СССР
Министерство транспортного строительства
Главтранспроект
Гипротрансмост

Типовой проект N3.501-49.

Металлические железнодорожные пролетные строения с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0м в северном исполнении.

Рабочие чертежи.

Пролетное строение l_p=27.0м.

Раздел I.

Пояснительная записка и чертежи.

Начальник Гипротрансмоста /Крыльцов/

Главный инженер проекта /Слыжова/

Проект утвержден
приказом МПС N П-1574/
от 5 июня 1970г.

Инв. N 739/3

Москва
1969г.

Пролетное строение $L_p = 27.0$ м

Раздел I. Пояснительная записка и чертежи.

Содержание раздела I.

№№ п/п	Наименование	№№ листов	Инвентарные №№
1	Титульный лист	1	—
2	Состав проекта и условные обозначения.	2	50994
3	Пояснительная записка	3	50995
4	Пояснительная записка / продолжение /	4	50996
5	Паспорт пролетного строения $\ell_p = 27.0$ м	5	50997
6	Пролетное строение $\ell_p = 27.0$ м Конструкция главных балок	6	50998
7	Пролетное строение $\ell_p = 27.0$ м Конструкция главных балок (продолжение). Спецификация.	7	50999
8	Пролетное строение $\ell_p = 27.0$ м Железобетонная плита с гибкими упорами Сборочный чертеж.	8	51000
9	Пролетное строение $\ell_p = 27.0$ м Железобетонная плита с жесткими упорами. Сборочный чертеж.	9	51001
10	Пролетное строение $\ell_p = 27.0$ м Установка главных балок в пролет краном ГЭК-80	10	51002
11	Пролетное строение $\ell_p = 27.0$ м Нагрузки и усилия в главных балках.	11	51003
12	Пролетное строение $\ell_p = 27.0$ м Расчет главных балок на прочность.	12	51004
13	Пролетное строение $\ell_p = 27.0$ м Расчет главных балок на выносливость.	13	51005
14	Пролетное строение $\ell_p = 27.0$ м Расчет на местную устойчивость.	14	51006
15	Пролетное строение $\ell_p = 27.0$ м Расчет приведенных напряжений. Расчет на дополнительные нагрузки	15	51007
16	Пролетное строение $\ell_p = 27.0$ м Смотровые приспособления. Смотровые ходы и сход на опору.	16	51975

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 „Впотай" из стали марки Ст 2 по ГОСТ 499-41

— Отверстия d=28 мм для высокопрочных болтов d=22 мм.

— Отверстия d=25 мм для высокопрочных болтов d=22 мм.

— Анкерные болты опорных частей.

Способы сварки указываются буквой

А — Автоматическая
П — Полуавтоматическая
Р — Ручная

Типы швов указываются знаком.

X — Стыковые x-образные швы

$\sqrt{\frac{K-\ell}{}}$ — сварные швы $\frac{\text{видимый}}{\text{невидимый}}$

K — Размер катета шва в мм

ℓ — Длина шва в мм.

Пояснительная записка l_p = 27.0 м.

Типовой проект металлических железнодорожных пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18,2-66.0 м в северном исполнении разработан Гипротрансмостом по плану типового проектирования 1969г. в соответствии с проектным заданием, утвержденным заместителем Министра путей сообщения тов. Подпалым А.Ф. 3 марта 1969г.

I. Основные данные проектирования.

§1. Технические условия.

Проект составлен в соответствии с требованиями СНиП II-Д 7-62*), СН 200-62, ВСН 145-68 /Указания по проектированию, изготовлению, монтажу и приемке стальных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов, предназначенных для эксплуатации в условиях низких температур „северное исполнение"/; ВСН 92-63 /Технические указания по проектированию сталежелезобетонных пролетных строений/; ВСН 144-68 /Указания по применению высокопрочных болтов в стальных конструкциях мостов/; СН 365-67 и ВСН 151-68 /Указания по проектированию и строительству железобетонных и бетонных конструкций железнодорожных мостов и труб, предназначенных для эксплуатации в условиях низких температур „северное исполнение"/.

§2. Нормативная временная вертикальная нагрузка-СН.

§3. Материалы.

А. Металл

Для основных деталей пролетного строения проектом предусматривается применение мартеновской низколегированной стали марки 10Г2С1Д или 15ХСНД по ГОСТ 5058-65.

В зависимости от категории качества примененной стали по данному проекту могут изготавливаться пролетные строения для установки в районах с расчетной минимальной температурой воздуха 00-40°С /обычное исполнение/ и в районах с низкими температурами /северное исполнение/ - зона А с расчетной минимальной температурой воздуха от -40°С до -50°С включительно и зона Б с расчетной минимальной температурой воздуха ниже -50°С.

При изготовлении пролетных строений северного исполнения стали элементов должны отвечать требованиям ВСН 145-68 /§§2.2; 2.3; 2.4; 2.5; 2.6 пункты „А" и „Б" и примечание 2,8/.

При изготовлении пролетных строений обычного исполнения стали основных и вспомогательных деталей, опорных частей, заклепок должны отвечать требованиям, указанным в СН 200-62 /§ 382 пункты 1а; 2а,б; 3; 4; 7; 10; 11 /.

Монтажные соединения запроектированы на высокопрочных болтах.

Высокопрочные болты и гайки к ним изготавливаются из легированной конструкционной стали марки 40Х по ГОСТ 4543-61 в соответствии с „Техническими условиями на изготовление высокопрочных болтов, гаек и шайб к ним для железнодорожных, автодорожных и городских мостов" /ВСН 133-66/, с изменениями и дополнениями №1 1968г.

При изготовлении пролетных строений „северного исполнения" к вспомогательным деталям относятся: прокладки под уголки жесткости, прокладки диагоналей продольных и поперечных связей, стойки и поручни перил смотровых ходов, заполнение перил, футляры опорных частей. Все остальные элементы пролетных строений относятся к основным деталям.

Б. Бетон.

При изготовлении сборных железобетонных плит балластного корыта применяется гидротехнический бетон по ГОСТ 4795-59*) марки R_{28} = 300 кг/см²; для омоноличивания плит марки R_{28} = 300 кг/см².

По морозостойкости марка бетона принята не ниже $M_{рз}$ - 300.

Плиты балластного корыта для обычного исполнения должны быть изготовлены в соответствии с требованиями СН 365-67 /§§ 1,4; 1.6 и 1,7 /

При изготовлении плит северного исполнения требования к материалам должны соответствовать ВСН 151-68 /§2 пункты 4-12 /

В. Арматура.

В качестве рабочей арматуры плит обычного исполнения принята арматура периодического профиля из углеродистой горячекатаной стали класса АII по ГОСТ 5781-61, марки Ст.5сп по ГОСТ 380-60*) мартеновской плавки. Согласно решения к протоколу №9 /355/ от 2-го февраля 1970г. секции строительства мостов технического совета Минтрансстроя допускается применение арматуры марки Ст.5сп кислородно-конверторной плавки только Криворожского и Западно-Сибирского заводов.

Для хомутов и распределительной арматуры применяется арматура гладкого профиля из стали класса АI по ГОСТ 5781-61 в соответствии с СН 365-67 /§ 1.8 и примечание 3/.

Для северного исполнения рабочая арматура марки Ст.5сп заменяется арматурой периодического профиля класса АII марки 10ГТ по ЧМТУ 1-89-57 или класса АIII марки 25Г2С по ГОСТ 5781-61 и ГОСТ 5058-65.

Для хомутов и распределительной арматуры принята арматура гладкого профиля из стали класса АI марки ВМСт.3сп или ВКСт.3сп по ГОСТ 5781-61 и ГОСТ 380-60*)

II. Расчет пролетного строения.

Пролетные строения запроектированы с ездой на балласте с включением железобетонной плиты балластного корыта в совместную работу с главными балками.

Расчетное сопротивление бетона на прочность и выносливость принято с коэффициентом понижения расчетного сопротивления равным 0.9 для конструкций, предназначенных к эксплуатации в районах с расчетной температурой ниже -40°С /ВСН 151-68 §3/.

§1. Расчет на прочность

А/ Металлические балки пролетного строения.

Расчет пролетных строений произведен в предположении, что собственный вес металла пролетного строения и железобетонной плиты с уложенной изоляцией воспринимается только металлическими балками /I стадия/.

Составное сечение, металлическая балка с железобетонной плитой, работает на усилие от веса балласта с частями пути, тротуарных плит, коммуникаций, смотровых приспособлений и временной нагрузки /II стадия/.

Расчет на прочность стальной балки, объединенной с железобетонной плитой, производился по формулам в зависимости от расчетного случая, определяемого величиной фибрового напряжения в бетоне. При напряжении $\sigma_{б.ф.}$ не превышающем расчетного сопротивления бетона Rб, все объединенное сечение работает упруго /случай А/.

При напряжении в центре тяжести бетона $\sigma_б$ больше расчетного сопротивления бетона Rб и меньше $\frac{R_б}{n}$ /случай Б/. Расчетные формулы приняты в предположении упругой стадии работы стального сечения и продольной арматуры, но пластической стадии работы бетона

Расчет балок произведен: А/ на основные сочетания нагрузок, включающие постоянную нагрузку первой и второй стадии и временную нагрузку.

Б/ на дополнительные сочетания нагрузок, где учитывались совместно с постоянной нагрузкой и временной с h = 0.8, торможение, ветровая нагрузка, силовые факторы от усадки бетона и разности температур стали и железобетона.

Напряжения в поясах стальной балки от усадки бетона в железобетонной плите подсчитывались с учетом величины относительной деформации свободной усадки бетона сборных плит $\varepsilon_y = 1 \cdot 10^{-4}$

Ползучесть в расчетах на усадку учтена принятием эффективного модуля упругости бетона $E_y = 0.5\,E_б$.

Расчет произведен по формулам п. 92 ВСН 92-63.

При расчете объединенных балок на воздействие колебаний температуры нормативная наибольшая разность температур стали и железобетона принята +30°С в случае, когда температура стали выше чем железобетона и -15°С, когда температура стали ниже чем железобетона.

Расчет произведен по формулам п.99 ВСН 92-63.

Касательные напряжения в вертикальной стенке на опоре подсчитаны без включения железобетонной плиты балластного корыта.

Приведенные напряжения подсчитаны для верхней и нижней фибр вертикального листа балки по формулам п. 417 СН 200-62

Подсчеты геометрических характеристик и расчетных сопротивлений в сечениях пролетных строений сведены в таблицы и даны на отдельных чертежах.

