

ООО «ПРЕДПРИЯТИЕ ИНЖЕНЕРНО-ЭКОНОМИЧЕСКИХ УСЛУГ В ОБЛАСТИ СТРОИТЕЛЬСТВА «ПРИМА»

1. ИСТОРИЯ СОЗДАНИЯ

1988 год. По решению администрации Железнодорожного района г. Хабаровска при факультете Промышленного и гражданского строительства Хабаровского института инженеров железнодорожного транспорта образован Кооператив инженерно-экономических услуг в области строительства "Прима", который объединил коммерческую деятельность сотрудников кафедр: "Строительные конструкции", "Строительные материалы", "Строительное производство и экономика строительства", "Гидравлика", лаборатории "Оснований и фундаментов". Кооператив просуществовал до создания Товарищества с ограниченной ответственностью "Предприятие инженерно-экономических услуг в области строительства "Прима", зарегистрированного 23 августа 1991 г. Исполнительным комитетом Железнодорожного районного Совета народных депутатов г. Хабаровска.

30.12.1998 года учреждено Общество с ограниченной ответственностью "Предприятие инженерно-экономических услуг в области строительства "Прима", в связи с приведением в соответствие с действующим законодательством Российской Федерации учредительных документов при реорганизации Товарищества с ограниченной ответственностью.

2. ВИДЫ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ

На основании СВИДЕТЕЛЬСТВА №0010.01-2010-2724013086-П-137, выданного 12 ноября 2010г., подтверждается допуск к работам по обследованию строительных конструкций зданий и сооружений члена Некоммерческого партнёрства Саморегулируемой организации "Региональное объединение архитекторов и проектировщиков "Союз" Общества с ограниченной ответственностью "Предприятие инженерно-экономических услуг в области строительства "Прима".

3. ИТОГИ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ

ООО "Предприятие инженерно-экономических услуг в области строительства "Прима" проводит работы по обследованию, установлению работоспособности и усилению конструкций зданий и сооружений. Работы выполняются специалистами высокой квалификации на основании многолетнего опыта и хорошего знания расчётов конструкций из железобетона, стали, каменных, армокаменных, деревянных конструкций в условиях действия как статических, так и динамических нагрузок, сеймики и при воздействии коррозии. Специалисты ООО "Прима" неоднократно принимали участие в проведении технических экспертиз в судебных процессах и аварийных ситуациях. Отдельно следует отметить работы по обследованию и восстановлению сооружений после пожара.

Ниже рассмотрены некоторые из работ ООО "Прима", которые дают представление о деятельности организации.

АНАЛИЗ ПРИЧИН ОБРУШЕНИЯ
УЧАСТКА ПОКРЫТИЯ ЦЕХА НА
ЗАВОДЕ ДАЛЬСЕЛЬМАШ
19.07.2007 г.



Рис. 1

ПРИЧИНЫ ОБРУШЕНИЯ УЧАСТКА ПОКРЫТИЯ

ЦЕХА НА ЗАВОДЕ ДАЛЬСЕЛЬМАШ

По результатам обследования конструкций сделаны выводы о возможных причинах обрушения участка покрытия цеха на заводе Дальсельмаш в г. Биробиджане

Обрушение конструкций участка покрытия цеха на заводе Дальсельмаш в г. Биробиджане 19.07. 2007 года произошло в пределах расположения светоаэроционного фонаря на площади 24x48 кв.м, что косвенно свидетельствовало о наличии дефектов в конструкциях фонаря (Рис.1).

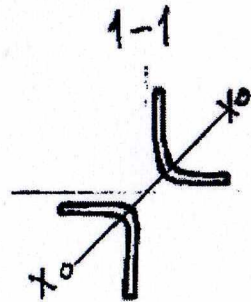
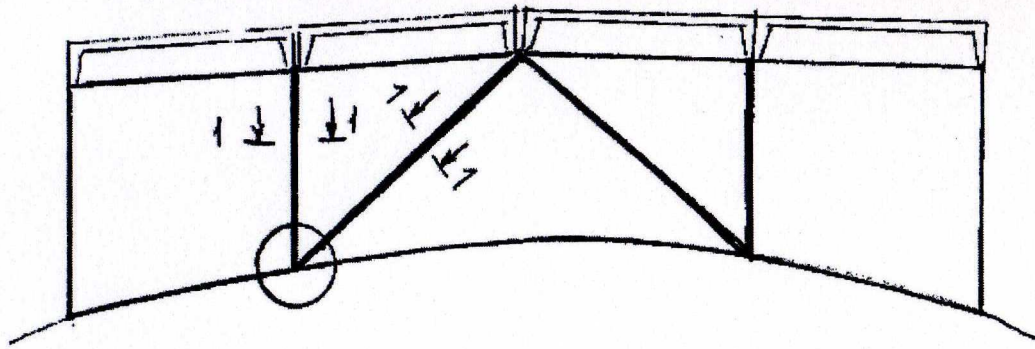
Это подтвердилось при обследовании конструкций железобетонных ферм и колонн: состояние бетона и арматуры соответствовало принятому в проекте.

Анализ картины падения конструкций показал, что первопричиной обрушения фермы, явилось падение на неё плит покрытия со свето-аэроционного фонаря, которое привело к поломке верхнего пояса в месте опирания стойки и раскоса фонаря, также был разорван нижний пояс фермы. При резком динамическом ударе большой силы вначале обломилась надкрановая часть колонны, и только затем отделилась от колонны опорная часть фермы. Причиной падения плит на ферму явился выход из работы стойки (и возможно раскоса) фонарной фермы, расположенной над сломанной фермой. Далее, по “закону домино” упали и две соседние фермы с плитами покрытия по фонарю, которые были соединены связями - распорками с ранее упавшей фермой. Какие причины могли вывести из работы стойку и раскос фонаря?

Для того, чтобы ответить на этот вопрос оказалось необходимым осмотреть эти конструкции, как в месте обрушения, так и в других пролётах здания, а также просмотреть типовые решения конструкций фонарей.

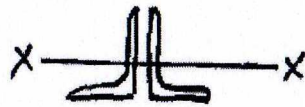
Одноэтажный многопролётный блок цехов (главный корпус завода) представляет собой набор промышленных помещений, возведённых в разное время из сборных железобетонных конструкций. В 1984 году был замкнут блок цехов, в том числе и обрушенный участок, где в качестве элементов фонарей были применены холодногнутые стальные профили.

Как показал осмотр, покрытием фонарей служат железобетонные плиты 3x12, которые по торцам фонарей опираются на фонарные панели, а в промежутках – на фонарные фермы. Фонарные фермы представляют собой плоские шарнирно-стержневые конструкции, состоящие из стальных профилей и установленные вдоль верхнего пояса стропильных железобетонных ферм (Рис.2). Фонарная ферма



	A	i	φ	φA
L 100x5	10x2	3.9	0.83	16.6
L 100x6.5	12.8x2	3.08	0.73	18.7

3



$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leq R_y$$

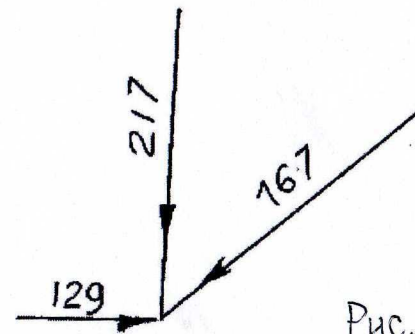
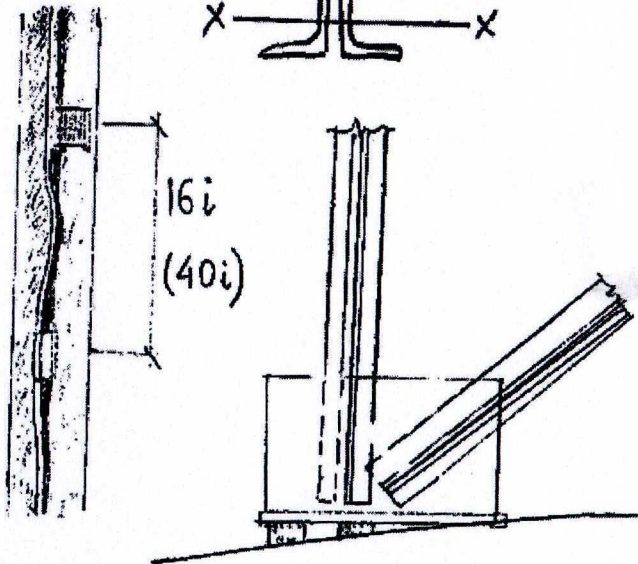


Рис. 2

заводе сохранились чертежи, где мы видим эти конструкции, а также и горизонтальные связевые фермы, расположенные в крайних пролётах фонарей. Горизонтальные связи по верху фонарей воспринимают продольные усилия от ветровой нагрузки. Далее вертикальные связевые фермы передают усилия с горизонтальных связей на диск покрытия по стропильным фермам. В Серии 1 – 464 – 2/73 горячекатаный прокат фонарей был заменён на холодногнутые уголки, расположенные полками вместе. В Серии 1 – 464 – 2/82 элементы фонарной фермы (стойка и раскос) применяются холодногнутыми в крестовом сечении, позволяющем экономить сталь.

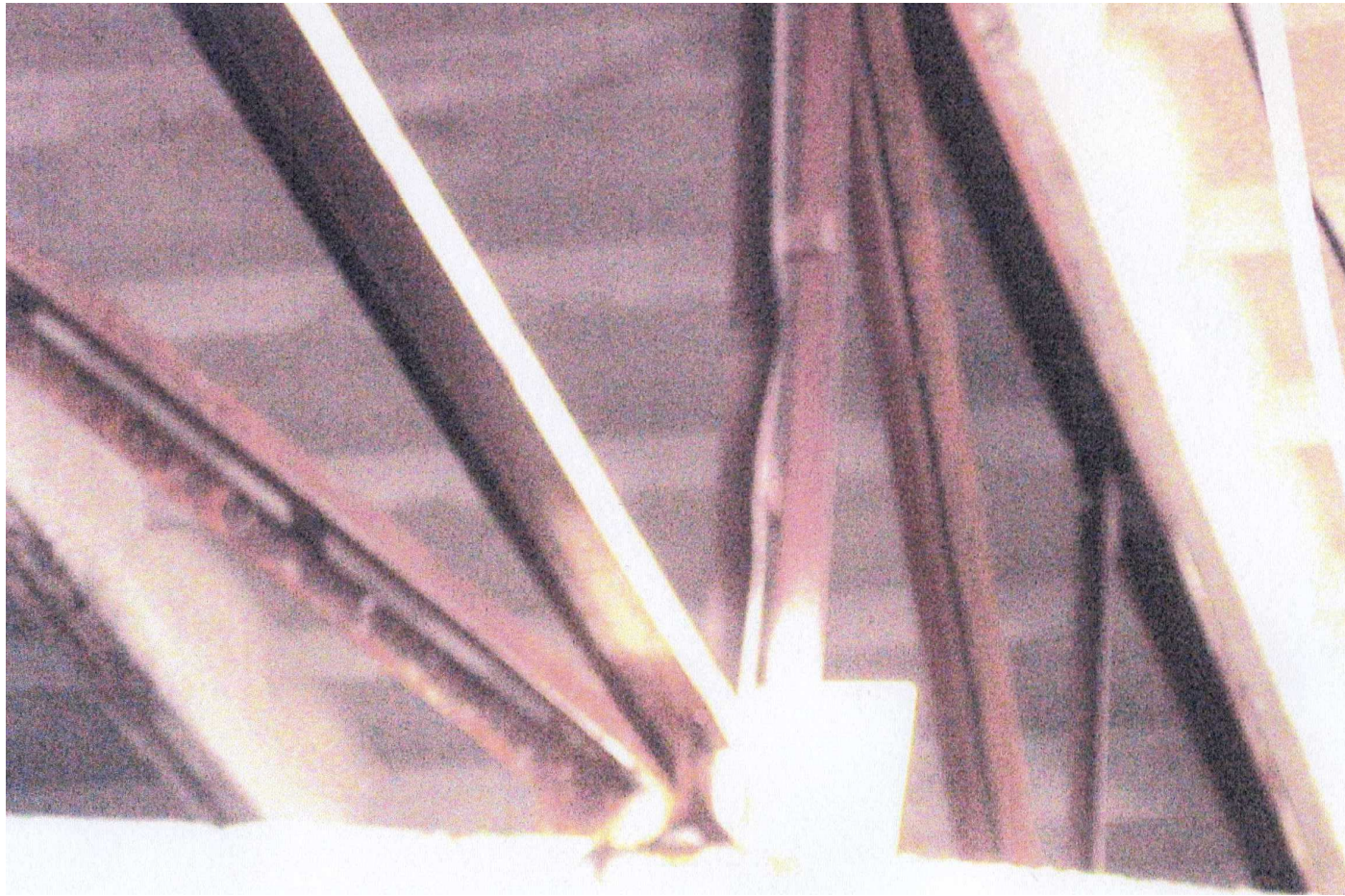
Тонкостенные холодногнутые уголки, как показала их эксплуатация, обладают худшими показателями по местной устойчивости полок на участках между промежуточными планками сжатых элементов (Рис.3). Так, если представить полку уголка в виде пластинки и принять закрепление полки по стороне, где расположены промежуточные планки сжатого элемента, как шарнирное, а в сопрягаемой полке, как защемлённое, то можно определить критические напряжения пластинки в пределах упругости :

$$\sigma_{cr} = 1,33 \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2, \text{ где } t \text{ -толщина, а } b \text{ - ширина пластинки.}$$

Получаем для уголка с толщиной полки $t = 4$ мм критические напряжения $\sigma_{cr} = 41$ МПа . Критическое напряжение потери устойчивости всей стойки $\sigma_{cr} = \varphi R_y = 0,8 \cdot 230 = 184$ МПа Для сравнения: напряжение в стойке фонаря от фактической постоянной нагрузки составляло 115 МПа. Поэтому становится ясно, что уже при нагрузках в три раза меньших фактических значений происходит потеря местной устойчивости полки на участках между соединительными планками.

