальной подкрановой балки к колонне крайнего ряда	38	32,2	
Узел 2	Докум - 6, лист 4	Крепление стальной подкрановой балки к колонне среднего ряда	30	68,9	
Узел 3	Докум - 6, лист 5	Усиление узла крепления связей по крайним рядам колонн	4	17,9	
Узел 4	Докум - 6 лист 5	Крепление дополнительной связи по колоннам	4	116,9	
Узел 5	Докум - 6, лист 6	Усиление узла крепления связей по средним рядам колонн	6	107,6	
Узел 6	Докум - 6, лист 7	Усиление узла опирания стропильных ферм на подстропильные	6	30,5	
Узел 7			27	16,8	
Узел 8			24	8,6	
Узел 9	Докум - 6, лист 8	Крепление дополнительных вертикальных связей и распорок по стропильным фермам в середине пролета	16	63,2	
Узел 10			76	87,4	
У1	Докум. - 2, лист 3	Усиление плит	1056	3,08	
У2	Докум - 4, лист 2	Усиление плит	56	0,55	

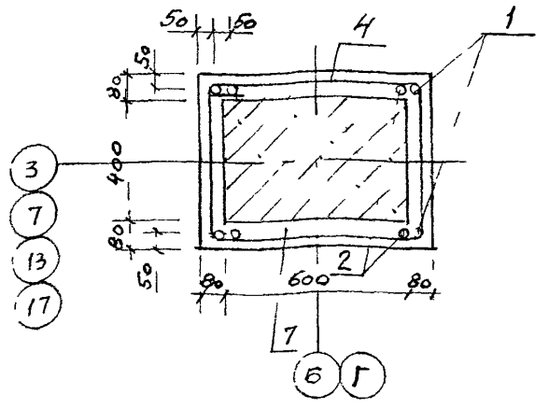
КУ2



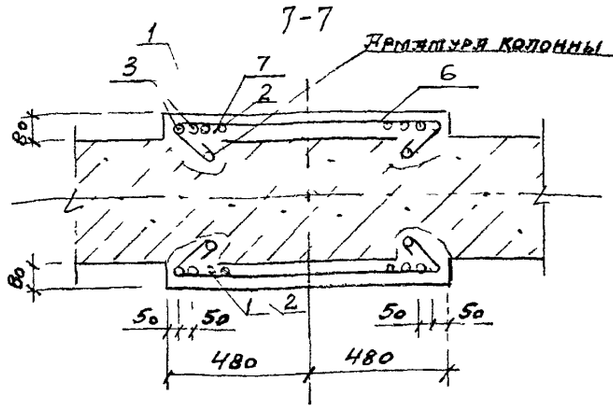
5-5



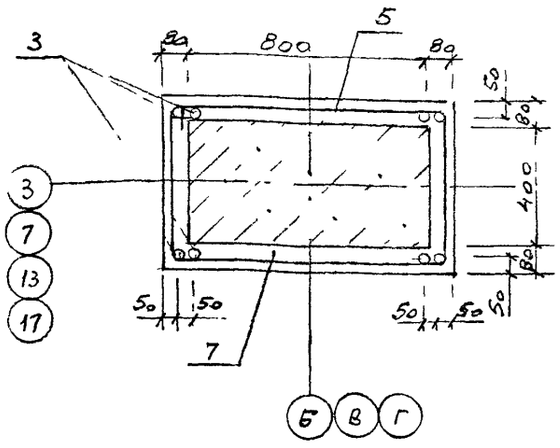
6-6



7-7



8-8

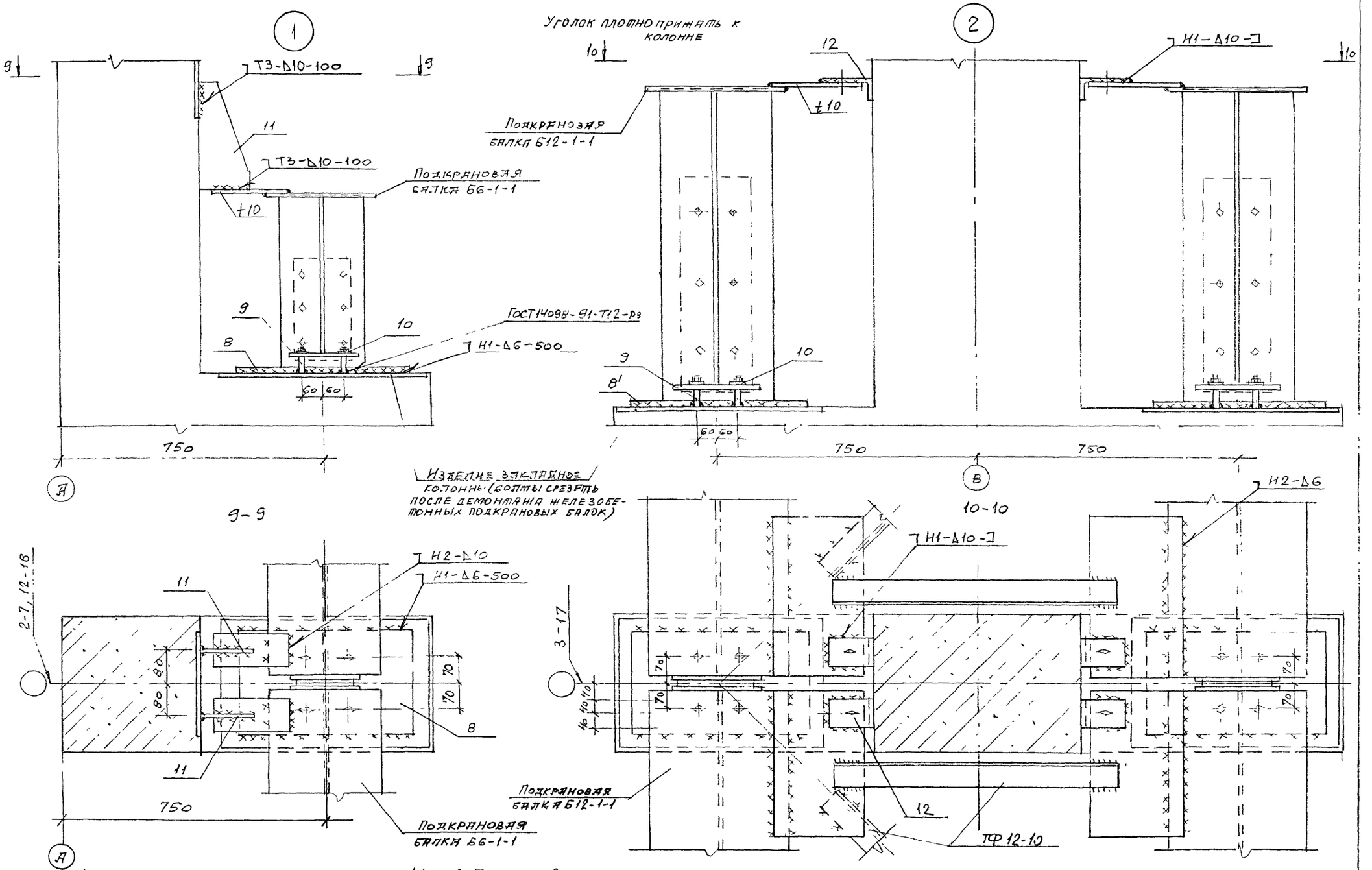


Марка изделия	Поз. дет.	Наименование	Кол.	Масса 1 дет., кг	Масса изделия кг
КУ2	1	ф 25 AIII ℓ=3950	4	15,2	531,6
	2	ф 25 AIII ℓ=3700	4	14,2	
	3	ф 25 AIII ℓ=7020	8	27,0	
	4	ф 8 AI ℓ=2420	22	0,96	
	5	ф 8 AI ℓ=2820	35	1,12	
	6	ф 8 AI ℓ=1320	24	0,52	
	МС3	Докум.-10, лист 5	2	62,6	
	7	Бетон класса В20, м³	2,02		

Соединительный элемент МС3 установить на подколонник до установки арматуры усиления колонны.

Для закрепления продольной арматуры наращивания в пределах консоли необходимо обнатнить продольную арматуру колонны на всю высоту консоли и завести за эту арматуру стержни поз. 6 (см. 7-7)

Изм	Кол.уч	Лист	N док.	Подпись	Дата

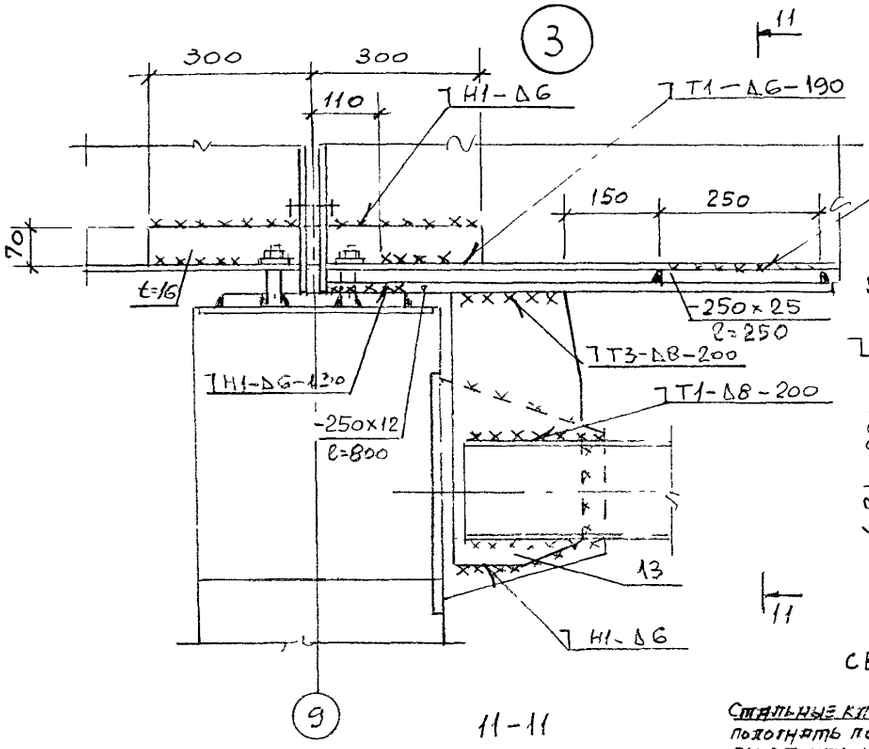


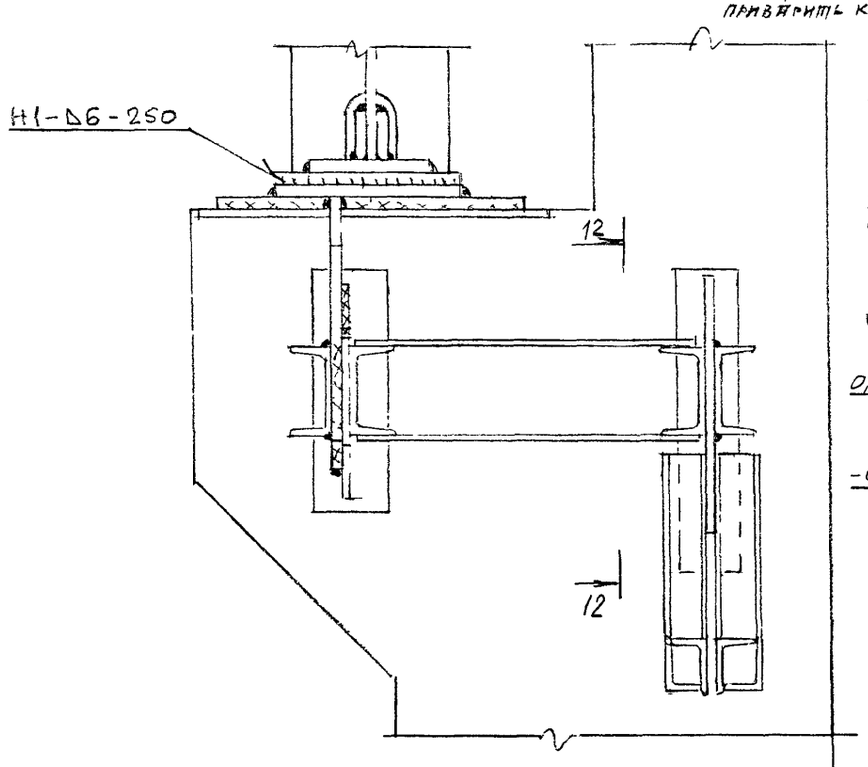
1. Неоговоренные швы принимать по серии 1.426.2-7, выпуск 3.
2. Спецификацию к конструкциям усиления узлов см. лист 9.

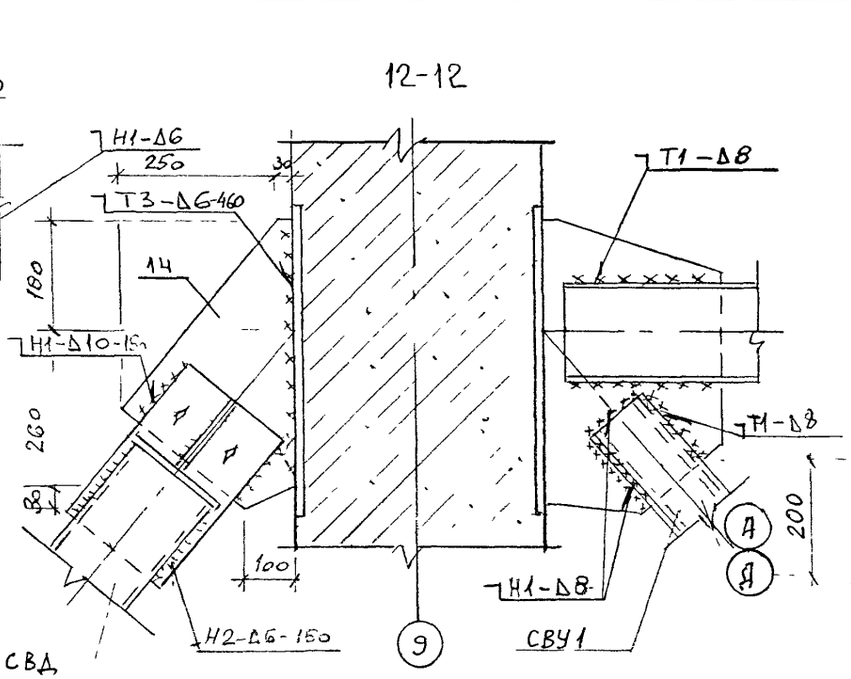
Изм	Кол.уч.	Лист	№док.	Подпись	Дата

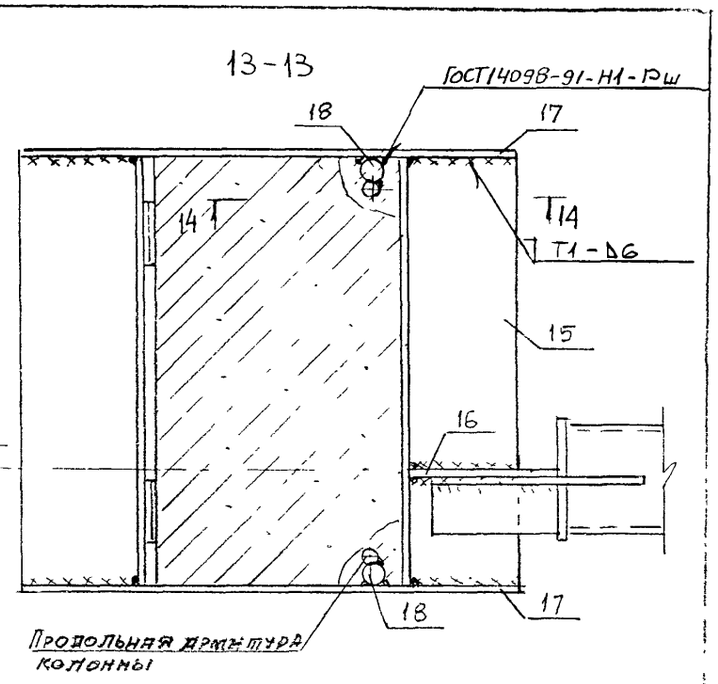
М33/96с-6

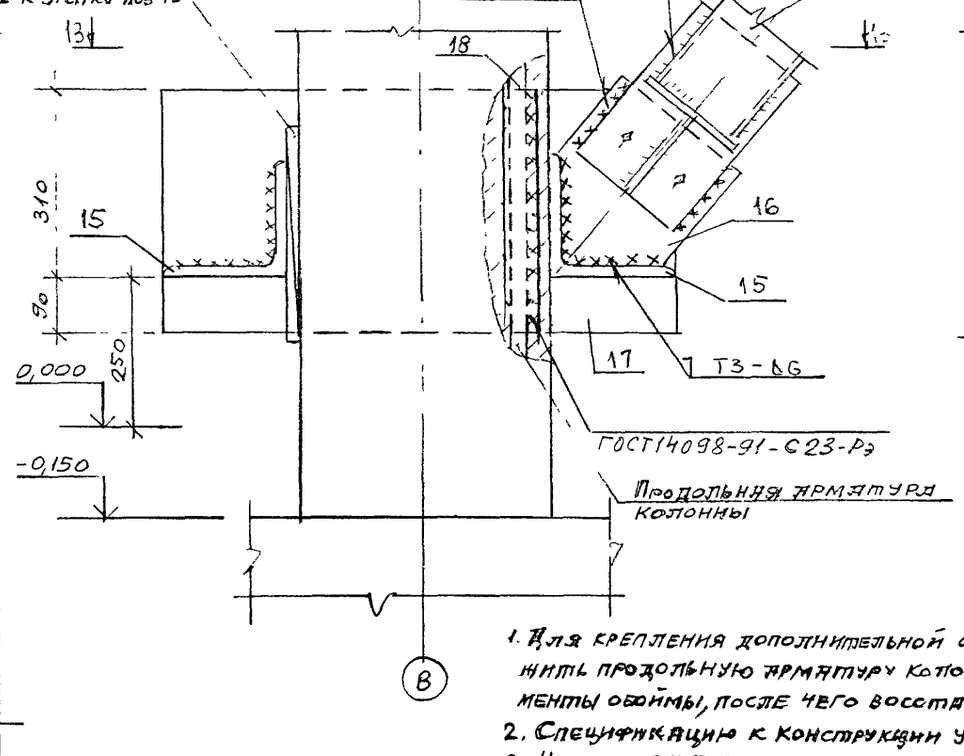
Лист 4

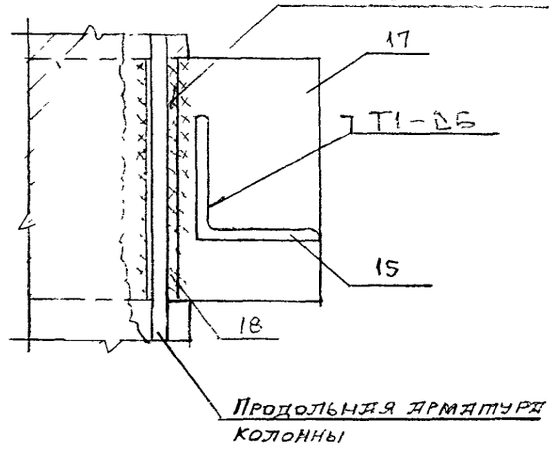






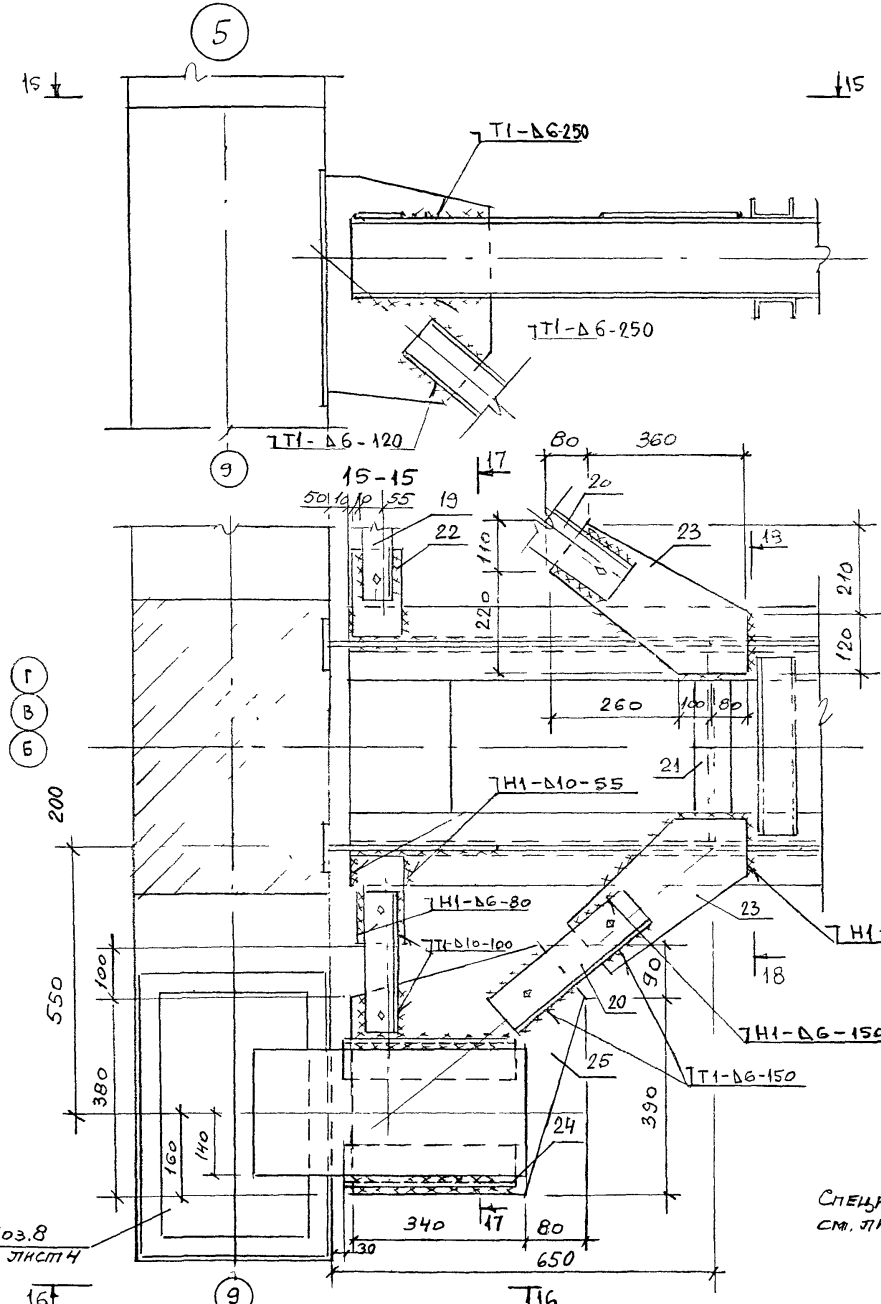


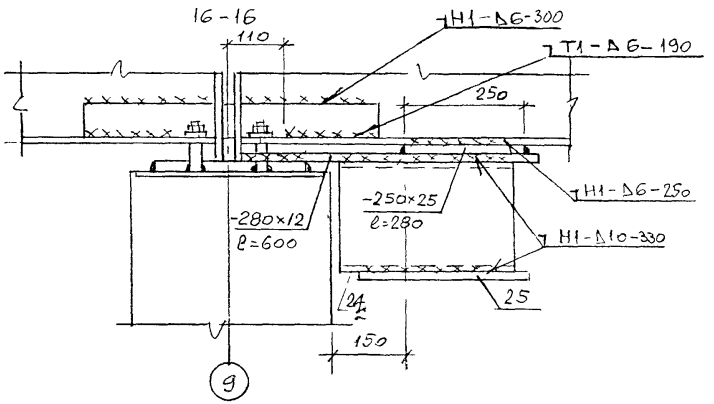


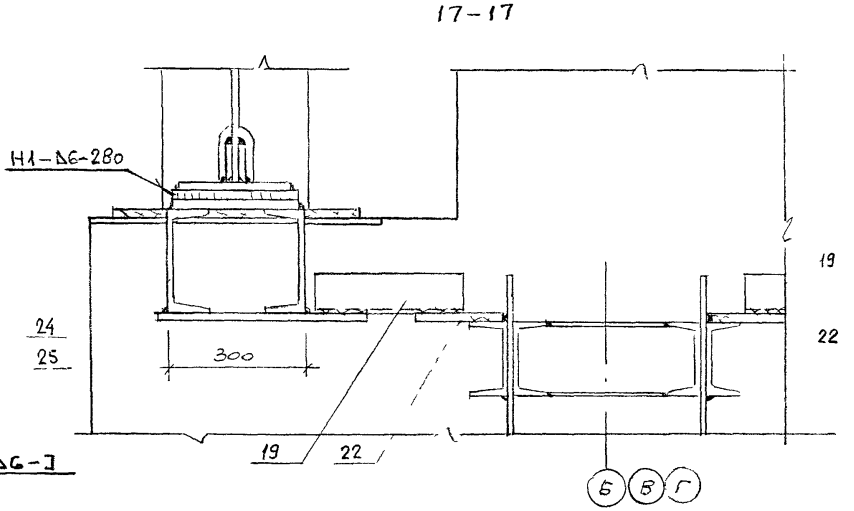


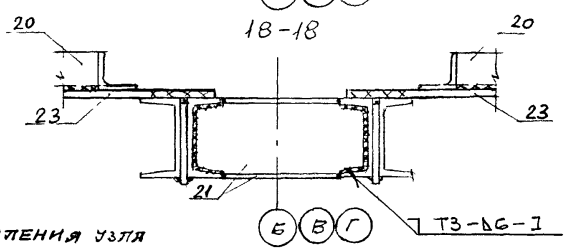
1. Для крепления дополнительной связи СВД к низу колонны следует обнажить продольную арматуру колонны, приварить к ней через короткими элементы обоймы, после чего восстановить защитный слой бетона.
2. Спецификацию к конструкции усиления узлов см. лист 9.
3. На узлах показаны сварные швы только крепления элементов усиления.

