



БССР
Министерство транспортного строительства
Главтранспроект
Гипротрансмост

Типовой проект №3.501-49.
Металлические железнодорожные
пролетные строения
с ездой поверху на балласте
пролетами 18,2-55,0 м
в северном исполнении.

Рабочие чертежи.
Пролетное строение $l_p = 55,0$ м.
Раздел I.
Пояснительная записка и чертежи.

Начальник Гипротрансмоста  /Крылюк Н./
Главный инженер проекта  /Любов С./

Проект утвержден
приказом МПС №П-15741
от 5 июня 1970 г.

Шиф. № 739/7

Москва
1969 г.

Пролетное строение $L_p = 55.0$ м
Раздел I. Пояснительная записка и чертежи
Содержание раздела I.

№ п/п	Наименование	№ п/п листов	Инвентарные № п/п
1	Иттыгльбый лист	1	—
2	Состав проекта и условные обозначения	2	50947
3	Пояснительная записка	3	50948
4	Пояснительная записка (продолжение)	4	50949
5	Планы пролетного строения $L_p = 55.0$ м	5	50950
6	Пролетное строение $L_p = 55.0$ м Конструкция главных балок	6	50951
7	Пролетное строение $L_p = 55.0$ м Конструкция главных балок (продолжение)	7	50952
8	Пролетное строение $L_p = 55.0$ м Конструкция главных балок Детали и спецификация	8	50953
9	Пролетное строение $L_p = 55.0$ м Железобетонная плита с гибкими упорами Сборочный чертеж	9	50954
10	Пролетное строение $L_p = 55.0$ м Железобетонная плита с жесткими упорами Сборочный чертеж	10	50955
11	Пролетное строение $L_p = 55.0$ м Установка главных балок в пролет крайнем ГЭП-130	11	50956
12	Пролетное строение $L_p = 55.0$ м Установка главных балок в пролет крайнем ГЭП-80	12	50957
13	Пролетное строение $L_p = 55.0$ м Установка главных балок в пролет провольной надблизкой	13	50958
14	Пролетное строение $L_p = 55.0$ м Продольная надблизкая конструкция являебкя	14	50959
15	Пролетное строение $L_p = 55.0$ м Продольная надблизкая конструкция являебкя (продолжение) Детали и спецификация	15	50960
16	Пролетное строение $L_p = 55.0$ м Нагрузки и усилия в главных балках	16	50961
17	Пролетное строение $L_p = 55.0$ м Расчет главных балок на прочность	17	50962
18	Пролетное строение $L_p = 55.0$ м Расчет главных балок на выносливость	18	50963
19	Пролетное строение $L_p = 55.0$ м Расчет на местную устойчивость	19	50964
20	Пролетное строение $L_p = 55.0$ м Расчет приведенных напряжений Расчет на дополнительные нагрузки	20	50965
21	Пролетное строение $L_p = 55.0$ м Расчет связей. Расчет диаметральной балки	21	50947
22	Пролетное строение $L_p = 55.0$ м Статровые приспособления Пыты кятячкя статоровой тележкы	22	51979
23	Пролетное строение $L_p = 55.0$ м Статоровые приспособления Схем на опоры	23	51304

Условные обозначения

- ✦ — Заводская заклепка $d = 23$ мм из стали марки 09Г2 по ГОСТ 5058-65 с дополнительными требованиями для северного исполнения
 - ✦ — Заводская заклепка $d = 23$ мм „диатом“ из стали марки Ст по ГОСТ 499-41
 - ✦ — Отверстия $d = 28$ мм для высокопрочных болтов $d = 22$ мм
 - ✦ — Отверстия $d = 25$ мм для высокопрочных болтов $a = 22$ мм
 - ✦ — Анкерные болты опорных частей
- Способы сварки указываются буквами**
- Я — Автоматическая
 - П — Полуавтоматическая
 - Р — Ручная

Пыты швы указываются знаками

- X — Стыковые X — обрзные швы
- $\sqrt{\frac{K-e}{e}}$ — Сварные швы $\frac{\text{булбулный}}{\text{небулбулный}}$
- K — Размер катета шва в мм
- e — Длина шва в мм

Пояснительная записка к пролетному строению $l_p=55,0\text{м}$

Типовой проект металлоконструктивных железобетонных пролетных строений в здании педучастка Железнодорожного района, в ведении которого находится здание пролетного строения 18,2-56,0 м в северном исполнении разработан Гипропроектметаллоконструкциями по плану типового проектирования 1369Г в соответствии с проектными заданием утвержденного заместителем Министра путей сообщения П.И. Погодиным А.Ф. 3 марта 1969г.

2. Основные данные проектирования

Проект составлен в соответствии с требованиями СНиП II-Д-2 7-62, СН 200-62, ВМ 145-68 и Указания по проектированию железобетонных мостовых и городских мостов, предназначенных для эксплуатации в условиях низких температур, северное исполнение, ВМ 136-63 / Технические указания по проектированию стальных и железобетонных пролетных строений, ВМ 144-68 / Указания по проектированию мостовых и городских мостов, предназначенных для эксплуатации в условиях низких температур, северное исполнение. Для эксплуатации в условиях низких температур, северное исполнение.

3. Нормативная база

Для разработки деталей пролетного строения проектом предусмотрены следующие нормативные документы: СНиП II-Д-2 7-62, СН 200-62, ВМ 145-68 и ВМ 136-63.

В строительстве от автора проекта применены стандарты по основным параметрам мостовых и городских мостов, предназначенных для эксплуатации в условиях низких температур, северное исполнение. Расчетная минимальная температура воздуха от -40 до -50 в зависимости от зоны в соответствии с нормативными данными СН 200-62.

При использовании расчетов, приведенных в ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

При использовании расчетов, приведенных в ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

Материалы элементов железобетонных строений в северном и обычном исполнении должны быть приняты согласно спецификациям материалов элементов.

Все монтажные соединения проектируются на выносных арматурах выносных балок и стержней и ниппелях и ниппелях из арматурной конструкции стальных марок 40х по ГОСТ 4543-61 в соответствии с Техническими указаниями по устройству выносных балок и стержней и ниппелей для железобетонных мостовых и городских мостов (ВМ 133-66) и изменениями к ним А.С. 1968г.

При использовании расчетов, приведенных в ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

При использовании расчетов, приведенных в ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

При использовании расчетов, приведенных в ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

При использовании расчетов, приведенных в ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

Для удобства исполнения приняты арматура периодического профиля из выработки горячекатаной стали класса А III по ГОСТ 5781-61 марки Ст 5сп по ГОСТ 380-60, маркетонная проволока. Согласно решениям к проекту № 9 (355) от 2 декабря 1970г. ввиду.

Арматурные работы выполняются в соответствии с требованиями СНиП II-Д-2 7-62, СН 200-62, ВМ 145-68 и ВМ 136-63.

Для удобства исполнения приняты арматура периодического профиля из выработки горячекатаной стали класса А III по ГОСТ 5781-61 в соответствии с ВМ 145-68 и ВМ 136-63.

П. Расчет пролетного строения.

Пролетные строения проектируются в соответствии с требованиями СНиП II-Д-2 7-62, СН 200-62, ВМ 145-68 и ВМ 136-63.

Расчеты выполняются в соответствии с требованиями СНиП II-Д-2 7-62, СН 200-62, ВМ 145-68 и ВМ 136-63.

1. Расчет на прочность.

А. Металлические балки пролетного строения. Расчеты пролетных строений производятся в предположении, что соединительные болты, металлические детали и железобетонная плита в расчете принимаются как единое целое.

В соответствии с требованиями СНиП II-Д-2 7-62, СН 200-62, ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

В соответствии с требованиями СНиП II-Д-2 7-62, СН 200-62, ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

В соответствии с требованиями СНиП II-Д-2 7-62, СН 200-62, ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

В соответствии с требованиями СНиП II-Д-2 7-62, СН 200-62, ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

В соответствии с требованиями СНиП II-Д-2 7-62, СН 200-62, ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

В соответствии с требованиями СНиП II-Д-2 7-62, СН 200-62, ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

В соответствии с требованиями СНиП II-Д-2 7-62, СН 200-62, ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

В соответствии с требованиями СНиП II-Д-2 7-62, СН 200-62, ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

В соответствии с требованиями СНиП II-Д-2 7-62, СН 200-62, ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

В соответствии с требованиями СНиП II-Д-2 7-62, СН 200-62, ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

В соответствии с требованиями СНиП II-Д-2 7-62, СН 200-62, ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

В соответствии с требованиями СНиП II-Д-2 7-62, СН 200-62, ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

В соответствии с требованиями СНиП II-Д-2 7-62, СН 200-62, ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

В соответствии с требованиями СНиП II-Д-2 7-62, СН 200-62, ВМ 145-68 и ВМ 136-63, приняты следующие коэффициенты: $k_1=1,2$, $k_2=2,3$, $k_3=4$, $k_4=2,5$, $k_5=1$ и $k_6=1$.

Строения подвергаются напряжению в балках, выходящим при опирании моста к опорам. Учитываются следующие моменты: $M_{пж}$, $M_{пз}$, $M_{пд}$, $M_{пк}$, $M_{пл}$, $M_{пш}$, $M_{пс}$, $M_{пг}$, $M_{пд}$, $M_{пк}$, $M_{пл}$, $M_{пш}$, $M_{пс}$, $M_{пг}$.

Расчетные величины напряжений в балках, выходящих при опирании моста к опорам, определяются по формулам: $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$.

Расчетные величины напряжений в балках, выходящих при опирании моста к опорам, определяются по формулам: $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$.

Расчетные величины напряжений в балках, выходящих при опирании моста к опорам, определяются по формулам: $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$.

Расчетные величины напряжений в балках, выходящих при опирании моста к опорам, определяются по формулам: $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$.

Расчетные величины напряжений в балках, выходящих при опирании моста к опорам, определяются по формулам: $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$.

Расчетные величины напряжений в балках, выходящих при опирании моста к опорам, определяются по формулам: $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$.

Расчетные величины напряжений в балках, выходящих при опирании моста к опорам, определяются по формулам: $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$.

Расчетные величины напряжений в балках, выходящих при опирании моста к опорам, определяются по формулам: $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$.

Расчетные величины напряжений в балках, выходящих при опирании моста к опорам, определяются по формулам: $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$.

Расчетные величины напряжений в балках, выходящих при опирании моста к опорам, определяются по формулам: $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$.

Расчетные величины напряжений в балках, выходящих при опирании моста к опорам, определяются по формулам: $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$.

Расчетные величины напряжений в балках, выходящих при опирании моста к опорам, определяются по формулам: $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$.

Расчетные величины напряжений в балках, выходящих при опирании моста к опорам, определяются по формулам: $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$.

Расчетные величины напряжений в балках, выходящих при опирании моста к опорам, определяются по формулам: $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$.

Расчетные величины напряжений в балках, выходящих при опирании моста к опорам, определяются по формулам: $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$.

Расчетные величины напряжений в балках, выходящих при опирании моста к опорам, определяются по формулам: $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$.

Расчетные величины напряжений в балках, выходящих при опирании моста к опорам, определяются по формулам: $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$.

Расчетные величины напряжений в балках, выходящих при опирании моста к опорам, определяются по формулам: $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$.

Расчетные величины напряжений в балках, выходящих при опирании моста к опорам, определяются по формулам: $\sigma = \frac{M}{W}$, $\tau = \frac{Q \cdot S}{J \cdot b}$.

Канцельные открыточные шпалы подвешиваются от стоек бетона и расходятся температурно между стальной балкой и железобетонной плитой, принимающей $t=+30^{\circ}\text{C}$, по проекту п. 112 ВЭН эр 63

Объединение стержней плит в балки и пояса металлошвелловых балок запроектировано в двух вариантах

- а) на стыках шпалы прикрепляем к канцелярским деталям балки плитой к железному поясу балки двутавровой балки
- б) на железных шпалах, размещаемых балках балок плитой

Расчеты железных и стальных шпал подвешенных выполнены формулам ВЭН эр 63 пп 158, 159 и даны на расчетных листах.

III. КОНСТРУКЦИЯ ПРЕДЕЛЬНОГО СТРОЕНИЯ.

Металлическая часть пролетного строения состоит из двух главных балок со сплошной стенкой, объединенных между собой продольными и поперечными связями. Верхней балкой стенок высотой 2600 мм устанавливается из двух листов 1800x14 мм, стержневые продольным соединением стенок.

По свободным местам устойчивости стенок усиливается перемычками по вертикали ребрами жесткости и горизонтальными продольными ребрами, расположенными на 500 мм от верхнего края верхней балки арки при расстоянии сечения, по всей длине, из листов 400x20

Нижнюю плиту принимают из двух листов переменного сечения.

Главные балки объединяются между собой продольными и поперечными связями. Продольные связи крепятся по п. 64 и 65 по нижнему поясу. По железному поясу балки стальной арки ставятся расположенные поперечные связи через 3,33 м.

В опорных поперечных перегородках двукратные балки для подъемной пролетной стержней при стержневой выношенности опорных частей.

Прикрепление двутавровой и стальной арки к балкам, связям к продольным, увеличив поперечные связи к ребрам жесткости усиливается на двутавровых балках. Прикрепление стальной арки к продольным связям к стальной арке — по стальной арке закрепляется с — 27 мм.

Из условия заданного изгибающего момента и переданы главные балки разбиты на три монтажные балки длиной 1700+2600+1700 см.

Монтажные балки стальной арки соединяются по двутавровым балкам. Объединение плитой с металлошвелловыми балками соединяется в связи с прочностью: на стальной и железной шпалах.

В первом варианте балки плитой объединены канцелярскими деталями, соединяемыми в железобетонные стальные петлевые анкеры, балки плитой соединяются к стальной балке по стальной арке соединяются двутавровые балки, расположенные через стержневые канцелярские детали и железные пояса балок.

Во втором варианте объединение плит со стальной балкой производится отклонением балки и опор, в опорных состоят железные шпалы, заранее приваренные двутавровым балкам к железному поясу балок. Расположение стержней в железном поясе балок для связи стержней объединенных канцелярскими деталями.

Стержни и железные шпалы устанавливаются на шпале металлошвелловых канцелярских из той же стальной арки пролетного строения.

Отверстия с — 28 мм для балки диаметром 22 мм в железных поясах балок и листовых канцелярских деталей сверлятся по единому контуру.

Наконец, предельно устанавливается, что все стержневые в поясах балок, элементах продольных и поперечных связей соединяются на шпале по п. 112 ВЭН эр 63.

Устойчивость в первом варианте железных поясов металлошвелловых балок в расчете выполняются в стальной арке, в районе канцелярских стержней и в зоне опорных балок на опорных частях балки не более 1 мм.

Экспертное изложение главных балок должно производиться в канцелярских канцелярских с объединением всех требований СНиП III-B, 5-52³¹ и ВЭН 145-68.

Изготовление двутавровых балок должно производиться в соответствии с техническими условиями ВЭН 133-66, с изменениями и дополнениями №1 1968 г.

Пролетные строения в близком порядке подвешиваются заборной опорной.

Все элементы пролетного строения (включая соединяющиеся поперечные канцелярские детали) шпалы и горизонтальные листы железных поясов балок) должны быть стержневые шпалы на шпале с прикрепленной шпалью от опорной от рожонной, стальной, арки, железных листов и др.

Элементы пролетного строения обычного исполнения.

Грунты являются одним слоем сближенного грунта по ГОСТ 1787-50³¹ на контурной линии льяной шпале — ГОСТ 7931-56.

По согласованию с заказчиком производится грунт под руководством железобетонной арки — ГОСТ 2866-58 на контурной шпале — ГОСТ 7931-56.

Элементы пролетного строения северного исполнения изготавливаются двумя слоями грунт под марки КС-10 по ГОСТ 2355-50 или двумя слоями сближенного грунта марка Зилич по ГОСТ 1787-50³¹ на контурной линии шпале по ГОСТ 7931-56 и марки бетона одним слоем арки.

Устойчивость элементов пролетного строения перед грунт под грунт на элемент и арку (северного исполнения) принимается заборной опорной с соответствующим оформлением.

Железобетонная плита балочного карниза запроектирована обычной длиной балки плиты — 2,5 м.

Изготовление балки плиты должно производиться в соответствии с требованиями балки нечеткой прочности при избыточном выполнении требований СНиП III-B 5-52³¹ и СНиП 151-68 (для изготовления балки) должна быть выполнена инвентарная металлошвелловая опалубка, которая имеет отверстие для крепления канцелярских деталей, расположенные по одному контуру, что и отверстие в железных поясах балок.

IV. УСТАНОВКА ГЛАВНЫХ БАЛОК В ПРОЛЕТ.

Проект предусматривает установку главных балок в пролет двумя способами: 1. Канцелярским крепом ГЭН 80 или ГЭПН-130 в пролетной стержневой опоре в пролет строению.

Перед установкой балки на стержневой площадке должна быть подготовлена инвентарная опора, балки устанавливаются в пролет стержневой балки с помощью балки выношенности балки в стержневых продольных и поперечных связях. Первый блок длиной 17 м монтажной вес равен 32,3 т.

Второй блок, обделенный, длиной 38 м. Монтажные же равен 79,5 т. Для установки крепом с железобетонным основанием необходимо установить временное основание.