Во время проектирования конструкций фонаря покрытия в 80-е годы проектировщиками не было обращено внимание на эти особенности работы под нагрузкой тонкостенных холодногнутых профилей. В настоящее время, на основании многолетнего опыта эксплуатации этих элементов, известны рекомендации члена-корреспондента РААСН, доктора технических наук, профессора В.В. Горева: “Особенностью холодногнутых профилей является тонкостенность сечений, поэтому потеря местной устойчивости стенок или полок может произойти раньше общей потери устойчивости. Это предопределяет область их рационального применения: слабо нагруженные стержни связей, элементы фахверка и другие элементы, сечение которых подбираются по предельной гибкости”.

Из этого следует вывод о том, что в элементах из холодногнутых сечений возможна потеря их устойчивости во времени: сначала местная потеря устойчивости полок уголков, а затем и общая потеря устойчивости сжатого элемента с потерей им несущей способности. Этим объясняется на



блюдающаяся в соседних пролётах здания потеря местной устойчивости полков стальных уголков фонарей с образованием погибей.

Приблизённо можно оценить несущую способность стойки с одной выключенной полкой из работы (в результате местной потери устойчивости полки), уменьшая на $\frac{1}{4}$ площадь сечения стойки:

$$N_{\text{нес}} = \varphi RA = 0,8 \cdot 230 \cdot 0,75 \cdot 15,4 \cdot 10^{-1} = 212,5 \text{ кН} > P_{\text{расч}} = 212,11 \text{ кН} ,$$

Таким образом, можно сделать вывод о том, что появление второй погиби в стойке может привести к потере стойкой несущей способности.

Второй причиной, которая могла привести к обрушению элементов фонарной фермы является возможный срез сварных швов, соединяющих опорный лист стойки и раскоса с закладной деталью фермы.

Сдвигающее усилие без учёта сил трения от прижима опорного листа стойкой составило 127кН, а требуемая длина сварных швов при катете шва 6 мм оказалась равной 18 см.

Видно, что для восприятия срезающих усилий от действия распора со стороны раскоса требуются сварные швы немалой длины.

Для того, чтобы наложить такие швы между опорным листом и закладной деталью фермы, надо иметь хорошее их взаимное примыкание. Однако в действительности при монтаже фонарных ферм такого добиться было почти невозможно. Рассмотрим причины этого.

Типовые решения конструкций стальных фонарей были первоначально разработаны для стальных ферм с прямолинейным уклоном верхнего пояса. При применении железобетонных ферм с криволинейным верхним поясом фонари автоматически были “привязаны” проектировщиками к нему, хотя, понятно, что для монтажников приваривать сваркой прямолинейный опорный лист узла стойки и раскоса к криволинейной поверхности сегментной фермы очень непросто. Приходится устанавливать клинья-посредники (что не предусмотрено типовым решением фонарей), которые, с одной стороны приваривают к закладной фермы, а с другой стороны накладывают сварные швы между клином и опорным листом узла стойки и раскоса. Качество такого соединения не только трудно обеспечить, но ещё труднее его проконтролировать. Это связано со сложностью проведения работ на большой высоте (уровень верха фермы) и в трудно доступном пространстве между закладной деталью фермы и нижней поверхностью опорного листа. В дальнейшем, при наличии плохой гидроизоляции покрытия фонарей сварные швы в этом соединении корродировали, что и могло привести к их срезу при действии распора со стороны раскоса(Рис.4).

Можно отметить и третью возможную причину обрушения конструкций. При осмотре опорного узла стойки и раскоса в месте разрушения обращает внимание закрученность уголков стойки (о раскосе трудно сказать, так как он был невидим под обломками). Подобное наблюдается в соседнем

**ОПОРНЫЙ УЗЕЛ
СТОЙКИ И РАСКОСА
НА ФЕРМЕ**

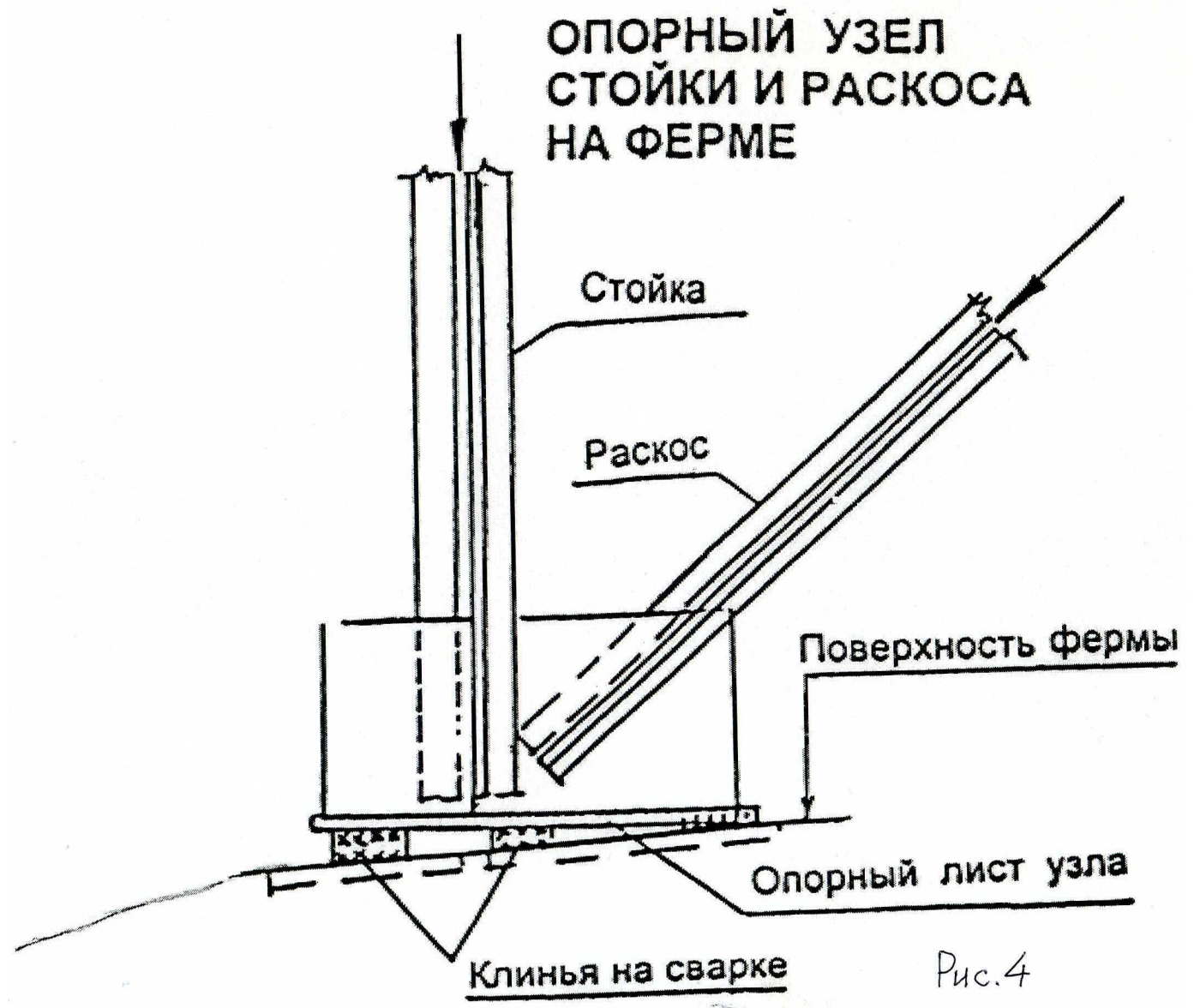


Рис. 4

ки и раскоса в нижнем узле. Здесь опорный узел наполовину висит за пределами верхнего пояса фермы. Деформация произошла в результате недопустимого монтажа конструкций фонаря (продольная ось фонарной фермы при монтаже смещена на 130...150 мм со срединной плоскости фермы). При этом давлением со стороны "висящих" раскоса и стойки привело к закручиванию фасонки с опорным листом и сильно изогнуло полки уголка раскоса. Состояние конструкций при обследовании оценено, как предаварийное и требующее усиления. Здесь пластические деформации происходили во времени, накапливаясь.

Таким образом, одной из возможных причин обрушения конструкций могло явиться и низкое качество монтажных работ, когда фонарные фермы устанавливались несоосно стропильным фермам, что свидетельствует о низком уровне авторского надзора в период строительства.

ВЫВОДЫ

На основании изучения схемы обрушения конструкций, проектной документации, обследования конструкций с испытаниями материалов и выполненных расчётов можно сделать следующие выводы:

1. Причиной обрушения конструкций покрытия фонаря цеха оказался выход из строя опорной стойки и раскоса фонарной фермы, что привело к обрушению плит покрытия и трёх стропильных железобетонных ферм.

2. Выход из строя стойки и раскоса фонарной фермы мог произойти по трём возможным причинам (действующим порознь или совместно):

а) Из-за потери общей устойчивости стойки и раскоса, произошедшей вследствие применения проектировщиками тонкостенных холодногнутых стальных профилей,

б) Вследствие среза сварных швов соединения опорного листа узла стойки и раскоса к закладной фермы, из-за некачественного выполнения сварки и коррозии швов в дальнейшем,

в) По причине пластических деформаций стали во времени в опорном узле стойки и раскоса при закручивании узла вследствие несоосности положения фонарной фермы со стропильной железобетонной фермой.

**КОРРОЗИЯ БЕТОНА И АРМАТУРЫ
ПРИ ОБСЛЕДОВАНИИ КОНСТРУКЦИЙ КОНДИТЕРСКОЙ ФАБРИКИ
“СПУТНИК” в 1987....1988 годах**

- Сокращение срока службы строительных конструкций здания с химически агрессивными средами при нарушении технологических режимов
- С 1962 года постоянно воздействовали факторы:
- Агрессивное воздействие газо-воздушной среды с кислотными парами в варочных отделениях.
- Агрессивное воздействие проникающих при утечках через перекрытия технологических жидкостей: теплоносителей холодильных установок, сиропов, патоки, а также смазочных машинных масел.
- Наиболее опасным оказалось протекание теплоносителей – хлоридов.
- Поражённой оказалась арматура ребристых плит и ригелей. В аварийном состоянии оказалась жел. бет. колонна каркаса, нагруженная до 120 тонн, у которой потеряли устойчивость два продольных стержня арматуры, вследствие коррозии арматуры хомутов.
- Выполнено усиление колонны преднапряжёнными распорками из уголков, а также плит и балок шпренгельными затяжками.