Изм.	Кол.уч.	Лист	N док.	Подпись	Дата	М33/96с-6	Лист 5



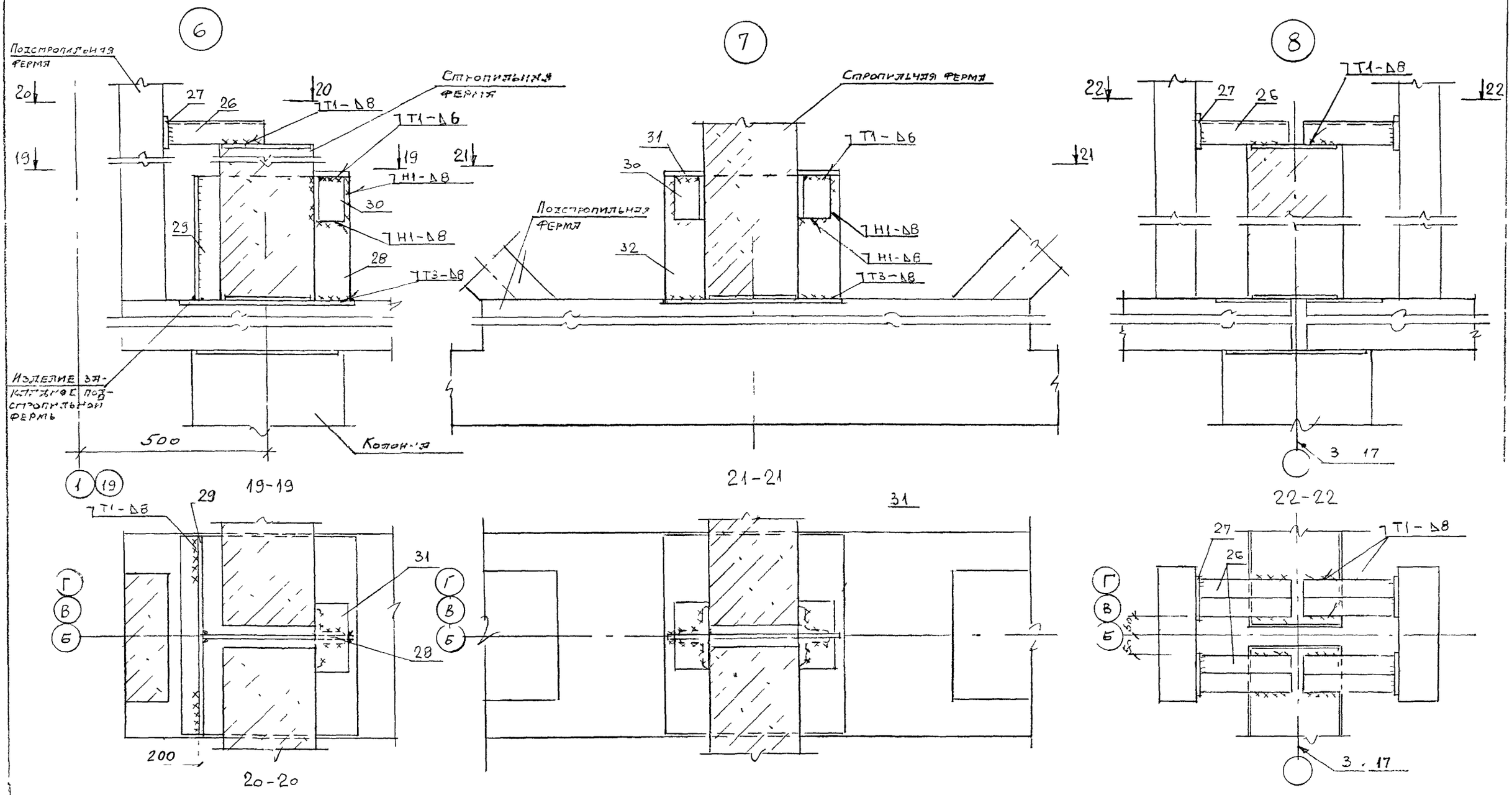






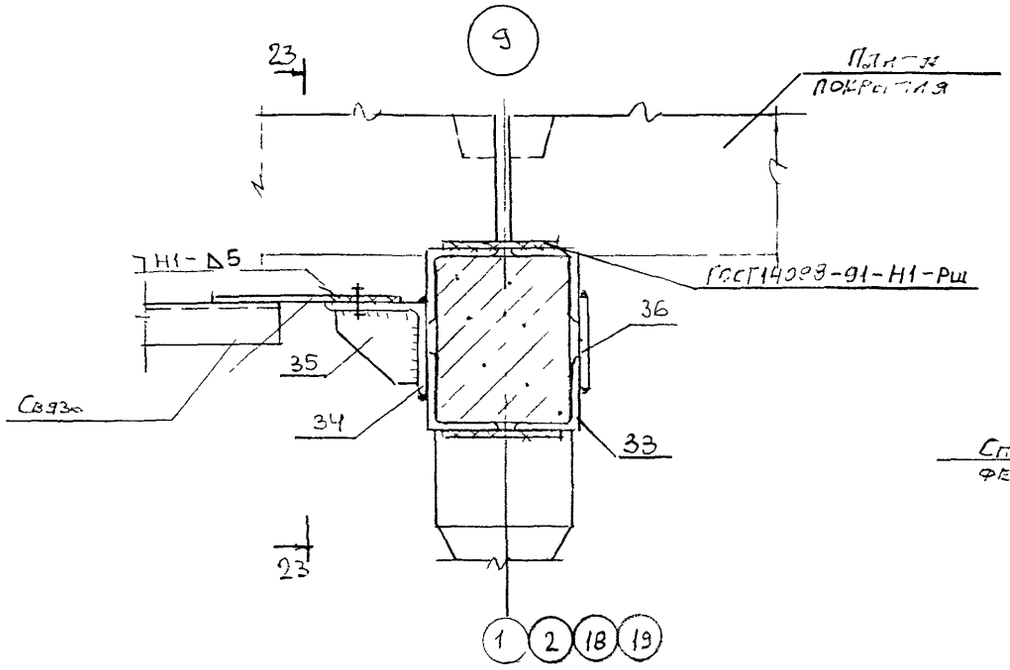
Спецификацию к конструкции усиления узла см. лист 9

Изм	Кол.уч	Лист	N док.	Подпись	Дата	М33/96с-6	Лист 6

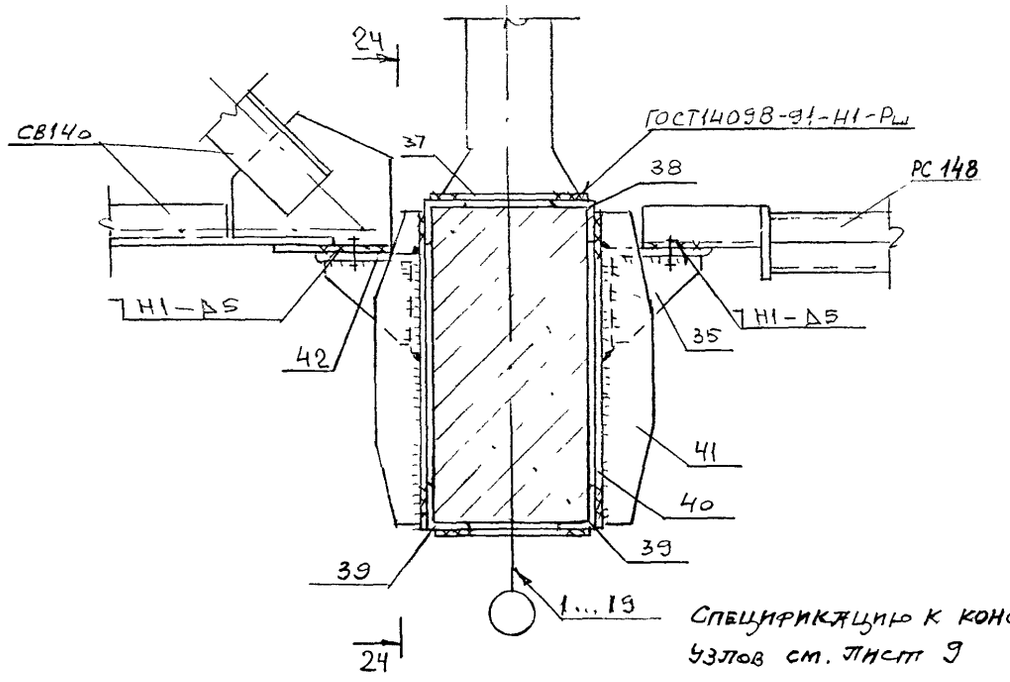


1. Спецификацию к конструкциям усиления узлов см лист 9
2. При монтаже элементов усиления уголки (поз. 26 совместно с поз 27 и поз. 30 совместно с поз 31) плотно пригнать к примыкающим железобетонным конструкциям.

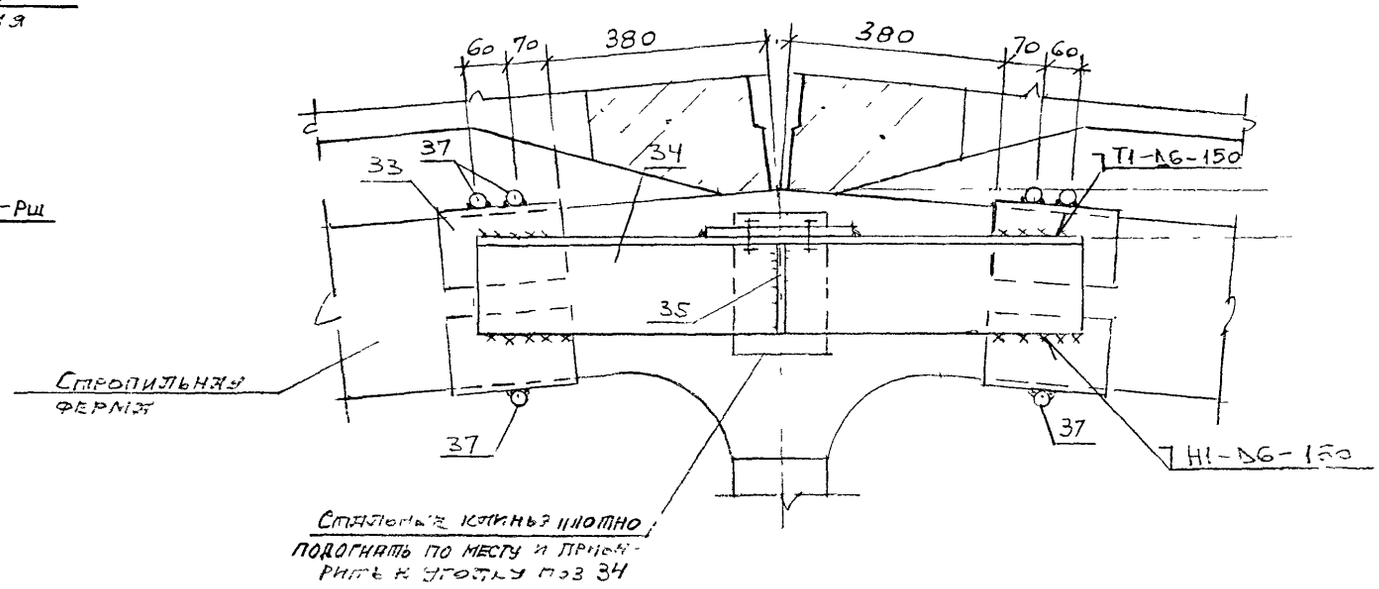
Изм	Кол уч	Лист	N док	Подпись	Дата	М33/96с-6	Лист 7



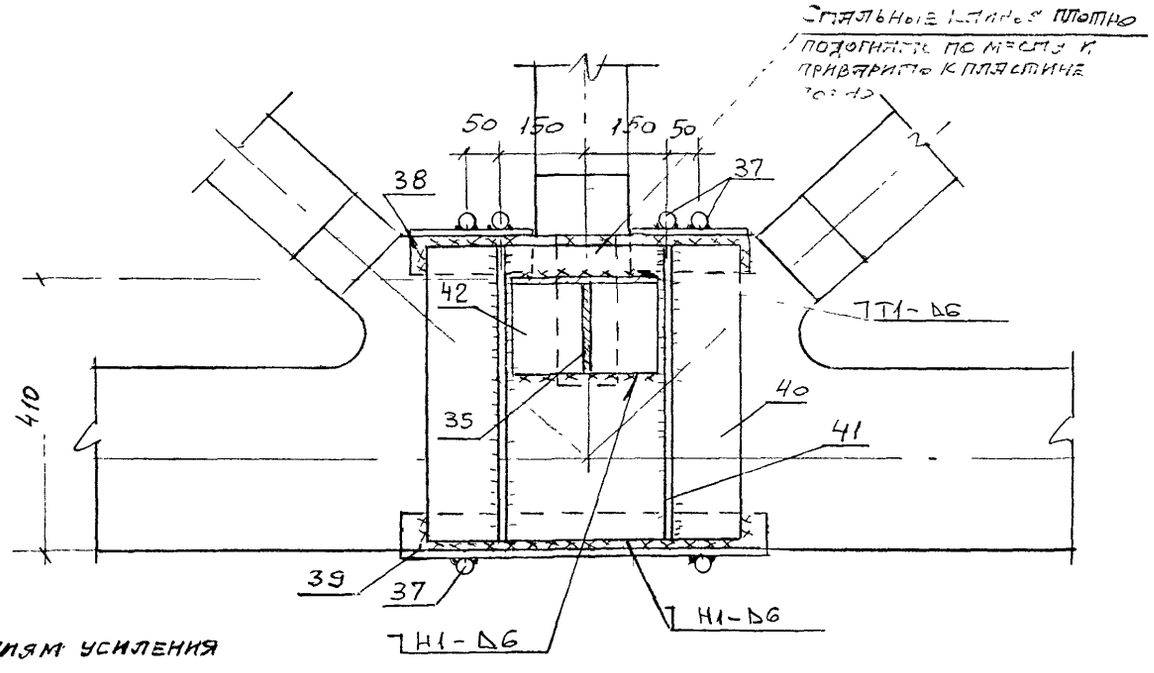
10



23-23



24-24



Спецификацию к конструкциям усиления узлов см. лист 9

Изм	Кол.уч	Лист	N док.	Подпись	Дата	М33/96с-6	Лист 8

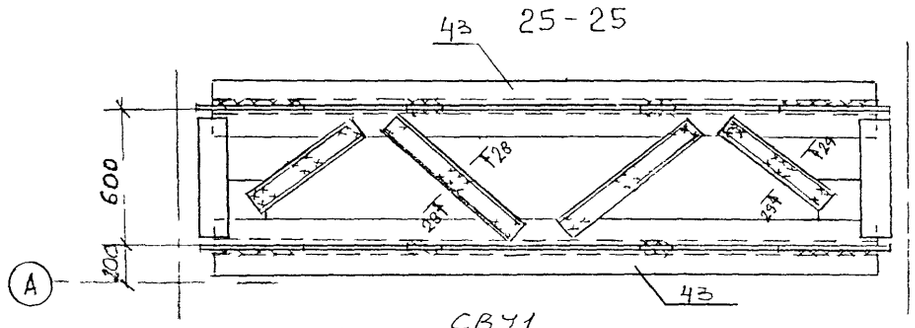
Спецификация к конструкциям усиления узлов 1..., 10

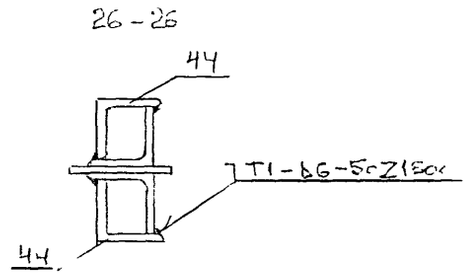
Марка изделия	Поз.	Наименование	Кол.	Масса 1 эл., кг	Масса изделия, кг
Узел 1	8	Лист 300×20 ГОСТ 19903-74 / С245 ГОСТ 27772-88			32,2
		ℓ=500	1	23,6	
	9	Болт М20 ГОСТ 7798-70, ℓ=75	4	0,26	
	10	Шайба 60×60×14 с отв. ф23	4	0,4	
	11	Полоса 150×8 ГОСТ 103-76 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=320	2	3,0	
Узел 2	8'	Лист 300×25 ГОСТ 19903-74 / С245 ГОСТ 27772-88			68,9
		ℓ=500	2	29,4	
	9	Болт М20 ГОСТ 7798-70, ℓ=75	8	0,26	
	10	Шайба 60×60×14 с отв. ф23	8	0,4	
	12	Уголок 125×80×10 ГОСТ 8510-86 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=80	4	1,2	
Узел 3	13	Лист 220×10 ГОСТ 19903-74 / С245 ГОСТ 27772-88			17,9
		ℓ=440	1	7,6	
	14	Лист 280×10 ГОСТ 19903-74 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=470	1	10,3	
Узел 4	15	Уголок 200×200×12 ГОСТ 8509-86 / С245 ГОСТ 27772-88			116,9
		ℓ=700	2	25,9	
	16	Лист 250×10 ГОСТ 19903-74 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=300	1	5,9	
	17	Лист 400×10 ГОСТ 19903-74 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=820	2	25,7	
	18	ф40 AI ℓ=400	2	3,9	
Узел 5	19	Уголок 75×75×6 ГОСТ 8509-86 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=300	2	2,1	
	20	Уголок 90×90×7 ГОСТ 8509-86 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=380	2	3,7	
	21	Контакт 16 ГОСТ 8239-72 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=400	1	6,4	
	22	Полоса 100×20 ГОСТ 103-76 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=180	2	2,8	

Марка изделия	Поз.	Наименование	Кол.	Масса 1 эл., кг	Масса изделия, кг
Узел 5	23	Лист 330×10 ГОСТ 19903-74 / С245 ГОСТ 27772-88			107,6
		ℓ=440	2	11,4	
	24	Шеллер 22 ГОСТ 8210-72 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=350	4	7,4	
	25	Лист 420×10 ГОСТ 19903-74 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=480	2	15,8	
Узел 6	26	Уголок 75×75×6 ГОСТ 8509-86 / С245 ГОСТ 27772-88			30,5
		ℓ=240	2	1,7	
	27	Полоса 60×8 ГОСТ 103-76 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=120	2	0,45	
	28	Лист 330×10 ГОСТ 19903-74 / С245 ГОСТ 27772-80			
		ℓ=400	1	10,4	
	29	Лист 330×10 ГОСТ 19903-74 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=510	1	13,2	
	30	Уголок 75×75×6 ГОСТ 8509-86 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=120	2	0,83	
	31	Полоса 80×8 ГОСТ 103-76 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=180	1	0,9	
Узел 7	30	Уголок 75×75×6 ГОСТ 8509-86 / С245 ГОСТ 27772-88			16,8
		ℓ=120	4	0,83	
	31	Полоса 80×8 ГОСТ 103-74 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=180	2	0,9	
	32	Лист 330×10 ГОСТ 19903-74 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=450	1	11,7	
Узел 8	26	Уголок 75×75×6 ГОСТ 8509-86 / С245 ГОСТ 27772-88			8,6
		ℓ=240	4	1,7	
	27	Полоса 60×8 ГОСТ 103-76 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=120	4	0,45	

Марка изделия	Поз	Наименование	Кол.	Масса 1 эл., кг	Масса изделия, кг
Узел 9	33	Уголок 125×125×8 ГОСТ 8509-86 / С245 ГОСТ 27772-88			63,2
		ℓ=200	8	3,1	
	34	Уголок 160×160×10 ГОСТ 8509-86 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=1000	1	24,7	
	35	Полоса 145×10 ГОСТ 103-76 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=145	1	1,7	
	36	Полоса 140×8 ГОСТ 103-76 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=1000	1	8,8	
	37	ф20 AI ℓ=220	6	0,54	
Узел 10	35	Полоса 145×10 ГОСТ 103-76 / С245 ГОСТ 27772-88			87,4
		ℓ=145	2	1,7	
	37	ф20 AI ℓ=220	6	0,54	
	38	Уголок 75×75×6 ГОСТ 8509-86 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=200	4	1,4	
	39	Уголок 75×75×6 ГОСТ 8509-86 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=560	2	4,0	
	40	Лист 500×10 ГОСТ 19903-74 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=530	2	20,8	
	41	Полоса 80×10 ГОСТ 103-76 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=530	4	3,3	
	42	Уголок 160×160×10 ГОСТ 8509-86 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=250	2	6,2	

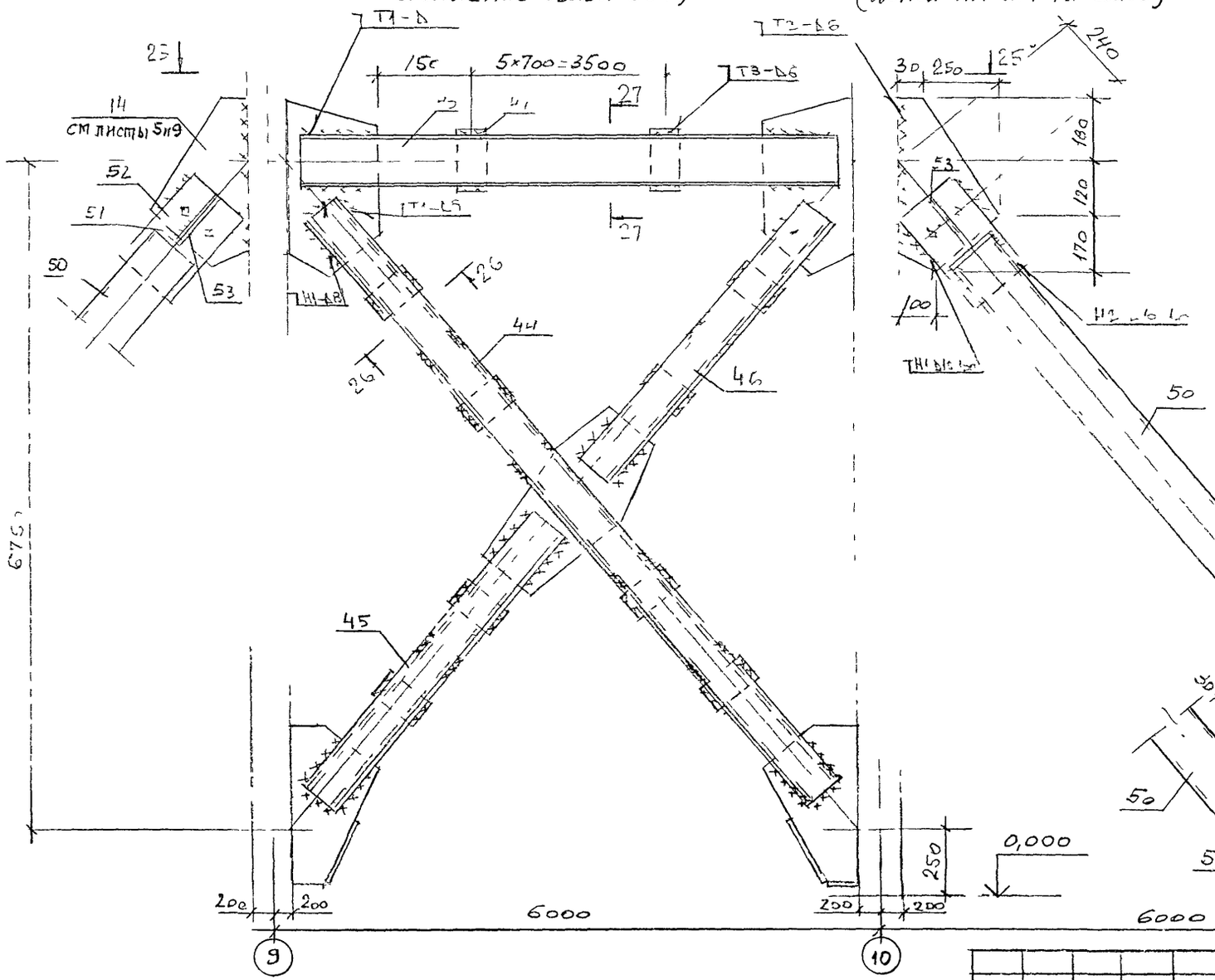
Изм	Кол. уч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата



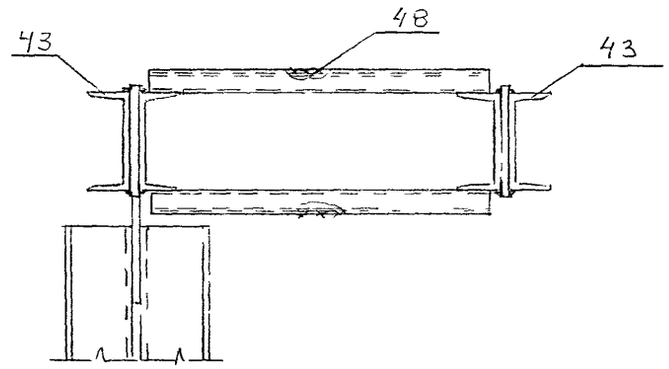


СВУ1
(УСИЛЕНИЕ СВЯЗИ ВС7)

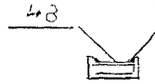
СВД
(ДОПОЛНИТЕЛЬНУЮ СВЯЗЬ)



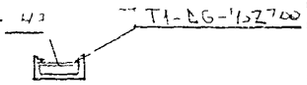
27-27



28-28



29-29



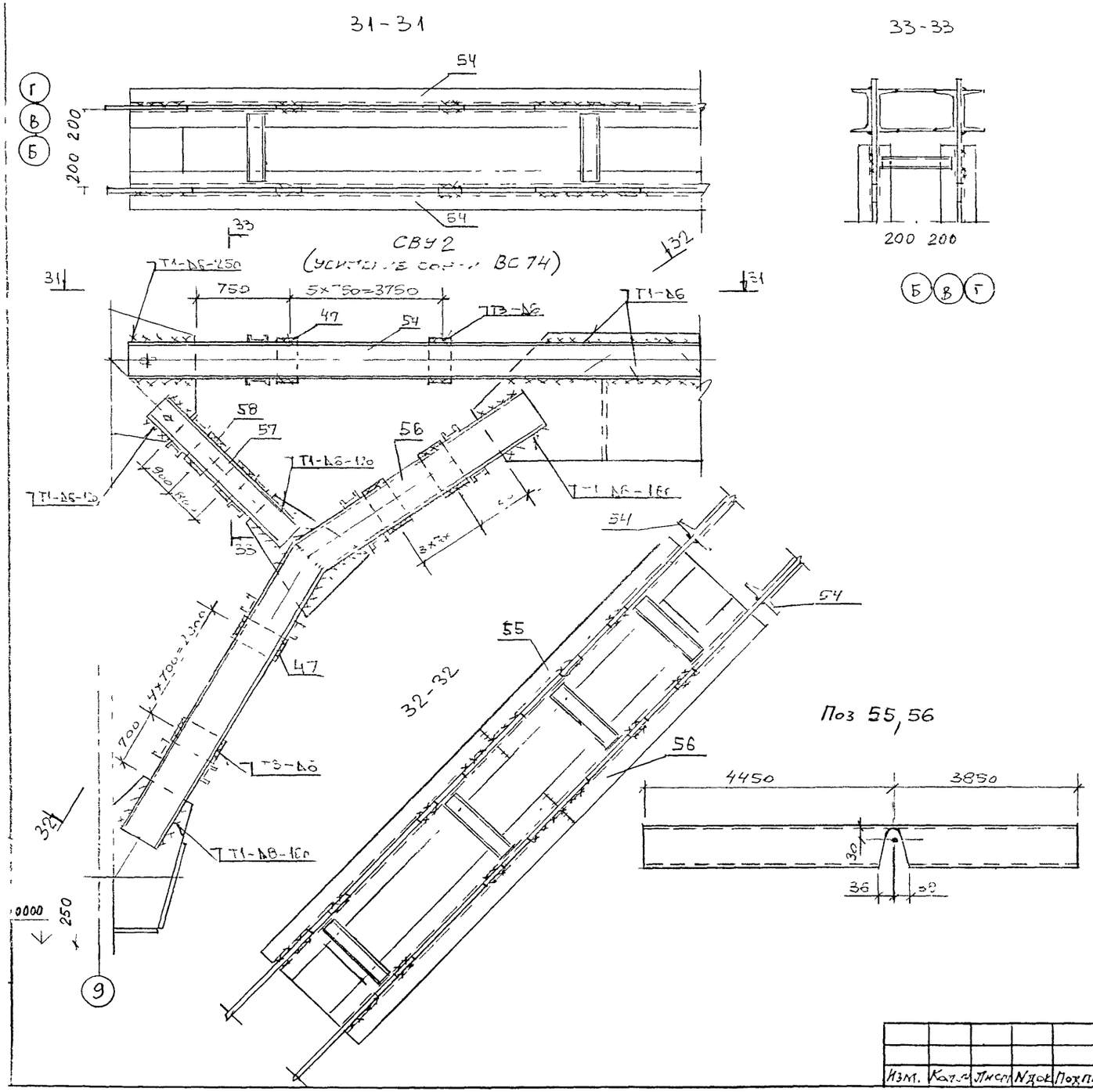
Крепление уголка поз 15 к колонне приведено на листе 5 (узел 4)

Спецификацию к конструкциям усиления связи СВУ1 и на дополнительную связь СВД см. на листе 11