§2. Расчет на выносливость.

Проверка выносливости металлических балок произведена на уровне связей и по стыкам горизонтального листа нижнего пояса.

При проверке выносливости металлических балок пролетного строения фибровые напряжения в балках, вычисленные при отношении модулей упругости стали и бетона n', снижались введением коэффициента m_1, учитывающим недоиспользованность выносливости бетона /ВСН 92-63 п. 128/. Полученные напряжения сравнивались с расчетным сопротивлением стали на изгиб, пониженным путем умножения его на γ. Коэффициент γ подсчитан по СН 200-62.

Расчетные величины эффективных коэффициентов концентрации напряжений приняты по СН 200-62 /приложение №16/ равными:

А/ при стыковании горизонтальных листов одинаковой толщины и ширины $\beta = 1$;

Б/ при стыковании листов разной ширины $\beta = 1.4$;

В/ при стыковании листов разной толщины и ширины $\beta = 1.4 \div 1.6 - 2.24$.

Г/ по первому ряду заклепок, прикрепляющих фасонку горизонтальных связей к вертикальному листу балки $\beta = 1.9$.

Б. Расчет железобетонной плиты балластного корыта.

§1. Расчет плит в поперечном направлении.

Усилия в сечениях плиты подсчитывались:

А/ в первой стадии /когда плита уложена на балки и не закреплена/ только от собственного веса плит и изоляции, как в двухконсольной балке;

Б/ во второй стадии - с учетом пространственной работы пролетного строения.

Этот расчет произведен ЦНИИСом по программе МП-3 на ЭЦВМ БЭСМ-2 м.

При расчете приняты нормативные постоянные нагрузки:

вес балласта с частями пути $q_б = 0.8$ т/м²;

вес тротуаров перил и кабелей $q_п = 0.2$ т/м².

Усилия от временной нагрузки определены от единичной нагрузки $q_n = 1$ т/м².

В результате расчета ЦНИИСом выданы эпюры моментов от постоянной нагрузки II стадии и от единичной временной нагрузки.

А. Расчет на прочность.

При расчете на прочность учтены коэффициенты перегрузки, для постоянных нагрузок по таб. 8 СН 200-62. Временная нагрузка подсчитана по приложению 9 СН 200-62 с коэффициентом перегрузки и динамики при $\lambda_0 = 0$.

Б. Расчет на выносливость.

При проверке выносливости бетона сталежелезобетонного пролетного строения фибровые напряжения в бетоне сравнивают с величиной $K_p R_б$; Kp принимается по п. 157 СН 200-62. Подсчитанные напряжения в арматуре сравнивались с $\gamma_a R'_a$; γ_a приняты по п. 160 СН 200-62.

При расчете плиты в поперечном направлении рабочая арматура плит принималась из стали класса АII марки Ст.5сп для обычного исполнения и класса АII марки 10ГТ, и класса АIII марки 25Г2С для северного исполнения.

В результате расчета плит на выносливость выявлено, что уменьшить количество арматуры плиты при армировании сталью класса АIII по сравнению с арматурой класса АII не удается, т.к. расчетные сопротивления на выносливость арматуры:

класса AII - Ra = 1700 кг/см² и
класса AIII - Ra = 1800 кг/см²

§2. Расчет плиты в продольном направлении на усадку и температуру

Расчет железобетонных плит балластного корыта в продольном направлении произведен от усадки бетона в сочетании с положительной разностью температур и постоянной нагрузки от II стадии с коэффициентом перегрузки 0,9. При определении усилий от усадки бетона расчетная величина относительной деформации свободной усадки бетона для сборной плиты принята $\varepsilon_y = 1.10^{-4}$

Ползучесть бетона в расчете на усадку учтена введением эффективного модуля упругости бетона, равного $E_y = 0{,}5\,E_б$.

Напряжения от усадки бетона подсчитаны по формулам ВСН 92-63 п. 93.

Напряжения в бетоне от положительной разности температур равной +30°С подсчитаны с коэффициентом перегрузки $n = 1.1$ по формулам п. 99 ВСН 92-63.

По полученным суммарным напряжениям от усадки, температуры и II стадии постоянной нагрузки подсчитаны растягивающие усилия и поставлена продольная арматура в плите и ребре.

§3. Объединение железобетонной плиты с металлическими балками.

Сдвигающие усилия в месте соединения железобетонной плиты и верхних поясов металлических балок подсчитаны с учетом изменения поперечного сечения пролетного строения по длине.

Концевые отрывающие усилия подсчитаны от усадки бетона и разности температур между стальной балкой и железобетонной плитой, принятой в +30°С по формулам п. 112 ВСН 92-63.

Объединение сборных плит с верхними поясами металлических балок запроектировано в двух вариантах.

А) на гибких упорах с прикреплением закладных деталей блоков плиты к верхнему поясу балки высокопрочными болтами.

Б) на жестких упорах, размещаемых в окнах блоков плиты.

Расчеты жестких и гибких упоров произведены согласно формулам ВСН 92-63 п.п. 152, 159 и даны на расчетных листах.

III. Конструкция пролетных строений.

Металлическая часть пролетных строений состоит из 2-х главных балок со сплошной стенкой, объединенных между собой продольными и поперечными связями. Расстояние между балками, схема и конструкция продольных и поперечных связей, а также конструктивное решение отдельных узлов и соединений во всех пролетах принято одинаковым.

По нижнему поясу даны продольные крестовые связи с длиной панели 2.08 м., по верхнему поясу в местах расположения поперечных связей, через 4.16 м., даны только распорки.

В опорных поперечниках предусмотрены домкратные балки для подъемки пролетных строений при смене и выправлении опорных частей.

Верхний пояс балок принят постоянного сечения, нижний - переменный, уменьшающийся к опоре.

Вертикальные листы балок приняты толщиной 12 мм.

Из условия обеспечения местной устойчивости стенки усилена вертикальными ребрами жесткости, наружные сечением 160×10 мм.; внутренние, для прикрепления поперечных связей, - 280×10 мм. Пролетное строение - цельнопереводимое. Прикрепление продольных и поперечных связей осуществляется на заводских заклепках d=23 мм.

Заводские заклепки прикрепления продольных и поперечных связей могут быть заменены на высокопрочные болты d=22 мм., при этом зачистку контактных поверхностей разрешается производить огневым способом.

Железобетонная плита балластного корыта разработана сборной.

Объединение плиты с металлическими балками разработано в двух вариантах: на гибких и жестких упорах.

При гибких упорах объединение плиты с главными балками осуществляется путем соединения высокопрочными болтами закладных металлических частей с верхними поясами балок.

Закладные части изготавливаются на заводе металлических конструкций. Проектом предусматривается, что все отверстия d=28 мм для болтов d=22 мм в поясах балок и листах закладных частей сверлятся по единому кондуктору.

Расстояние между группами отверстий вдоль балок и между левой и правой балками должно соответствовать требованиям СН и П III-В. 5-62* таблица 8 п. 21.

В местах сопряжения верхнего пояса с закладными частями блоков плит и в зоне опирания балок на опорные части перекос и приподнятость полок должны быть не более 1 мм.

В варианте объединения плит с металлическими балками на жестких упорах, упоры приклепываются к верхним поясам балок на заводе заклепками d=23 мм.

Заводское изготовление главных балок должно производиться в кондукторах-контователях с обеспечением всех требований СН и П III-В. 5-62* и ВСН 145-68.

Изготовление высокопрочных болтов должно производиться в соответствии с техническими условиями ВСН 133-66.

Пролетные строения в обязательном порядке подлежат приемке заводской инспекцией.

Все элементы пролетного строения /исключая соприкасающиеся плоскости закладных деталей гибких упоров и горизонтальных листов верхних поясов балок/ должны быть отгрунтованы на заводе с предварительной тщательной очисткой от ржавчины, окалины, грязи, жирных пятен и пр.

Элементы пролетного строения обычного исполнения грунтуются, одним слоем свинцового сурика по ГОСТ 1787-50* на натуральной льняной олифе - ГОСТ 7931-56.

По соглашению с заказчиком допускается грунтовку производить железным суриком - ГОСТ 8865-58 на натуральной олифе - ГОСТ 7931-56.

Элементы пролетного строения северного исполнения грунтуются двумя слоями грунтовки марки ХС-010 по ГОСТ 9355-60 или двумя слоями свинцового сурика марок 3 или 4 по ГОСТ 1787-50* на натуральной льняной олифе по ГОСТ 7931-56 и покрываются одним слоем окраски.

Очистка элементов пролетного строения перед грунтовкой, грунтовка элементов и окраска /северного исполнения/ принимаются заводской инспекцией с соответствующим оформлением.

Для осмотра пролетного строения запроектированы смотровые приспособления, они состоят из схода с проезжей части на опору и ходов по нижним продольным связям.

Блоки железобетонных плит для всех пролетных строений унифицированы, длина блока - 2.98 м.

Из условия размещения упоров и продольного армирования дано 5 типов блоков.

Изготовление блоков плит должно производиться в условиях, обеспечивающих высокое качество продукции, при обязательном выполнении требований СН и П III-В. 5-62*; ВСН 151-68 и СН 365-67.

Для изготовления блоков плит должна быть использована типовая металлическая опалубка в которой поддон имеет отверстия для крепления закладных деталей, рассверленные по единому кондуктору, что и отверстия в верхних поясах балок.

IV. Установка главных балок в пролет.

Установку главных балок в пролет можно производить консольным краном ГЭК-80.

Пролетное строение с уложенной и омоноличенной плитой можно устанавливать ГЭПК-130. Монтажный вес 130 т.

Укладка плит по главным балкам может производиться краном Э-1258 на гусеничном ходу и железнодорожным краном СК-30.

Монтажную сварку выпусков арматуры допускается выполнять при температуре окружающего воздуха не ниже -20°С.

Омоноличивание стыков плит бетоном допускается при устойчивой положительной температуре воздуха не ниже +5°С.

Замораживание бетона, до получения им 100% марочной прочности, не допускается.

При омоноличивании плит в зимних условиях бетонные работы должны производиться с соблюдением СН и П III-Д. 2-62, СН и П III-В. 1-62* и требований ВСН 151-68 /для северного исполнения/.

Порядок производства работ по укладке плит дан на чертеже инв. N 51072.

Соприкасающиеся поверхности закладных деталей гибких упоров и горизонтальных листов верхних поясов балок перед сборкой должны быть подвергнуты пескоструйной очистке.