2. Продольной опорной при установке на опоры канцелярских пролетных строений.

Наиболее предпочтительно проводить полную арку стальной арки стержневой пролетных строений, производится с объединением стержневой канцелярских связей по железному поясу.

Монтажные соединяются приняты на двутавровых балках диаметром 22 мм. Монтажные пролетного строения должны производиться в соответствии с требованиями СНиП III-B 5-52³¹ и СНиП III-B 2-62, ВЭН 145-68 и ВЭН 144-68.

Все соединяющиеся стержневые канцелярские перед аркой балки должны быть подготовлены канцелярской опорной стержневой канцелярской, приняты равным 70 т при нормативном шпале канцелярской 20 т.

Установка балки плиты по свободным балкам может производиться крепом 3-1258 на стержневом шпале и железобетонным крепом СН-30.

Монтажные стержни выношенности стержневые должны быть выполнены при температуре окружающей среды не ниже -20³¹.

Устойчивость стальной плиты бетонном соединяется при установке по канцелярской температуре воздуха не ниже +5³¹.

Экспертное изложение балки до получения им 100% марочной прочностью не производится.

При монтажных канцелярских стальной плиты в зимних условиях бетонные работы должны производиться в соответствии с требованиями СНиП III-B 2-62, СНиП III-B, 1-52³¹ и ВЭН 151-68 (для северного исполнения).

Устанавливаются на балках плиты в стальной арке должны быть соединены на шпале, устанавливаемым плитой.

Стыки устанавливаются шпалью стальной арки на монтажные стальной плиты.

На балках плиты в канцелярской выношенности канцелярские на монтажные в теплое время года или в теплые.

В связи с канцелярской канцелярской стальной балки плиты должны быть канцелярской при изготовлении плиты на шпале.

Устанавливаются балочного карниза для пролетных строений северного исполнения должна отвечать требованиям ВЭН 151-68.

Продольные плиты на пролетном строении должны иметь поперечные стержневые канцелярские, которые объединяются за счет стержневой канцелярской подвешенных балок и усиления балки балочного стержня.

100, пролетные строения ставятся опорные части тип II пролетного строению Гипротрансмостом 1967 г. (типовой проект № 533).

Для установки пролетного строения запроектированы стержневые канцелярские. Они состоят из стержневой тележки и шпала с прокладкой части на опору.

Проект канцелярской предусматривает пролетному стержневой (при установке типовой проектом, в соответствии с требованиями) плиты, канцелярские канцелярские должны канцелярские в соответствии с ВЭН 145-68 или СН 200-62.

Гипротрансмостом разработана конструкция стальной железобетонной пролетного строения с железобетонными стержневыми балками плиты, с креплением на высокопрочных балках и объединяемых с помощью клеевых стыков.

Конструкция соединяется МПС для опытного строительства и после аттестации технологии будет являться основным вариантом конструкции пролетного строения.

- Начальник Гипротрансмостом *Крыльцов*
- Гл. инженер Гипротрансмостом *Попов*
- Начальник отдела *Валеев*
- Гл. инженер проекта *Селезов*

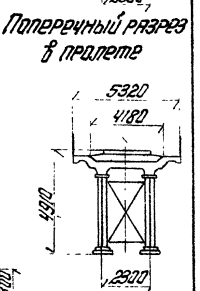
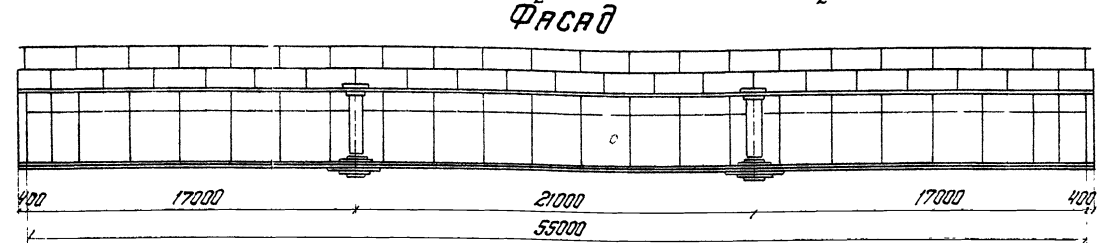
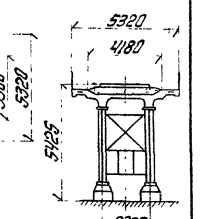
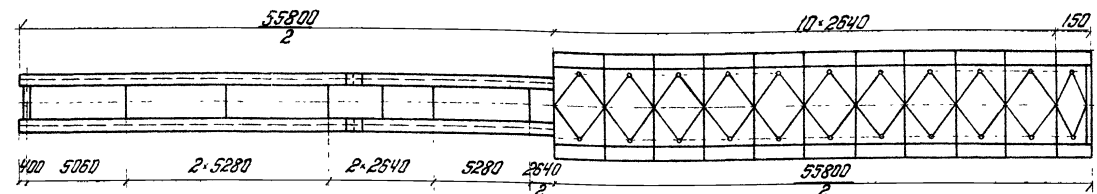
Основные данные:

- Технические условия СН-200-62, СН и П-Д 7-62, ВСН 145-68; ВСН 92-63; ВСН 144-68; СН 365-67; ВСН 151-68.
- Расчетные нагрузки: а) временная вертикальная с-н; б) постоянная на прочность; в) нагрузка - 3,07 т/м балки; г) нагрузка - 2,28 т/м балки.
- В зависимости от качества примененной стали и бетона пролетные строения могут изготавливаться для установки из как в районах с расчетной температурой воздуха ниже -40°С (северное исполнение), так и в районах с расчетной температурой воздуха до -40°С (обычное исполнение). Марку стали, элементов пролетных строений в северном и обычном исполнении должны быть приняты согласно спецификациям металла элементов.
- Материалы: а) марка сталей и категории качества их для основных и вспомогательных деталей пролетных строений северного исполнения принимаются в соответствии с указанными таблиц 2-3 ВСН 145-68, для обычного исполнения в соответствии с СН 200-62 § 382; б) монтажные соединения - на высокопрочных болтах d = 22 мм; высокопрочные болты, гайки к ним - сталь 40Х по ГОСТ 1543-61 с последующей термообработкой в соответствии с ВСН 133-66 с изменениями и дополнениями: № 1 1968г; в) бетон плит по прочности: а) для сборных блоков R_{ав} = 400 кг/см²; б) для швов монолитной R_{ав} = 400 кг/см²; г) для морозостойкости Мрз 300; д) Армирование плит: периодического профиля - Сталь класса АII, для северного исполнения - марки 10 ПТ или класса АIII марки 25 П2С, для обычного исполнения - марки Ст. 50П; Кривляя - Сталь класса АI марки 8М Ст. 30П или ВК Ст. 30П.

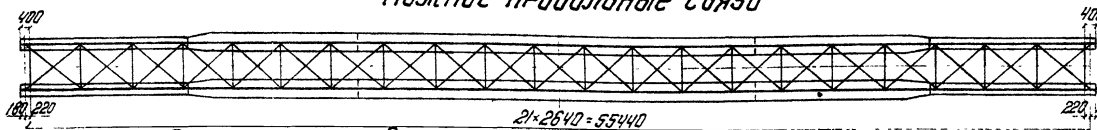
Верхние связи

План плиты проезжей части

Поперечный разрез на опоре



Нижние продольные связи



Вес металла

(марку сталей указаны для северного исполнения)

№ п/п	Наименование	Вес в тоннах			
		Материал	Всего	т/м	% от пролетных ферм
1	Главные фермы	108,5	108,5	1,94	100
2	Связи	6,5	6,5	0,12	6,2
3	Листовая сталь опоров	6,1	4,4	0,11	0,08
	Итого	121,1	119,4	2,15	2,14
4	Перила тротуаров	1,8	0,5	0,04	2,1
5	Смотровые приспособления	3,7	1,6	0,08	4,1
	Всего	123,9	122,2	2,1	2,28
6	Высокопрочные болты	Ст 40Х	2,5	0,04	—
7	Опорные части	—	6,0	0,11	5,4
8	Узловые приспособления	4,7	—	0,08	4,2
9	Металл перекрытия швов	—	0,29	0,29	—

Строительные высоты

№ п/п	Наименование	Н мм
1	От верха шпала до низа конструкции в пролете	4910
2	От верха шпала до опорной площадки	5425
3	От опорной площадки до центра шпалы	495

Прогибы и перемещения

Прогибы и перемещения от нагрузки	Прогиб в середине		Перемещение свободного конца см.
	δ см	δ/в	
Постоянный	н.э.	—	—
Временной нагрузки	6,2	1/880	3,24
От изменения температуры на ±40°С	—	—	2,20

Расчетная опорная реакция / на прочность /

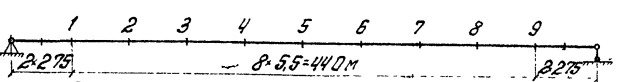
- От постоянной нагрузки I стадии — 107 т
- От постоянной нагрузки II стадии — 63 т
- От временной вертикальной нагрузки — 301 т
- Всего 471 т**

Опорные части

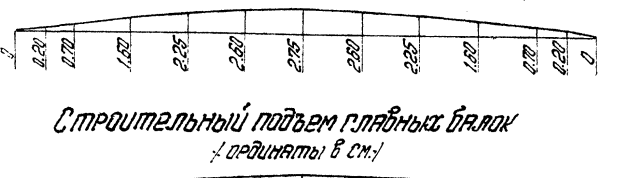
Опорные части приняты по типуому проекту Рупротрансмостя ч.№ 1583 тип IV

Наименование опорных частей	Кол. до анкеровых болтов	Размеры опорной плиты мм		Расстояние между анкерными болтами мм		Высота опорных частей мм
		длина плиты	ширина плиты	длина плиты	ширина плиты	
Подвижные	4	800	1000	680	480	605
Неподвижные	4	800	1000	680	480	605

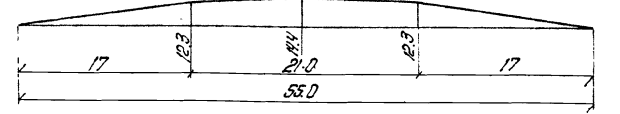
Строительный подъем пролетного строения Система пролетного строения



Проектная эюра пути / ординаты в см. /



Строительный подъем главных балок / ординаты в см. /



Объем работ

№ п/п	Наименование	Ед.изм.	Количество		
			по плану	по смете	
1	Бетон	Сборный	Бетонное покрытие	73,1	
			Тротуарные плитки	4,5	
	Монолитный	Всего	82,9	94,0	
		Армирование	9,5	9,5	
2	Арматура	Периодического профиля класса АII или класса АIII	Кривляя АI	8410	8786
			Всего	2703	2704
	Узлования	Кл	1113	1130	
		М ²	265	265	
4	Подободные трубки	шт/м	44	44	
		м ²	1400	1400	

Установка опорных частей

(t - t _{ср})°	30	25	20	15	10	5	0	+5	+10	+15	+20	+25	+30	+35	+40	+45	+50
С мм	35	33	29	26	23	16	13	10	8	3	0	-4	-7	-10	-14	-17	

С - смещение оси нижней плиты относительно середины нижней балки в сторону пролета со знаком "-", в сторону опоры со знаком "+";
 t - температура местности в момент установки;
 t_{max} и t_{min} - абсолютные значения максимальной и минимальной температуры воздуха местности, принимаются по СН и П-Д-Р-6-62 или метеорологической станции.

$$c = \frac{\delta_k}{2} \cdot \alpha \cdot (t - t_{cp})^2$$

$$t_{cp} = \frac{t_{max} + t_{min}}{2}$$

$$\alpha = 0,00012$$

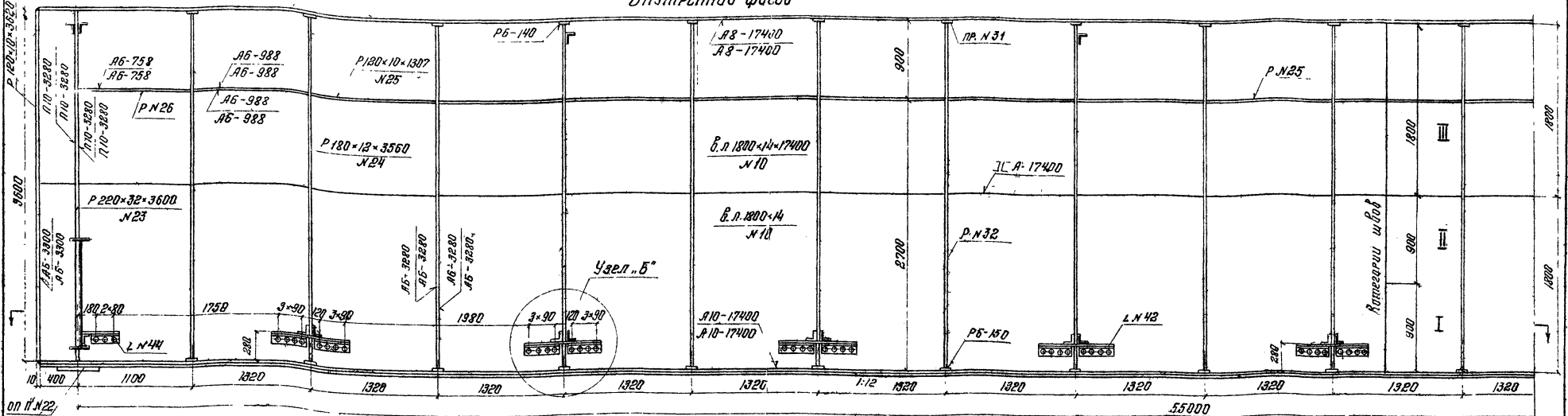
Министерство транспортного строительства СССР
 Гипротранспроект
 Рупротрансмост

Рабочие чертежи металлических ж/д опр. пролетных строений с эстакой высотой на балках пролетными 18,2-66,0 м в северном исполнении	1829: М.Б	№ 150950	Исполн. Попов	Проверил: Попов	Сметчик: Попов	Инженер: Попов	Проектировщик: Попов	Проверил: Попов	Сметчик: Попов	Инженер: Попов	Проектировщик: Попов
------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-----------	----------	---------------	-----------------	----------------	----------------	----------------------	-----------------	----------------	----------------	----------------------

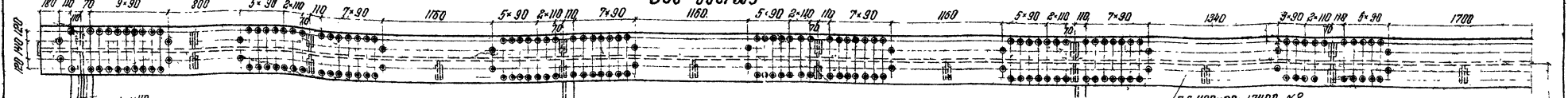
739/7 5

Копировала Ш. Корректировала Фомин

Внутренний фасад



Вид сверху



Разрез I-I

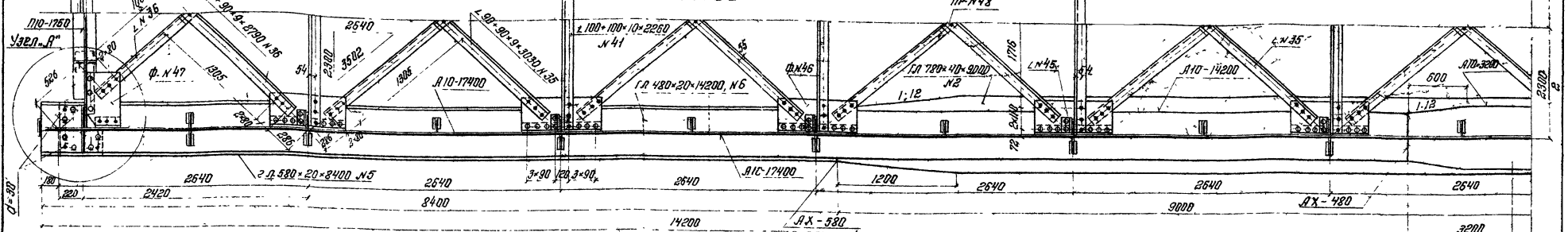
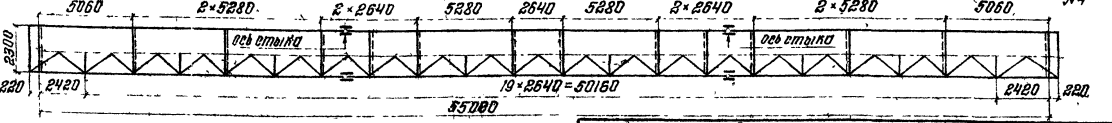
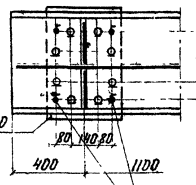


Схема продольных и поперечных связей прелетного строения

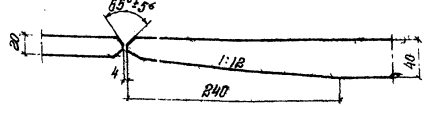


Деталь крепления опорного листа №22



Для верхнего исполнения опорный лист №22 приклеивается на заводе закладками $d=23\text{ мм}$ вбитыми.
 Для обычного исполнения — приваривается по контуру.
 В случае напайки опорный лист крепится по контуру. Для верхнего исполнения вбитыми закладками $d=23\text{ мм}$ уменьшенной высотой по ГОСТ 7736-62. Шаг 100 мм по ГОСТ 6959-54, шаг по ГОСТ 5915-62 по 2 мм по вбит.