Изм.	Кол.уч.	Лист	N док.	Подпись	Дата

М33/96с-6

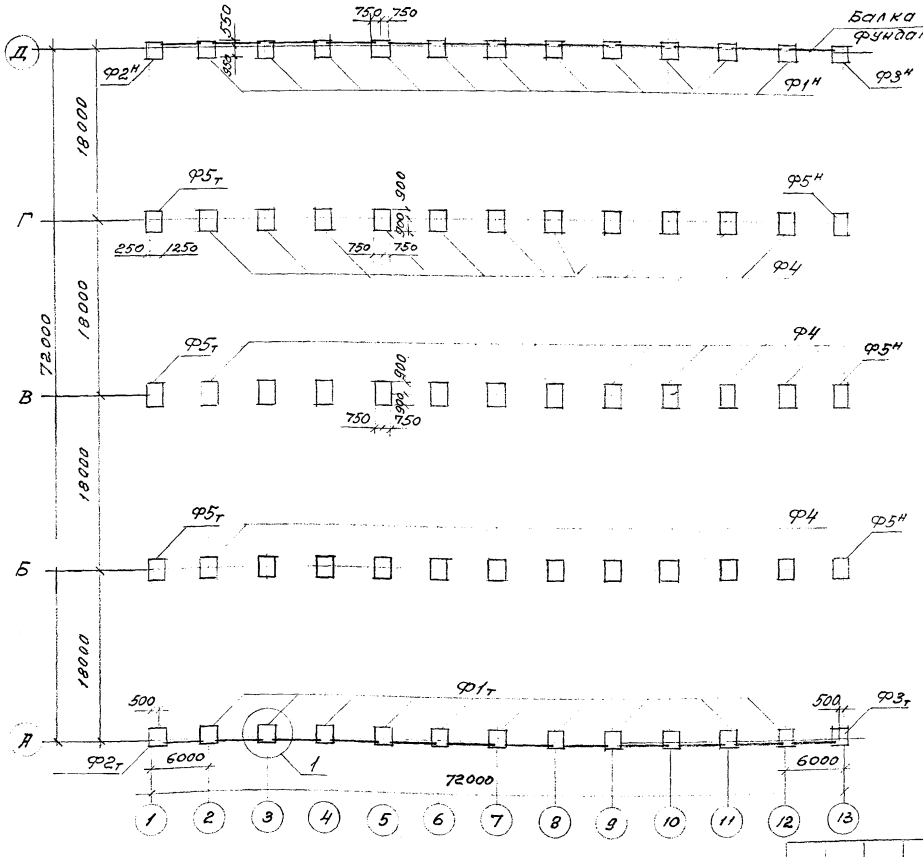
Лист 10

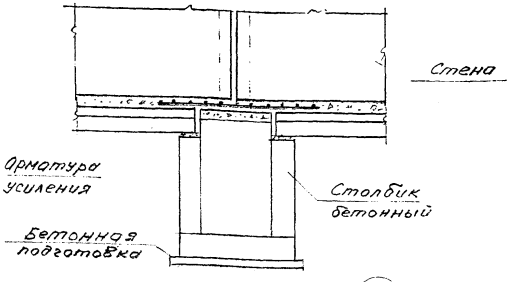


Спецификация к конструкциям усиления связей СВУ1, СВД и СВУ2

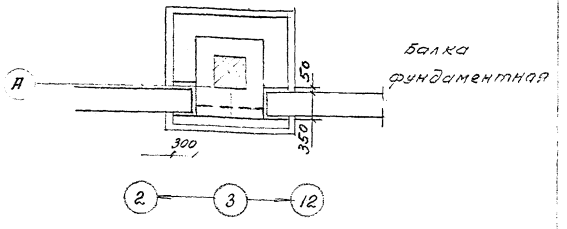
Марка изделия	Поз.	Наименование	Кол.	Масса 1 дет., кг	Масса изделия, кг
СВУ1	43	Швеллер 16 ГОСТ 8240-72 / С245 ГОСТ 27772-88			591,5
		ℓ=5520	2	78,4	
	44	Уголок 100×100×8 ГОСТ 8509-86 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=8460	2	103,6	
	45	Уголок 100×100×8 ГОСТ 8509-86 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=4130	2	50,6	
	46	Уголок 100×100×8 ГОСТ 8509-86 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=4100	2	50,2	
	47	Полоса 60×10 ГОСТ 103-76 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=180	6	0,85	
	48	Полоса 50×10 ГОСТ 103-76 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=1408	2	5,5	
	49	Полоса 50×10 ГОСТ 103-76 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=1258	2	4,9	
СВД	50	Профили гнутые квадратные			290,1
		160×160×7 ТУ36-2287-80 / С345-3 ГОСТ 27772-88, ℓ=8120	1	273,1	
	51	Полоса 180×10 ГОСТ 103-76 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=180	2	2,5	
	52	Полоса 190×10 ГОСТ 103-76 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=330	2	4,9	
	53	Полоса 90×10 ГОСТ 103-76 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=160	2	1,1	
СВУ2	47	Полоса 60×10 ГОСТ 103-76 / С245 ГОСТ 27772-88, ℓ=180	30	0,85	926,4
	54	Швеллер 16 ГОСТ 8240-72 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=11500	2	163,3	
	55	Швеллер 16 ГОСТ 8240-72 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=8300	2	117,9	
	56	см поз. 55			
	57	Швеллер 10 ГОСТ 8240-72 / С245 ГОСТ 27772-88			
		ℓ=2910	4	25,1	
	58	Полоса 60×10 ГОСТ 103-76 / С245 ГОСТ 27772-88, ℓ=1120	4	0,57	

Схема фундаментов и фундаментных балок





1



2. Арматура усиления - сварная сетка длиной 2 м из арматурной стали класса A-II или A-III по ГОСТ 5781-82 диаметром 10 мм с шагом продольных стержней 100 мм, поперечных - 200 мм.

3. Спецификацию к схеме фундаментов см. на л. 2

1. Фундаменты под фахверковые колонны на схеме условно не показаны.

Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подпись	Дата
Гл.инж.пр		Баганова			

М33196с-7

Фундаменты под колонны каркаса здания без опорных кранов при расчетной сейсмичности 7 баллов

Стадия	Лист	Листов
Р	1	2

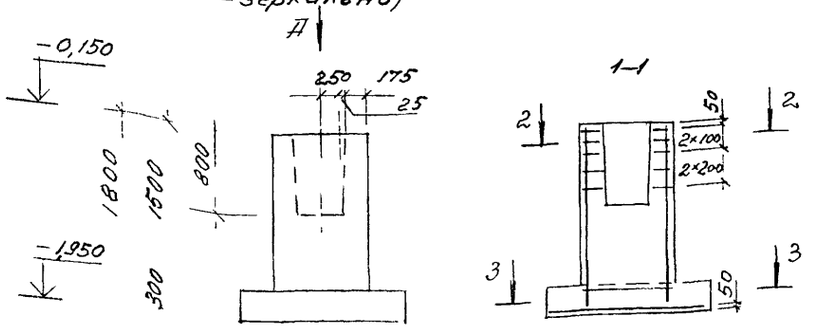
ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

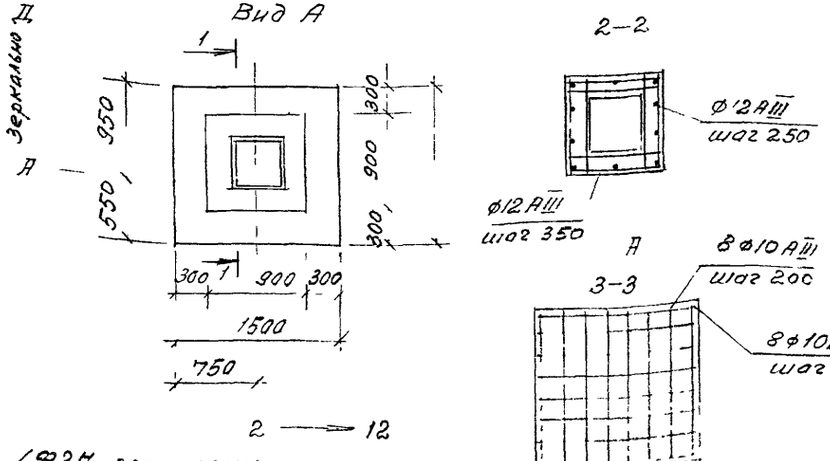
Спецификация к схеме фундаментов (см. л 1) *)

Марка	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
$Ф1_т$	М33/96с–7, л 2	Фундамент под рядовую	11		
$Ф1_н$	— " —	колонну крайнего ряда	11		
$Ф2_т$	— " —	Фундамент под торцевую	1		
$Ф2_н$	— " —	колонну крайнего ряда	1		Выполняется по аналогии с Ф2
$Ф3_т$			1		
$Ф3_н$			1		
Ф4	М33/96с–7, л. 2	Фундамент под рядовую			
		колонну среднего ряда	33		
$Ф5_т$	— " —	Фундамент под торце-	3		
$Ф5_н$	— " —	вую колонну среднего ряда	3		

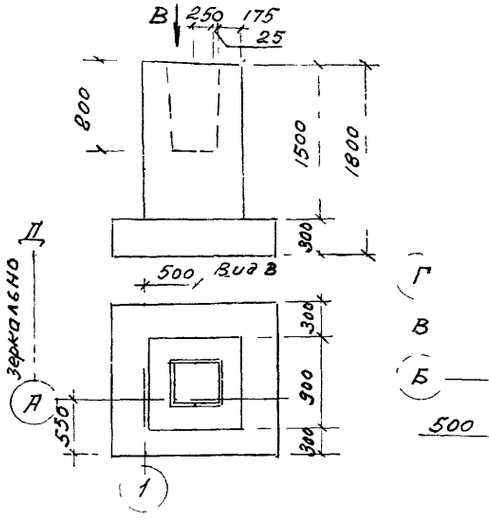
*) В спецификацию условно не включены фундаментные балки

$Ф1_т$ ($Ф1_н$ – зеркально)

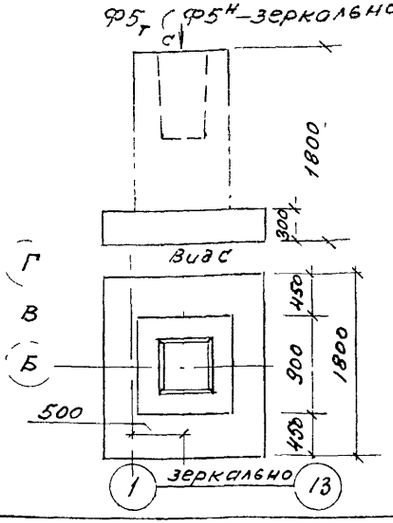




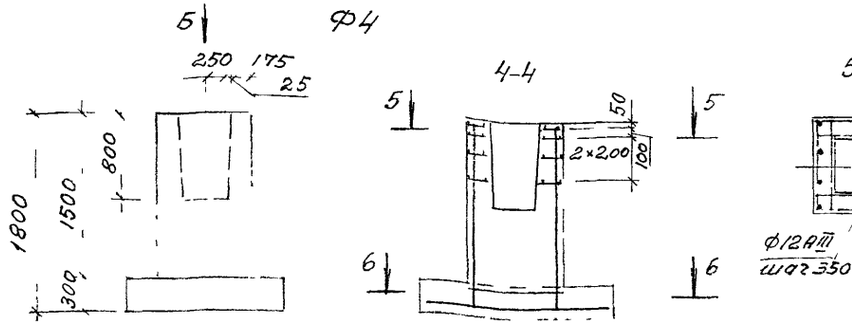
$Ф2_т$ ($Ф2_н$ – зеркально)

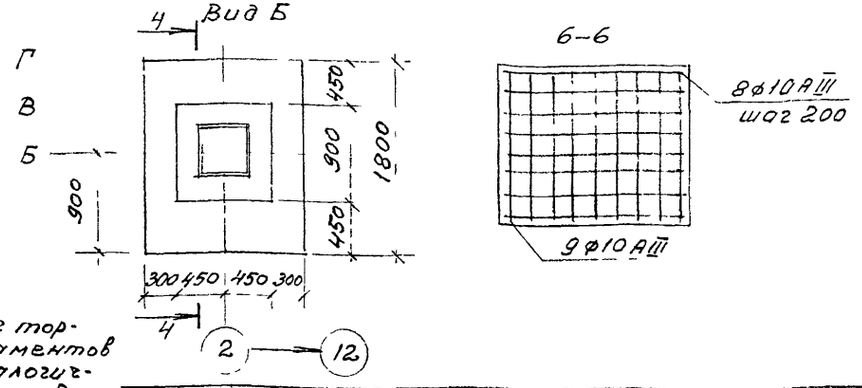


$Ф5_т$ ($Ф5_н$ – зеркально)



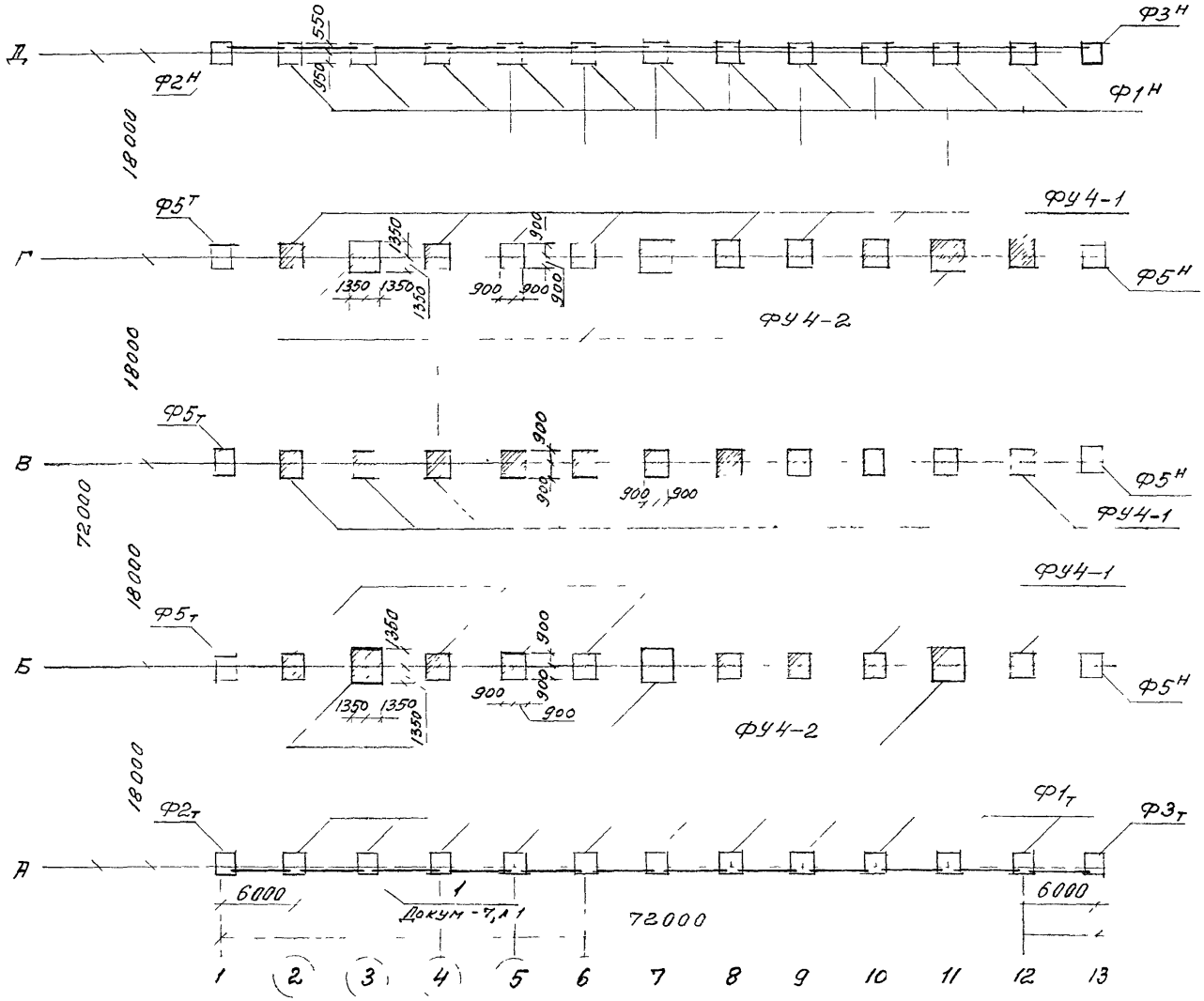
Ф4





Армирование торцевых фундаментов принято аналогичным соответствующему рядовому ф-ту

Схема фундаментов и фундаментных балок



1 Спецификацию усиленных фундаментов см на л 2

2. Фундаменты под фахверковые колонны на схеме условно не показаны

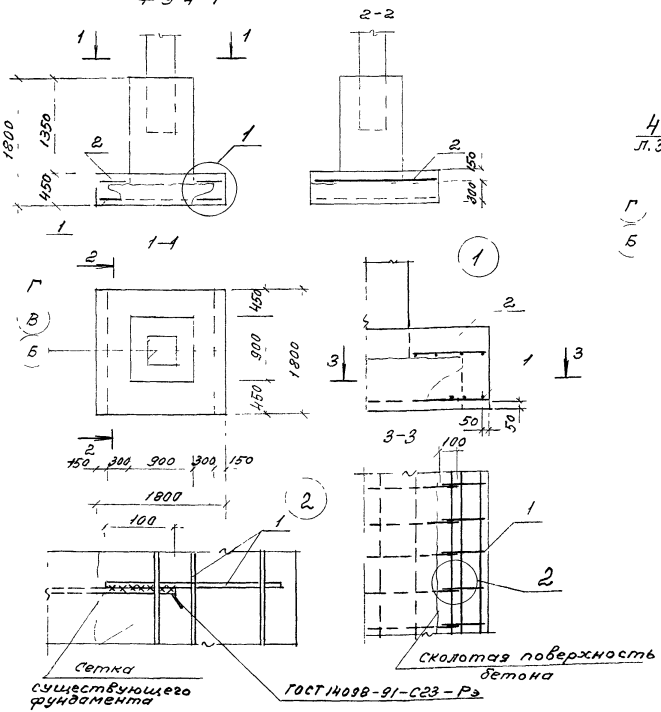
3 Рабочие чертежи фундаментов, подлежащих усилению (на схеме заштрихованы), приведены на л 2

Изм	Кол уч	Лист	N док	Подпись	Дата	М33/96с — 8			
Гл. инж. пр	Бажанова					Фундаменты под колонны каркаса здания без опорных кранов при увеличении расчетной сейсмичности с 7 до 8 баллов	Стадия	Лист	Листов
							Р	1	4
							ЦНИИПРОМЗДАНИЙ		

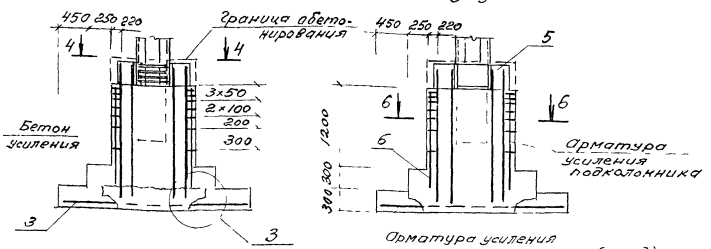
Спецификация усиленных фундаментов

Марка	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
ФУ4-1	М33/96с-8	Усиленный фундам. Ф4	27		
ФУ4-2	— " —	— " —	6		Ф-нт под усиленную колон.

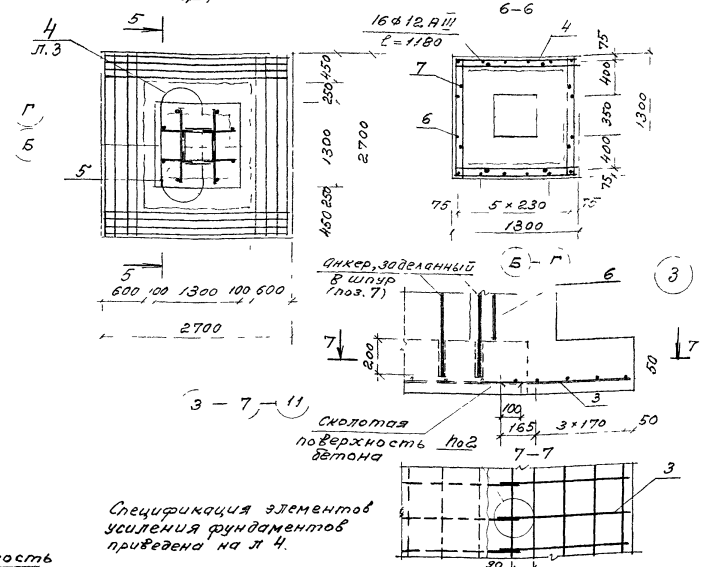
ФУ4-1



ФУ4-2

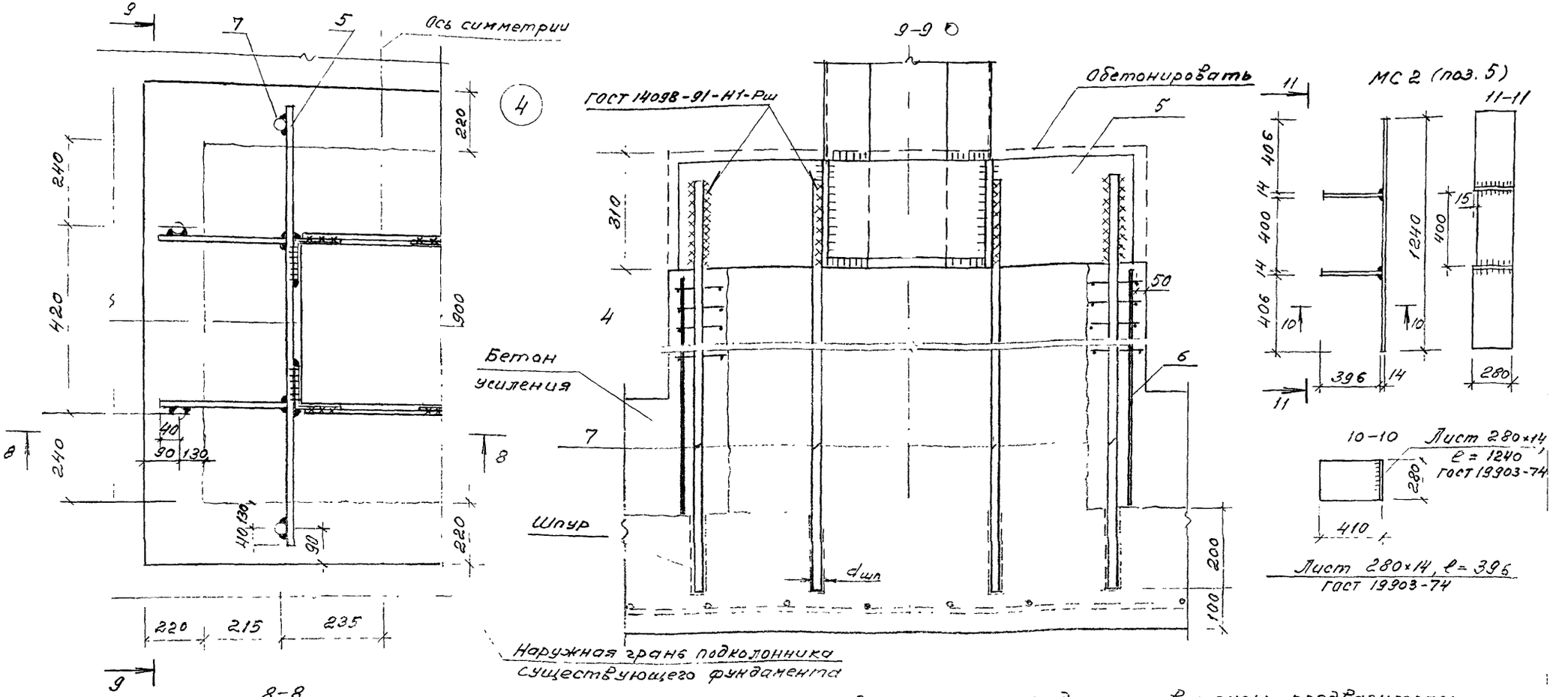


Арматура усиления плиты фундамента (поз. 3)



Спецификация элементов усиления фундаментов приведена на л. 4.

Изм.	Кол. уч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	М33/96с-8	Лист 2



1. Анкера (поз. 7) заделать в шпуры, предварительно просверленные в бетоне плитной части существующего фундамента (см. п. 5.10. пояснительной записки).

2 Приварку анкеров к соединительному элементу МС2 (поз. 5) производить ручной дуговой сваркой ($b_{шв}$=10, $h_{шв}$=5мм) по ГОСТ 14098-91.