II ЭТАП УСТАНОВКА И НАТЯЖЕНИЕ ШПРЕНГЕЛЬНОЙ ЗАТЯЖКИ

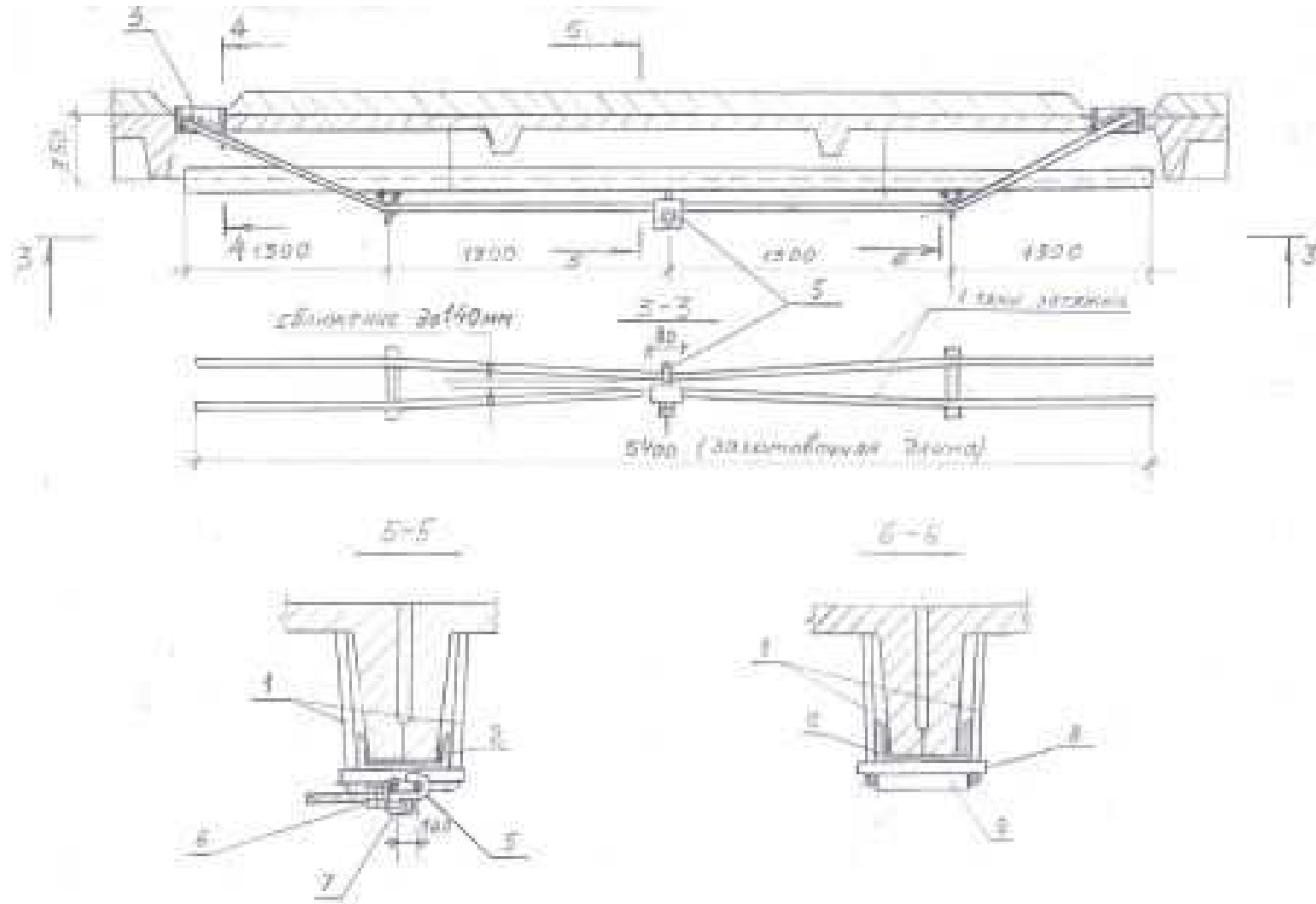


ФОТО УСИЛЕНИЯ ПЛИТ

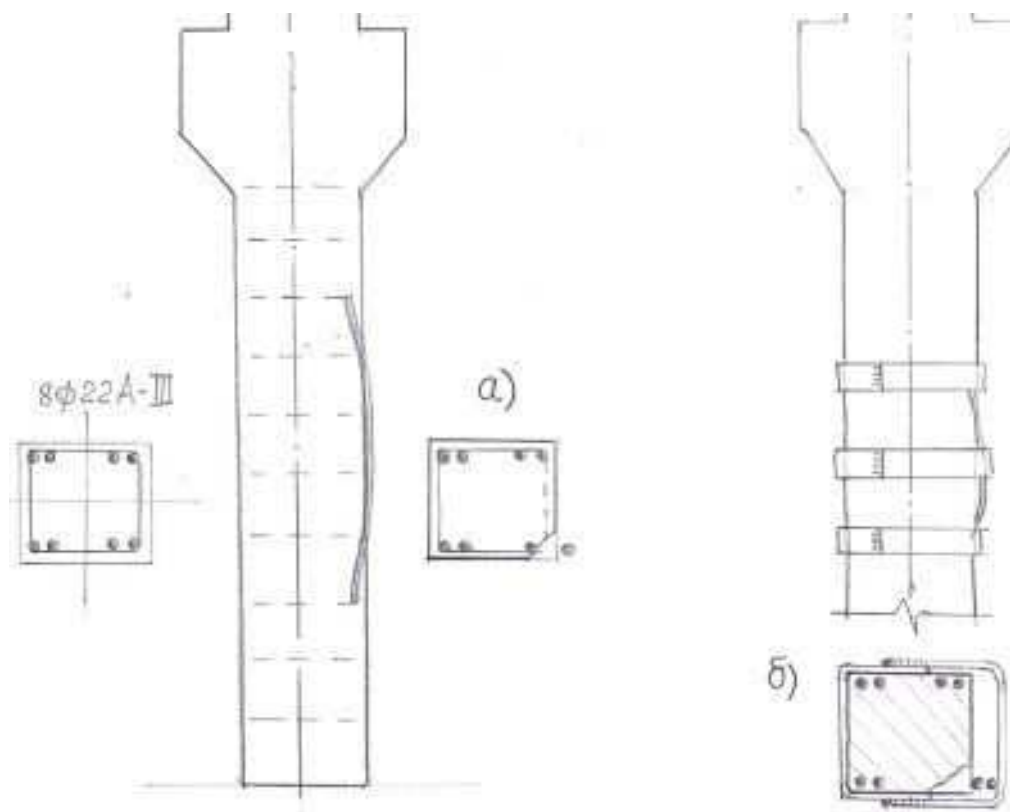


ФОТО УСИЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК



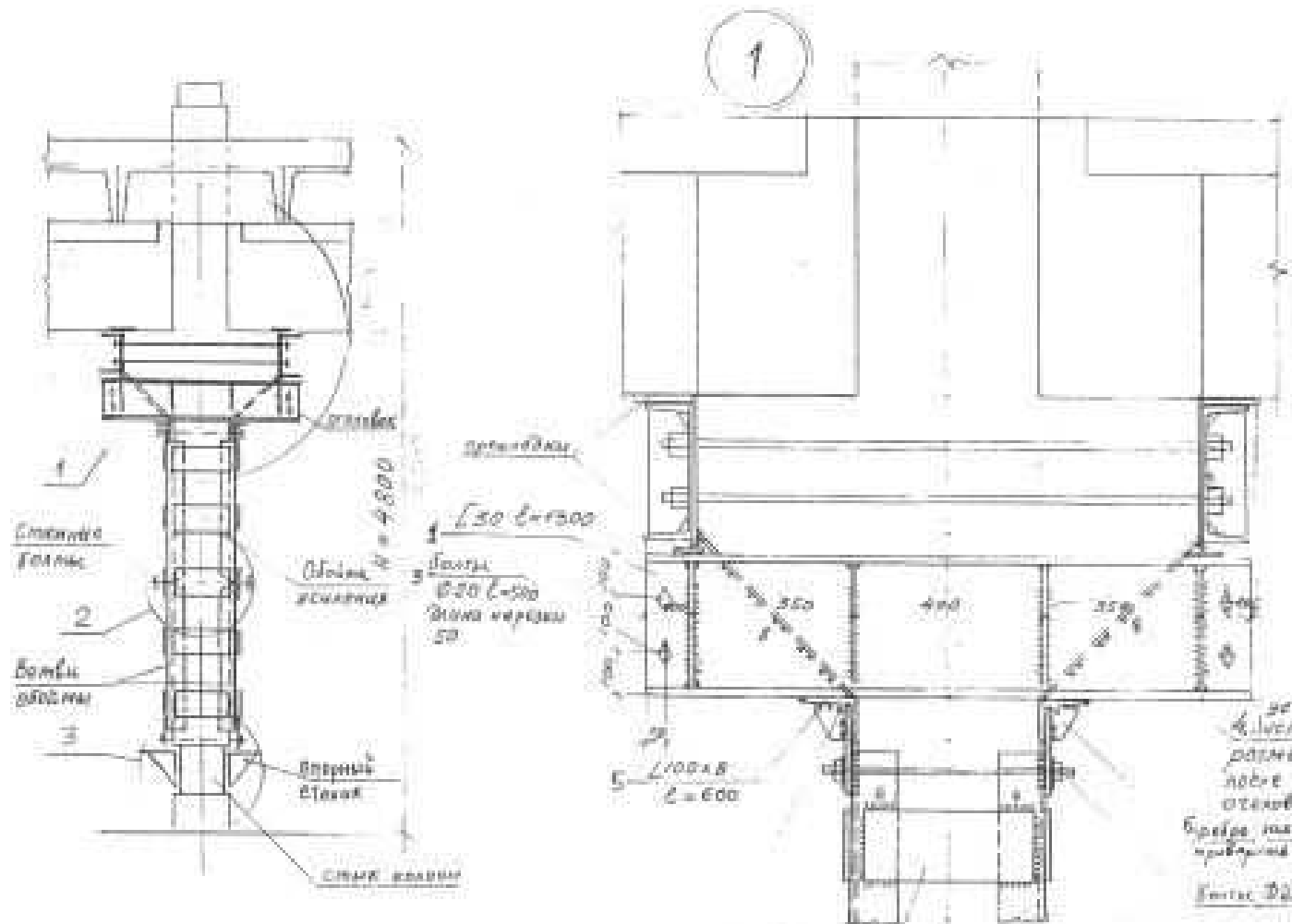
**АВАРИЙНОЕ СОСТОЯНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ КОЛОННЫ ВТОРОГО ЭТАЖА КОНДИТЕРСКОЙ
ФАБРИКИ “СПУТНИК”**

**а) потеря устойчивости стержня б) временное усиление
25 февраля 1988 г.**



УСИЛЕНИЕ КОЛОННЫ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЁННОЙ СТАЛЬНОЙ РАСПОРКОЙ

март 1988 г.

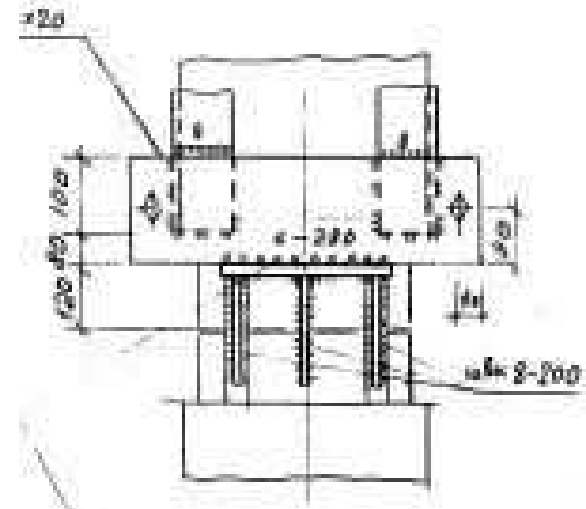


13	болты узелов	$\phi 20 \text{ L} = 250$	4	5,5
14	ребра столба	$-200 \times 120 \times 10$	6	11,3
15	опорный уголок	$-280 \times 120 \times 10$	2	5,3
16	арматура бетон	$\phi 5 \text{ L} = 200 \text{ мм}$	-	29
17	шпильки узелов	$\text{L} 30 \text{ L} = 650$	2	11,3

Итого 486 кг

Порядок выполнения работ

1. Установить шпильки столба (поз. 1), стальной болты (поз. 2) так, чтобы нижняя планка была не выше уровня нижней ступицы колонны, ставить прокладки.
2. Снять размеры, выслать и сварить указанные листы (поз. 4).
3. Приварить опорные уголки (поз. 5).
4. Приварить ребра (поз. 14) и планки (поз. 15) столба.
5. Установить на бетонной опалубке с перепадами 40 мм, верхняя опорная планка приваривается к уголкам после примерки на месте.
6. Заменить болты опоры (поз. 13).
7. Забить вая, стальной болты (поз. 12) приварить уголки в вертикальном положении. Приварить боковые планки бетонной ребра несущести (поз. 6), а также опорные планки (поз. 10) и уголки и (поз. 11) к поз. 15.
8. После шпильки болтов стальной, выступающие части планки (поз. 9) обрезать.
9. Перед бетонированием колонны бетонной массой М200 в опалубку столба 300×300 , установить болты стальной колонны сварочной арматурные сетки $\phi 5$, шаг с осевой 50 мм.