Деталь стыка горизонтальных листов



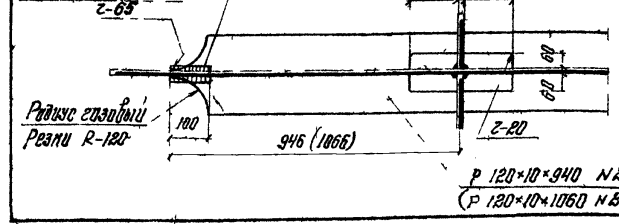
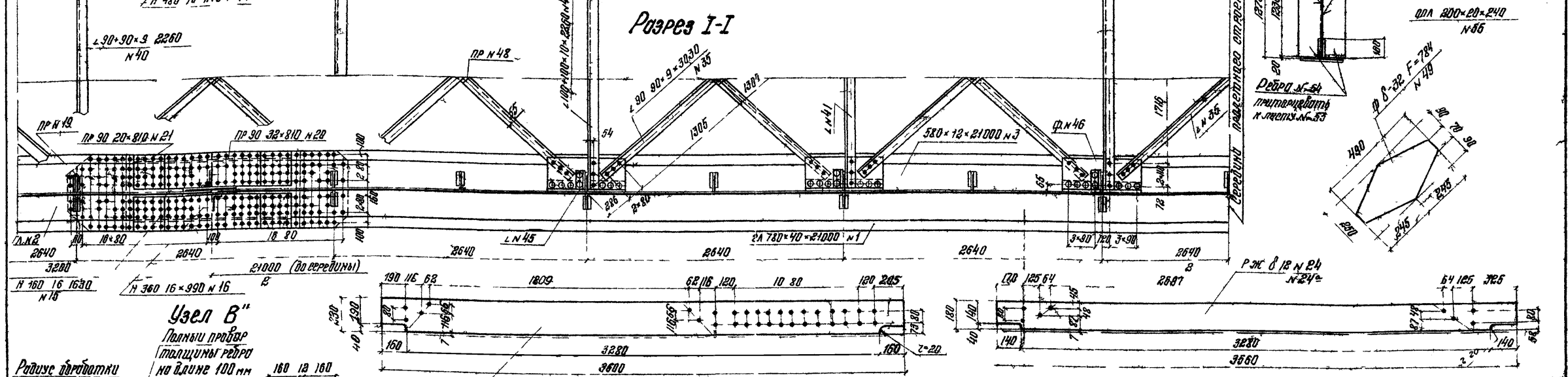
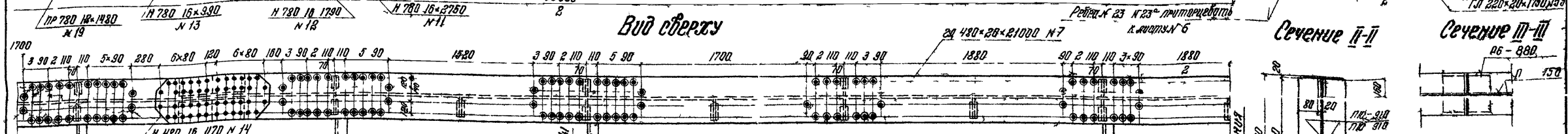
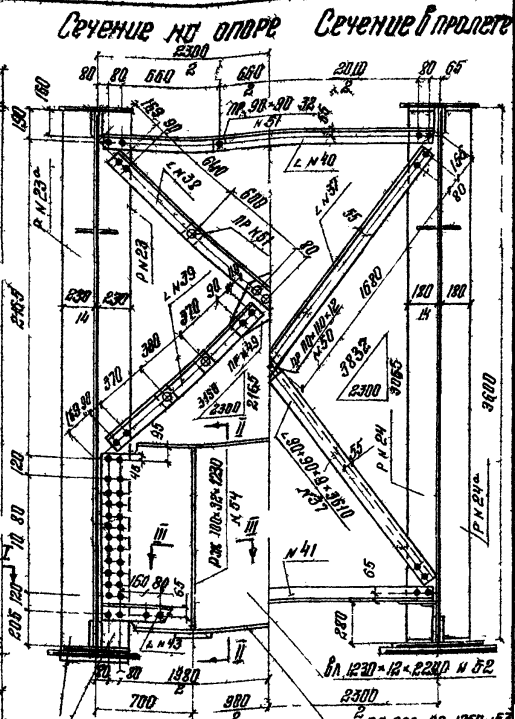
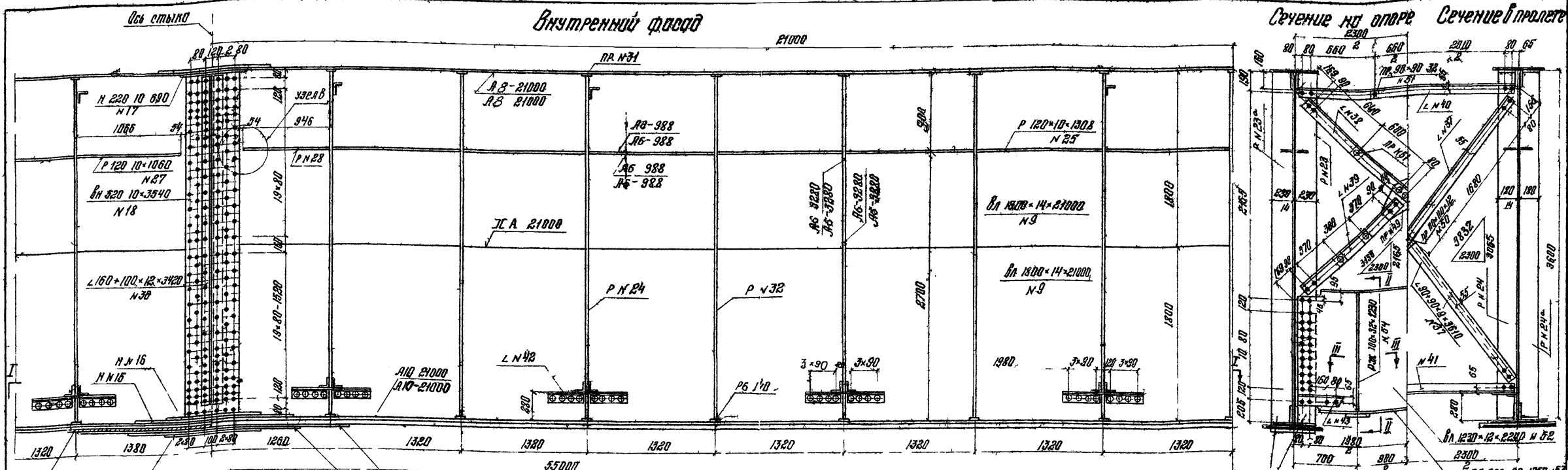
Министерство трехпартийного строительства СССР
 Проектно-конструкторский институт

Добавьте чертежи: металлических элементов для подверженных ступеням в здании по высоте не выше предела $18 \times 65 \text{ Д}$ в верхнем исполнении 1969 г. № 130 и др. и др.	Лист № 1771	Лист № 1772	Лист № 1773
	Лист № 1774	Лист № 1775	Лист № 1776

Прелетное строение
 $\epsilon_p = 5.5 \text{ м}$
 Конструкция
 главных балок
739/7 6

Копия: [Blank] [Blank] [Blank]

Условные обозначения:
 Опорный лист №22 для вбитой $d=23$
 Лист №22
 Лист №22 для вбитой $d=30$
 Лист №22 для вбитой $d=23$
 Лист №22 для вбитой $d=30$

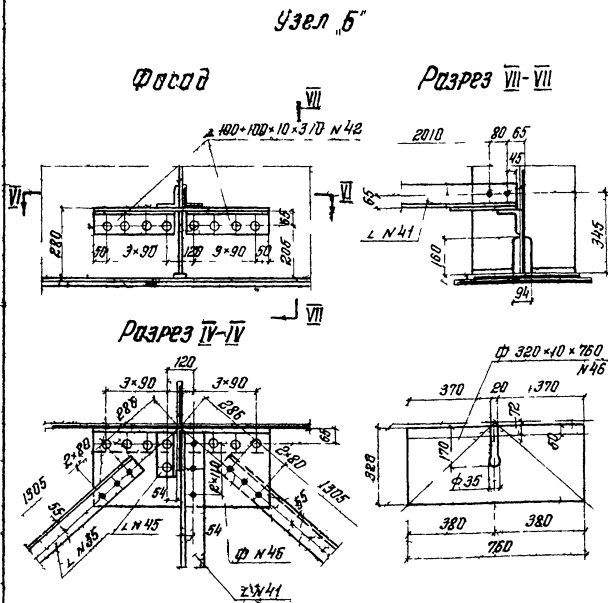
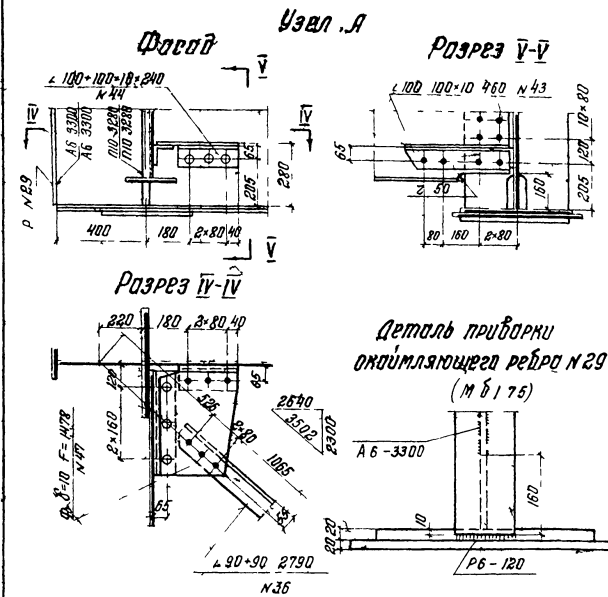


Ряд жесткости № 23, 24 и места отбортовки только для прикрепления стоек к прокладке

Министерство транспортного строительства СССР			
Рядовые чердачные металлоферменные железобетонные стропильные системы поперечным сечением 182-66 см в светлых пролетах		Совместный проект Гипротранспост	
Инженер	Проектировщик	Проверен	Дата
С.И.Иванов	В.И.Петров	А.М.Сидоров	1989 г. 11.30
Инженер	Инженер	Инженер	Инженер
В.И.Петров	С.И.Иванов	А.М.Сидоров	В.И.Петров
1989 г. 11.30	1989 г. 11.30	1989 г. 11.30	1989 г. 11.30
Цветовые отметки: Р-55 0-4			Конструкция габаритов балок (проболочечные)
			739/7 7

Копия: Шаповал Корресп. факс

СПЕЦИФИКАЦИЯ МЕТАЛЛО НА ПРОЛЕТНОЕ СТРОЕНИЕ



№ п/п	Наименование элемента	Материал	Шлифовка		Шлифовка	Вес	Объем		Объем
			по длине	по ширине			по длине	по ширине	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
61 Соединяющие балки									
1	Горизонтальные листы		40	780	21000	2	42.0		
2	То же		40	780	9000	4	36.0		
3	То же		32	580	21000	2	42.0	244.92	13103.8
4	То же		20	580	3200	4	12.8		
5	То же		20	380	8400	4	33.6		
6	То же		20	480	14200	4	46.4	91.06	4225.2
7	То же		20	480	21000	2	42.0		
8	То же		20	480	17400	4	69.6		
9	Вертикальные листы		14	1200	21000	4	84.0		
10	То же		14	1800	17400	8	139.2		
11	Стыковые накладки		16	980	2750	4	11.0		
12	То же		16	780	1790	4	7.16		
13	То же		16	780	990	4	3.96		
14	То же		16	480	1170	4	4.68	22.12	97.97
15	То же		16	360	1630	8	13.04	60.29	282.2
16	То же		16	360	990	8	7.92	20.96	45.22
17	То же		10	220	650	8	5.52	17.27	35.3
18	То же		10	520	3540	8	28.32	40.82	116.0
19	Прокладки		12	780	1480	4	5.92	79.48	494.9
20	То же		32	90	810	8	6.48	22.61	146.5
21	То же		20	90	810	8	6.48	14.13	91.6
22	Опорный лист		20	400	600	4	2.32	62.20	145.7
23	Опорные ребра жесткости		32	290	3600	8	28.80	67.8	1669.6
24	Вертикал ребра		12	180	3560	28	313.39	16.96	53.802
25	Горизонт ребра		10	120	1307	76	94.1	9.42	286.4
26	То же		10	120	1088	8	4.35	9.42	41.0
27	То же		10	120	1060	8	8.48	9.42	79.9
28	То же		10	120	940	8	7.52	9.42	70.3
29	Окймляющее ребро		10	120	3620	4	14.48	9.42	136.4
30	Защитный ребро жесткости		10	120	6628	34	98.60	9.42	922.8
31	Узелки в стыке		12	160x100	3420	8	27.36	23.60	646.7
32	Прокладки ребра		20	40	140	244	38.28	6.28	202.7
33	Вертикальн ребра		14	190	3560	32	121.04	20.28	2530.7
Итого									
27% на сварные швы									
Всего по 61									
62 Продольные и поперечные связи									
35	Диагонали продольные		9	90x90	3030	38	115.14		
36	То же		9	90x90	2790	4	11.16		
37	Диагонали поперечные		9	90x90	5610	24	26.64		
38	То же опорные		9	90x90	2910	4	11.64		
39	Полуподвесы		9	90x90	1390	8	11.12		
40	Распорки жесткие		9	90x90	2280	16	38.64	267.34	12.20
Итого									
Всего по 62									
Всего по проекту									
3% на заплавыные швы (м 48-46)									
Всего по 63									
Всего по проекту									

№	Наименование	3	4	5	6	7	8	9	10
41	Распорки нижние		10	100x100	2260	20	45.20		
42	Узелки фасонки		10	100x100	370	80	29.60		
43	То же		10	100x100	480	4	1.84		
44	То же		10	100x100	240	4	0.96		
45	То же		10	100x100	180	40	7.20		
46	Фасонки прод связи		10	320	760	40	30.40	25.12	763.6
47	То же		10	F=1478	4	0.59	28.5	46.3	
48	Прокладки		10	110	110	21	2.31	8.64	20.0
49	Фасонки попер связи		32	F=784	2	0.167	251.20	39.4	
50	Прокладки		12	110	110	12	1.18	10.36	11.4
51	То же		32	90	90	16	1.44	22.61	32.6
52	Вертик листы донка балки		12	1230	2240	2	4.48	115.87	619.0
53	То же горизонтальные		20	220	1750	4	7.0	34.54	241.8
54	Ребра жесткости		32	100	1230	8	9.84	65.12	247.2
55	Упорные листы		20	200	240	4	0.96	31.4	30.1
Итого по 62									
6493									
3% на заплавыные швы (м 48-46)									
41									
Всего по 63									
6584									
Всего по проекту									
11330									

Ведомость выемкипрочных болтов

Наименование	Диаметр мм	Длина мм	Кол-во шт	Вес кг	Объем м³	Материал
Болты d=22 с головкой и 2* шайбы	60	520	553	321		Болты и шайбы к ним отвал 4х-по ТДТ-45х3-61 в термобару датки
	78	1650	599	993		
	95	500	667	328		
	130	290	762	221		
	160	320	851	272		
	190	355	336	332		
		3705		2467		

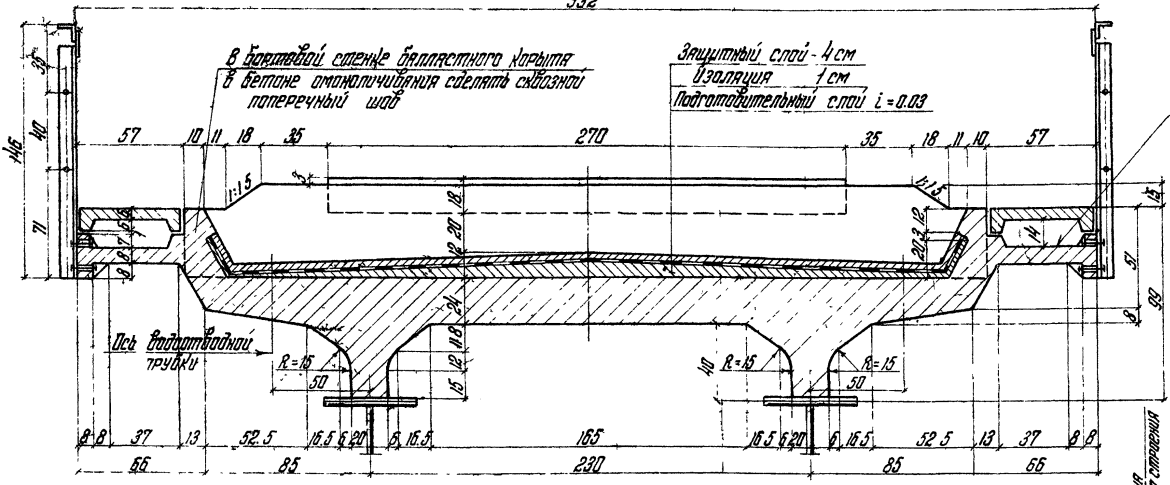
Примечания:

- Места заданных стыков вертикальных и горизонтальных листов обозначаются забором. При этом необходимо учесть следующие условия:
 - а) Расстояние вертикального стыка отенки от ребра жесткости должно быть не менее 200 мм. (СРН 148-62).
 - б) стыки горизонтальных и вертикальных листов должны располагаться вразбежку.
- Стыки нижних горизонтальных листов стыки вертикальных листов в зоне откоса и к I категории, места пересечений горизонтальных и вертикальных стыков стенок и накладки ребра жесткости обрабатываются в процессе должны подвергаться механической обработке в соответствии с требованиями действующих нормативных документов.
- Узелковые шовные болты должны изготавливаться в соответствии с требованиями содержания в двух требованиях и указаний СНиП 5-5-62.