Расчетное сопротивление высокопрочного болта по каждому рабочему контакту соприкасания принято равным 7 т. при нормативном усилии натяжения 20 т.

Гидроизоляция на блоках плит с гибкими упорами должна быть уложена на заводе, изготавливающем плиты или на стройплощадке.

Стыки изоляции заделываются на монтаже после омоноличивания стыков плит.

На блоках плит с окнами гидроизоляция укладывается на монтаже в теплое время года или в теплякях. В обоих вариантах водоотводные трубки в плитах должны быть заложены при изготовлении плит на заводе.

Изоляция балластного корыта для пролетных строений северного исполнения должна отвечать требованиям ВСН 151-68.

Профиль пути на пролетном строении должен иметь параболическое очертание, которое обеспечивается за счет строительного подъема главных балок и изменения высоты балластной призмы.

Под пролетные строения ставятся опорные части проектировки Гипротрансмоста 1967г. /типовой проект N 583/.

По пролетным строениям, при условии постановки продольных связей по верхнему поясу, может пропускаться железнодорожная нагрузка по мостовому полотну на деревянных брусьях, уложенных по верхним поясам балок.

Класс пролетного строения по нормальным напряжениям определенный по „Руководству по определению грузоподъемности металлических пролетных строений железнодорожных мостов" издания 1965 г. получен следующий:
по верхнему поясу - 9,0; по нижнему поясу - 16,3.

Начальник Гипротрансмоста		/Крыльцов/
Гл. инженер Гипротрансмоста		/Попов/
Начальник отдела	Валуев	/Валуев/
Гл. инженер проекта	Слыхова	/Слыхова/

Основные данные:

1. Технические условия СН 200-62; СНиП II-Д.7-62*; ВСН 145-68; ВСН 92-63; ВСН 144-68; СН 365-67; ВСН 151-68.
2. Расчетные нагрузки:
   а) Временная вертикальная С-14
   б) Постоянная на прочность: I стадия - 2.82 т/п.м., II стадия - 2.26 т/п.м.
3. Материалы:
   а) Марки сталей и категории качества их для основных и вспомогательных деталей пролетных строений северного исполнения принимаются в соответствии с указаниями таблиц 2 и 3 ВСН-145-68.
   б) Заклепки из низколегированной мартеновской спокойной конструкционной стали марки 09Г2 по ГОСТ 5058-65 в соответствии с ВСН 145-68 § 2.6 пункт „б".
   в) Монтажные соединения - на высокопрочных болтах d=22 мм. Высокопрочные болты, гайки к ним-сталь 40Х по ГОСТ 4543-61 в соответствии с ВСН-133-65 с изменениями и дополнениями № 1 1968 г с послед. термообработкой
   г) Бетон плит по прочности:
      а) для сборных блоков $R_{гв}$ - 300 кг/см²
      б) для швов омоноличивания $R_{гв}$ - 300 кг/см²
      в) по морозостойкости $M_{рз}$ 300
   д) Арматура плит: периодического профиля - сталь класса AII марки 10ГТ или класса AIII марки 25Г2С. Круглая - сталь класса AI марки ВМ Ст.3сп или ВК Ст.3сп. /- для северного исполнения -/.
4. В зависимости от качеств примененной стали и бетона пролетные строения могут изготавливаться для установки их 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 -/. Марки сталей элементов пролетных строений в северном и обычном исполнении должны быть приняты согласно спецификациям металла элементов.

Вес металла

/- марки сталей указаны для северного исполнения -/

№№ п.п.	Наименование	Вес в тоннах: Материал 10ГС2Д	Материал М16С; Ст3мас	Всего	т/м	% от главных ферм
1	Главные фермы	26.3	—	26.3	0.98	100
2	Связи	3.0	—	3.0	0.11	11.2
3	Листовая сталь упоров	2.1 / 1.6	—	2.1 / 1.6	0.08 / 0.06	8.2 / 6.1
	Итого	31.4 / 30.9	—	31.4 / 30.9	1.17 / 1.15	—
4	Перила тротуаров	0.88	0.27	1.15	0.04	4.1
5	Смотровые приспособления	0.25	0.96	1.21	0.05	5.1
	Всего	32.5 / 32.0	1.23	33.8 / 33.3	1.26 / 1.24	—
6	Высокопрочные болты	Ст. 40Х		0.32	—	—
7	Опорные части	—	—	3.2	0.12	12.2
8	Охранные приспособления	2.3	—	2.3	0.08	8.2
9	Металл перекрытия швов	—	0.29	0.29	—	—

Цифры в числителе относятся к плитам с гибкими упорами, в знаменателе к плитам с жесткими упорами.

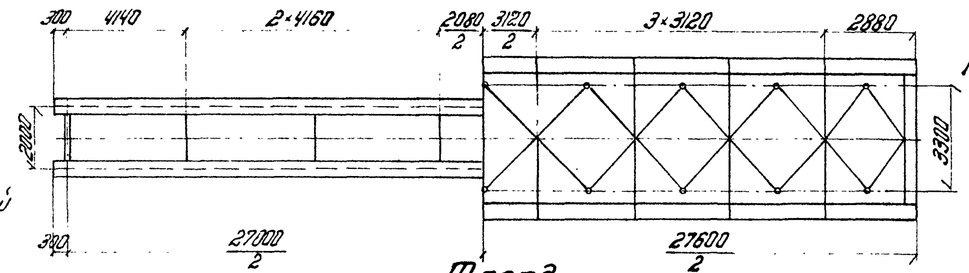
Объем работ

№№ п.п.	Наименование			Изм.	Количество: Плита с гибкими упорами	Плита с жесткими упорами
1	Бетон	Сборный	Балластное корыто	м³	28.3	27.6
			Тротуарные плиты	-"-	2.2	2.2
		Монолитный		-"-	1.0	4.6
		Всего		м³	31.5	34.4
		Защитный слой, армированный сеткой		м³	4.5	4.5
		Подготовка		м³	5.4	5.4
2	Арматура	Периодического профиля класса AII или класса AIII		кг	4529	4443
		Круглая класса AI		кг	1021	1045
		Всего		кг	5550	5488
3	Изоляция			м²	126	126
4	Водоотводные трубки			шт/кг	18 / 553	18 / 553

Строительные высоты

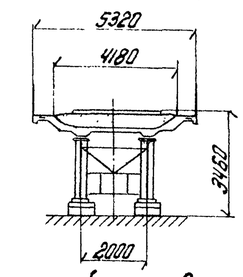
№№ п.п.	Наименование	Н мм
1	От верха шпал до низа конструкции в пролете	2940
2	От верха шпал до опорной площадки	3460
3	От опорной площадки до центра шарнира	390

Верхние связи

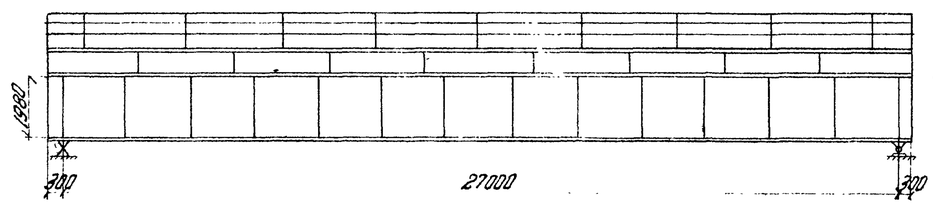


План плиты проезжей части

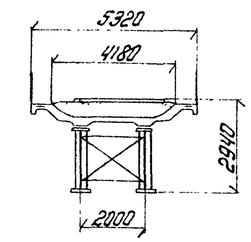
Поперечный разрез на опоре



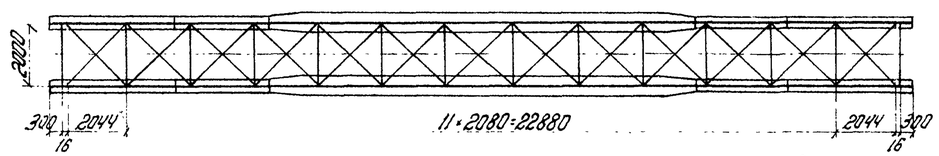
Фасад



Поперечный разрез в пролете



Нижние продольные связи



Расчетная опорная реакция /- на прочность -/

От постоянной нагрузки I стадии	— P_I = 38 т
От постоянной нагрузки II стадии	— P_{II} = 30.5 т
От временной вертикальной нагрузки	— P_{II} = 209.0 т
Всего	277.5 т

Прогибы и перемещения

Прогибы и перемещения от нагрузок	Прогиб в середине: $\delta_{см}$	$\frac{\delta}{l}$	Перемещение свободного конца см
Постоянной	2.7	—	—
Временной вагонной	2.2	1/1225	1.85
От изменения температуры на t=40°С			1.08

Опорные части

Опорные части приняты по типовому проекту Гипротрансмоста инв. № 583 тип II

Наименование опорных частей	Кол-во анкерных болтов	Размеры опорной плиты мм: Вдоль оси моста	Поперек оси моста	Расстояние между анкерными болт. мм: Вдоль оси моста	Поперек оси моста	Высота опорных частей мм
Подвижные	4	670	810	500	650	520
Неподвижные	4	720	810	500	650	520

Установка опорных частей

$(t-t_{ср})°$	-30	-25	-20	-15	-10	-5	0	+5	+10	+15	+20	+25	+30	+35	+40	+45	+50
a мм	19	17	16	14	12	11	9	8	6	4	3	1	0	-2	-4	-5	-7

a - смещение оси нижней плиты относительно середины нижнего балансира в сторону пролета со знаком „-" в сторону опоры со знаком „+".

$$a = \frac{\delta_K}{2} - \alpha (t - t_{ср}) l$$

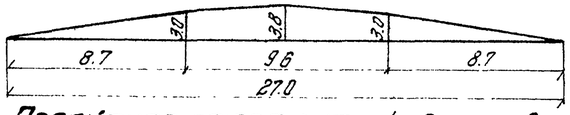
$$t_{ср} = \frac{t_{max} - t_{min}}{2}$$

α = 0.000012

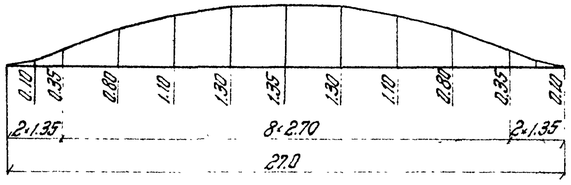
t - температура местности в момент установки t_{max} и t_{min} - абсолютные значения максимальной и минимальной температур воздуха местности принимаются по СН и П II-А 6-62 или по данным метеорологической станции.