3 Приварку соединительного элемента МС2 к стальным уголкам усиления колонны производить до их установки на колонне

Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подпись	Дата	М33/96с-8	Лист 3

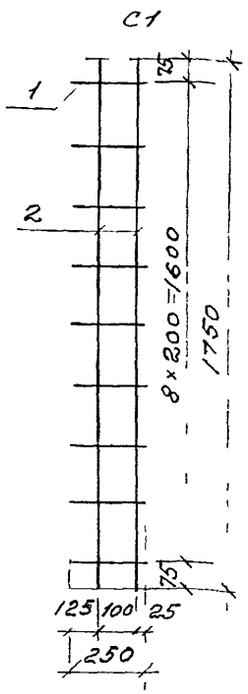
Спецификация на один усиленный фундамент

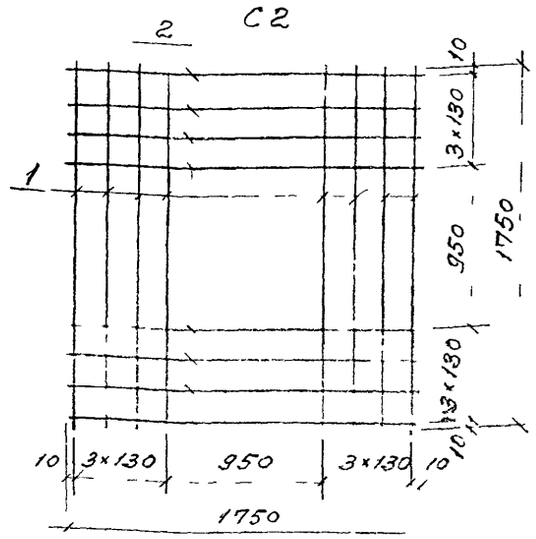
Поз. (см л 2)	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед. кг	Приме чание
		Фундамент ФУ4-1			
		Сборочные единицы			
1		Сетка С1	2	3,4	
2		С2	1	6,2	
		Материалы			
		Бетон класса В15, м³	0,53		
		Фундамент ФУ4-2			
		Сборочные единицы			
3		Сетка С3	1		
4		С4	7		
5*		Соединительный эле- мент МС2	2	62,6	
		Детали			
6		ф12 AIII ГОСТ 5781-82, ℓ=1480	16	1,31	21,0
7		ф18 AIII — " — , ℓ=1950	8	3,9	31,2
		Материалы			
		Бетон класса В15, м³	3,3		

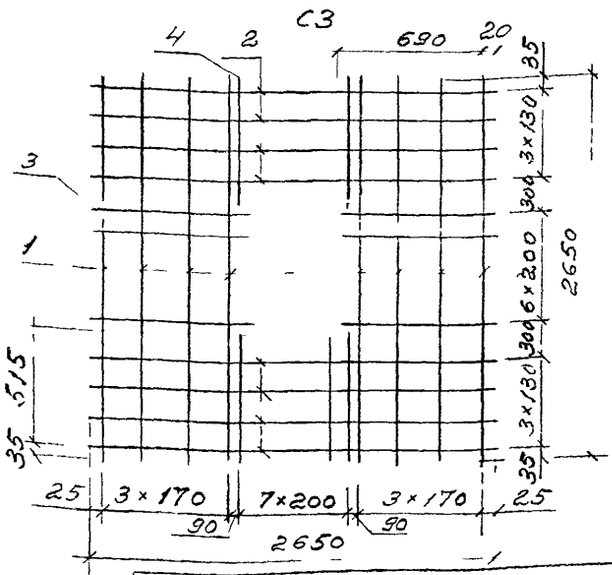
* Соединительный элемент МС2 в спецификации указан условно, поскольку он относится к элементам усиления колонны

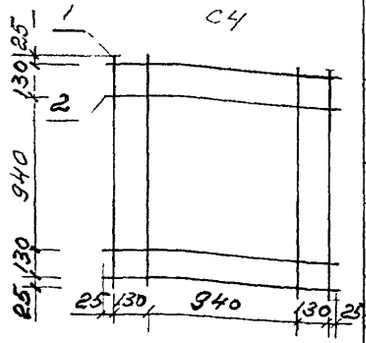
Ведомость расхода стали, кг

Марка фундамента	Изделия арматурные							Всего
	Арматура класса							
	A-III							
	ГОСТ 5871-82							
	ф6	ф8	ф10	ф12	ф18	Итого		
ФУ4-1	—	11,0	7,2	—	—	18,2		18,2
ФУ4-2	—	27,3	5,7	58,6	31,2	122,8		122,8



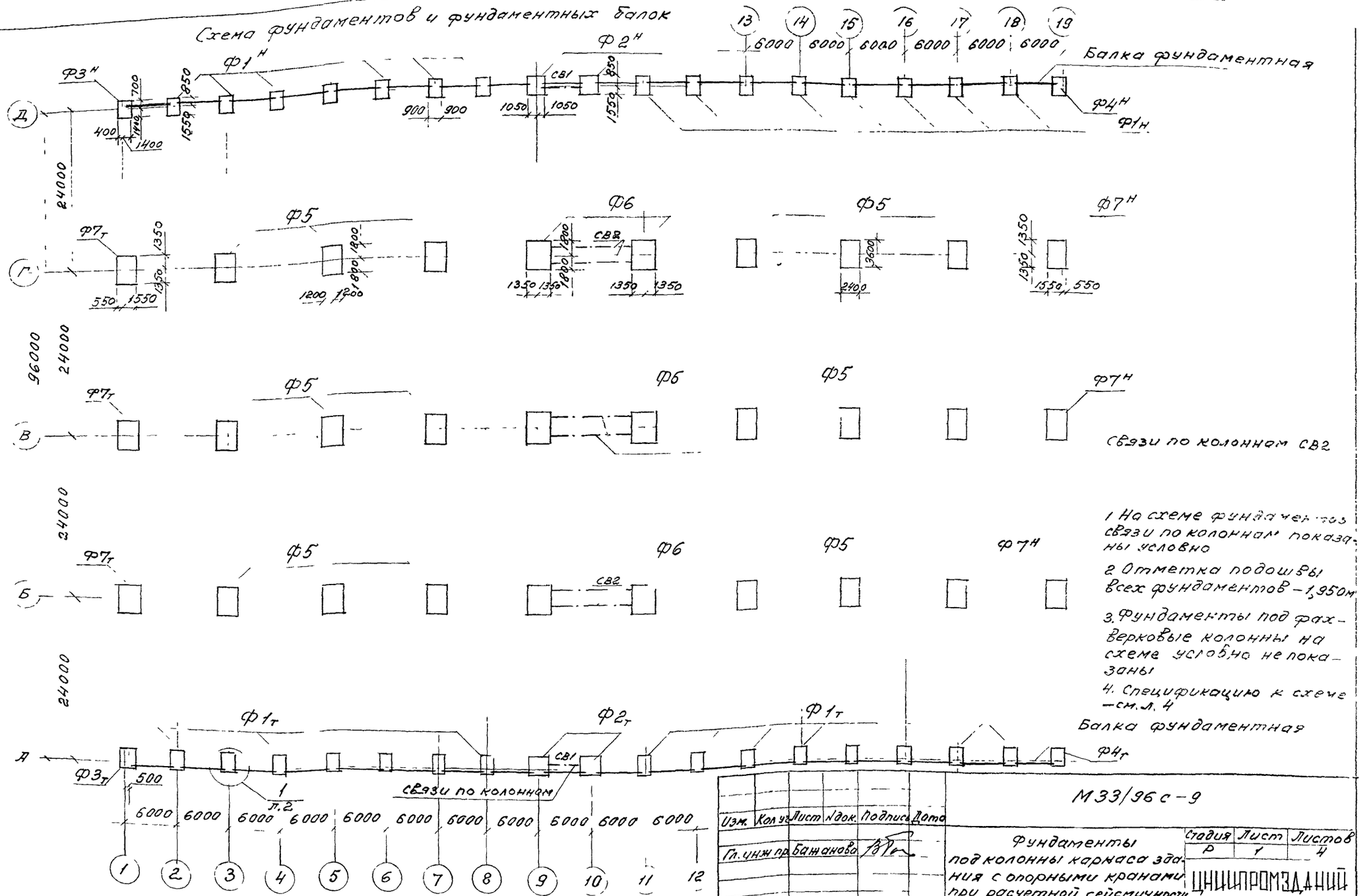






Марка изделия	поз	дет.	Наименование	Кол	Масса 1 дет, кг	Масса издел кг
С1	1		ф10 AIII, ℓ=250	9	0,15	3,6
	2		ф10 AIII, ℓ=1750	2	1,1	
С2	1,2		ф8 AIII, ℓ=1750	16	0,69	11,0
С3	1,2		ф12 AIII, ℓ=2650	16	2,35	43,3
	3		ф10 AIII, ℓ=700	7	0,43	
	4		ф10 AIII, ℓ=550	8	0,34	
С4	1,2		ф8 AIII, ℓ=1250	8	0,49	3,9

Схема фундаментов и фундаментных балок



1. На схеме фундаменты связи по колоннам показаны условно
2. Отметка подошвы всех фундаментов – 1,950м
3. Фундаменты под фахверковые колонны на схеме условно не показаны
4. Спецификацию к схеме – см. л. 4

Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подпись	Дата
Гл. инж. пр.		Бананова			

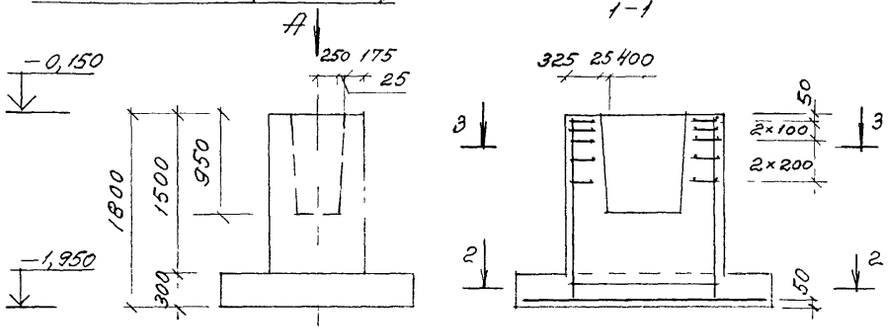
М33/96 с-9

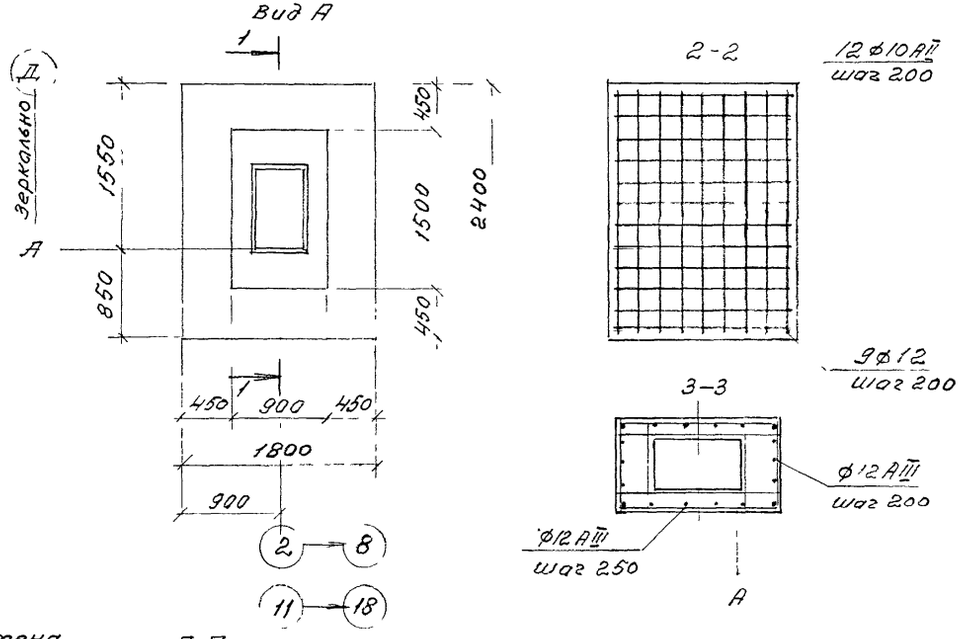
Фундаменты под колонны каркаса здания с опорными кранами при расчетной сейсмичности 6 баллов

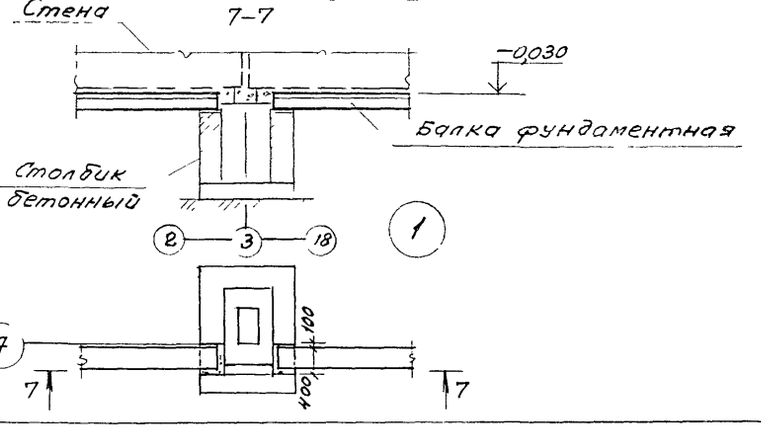
Стадия	Лист	Листов
Р	1	4

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ

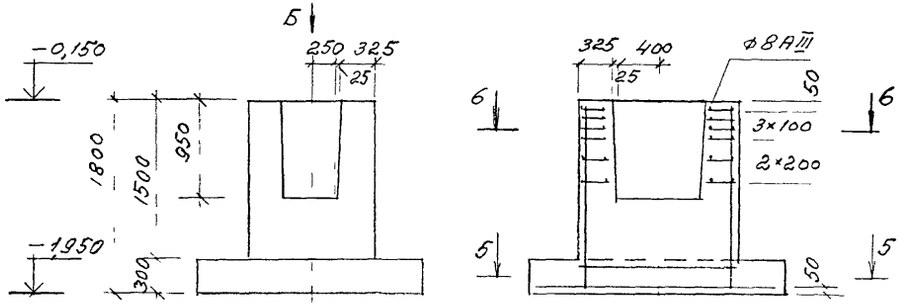
Ф1т (Ф1н – зеркально)

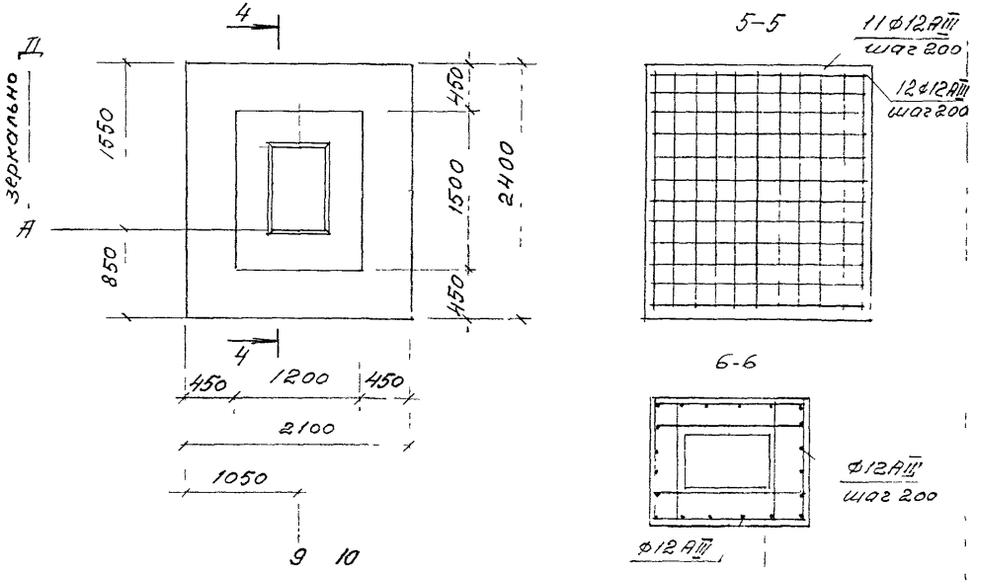






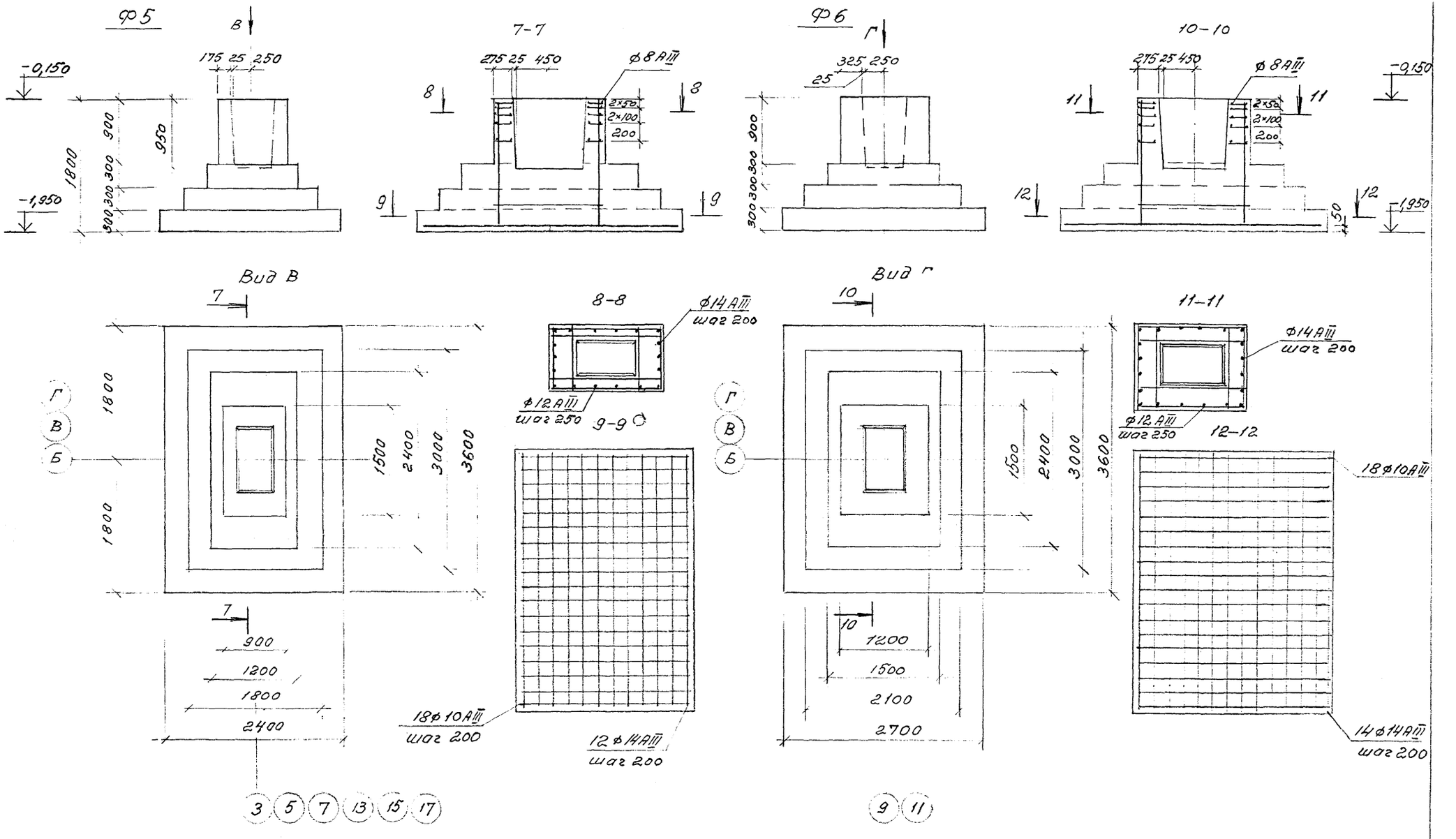
Ф2т (Ф2н – зеркально)





На рабочих чертежах фундаментов крайнего ряда бетонные столбики под фундаментные балки условно не показаны

Изм	Кол уч	Лист	N док	Подпись	Дата	М33/96с – 9	Лист 2

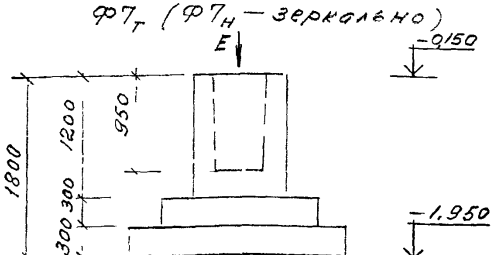


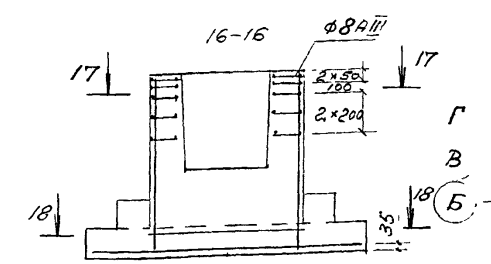
Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подпись	Дата	М33/96с-9	Лист 3

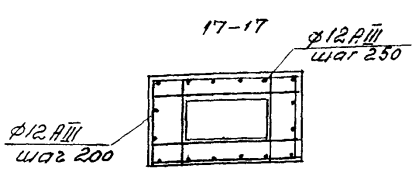
Спецификация к схеме фундаментов (см. л. 1)

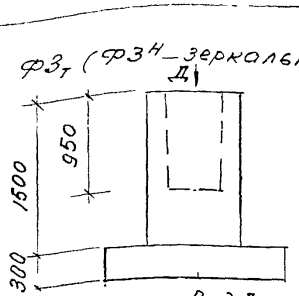
Марка	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
$Ф1_Т$	М33/96с – 11, л. 2	Фундамент под рядовую	15		
$Ф1^Н$	— " —	колонну крайнего ряда	15		
$Ф2_Т$	— " —	Фундамент под связевую	2		
$Ф2^Н$	— " —	колонну крайнего ряда	2		
$Ф3_Т$	М33/96с – 11, л. 4	Фундамент под торцевую	1		
$Ф3^Н$	— " —	колонну крайнего ряда	1		
$Ф4_Т$	— " —	— " —	1		
$Ф4^Н$	— " —	— " —	1		
Ф5	М33/96с – 11, л. 3	Фундамент под рядовую			
		колонну среднего ряда	18		
Ф6	— " —	Фундамент под связевую			
		колонну среднего ряда	6		
$Ф7_Т$	М33/96с – 11, л. 4	Фундамент под торцевую			
		колонну среднего ряда	3		
$Ф7^Н$	— " —	— " —	3		

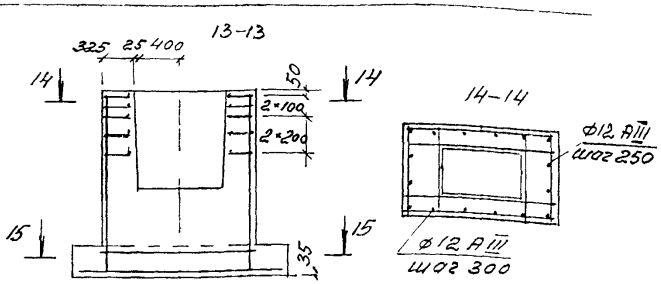
Фундаментные балки в спецификацию условно не включены

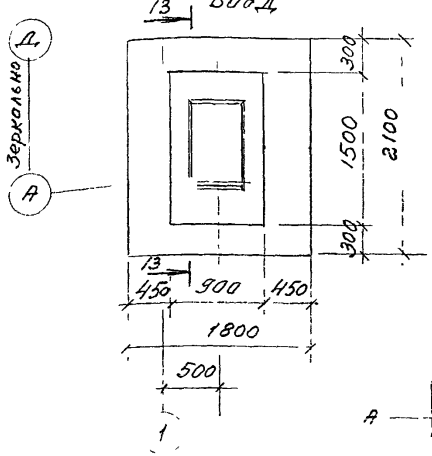


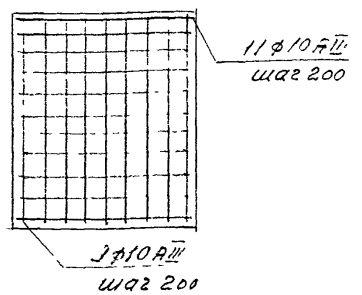


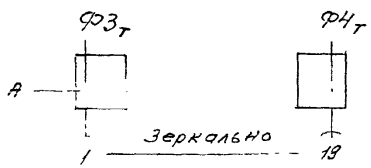


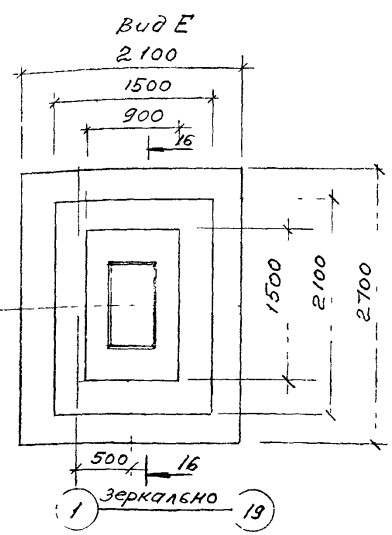












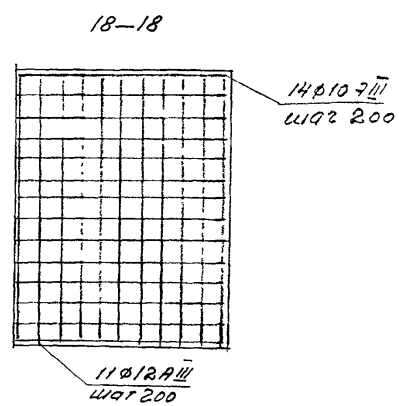
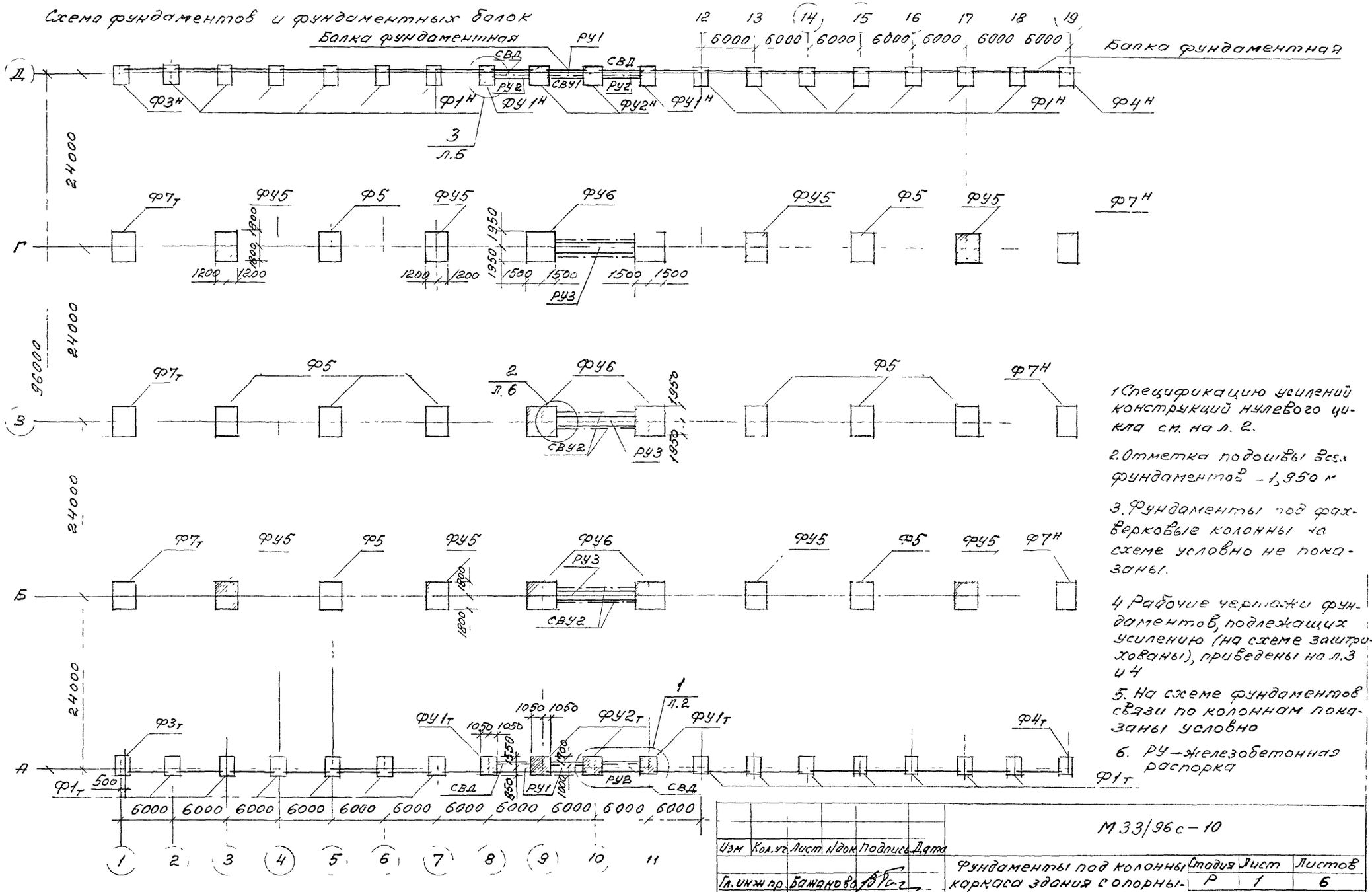


Схема фундаментов и фундаментных балок



1. Спецификацию усилений конструкций нулевого цикла см. на л. 2.
2. Отметка подошвы всех фундаментов – 1,950 м
3. Фундаменты под фахверковые колонны на схеме условно не показаны.
4. Рабочие чертежи фундаментов, подлежащих усилению (на схеме заштрихованы), приведены на л.3 и 4
5. На схеме фундаментов связи по колоннам показаны условно
6. РУ – железобетонная распорка

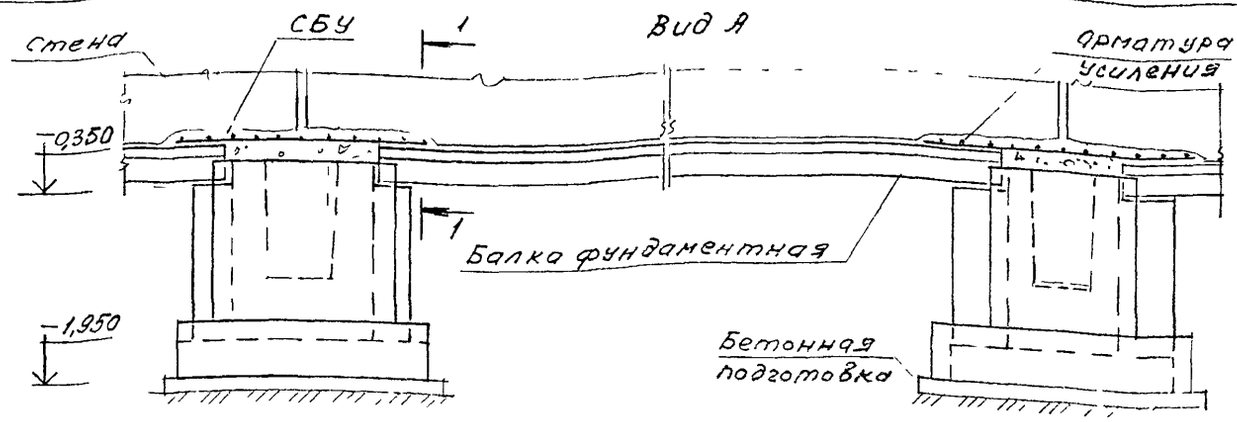
Изм	Кол.уч.	Лист	№док.	Подпись	Дата
Гл.инж.пр.	Бажанова				