Министерство транспортного строительства СССР

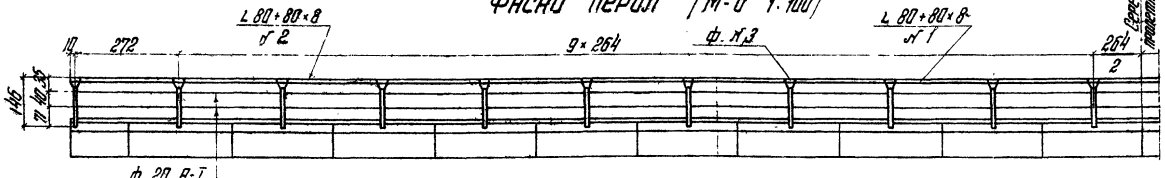
Рабочие чертежи	Листовой проект	Листовой проект	Листовой проект	Листовой проект
139/7 8				

ПОПЕРЕЧНЫЙ РАЗРЕЗ
532

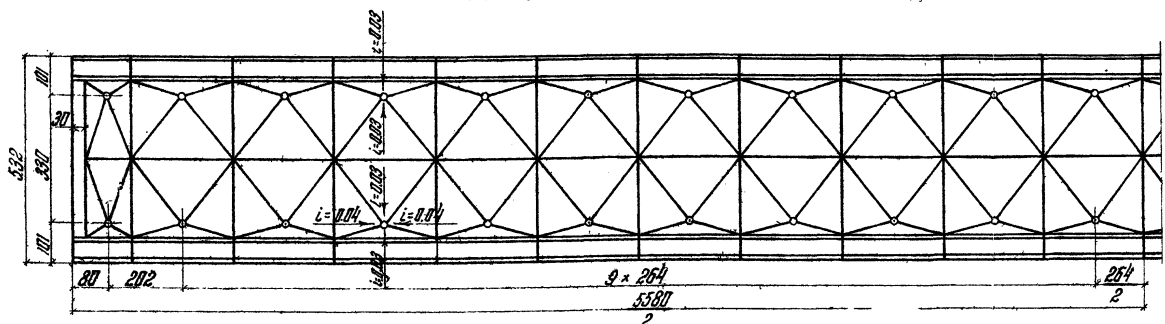


Внутренняя поверхность покрыта битумным лаком

Фасад перил | М-б 1:100 |



План блестящего карыта по подготовке



План расположения плит на пролетном строении | М-б 1:100 |

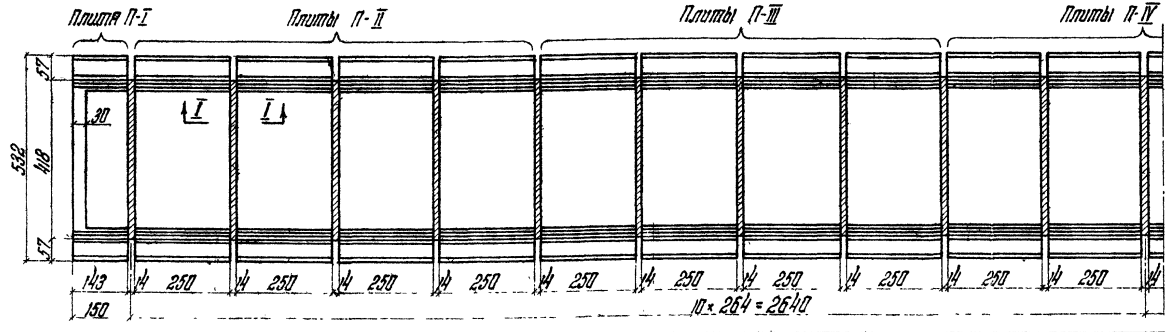


ТАБЛИЦА ОБЪЕМОВ РАБОТ

№ п/п	Наименование	Измеритель	Кол-во
1	Железо-бетон	Сборный 400 кг/м^2	шт/м^2 22/74.5
		R_{28} 300 кг/м^2	тарельчатая плита шт/м^2 42/4.5
		Монолитный $R_{28} = 400 \text{ кг/см}^2$	м^3 3.9
	Всего		м^3 82.9
2	Арматура	периодического профиля класса А II	
		или А III	кг 8410
		круглая класса А I	кг 2703
Всего		кг 11113	
3	Листовая сталь зпорок	кг	6064
4	Металл перекрытия деформационного шва	кг	291
5	Защитный слой - бетон армирующей металлической сеткой	м^3	9.5
6	Узакция блестящего карыта	м^2	265
7	Подготовка	м^3	11
8	Водопроводные трубы	шт	44
9	Блестяст	м^3	86

Спецификация арматуры стькоб плит

№ п/п	Ф	Длина стержня	Кол-во	Общая длина	Вес 1 пог. м	Общий вес
5	12 ф. А II	402	84	337.8	0.888	300

Спецификация металла перил

№ п/п	Наименование	Сечение мм	Длина по проекту	Кол-во шт	Общая длина м	Вес 1 м	Общий вес кг
1	Столбы	80x80x8	1.35	44	59.8		
2	Поручень	80x80x8	55.8	2	111.6	9.65	1054
3	Фасонка	8 10	204	14	1.51	78.5	118.5
4	Анкеры	ф 20 А I	55.8	4	223.2	2.47	551.5
Всего на пролетное строение							2324

Элементы перил №1 и 3 для сварочного исполнения из стали 10Г2С1Г, для обычного исполнения в ст 3 для сварочных конструкций

ПРИМЕЧАНИЯ:

- Установка блочно плит на металлическое пролетное строение производится согласно на маркировке указанных на данном чертеже все отверстия в указанных деталях плиты должны соответствовать отверстиям в пояске главных балок.
- Контактные поверхности соединяемой плиты с соседней балкой перед монтажом, должны быть подвергнуты первичной очистке. Сварка соединяемой и натяжной балки должна производиться на расчетное усилие должно производиться не более чем через 3 е суток после очистки контактных поверхностей.
- После того как плиты установлены и закреплены болтами производится сварка вышеназванной плиты на расчетное усилие парными фланговыми швами.
- Сварка вышеназванной плиты производится при температуре окружающей среды не ниже -20°C . При отрицательной температуре бетона в зимних условиях должны быть выполнены требования СНиП III Д 2-62 СНиП III - В 1-62).

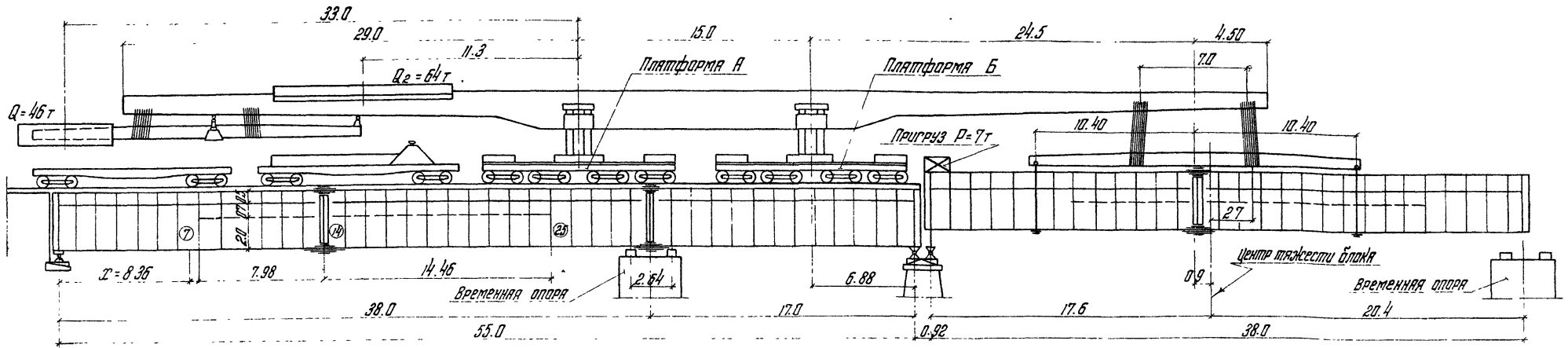
Министерство транспортного строительства СССР
 Гидротранспорти
 Гидротранспорти

Рядовые чертежи	Проверено	Проектировщик	Корректировщик
металлические желоба	Генеральный инженер	Инженер-проектировщик	Инженер-корректор
пролетного строения	Эксплуатационный отдел	Инженер-проектировщик	Инженер-корректор
с шириной пролета	Исполнитель	Инженер-проектировщик	Инженер-корректор
18 2 65 0 м	Проверено	Инженер-проектировщик	Инженер-корректор
в северном направлении	Проектировщик	Инженер-проектировщик	Инженер-корректор
1969г. № 6	Исполнитель	Инженер-проектировщик	Инженер-корректор

739/7 9

Копировать 462

Схема установки глянвых балок консольным краном ГЭК-130



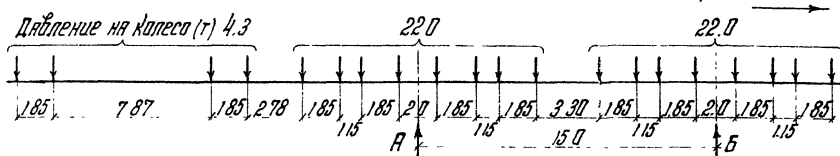
Расчетная постоянная нагрузка

1. Для подвешенного блока $L=38.4$ м
 Вес балки $79 \cdot 11 = 87$ т
 Вес траверсы 3 т
 90 т

2. Для уложенного блока $L=38.4$ м
 Вес блока 87 т
 масштаб полотна $0.4 \cdot 1.1 = 0.44$ т/м на балку

Коэффициенты при монтаже:
 Динамический коэффициент $(1+\mu) = 1.1$
 Коэффициент смещения пути $K = 1.1$

Схема крана ГЭК-130 в рабочем положении



Определение давления на колеса крана в тоннах

Нагрузки на две основные платформы А и Б ^{*)}					4х основная платформа	
Вес блока $L=38.4$ на крюке	Вес прогруза	Вес крана	Вес прогруза и стальной балки	Суммарный вес на 2 платформах	Давление на ось	
					S_1	$\frac{K(1+\mu)S}{2}$
90	7	344	142	583	36.4	22
					S_2	28
						4.3

^{*)} При положении откатного противовеса на расстоянии $x=11.3$ м от оси платформы А - давления на ось платформ А и Б равны.

Проверка общей устойчивости блока (ВСН 92-63 § 137)

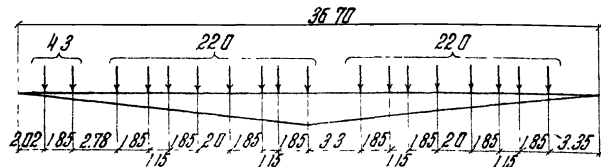
Расстояние от опоры	Момент М	Напряжение намотки крюков	Площадь поперечного сечения	Момент инерции	Поперечный размер пояса	Глубина	Класс стали	γ_s	γ_s'	$W_{z,op}$	$\sigma_{\text{норм}}$	
х	тм	R	б.кр	л	см	л	Кс	—	—	10^3 см^3	кг/см^2	
18.35	2195	3600	37500	5.28	2.28	96	38	1.164	0.95	1.04	0.82	2670

$\gamma_s' - \text{принят} = 1$

Примечания:

- Установка глянвых балок в пролет производится консольным краном ГЭК-130 с устройством временной монтажной опоры в торец пролета.
- Соборный блок $L=38.4$ м должен устанавливаться в пролет без временного масштабного полотна с прогрузом (уложенной краном платой); одиночный блок $L=17.4$ м может устанавливаться с временным масштабным полотном.
- Для пропуска крана ГЭК-130 с грузом на крюке стенки балок должны быть усилены дополнительным горизонтальным ребром жесткости сечением $L160 \times 100 \times 10$. Ребра жесткости ставятся на расстоянии 700 мм от верхнего горизонтального ребра. В 8-24 отсеках с внутренней стороны на выкаточных балках с шагом 200 мм.
- При уложенной на балку, но не смонтированной плите пропуск крана ГЭК-130 с грузом на крюке не допускается и при наличии временной опоры.

Схема загрузки блока $L=38.4$ м краном ($x=18.35$ м)



Проверка местной устойчивости стенки балки (СН 200-62; приложение 18)

Расстояние от опоры, х	Тип опорки	Усилия	Напряжения кг/см^2			Класс стали
			расчетные			
			σ	τ	P_{σ}	
7	8.36	1340 136	σ 210, α 1290, н 1570	190 170 3950 4670 1430	0.656	
14	17.63	2190 14	σ 2650, α 1790, н 1200	18 170 3840 4670 1430	0.809	
25	32.12	990 188	σ 1200, α 810, н 345	219 170 3840 4670 1430	0.433	
				330 132 1025 1330 1080	0.945	

^{*)} $P = \frac{22000}{2 \cdot 16 \cdot 14} = 170 \text{ кг/см}^2$

Напряжения в балке при проходе крана с грузом

Расстояние от опоры, х	Момент от веса крана	Моменты от прогруза	Моменты от веса крана	Напряжения	
				верхн	нижн
18.35	169	1.62	274 1922 2196	0.79 1.65	2780 1330

Министерство транспортного строительства СССР
 Гипротранспроект
 Гипротранспост

Рабочие чертежи металлических элементов пролетного строения

Пролетное строение $L=55$ м

Установка глянвых балок в пролет ГЭК-130

739/7 11

Копировать: *Иванов* *Петров* *Сидоров*

Схема установки главных балок консольным краном ГЭК-80

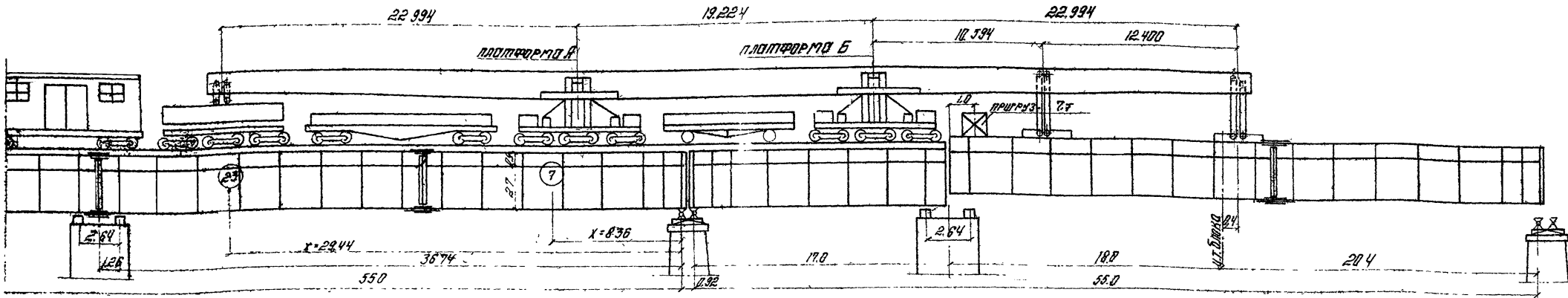
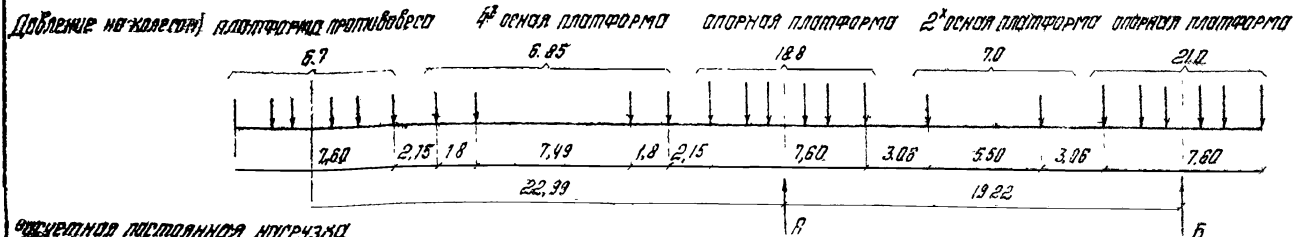


Схема крана ГЭК-80 (в рабочем положении)



Вычетная постоянная нагрузка
 1. Для подвешенного блока $p = 38.4 \text{ м}$
 весового 79 к.л. = 877
 в к.г. = 905

2. Для уложенного блока
 весового --- 877
 в к.г. --- 905

Коэффициенты при монтаже
 динамический коэффициент $\gamma = 1.1$
 коэффициент влияния пути $\gamma = 1.1$

Определение давления на колеса крана (в тоннах)

Вес блока	Вес противовеса	Расстояние от оси главного колеса	Опорные платформы			Платформа 2 ^я основа		Платформа 4 ^я основа			
			от блока и противовеса	от веса крана	Суммарное $\Sigma \delta_i$	$\frac{N}{L} S_{II}$	Вес платформы Σ_{II}	Давление на колеса	Вес платформы Σ_{IV}	Давление на колеса $\frac{N}{L} S_{IV}$	
P	Q	a	A	B							
30	7	80	0.4								
						34	20.8	23.15	7.0	45.4	6.85
						86	14.2	33	26		

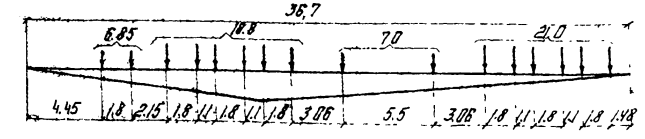
Проверка общей устойчивости блока (всн 92-63; §137)

Расчетная высота платформы	Масса	Нормальная нагрузка	Корректирующий коэффициент	Свободная длина	Момент инерции	Площадь поверхности	Гибкость	Коэффициент запаса	ψ_0	ψ'	$\lambda_{крит}$	$\sigma_{норм}$
H	M	R	$C_{кр}$	L	J_{y0}	F_n	λ_y	K_n			$\lambda_{крит}$	$\sigma_{норм}$
М	ТМ	кг/см²		м	10 ⁸ см⁴	см²					10 ⁵ см	кг/см²
14.2	1455	3600	0.80	5.28	0.37	96	38	1.184	1.84	0.965	0.79	1930

Примечания:

- Эквивалентная нагрузка в применении производится консольным краном ГЭК-80 с использованием временной опоры в торец пролета. При установке блока в пролет вторым обязательно должен устанавливаться соединенный блок $L=38.4 \text{ м}$ с противовесом Т7 (уложенный крайней плитой) без временного монтажного полотна. Оставшийся блок $L=17.4 \text{ м}$ может устанавливаться с уложенным на него временным монтажным полотном.
- При уложенной на балки, но не закрепленной плите крана ГЭК-80 с грузом на кране можно перемещать только при наличии временной монтажной опоры.