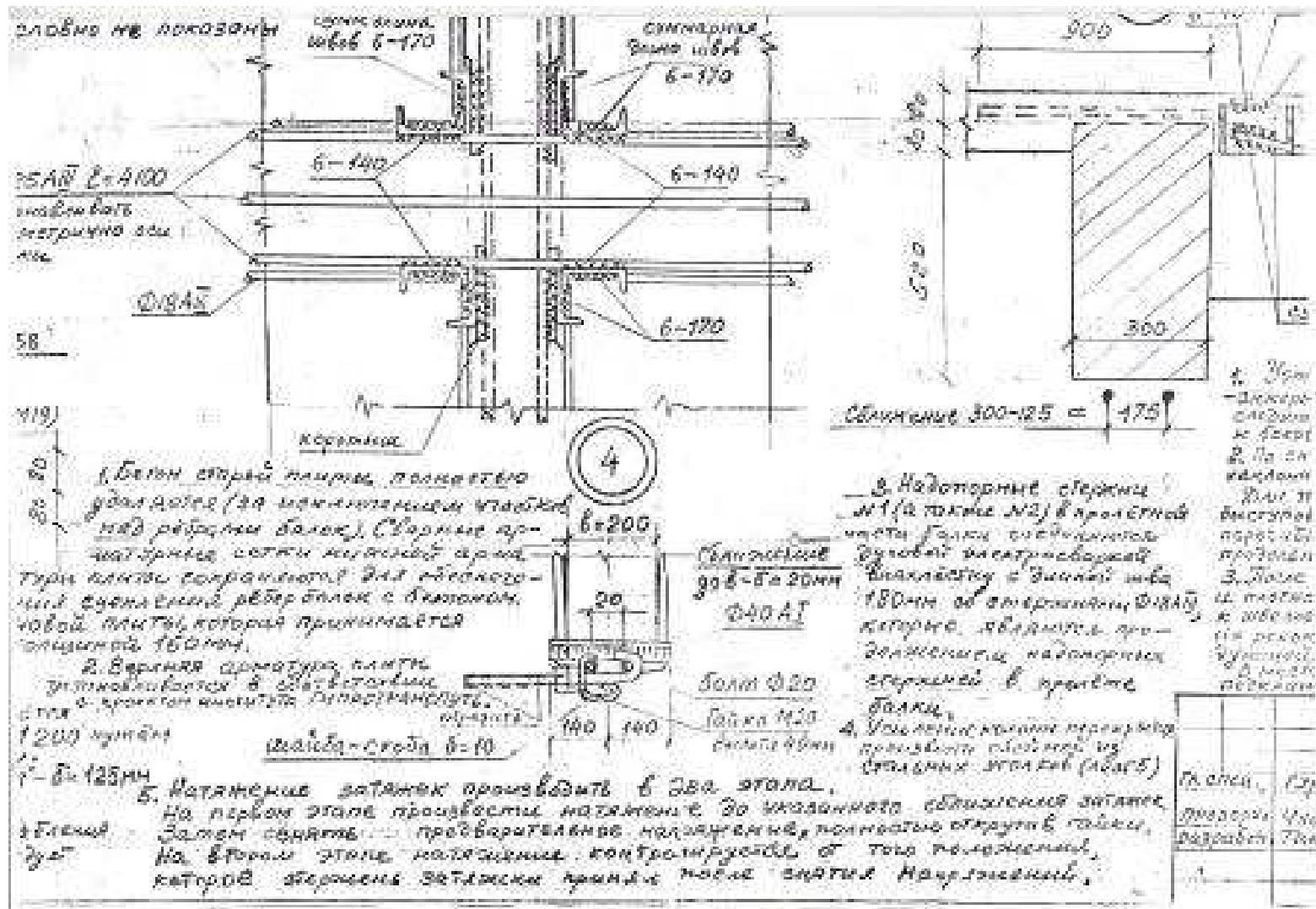
ребра столба 14
200x120x10

		Главный корпус кондитерской фабрики "Спутник" в г. Хабаровске		
		Усиление железобетонной колонны		
Зав. с/р	Мещеряков	И	Масса	Колонны
Прораб	Колесников	И	Длина	
		10 колонн парничного		
		МРС СССР Спб 101 201		

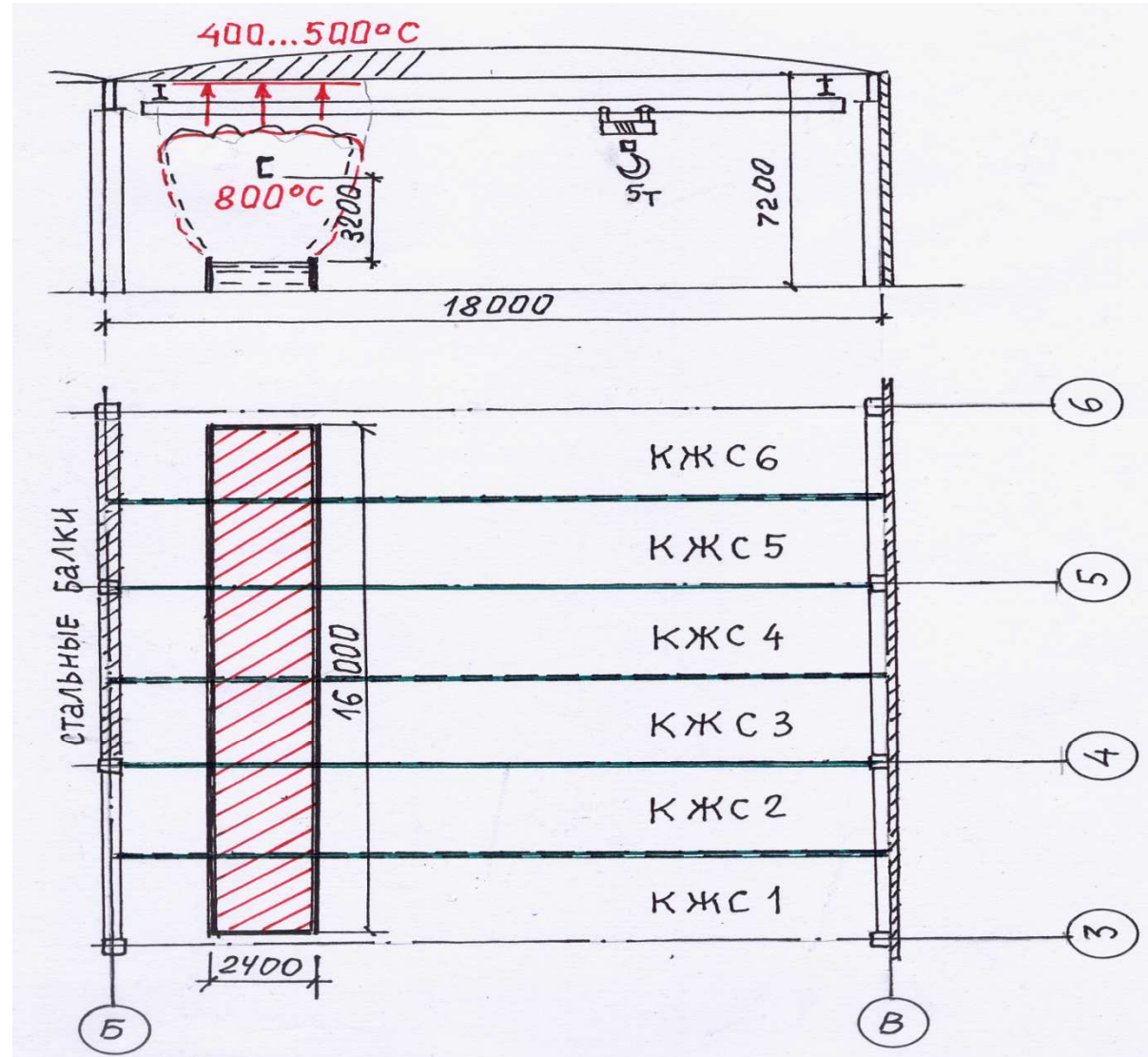
ВОССТАНОВЛЕНИЕ КОНСТРУКЦИЙ АУРСКОГО ШПАЛОПРОПИТОЧНОГО ЗАВОДА ПОСЛЕ ПОЖАРА 15.11.1983 г.

- **СТРОИТЕЛЬСТВО НАЧАЛОСЬ В 1977г. В 1979г. БЫЛ СМОНТИРОВАН КАРКАС ИЗ Ж.Б.**
- **КОЛОНН И ФЕРМ ПОКРЫТИЯ С ПЛИТАМИ (1983 г.). ДЛЯ СООРУЖЕНИЯ МОНОЛИТНО- ГО ПЕРЕКРЫТИЯ БЫЛИ УСТАНОВЛЕНЫ ЛЕСА И ОПАЛУБКА (2 ВАГОНА) И ЗАБЕТО -НИРОВАНО ПЕРЕКРЫТИЕ к 01.11. 1983г. В ЦЕЛЯХ УСКОРЕНИЯ НАБОРА ПРОЧНОСТИ БЕТОНА БЫЛ УСТРОЕН ПОЖЁГ (3 машины угля). 15.11.1983 г. НА 1^М ЭТАЖЕ ВОЗНИК ПОЖАР. СГОРЕЛО И ОБРУШИЛОСЬ ПОКРЫТИЕ, СИЛЬНО ПОСТРАДАЛИ КОЛОННЫ, НАСКВОЗЬ ПРОГОРЕЛА 8см ПЛИТА ПЕРЕКРЫТИЯ, ОБГОРЕЛИ БАЛКИ. ТРУДНОСТЬ ДЛЯ СТРОИТЕЛЕЙ БЫЛА В ТОМ, ЧТО НЕ БЫЛО ЛЕСА ДЛЯ ПОДМОСТЕЙ И ОПА ЛУБ- КИ. ОБЪЕКТ БЫЛ НА КОНТРОЛЕ В МПС И МТС, СРЫВАЛИСЬ СРОКИ СДАЧИ ЗАВОДА.**
- **09.08.1984г. ВЫШЕЛ ПРИКАЗ ЗА ПОДПИСЬЮ 2^Х ЗАМЕСТИТЕЛЕЙ МИНИСТРОВ МПС И МТС ДО 15 АВГУСТА ЛИКВИДИРОВАТЬ ПОСЛЕДСТВИЯ ПОЖАРА, а ХабиИЖТУ ВЫ- ДАТЬ ЧЕРТЕЖИ УСИЛЕНИЯ КОНСТРУКЦИЙ.**
- **БЫЛИ ВЫПОЛНЕННЫ ОБСЛЕДОВАНИЯ И ИСПЫТАНИЯ КОНСТРУКЦИЙ, НА ОСНОВА- НИИ КОТОРЫХ РАЗРАБОТЫНЫ ЧЕРТЕЖИ УСИЛЕНИЙ КОЛОНН И ВСЕХ БАЛОК ПЕРЕ- КРЫТИЯ. ПЛИТА БЫЛА ЗАМЕНЕНА НА НОВУЮ, РАСПОЛОЖЕННУЮ СВЕРХУ.**
- **В ОКТЯБРЕ 1984 года ПРОВЕДЕНО ИСПЫТАНИЕ ПЕРЕКРЫТИЯ ЗАГРУЖЕНИЕМ.**

УСИЛЕНИЕ БАЛОК ПЕРЕКРЫТИЯ ШПРЕНГЕЛЬНЫМИ ЗАТЯЖКАМИ ВИД В ПЛАНЕ УЗЛА 1, СБЛИЖЕНИЕ ТЯЖЕЙ (УЗЕЛ 4)



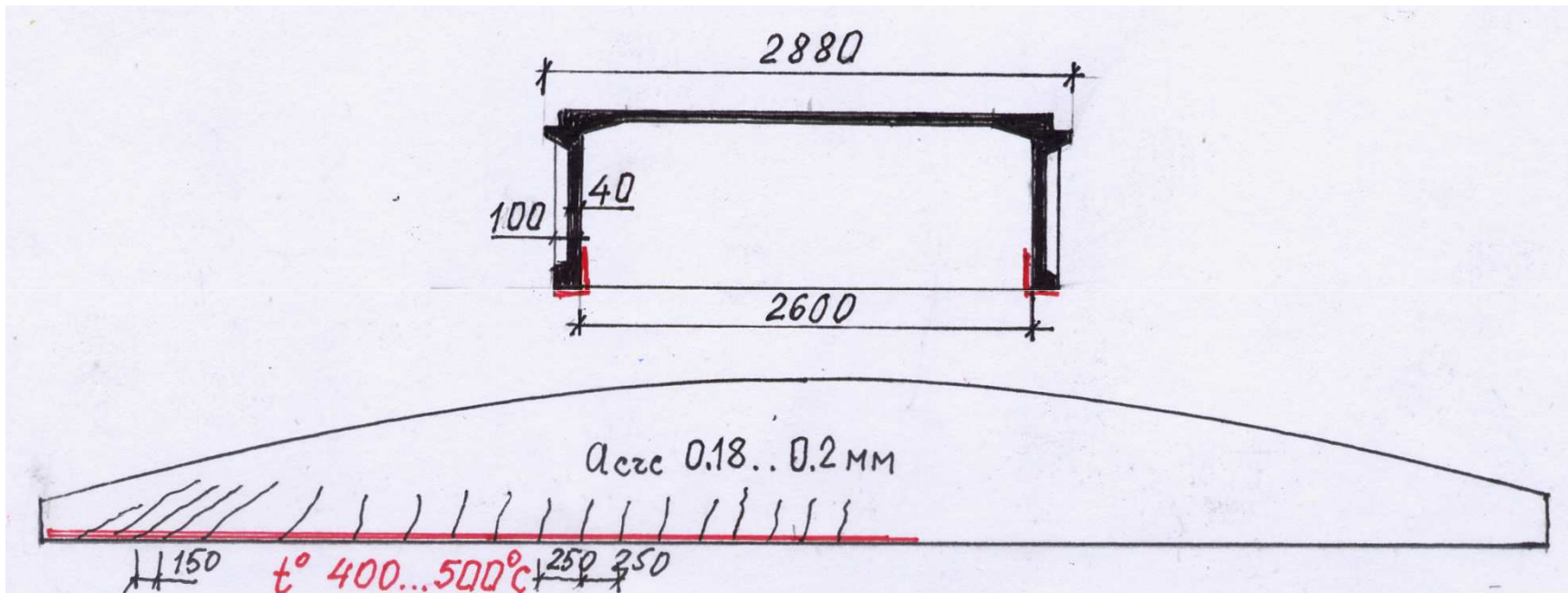
ДЕФОРМАЦИИ КОНСТРУКЦИЙ ОТ ПОЖАРА В ЦЕХЕ
ТЕПЛОГИДРОИЗОЛЯЦИИ ТРУБ АСФАЛЬТОБЕТОННОГО ЗАВОДА ТРЕСТА
СПЕЦСТРОЙМЕХАНИЗАЦИЯ
ГЛАВДАЛЬСТРОЯ 18.05.1990г.