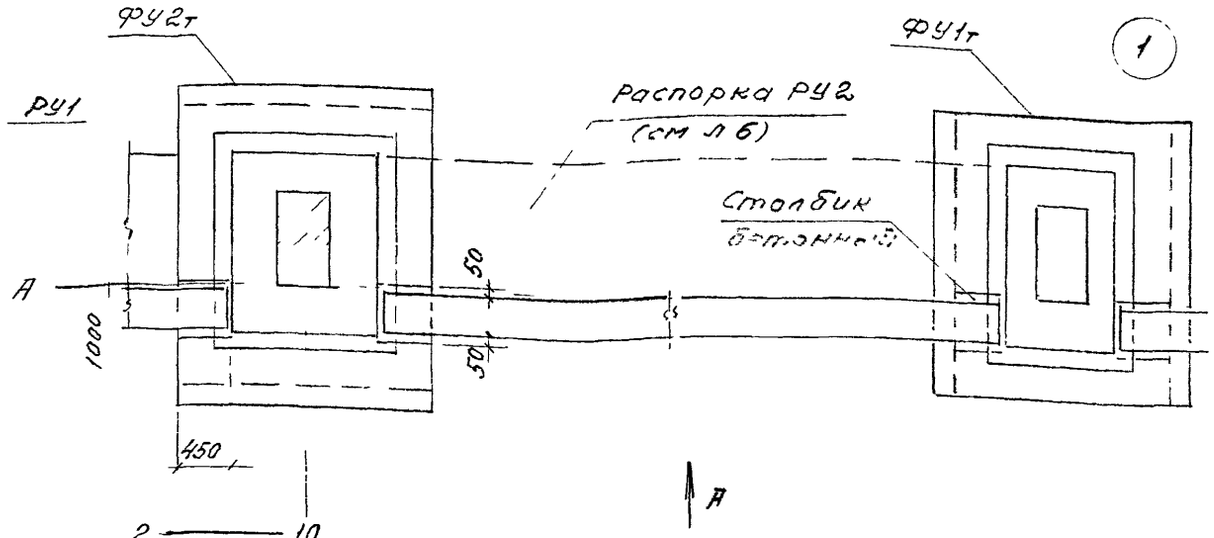
М 33/96 с – 10

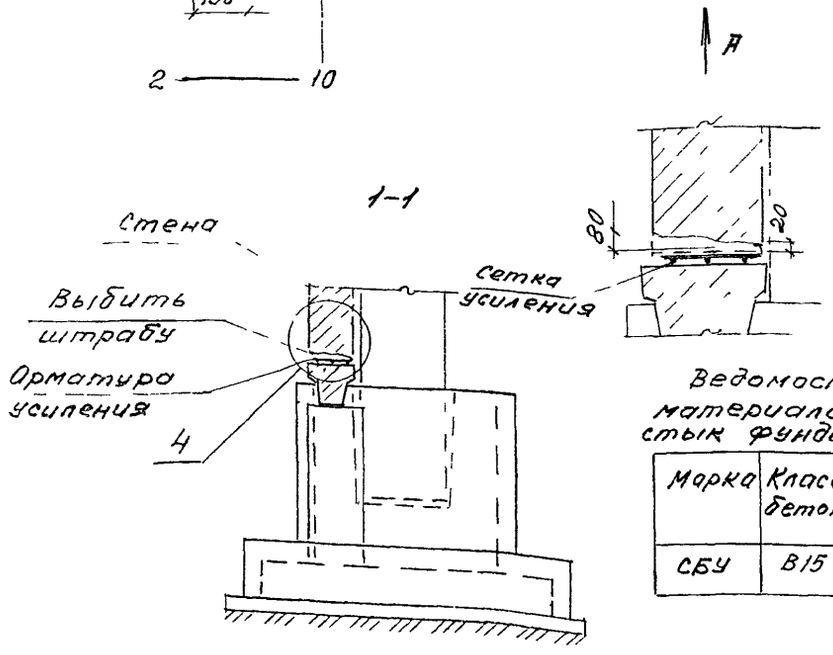
Фундаменты под колонны каркаса здания с опорными кранами при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов

Стадия	Лист	Листов
Р	1	6

ЦНИИПРОМЗДАНИЙ







Ведомость расхода материалов на один усиленный стык фундаментных балок

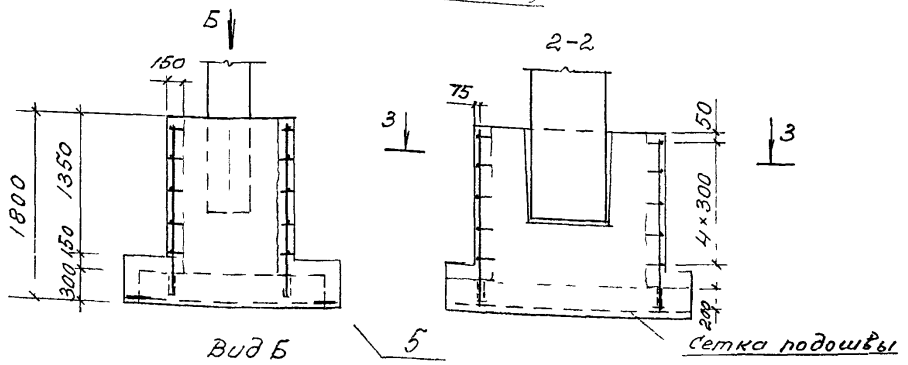
Марка	Класс бетона	Расход материалов	
		Бетон, м³	Сталь, кг
СБУ	В15	0,04	5,5

Спецификация усилений конструкций нулевого цикла

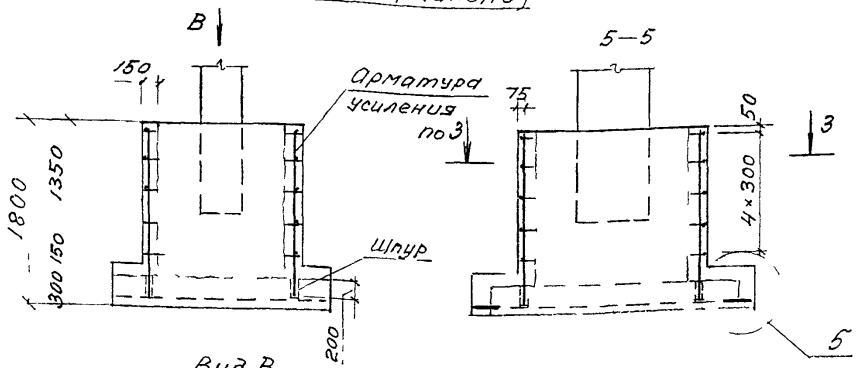
Марка	Обозначение	Наименование	Кол	Масса ед., кг	Примечание
		Фундаменты			
ФУ1т	М33/96с-10, л.3	Усиленный ф-нт Ф1т	2		
ФУ1н	— " —	— " — Ф1н	2		
ФУ2т	— " —	Ф2т	2		
ФУ2н	— " —	Ф2н	2		
ФУ5	М33/96с-10, л 4	Ф5	8		
ФУ6	— " —	Ф6	6		
Ру1	М33/96с-10, л.5	Распорка между фун-	2		По крайним рядам колонн
Ру2		даментами связевого шага	4		По средним рядам
Ру3	— " —	— " —	3		
СБУ	по М33/96с-10, л 2	Усиленный стык фун-			
		даментных балок с			
		фундаментами	6в		С учетом фун-тов под фахверковые колонны

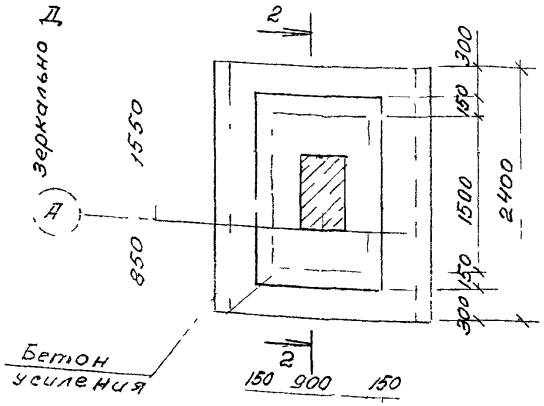
1. На схеме фундаментов (см узел 1) арматура усиления и распорки Ру1, Ру2 условно не показаны
2. Арматура усиления — сварная сетка длиной 2 м из арматурной стали класса А-II или А-III по ГОСТ 5781-82 диаметром 10мм с шагом продольных стержней 100 мм, поперечных — 200 мм
3. После установки сварной сетки Выбитую штрабу тщательно заделать бетоном класса В15

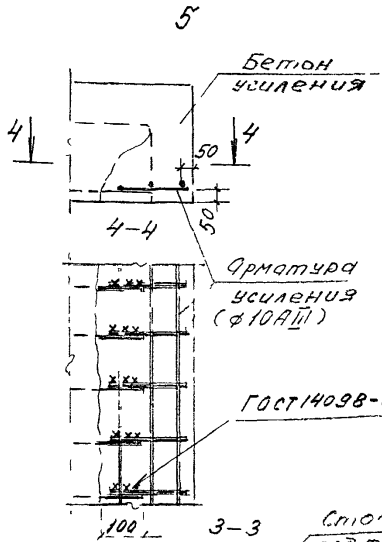
ФУ1т (ФУ1н – зеркально)

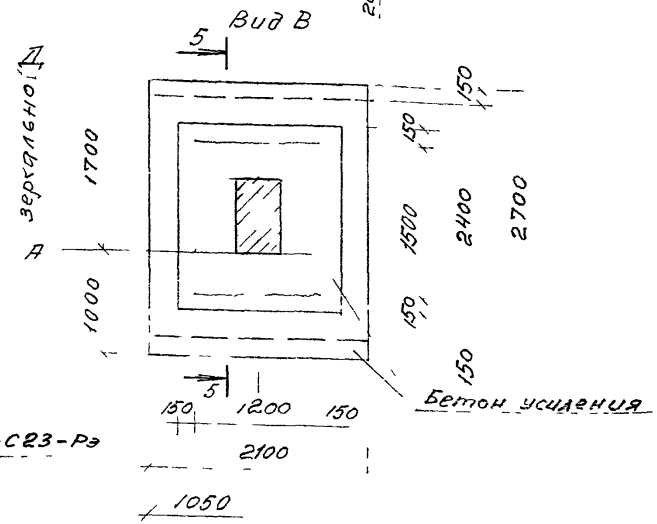


ФУ2т (ФУ2н – зеркально)





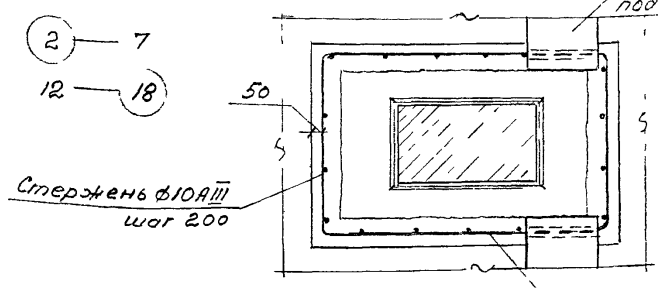




9 10

(2) — 7

12 — (18)

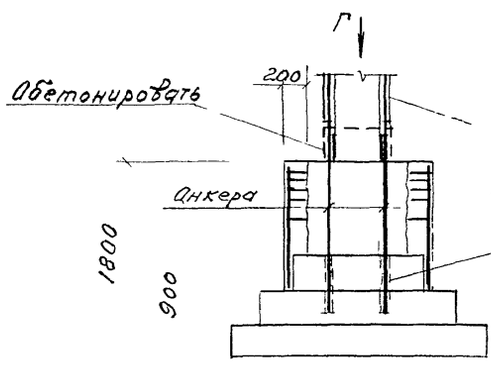


1 Хомуты усиления подколонника пропустить в отверстия, просверленные в бетонных столбиках под фундаментные балки с шагом 300мм по вертикали

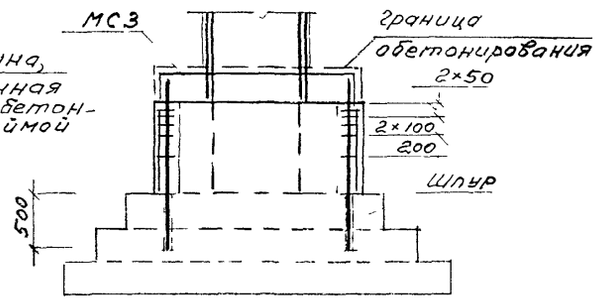
2 На рабочих чертежах фундаментов бетонные столбики условно не показаны

Изм.	Кол.уч.	Лист	№док.	Подпись	Дата	М33/96 с – 10	Лист 3

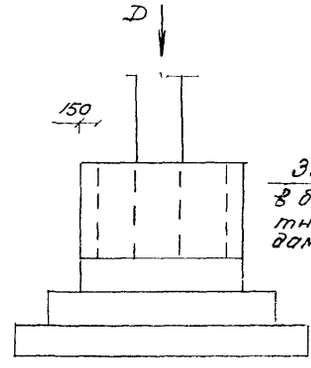
ФУ5



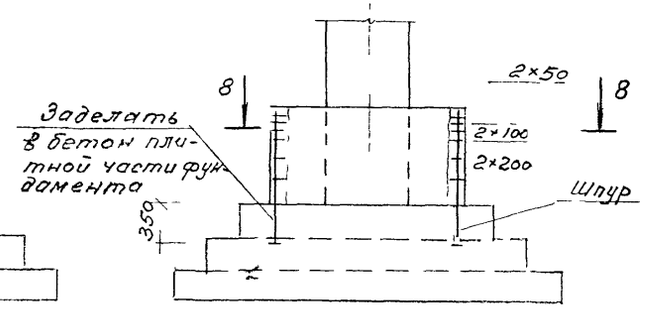
6-6



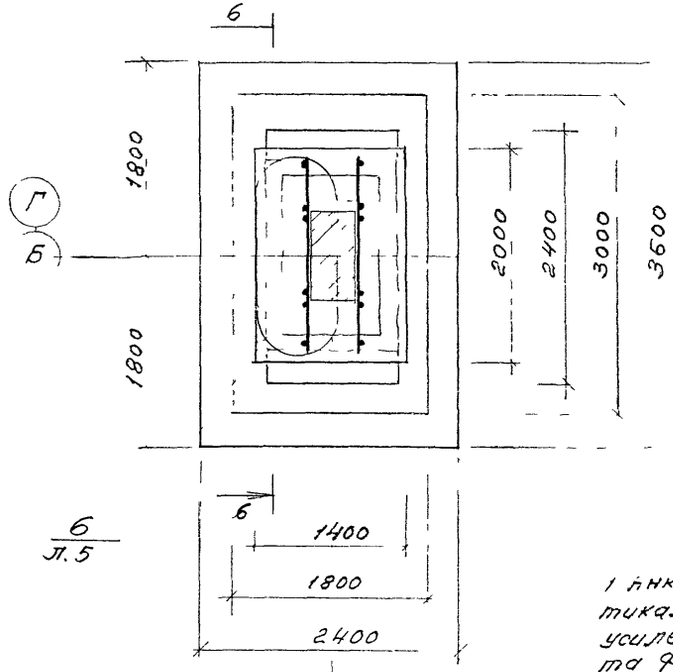
ФУ6



7-7



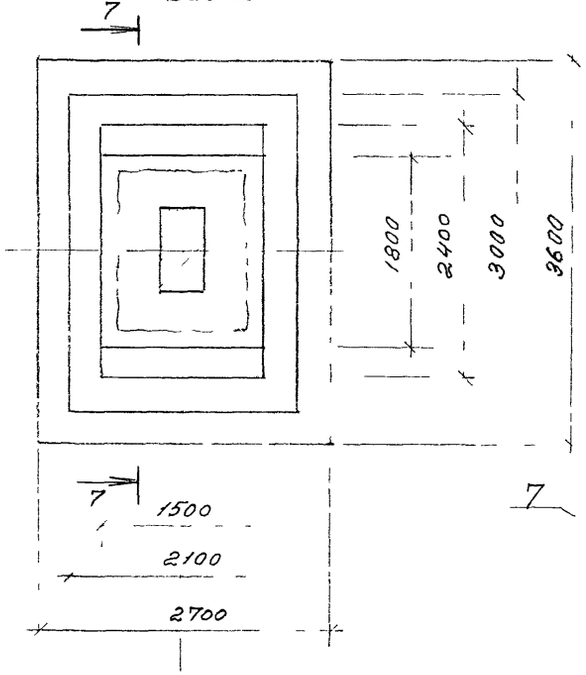
Вид Г



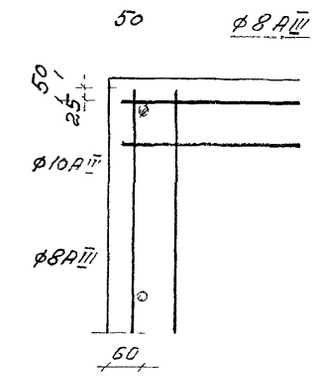
6
Л. 5

3 7 13 17

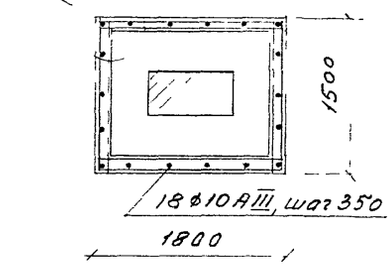
Вид Д



9 11

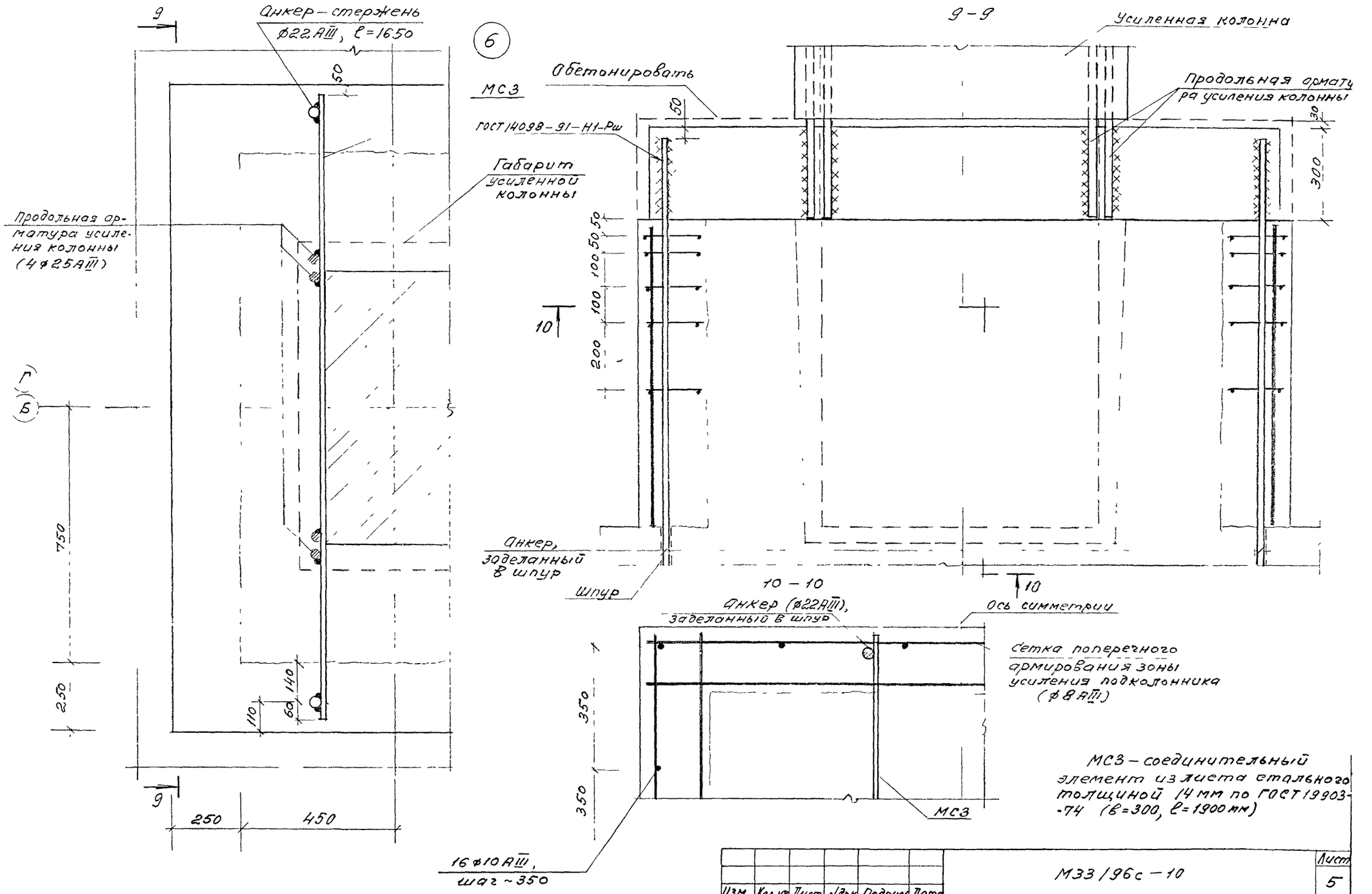


8-8

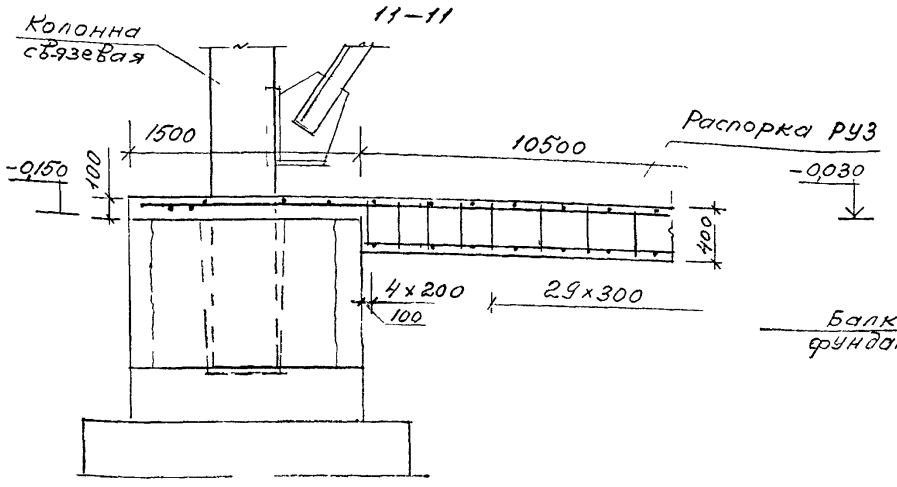


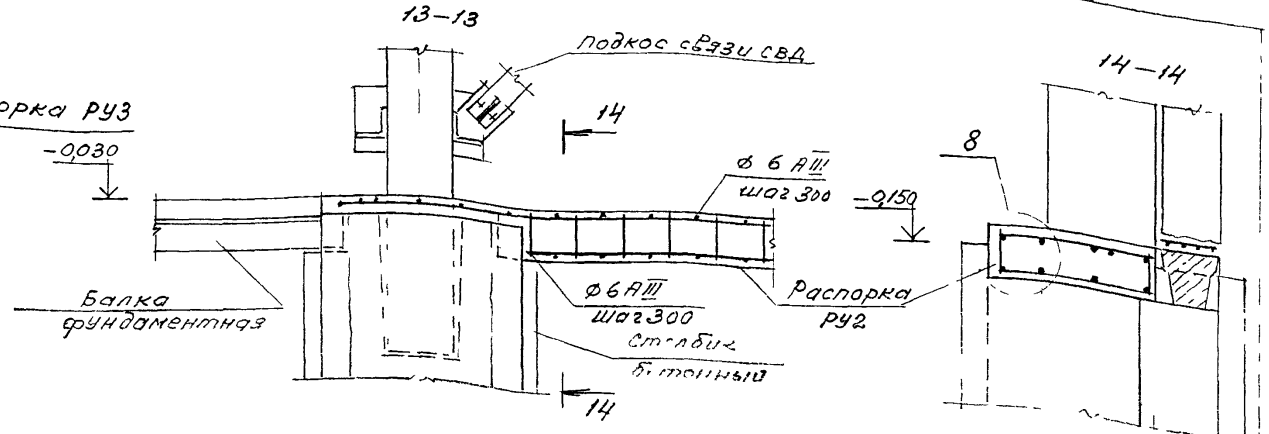
1 Анкера фундамента ФУ5 и вертикальные стержни арматуры усиления подколонника фундамента ФУ6 заделать в шпуры, предварительно просверленные в бетоне плитной части фундамента (см пояснительную записку, п. 5.9 и 5.10.).

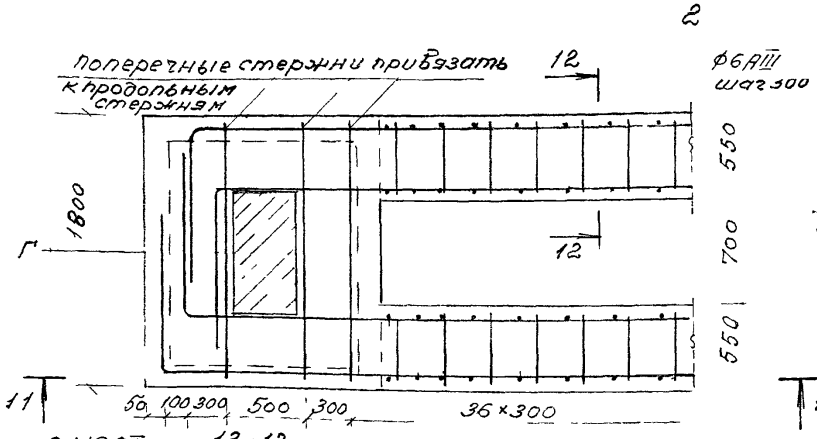
2 Приварку анкеров к соединительному элементу МС3 производить ручной дуговой сваркой ($в_{шв}$=12 мм, $h_{шв}$=6 мм) по ГОСТ 14098-91

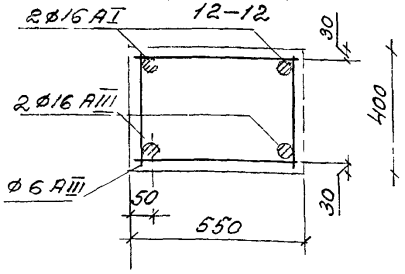


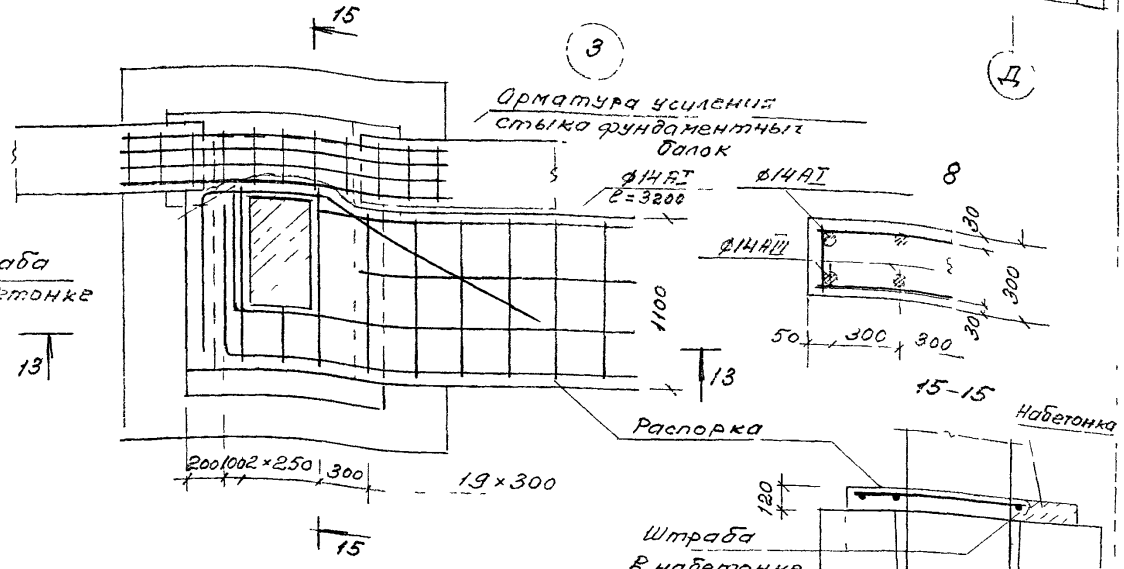
Изм.	Кол. уч.	Лист	№док.	Подпись	Дата	МЗЗ/96с – 10	Лист 5











1. Распорка Р1У1 решается аналогично распорке Р1У2.
2. В набетонке выбить штрабу для пропуска арматурного стержня распорки с последующей её заделкой бетоном

Изм.	Кол.уч.	Лист	N док.	Подпись	Дата	М33/96–10	Лист 6

Пример 1. Дано одноэтажное производственное здание с железобетонным каркасом размером в плане 72×72 м, высотой 6 м, фонарное, бескрановое, с покрытием из железобетонных плит размером 3×6 м по решетчатым балкам. Стены самонесущие панельные толщиной 300 мм из легкого бетона средней плотности до 1200 кг/м³. Здание относится ко II классу по назначению. Район строительства – IV снеговой и III ветровой, местность типа „А".