Схема загрузки блока краном



Напряжения в балке при проходе крана с грузом

Моменты	Моменты		напряжения					
	от крана	от веса	сверху	снизу				
$M_p = p \cdot L$	$M_s = \Sigma S_{ij} \cdot y_i$	ΣM	σ_a	σ_n				
м	м	м	10 ⁵ кг/см²	кг/см²				
14.2	960	260	1195	1455	877	143	1890	1020

Проверка местной устойчивости стенки балки (СН 20-62 приложение 118)

Масса	Тип опоры	Усилия	Углы	Напряжения (кг/см²)				Коэффициент устойчивости			
				расчетные		критические					
				σ	τ	$\rho^{\%}$	σ_0		t_0	ρ_0	
7	8.36	I	1175	100	1610	140	163	3920	4850	1430	0.526
23	2.944	I	1055	103	1280	125	163	3830	4850	1430	0.449

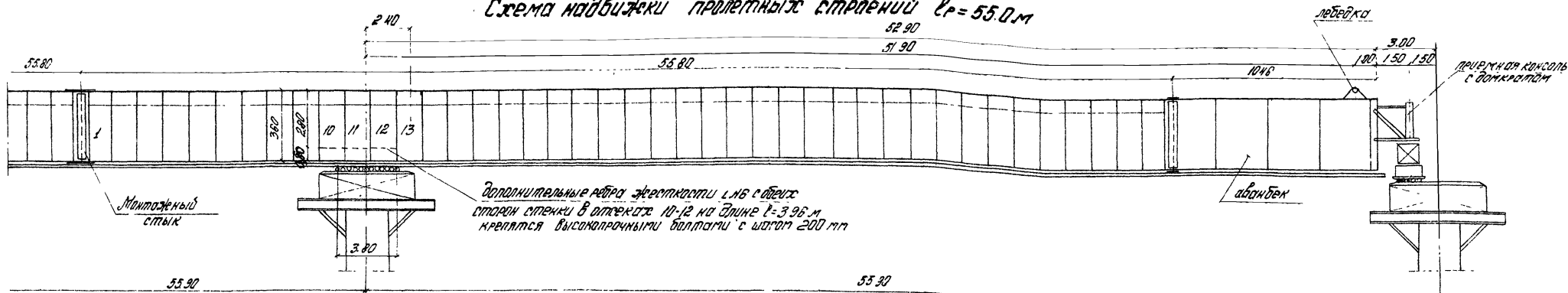
$$p = \frac{21000}{2 \times 46 \times 4} = 183 \text{ кг/см}^2$$

Министерство транспортного строительства - СССР
 Главная транспортная проектная организация - Гипротранспроект

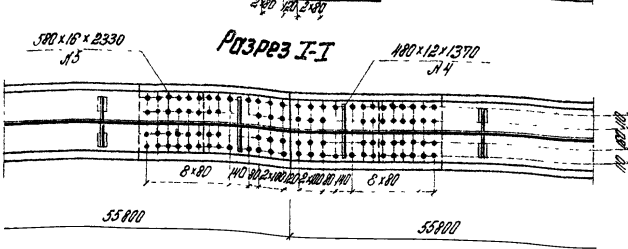
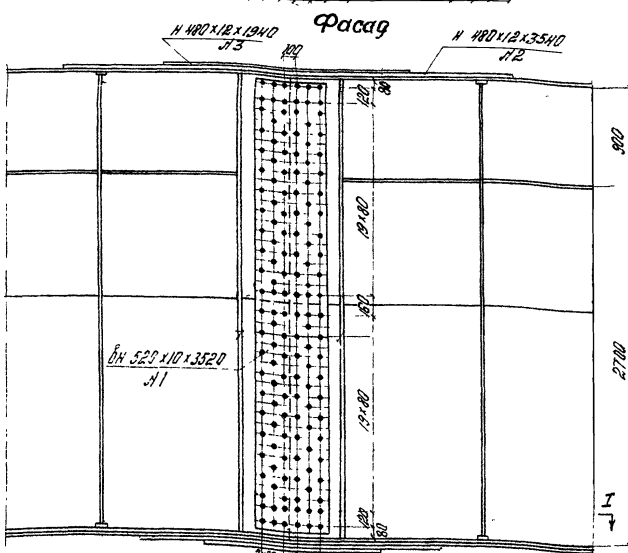
Рабочие чертежи металлических элементов		Проектное состояние	
создан	1977	№ проекта	Г/39/7 12
проектировал	С.М.С.	исполнитель	А.В.С.
проверил	А.В.С.	инженер	В.А.С.
утвердил	С.М.С.	технический руководитель	И.И.С.

739/7 12

Схема набивки прележных стрелений $L_p = 55.0 \text{ м}$



Монтажный стык 2-х прележных стрелений при набивке ПЛЕН



Расчетные нагрузки на балку

1. Собственный вес балки $1.1 \times 1.07 = 1.18 \text{ т/м}$
2. Наклонные плиты 0.25 т/м
3. Абанден 0.80 т/м
4. Наклонная консоль с болтами $R_p = 157$
5. Тяговая лебедка $R_s = 107$
6. Ветровая нагрузка $q_w = 0.05 \text{ т/м}^2$ $H=10 \text{ м}$ $W=0.20 \text{ т/м}$

Проверка балки на прочность при набивке прележного стреления

Сече-ние	Усилия		Продольная сила F_N	Момент поперечный $M_{\text{ит}}$	Напряжения			
	M_p	N_w			σ	$\sigma_p = \frac{M_p}{W_{\text{ит}}}$	$\sigma_w = \frac{N_w}{F_N}$	$\Sigma \sigma$
нод опорой	1941	280	122	425	1.43	1360	287	1647

Проверка местной устойчивости стенки балки при набивке прележного стреления

Расстояние от опоры x м	№ отсека	Вид отсека	Наибольшие пластины	Расчетные усилия				Проверочное сечение отсека	Напряжения (кг/см ²)				Коэффициент условий работы γ		
				M	Усилия от реакции R_p	Q	N_w		Расчетные		Критические				
									σ	$\rho \times$	τ	σ_0		ρ_0	τ_0
0	11	II	I	1941	148	74	-	8	2520	-	117	1750	1080	1340	0.353
		I	I				122	II	1647	343	157	5130	1520	4900	0.548
2.4	13	I	I	1772	139	71	-	III	2300	329	110	2010	1400	2120	0.983
		I	I					IV	1502	-	-	-	-	-	-

Проверка устойчивости диагоналей связей при набивке

Расстояние от опоры	Сечение	$F_{\text{бр}}$	Усилия от двусторонней нагрузки S_g	Усилия от ветра S_w	ΣS	Коэф. надежности γ	ΣS $\phi F_{\text{бр}}$
0	1.90 x 90 x 3	15.6	5.2	4.02	10.22	0.223	2920

Спецификация металла

на монтажный стык и элементы узла при прележном стрелении

№ п/п	Наименование элемента	Материал	Размер элемента			Наим. общая длина	Вес	Общий вес
			Ширина	Длина	Высота			
1	Вертикальные наклейки стыка	Ст 10	520	3520	4	14.08	40.9	57.5
2	Полосы горизонтальные	Ст 12	480	3540	2	7.08	-	-
3	Полосы	Ст 12	480	1940	2	3.88	-	-
4	Полосы	Ст 12	480	1370	2	2.74	-	-
5	Полосы	Ст 16	380	2330	2	4.66	72.9	34.0
6	Сварочный металл	Ст 12	12500	1280	12	15.36	12.5	1.92
7	Диagonalные связи	Ст 9	19000	3100	21	65.1	12.2	73.4
Всего металла на прележное стреление							2520	

Примечание:

При набивке прележного стреления в плоскости верхнего пояса ставить дополнительные продольные связи

Ведомость высокопрочных болтов с гайками и 2-мя шайбами

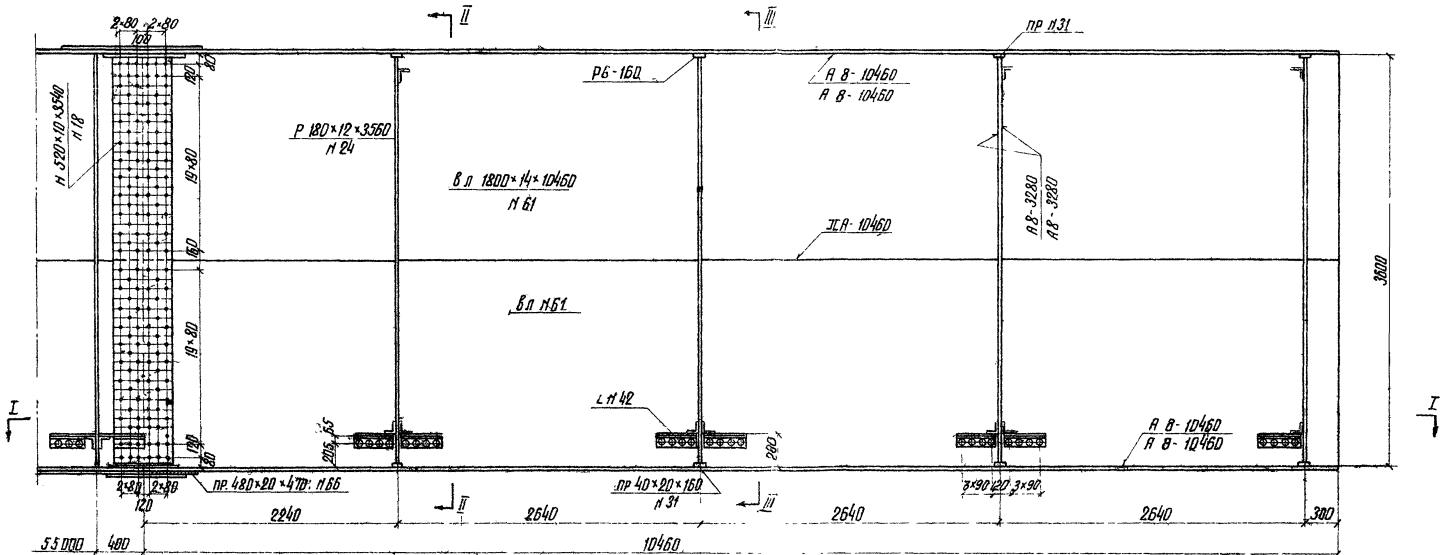
Диаметр d мм	Материал	Длина L мм	Наим. число болтов	Вес 1 шт кг	Общий вес кг
22	Ст 10	110	192	2.70	515
		85	432	0.63	272
		75	90	0.60	54
Всего на стык и узеление					841

Местное напряжение $\rho = 1.25 \times \frac{1}{\gamma}$, $\lambda = 3.8 \text{ м}$

Коэффициент условия работы при монтаже принят $\gamma = 1$

Министерство транспортного строительства СССР		Гидротранспорт		Гидротранспортист		Проектное стреление $L_p = 55 \text{ м}$	Устойчивость плоских балок в прележном стрелении
Рабочие чертежи металлических элементов для прележных стрелений с длиной поверхности элементов 12.2 - 68.0 м в соответствии с требованиями	Лист № 7	Исполнитель	Проверен	Дата	Стр.		
1989	М-5	10.10.89	10.10.89	10.10.89	10.10.89	739/7	13

Внутренний фасад



Вид сверху и разрез I-I

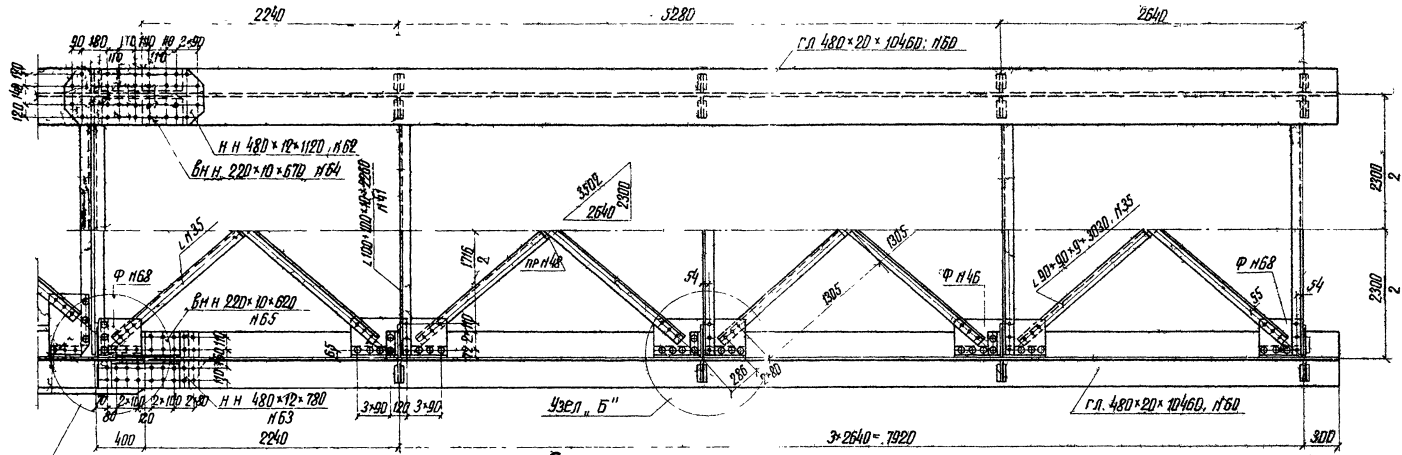
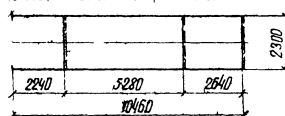


Схема расположения поперечных связей



Министерство транспортного строительства СССР		ГЛАВТРАСПРОЕКТ		Пролетное строение	
Рабочие чертежи металлических ж/б конструкций		ГЛАВТРАСПРОЕКТ		Ср = 33.0 м	
Пролетных строений		ГЛАВТРАСПРОЕКТ		Пролетная накладка	
детали и узлы		ГЛАВТРАСПРОЕКТ		Конструкция явн/б/ж	
в северном исполнении		ГЛАВТРАСПРОЕКТ		739/7	
1969г. № 5 (30) УИВ № 55253		Исполнитель		14	

Усилия в главных балках при расчете на прочность

№ сечения	Расстояние от опоры м	Площадь л. в		Вертикальные нагрузки				Моменты				Поперечные силы				
		W _М	W _В	постоянная		временная		I стадия		II стадия		I стадия		II стадия		
				P _I	P _{II}	n ₀	1·M	Q _{гр}	M _{рI}	M _{рII}	l/(n ₀ ·M _{рI})	ΣM _I	Q _{рI}	Q _{рII}	l/(n ₀ ·M _{рI})	ΣQ _I
м ²	м	т/м	т/м	—	—	т/м	т/м	т/м	т/м	т/м	т/м	т/м	т/м	т/м		
0	0	—	275					7,87	—	—	—	—	107	63	301	364
1	9,6	218	179	3,87	2,28	1,15	1,21	7,56	844	500	2300	2800	69	41	188	229
2	14,4	292	130					7,41	1130	665	3000	3565	50	30	134	164
3	15,8	310	117					7,37	1220	707	3180	3887	45	27	120	147
4	27,5	378	—					7,0	1465	860	3680	4540	—	—	—	—

Усилия подсчитаны при задании временной нагрузки по максимуму и в соответствующую.