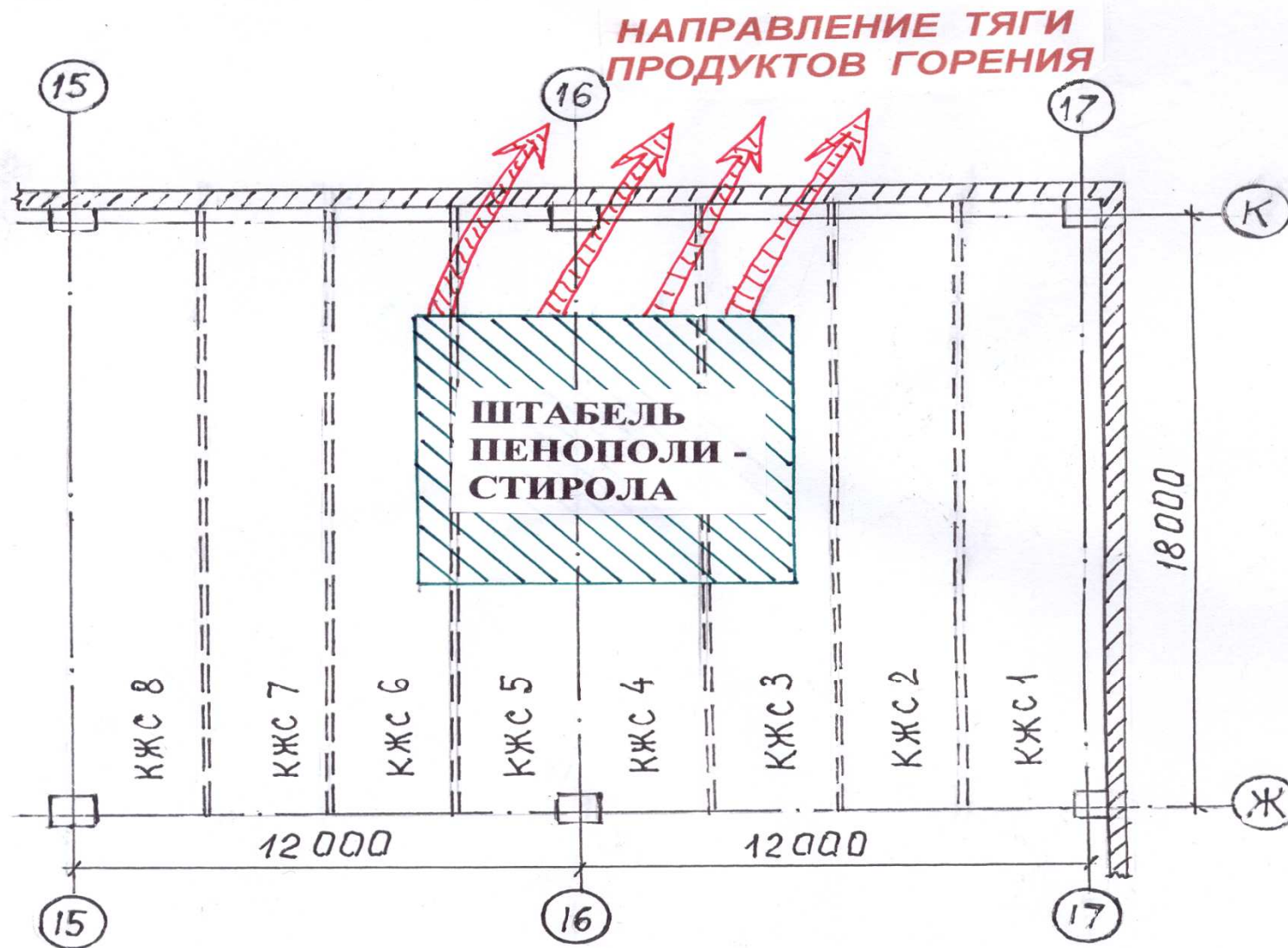
ПОСЛЕДСТВИЯ ПОЖАРА В ЦЕХЕ АСФАЛЬТОБЕТОННОГО ЗАВОДА 18.05.1990г.

- Воспламенилась горячая битумная масса на стенде гидроизоляции труб в 11ч 30мин. Длина стенда 16м. Длительность пожара 30 мин. Металлоконструкции над ванной на высоте 3.2м нагрелись до красного каления (800°C), рёбра плит нагрелись до температуры $400\text{...}500^{\circ}\text{C}$ и были покрыты сажей. Пострадали 5 спаренных рёбер, которые решено было усилить. Колонны, опорные балки, кранбалка не пострадали. Рабочая арматура плит 40мм А-III_в, упрочнённая наклёпом, понизила прочность с 500МПа до 375МПа и потеряла предварительное напряжение,
- по оценке, на 50%.
- Усиление выполнялось натяжением под плитой 2^х стержней 25мм класса А-III, с передачей усилия на опорные части панелей КЖС.

ТРЕЩИНЫ В РЁБРАХ ПЛИТ- ОБОЛОЧЕК КЖС
ПОСЛЕ ПОЖАРА



ВОССТАНОВЛЕНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ЦЕХА КПД ЗАВОДА ЖБИ- 4
ПСМО ХАБАРОВСКЛЕССТРОЯ ПОСЛЕ ПОЖАРА
22.02.1991г.



Описание разрушений от пожара

Цех построен в 1979г. Здание многопролётное, с сеткой колонн 12x18м, длиной 144м, высота до низа покрытия 10.8м. Колонны двухветвевые. Покрытие – из панелей -обо- лочек КЖС, с размерами в плане 3x18м по подстропильным (опорным) балкам. Подкрановые балки – железобетонные.

Пожар возник 22.02.1991г. В 16.50. Горючим материалом явился пенополистирол. Материал был складирован в шта- бель 10x10м и высотой 5м. Причина возгорания не установ- лена. Через 15 мин. Прибыли пожарные. К этому времени стальной мостовой кран обрушился от нагрузки собствен –ного веса. Пожар длился 25 мин. Для тушения использова -лась вода и пена. Судя по факту обрушения крана, серова- то-чёрному цвету поверхности бетона температура на по -верхности бетона составила 600 – 800⁰С. По оси К, в месте тяги продуктов горения на опорных и подкрановых балках температура доходила до 900⁰, о чём свидетельствует поте- ря защитного слоя с дегидротацией цементного камня.

ОПИСАНИЕ ДЕФОРМАЦИЙ ОТ ПОЖАРА И ВЫВОДЫ

- **До 900⁰ С оказались нагреты и опорные участки плит КЖС по оси К, так как в этой зоне(в том числе и на опорных и подкрановых балках) копоть выгорела. Применение холод- ной воды приводило к растрескиванию и разрушению бето на тонкостенной раскалённой оболочки КЖС от термичес-кого удара.**
- **Были выявлены конструкции, находящиеся в аварийном состоянии, безопасность работ по усилению которых нель- зя было гарантировать. Они были рекомендованы к демон- тажу. А также выявлены конструкции, непригодные к нор -мальной эксплуатации, но усиление которых можно было безопасно выполнять.**

ОБСЛЕДОВАНИЕ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ КОРПУСА 3-120 БЫВШЕГО ЗАВОДА ФГУП ПО “АМУРМАШ”

С ЦЕЛЬЮ ПЕРЕПРОФИЛИРОВАНИЯ, ПРОВЕДЕНИЯ
РЕКОНСТРУКЦИИ И РАЗМЕЩЕНИЯ НОВОГО ПРЕДПРИЯТИЯ “ЗАВОДА ПО
ПРОИЗВОДСТВУ ЛУЩЁНОГО ШПОНА В ОБЪЁМЕ 3000 ТЫС. КУБ.М В ГОД
Общая площадь корпуса равна 46685 м², Строительный объём 519863 м³.

Выполнены работы по обследованию и усилению строительных конструкций
производственного корпуса 3-120, подземного резервуара ёмкостью 6000м³, пожарного
депо и обслуживающее помещение ОПУ главной понизительной подстанции.

(Работа выполнена в 2008 г.)



Восточный фасад корпуса 3-120 в осях 1 - 10



Восточный фасад корпуса 3-120 в осях 10 – 20. Длина по фасаду 216 м



Один из пролётов корпуса 3-120 завода АМУРМАШ в г. Амурске 2008г.



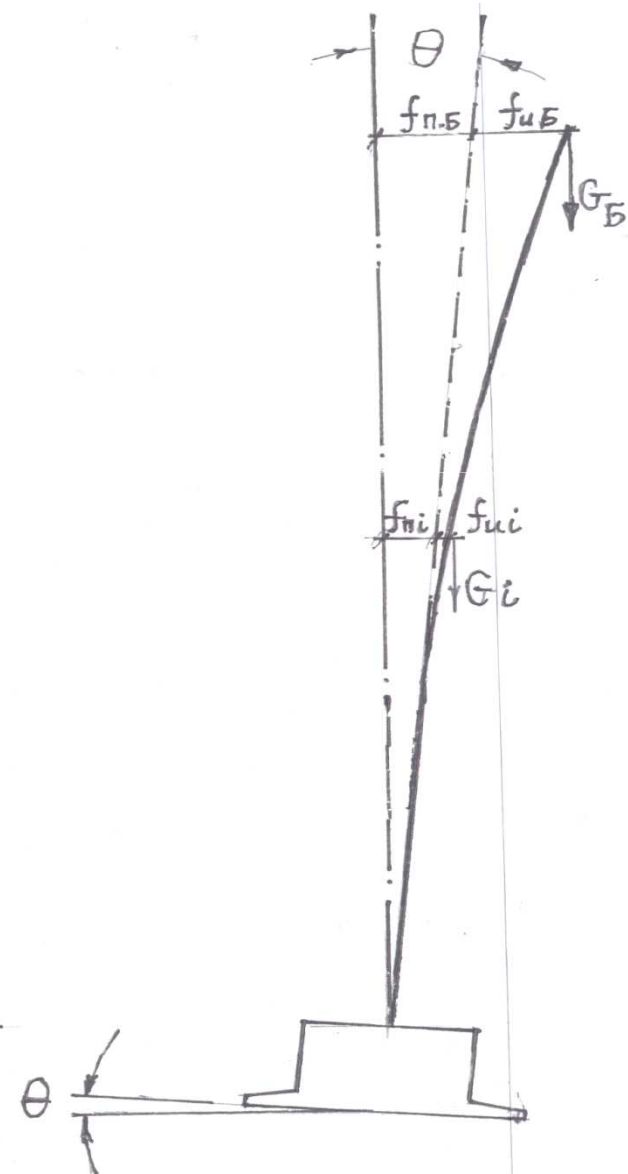
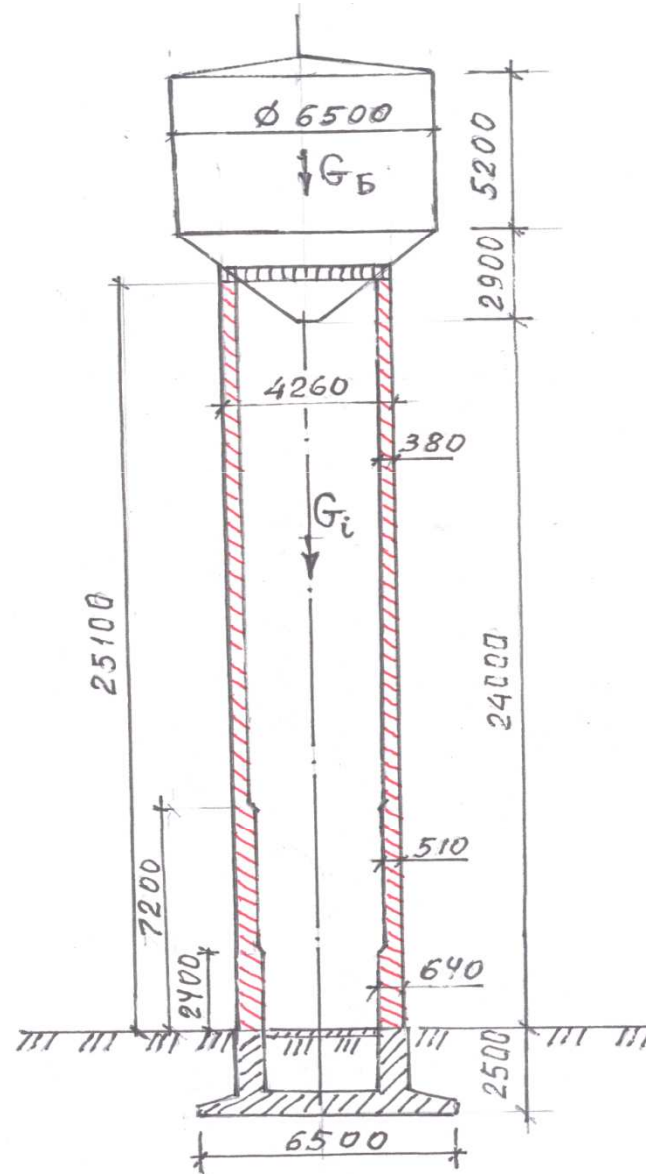
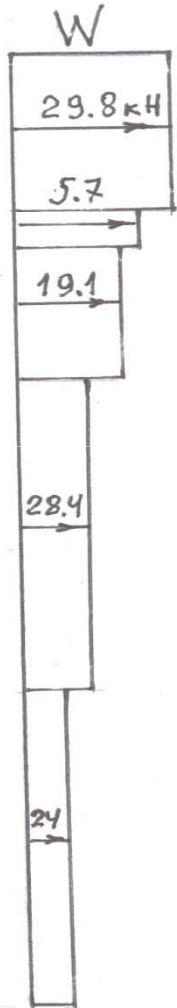
Крановая эстакада корпуса 3-120
Крановая эстакада корпуса 3-120