Строительный подъем главных балок

/- ординаты в см -/



Проектная эпюра пути /- ординаты в см -/



Министерство транспортного строительства СССР.
Главтранспроект
Гипротрансмост

Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0 м в северном исполнении

Нач. к РТМ		Крыльцов
Гл. инж. РТМ		Попов
Нач. отдела		Вялуев
Гл. инж. пр-та		Рыжова
Проверил		Корнаухов
Исполнил		Фомина

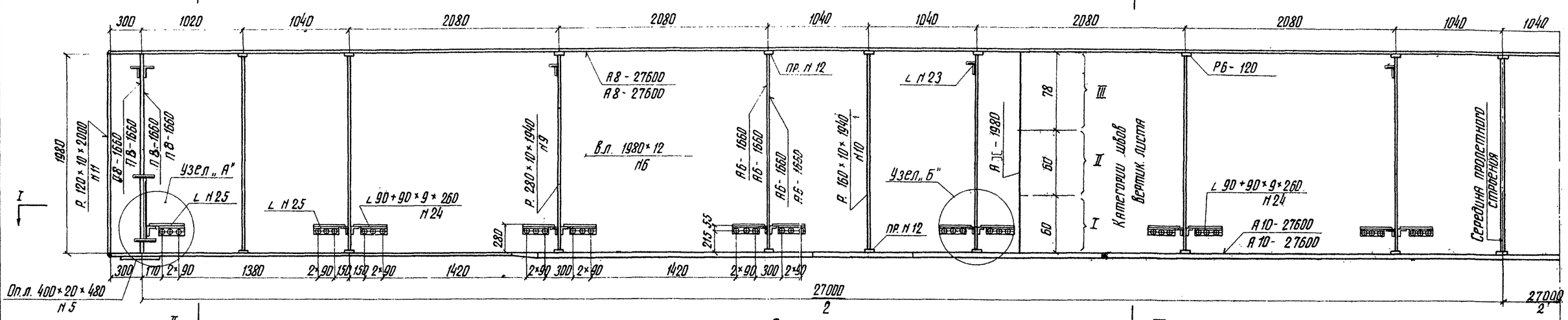
1969 г. | М-6 | Инв. № 50997

Паспорт пролетного строения $l_р$ = 27.0 м.

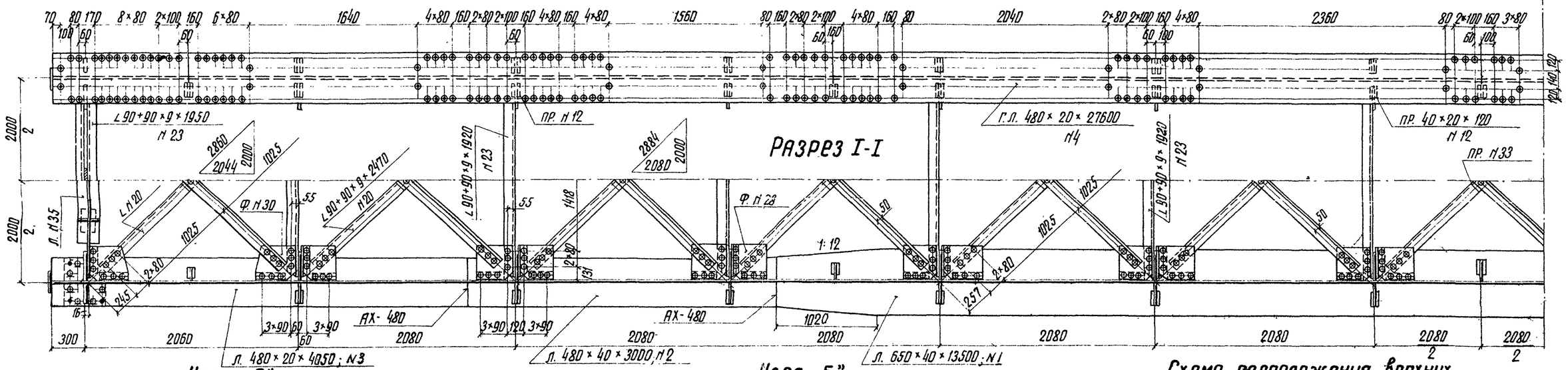
Т39/3 | 5

Копировала Ж. Пер. - Корректировал

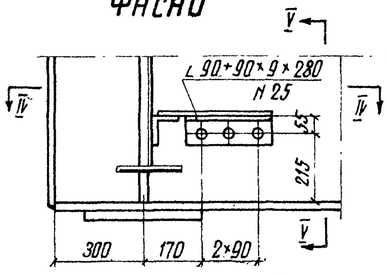
Внутренний фасад



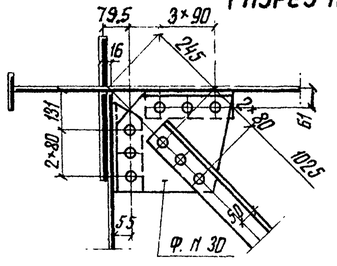
Вид сверху



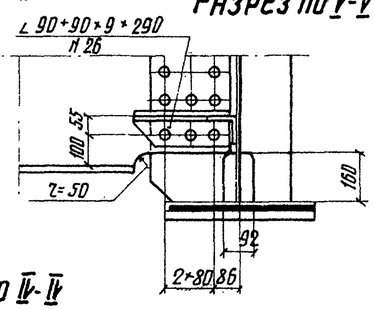
Фасад

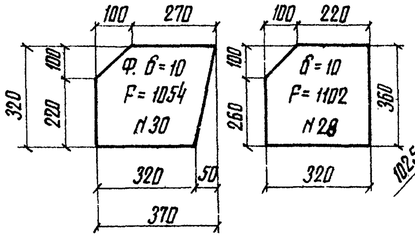


Разрез по IV-IV



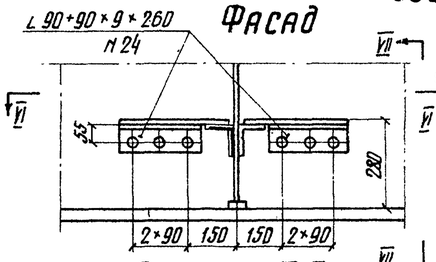
Разрез по V-V



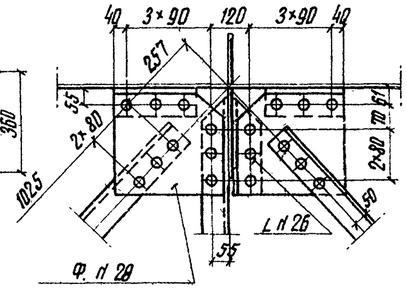


Узел „А"

Фасад

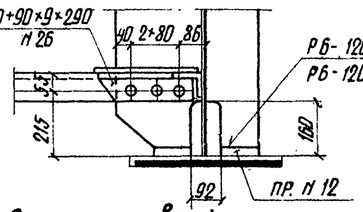


Разрез по VI-VI



Узел „Б"

Разрез VII-VII



Деталь приварки окаймляющего ребра Н 11

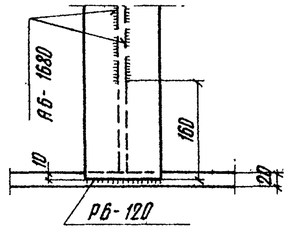
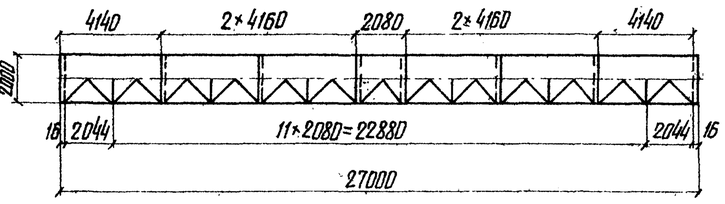
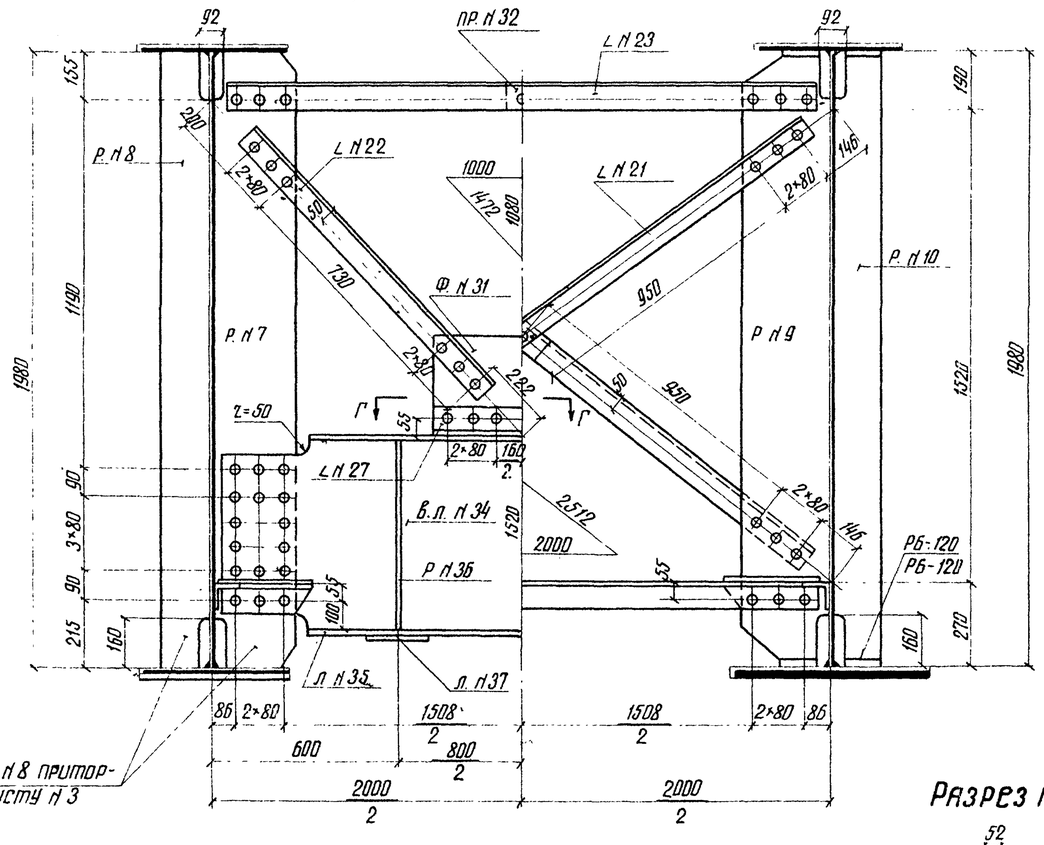