Усилия в главных балках при расчете на выносливость

№ сечения	Расстояние от опоры м	Площадь л. в		Вертикальные нагрузки				Моменты				Поперечные силы				
		W _М	W _В	постоянная		временная		I стадия		II стадия		I стадия		II стадия		
				P _I	P _{II}	ε	1·M	Q _{гр}	M _{рI}	M _{рII}	l/(n ₀ ·M _{рI})	ΣM _I	Q _{рI}	Q _р	l/(n ₀ ·M _{рI})	ΣQ _I
м ²	м	т/м	т/м	—	—	т/м	т/м	т/м	т/м	т/м	т/м	т/м	т/м	т/м		
1	8,0	198	193					7,61	633	332	1740	2072	65	35	179	214
2	14,4	292	130	3,36	1,77	1,0	1,21	7,41	980	515	2620	3135	44	23	117	140
3	15,8	310	117					7,37	1042	550	2770	3320	39	21	104	125
4	27,5	378	—					7,0	1270	670	3210	3880	—	—	—	—

Расстояние от опоры 3-8,0 м принято по фактическому месту размещения сечения железобетонной балки и фактическому месту расположения листов.

Постоянная нагрузка на погонный метр балки

Стадия	Наименование нагрузки	Временная нагрузка т/м	Коэф. перегрузки при расчете на прочность	Расчетная нагрузка на прочность т/м
I стадия	Вес металла плитных стержней	1,07	1,1	1,18
	Вес железобетонной плиты 1·400 ⁶	1,88	1,1	2,07
	Вес изоляции, защитного слоя, подбитки	0,41	1,5	0,62
	Итого P _I	3,36	—	3,87
II стадия	Вес балласта и рельс	1,57	1,3	2,09
	Вес перил, ступеней, приспособлений	0,06	1,1	0,07
	Вес протекторных плит, коммуникаций	0,14	1,1	0,16
	Итого P _{II}	1,77	—	2,28

Определение постоянной нагрузки на 1 м балки

1. Вес жидкостной плиты с опорами
 Вес плиты 40 м, площадь сечения плиты 143 м²

$$P_1 = \frac{1,43 \cdot 2,5 \cdot 55,8 \cdot 4,8}{2 \cdot 5,5} = 1,88 \text{ т/м}$$

2. Вес изоляции, защитного слоя, подбитки

$$P_{гр} = \frac{7 \cdot 12}{2} = 9,5 \text{ см}$$

$$Q_{гр} = \frac{376 \cdot 382}{2} = 379 \text{ см} \cdot 2,2 \text{ т/м}^2$$

$$P_2 = \frac{379 \cdot 0,095 \cdot 2,2 \cdot 56,8}{2 \cdot 5,5} = 0,41 \text{ т/м}$$

3. Вес балласта и рельс
 Площадь балластной призмы

$$F = \frac{3,70 \cdot 3,96}{2} \cdot 2,26 \cdot 1,0 - \frac{3,40 \cdot 3,76}{2} \cdot 0,15 \cdot 1,0 = 1,54 \text{ м}^2$$

$$P_3 = \frac{1,54 \cdot 2,0 \cdot 55,8}{2 \cdot 5,5} = 2,57 \text{ т/м}$$

Временная вертикальная нагрузка с-14

Динамический коэффициент

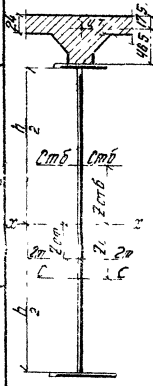
$$1 \cdot M = 1 + \frac{18}{30 \cdot 2} = 1 + \frac{18}{30 \cdot 55} = 1,21$$

Министерство транспортного строительства СССР			
Государственный РИПРОТРАНССТРОИТ			
Районные чертежи металлостроительных и железобетонных плитных стержней в связи с введением в эксплуатацию 18 2 85 01 в северном исполнении	Лист № 1	Исполн. В.И.Сидоров	Проверен. В.И.Сидоров
Дата: 1989 г. 15	Шифр: 150005	Исполн. В.И.Сидоров	Проверен. В.И.Сидоров
Копирован	Исп.	Исп.	Исп.
739/7			16

Копирован в 1 экз. - Корректировал Сидоров

Сечения и напряжения стальных балок при расчете на прочность

№ сечения	Тип сечения и марка бетона	Состав сечения	Площадь						Моменты инерции					Уб _{ср} Уб	W _{ср} W _б	G _{ср} G _б	Расчетный случай	Углубител фибр			Моменты сопротивления кепты			Уб _{ср}	S _{ср}	Расчетные моменты	Напряжения						
			F _{бр}	F _{пол}	F _{нт}	У _х	S _х	Z _х	J _о	FZ ²	J _о	ΔJ _о	J _{нт}					У _с	У _{сг}	У _{сгб}	W _с	W _{сг}	W _{сгб}				У _{сг}	S _{сг}	Р _{ср}	σ ₁	σ ₂	σ ₃	σ _{сг}
			мм	мм ²	мм	мм	мм ⁴	мм	мм ⁴	мм ⁴	мм ⁴	мм ⁴	мм ⁴					мм ²	мм ²	мм ²	мм ²	мм ²	мм ²				мм ²	мм ²		мм ²	мм ²	мм ²	мм ²
4	I-275	В.л. 480-20	96	11	85	181	17.4				31.5							G _б = 1.11 G _с 1.2 > 1.11 > 1.1 R _б = 0.9 R _{об} = 0.9 · 0.9 · 205 = 165 Расчетный случай	242.6	232.7	106.7	0.79	0.96	6.35			M = 1465 M = 14540	1855	4730	3080	2725		
		В.л. 3600-14	504		504						54.5																						
		Н.л. 580-32	186		186	182	-33.9				61.8																						
		Н.л. 780-40	312		312	185	-57.7				106.8																						
		Арматура 35φ12	38				8.7	19.8				254.4	50.2	204.2	8.9	197.3																	
		Бетон П-Б.0	1000			228.5	228.5	522				274.2	57.8	236.4	6.4	230										286.2	17.2						
3	I-18.8	В.л. 480-20	96	11	85	181	17.4			31.5							G _б = 1.12 G _с 1.2 > 1.12 > 1.1 R _б = 165 кг/см ² Расчетный случай	241.3		96.7	0.74		6.0			M = 1200 M = 3887	1625	645		2270			
		В.л. 3600-14	504		504					54.5																							
		Н.л. 580-20	116	20	96	181	-21.0				38.0																						
		Н.л. 780-40	312	40	272	184	-57.4				105.6																						
		Арматура 35φ12	38				8.7	19.8				229.6	36.2	193.4	15.6	177.8																	
		Бетон П-Б.0	1000			228.5	228.5	522				249.4	25.7	223.7																			
2	I-144	В.л. 480-20	96	11	85	181	17.4			31.5							G _б = 1.14 G _с 1.2 > 1.14 > 1.1 R _б = 165 кг/см ² Расчетный случай	238.4		93.2	0.77		6.45			M = 1130 M = 3865	1470	570		2040			
		В.л. 3600-14	504		504					54.5																							
		Н.л. 480-20	96		96	181	-17.4				31.5																						
		Н.л. 780-40	312		312	184	-57.4				105.6																						
		Арматура 35φ12	38				8.7	19.8				223.1	32.8	190.3	6.4	183.9																	
		Бетон П-Б.0	1000			228.5	228.5	522				242.9	22.0	220.1																			
1	I-9.5	В.л. 480-20	96	11	85	181	17.4			31.5							G _б = 1.15 G _с R _б = 165 кг/см ² Расчетный случай	208.1		65.2	0.70		6.83			M = 844 M = 2000	1200	410		1610			
		В.л. 3600-14	504		504					54.5																							
		Н.л. 480-20	96		96	181	-17.4				31.5																						
		Н.л. 580-20	116		116	183	-21.2				38.8																						
		Арматура 35φ12	38				8.7	19.8				146.0	5.5	150.8	4.8	146.0																	
		Бетон П-Б.0	1000			228.5	228.5	522				176.1	1.8	174.3																			



Коеф 0,9 введен в расчетное сопротивление бетона согласно ВСН 161-58

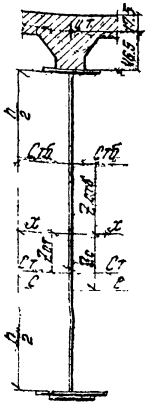
Министерство транспортного строительства СССР
Сибирский филиал
Гипротрансстрой

Рабочие чертежи металлических жел.дор. проектиров. отдел. свод. таблицы на объекты по проектиров. 18.2.58-01 в соответствии с:	1958 г. 5 1/1-53958	1958 г. 5 1/1-53958	1958 г. 5 1/1-53958
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------	------------------------	------------------------

Проектное отделение
№ 55 Д.М.
Расчет стальных балок
на прочность
739/7 17

СРЕЗЕНИЯ И НАПРЯЖЕНИЯ ГЛАВНЫХ ВЕКТОРОВ ПРИ РАСЧЕТЕ НА ВЫНОСИТЕЛЬНОСТЬ

Высота сечения	Тип сечения	Составляющие сечения	Моменты инерции								Выносите́льность бетона	Моменты сжатия				Напряжения				Расчетные моменты	
			F _{зр}	У _з	S _з	Z _з	J _з	F _{з0}	J _{з0}	У _{зр}		W _{зр}	W _{з0}	W _с	W _{с0}	σ _с	σ _{ср}	σ _{ср0}	σ _{с0}		
3 x=27.5	МАРКА БЕТОНА М-400	В.Г.Л. 480-20	98	181	17.4	31.5															R _р = $\frac{M_{ср}}{W_{ср}} = \frac{570}{3880} = 0.147$ R _с = $\frac{M_{с0}}{W_{с0}} = \frac{3210}{3880} = 0.083$ R _{с0} = $\frac{M_{с00}}{W_{с00}} = \frac{3880}{3880} = 1.0$ σ _с = 149 кг/см ² σ _{с0} = 149 кг/см ² 0.8 · 149 = 119 кг/см ²
		Б.Л. 3600-14	504			54.5															
		Н.С.Л. 580-32	186	182	-33.9	81.6															
		Н.Г.Л. 780-40	312	185	-57.7	106.8															
		Итого бетона	1098		-71.2	264.4	50.2	204.2													
		Итого бетона	438	228.5	100.0	228.5															
		Итого	1536		26.8	16.8	102.9	4.3	478.5	229.2	2.09	124									
2 x=15.8		В.Г.Л. 480-20	98	181	17.4	31.5															R _р = $\frac{M_{ср}}{W_{ср}} = \frac{570}{3880} = 0.147$ R _с = $\frac{M_{с0}}{W_{с0}} = \frac{3210}{3880} = 0.083$ R _{с0} = $\frac{M_{с00}}{W_{с00}} = \frac{3880}{3880} = 1.0$ σ _с = 149 кг/см ² σ _{с0} = 149 кг/см ² 0.8 · 149 = 119 кг/см ²
		Б.Л. 3600-14	504			54.5															
		Н.С.Л. 580-32	186	181	-21.0	38.0															
		Н.Г.Л. 780-40	312	184	-51.4	105.6															
		Итого бетона	438	228.5	100.0	228.5															
		Итого	1486		38.9	28.6	188.1	10.4	447.7	219.4	2.04	109									
1 x=8.0		В.Г.Л. 480-20	98	181	17.4	31.5															R _р = $\frac{M_{ср}}{W_{ср}} = \frac{570}{3880} = 0.147$ R _с = $\frac{M_{с0}}{W_{с0}} = \frac{3210}{3880} = 0.083$ R _{с0} = $\frac{M_{с00}}{W_{с00}} = \frac{3880}{3880} = 1.0$ σ _с = 149 кг/см ² σ _{с0} = 149 кг/см ² 0.8 · 149 = 119 кг/см ²
		Б.Л. 3600-14	504			54.5															
		Н.С.Л. 480-20	96	181	-17.4	31.5															
		Н.Г.Л. 580-20	116	183	-21.2	38.8															
		Итого бетона	438	228.5	100.0	228.5															
		Итого	1257		78.8	53.0	384.8	49.6	335.2	183	1.89	87									



У Расстояние от опоры x=8.0 м принято по фактическому месту изменения сечения нижнего горизонтального листа

Определение коэф. m' и γ для нижнего пояса на уровне сжатия

$m' = 1 + 2 \cdot \left(\frac{\sigma_{ср}}{R_{р}} - 1 \right) \cdot \left(\frac{W_{ср}}{W_{с0}} - 1 \right) = 1 + 2 \cdot (1 - 0.83) \cdot \left(\frac{2.55}{2.35} - 1 \right) = 1 + 2 \cdot 0.17 \cdot 0.08 = 1.027$ $\beta = 1.9; \gamma_{ср} = \frac{1 - 0.65 \cdot (1 - 0.30)}{1 - 0.65 \cdot (1.9 - 0.30)} = 0.87$	СРЕЗЕНИЕ 3 x=27.5 м 0.8 · R _р · R _{с0} = 0.8 · 149 · 119 кг/см ² ; σ _{ср} = 124 < 119 кг/см ² $m' = 1 + 2 \cdot \left(\frac{\sigma_{ср}}{R_{р}} - 1 \right) \cdot \left(\frac{W_{ср}}{W_{с0}} - 1 \right) = 1 + 2 \cdot 0.17 \cdot 0.08 = 1.027$
$m' = 1 + (1 - 0.75 \cdot \frac{\sigma_{ср}}{R_{р}}) \cdot \left(\frac{W_{ср}}{W_{с0}} - 1 \right) = 1 + (1 - 0.75 \cdot \frac{109}{149}) \cdot \left(\frac{2.28}{2.1} - 1 \right) = 1 + 0.45 \cdot 0.085 = 1.038$ $\beta = 1.9; \gamma_{ср} = \frac{1 - 0.65 \cdot (1.6 + 0.30)}{1 - 0.65 \cdot (1.6 - 0.30)} = 0.97$	СРЕЗЕНИЕ 2 x=15.8 м 0.8 · R _р · R _{с0} = 0.8 · 149 · 119 кг/см ² ; σ _{ср} = 109 < 119 кг/см ² $m' = 1 + (1 - 0.75 \cdot \frac{\sigma_{ср}}{R_{р}}) \cdot \left(\frac{W_{ср}}{W_{с0}} - 1 \right) = 1 + 0.45 \cdot 0.05 = 1.027$ $\beta = 1.9; \gamma_{ср} = \frac{1 - 0.65 \cdot (1.9 + 0.30)}{1 - 0.65 \cdot (1.9 - 0.30)} = 0.87$
$m' = 1 + (1 - 0.75 \cdot \frac{\sigma_{ср}}{R_{р}}) \cdot \left(\frac{W_{ср}}{W_{с0}} - 1 \right) = 1 + 0.55 \cdot 0.09 = 1.05$ $\beta = 2.24; \gamma_{ср} = \frac{1 - 0.65 \cdot (2.24 + 0.30)}{1 - 0.65 \cdot (2.24 - 0.30)} = 0.781$	СРЕЗЕНИЕ 1 x=8.0 м 0.8 · R _р · R _{с0} = 119 кг/см ² ; σ _{ср} = 87 < 119 кг/см ² $m' = 1 + 0.55 \cdot \left(\frac{109}{149} - 1 \right) = 1 + 0.55 \cdot 0.07 = 1.039$ $\beta = 1.9; \gamma_{ср} = \frac{1 - 0.65 \cdot (1.9 + 0.30)}{1 - 0.65 \cdot (1.9 - 0.30)} = 0.87$

ПРИМЕЧАНИЯ

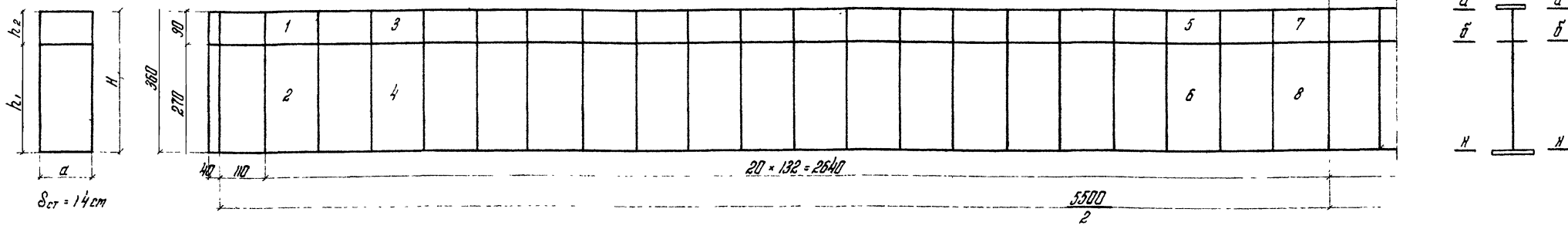
- Проверка на выносите́льность произведена по нижнему поясу в середине пролета и в местах изменения сечения листа нижнего пояса и также на уровне прикрепления нижних стержней
- Коэффициент концентрации при проверке на выносите́льность приняты:
 при отсутствии изменения сечения β=1.0;
 при изменении ширины листа β=1.1;
 при изменении толщины листа β=1.6;
 при изменении ширины и толщины листа β=1.4 · 1.5 = 2.24;
 в местах прикрепления стержней β=1.9.