Фундаменты под колонны каркаса – монолитные железобетонные на естественном основании из бетона класса по прочности на сжатие В15. Глубина заложения фундаментов $d = 1{,}95$ м. Отметка верха фундаментов – 0,150 м. Фундаменты одноступенчатые с размером подошвы $l = 1{,}8$ м, $b = 1{,}5$ м и высотой плитной части $h_{pl} = 0{,}3$ м; размер подколонника в плане – 0,9×0,9 м. Армирование фундаментов выполнено арматурной сталью класса А-III.

Основанием фундаментов служат глинистые грунты второй категории по сейсмическим свойствам, имеющие расчетные характеристики: показатель текучести $J_L = 0{,}3$, коэффициент пористости $e = 0{,}7$, угол внутреннего трения $J_{11} = 17°$, удельное сцепление $C_{11} = 35$ кПа, удельный вес грунта выше и ниже фундамента – $\gamma_{11} = \gamma_{11}' = 18$ кН/м³.

Здание запроектировано и построено без учета сейсмического воздействия (расчетная сейсмичность 6 баллов). По новому районированию сейсмичность района установлена равной 7 баллам с повторяемостью сейсмического воздействия 2.

Требуется: проверить существующие фундаменты под колонны средних рядов на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмического воздействия и, при необходимости, дать рекомендации по их усилению.

Внимание! При проектировании усилений фундаментов реальных объектов коэффициент условий работы бетона $\gamma_{в2}$ следует принимать равным 1,0.

Как следует из расчета каркаса здания, при повышении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов двенадцать колонн в продольных рядах по осям „Б" и „Г" подлежат усилению железобетонной обоймой толщиной 80 мм (см. докум-2).

Расчету подлежат: а) фундаменты под рядовые (неусиленные) колонны сечением 400×400 мм при расчетной сейсмичности 7 баллов;
б) фундаменты под колонны, усиленные железобетонной обоймой, при расчетной сейсмичности 7 баллов.

Нагрузки, передающиеся на фундамент и действующие на уровне его верхнего обреза при особом сочетании, определенные из расчета каркаса здания, приведены в табл. 1

Таблица 1

№ проектной ситуации	Характеристика действия усилий	Тип колонны	Расчетные значения нагрузок на фундамент N, кН	M, кН·м	Q, кН
1	Усилия действуют в плоскости поперечной рамы (в плоскости „X")	рядовая	616	96	11
2		усиленная		260	38
3	Усилия действуют в плоскости продольной рамы (в плоскости „Y")	рядовая		128	14
4		усиленная		300	38

Расчет существующих фундаментов на новые усилия, связанные с увеличением расчетной сейсмичности здания, включает в себя:
1) проверку основания по несущей способности;
2) проверку на продавливание плитной части фундамента;
3) определение армирования плитной части фундамента;

Изм	Кол.уч	Лист	N док	Подпись	Дата	М33/96с – 11			
Гл. инж. пр		Бажанова				Примеры расчета усиления фундаментов при увеличении расчетной сейсмичности с 6 до 7 и с 7 до 8 баллов	Стадия	Лист	Листов
							Р	1	19
							ЦНИИПРОМЗДАНИЙ		

4) определение вертикального армирования подколонника в его прямоугольной и стаканной частях;
5) определение горизонтального армирования стенок стакана.

1 Расчет основания по несущей способности

Расчет основания по несущей способности производится на действие вертикальной составляющей внецентренной нагрузки, передаваемой фундаментом, исходя из условия (24) СНиП 2.02.01-83 „Основания зданий и сооружений"

$$N_a \le \gamma_{c,eq} \frac{N_{u,eq}}{\gamma_n}, \text{ где}$$

N_a — вертикальная нагрузка, действующая на уровне подошвы фундамента при особом сочетании нагрузок;

$N_{u,eq}$ — вертикальная составляющая предельного сопротивления основания при сейсмических воздействиях, определяемая по п. 10.6. или 10.8. „Пособия по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)", Стройиздат 1986. (в дальнейшем — „Пособия");

$\gamma_{c,eq} = 0,8$ — сейсмический коэффициент условий работы при грунтах II категории по сейсмическим свойствам для районов с повторяемостью землетрясений 2 (см исходные данные);

$\gamma_n = 1,15$ — коэффициент надежности по назначению (см. п. 2.58. СНиП 2.02.01-83).

Предварительно принимаем, что при расчетной сейсмичности 7 баллов фундамент под рядовую колонну не требует увеличения размеров по сравнению с существующим фундаментом, а фундамент под усиленную колонну увеличивается наращиванием плитной части до размеров в плане $\ell = b = 2,1$ м.

Величину вертикальной нагрузки на уровне подошвы фундамента определяем по формуле

$$N_a = N + m_{кр} \gamma_f \ell b \gamma_{mt} d, \text{ где}$$

N — вертикальная нагрузка на уровне верхнего обреза фундамента (см. табл. 1);

$m_{кр} = 0,9$ — коэффициент сочетаний для постоянных нагрузок при расчете на особое сочетание;

$\gamma_f = 1,1$ — коэффициент надежности по нагрузке;

$\gamma_{mt} = 20$ кН/м^3 — средневзвешенное значение удельного веса фундамента и грунта на его обрезах

Нагрузки, приведенные к подошве фундамента, приведены в табл. 2

Таблица 2

№ проект ситуации	Плоскость действия изг момента	Тип колонны	Размер подошвы ф-та $\ell \times b$, м	Расчетные значения нагрузок N_a, кН	M_a, кНм	Q, кН	$e_a = \frac{M_a}{N_a}$ м	$\frac{\ell}{6}$ м	$\frac{b}{6}$ м	$\frac{\ell}{3}$ м	$\frac{b}{3}$ м
1	x	рядовая	1,8×1,5	720	116	11	0,16	0,3	–	0,6	–
2		усиленная	2,1×2,1	786	328	38	0,42	0,35	–	0,7	–
3	y	рядовая	1,8×1,5	720	153	14	0,21	–	0,25	–	0,5
4		усиленная	2,1×2,1	786	368	38	0,47	–	0,35	–	0,7

Как следует из табл. 2, в проектных ситуациях №1 и 3 эксцентриситет расчетной нагрузки не превышает 1/6 ширины фундамента в плоскости момента, т.е. имеет место полное опирание подошвы фундамента на грунт. Силу предельного сопротивления основания $N_{u,eq}$ определяем по п. 10.6. Пособия.

В проектных ситуациях №2 и 4 эксцентриситет e_a меньше одной трети ширины фундамента в плоскости момента и больше 1/6 этой величины, т.е. имеет место частичный отрыв подошвы, но при этом первое условие п. 10.5. СНиП 2.02.01-83 выполняется. Силу предельного сопротивления основания в этом случае определяем по п. 10.8. Пособия с введением в расчет условного фундамента, сторона которого в плоскости действия момента равна $b_c = 1,5(b - 2e_a)$.

Согласно п. 10.4. СНиП 2.02.01-83 при действии моментных нагрузок в двух направлениях расчет основания по несущей способности должен выполняться раздельно на действие сил и моментов в каждом направлении независимо друг от друга.

Определяем расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления (см. п 2.16. СНиП 2.02.01-83)

$$\varphi_I = \frac{\varphi_{II}}{\gamma_{g(\varphi)}} = \frac{17}{1,15} = 15^\circ \text{, где } \gamma_{g(\varphi)} = 1,15 \text{ - глинистые грунты}$$

$$C_I = \frac{C_{II}}{\gamma_{g(c)}} = \frac{35}{1,5} = 23 \text{ кПа}$$

Фундаменты под рядовые колонны

а) Сейсмическое воздействие в плоскости „У".

Определяем ординаты эпюры предельного давления по краям подошвы фундамента, пользуясь формулами (238) и (239) „Пособия"

$$R_0 = \xi_q F_1 \gamma_1' d + \xi_c (F_1 - 1) \cdot C_{II} / tg\,\varphi_I \qquad (tg\,15^\circ = 0,268)$$

$$R_e = R_0 + \xi_\gamma \cdot \gamma_1 b (F_2 - k_{eq} \cdot F_3)$$

Коэффициенты F_1, F_2 и F_3 определяем по графику рис 76 „Пособия" при $\varphi_I = 15^\circ$

$F_1 = 5$; $F_2 = 1$; $F_3 = 8$

Коэффициенты формы фундамента ξ_q, ξ_γ, ξ_c определяем по формулам (17) СНиП 2.02.01-83

$$\xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta} \text{, где } \eta = \frac{\ell}{b} = \frac{1,8}{1,5} = 1,2$$

$$\xi_q = 1 + \frac{1,5}{1,2} = 2,25; \quad \xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta} = 1 - \frac{0,25}{1,2} = 0,79$$

$$\xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta} = 1 + \frac{0,3}{1,2} = 1,25$$

$K_{eq} = 0,1$ – сейсмичность площадки строительства 7 балл.

$$R_0 = 2,25 \cdot 5 \cdot 18 \cdot 1,95^\circ + 1,25 (5-1) \cdot 23 / 0,268 = 395 + 429 = 824 \text{ кПа}$$

$$R_e = 824 + 0,79 \cdot 18 \cdot 1,5 (1 - 0,1 \cdot 8) = 828 \text{ кПа}$$

Определяем эксцентриситет эпюры предельного давления e_u по формуле (241) „Пособия"

$$e_u = b (R_e - R_0) / 6 (R_e + R_0) = \frac{1,5 \cdot 4}{6 (824 + 828)} = 0,0006 < e_a = 0,21 \text{м}$$

Следовательно, вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания определяется по формуле (243) „Пособия"

$$N_{u,eq} = b \ell R_e / (1 + 6 \frac{e_a}{b}) = 1,5 \cdot 1,8 \cdot 828 / (1 + 6 \frac{0,21}{1,5}) = 1215 \text{ кН}$$

проверяем условие (24) СНиП 2.02.01-83

$$0,8 \frac{1215}{1,15} = 845 \text{ кН} > N_a = 720 \text{ кН}$$ Условие (24) соблюдается

б) Сейсмическое воздействие в плоскости „Х"

$\ell = 1,5$ м, $b = 1,8$ м; $\eta = \frac{\ell}{b} = \frac{1,5}{1,8} = 0,83 < 1$ принимаем $\eta = 1$

$\xi_q = 2,5$, $\xi_\gamma = 0,75$; $\xi_c = 1,3$

По приведенным выше формулам находим значения $R_0 = 885$ кПа, $R_e = 890$ кПа; $N_{u,eq} = 1570$ кН

$$0,8 \frac{1570}{1,15} = 1092 \text{ кН} > N_a = 720 \text{ кН}$$

След., прочность основания фундаментов под рядовые колонны при особом сочетании нагрузок обеспечена.

Фундаменты под усиленные колонны

а) Сейсмическое воздействие в плоскости „У"

$\ell = b = 2,1$ м; $e_a = 0,47$ (см. табл 2)

Определяем учитываемый в расчете размер подошвы в направлении действия момента M_y

$$b_c = 1,5 (b - 2e_a) = 1,5 (2,1 - 2 \cdot 0,47) = 1,74 \text{ м}$$

$$\eta = \frac{\ell}{b_c} = \frac{2,1}{1,74} = 1,2; \quad \xi_\gamma = 0,79; \quad \xi_q = 2,25; \quad \xi_c = 1,25$$

$R_0 = 824$ кПа

$R_e = 824 + 0,79 \cdot 18 \cdot 1,74 \cdot 0,2 = 829$ кПа

Максимальное давление под краем подошвы фундамента определяем по формуле (244) „Пособия"

$$R_{max} = 2 N_a / [3 \ell (b/2 - e_a)] = 2 \cdot 786 / [3 \cdot 2,1 (\frac{2,1}{2} - 0,47)] = 430,7 \text{ кПа} < R_e = 829 \text{ кПа}$$

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания определяем по формуле (245) „Пособия"

$N_{u,eq} = 0{,}5 \cdot b_c \cdot \ell \cdot p_e = 0{,}5 \cdot 1{,}74 \cdot 2{,}1 \cdot 829 = 1514$ кН.

$0{,}8 \frac{N_{u,eq}}{1{,}15} = \frac{0{,}8 \cdot 1514}{1{,}15} = 1053 > N_a = 786$ кН

След., условие (24) СНиП 2.02.01-83 соблюдается.

б) Сейсмическое воздействие в плоскости „x"

$\ell = b = 2{,}1$ м, $e_a = 0{,}42$ м

$b_c = 1{,}5 \cdot (2{,}1 - 2 \cdot 0{,}42) = 1{,}89$ м

$\zeta = \frac{\ell}{b_c} = \frac{2{,}1}{1{,}89} = 1{,}11$

$\xi_\gamma = 0{,}77$; $\xi_q = 2{,}35$; $\xi_c = 1{,}27$

$p_o = 848$ кПа, $p_e = 853$ кПа

$N_{u,eq} = 0{,}5 \cdot 1{,}89 \cdot 2{,}1 \cdot 853 = 1693$ кН

$0{,}8 \frac{1693}{1{,}15^2} = 1177 > N_a = 786$ кН, т.е. условие (24) СНиП 2.02.01-83 соблюдается

Вывод: при увеличении расчетной сейсмичности здания до 7 баллов размеры подошвы фундаментов под усиленные колонны должны быть увеличены до 2,1×2,1 м

2. Расчет фундаментов по несущей способности

2.1. Расчет на продавливание плитной части фундаментов

Расчет производим из условия, что все фундаменты одноступенчатые с высотой плитной части $h_{pe} = 300$мм (предварительные расчеты показали, что требуемая величина рабочей высоты $h_{o,pe}$ внецентренно нагруженного фундамента, определенная по формуле (9) „Пособия по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.0301-84 и СНиП 2.02.01-83)", ЦИТП 1989, во всех рассматриваемых проектных ситуациях колеблется от 0,18 до 0,23 м).

По п. 2.6. „Пособия по проектированию фундаментов" определяем схему расчета на продавливания или проверяем условие $h_{cf} - d_p > 0{,}5 (\ell_{cf} - \ell_c)$

$(1{,}8 - 0{,}3) - 0{,}8 = 0{,}7 > 0{,}5 (0{,}9 - 0{,}4) = 0{,}25$ м

Имеем 1-ую схему расчета на продавливание — от низа подколонника

Расчет на продавливание производим на расчетные нагрузки, приложенные на уровне подошвы фундамента, без учета веса фундамента и грунта на его уступах, т.е $N_n = N$ и $M_n = M + Q \cdot h$ (см. табл 3)

Расчет на продавливание плитной части производим из условия

$$F \le R_{bt}^p b_m h_{o,pe}, \text{ где}$$

$F = A_o p_{max}$ — величина продавливающей силы

$A_o = 0{,}5 b (\ell - \ell_c - 2h_{o,pe}) - 0{,}25 (b - b_c - 2h_{o,pe})^2$;

$p_{max} = \frac{N_n}{\ell b} + \frac{M_n}{W}$ — максимальное краевое давление на грунт от нагрузки, приложенной на уровне верхнего обреза фундамента

$R_{bt}^p = m_{кр} \cdot \gamma_{b_2} R_{bt} = 1{,}0 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}75 = 0{,}825$ МПа

$b_m = b_{cf} + h_{o,pe} = 0{,}9 + (0{,}3 - 0{,}05) = 1{,}15$ м

Расчет на продавливание выполняем в табличной форме (см табл 3 и 4).

а) Сейсмическое воздействие в плоскости „x"

Таблица 3

№ проектной ситуации	Размер подошвы ф-та, м		Сечение подколонника, м		N_n	$M_{n,x}$	W_y	$\frac{N_n}{\ell b}$	$\frac{M_{n,x}}{W_y}$	$p_{x,max} = \frac{N_n}{\ell b} + \frac{M_{n,x}}{W_y}$
	ℓ	b	ℓ_{cf}	b_{cf}	кН	кН.м	$м^3$	МПа	МПа	МПа
1	1,8	1,5	0,9	0,9	616	116	0,81	0,23	0,14	0,37
2	2,1	2,1				328	1,54	0,14	0,21	0,35

Продолжение табл.3

Определение $A_{o,x}$				$F = A_{o,x} p_{x,max}$ кН	$R_{bt}^p b_m h_{o,pe}$ кН
$0{,}5b$	$\ell - \ell_{cf} - 2h_{o,pe}$	$0{,}25(b - b_{cf} - 2h_{o,pe})^2$	$A_{o,x}$ $м^2$		
0,75	0,4	0,002	0,30	110	< 237
1,05	0,7	0,12	0,62	215	

Условие прочности на продавливание в плоскости „x" выполнено.

б) Сейсмическое воздействие в плоскости „y"

таблица 4

№ проектной ситуации	ℓ м	b м	ℓ_{cf} м	b_{cf} м	N_n кН	$M_{n,y}$ кНм	W_x м³	$\frac{N_n}{\ell b}$ МПа	$\frac{M_{n,y}}{W_x}$ МПа	$P_{y,max}=\frac{N_n}{\ell b}+\frac{M_{n,y}}{W_x}$ МПа
3	1,8	1,5	0,9	0,9	616	153	0,675	0,23	0,23	0,46
4	2,1	2,1				368	1,54	0,14	0,24	0,38

Продолжение табл. 4

Определение $A_{o,y}$				$\ell_m=\ell_{cf}+h_{o,pe}$ м	$F=A_{o,y}\cdot P_{y,max}$	$R_{bt}^p\cdot\ell_m h_{o,pe}$
$0,5\ell$	$b-b_{cf}-2h_{o,pe}$	$0,25(\ell-\ell_{cf}-2h_{o,pe})^2$	$A_{o,y}$ м²			
0,9	0,1	0,04	0,05	1,15	23	237
1,05	0,7	0,12	0,62		235	

Условие прочности на продавливание в плоскости „y" выполнено.

Вывод: прочность плитной части фундаментов на продавливание при увеличении расчетной сейсмичности до 7 баллов обеспечена

2.2. Определение армирования плитной части фундамента

Сечение арматуры плитной части фундамента определяем из расчета на изгиб консольного выступа плиты на действие отпора грунта под подошвой фундамента в сечениях по граням подколонника (предварительные расчеты показали, что эти сечения являются определяющими)

Величины нагрузок, действующих на уровне подошвы фундамента (без учета нагрузки от веса фундамента и грунта на его обрезах), приведены в табл. 3 и 4.

Как видно из табл. 2, в проектных ситуациях №1 и 3 (фундамент под рядовую колонну) эксцентриситет $e_o<\frac{1}{6}$ размера подошвы в плоскости действия момента. Следовательно, изгибающий момент $\bar{M}$ определяется по формуле (44) „Пособия по проектированию фундаментов":

$$\bar{M}=N_n c_i^2\left(1+6\frac{e_o}{\ell}-4\frac{e_o\cdot c_i}{\ell^2}\right)/2\ell,$$ где

c_i – расстояние между наиболее нагруженным краем фундамента и рассматриваемым сечением

таблица 5

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгиб. момента	Сечение (см. рис.1)	ℓ м	b м	$e_o=\frac{M_n}{N_n}$ м	c_i м	$N_n c_i^2$	$1+6\frac{e_o}{\ell}$	$4\frac{e_o c_i}{\ell^2}$	$\bar{M}$ кНм
1	x	1-1	1,8	1,5	0,19	0,45	124,7	1,63	0,10	53,0
3	y	2-2			0,25	0,3	55,4	2,0	0,13	34,5

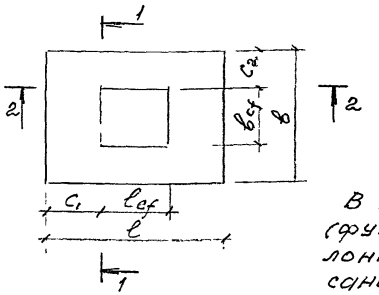


Рис. 1

В проектных ситуациях №2 и 4 (фундаменты под усиленные колонны) имеет место неполное касание подошвы с грунтом (см. табл 2). Изгибающий момент $\bar{M}$ определяем по формуле (45) „Пособия по проектированию фундаментов"

$$\bar{M}=2N_n c_i^2\left[1-\frac{2c_i}{3(\ell-2e_o)}\right]/3(\ell-2e_o)=2N_n c_i^2\cdot B/3(\ell-2e_o)$$

таблица 6

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгиб. момента	Сечение (см. рис 1)	ℓ м	b м	$e_o=\frac{M_n}{N_n}$ м	c_i м	B	$2N_n c_i^2$	$3(\ell-2e_o)$	M кН.м
2	x	1-1	2,1	2,1	0,53	0,6	0,87	443,5	3,12	123,7
4	y	2-2			0,60		0,85		2,70	139,6

Примечание. В форм. (44) и (45) символом ℓ обозначена сторона фундамента, в направлении которой действует сейсмическое воздействие

Площадь сечения арматуры, требуемой из расчета на особое сочетание нагрузок, определяем по п 3.17. „Пособия по проектированию бетонных и железобетонных

конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (т. СНиП 2.03.01-84), ЦИТП, 1986г. по формуле

$$A_{s,треб.} = \frac{\bar{M}}{m_{кр} R_s \xi h_o}, \text{ где}$$

ξ – коэффициент, определяемый по табл. 20 указанного Пособия в зависимости от значения коэффициента α_m:

$$\alpha_m = \frac{\bar{M}}{m_{кр} R_в \gamma_{в2} b h_o^2}, \text{ где}$$

$m_{кр} \cdot R_в \cdot \gamma_{в2} = 1{,}2 \cdot 8{,}5 \cdot 1{,}1 = 11{,}2$ МПа

$m_{кр} \cdot R_s = 1{,}2 \cdot 365 = 438$ МПа

Таблица 7

№ проектной ситуации	плоскость действия изгиб. момента	$\bar{M}$ кН.м	h_o м	b м	α_m	ξ	$A_{s,треб.}$ см²	Арматура существующего ф-та
1	x	530	0,25	1,5	0,050	0,974	5,0	8Ф10 AIII
2		1237		2,1	0,084	0,954	11,8	$A_{s,x} = 6{,}28$ см²
3	y	345		1,8	0,027	0,985	3,2	9Ф10 AIII
4		1396		2,1	0,095	0,950	13,4	$A_{s,y} = 7{,}07$ см²

Как видно из табл. 7, при увеличении расчетной сейсмичности здания до 7 баллов усиления армирования плитной части фундаментов под рядовые колонны не требуется, а в фундаментах под усиленные колонны в плите усиления необходимо предусмотреть установку дополнительной арматуры: по 2 стержня Ф16 AIII с каждой стороны ($A_{s,треб} - A_{sy} = 13{,}4 - 7{,}07 = 6{,}33$ см² : 4 = 1,58 см²)

2.3. Расчет поперечного сечения подколонника

2.3.1. Подбор арматуры прямоугольного сечения

Расчет выполняем на усилия, действующие по низу подколонника на уровне верха плитной части. Высота подколонника $h_{cf} = h - h_{pc} = 1{,}8 - 0{,}3 = 1{,}5$ м

Размер подколонника в плане $b_{cf} \times b_{cf} = 0{,}9 \times 0{,}9$ м (см. исходные данные).

Поскольку $\frac{h_{cf}}{b_{cf}} = \frac{1{,}5}{0{,}9} = 1{,}67 < 6$, учет продольного изгиба не производится, $\eta = 1$.

Таблица 8

№ проектной ситуации	плоскость действия изгиб. момента	N кН	$M + Q \cdot h_{cf}$ кН м	$e_o = \frac{M + Qh_{cf}}{N}$ м
1	x	616	112	0,18
2			317	0,51
3	y		149	0,24
4			357	0,58

Армирование подколонника существующего фундамента показано на рис. 2.

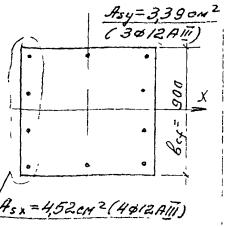


рис. 2

Подколонник рассчитываем как прямоугольное внецентренно сжатое сечение по п. 3.20 СНиП 2.03.01-84. Высоту сжатой зоны бетона определяем по формуле

$$x = \frac{N + m_{кр} \cdot R_s A_s}{m_{кр} R_в \gamma_{в2} \cdot b_{cf}}$$

В соответствии с указаниями п. 2.41 "Пособия по проектированию фундаментов" сжатую арматуру в расчете не учитываем.

Расчет производим по формуле (36) СНиП 2.03.01-84

$$Ne \le m_{кр} \cdot R_в \gamma_{в2} e_y x (h_o - 0{,}5x), \text{ где}$$

$e = e_{se} + e_o + (h \cdot 0{,}5 - a)$; $e_{se} = \frac{l_{cf}}{30} = \frac{90}{30} = 3$ см – случайный начальный эксцентриситет

Таблица 9

№ проектной ситуации	A_s см²	x см	h_o см	$0{,}5h - a$ см	e м	Ne кН.м	$m_{кр} R_в \gamma_{в2} e_y x (h_o - 0{,}5x)$ кН.м
1	4,52	8,0	82,5	37,5	0,685	363	633
2					0,915	564	
3	3,39	7,6			0,645	397	603
4					0,985	607	

Вывод: при увеличении расчетной сейсмичности здания до 7 баллов усиления армирования прямоугольной части подколонника не требуется.

2.3.2. Подбор арматуры коробчатого сечения

а) Определение продольного армирования стенок стакана

При расчете стаканной части подколонника величину продольной силы N_n, передаваемой через бетон замоноличивания на стенки стакана, принимаем равной $N_n = 0{,}5N$.

Коробчатое сечение подколонника рассчитываем на действие продольной силы N_n и приведенного изгибающего момента M_{nx} или M_{ny}, действующего на уровне торца колонны

$$M_{nx} = M_x + Q_x \cdot h_{anc}; \quad M_{ny} = M_y + Q_y \cdot h_{anc}, \text{ где}$$

$h_{anc} = 0{,}75$ м — длина заделки колонны в стакан фундамента

Стаканная часть подколонника рассчитывается как внецентренно сжатый элемент без учета случайного эксцентриситета.