Схема расположения верхних и нижних связей



Министерство транспортного строительства СССР				
Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений, сездой поверху на балласте пролетами 18.2-66м в северном исполнении	Главтранспроект Гипротрансмост		Пролетное строение ℓ_p=27.0м. Конструкция главных балок.	
	Гл. инж. РТМ	Попов		
	Нач. отдела	Валуев		
	Гл. инж. пр-та	Слыхова		
	Рук. бригады	Силантьева	739/3	6
	Проверил	Силантьева		
1969г. М-1:30; 1:15 Инв. N 50998	Исполнил	Фомина		

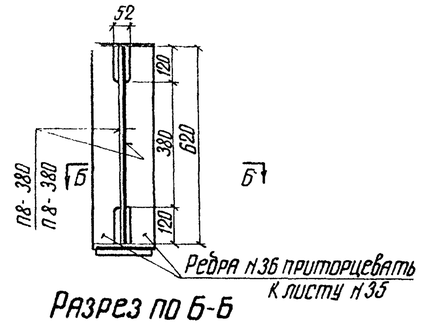
Разрез II-II



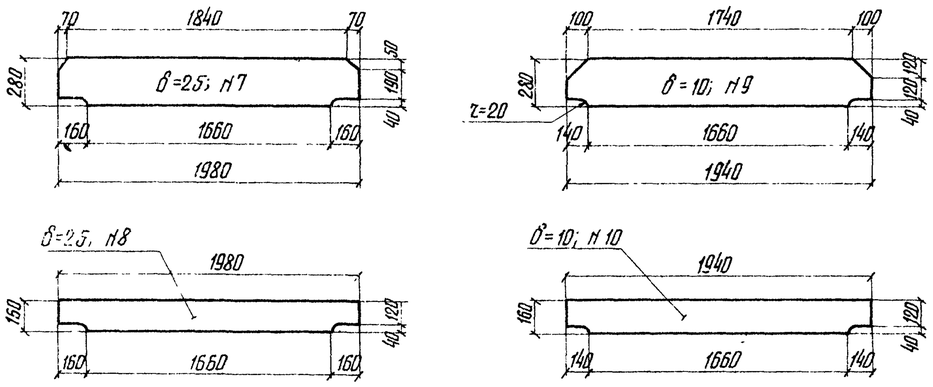
Ребра N 7 и N 8 приторцевать к листу N 3

Разрез III-III

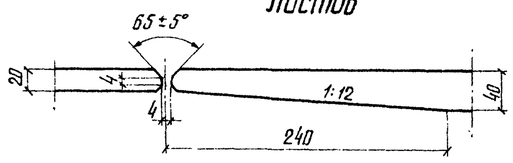
Разрез по А-А



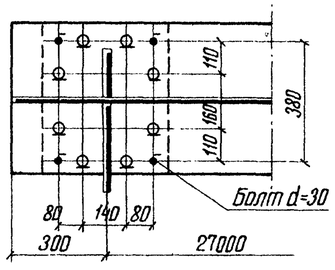
Ребра N 36 приторцевать к листу N 35



Деталь стыка горизонтальных листов

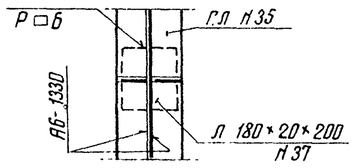


Деталь прикрепления опорного листа N 5

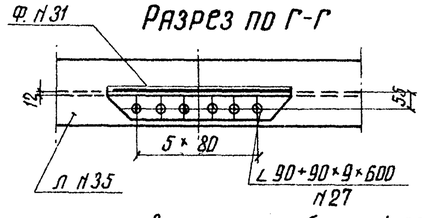


Для обычного исполнения опорный лист приваривается по контуру.

Разрез по Б-Б



Разрез по Г-Г



Спецификация металла на пролетное строение ℓ_p = 27.0 м

NN п/п	Наименование элементов	Материал	Размер элемента: Толщина (мм)	Ширина (мм)	Длина (мм)	Площадь (см²)	Количество шт.	Общая длина м / площадь кв. м.	Вес 1 п.м или 1 кв.м (кг)	Общий вес (кг)
	§1 Главные балки									
1	Нижн. горизонт. листы	10Г2С1Д	40	650	13500		2	27.0	204.10	5510.7
2	То же		40	480	3000		4	12.0	150.72	1808.6
3	То же		20	480	4050		4	16.2		
4	Верхние горизонт. листы		20	480	27600		2	55.2		
5	Опорные листы		20	500	400		4	1.60		
6	Вертикальные листы							73.0	75.36	5501.3
6	Вертикальные листы		12	1980	27600		2	55.2	186.52	10296.0
7	Опорные ребра жесткости		25	280	1980		4	7.92	54.95	435.2
8	То же		25	160	1980		4	7.92	31.4	248.7
9	Вертик. ребра жесткости		10	280	1940		24	46.56	21.98	1023.4
10	То же		10	160	1940		34	65.96	12.56	828.5
11	Окаймляющие ребра		10	120	2000		4	8.0	9.42	75.4
12	Прокладки ребер		20	40	120		116	13.92	6.28	87.4
	Итого									25815
	2% на сварные швы									516
	Всего по §1									26331
	§2 Продольные и поперечные связи									
20	Диагонали продольные	10Г2С1Д (для обычного исполнения ст. 3 м по ГОСТ 6713-53)	9	90+90	2470		26	64.22		
21	То же поперечные		9	90+90	2320		12	27.84		
22	То же опорные		9	90+90	1150		4	4.60		
23	Распорки		9	90+90	1920		22	42.24		
24	Уголки фасонок		9	90+90	260		48	12.48		
25	То же		9	90+90	280		4	1.12		
26	То же		9	90+90	290		28	8.12		
27	То же на домкратн. балке		9	90+90	500		2	1.20		
								161.80	12.20	1974.2
28	Фасонки продольн. связей		10	F =	1102		44	4.85	78.5	380.7
30	То же		10	F =	1054		8	0.84	78.5	66.0
31	Фасонки опорных связей		10	320	500		2	1.2	25.12	30.1
32	Прокладки распорки		25	90	90		2	0.18	14.13	2.5
33	То же диагоналей		10	110	110		19	2.09	8.64	21.9
34	Листы домкратн. балки		12	620	1930		2	3.90	58.4	227.8
35	Горизонт. листы балки		10	200	1930		4	5.32	15.7	83.5
36	Ребра жесткости балки		20	95	620		8	4.96	14.92	74.0
37	Опорные листы балки		20	180	200		4	0.72	31.40	22.6
	Итого									2883
	3% на заклепочные головки									87
	Всего по §2									2970
	Всего на пролетное строение									29301
	Высокопрочные болты с гайками и шайбами	Ст.40х	d = 22		70		552	—	0.582	322

Примечания:

1. Места заводских стыков вертикальных и горизонтальных листов назначаются заводом. При этом необходимо учесть следующие указания: а) Расстояние вертикального стыка стенки от ребра жесткости должно быть не менее 240 мм (ВСН 145-68), б) Стыки горизонтальных и вертикальных листов должны располагаться вразбежку.
2. Стыки нижних горизонтальных листов и стыки вертикальных листов в зоне относящейся к I категории должна подвергаться механической обработке в соответствии с требованиями действующих нормативных документов.
3. Изготовление главных балок должно производиться в кондукторах кантователях с обеспечением всех требований и указаний СН и ПШ-В.5-62*)
4. Разбивка отверстий в верхних горизонтальных листах дана для варианта соединения с железобетонными плитами на гибких упорах. В случае применения плит с жесткими упорами, расположение жестких упоров дано на на чертеже Инв. N 31068 (II раздел).
5. Заводские заклепки d=23 прикрепления горизонтальных и поперечных связей могут быть заменены на высокопрочные болты d= 22 мм; при этом зачистку контактных поверхностей разрешается производить огневым способом.
6. В соответствии с распоряжением N Л-322/п-4577 от 19/II-69 г. разрешается (за исключением северного исполнения) применение уголков из кислородно конвекторной стали марки Ст.3 пост. ст. со свойствами по ГОСТ 6713-53.

Министерство транспортного строительства СССР. Главтранспроект. Гипротрансмост			
Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0 м в северном исполнении.	Гл. инж. ГТМ	Попов	Пролетное строение ℓ_p = 27.0 м. Конструкция главных балок. Детали. Спецификация
	Нач. отдела	Валуев	
	Гл. инж. пр-та	Слыхова	
	Рук. бригады	Силантьева	739/3 — 7
	Проверил	Силантьева	
1969 г. М-б 1:30 Инв. N 50999	Исполнил	Фомина	