Подземный резервуар



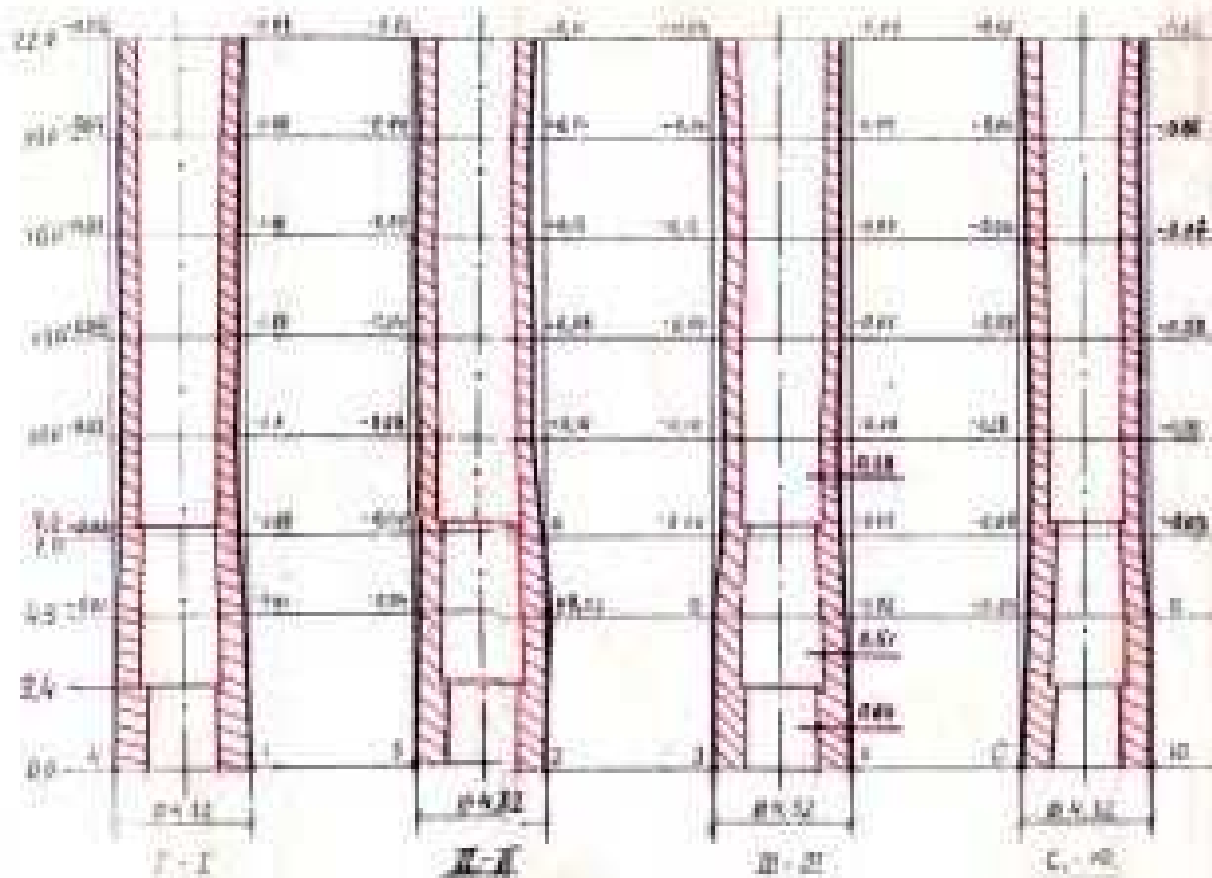
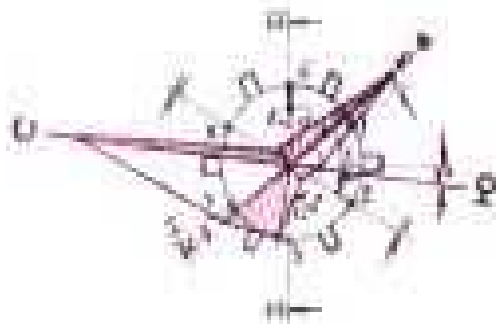
Подземный резервуар

**УСИЛЕНИЕ КИРПИЧНОГО СТВОЛА ВОДОНАПОРНОЙ БАШНИ
в пос.ГОРИН СОЛНЕЧНОГО РАЙОНА ХАБАРОВСКОГО КРАЯ
(январь...май 1981 г.)**



При ведении кирпичной кладки ствола водонапорной башни высотой 25 м были допущены отклонения в размерах по его диаметру, толщине и вертикальности стенок, что вызвало сомнения в возможности установки на ствол башни водонапорного бака и заполнения его водой.

Выполненные расчёты на устойчивость ствола башни позволили сделать заключение о возможности установки бака с заполнением его водой и дальнейшей эксплуатации башни. При этом была разработана конструкция стального корсета для усиления ствола башни. Башня находится в эксплуатации.

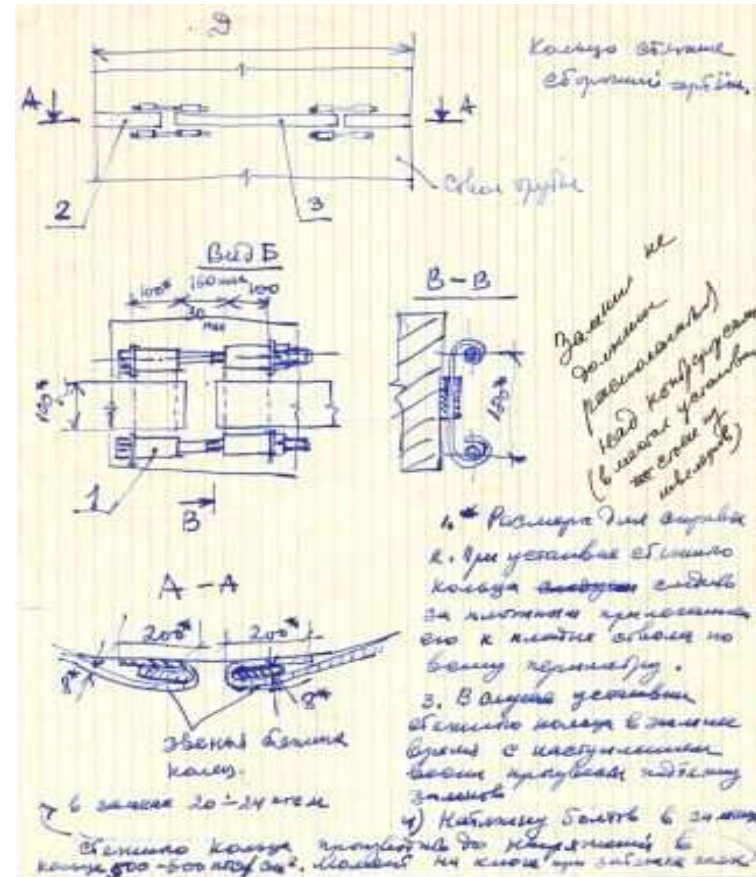
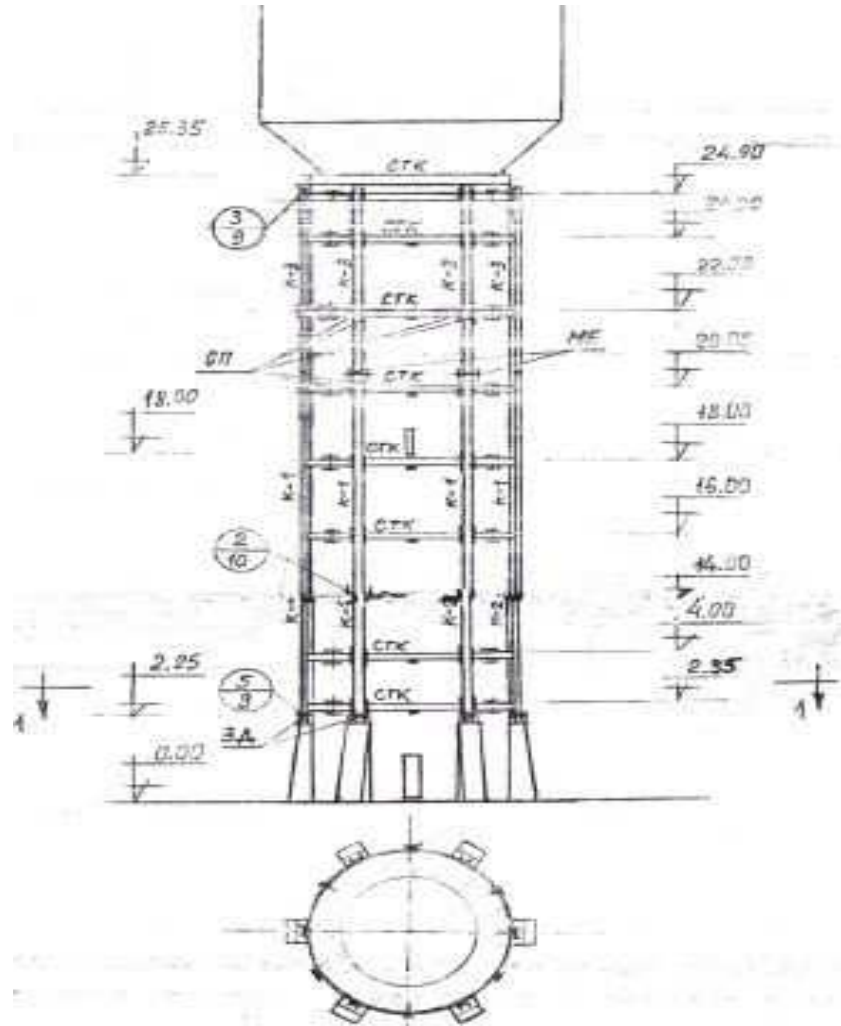


Примечание

- 1) Местность расположена на расстоянии 4 км от ст. Амурск.
- 2) Бурение I, II, III, IV в соответствии с планом бурения.
- 3) Все скважины диаметром 100 мм.
- 4) Деление скважин на зоны в соответствии с планом бурения.
- 5) В скважинах I, II, III, IV бурение велось до глубины 20 м.
- 6) В скважине IV бурение велось до глубины 22,5 м.
- 7) В скважине IV бурение велось до глубины 22,5 м.
- 8) В скважине IV бурение велось до глубины 22,5 м.

ДЮАБ- восточная	Трест "Комсомольсклесстрой"			
	ПМК-45 СН в.с. Горно			
Инженер	Инж.	Инж.	Инженерная служба	МП-200
Инж. П. Г. В.	Инж.	Инж.	Ведомственная	1957/1958
Инж. П. Г. В.	Инж.	Инж.	б. о. м. и. и.	

УСИЛЕНИЕ КИРПИЧНОГО СТВОЛА СТАЛЬНЫМ КОРСЕТОМ, СОСТОЯЩИМ ИЗ СТЯЖНЫХ СТАЛЬНЫХ КОЛЕЦ И ШЕСТИ ВЕРТИКАЛЬНЫХ СТОЕК- ШВЕЛЛЕРОВ, ОПИРАЮЩИХСЯ НА КОНТРОРСЫ



Разрыв арматуры стыка полуферм на заводе "Энергомаш" в г. Хабаровске

Параметр от температурного укорочения шва

$$v = 0.04k_f^2 = 0.04 \cdot 0.8^2 = 0.0256$$

Укорочение шва при площади сечения арматуры 8см^2 :

$$\Delta l = v \frac{l}{A} = 0.0256 \frac{26}{8} = 0.08\text{см},$$

где $l = 8d = 8 \cdot 3.2 = 26\text{см}$.

На два шва $\Delta l = 0.16\text{см}$.