Таблица 10

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгиб. момента	N_n кН	M_n кН·м	$e_0 = \frac{M_n}{N_n}$ м	$e = e_0 + 0{,}5h - a$ м	$A_s = A_s'$ см²	$x = \frac{N_n}{m_{кр} R_в \gamma_{в2} b_{cf}}$ см
1	x	308	104	0,34	0,72	4,52	3,0
2			289	0,94	1,32		
3	y		139	0,45	0,83	3,39	
4			329	1,07	1,45		

Проверяем выполнение условия (36) СНиП 2.03.01-84

$$Ne \le m_{кр} R_в \gamma_{в2} b_{cf} x (h_o - 0{,}5x) + m_{кр} R_{sc} A_s' (h_o - a') =$$

Продолжение табл.10

$h_o - 0{,}5x$ м	$m_{кр} R_в \gamma_{в2}$ МПа	$m_{кр} R_в \gamma_{в2} b_{cf} x \times (h_o - 0{,}5x)$ кН·м	$m_{кр} R_{sc}$ МПа	$m_{кр} R_{sc} A_s' \times (h_o - a')$ кН·м	$\frac{m_{кр} R_в \gamma_{в2} b_{cf} x \times (h_o - 0{,}5x) + m_{кр} R_{sc} A_s' \times (h_o - a')}{кН·м}$	$N_n \cdot e$ кН·м
0,81	1,2 · 8,5 · 1,1 = 11,2	244,9	1,2 · 365 = 438	148,5	393,4	> 221,8
						< 406,6
				111,4	356,3	> 255,6
						< 446,6

В проектных ситуациях №2 и 4 прочность стаканной части подколонника не обеспечена. Необходимо выполнить усиление подколонника железобетонной обоймой с установкой дополнительной продольной арматуры в соответствии с рис. 3, размер усиленного подколонника в плане $b_{cf}' \times b_{cf}' = 1{,}2 \times 1{,}2$ м.

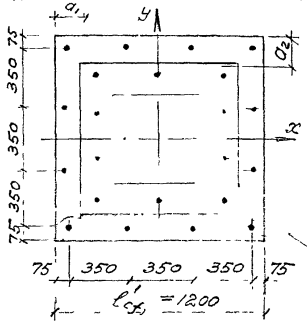


Рис. 3

Арматура усиления - 12 стержней ⌀10AIII равномерно расположенных по периметру сечения

Определяем положение центра тяжести суммарной площади поперечного сечения арматуры

$$a_1 = \frac{4{,}52 \cdot 22{,}5 + 3{,}14 \cdot 7{,}5}{4{,}52 + 3{,}14} = 16{,}4 \text{ см}$$

$$a_2 = \frac{3{,}39 \cdot 22{,}5 + 3{,}14 \cdot 7{,}5}{3{,}39 + 3{,}14} = 15{,}3 \text{ см}$$

Для проектных ситуаций №2 и 4 производим повторный расчет стаканной части подколонника при новых его габаритах и армировании

Таблица 11

№ проектной ситуации	$b_{cf}' = b_{cf}'$ м	$a = a'$ см	h_o см	$A_s = A_s'$ см²	$x = \frac{N_n}{m_{кр} R_в \gamma_{в2} b_{cf}'}$ см	$m_{кр} R_в \gamma_{в2} b_{cf}' x \times (h_o - 0{,}5x)$ кН·м
2	1,2	16,4	103,6	7,66	2,3	316,7
4		15,3	104,7	6,53		320,1

Продолжение табл.11

$h_o - a'$ см	$m_{кр} R_{sc} A_s' (h_o - a')$ кН·м	$m_{кр} R_в \gamma_{в2} b_{cf}' x (h_o - 0{,}5x) + m_{кр} R_{sc} A_s' (h_o - a')$ кН·м	$e = e_o + (0{,}5 \cdot b_{cf}' - a)$ м	Ne кН·м
87,2	292,6	609,3	1,38	425,0
89,4	255,7	575,8	1,51	465,1

Условие (36) СНиП 2.03.01-84 выполняется. След., арматура усиления подколонника подобрана правильно

б) Определение поперечного армирования стенок стакана

Расчет производим в соответствии с п. 2.45. „Пособия по проектированию фундаментов".

В стенках стаканов существующих фундаментов установлены четыре сетки из 4 Ø8 AIII (A_s = 2,01 см²), см. рис 4. В проектных ситуациях №2 и 4, в которых на основании расчета по п. „д" должно быть выполнено усиление с увеличением поперечных размеров подколонника до 1,2 × 1,2 м, в бетоне усиления предусматривается установку дополнительных четырех сеток из 4 Ø8 AIII (см. рис. 5).

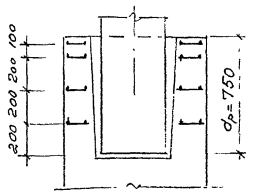


Рис. 4

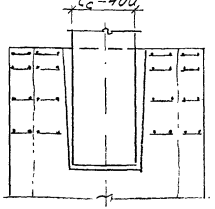


Рис. 5

Определение условных изгибающих моментов производим по формулам (58) или (59) в зависимости от величины эксцентриситета приложения нагрузок, действующих на уровне верхнего обреза фундамента.

Таблица 12

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгиб. момента	N кН	M кН.м	Q кН	$e_0 = \frac{M}{N}$ м	$\frac{\ell_c}{6}$ м	$\frac{\ell_c}{2}$ м	Формула по определению изгиб. момента (см. Пособие по проек. „ф-тов", п. 3.42.)
1	x	616	96	11	0,16	0,07	0,2	(59)
2			260	38	0,42			(58)
3	y		128	14	0,20			(59)
4			300	38	0,49			(58)

Продолжение табл. 12

Σz_i м	$m_{кр} R_s$ ($m_{кр}$=1)	$M_к' = 0,3M + Qd_p$ кН.м	$M_к = 0,8(M + Qd_p - 0,5Ne_c$ кН.м	$A_s^{тр} = \frac{M_к}{m_{кр} R_s \Sigma z_i}$ см²	A_s см²
1,9	355	37	—	0,55	2,01
		—	132	1,96	4,02
		49	—	0,73	2,01
		—	164	2,43	4,02

Выводы: при увеличении расчетной сейсмичности здания до 7 баллов размеры и армирование фундаментов под рядовые колонны не требуют изменения, а фундаменты под усиленные колонны подлежат усилению наращиванием с установкой дополнительной арматуры (см. табл. 13)

Таблица 13

Сейсмичность, баллы	Тип колонны	Размеры фундаментам $\ell \times в$	$\ell_{cf} \times в_{cf}$	h	h_{pe}	Арматура усиления: плиты	подколонника: вертикал.	горизонт.
7	рядовая	1,8×1,5	0,9×0,9	1,8	0,3	не требуется		
	усиленная	2,1×2,1	1,2×1,2			8 Ø16 AIII	12 Ø10 AIII	4 Ø8 AIII (4 шт.)

Пример 2. Исходные данные, в т.ч. размеры и армирование фундаментов, — по примеру 1.

Здание запроектировано и построено с учетом расчетной сейсмичности 7 баллов. По новому районированию сейсмичность района увеличена до 8 баллов с повторяемостью сейсмического воздействия 2.

Требуется: проверить существующие фундаменты под колонны средних рядов на особое сочетание нагрузок и дать рекомендации по их усилению.

Как следует из расчета каркаса здания, при повышении расчетной сейсмичности здания с 7 до 8 баллов шесть колонн в продольных рядах по осям Б" и Г" подлежат усилению стальной обоймой из уголков сечением 110×8 мм (см. докум.

Расчету подлежат:

а) фундаменты под рядовые (неусиленные) колонны сечением 400×400 мм при расчетной сейсмичности 8 баллов;

б) фундаменты под колонны, усиленные стальной обоймой, при расчетной сейсмичности 8 баллов.

Нагрузки, передающиеся на фундамент и действующие на уровне его верхнего обреза при особом сочетании,

определенные из расчета каркаса здания, приведены в табл. 14.

таблица 14

№№ проектной ситуации	Характеристика действия усилий	Тип колонны	Расчетные значения нагрузок на фундамент		
			N, кН	M, кН.м	Q, кН
1	Усилия действуют в плоскости поперечной рамы (в плоскости „x")	рядовая	616	167	22
2		усиленная		457	67
3	Усилия действуют в плоскости продольной рамы (в плоскости „y")	рядовая		211	24
4		усиленная		516	67

Производим объем расчетов, аналогичный выполненным в примере 1.

1. Расчет основания по несущей способности

Предварительно принимаем, что при расчетной сейсмичности 8 баллов фундамент под рядовую колонну будет иметь размер подошвы 1,8 × 1,8 м, а под усиленную колонну — 2,4 × 2,4 м.

Величины нагрузок, приведенных к подошве фундамента, приведены в табл. 15. При этом, величина вертикальной нагрузки определена по формуле

$$N_a = N + m_{кр} \gamma_f \ell b \gamma_{mt} d,$$ где

N — вертикальная нагрузка на уровне верхнего обреза фундамента (см. табл. 14);

$m_{кр} = 0,9$ — коэффициент сочетаний для постоянных нагрузок при расчете на особое сочетание;

$\gamma_f = 1,1$ — коэффициент надежности по нагрузке

$\gamma_{mt} = 20$ кН/м³ — средневзвешенное значение удельного веса фундамента и грунта на его обрезах,

а величина изгибающего момента — по формуле

$M_a = M + Qh$ (Значения M и Q — см. табл. 14),

где h — высота фундамента.

таблица 15

№№ проектной ситуации	Плоскость действия изгибающ. момента	Тип колонны	Размер подошвы фундамента, м	Расчетные значения нагрузок			$e_a = \frac{M_a}{N_a}$	$\frac{\ell}{6}\left(\frac{b}{6}\right)$	$\frac{\ell}{3}\left(\frac{b}{3}\right)$
				N_a, кН	M_a, кН.м	Q, кН	м	м	м
1	x	рядовая	1,8 × 1,8	741	207	22	0,28	0,3	0,6
2		усиленная	2,4 × 2,4	838	578	67	0,69	0,4	0,8
3	y	рядовая	1,8 × 1,8	741	254	24	0,34	0,3	0,6
4		усиленная	2,4 × 2,4	838	637	67	0,76	0,4	0,8

Как следует из табл. 15, только в первой проектной ситуации имеет место полное опирание подошвы фундамента на грунт, в проектных ситуациях №2,3 и 4 имеем: $\frac{\ell}{6}\left(\frac{b}{6}\right) < e_a < \frac{\ell}{3}\left(\frac{b}{3}\right)$, т.е. имеет место частичный отрыв подошвы, но при этом первое условие п. 10.5. СНиП 2.02.01-83 выполняется.

Проверку несущей способности основания производим на сейсмическое воздействие в плоскости „y" учитывая, что подошвы фундаментов имеют форму квадрата и $M_y > M_x$.

Силу предельного сопротивления основания определяем по п. 10.8. „Пособия по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)" с введением в расчет условного фундамента, сторона которого в плоскости действия момента равна $b_c = 1,5"(b - 2e_a)$.

а) Фундаменты под рядовые колонны (сейсмическое воздействие в плоскости „y")

$\ell = b = 1,8$ м, $e_a = 0,34$ (см табл 15)

$b_c = 1,5(1,8 - 2 \cdot 0,34) = 1,68$ м

$\eta = \frac{\ell}{b_c} = \frac{1,8}{1,68} = 1,07$; $\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta} = 1 - \frac{0,25}{1,07} = 0,77$;

$\xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta} = 1 + \frac{1,5}{1,07} = 2,4$; $\xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta} = 1 + \frac{0,3}{1,07} = 1,28$

Определяем ординаты эпюры предельного давления по краям подошвы фундамента по формулам (238) и (239) Пособия, п 10.6.

$p_0 = \xi_q \cdot F_1 \gamma_1' d + \xi_c (F_1 - 1) c_1 / tg\varphi_1$;

$p_e = p_0 + \xi_\gamma \gamma_1' b (F_2 - k_{eq} \cdot F_3)$, где $F_1 = 5$, $F_2 = 1$, $F_3 = 8$ (см. пример 1, л.3.

Коэффициент $K_{eq}=0,2$ — сейсмичность площадки строительства 8 баллов

Расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления (см. п. 2.16. СНиП 2.02.01-83)

$$\varphi_I=\frac{\varphi_{II}}{\gamma_{g(\varphi)}}=\frac{17}{1,15}=15^\circ\ ;\quad C_I=\frac{C_{II}}{\gamma_{g(C)}}=\frac{35}{1,5}=23\ кПа\ ;\quad tg\varphi_I=tg15^\circ=0,268$$

$$R_0=2,4\cdot5\cdot18\cdot1,95+1,28\,(5-1)\cdot23\,/0,268=860\ кПа$$

поскольку $F_2=1<K_{eq}\cdot F_3=0,2\cdot8=1,6$, то $R_E=R_0=860$ кПа

Максимальное расчетное давление по подошве фундамента определяем по формуле (244) п. 10.8. „Пособия по проектированию оснований"

$$P_{max}=2N_a\,/\,3e\,(b/2-e_a)=2\cdot741\,/3\cdot1,8\,(0,9-0,3)=$$
$$=457\ кПа<R_E=860\ кПа$$

Вертикальную составляющую силы предельного сопротивления основания определяем по формуле (245)

$$N_{u,eq}=0,5\,b_c\,\ell\,R_E=0,5\cdot1,68\cdot1,8\cdot860=1300\ кН$$

$$0,8\,\frac{N_{ueq}}{1,15}=\frac{0,8\cdot1300}{1,15}=904\ кН>N_a=741\ кН$$

Следовательно, условие (24) СНиП 2.02.01-83 соблюдается и прочность основания фундамента обеспечена.

Вывод: при увеличении расчетной сейсмичности до 8 баллов размер ширины подошвы фундаментов под средние рядовые колонны должен быть увеличен с 1,5 до 1,8 м.

б) Фундаменты под усиленные колонны (сейсмическое воздействие в плоскости „У")

$\ell=b=2,4$ м ; $e_a=0,76$ (см. табл. 15);

$b_c=1,5(2,4-2\cdot0,76)=1,32$

$$\eta=\frac{\ell}{b_c}=\frac{2,4}{1,32}=1,82\ ;\quad \xi_\gamma=0,86\ ;\quad \xi_q=1,82\ ;\quad \xi_c=1,16$$

$$R_0=1,82\cdot5\cdot18\cdot1,95+1,16\,(5-1)\cdot23\,/0,268=717\ кПа$$

$R_E=R_0=717$ кПа

$$P_{max}=2\cdot838/3\cdot2,4\,(1,2-0,76)=529<R_E=717\ кПа$$

$$N_{u,eq}=0,5\,b_c\,\ell\,R_E=0,5\cdot1,32\cdot2,4\cdot717=1136\ кН$$

$$\frac{0,8\,N_{u,eq}}{1,15}=\frac{0,8\cdot1136}{1,15}=790\ кН<N_a=838\ кН$$

Следовательно, устойчивость основания не обеспечена и требуется увеличение размеров подошвы фундаментов под усиленные колонны.

Принимаем $\ell=b=2,7$ м. и уточняем значение вертикальной нагрузки при особом сочетании

$$N_a=616+0,9\cdot1,1\cdot2,7^2\cdot20\cdot1,95=897\ кН$$

$$e_a=\frac{M_a}{N_a}=\frac{637}{897}=0,71\ м<\frac{b}{3}=\frac{2,7}{3}=0,9\ м$$

$b_c=1,5\,(2,7-2\cdot0,71)=1,92$ м

$$\eta=\frac{\ell}{b_c}=\frac{2,7}{1,92}=1,4\quad \xi_\gamma=0,82\ ,\quad \xi_q=2,07\ ;\quad \xi_c=1,21$$

$$R_0=2,07\cdot5\cdot18\cdot1,95+1,21\cdot4\cdot23\,/0,268=778\ кПа$$

$R_E=R_0=778$ кПа

Вертикальная составляющая силы предельного сопротивления основания равна

$$N_{u,eq}=0,5\cdot1,92\cdot2,7\cdot778=2016\ кН$$

$$0,8\,\frac{2016}{1,15}=1403\ кН>N_a=897\ кН$$

Вывод: при увеличении расчетной сейсмичности до 8 баллов размеры подошвы фундаментов под средние усиленные колонны должны быть увеличены до $\ell=b=2,7$ м. По конструктивным соображениям предусматриваем устройство второй ступени с размерами в плане $\ell_1=b_1=1,8$ м. Суммарная высота плитной части усиленного фундамента равна 0,6 м.

2. Расчет фундаментов по несущей способности

2.1 Расчет на продавливание плитной части фундаментов

Расчет на продавливание производим на расчетные нагрузки, приложенные на уровне подошвы фундамента, без учета веса фундамента и грунта на его уступах (см. табл. 16).

Определяем схему расчета на продавливание по п. 2.6. „Пособия по проектированию фундаментов" проверяем условие $h_{cf}-d_p\geq0,5\,(b_{cf}-b_c)$

Фундамент под рядовую колонну
$(1{,}8-0{,}3)-0{,}8=0{,}7м > 0{,}5(0{,}9-0{,}4)=0{,}25м$

Фундамент под усиленную колонну
$(1{,}8-0{,}6)-0{,}8=0{,}4м > 0{,}5(0{,}9-0{,}4)=0{,}25м$

В обоих случаях условие соблюдается, т.е имеем 1-ую схему расчета на продавливание — от низа подколонника.

Расчет на продавливание плитной части производим из условия $F \leq R^{p}_{bt}\, b_m\, h_{o,pl}$ (см. раздел 2.1. Примера 1, л.4).

Расчет на продавливание выполняем в табличной форме (см. табл. 16 и 17).

а) Сейсмическое воздействие в плоскости „x"

таблица 16

№ проектной ситуации	Размер подошвы фундамента, м		Сечение подколонника, м		N_n	$M_{n,x}$	W_y	$\frac{N_n}{lb}$	$\frac{M_{n,x}}{W_y}$	$P_{x,max}=\frac{N_n}{lb}+\frac{M_{n,x}}{W_y}$
	l	b	l_{cf}	b_{cf}	кН	кН.м	м³	МПа	МПа	МПа
1	1,8	1,8	0,9	0,9	616	207	0,97	0,190	0,213	0,403
2	2,7	2,7				578	3,28	0,084	0,176	0,260

Продолжение табл 16

$h_{o,pl}$	Определение $A_{o,x}$				$F=A_{o,x}\cdot P_{x,max}$	$b_m=b_{cf}+h_{o,pl}$	R^{p}_{bt}	$R^{p}_{bt}\cdot b_m\cdot h_{o,pl}$
	$0{,}5b$	$l-l_{cf}-2h_{o,pl}$	$0{,}25(b-b_{cf}-2h_{o,pl})^2$	$A_{o,x}$				
м	м			м²	кН	м	МПа	кН
0,25	0,9	0,4	0,04	0,32	129	1,15	0,825	237
0,55	1,35	0,7	0,12	0,82	214	1,45		658

Условие прочности плитной части на продавливание соблюдается

б) Сейсмическое воздействие в плоскости „y"

таблица 17

№ проектной ситуации	l	b	l_{cf}	b_{cf}	N_n	$M_{n,y}$	W_x	$\frac{N_n}{lb}$	$\frac{M_{n,y}}{W_x}$	$P_{y,max}=\frac{N_n}{lb}+\frac{M_{n,y}}{W_x}$
	м	м	м	м	кН	кН.м	м³	МПа	МПа	МПа
3	1,8	1,8	0,9	0,9	616	254	0,97	0,190	0,260	0,45
4	2,7	2,7				637	3,28	0,084	0,194	0,28

Продолжение табл 17

Определение $A_{o,y}$				$l_m=l_{cf}+h_{o,pl}$	$F=A_{o,y}\,P_{y,max}$	$R^{p}_{bt}\cdot l_m\cdot h_{o,pl}$
$0{,}5l$	$b-b_{cf}-2h_{o,pl}$	$0{,}25(l-l_{cf}-2h_{o,pl})^2$	$A_{o,y}$			
			м²	м	кН	кН
0,9	0,4	0,04	0,32	1,15	144	237
1,35	0,7	0,12	0,82	1,45	230	658

Условие прочности соблюдается

Вывод: при увеличении расчетной сейсмичности до 8 баллов прочность усиленных фундаментов на продавливание плитной части обеспечена

2.2 Определение армирования плитной части фундамента

Величины нагрузок, действующих на уровне подошвы фундамента, приведены в табл. 16 и 17.

Как следует из табл. 15, в проектной ситуации №1 (фундамент под рядовую колонну) эксцентриситет $e_a < \frac{l}{6}$.

Следовательно, изгибающий момент $\bar{M}$ определяется по формуле (44) „Пособия по проектированию фундаментов"

Сечение арматуры подошвы определяем из расчета на изгиб консольного вылета плитной части фундамента на действие отпора грунта под подошвой фундамента в сечениях 1-1 и 2-2 по граням подколонника (см. рис. 1 на стр. 5)

$$\bar{M}=N_n\cdot c_i^2\left(1+6\frac{e_o}{l}-\frac{4e_o c_i}{l^2}\right)/2l=616\cdot 0{,}45^2\left(1+6\frac{0{,}34}{1{,}8}-\frac{4\cdot 0{,}34\cdot 0{,}45}{1{,}8^2}\right)/2\cdot 1{,}8=67{,}2\ кН.м$$

В проектных ситуациях №2,3 и 4 имеет место неполное касание подошвы с грунтом (см. табл. 15). Изгибающий момент $\bar{M}$ определяем по формуле (45) „Пособия по проектированию фундаментов"

$$\bar{M}=2N_n\cdot c_i^2\left[1-\frac{2c_i}{9(l-2e_o)}\right]/3(l-2e_o)$$

Проектная ситуация №2: $\bar{M}=2\cdot 616\cdot 0{,}9^2\,\frac{1-\frac{2\cdot 0{,}9}{9(2{,}7-2\cdot 0{,}94)}}{3(2{,}7-2\cdot 0{,}94)}=$
$=308{,}3$ кН.м;

Проектная ситуация №3 $\bar{M}=762$ кН.м
— " — №4 $\bar{M}=358{,}6$ кН.м

Требуемую площадь сечения арматуры подошвы фундамента определяем по п 3.17 „Пособия по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)".

$$A_{s,треб} = \frac{\bar{M}}{m_{кр} R_s \xi h_0}$$, где коэффициент ξ определяется

по табл. 20 указанного Пособия в зависимости от значения коэффициента α_m

$$\alpha_m = \frac{\bar{M}}{m_{кр} R_в \gamma_{в2} b h_0^2}$$, где $m_{кр} \cdot R_в \cdot \gamma_{в2} = 1{,}2 \cdot 8{,}5 \cdot 1{,}1 = 11{,}2$ МПа

$m_{кр} R_s = 1{,}2 \cdot 365 = 438$ МПа

Таблица 18

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгиб. момента	$\bar{M}$ кН.м	h_0 м	b м	α_m	ξ	$A_{s,треб}$ см²	Арматура существующего фундамента
1	x	67,2	0,25	1,8	0,0053	0,972	6,3	8Ф10 AIII
2		308,4	0,55	2,7	0,034	0,986	13,0	$A_{s,x}$=6,28 см²
3	y	76,2	0,25	1,8	0,052	0,972	7,2	9Ф10 AIII
4		358,6	0,55	2,7	0,039	0,980	15,2	$A_{s,y}$=7,07 см²

Как следует из табл. 18, при увеличении расчетной сейсмичности здания до 8 баллов в фундаментах под рядовые колонны необходимо увеличить длину подошвы с 1,8м до 2,1м для размещения арматуры усиления. С каждой стороны плиты усиления предусматриваем установку двух стержней Ф10 AIII.

В плите усиления фундаментов под усиленные колонны предусматриваем установку четырех стержней Ф12 AIII с каждой стороны.

Проверяем достаточность такого усиления

- В направлении оси „x"

$$A_{s,x}^{ус} = A_{s,треб} - A_{s,x} = 13{,}0 - 6{,}28 = 6{,}72 \text{ см}^2 : 8 = 0{,}84 \text{ см}^2$$ (8Ф12 AIII)

- В направлении оси „y"

$$A_{s,y}^{ус} = A_{s,треб} - A_{s,y} = 15{,}2 - 7{,}07 = 8{,}13 : 8 = 1{,}02 \text{ см}^2$$ (8Ф12 AIII)

Следовательно, арматура усиления подобрана правильно.

2.3. Расчет поперечного сечения подколонника

2.3.1. Подбор арматуры прямоугольного сечения

Расчет выполняем на усилия, действующие по низу подколонника на уровне верха плитной части (см. раздел 2.3.1 Примера 1)

Таблица 19

№ проектной ситуации	N кН	$M + h \cdot Q$ кН.м	$e_0 = \frac{M+150}{N}$ м	A_s (см. рис. 2) см²	$m_{кр} R_s$ МПа	$m_{кр} R_в \gamma_{в2}$ МПа	x *) см	$h_0 - \frac{x}{2}$ см
1	616	200	0,32	4,52	1,2×365 = =438	1,2×8,5×1,1= =11,2	8,0	78,5
2		537	0,87					
3		247	0,40	3,39			7,6	78,7
4		596	0,97					

*) См. Пример 1, п. 2.3.1, л 6

Продолжение табл. 19

$m_{кр} R_в \gamma_{в2} b_{cf} x \times (h_0 - \frac{x}{2})$ кН.м	N	$e = e_{se} + e_c + (0{,}5h - a)$ м	Ne кН.м
633	0,375	0,73	450
		1,28	788
603		0,81	499
		1,38	850

Условие прочности:

$Ne \le m_{кр} R_в \gamma_{в2} b_{cf} x (h_0 - 0{,}5x)$

(см. п. 3.20 СНиП 2.03.01-84)

h_{cf} = 1,5 м – в проектных ситуациях №1 из

h_{cf} = 1,2 м – — „ — №2 и 4

Вывод: при увеличении расчетной сейсмичности до 8 баллов прочность прямоугольного сечения подколонников в фундаментах под рядовые колонны обеспечена, а под усиленные колонны (проектные ситуации №2 и 4) – не обеспечена. Необходимо выполнить усиление подколонников под усиленные колонны железобетонной обоймой толщиной 150 мм (b'_{cf} = 1200 мм)

Пересчитываем проектные ситуации №2 и 4 при новых исходных данных. Арматуру усиления принимаем из 16 стержней Ф10 AIII, расположенных равномерно по периметру зоны усиления (см. рис. 6 на л. 13).

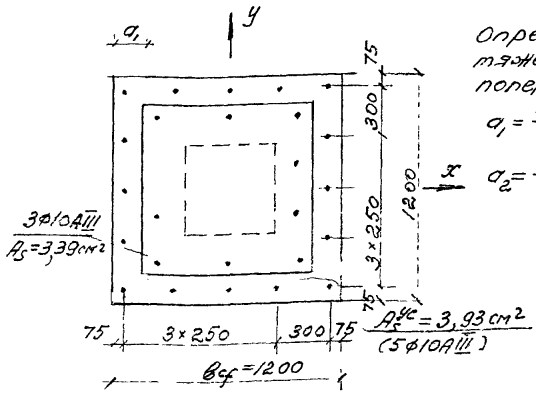


Рис. 6

Определяем положение центра тяжести суммарной площади поперечного сечения арматуры

$$a_1 = \frac{4{,}52\cdot 22{,}5 + 3{,}93\cdot 7{,}5}{4{,}52 + 3{,}93} = 15{,}5\ см$$

$$a_2 = \frac{3{,}39\cdot 22{,}5 + 3{,}93\cdot 7{,}5}{3{,}39 + 3{,}93} = 14{,}4\ см$$

Таблица 20

№ проектной ситуации	$a = a'$ см	h_0 см	ΣA_s см²	$x = \frac{N + m_{кр} R_s \Sigma A_s}{m_{кр} R_b \gamma_{b2} B_{cf}}$ см	$h_0 - \frac{x}{2}$ см	$m_{кр} R_b \gamma_{b2} B_{cf} x \times (h_0 - \frac{x}{2})$ кН·м
2	15,5	104,5	8,45	7,3		989
4	14,4	105,6	7,32	7,0		961

Продолжение табл. 20

$0{,}5h - a$ см	e_0 (см. табл. 19) см	e_{sl} см	$e = e_0 + e_{sl} + (0{,}5h - a)$ см	Ne кН·м
44,5	87	3,0	134,5	829
45,6	97		145,6	837

Прочность прямоугольного сечения усиленного подколонника обеспечена

2.3.2. Подбор арматуры коробчатого сечения

а) Определение продольного армирования стенок стакана

Коробчатое сечение подколонника рассчитываем на действие продольной силы $N_n = 0{,}5N$ и приведенного изгибающего момента, действующего на уровне торца колонны, $M_{nx} = M_x + Q_x \cdot h_{anc}$ и $M_{ny} = M_y + Q_y h_{anc}$, где $h_{anc} = 0{,}75$ м – длина заделки колонны в стакан фундамента.