Поперечный разрез

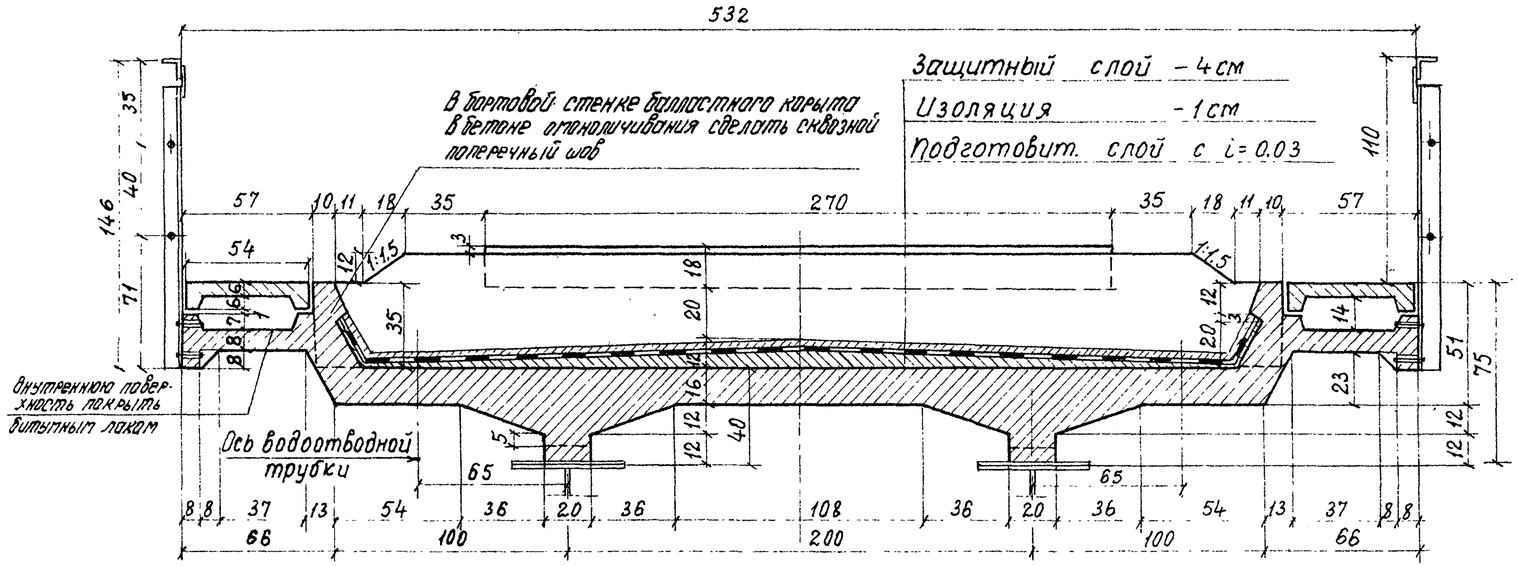
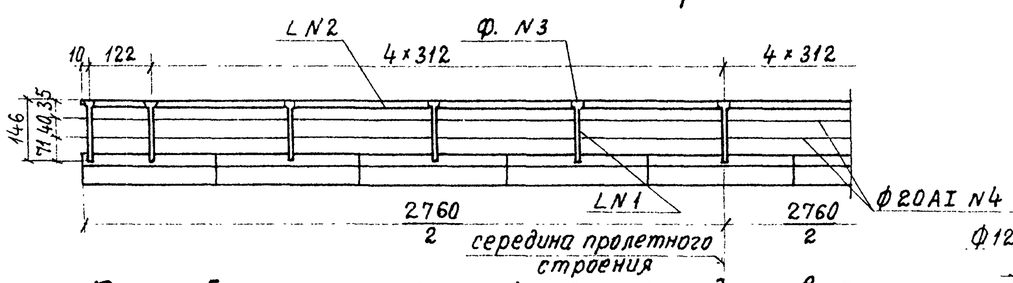


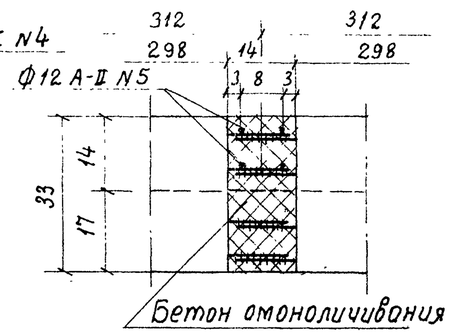
Таблица объемов работ на пролетное строение

NN п/п	Наименование			Измеритель	Количество
1	Железобетон	Сборный $R_{28}=300$ кг/см²	Плит проезда	шт/м³	9/28.3
			Тротуарных плит	шт/м³	16/2,2
		Монолитный $R_{28}=300$ кг/см² Мрз 300		м³	1,0
			Всего	м³	31,5
2	Арматура	Периодического профиля класса А-II или А-III		кг	4529
		Круглая класса А-I		кг	1021
			Всего	кг	5550
3	Листовая сталь упоров			кг	2122
4	Металл перекрытия деформационного шва			кг	291
5	Защитный слой – бетон Мрз 200 армированный металлическими сетками			м³	4,5
6	Изоляция балластного корыта			м²	126
7	Подготовка			м³	5,4
8	Водоотводные трубки			шт	18
9	Балласт			м³	43

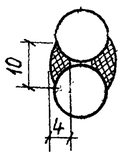
Фасад перил



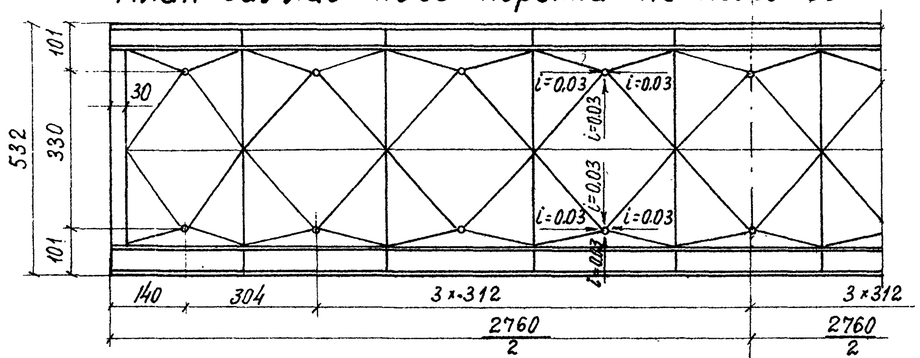
Сечение 1-1 (по ребру)



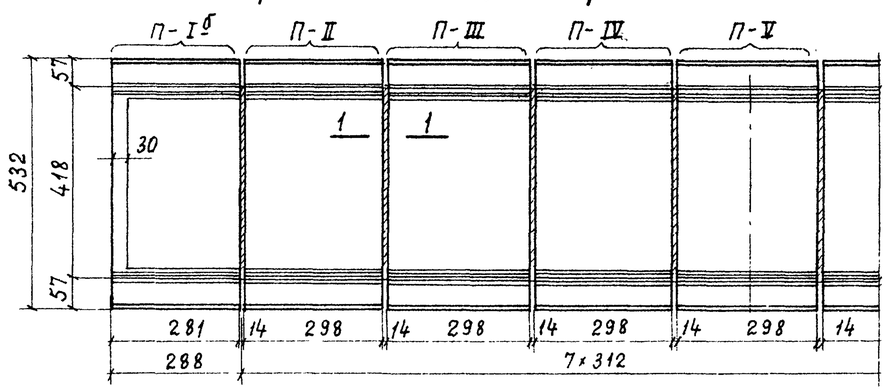
Деталь стыка арматуры



План балластного корыта по подготовке



План расположения сборных плит



Спецификация монтажной арматуры в стыках плит на пролетное строение

NN п/п	Диаметр мм	Длина стержня см	Колич. шт	Общая длина м	Вес 1 пог. м. кг	Общий вес кг
5	Ф12AII	402	32	128.6	0,89	114

Спецификация металла перил

NN п/п	Наименование	Сечение	Длина м / площадь кв. см.	К-во шт	Общая длина м / площадь кв. м	Вес 1 пм или кв. м кг	Общий вес кг
1	Стойка	L80+80×8	1.36	22	29,9	—	—
2	Поручень	L80+80×8	27.6	2	55.2	—	—
					85.1	9.65	821
3	Фасонка	б=10	F=234	22	0.77	78,5	60
4	Заполнение Ф20А-I		27,6	4	110,4	2,47	273
Всего на пролетное строение							1154

Элементы перил NN 1-3 из стали марки 10Г2С1Д — для северного исполнения. Для обычного — из стали марки ВСт.3 для сварных конструкций.

Примечания:

1. Установка сборных жел. бет. плит на металлическое пролетное строение производится согласно маркировке, указанной на данном чертеже. Все отверстия в закладных деталях плиты должны совпадать с отверстиями в верхнем поясе главных балок.
2. Все контактные поверхности прикреплений перед сборкой должны подвергнуться пескоструйной очистке. Сборка соединений и натяжение всех высокопрочных болтов на расчетное усилие должны производиться не позднее чем через 3 суток после очистки контактных поверхностей.
3. После того, как плиты установлены и закреплены болтами производится сварка выпусков продольных стержней внахлестку, в вертикальной плоскости, парными фланговыми швами, сварку допускается выполнять при температуре окружающего воздуха не ниже -20°С.

Министерство транспортного строительства СССР
Главтранспроект
Гипротрансмост

Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18,2–66,0 м в северном исполнении	Гл. инж. ГТМ		Попов
	Нач. отдела		Валуев
	Гл. инж. пр-та		Слыхова
	Рук. бригады		Огнев
	Проверил		Силантьева
1969	М-б 1:20 1:50	Инв. N 51000	Исполнил: Кожевникова

Пролетное строение $\ell_p = 27.0$ м
Жел. бет. плита с гибкими упорами.
Сборочный чертеж.

739/3 | 8

Копиров. Корректр.

Поперечный разрез

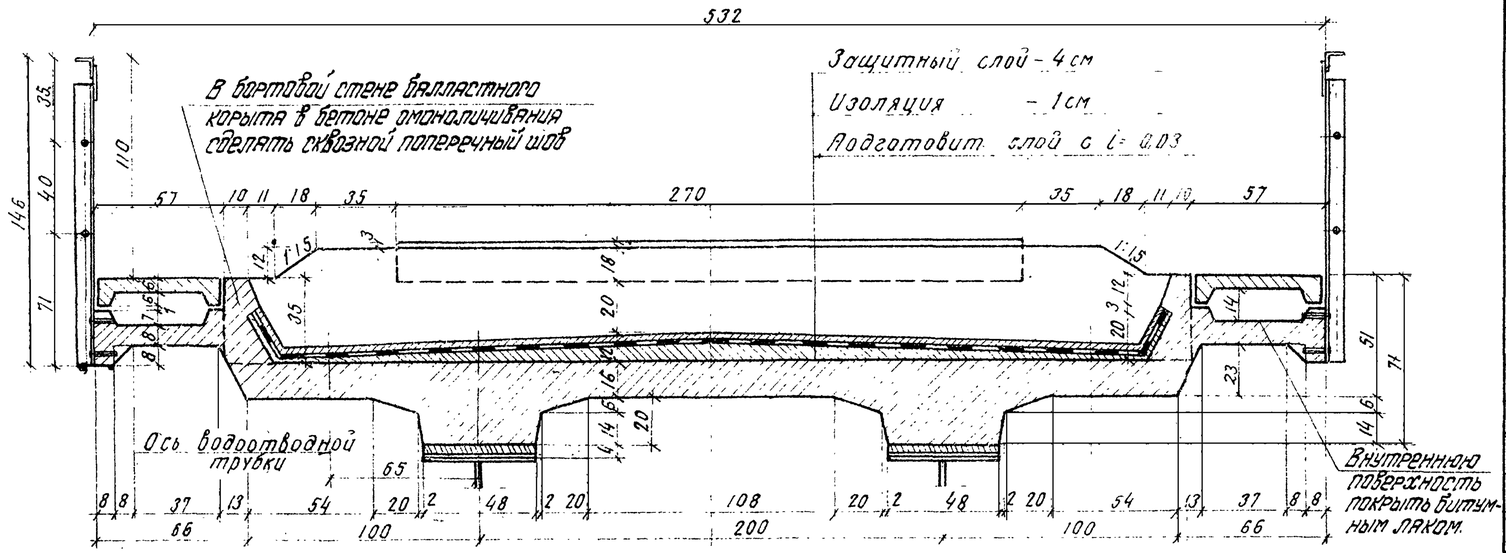
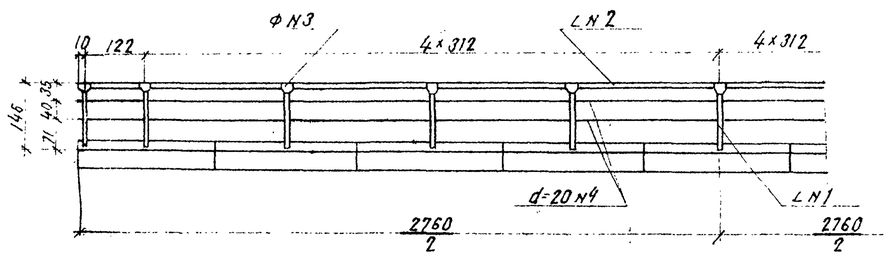