Министерство транспортного строительства СССР
Центральная проекция

Рабочие чертежи металлических жёстко-пластичных стальных конструкций	Исполнитель: [Подпись]	Проверено: [Подпись]
Проект: [Подпись]	Дата: [Подпись]	Лист: [Подпись]
1989 г. № 5	Уч. № 450/88	Исполнитель: [Подпись]

739/7 18

Схема расположения ребер жесткости



Усилия и напряжения в пластинках отсека

№ п/п пластины	Расстояние от опоры z	Положение пластины	Длина отсека a	Загружение постоянной нагрузкой								Загружение временной нагрузкой				Σ M _{II} = M _{рI} + M _{рс}	Σ Q _{II} = Q _{рI} + Q _{рс}	НАПРЯЖЕНИЯ (кг/см ²)									
				ω _м	ω _к	M _{рI}	M _{рII}	Q _{рI}	Q _{рII}	Ω _м	Ω _к	φ _{эф}	η	Q _{р max}	M _{р стотб}			НОРМАЛЬНЫЕ				КАСАТЕЛЬНЫЕ				МЕСТНЫЕ	
																		б = $\frac{M_I \psi_c}{J_c} + \frac{M_{II} \psi_{сб}}{J_{сб}}$	б _б	б _с	б _н	τ = $\frac{Q_I \delta_c}{J_c \delta} + \frac{Q_{II} \delta_{сб}}{J_{сб} \delta}$	τ _а	τ _б	τ _н	τ _{ср}	ρ _а
м	см	м ²	м	тм	т	м ²	м	т/м	—	т	тм	т	ба	бб	бс	бн	та	тб	тн	тср	ра	ρ _б / H					
1	176	верхн	132	47.0	25.7	181	107	100	59	45.5	25.8	7.93	1.141	282	500	607	341	335	128	—	770	870	—	820	236	—	
2		нижн																	128	590	—	870	510	590	—	183	
3	44	верхн	132	111.0	23.1	430	254	89	55	102.5	23.3	8.03	1.148	259	1145	1399	314	790	307	—	700	790	—	745	236	—	
4		нижн																	307	1370	—	790	460	625	—	183	
5	24.2	верхн	132	372.0	3.3	1440	850	13	75	208	8.6	9.28	1.208	115.5	2820	3670	124	2305	1310	—	225	243	—	234	236	—	
6		нижн																	1310	2200	—	243	199	221	—	183	
7	26.84	верхн	132	378	0.66	1460	860	2.5	1.5	194	7.3	9.53	1.216	101.5	2700	3550	103	2320	1326	—	179	189	—	184	236	—	
8		нижн																	1326	2170	—	189	148	168	—	183	
7	26.84 ^{*)}	верхн	132	378	0.66	1460	860	2.5	1.5	—	—	7.02	1.15	6.5	3680	4540	8	2550	1430	—	16	18	—	17	236	—	
8		нижн																	1430	2545	—	18	16	17	—	183	

^{*)} Загружение на M_{max} / по случаю б /

Критические напряжения (кг/см²)

№ п/п пластины	Расстояние от опоры z	Положение пластины	Размеры пластины		НОРМАЛЬНЫЕ				КАСАТЕЛЬНЫЕ				МЕСТНЫЕ (λ = 10)								
			длина a	высота h	σ ₀ = 190 кгн ($\frac{100 \delta}{h}$) ²				τ ₀ = γ ($1020 + \frac{760}{m^2}$) ($\frac{100 \delta}{h}$) ²				ρ _н = 1900 ($\frac{11 \cdot m}{h}$) ² ($\frac{100 \delta}{h}$) ² ; ρ _с = 190 г ($\frac{100 \delta}{a}$) ²								
					α	γ	λ	K	$\frac{100 \delta}{h}$	σ ₀	б	м	м ²	γ	$\frac{100 \delta}{h}$	τ ₀	м	м ²	γ	$\frac{100 \delta}{a}$	ρ ₀
см	см																				
1	176	верхн	132	80	1.65	1.35	0.62	6.0	3.07	4710											
2		нижн		280	0.47	1	5.60	95.7	0.25	4550											
3	44	верхн	132	80	1.65	1.35	0.61	6.0	3.07	4710											
4		нижн		280	0.47	1	5.45	95.7	0.25	4550											
5	24.2	верхн	132	80	1.65	1.35	0.43	5.53	3.07	4340	80	1.65	2.72	1.23	3.07	4900	1.65	2.72	1.55	—	1670
6		нижн		280	0.47	1	2.67	45.6	0.25	2180	132	2.12	4.50	1	1.12	1330	0.47	—	1	—	1070
7	26.84	верхн	132	80	1.65	1.35	0.43	5.53	3.07	4340											
8		нижн		280	0.47	1	2.60	43.2	0.25	2050											
7	26.84 ^{*)}	верхн	132	80	1.65	1.35	0.44	5.55	3.07	4350											
8		нижн		280	0.47	1	2.78	48.3	0.25	2290											

^{*)} Загружение на M_{max}

Проверка местной устойчивости.

№ п/п пластины	τ ₁	τ ₂
1; 2	0.242	0.550
3; 4	0.332	0.527
5; 6	0.680	0.790
7; 8	0.680	0.826
7; 8 ^{*)}	0.727	0.796

^{*)} Загружение на M_{max}

Основные данные:

Динамический коэф. (γ_д) = 1.24
 Постоянная нагрузка P_I = 3.87 т/м
 P_{II} = 2.28 т/м
 P_н = 5.0 т/м (без веса балки)
 Местные сжимающие напряжения кромок стенки

$$\rho_a = \frac{P_m + 2 \lambda (1 + \lambda) \rho_c}{100 \delta_{ср}} = \frac{(5.0 + 2 \cdot 7.0 \cdot 1.545 \cdot 1.291) \cdot 10^3}{100 \cdot 14} = 236 \text{ кг/см}^2 \text{ (при } \lambda = 3.0 \text{ м)}$$

Примечания:

- Расчет местной устойчивости произведен по СН 200-62 (приложение А 18).
- Коэф τ подсчитаны при нагружении временной нагрузкой на Q_{max} и M_{стотб}.

Министерство транспортного строительства СССР		
Рабочие чертежи металлических ж/д стрелечных сооружений	Гипротрансстрой	Пролетное строение
Пролет № 18.2 - 55.0 м в северном исполнении	Полное наименование: Пролет № 18.2 - 55.0 м в северном исполнении	Участок: Пролет № 18.2 - 55.0 м в северном исполнении
№ 18.2 - 55.0 м	№ 18.2 - 55.0 м	№ 18.2 - 55.0 м
739/7	19	

Проверка приведенных напряжений в стенке главной балки

$$\sigma_{пр} = \sqrt{0.8 \sigma^2 + 2.4 \tau^2} \leq R_0$$

Интенсивность	Расстояние от опоры x м	Наименование ступицы стенки	Расчетная площадь cm^2	УСИЛИЯ				Статический момент			Моменты инерции		Моменты сопротивления		НАПРЯЖЕНИЯ				
				M_T	M_{II}	Q_T	Q_{II}	ОРДИНАТЫ			J_x	$J_{x_{св}}$	J_y	$W_{y_{св}}$	$W_{y_{св}} \cdot \eta$	$\Sigma \sigma$	$\Sigma \tau$	$\sigma_{пр}$	
								Y_c	$Y_{св}$	Y_b									S_x
мм	мм	мм	мм	см	см	см	см	$10^3 \cdot cm^3$	$10^4 \cdot cm^4$	$10^5 \cdot cm^3$	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2				
0	0	—	96*206*4	0	0	107	384	207	—	—	49.6	—	15.08	—	—	—	0	1110	—
1	9.6	верхняя	96*1000	844	2800	59	229	207	84.2	111.7	19.9	117.9	15.08	44.58	0.71	70.5	1530	495	1620
		нижняя	212					155.8	298.7	33.1	63.6								
2	14.4	верхняя	96*1000	1130	3665	50	164	238.4	92.2	139.7	22.8	148.6	19.03	60.29	0.78	5.60	2005	330	1830
		нижняя	408					125.9	272.3	51.4	111.0								
3	15.8	верхняя	96*1000	1200	3887	45	147	240.3	95.7	143.2	23.1	152.4	19.34	62.11	0.75	5.10	2240	295	2050
		нижняя	428					123.9	268.5	53.0	115.0								
4	27.5	верхняя	96*1000	1465	4540	0	0	—	—	—	—	—	—	—	0.80	6.50	2530	0	—
		нижняя	498					—	—	—	—	1.55							

§ Силы, влияющие на напряжения в стенке балки в опорном сечении под ступицами для стального сечения (без учета плиты)

Расчет главных балок на прочность от дополнительного сочетания нагрузок

Интенсивность	Расстояние от опоры x м	Наименование ступицы	УСИЛИЯ								Момент сопротивления $10^6 \cdot cm^3$	Расчетная площадь cm^2	НАПРЯЖЕНИЯ (kg/cm^2)												
			от вертикальных нагрузок				от торможения						от ветра			от вертикальных нагрузок		от торможения		от ветра		от температур		расчетные комбинации	
			M_{T1}	M_{TII}	$0.8 M_{T3}$	$0.8 M_{T4}$	$0.8 S_T$	M_w	$S_w = \frac{M_w}{z}$	W_c			$W_{c_{св}}$	F_{T1}	F_{T2}	F_{T3}	σ_{T1}	σ_{TII}	σ_{T3}	σ_{T4}	σ_{T5}	σ_w	σ_{T6}	σ_w	σ_{T7}
мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	мм	
1	9.6	верхняя	844	500	1340	104	33	61.1	25.6	0.70	6.85	1839	281	-1210	-75	-270	+18	-15	—	-125	-50	-1552	-1731		
		нижняя	—	—	—	—	—	—	—	0.93	1.46	—	—	+910	+340	+1240	+18	+71	+102	+37	+250	+2581	+2777		
2	14.4	верхняя	1130	665	2400	86.5	29.7	82.0	35.6	0.77	5.45	2035	457	-1470	-105	-372	+15	-13	—	-125	-48	-1945	-2121		
		нижняя	—	—	—	—	—	—	—	1.43	2.19	—	—	+790	+305	+1095	+15	+40	+78	+22	+170	+2323	+2382		
3	15.8	верхняя	1200	707	2540	82	28.5	87.0	37.8	0.74	6.0	1995	477	-1625	-120	-420	+14	-13	—	-129	-48	-2154	-2312		
		нижняя	—	—	—	—	—	—	—	1.40	2.13	—	—	+860	+340	+1195	+14	+39	+80	+24	+159	+2528	+2578		
4	27.5	верхняя	1465	850	2950	55	20	106.0	46.0	0.79	6.35	2125	547	-1865	-135	-465	+10	-9	—	-126	-48	-2454	-2629		
		нижняя	—	—	—	—	—	—	—	1.65	2.55	—	—	+890	+340	+1160	+10	+22	+84	+22	+143	+2508	+2565		

§ Расстояние между главными балками $z = 2.30$ м

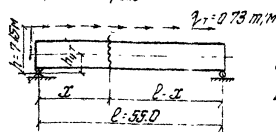
- Усилия от вертикальных нагрузок берутся из расчетного листа
- Расчетные комбинации нагрузок, действующих в дополнительное сочетание:
 $R = 1.15 p + 0.8 S_p + 0.8 S_T + 1.2 S_w$
 $B = 1.15 p + 0.8 S_p + \text{силловые факторы от усадки бетона и от колебания температуры}$

- Ветровая нагрузка учитывается только для нижнего пояса
 $q_w = [0.4 h_f + 0.2 (h_{max} - h_f)] q_0 = [0.4 \cdot 3.65 + 0.2 (1.34 + 3.0)] \cdot 0.1 \cdot 1.2 = 0.28 \text{ т/м}$

- Напряжения от усадки бетона и колебания температуры определяются по формулам, приведенным в ту же гл. 92-93.
 Величина относительной деформации усадки бетона при сборном литее принята $\epsilon_y = 1.10 \cdot 10^{-4}$
 Модуль упругости бетона $E_y = 0.5 E_b$.

- Усилия от торможения.

$$q_T = 0.1 \cdot q \cdot 0.8 \cdot \eta = 0.1 \cdot 7.87 \cdot 0.8 \cdot 1.15 = 0.73 \text{ т/м}$$



$$S_{Tz} = q_T (z - x)$$

$$M_{Tz} = S_{Tz} \cdot h_{чТ}$$

- Взадействующие моменты температуры между сталью и бетоном при растяжении $\epsilon = +30^\circ$ для нижнего пояса и при сжатии $\epsilon = -15^\circ$ для верхнего пояса

Министерство транспортного строительства СССР					
Рабочие чертежи металлических мостов для пролетных стержней с заделкой в бетонные плиты шириной 18.2-26.0 м в сборном исполнении			ГЛАВПРОЕКТОРСТВО		
Исполн.	Провер.	Инженер	Инженер	Инженер	Инженер
1989 г. М.Б.	И.И. Сидорова	И.И. Сидорова	Сидорова	Сидорова	Сидорова
739/7					20

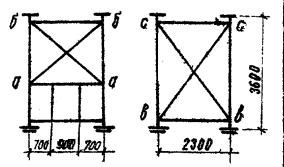
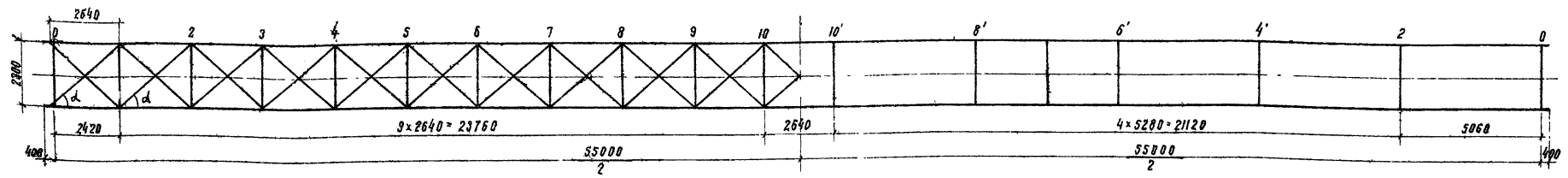
Схема связей

Нижние продольные связи

Поперечные связи

Поперечные связи

На опоре В пролете



Скал $L=0,657$
Баз $L=0,755$

Погонная ветровая нагрузка

Table with 3 columns: Расчетная ветровая поверхность F = k * h (m²/п.м), Ветровая нагрузка W (т/м) при наличии поезда, Ветровая нагрузка W (т/м) при отсутствии поезда. Values: 0,298, 0,375, 0,072.

Усилия в диагоналях связей от ветра

Table with 6 columns: № панелей, Расст. X, Площади лб (Ωпр, Ωлев, ΣΩ), Усилия S W при наличии поезда, Усилия S W при отсутствии поезда. Values: 0-1 (1,42, 20,10, 5,64, 7,55), 3-4 (9,02, 14,10, 3,98, 5,30), 5-6 (14,30, 10,10, 2,83, 3,30).

Горизонтальные удары подвижного состава

S_г = 0,06 K п × 0,2 = 0,06 × 14 × 1,15 × 0,2 = 0,193 т/м <math>< S_w</math>

Сжатие торцов опорных ребер

Table with 3 columns: Опорная реакция Т, Площадь торцов F см², Напряжение Б см кг/см². Values: 471,0, 2×3,2×20=128,0, 3680 <math>< 1,5 R_0</math>

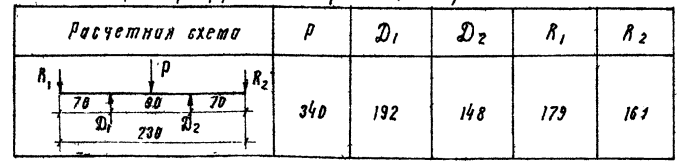
Примечание:

Усилия от ветра в стадии эксплуатации воспринимается жест. бет. плитой и нижними продольными связями.

1. У с и л и я и н а п р я ж е н и я в э л е м е н т а х с в я з е й (т)

Main table with 12 columns: Имя элемента, № панели, Моменты (M, Mэкв), Геометрические характеристики сечения (Fбр, Fнт, Wбр, Fx, Fy, Jx, Jy, Ix, Iy, ix, iy, Io, Ix, i, Iy, Io), Напряжения (на прочность, на устойчивость), Кол-во болтов. Includes rows for diagonal members and bottom chord.

Усилия в домкратной балке (т) при перегрузке домкрата на 30%.