Стаканная часть подколонника рассчитывается как внецентренно сжатый элемент без учета случайного эксцентриситета.

Таблица 21

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгиб. момента	N_n кН	M_n кН·м	$e_0 = \frac{M_n}{N_n}$ м	$0{,}5h - a$ м	$e = e_0 + (0{,}5h - a)$ м	$N_n e$ кН·м	$A_s = A_s'$ см²
1	x	308	184	0,60	0,375	0,975	300	4,52
2			507	1,65	0,445	2,095	645	8,45
3	y		229	0,74	0,375	1,115	343	339
4			566	1,84	0,456	2,296	707	7,32

Продолжение табл. 21

$B_{cf} = b_{cf}$ м	$x = \frac{N_n}{m_{кр} R_b \gamma_{b2} B_{cf}}$ см	h_0 см	$m_{кр} R_b \gamma_{b2} B_{cf} x \times (h_0 - 0{,}5x) = Б$, кН·м	$m_{кр} R_{sc} A_s' \times (h_0 - a') = В$ кН·м	Б + В кН·м	
0,9	3,0	82,5	245	148	393	$> N_n e$
1,2	2,3	104,5	319	329	648	
0,9	3,0	82,5	245	111	356	$< N_n e$
1,2	2,3	105,6	323	292	615	

В проектной ситуации №4 прочность коробчатого сечения не обеспечена. Увеличиваем количество продольных стержней в бетоне усиления подколонника в плоскости, параллельной оси „x" с 5Ø10 до 6Ø12AIII (см. рис. 7).

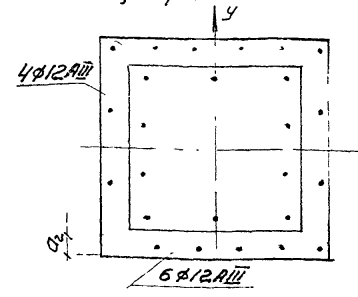


Рис. 7

$$a_2 = \frac{3{,}39\cdot 22{,}5 + 6{,}79\cdot 7{,}5}{3{,}39 + 6{,}79} = 12{,}5\ см;\quad A_s = A_s' = 10{,}18\ см^2$$

$$h_0 = 120 - 12{,}5 = 107{,}5\ см$$

$$m_{кр} R_b \gamma_{b2} b x (h_0 - 0{,}5x) + m_{кр} R_{sc} A_s' (h_0 - a') =$$

$$1{,}2\cdot 8{,}5\cdot 1{,}1\cdot 120\cdot 2{,}3\,(107{,}5 - 1{,}15)\cdot 10^{-3} +$$

$$1{,}2\cdot 365\cdot 10{,}18\,(107{,}5 - 12{,}5)\cdot 10^{-3} = 329 + 423 =$$

$$= 752\ кН\cdot м > N_n e = 308\,(1{,}84 + 0{,}6 - 0{,}125) = 711\ кН\cdot м$$

Условие прочности сечения соблюдается.

По конструктивным соображениям в плоскости, параллельной оси „y" заменяем 5Ø10 на 4Ø12AIII.

б) Определение поперечного армирования стенок стакана

Расчет производим в соответствии с п. 2.45. "Пособия по проектированию фундаментов" определение условного изгибающего момента производим по формулам (58) или (59) указанного Пособия в зависимости от величины эксцентриситета приложения нагрузок, действующих на уровне верхнего обреза фундамента

В стенках стаканов существующих фундаментов установлены четыре сетки 4 ф 8 AIII, $A_s = 2{,}01\ см^2$ (см. рис. 8), в бетоне усиления предусматриваем установку дополнительных шести сеток из 4 ф 8 AIII (см. рис. 9).

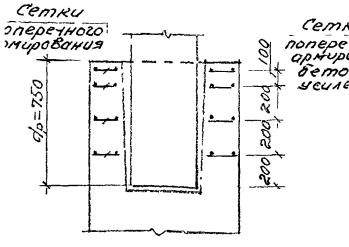


Рис. 8

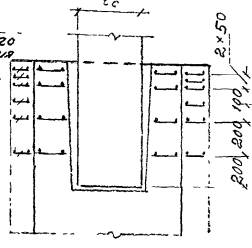


Рис 9

Таблица 22

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгибающ. момента	N кН	M кН.м	Q кН	$e_0=\frac{M}{N}$ м	$\frac{\ell_c}{6}$	$\frac{\ell_c}{2}$	Формула по определению изгиб. момента M_x
1	x	616	167	22	0,27	0,07	0,2	(59)
2			457	67	0,74			
3	y		211	24	0,34			(58)
4			516	67	0,84			

*) $0{,}5\ell_c < e_0 < 0{,}7\ell_c$, след M_{xx} определяется по формуле (59).

Продолжение табл. 22

Σz_1 м	Σz_2 м	A_s см²	R_s ($m_{кр}=1$) МПа	$R_s A_s \Sigma z_1$ кН.м	$R_s A_s \Sigma z_2$ кН.м	$R_s A_s (\Sigma z_1 + \Sigma z_2)$ кН.м	M_x, кН.м: $0{,}3M+Q\,d_p$	$0{,}8(M+Qd_p-0{,}5Nl_c)$
1,9	—	2,01	355	136	—	136	67	—
1,9	3,05				218	354	—	307
1,9	—				—	136	—	85
1,9	3,05				218	354	—	354

Как следует из табл. 22, в фундаментах под рядовые колонны усиления поперечного армирования стенок стакана не требуется, а в фундаментах под усиленные колонны в бетоне усиления подколонника должны быть дополнительно установлены шесть горизонтальных сеток из арматурных стержней ф 8 AIII (по четыре стержня в каждом направлении).

Выводы при увеличении расчетной сейсмичности здания с 7 до 8 баллов фундаменты под рядовые колонны подлежат усилению путем наращивания плитной части, а фундаменты под усиленные колонны — усилению путем наращивания плитной части и подколонника (см. табл. 23)

Таблица 23

Сейсмичность, баллы	Тип колонны	Размеры фундамента, м: $\ell \times b$	$\ell_1 \times \ell_1$	$\ell_{cf} \times b_{cf}$	h	h_{pe}	Арматура усиления: плиты	подколонника: вертик. / горизонт
8	рядовая	2,1×1,8	—	0,9×0,9	1,8	0,3	8 ф 10 AIII	не требуется
	усиленная	2,7×2,7	1,8×1,8	1,2×1,2		0,6	16 ф 12 AIII	16 ф 12 AIII / 4 ф 8 AIII (6 шт)

Пример 3 Одноэтажное производственное здание с железобетонным каркасом размером в плане 96×108 м, высотой 10,8 м, фонарное, оборудованное мостовыми опорными кранами грузоподъемностью 10 тонн. с железобетонными подкрановыми балками, с покрытием из железобетонных плит размером 3×6 м по сегментным фермам. Стены самонесущие панельные толщиной 300 мм из легкого бетона средней плотности до 1200 кг/м³.

Здание относится ко II классу по назначению. Район строительства — IV снеговой и III ветровой, местность типа „А" (см. докум. -8).

Фундаменты под колонны каркаса — монолитные железобетонные на естественном основании из бетона класса по прочности на сжатие В15. Глубина заложения фундаментов $d = 1{,}95$ м, отметка верха фундаментов −0,150 м. Фундаменты 3-х ступенчатые с размерами по табл. 24 (см. л. 15).

Таблица 24

Тип колонны	Сечение колонны $l_c \times b_c$, м	Размеры фундамента, м $l \times b$	$l_1 \times b_1$	$l_2 \times b_2$	$l_{cf} \times b_{cf}$	h	h_{pe}
рядовая	0,8×0,4	3,6×2,4	3,0×1,8	2,4×1,2	1,5×0,9	1,8	0,9
связевая		3,6×2,7	3,0×2,1	2,4×1,5	1,5×1,2		

В табл. 24 приняты обозначения:
l, l_1, l_2 – длина подошвы фундамента и его ступеней,
b, b_1, b_2 – ширина подошвы фундамента и его ступеней,
l_{cf}, b_{cf} – больший и меньший размеры подколонника,
h – полная высота фундамента,
h_{pe} – высота плитной части фундамента.

Армирование фундаментов выполнено арматурной сталью класса А-III.

Основанием фундаментов служат глинистые грунты второй категории по сейсмическим свойствам с расчетными характеристиками по примеру 1.

Здание запроектировано и построено без учета сейсмического воздействия (расчетная сейсмичность 6 баллов). По новому районированию сейсмичность района установлена равной 7 баллам с повторяемостью сейсмического воздействия 2.

Требуется проверить существующие фундаменты под колонны средних рядов на особое сочетание нагрузок с учетом сейсмического воздействия и, при необходимости, дать рекомендации по их усилению.

Как следует из расчета каркаса здания, при повышении расчетной сейсмичности с 6 до 7 баллов восемь колонн в продольных рядах по осям Б" и Г" подлежат усилению железобетонной обоймой толщиной 80 мм (см. докум. – 10).

Расчету подлежат:

а) фундаменты под рядовые (неусиленные) колонны при расчетной сейсмичности 7 баллов;

б) фундаменты под колонны, усиленные железобетонной обоймой, при расчетной сейсмичности 7 баллов.

б) фундаменты под связевые колонны при расчетной сейсмичности 7 баллов.

Нагрузки, передающиеся на фундамент и действующие на уровне его верхнего обреза при особом сочетании, определенные из расчета каркаса здания, приведены в табл. 25

Таблица 25

№ проектной ситуации	Характеристика действия усилий	Тип колонны	Расчетные значения нагрузок на фундамент N, кН	M, кН.м	Q, кН
1	Усилия действуют в плоскости поперечной рамы (в плоскости „x")	рядовая	2370	260	21
2		усиленная		880	73
3		связевая		260	21
4	Усилия действуют в плоскости продольной рамы (в плоскости „y")		2840	280	390

Примечание: для рядовых, в т.ч. и усиленных, колонн $M_y = 0$ и $Q_y = 0$

Выполняем расчеты, аналогичные примерам 1 и 2.

1. Расчет основания по несущей способности

Предварительно принимаем, что при увеличении расчетной сейсмичности до 7 баллов габариты фундаментов не изменяются (см. табл. 24).

Величины нагрузок, действующих на уровне подошвы фундамента, приведены в табл. 26.

Таблица 26

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгиб. момента	Тип колонны	Размер подошвы фундам., м $l \times b$	Расчетные значения нагрузок N_a, кН	M_a, кН.м	Q кН	$e_0 = \frac{M_a}{N_a}$ м	$\frac{l}{6}$	$\frac{b}{6}$
1	x	рядовая	3,6×2,4	2700	298	21	0,11	0,6	–
2		усиленная			1011	73	0,37		
3		связевая	3,6×2,7	2750	298	21	0,11		
4	y			3220	982	390	0,30	–	0,45

Как видно из табл. 26, во всех проектных ситуациях $e_a < \frac{\ell}{6}$ или $\frac{b}{6}$, т.е имеем полное осирание подошвы фундамента на грунт.

Расчет производим в соответствии с „Пособием по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)", п. 10.4. и 10.6.

Расчетные значения угла внутреннего трения и удельного сцепления грунта, а также коэффициентов F_1, F_2 и F_3 принимаем по примеру 1 (см. л. 3).

Ординаты эпюры предельного давления по краям подошвы фундамента определяем по формулам:

$$p_o = \xi_q F_1 \gamma_1' d + \xi_c (F_1 - 1) c_1 / \gamma_g \gamma_f ;$$

$$p_B = p_o + \xi_\gamma \gamma_1 B (F_2 - K_{eq} F_3),$$

где $K_{eq} = 0{,}1$ – расчетная сейсмичность 7 баллов.

Таблица 27

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгиб. момента	ℓ м	$b^{x)}$ м	$\eta = \frac{\ell}{b}$	$\xi_\gamma = 1 - \frac{0{,}25}{\eta}$	$\xi_q = 1 + \frac{1{,}5}{\eta}$	$\xi_c = 1 + \frac{0{,}3}{\eta}$	p_o кПа	p_B кПа
1				0,67					
2	x	2,4	3,6	принимаем	0,75	2,5	1,3	885	895
3		2,7		$\eta = 1$					
4	y	3,6	2,7	1,33	0,81	2,13	1,22	793	801

x) Символом „b" обозначена сторона фундамента, в направлении которой действует изгибающий момент

Продолжение табл. 27

$e_u = \frac{b(p_B - p_o)}{6(p_B + p_o)}$ м	e_a м	$N_{u,eq} = \frac{b \ell p_B}{1 + 6 e_a / b}$ кН	$0{,}8 \frac{N_{u,eq}}{1{,}15}$ кН	N_a кН
0,0034	0,11	6553	4559	2700
	0,37	4773	3320	
	0,11	7372	5128	2750
0,0022	0,30	4662	3243	3220

Во всех проектных ситуациях $N_a < \frac{0{,}8 N_{u,eq}}{1{,}15}$, т.е. условие (24) СНиП 2.02.01-83 удовлетворяется, т.е. по условиям обеспечения несущей способности основания увеличения размеров подошвы фундаментов не требуется.

2. Расчет фундаментов по несущей способности

2.1. Расчет на продавливание плитной части фундаментов.

Расчет на продавливание производим на расчетные нагрузки, приложенные на уровне подошвы фундамента, без учета веса фундамента и грунта на его уступах, т.е. $N_n = N$ (см. табл. 25), а $M_n = M_a$ (см. табл. 26).

Определяем схему расчета на продавливание по п. 2.6. „Пособия по проектированию фундаментов."

Проверяем условие $h_{cf} - d_p < 0{,}5(\ell_{cf} - \ell_c)$, где

$h_{cf} = 1{,}8 - 0{,}9 = 0{,}9$ м,
$d_p = 0{,}95$ м,
$\ell_{cf} = 1{,}5$ м,
$\ell_c = 0{,}8$ м

$$0{,}9 - 0{,}95 < 0{,}5(1{,}5 - 0{,}8) = 0{,}35$$

Имеем 2-ую схему расчета на продавливание, когда фундамент рассчитывается на продавливание колонной от дна стакана от действия только продольной силы N_c, определяемой по п. 2.20. „Пособия по проектированию фундаментов," $N_c = \alpha N$.

Учитывая, что при особом сочетании нагрузок величина вертикальной нагрузки, передающейся на фундамент, меньше аналогичной величины при основном сочетании нагрузок, расчет на продавливание колонной плитной части фундаментов в рассматриваемом случае производить не требуется.

2.2. Определение армирования плитной части фундамента

Сечение арматуры подошвы фундамента определяем из расчета на изгиб консольного вылета плиты на действие отпора грунта под подошвой фундамента в сечениях по граням подколонника, которые являются определяющими.

Расчет производим на нагрузки, действующие на уровне подошвы фундамента (без учета нагрузок от веса фундамента и грунта на его обрезах)

Во всех рассматриваемых проектных ситуациях эксцентриситет приложения нагрузки $e_a < \frac{1}{6}$ размера подошвы в плоскости действия момента. Изгиба-

ющий момент определяем по формуле (44) „Пособия по проектированию фундаментов".

таблица 28

№ проектной ситуации	плоскость действия изгиб. момента	сечение (см. рис 10)	$N_n = N$ кН	$M_n = M + Q h$ кН.м	$e_0 = \frac{M_n}{N_n}$ м	l м	b м	c_i м
1	x	1-1	2370	298	0,13	3,6	2,4	1,05
	y	2-2		0	0			0,75
2	x	1-1		1011	0,43			1,05
	y	2-2		0	0			0,75
3	x	1-1		298	0,13		2,7	1,05
4	y	2-2	2840	982	0,35			0,75

Продолжение табл 28

$N_n c_i^2$	$1 + \frac{6 e_0}{l}$	$\frac{4 e_0 \cdot c_i}{l^2}$	$\bar{M} = \frac{N_n \cdot c_i^2}{2l}\left(1 + \frac{6 e_0}{l} - \frac{4 e_0 \cdot c_i}{l^2}\right)$ кН.м	
2613	1,22	0,042	428	При определении изгибающего момента в сечении 2-2 величина „c" в фор-ле (44) заменяется величиной „b".
1332	1,0	0	278	
2613	1,72	0,140	573	
1332	1,0	0	278	
2613	1,22	0,042	428	
1598	1,78	0,144	484	

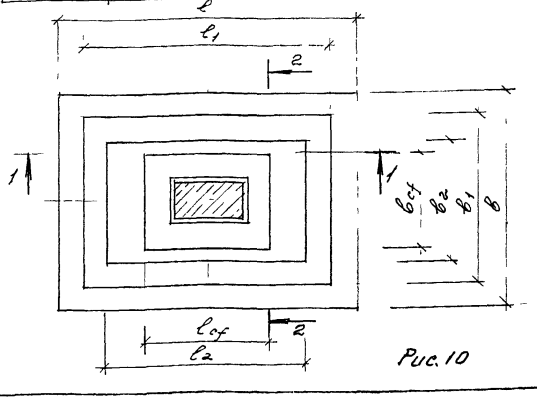


Рис. 10

Площадь сечения арматуры, требуемой из расчета на особое сочетание нагрузок, определяем по п. 3.17. „Пособия по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84)" по формуле

$$A_{s,\text{треб.}} = \frac{\bar{M}}{m_{kp} R_s \zeta h_0},$$ где ζ определяется по табл. 20 указанного Пособия в зависимости от значения коэффициента α_m

$$\alpha_m = \frac{\bar{M}}{m_{kp} R_b \cdot \gamma_{b2} b_2 h_0^2}$$ (для сеч. 1-1) или $\alpha_m = \frac{\bar{M}}{m_{kp} R_b \gamma_{b2} l_2 h_0^2}$ (2-2)

$m_{kp} R_s = 1{,}2 \cdot 365 = 438$ МПа; $m_{kp} R_b \gamma_{b2} = 1{,}2 \cdot 8{,}5 \cdot 1{,}1 = 11{,}2$ МПа

таблица 29

№ проектной ситуации	сечение	$\bar{M}$ кН.м	h_0 м	l_2 м	b_2 м	α_m	ζ	$A_{s,\text{треб.}}$ см²	A_s см²
1	1-1	428	0,85	—	1,2	0,044	0,977	11,8	18,5
	2-2	278		2,4		0,014	0,992	7,5	14,1
2	1-1	573		—	1,2	0,059	0,969	15,9	18,5
	2-2	278		2,4		0,014	0,992	7,5	14,1
3	1-1	428		—	1,5	0,035	0,981	11,7	21,6
4	2-2	484		2,4		0,025	0,987	13,2	14,1

Армирование подошвы существующих фундаментов (A_s) — см. докум.-9

Как видно из табл 29, во всех проектных ситуациях $A_{s,\text{треб.}} < A_s$. Следовательно, при увеличении расчетной сейсмичности до 7 баллов усиления армирования плитной части не требуется.

2.3. Расчет поперечного сечения подколонника

а) Определение продольного армирования стенок стакана

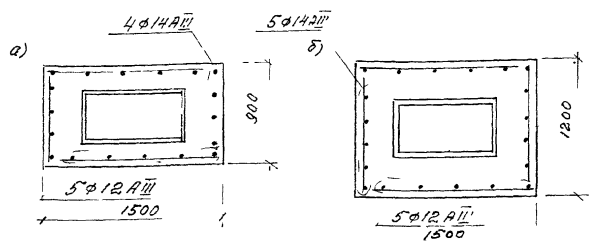
Расчет производим на действие продольной силы $N_n = 0{,}5N$ и приведенного изгибающего момента, действующего на уровне торца колонны, $M_n = M + Q \cdot h_{anc}$, где $h_{anc} = 0{,}9$ м — длина заделки колонны в стакане подколонника.

таблица 30

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгиб момента	N_n кН	M_n кН.м	$e_0=\frac{M_n}{N_n}$ м	$e=e_0+(0{,}5h-a)$ м	$N_n\cdot e$ кН.м	$x=\frac{N_n}{m_{кр}R_b\gamma_{b2}b_{cf}}$ см
1			279	0,24	0,915	1090	11,8
2	x	1185	946	0,80	1,475	1754	11,8
3			279	0,24	0,915	1090	8,8
4	y	1420	631	0,44	0,965	1377	8,4

продолжение табл 30

b_{cf} м	h_0 см	$h_0-0{,}5x$	$m_{кр}R_b\gamma_{b2}b_{cf}x\times(h_0-0{,}5x)=Б$	A_s' сущест. фундам. см²	$m_{кр}R_{sc}A_s'(h_0-a')=Б+В=В$ кН.м	кН.м
0,9	142,5	136,6	1625	7,29	431	2056
		136,6				
1,2		138,1	1633	8,82	522	2155
1,5	112,5	108,3	1528	7,19	331	1859



$A_{sx}=A_{sx}'=4Ф14+1Ф12=6{,}16+1{,}13=7{,}29$ см²

Рис 11 а) вертикальное армирование подколонника существующего фундамента под рядовую колонну; б) то же, под связевую колонну

Как следует из табл. 30, во всех проектных ситуациях $N_n e<(Б+В)$, т.е. условие (36) СНиП 2.03.01-84 соблюдается.

Вывод. при увеличении расчетной сейсмичности до 7 баллов усиления продольного армирования подколонников фундаментов не требуется.

б) Определение поперечного армирования стенок стакана

Расчет производим по п 2.44.–2.46. „Пособия по проектированию фундаментов" на действие условного изгибающего момента $M_к$, определяемого по формулам (58) или (59) п. 2.42. указанного Пособия.

таблица 31

№ проектной ситуации	Плоскость действия изгиб. момента	N кН	M кН.м	Q кН	$e_0=\frac{M}{N}$ м	$\frac{l_c}{6}$	$\frac{b_c}{6}$	$\frac{l_c}{2}$	$\frac{b_c}{2}$	Формула для определения момента $M_к$
1			260	21	0,11					Конструкт. армирован.
2	x	2370	880	73	0,37	0,13	—	0,4	—	(59)
3			260	21	0,11					Конструкт. армирован.
4	y	2840	280	390	0,10	—	0,07	—	0,2	(59)

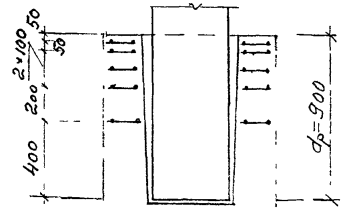
продолжение табл. 31

$M_к=0{,}3M+Qd_p$				$\Sigma Z_{i,1}$ (см. рис 12)	$m_{кр}\cdot R_s$ ($m_{кр}=1$) МПа	$A_s^{тг}=\frac{M_к}{m_{кр}R_s\Sigma Z_1}$ см²	Существующее армирование A_s, см²
0,3M кН.м	d_p м	Qd_p кН.м	$M_к$ кН.м				
—							
264	0,9	66	330	3,35	355	2,78	2,01 (4Ф8АIII)
—							
84		351	435			3,66	

Как следует из табл. 31, в фундаментах под рядовые колонны усиления поперечного армирования стенок стакана не требуется; в фундаментах под усиленные рядовые и связевые колонны имеющегося поперечного армирования недостаточно ($A_s^{тг}>A_s$), в связи с чем необходимо выполнить усиление подколонников путем увеличения размеров их поперечного сечения на 150мм с каждой стороны с установкой в бетоне

усиления дополнительной арматуры: сеток горизонтального армирования – по расчету (см. табл. 32) и конструктивной продольной арматуры из стержней ф10 AIII, равномерно распределенных по периметру подколонника в зоне его усиления с шагом ~ 350 мм (см. докум. – 10, л. 4).

В бетоне усиления подколонника под усиленную рядовую колонну предусматриваем установку пяти сеток 4ФВ AIII с расположением их по вертикали аналогичным принятому в существующих фундаментах (см. рис. 13а), в бетоне усиления подколонника под связевую колонну предусматриваем установку шести сеток из 4ФВ AIII с расположением их по вертикали по рис. 13б.



$$\Sigma z_{i,1} = 0{,}4 + 0{,}6 + 0{,}7 + 0{,}8 + 0{,}85 = 3{,}35\text{ м}$$

$$\Sigma z_{i,2} = 0{,}2 + 0{,}4 + 0{,}6 + 0{,}7 + 0{,}8 + 0{,}85 = 3{,}55 \text{ – для связевой колонны}$$

$$\Sigma z_{i,2} = \Sigma z_{i,1} = 3{,}35\text{ м} \text{ – для рядовой усиленной колонны}$$

Рис. 12

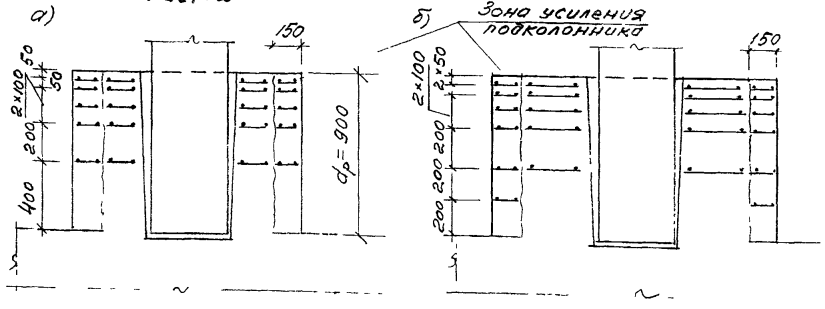


Рис. 13 а) поперечное армирование стенок стакана усиленного подколонника фундамента под усиленную рядовую колонну;
б) то же, – под связевую колонну.

Выполняем повторный расчет усиленного подколонника для проектных ситуаций №2 и 4

Таблица 32

№ проектной ситуации	A_s, см²	$\Sigma z_{i,1}$	$\Sigma z_{i,2}$	$M = m_{кр} R_s A_s (\Sigma z_{i,1} + \Sigma z_{i,2})$, кН·м	$M_к$ (см. табл. 31), кН·м
2	(4ФВ AIII) 2,01	3,35	3,35	478	330
4			3,55	492	435

Поскольку $M > M_к$, предусмотренного дополнительного поперечного армирования зоны усиления подколонника достаточно. В фундаментах под связевые колонны нижняя горизонтальная сетка устанавливается по конструктивным соображениям ввиду наличия значительной по величине горизонтальной силы Q_y.

Выводы: при увеличении расчетной сейсмичности здания с 6 до 7 баллов фундаменты под рядовые колонны усиления не требуют; в фундаментах под усиленные рядовые и связевые колонны необходимо выполнить усиление подколонника без изменения размеров их плитной части (см. табл. 33)

Таблица 33

Сейсмичность, баллы	Тип колонны	Размеры фундамента, м: $\ell \times b$	$\ell_1 \times b_1$	$\ell_2 \times b_2$	$\ell_4 \times b_4$	h	h_{pr}	Арматура усиления подколон.: вертик.	горизонт.
7	рядовая усиленная	3,6×2,4	3,0×1,8	2,4×1,2	1,5×0,9 / 1,8×1,2	1,8	0,9	не требуется	
	связевая	3,6×2,7	3,0×2,1	2,4×1,5	1,8×1,5			16Ф10 AIII	4ФВ AIII (5 шт.)
								18Ф10 AIII	4ФВ AIII (6 шт.)

gost.e-ecolog.ru