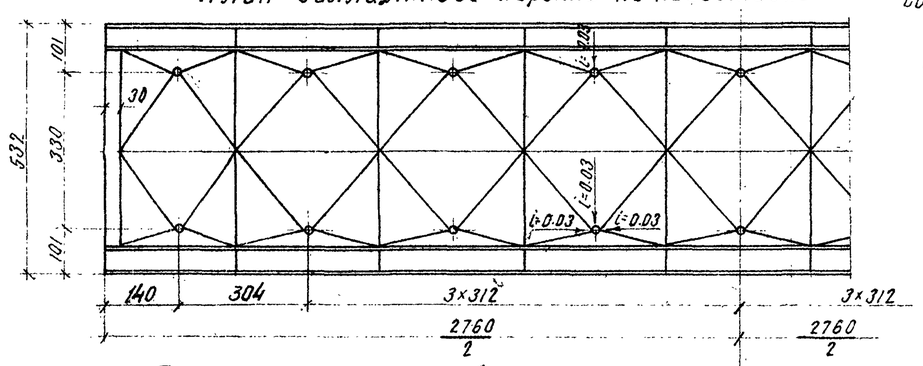
Таблица объемов работ на пролетное строение

NN п/п	Наименование			Измеритель	Количество
1	Железобетон	Сборный $R_{28} = 300$ кг/см²	Плиты проезда	шт/м³	9 / 27.6
			Тротуарные плиты	шт/м³	16 / 2.2
		Монолитный $R_{28} = 350$ кг/см² Мрз 300		м³	4,6
		Всего		м³	34.4
2	Арматура	Периодического профиля класса А-II или А-III		кг	4443
		Круглая класса А-I		кг	1045
		Всего		кг	5488
3	Металл перекрытия деформационного шва			кг	291
*4	Защитный слой - бетон Мрз 200 армированный металлическими сетками			м³	4,5
5	Изоляция балластного корыта			м²	126
6	Подготовка			м³	5,4
7	Водоотводные трубки			шт	18
8	Балласт			м³	43

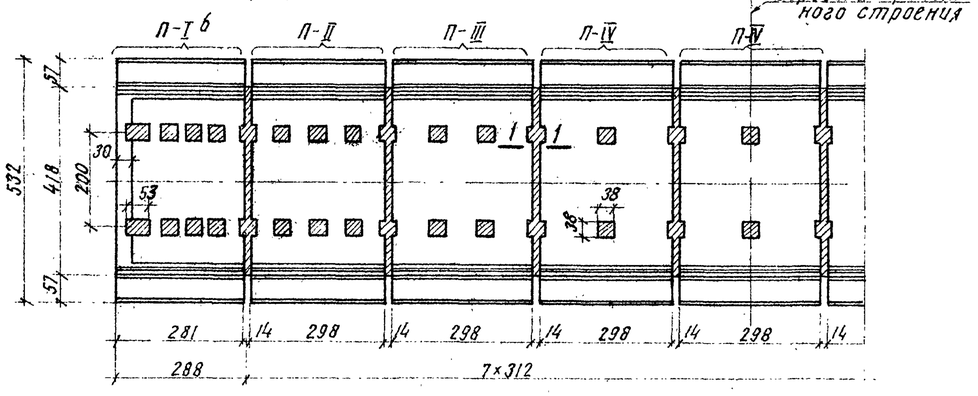
Фасад перил



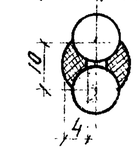
План балластного корыта по подготовке



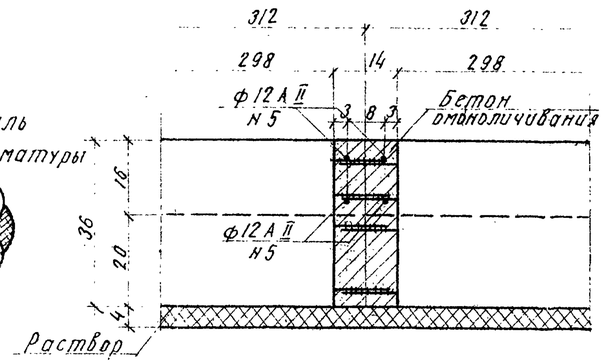
План расположения сборных плит



Деталь сварки арматуры



Сечение 1-1 (по ребру)



Спецификация монтажной арматуры в стыках плит на пролетное строение

NN п/п	Диаметр мм	Длина стержня см	Колич. шт	Общая длина м	Вес 1 пог м кг	Общий вес кг
5	ф12 А II	402	32	128,6	0,89	114

Спецификация металла перил

NN п/п	Наименование	Сечение мм	Длина м / площадь кв.см	Колич.	Общая длина м / Площадь кв.м.	Вес 1 п м или кв.м кг	Общий вес кг
1	Стойка	L80+80×8	1,36	22	29,9		
2	Поручень	L80+80×8	27,6	2	55.2		
					85,1	9,65	821
3	Фасонка	δ=10	F=294	22	0,77	78,5	60
4	Заполнен.	ф 20 А I	27,6	4	110.4	2,47	273
					Всего		1154

Элементы перил NN 1-3 из стали марки 10Г2С1Д - для северного исполнения. Для обычного - из ВСТ3 для сварных конструкций.

Примечания:

1. Установка сборных железобетонных плит на металлическое пролетное строение производится согласно маркировке, указанной на данном чертеже.
2. Толщина раствора между верхним горизонтальным листом балки и низом плиты - 4 см. Марка раствора должна быть не ниже $R_{28} = 400$ кг/см² Мрз 300
3. До набора раствором 80% прочности въезд на плиту крана или других механизмов запрещается
4. После стыкования арматурных выпусков окна упоров и стыки плит омоноличиваются бетоном М-350 на мелком заполнителе
5. Сварка выпусков производится внахлестку в вертикальной плоскости парными фланговыми швами. Сварку допускается выполнять при температуре окружающего воздуха не ниже -20°С.

Министерство транспортного строительства СССР

Главтранспроект Гипротрансмост

Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2 - 66.0 м в северном исполнении.

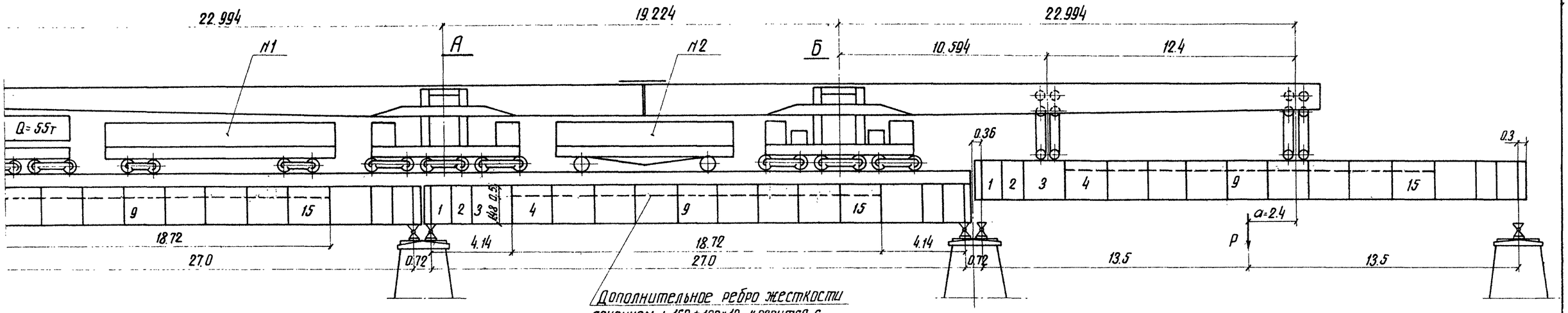
Гл. инж. РГТМ		Попов
Нач. отдела		Валуев
Гл. инж. пр-та		Слухова
Рук. группы		Прачев
Проверил		Силантьева
Исполнил		Кожевникова

Пролетное строение $e_3 = 27.0$ м. Жел. бет. плита с жесткими упорами. Сборочный чертеж

1969 г. М 1:20 / 1:100 Инв. N 51001

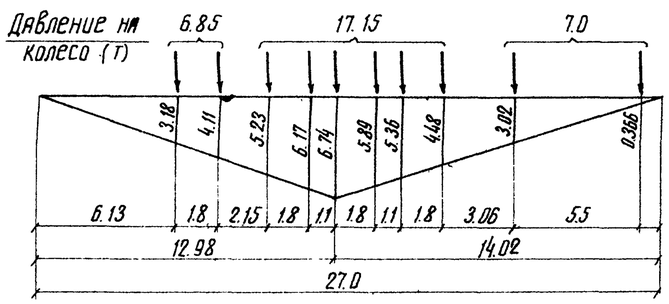
739/3 | 9

Схема установки балок консольным краном ГЭК-80



Дополнительное ребро жесткости сечением L 160+100×10 крепится с внутренней стороны высокопрочными болтами с шагом 200 мм.