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l} = \frac{0.16}{70} = 0.0023$$

$$\sigma = E\varepsilon = 2 \cdot 10^5 \cdot 0.0023 = 460\text{ МПа. } (\sigma_y = 400\text{ МПа})$$

Расчёт температуры, соответствующей сжатию $\sigma = 460\text{ МПа}$

Удлинение при нагреве

$\Delta l_t = \alpha \Delta t l$ Отсюда:

$$\Delta t = \frac{\varepsilon_t}{\alpha} = \frac{23 \cdot 10^{-4}}{12 \cdot 10^{-6}} = 192^\circ\text{C}.$$

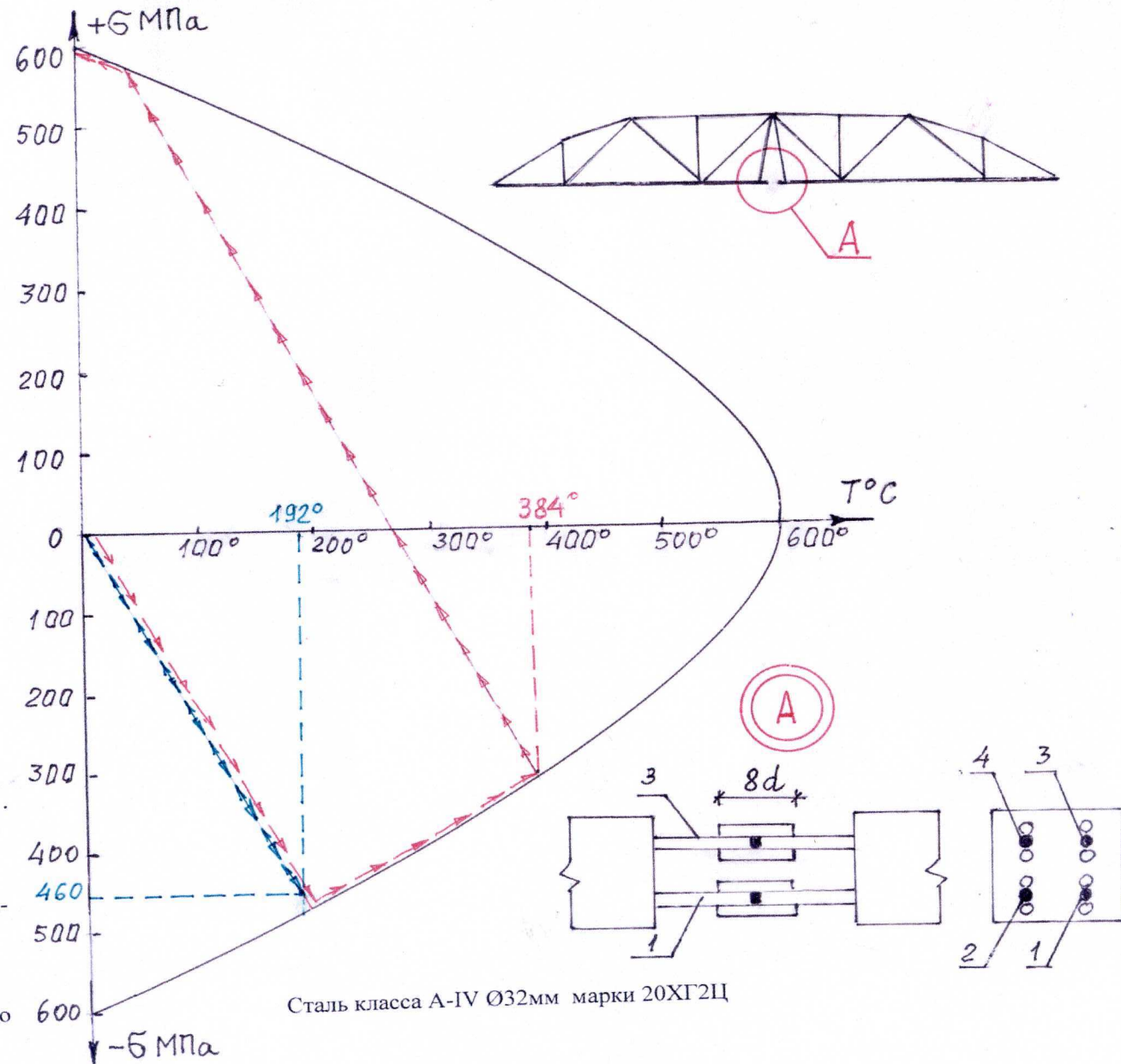
Так как сжимающее напряжение $\sigma = 460\text{ МПа}$ не достигает предела текучести, после остывания стержня напряжения будут равны нулю.

Теперь рассмотрим стык с накладкой длиной $l = 50\text{см}$.

$$\varepsilon = 2 \cdot 0.0023 = 46 \cdot 10^{-4} \text{ и } \Delta t = 384^\circ\text{C}.$$

При остывании стержня сжимающее напряжение уменьшается до нуля, и далее, не имея возможности свободного укорочения, стержень растягивается до предела текучести σ_y .

Таким образом, увеличение длины накладки (длины сварного шва) может привести к разрыву стыкового соединения.



При выполнении стыков сборных полуферм была превышена вдвое длина стыковых накладок (вместо длины накладки 25 см приняли длину 50см), что привело к разрыву свариваемых стержней при их остывании после сварки.

Анализ напряжённого состояния соединяемых на сварке рабочих стержней нижнего пояса фермы позволил выявить причину разрыва стержней и дать рекомендации по устранению возникновения разрывов стержней в дальнейшем.

**АВАРИЙНОЕ СОСТОЯНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ФЕРМЫ
ПОКРЫТИЯ БЫВШЕГО ЗАВОДА “ТРАНСМАШ” (2007 г.)**





Стропильная железобетонная ферма получила серьёзные повреждения первой панели нижнего пояса. Произошло закручивание пояса при срезке стальной кранбалки. При этом состояние анкеровки в опорном узле рабочей предварительно напряжённой арматуры невозможно было оценить.

Так как ферма находилась внутри здания для её демонтажа и замены на другую ферму необходимы были работы большой трудоёмкости и наличие заменяемых при демонтаже конструкций.

Нами было предложено усиление деформированной фермы на месте с применением предварительно напряжённой арматуры.

Так как работы по усилению связаны с опасностью внезапного падения фермы были разработаны конструкции стальных страховочных опор.

ОБЩИЙ ВИД УСИЛЕНИЯ

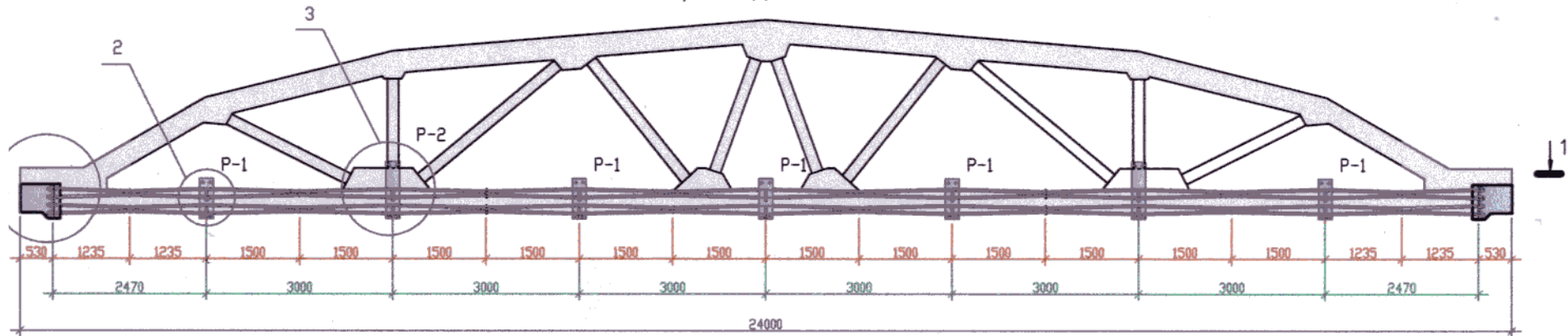


СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ СТЫКОВ СТЕРЖНЕЙ



1-1

ПОСЛЕДОВАТЕЛЬНОСТЬ НАТЯЖЕНИЯ СТЕРЖНЕЙ



ПОЯСНИТЕЛЬНАЯ ЗАПИСКА

1. С целью обеспечения прочности нижнего пояса и всей фермы в целом без ее демонтажа усилением предусматривается установка вдоль боковых сторон нижнего пояса восьми предварительно напряженных тросов из арматурной стали $\Phi 36$ А-III (по четыре с каждой стороны).

2. Последовательность выполнения работ по усилению:

2.1 После установки системы предохраночных конструкций (по ранее выполненным чертежам) и устройству подмостей выполнить работы в поврежденной панели фермы по разборке остатков между арматурой кусков бетона. Работы выполняются аккуратно при помощи зубил и легких молотков, без применения кувалды и отбойного молотка. Удаляются цельные и третиновые куски бетона до оставшегося монолитного сердечника (если таковой окажется).

2.2 Далее устанавливается снизу и боковых сторон опалубка для восстановления бетона панели в прежних ее размерах. Рекомендуются состав быстротвердеющего бетона марки М400 на нежелезном цементе в расчете на 1 м³ замеса:

- | | |
|---|----------|
| 1. Цемент марки М400 | - 540 кг |
| 2. Пескогравия | - 700 кг |
| 3. Щебень фракции 5-15 мм | - 910 кг |
| 4. Нитрит натрия NaNO ₂ (в сухом виде) | - 25 кг |
| 5. Вода | - 250 л |

При бетонировании изготовить девять контрольных кубиков с размерами граней 10 или 15 см. Кубики хранить в тех же условиях, т.е. на поясе.

2.3 Выполняется изготовление и установка опорных балясов по концам фермы и распорок Р-1 и Р-2 вдоль нижнего пояса. Поверхности бетона фермы по торцам и боковым в месте установки цеховых листов балясов оштукатурить от возможных неровностей.

Стержни $\Phi 36$ А-III, сваренные в петли, устанавливаются на свои места. Закреплением гаек по концам стержней выполняется их слабина. Гайки привариваются сваркой.

2.4 После набора бетоном прочности 280 кгс/см² производится натяжение тросов попарно. Работы выполняются в направлении от концов фермы к ее середине (см. последовательность натяжения стержней). Контроль натяжения выполняется по величине зазора в свету между стержнями - сближению тросов Δ , которое в конце натяжения должно быть равно 20 мм ($\Delta=20$ мм). После окончания натяжения гайки стяжных скоб привариваются сваркой.

2.5 Для защиты тросов и всех стальных элементов от коррозии выполняется покрытие эпоксидной эмалью типа ЭД-20 и покраска. Возможно применение морозостойкой краски ОС-12-03М-ГОСТ 190-78.

ВЫБОРКА СТАЛИ НА КОНСТРУКЦИИ УСИЛЕНИЯ (КГ)

Арматура стержневая горячекатанная периодического профиля ГОСТ 5781-82	Сталь горячекатанная ГОСТ 2500-88	Прокат стали С255							
		$\Phi 36$ класс А-III	$\Phi 245$	$\Phi 27$ Болты и гайки	L 100x7	$\delta=30$	$\delta=20$	$\delta=10$	$\delta=8$
1630	126	90	63	135	323	285	51	12	11

Изм.	Кол.	Лист	1	из	1	Исполн.	Дата	Цели
Разработчик	Гонимов В.А.							
Проверил	Беленчиков В.А.							
Выполнил	Байкович Ю.В.							

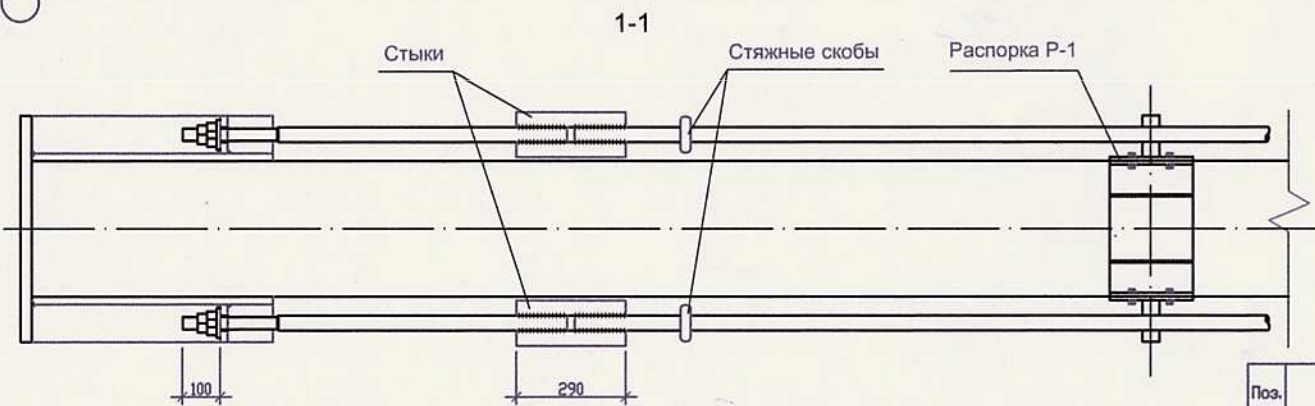
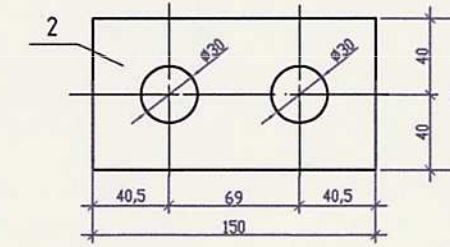
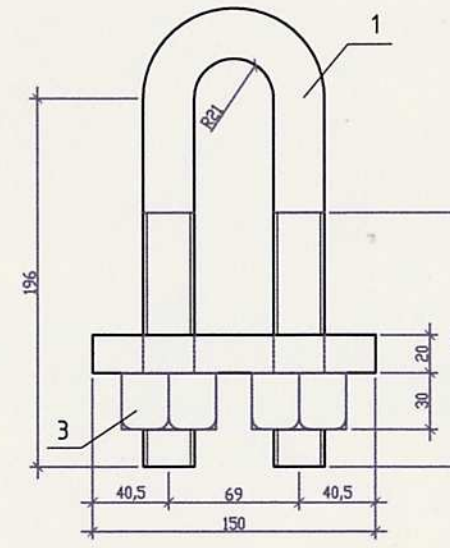
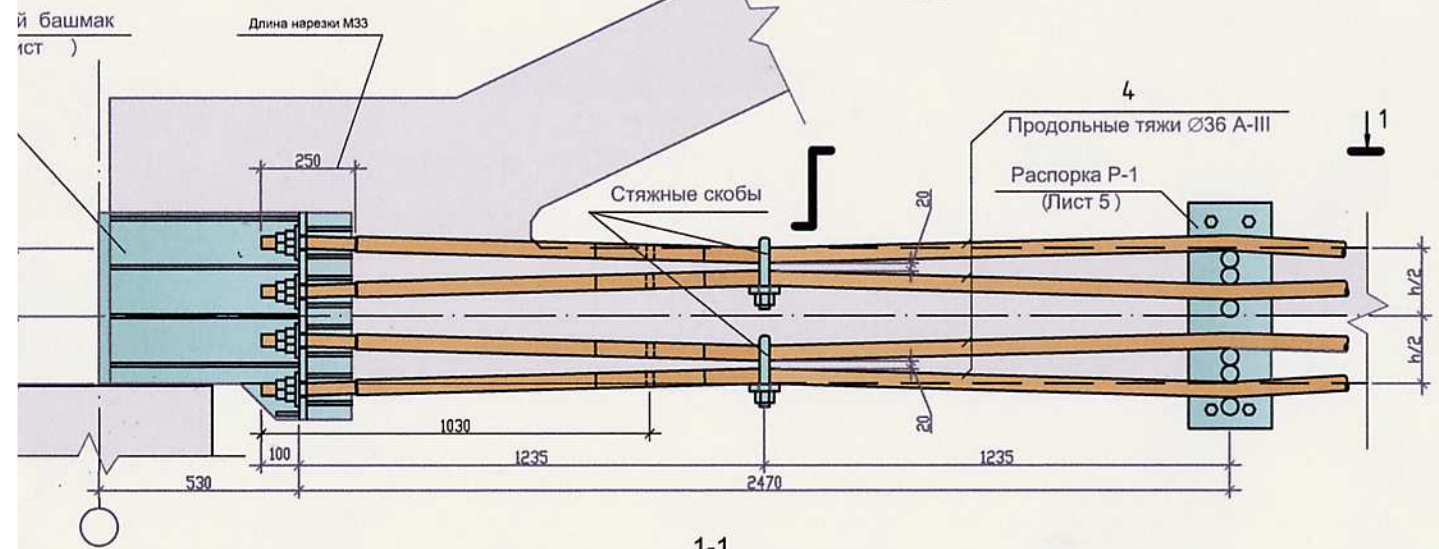
Обследование технического состояния основных строительных конструкций производственно-заготовительного цеха по производству шпана в г. Комсомольск-на-Амуре. Выдача рекомендаций по их дальнейшей эксплуатации.