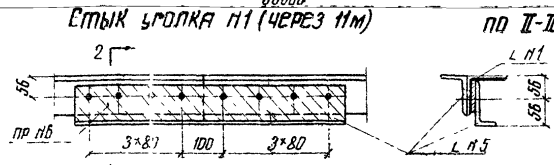
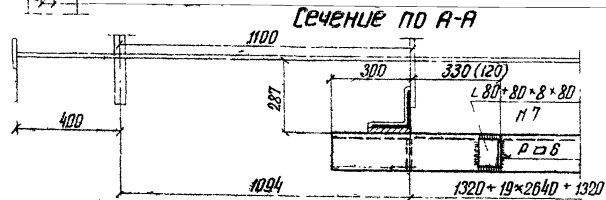
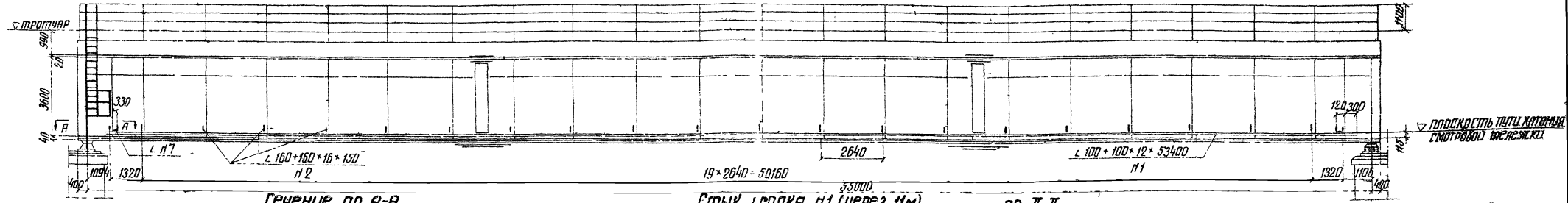
*) усилия от деформации поясв подсчитаны на уровне расположения горизонтальных связей
**) Т.к. распорка прикреплена обоими полками, то эксцентриситет в прикреплении отсутствует

Напряжения в домкратной балке

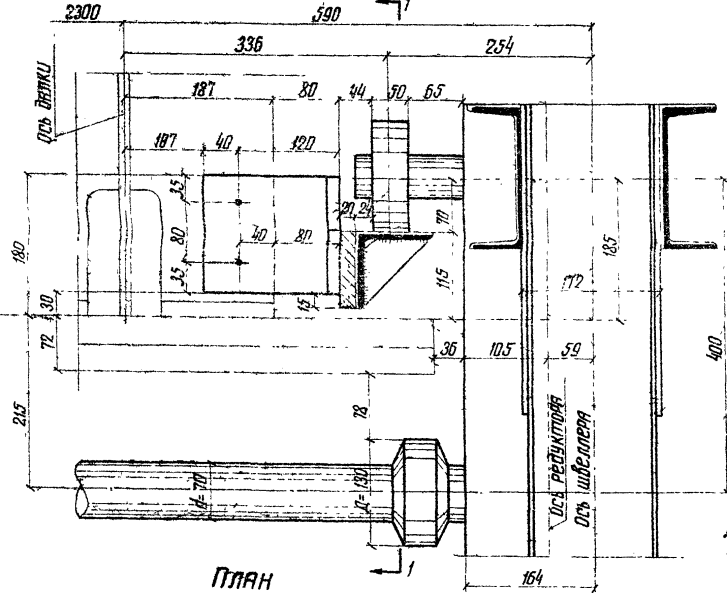
Table with 10 columns: Расстояние от оси гл. балки X (м), Тип сечения, Состав сечения, F бр, Sx-x, Jx бр, Wx бр, Усилия (M, Q), Напряжения (σ, τ, σвр), Примечание. Values for 0,65 and 0,25.

Administrative stamps and signatures: Министерство транспорта и строительства ССРСР, Главтранспроект, Гипротранспорт, Пролист Л 55,0 м, Расчет связей, Расчет домкратной балки, 739/7 21, 1969г №4, ИЛ №510477, Поправил Римельман, Проверил Савицкий, Исполнил Савицкий, Корректировал Коляда.

СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ СМОТРОВЫХ ПРИСПОСОБЛЕНИЙ НА ПРОЛЕТНОМ СТРОЕНИИ



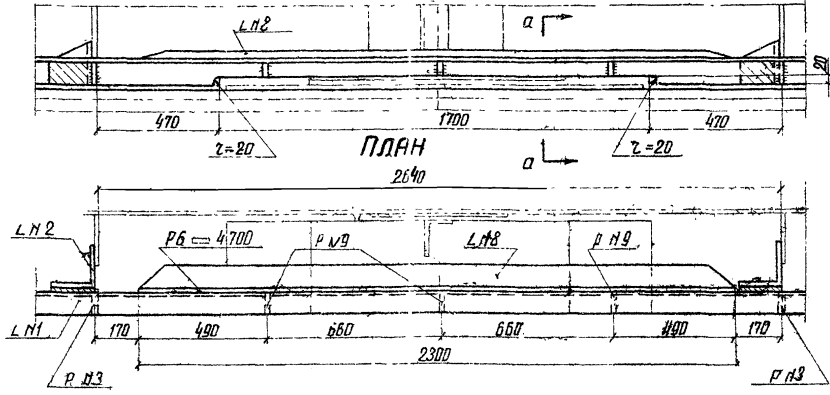
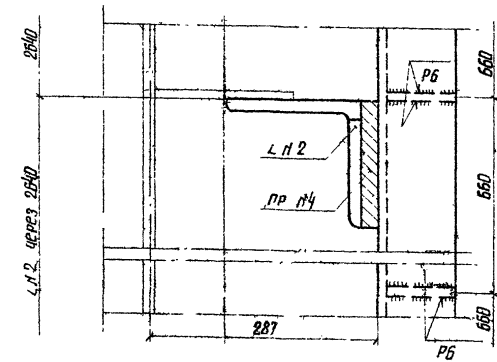
Деталь крепления уголка путей катания смотровой тележки



Свободная таблица веса смотровых приспособлений

п/п	Наименование	Вес Т
1	Сход на опоры	408
2	Пути катания тележки	2650
3	Смотровая тележка	1519
4	Механизмы тележки	157
	Всего на прол. стр.	4725
	в том числе ст 10Г2С14	3015

Деталь усиления уголка n1 в зоне стыка главных балок (м-б 1:15)

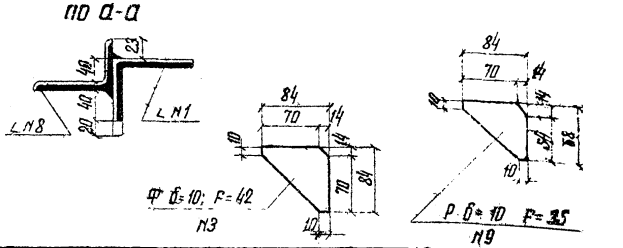


Спецификация металла на пути катания

п/п	Наименование	Материал	Сечение мм	Длина шт	Кол-во шт	Общая длина путей по оси м	Вес кг
						По м	По оси
1	Уголки путей катания	10Г2С14	100x100x12	53400	2	106.8	4.73
2	Уголки крепления	6МБЗС	160x160x6	150	44	6.6	38.5
3	Ребра жесткости	МБС	б=10 F=42	162	0.68	78.5	33
4	Прокладки	6МБЗС	100x20	150	44	7.04	41
5	Стыковые накладки	10Г2С14	100x55x10	680	16	10.9	72.1
6	Прокладки стыка	10Г2С14	75x10	680	8	3.44	32
7	Уголки упора	10Г2С14	80x80x8	80	4	0.32	4.65
8	Уголки усиления	10Г2С14	100x150x10	2300	4	9.20	111
9	Ребра жесткости	МБС	б=10 F=35	2	0.042	78.5	3
Итого							2611
15% на сварные швы							39
Всего на пролетное строение							2650
в том числе стали 10Г2С14							2194

Примечания

1. Уголки путей катания смотровой тележки крепить к вертикальным ребрам жесткости пролетного строения на высокопрочных болтах с-22 мм.
2. Уголки путей катания устанавливать параллельно нижнему поясу пролетного строения после опускания его на осяевые центры.
3. Расстояние между пельями уголков путей катания на всей длине пролетного строения 3074 ± 10 мм.
4. Конструкция смотровой тележки дана на черт. н/в 51980, 51984.
5. Ребра n3 и n9 приваривать к L n1 против вертикальных ребер жесткости и между ними с шагом 660 мм.



Министерство транспортного строительства СССР

ГЛАВТРАНСПРОЕКТ
ГИПРОТРАНСПОСТ

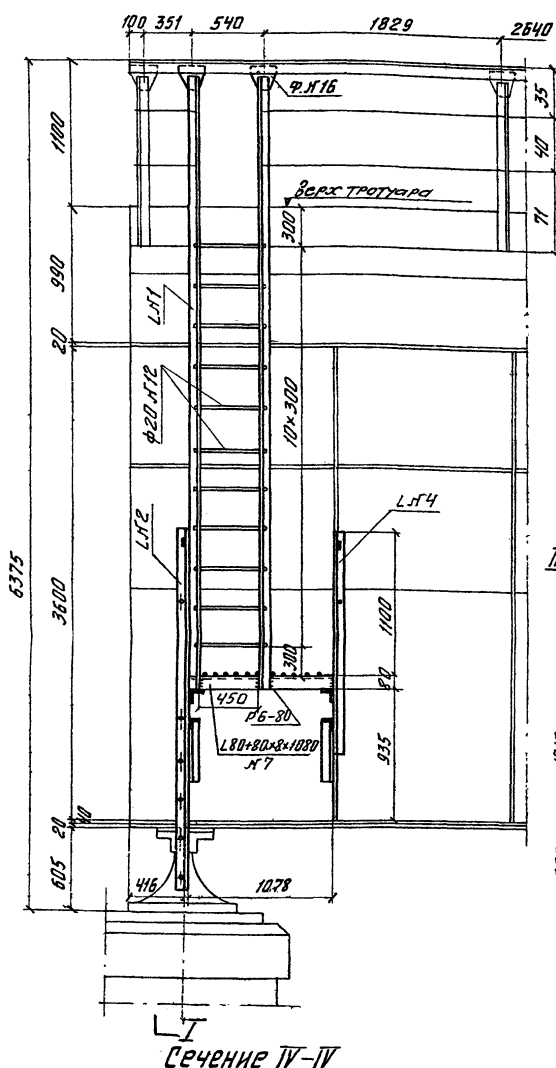
Рабочие чертежи металлоконструкций железобетонных сооружений в здании по адресу: 192, 66 м в северном исполнении 1969 г. м. б. 12/6 л. 5/179

Проектная организация: Проектно-исследовательский институт «Транспроект» (Институт проектирования транспортных сооружений)

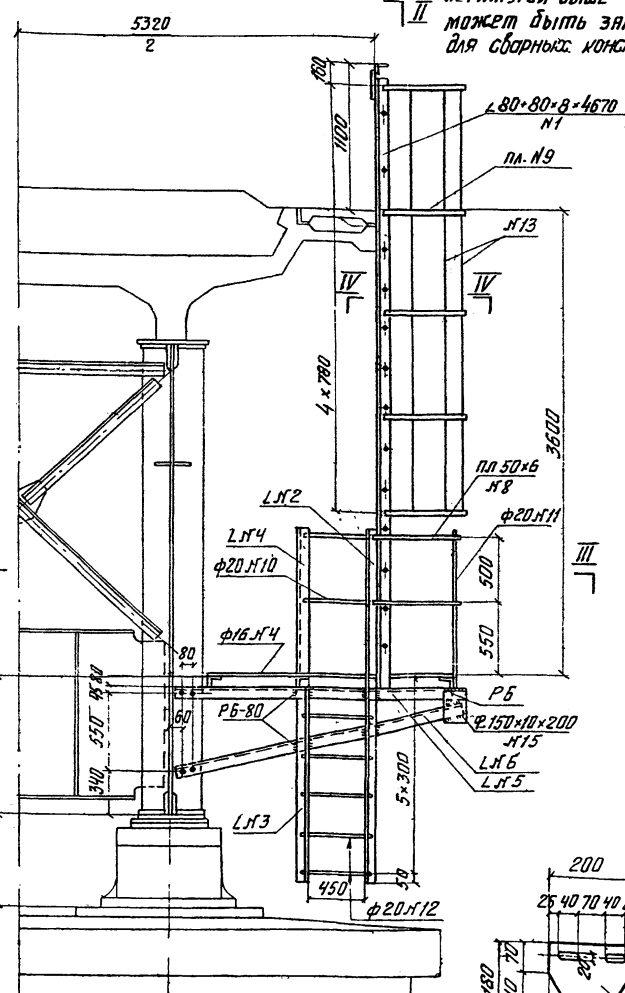
№ 739/7 22

Копия [подпись] Копия [подпись]

Вид по II-II



Вид по I-I

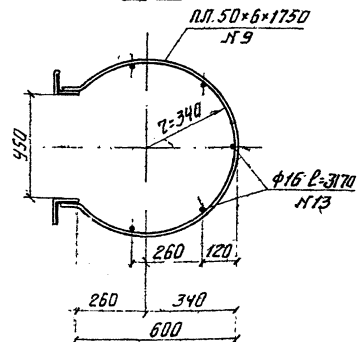


При применении пролетного строения для районов с расчетной температурой выше -40° материал 10Г2С1Д может быть заменен на ВСт.3сп для сварных конструкций.

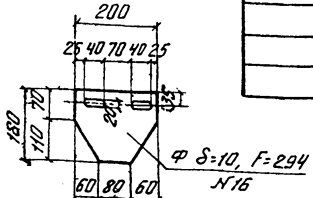
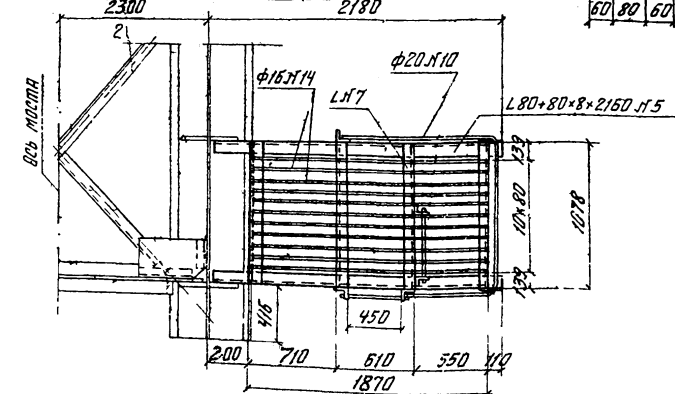
Спецификация металла
на лестничный ход с тротуара проезда на опору

№ п/п	Наименование	Материал	Сечение мм	Длина мм	Кол-чество шт.	Общая длина		Вес	
						М	м	кг	кг
1	Уголки лестницы	Ст. 10Г2С1Д	Л80×80×8	4670	2	9.34			
2	То же		Л80×80×8	2650	1	2.65			
3	То же		Л80×80×8	1500	1	1.50			
4	Стойка ограждения		Л80×80×8	1700	1	1.70			
5	Уголки консоли		Л80×80×8	2160	2	4.32			
6	То же		Л80×80×8	2220	2	4.44			
7	Уголки площадки		Л80×80×8	1100	4	4.40			
						28.35	9.65	273.6	
8	Поручень перил площадки	ВСт.3сп.	пл. 50×6 №8	2920	1	2.92			
9	Ограждение схода		пл. 50×6	1750	5	8.75			
							11.67	2.36	27.6
10	Заполнение перил площадки		Ф 20	2920	1	2.92			
11	Стойки перил		Ф 20	1180	2	2.36			
12	Ручья лестницы		Ф 20	530	16	8.48			
							13.76	2.97	34.0
13	Ручья ограждения		Ф 16	3170	5	15.85			
14	Ручья настила		Ф 16	1870	11	20.57			
							36.42	1.58	57.6
15	Фасонки консолей		150×10	200	2	0.40	11.78		4.7
16	Фасонки лестницы		δ=10	F=294	2	F=0.059	78.5		4.6
Итого								402	
1.5% на сварные швы.								6	
Всего на пролетное строение								408	
В том числе ст. 10Г2С1Д								274	

Сечение IV-IV



Разрез III-III



Примечания:

- Соединение элементов лестничного хода на опору должно быть выполнено электросваркой с катетом шва не менее 6 мм.
- В случае выполнения работ по сварке при отрицательной температуре, все работы должны производиться в соответствии с требованиями СН 363-56.

Министерство транспортного строительства СССР				
Главтранспроект				
СНПРОТРАНСМОСТ				
Рабочие чертежи	Гл. инж. (ТМ)	Инж. (П)	Инж. (С)	Пролетное строение
металлических жел. док.	Гл. инж. (ТМ)	Инж. (П)	Инж. (С)	Вс: 55.0 м. Смотровые приспособления близко к сходу на опору
прелетных строений	Инж. (П)	Инж. (С)	Инж. (С)	
резной поверхности на площадке	Гл. инж. пр.т.	Инж. (П)	Инж. (С)	739/7 (23)
пролетами 18.2-65.0 м в северном исполнении	Руч. бригады	Инж. (П)	Инж. (С)	
1959г. м. в. 30	Инж. (П)	Инж. (С)	Инж. (С)	

КОПИР Давыдова, КОРРЕКТИР-ФЕЛ.