Усиление железобетонной фермы покрытия по оси 3, в осях И-Н	Классификация	Длительность
		1

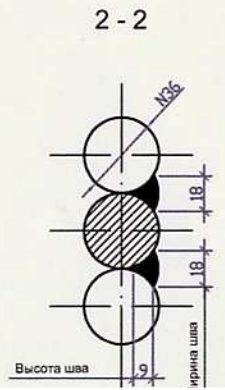
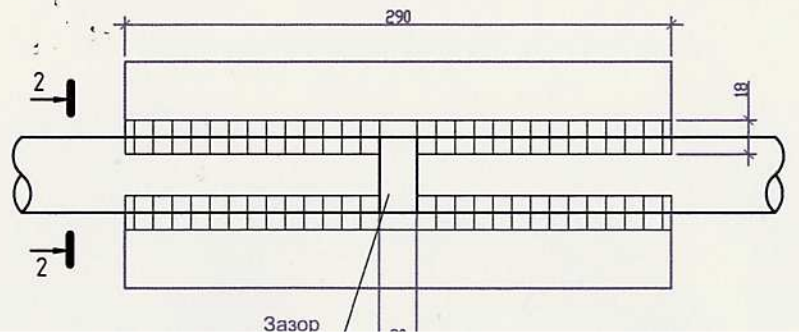
Общий вид усиления, пояснительная 000 Предприятие экономических

1

СТЯЖНАЯ СКОБА



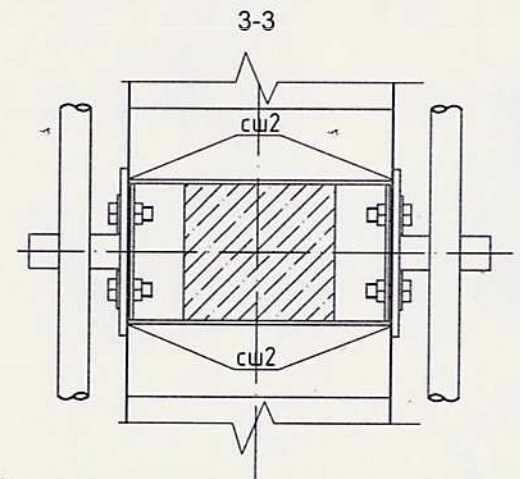
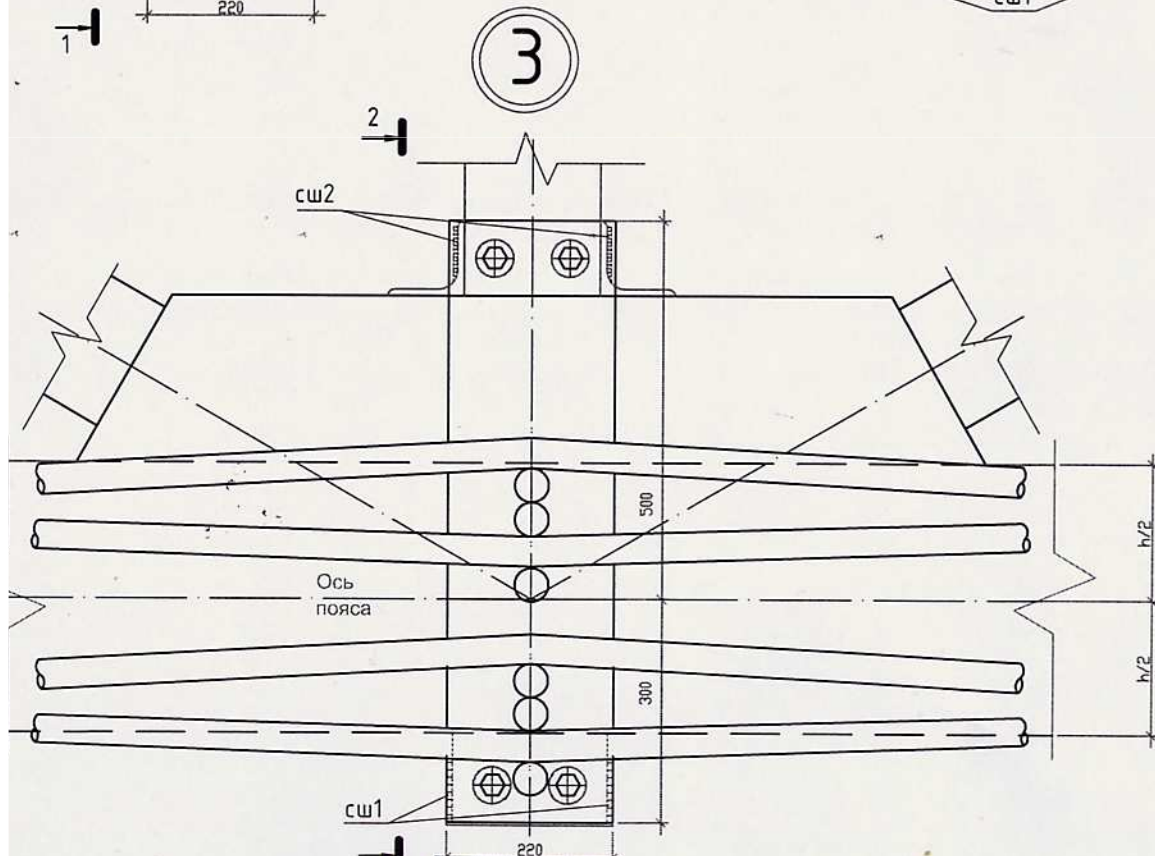
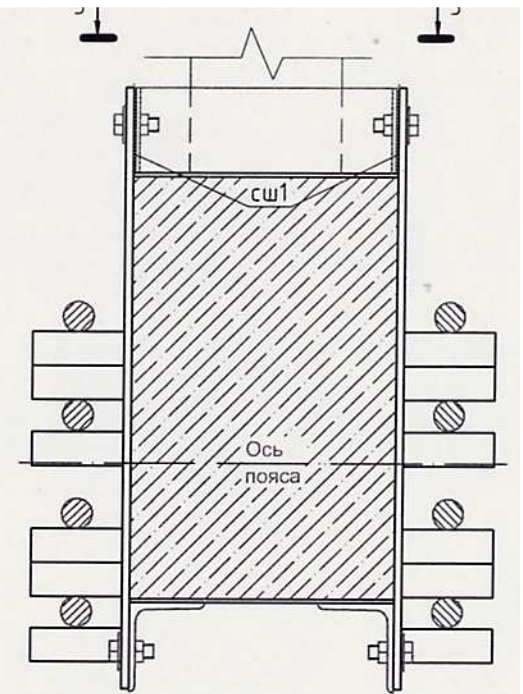
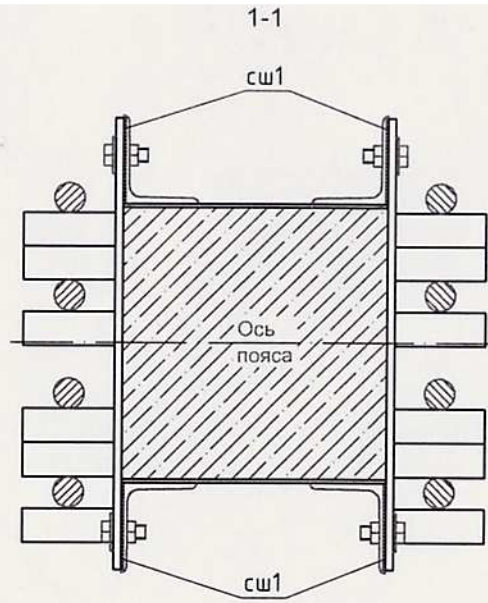
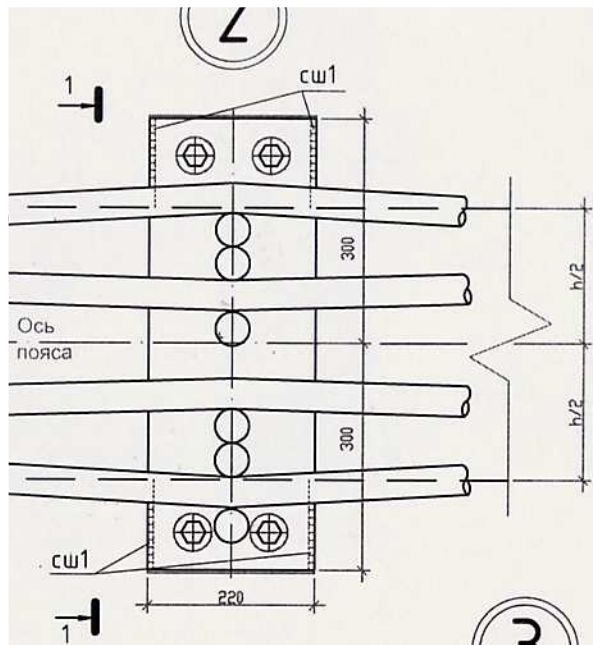
СТЫК СТЕРЖНЕЙ С ОДНОСТОРОННИМИ СВАРНЫМИ ШВАМИ



СПЕЦИФИКАЦИЯ ЭЛЕМЕНТОВ

Поз. дет.	Наименование	Сечение мм	Длина, мм
1	Скоба (сталь горячекатанная круглая ГОСТ 2590-88)	Ø27	500
2	Плоская-шарья (сталь С255)	80x20	150
3	Гайка (номинальный диаметр резьбы d=27 мм)		H=30
Итого на 32 скобы			
4	Продольные тяжи Ø36 А-III ГОСТ 5781-82	Ø36	23060
			Длина плиты с зазорами в стыках
			23140
			Длина тяжей с учетом стыковых накладок
			25380

Обследование технического состояния основных строительных конструкций производственного завода по производству шпона в г.Комсомольск-н						Итого	
Изм.	Кол.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Итого	Лист
Разработал				Ганзев В.А.		Усиление железобетонной фермы	
Проверил				Каленников В.А.		покрытия по оси 3, в осях И-Н	
Вычертил				Бажобский Ю.В.			2



Примечание

После установки боковых листов распорок Р-1 и Р-2 с совмещением листов с осью пояса фермы и закреплением листов болтами на сварные швы сш1 и сш2. Катет шва $h_{сш} = 6$ мм, электроды Э-42

Изм.	Кол.	Лист	Ч. дк.	Подпись	Дата
Разработал				Ганзоб В.А.	
Проверил				Келевич В.И.	
Вычертил				Скоблев Ю.В.	

Обследование технического состояния основных строительных конструкций производственного завода по производству шпона в г. Комсомольск-н				
выдачей рекомендаций по их дальнейшей эксплуатации				
Усиление железобетонной фермы покрытия по оси 3, в осях И-Н				
Лист	3			