Схема грузов крана ГЭК-80



Постоянная нормативная нагрузка на балку:

1. От веса металла пролетных строений – 0.58 т/м
2. От веса мостового полотна – 0.40 т/м
3. От веса строповки – 2.0 т

Вес 4-х осной платформы № 1 ..... $P_1 = 45.4$ т

Расчетное давление на колесо:

$$\frac{45.4}{8} \times 1.1 \times 1.1 = 6.85 \text{ т}$$

Вес 2-х осной платформы № 2 ..... $P_2 = 23.1$ т

Расчетное давление на колесо:

$$\frac{23.1}{4} \times 1.1 \times 1.1 = 7.0 \text{ т}$$

Динамический коэффициент $(1+\mu) = 1.1$

Коэффициент смещения пути $K = 1.1$

Определение давлений на колесо платформы „А" и „Б"

Вес подвешенного блока P	Вес противовеса Q	Расстояние до ц.т. блока от оси главной полуплатформы a	Давление на колесо платформы от подвешенного блока P		Давление на колесо платформы от веса крана	Суммарное давление на колесо платформы S		Динам. коэф. (1+μ)	Коэф. смещения пути K	Расчетное давление на колесо платформы K(1+μ)S	
			А	Б		А	Б			А	Б
т	т	м	т		т	т		—	—	т	
59	55	2.4	4.77	4.75	9.4	14.17	14.15	1.1	1.1	17.15	17.12

Проверка напряжений в балке при проходе крана с грузом

Расстоян. от левой опоры x	Расчетные моменты			Моменты сопр.		Напряжения	
	M_P	M_K	ΣM	W_B	W_H	σ_B	σ_H
м	тм			10^{-5} см³		кг/см²	
12.98	98	654	753	0.29	0.50	2595	1505

M_P - момент от собственного веса балки и веса мостового полотна

$M_P = (P_{c.в} + P_{м.п})\, n \Omega_M \quad n = 1.1$

M_K - момент от веса крана с грузом.

Проверка местной устойчивости балки (СН 200-62)

№№ отсека	Вид отсека	№№ пластин	Расчетные усилия M	Расчетные усилия Q	Напряжение в кг/см² Расчетные σ	Расчетные ρ	Расчетные τ	Критические σ_0	Критические ρ_0	Критические τ	Коэф. условий работы „m"
			тм	т							
1		—	62	120	226	158	383	2530	1752	1690	0.289
2			174	111	640	158	354	2520	1710	1640	0.408
3			323	95	1185	158	303	2540	586	782	0.832
4	I	I	485	75	1569	158	252	7840	1565	9050	0.308
		II			953	1184	291	3840	490	924	0.577
9	II	I	753	7	2440	158	21	7675	2400	10120	0.386
		II			1480	1184	25	2385	1415	1865	0.704

Примечания:

1. Пропуск консольного крана ГЭК-80 с грузом по балкам с уложенной, но не омоноличенной плитой не допускается.
2. Временное мостовое полотно по стальным балкам укладывается до установки балок в пролет.
3. При пропуске консольного крана ГЭК-80 по стальным балкам с временным мостовым полотном вертикальный лист пролетного строения усиляется дополнительным горизонтальным ребром жесткости сечением L 160+100×10, установленным с внутренней стороны. Продольное ребро жесткости ставится в 4-15 отсеках на расстоянии 500 мм от верхнего пояса.

Общая длина уголка на пролетное строение = 37 м

Проверка общей устойчивости балки (ВСН 92-63)

Критич. напряжение $\sigma_{кр}$	Нормативное напряжение R	Свободн. длина сжатого пояса	J_y верхнего пояса	P верхнего пояса	Гибкость λ_y	Коэф. запаса K_c	$\varphi_б$	$\varphi'_б$	$\sigma = \frac{M}{\varphi'_б W}$
кг/см²	кг/см²	см	см⁴	см²	—	—	—	—	кг/см²
15700	3600	416	18488	96	30	1.14	3.84	1.002	2595

$\varphi'_б$ принимается равным φ

Министерство транспортного строительства СССР				
Рабочие чертежи металлических жел.дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0 м в северном исполнении.	Главтранспроект Гипротрансмост			Пролетное строение l_p = 27.0 м Установка главных балок в пролет.
	Гл. инж. ГТМ		Попов	
	Нач. отдела		Валуев	
	Гл. инж. пр-та		Слыхова	
	Рук. бригады		Огнев	739/3 — 10
	Проверил		Корноухов	
1969г. М-6 Инв. №51002	Исполнил	Козлова	Козлова	

Усилия в главных балках при расчете на прочность

№№ сечений	Расстояние от опоры X	Площадь л в		Вертикальные нагрузки					Моменты				Поперечные силы			
				постоянная		временная			I стадия	II стадия			I стадия	II стадия		
		ω_M	ω_Q	P_I	P_{II}	n	$1+\mu$	$q_{вр}$	M_{P_I}	$M_{P_{II}}$	$n(1+\mu)\omega_M q_{вр}$	ΣM_{II}	Q_{P_I}	$Q_{P_{II}}$	$n(1+\mu)\omega_Q q_{вр}$	ΣQ_{II}
	м	$м^2$	м	т/м		—	—	т/м	тм				т			
0	0	0	13.5	2.82	2.26	1.219	1.316	9.660	0	0	0	0	38.0	30.5	209.0	239.5
1	4.5	50.6	9.0					9.255	142.7	114.2	751.0	865.2	2.54	20.3	133.5	153.8
2	7.8	74.9	5.7					8.960	211.0	169.0	1075.0	1244.0	16.1	12.9	81.9	94.8
3	13.5	91.0	0					8.450	256.0	205.5	1232.0	1437.5	0	0	0	0

Усилия подсчитаны при загружении временной нагрузкой на M максимум и Q соответствующую.

Усилия в главных балках при расчете на выносливость

№№ сечений	Расстояние от опоры X	Площадь л.в		Вертикальные нагрузки					Моменты				Поперечные силы			
				постоянная		временная			I стадия	II стадия			I стадия	II стадия		
		ω_M	ω_Q	P_I	P_{II}	ε	$1+\mu$	$q_{вр}$	M_{P_I}	$M_{P_{II}}$	$\varepsilon(1+\mu)\omega_M q_{вр}$	ΣM_{II}	Q_{P_I}	$Q_{P_{II}}$	$\varepsilon(1+\mu)\omega_Q q_{вр}$	ΣQ_{II}
	м	$м^2$	м	т/м		—	—	т/м	тм				т			
0	0	0	13.5	2.41	1.77	0.862	1.316	9.660	0	0	0	0	32.6	23.9	147.5	171.4
1	4.5	50.6	9.0					9.255	122.0	89.6	530.0	619.6	21.7	15.9	94.4	110.3
2	7.8	74.9	5.7					8.960	180.5	132.5	760.0	892.5	13.7	10.1	57.8	67.9
3	13.5	91.0	0					8.450	219.0	161.0	872.0	1033.0	0	0	0	0

Постоянная нагрузка на пог. м балки

Стадия работы	Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка	Коэффиц. перегрузки (на прочность)	Расчетная нагрузка на прочность
		т/м		т/м
I стадия	Вес металла пролетных строений	0.58	1.1	0.64
	Вес жел. бет. плиты М-300	1.42	1.1	1.56
	Вес изоляции, защитного слоя, подготовки	0.41	1.5	0.62
	Итого по I стадии P_I	2.41	—	2.82
II стадия	Вес балласта и рельс	1.57	1.3	2.04
	Вес перил и смотровых приспособлений	0.06	1.1	0.07
	Вес тротуарных плит	0.10	1.1	0.11
	Вес труб и кабелей	0.04	1.1	0.04
	Итого по II стадии P_{II}	1.77	—	2.26

Определение постоянной нагрузки на 1 п.м. балки

1. Вес железобетонной плиты с упорами: вес горизонтальных листов упоров - 1,5 т, площадь сечения $F = 1.131 м^2$

$$P_1 = \frac{1.131 \cdot 2.5}{2} + \frac{1.5}{2 \times 27.0} = 1.41 + 0.01 = 1.42 т/м$$

2. Вес изоляции, защитного слоя, подготовки:

$$h_{ср} = \frac{7+12}{2} = 9.5 см, \quad b_{ср} = \frac{376+382}{2} = 379; \quad \gamma = 2.2 т/м^3$$

$$P_2 = \frac{3.79 \cdot 0.095 \cdot 2.2 \cdot 27.6}{2 \times 27.0} = 0.41 т/м$$

3. Вес балласта и рельс: площадь балластной призмы

$$F = \frac{3.70+3.98}{2} \cdot 0.26 \cdot 1.0 + \frac{3.40+3.76}{2} \cdot 0.15 \cdot 1.0 = 1.54 м^2$$

$$P_3 = \frac{1.54 \cdot 2.0 \cdot 27.6}{27.0 \times 2} = 1.57 т/м$$

Временная вертикальная нагрузка: С-14, динамический коэффициент

$$1+\mu = 1 + \frac{18}{30+\ell} = 1 + \frac{18}{30+27} = 1.316$$

Министерство транспортного строительства СССР. Главтранспроект. Гипротрансмост				
Рабочие чертежи металлических жел дор пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0м в северном исполнении	Гл инж ГТМ		Попов	Пролетное строение $\ell_р = 27.0м$. Нагрузки и усилия в главных балках.
	Нач отдела		Валуев	
	Гл. инж пр-та		Слыхова	
	Рук бригады		Огнев	
	Проверил		Корноухов	739/3 — 11
1969г М-6 Инв N 51003	Исполнил		Козлова	

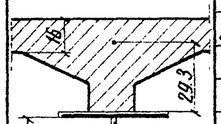
Сечения и напряжения главных балок при расчете на прочность

№ сечения	Тип сечения и марка бетона	Состав сечения	Площади $F_{бр}$	$F_{осл}$	$F_{нт}$	y_x	S_x	z_x	Моменты инерций J_x	F_z^2	J_o	ΔJ_o	$J_{нетто}$	$\frac{y_{бр}}{y_б}$	$\frac{W_{бф}}{W_б}$	$\frac{\sigma_{бф}}{\sigma_б}$	Расчетный случай	Ординаты фибр y_c	$y_{ст}$	$y_{стб}$	Моменты сопротивления нетто W_c	$W_{ст}$	$W_{стб}$	$y_{бст}$	$S_{ист}$	Расчетные моменты	Напряжения σ_I	σ_{II}	$\left(\frac{S_{бст}}{W_{ст}}+\frac{F_б}{F_{ст}}\right)R_б$	$\Sigma\sigma$
		мм	см²			см	10^3 см³	см	10^5 см⁴					см	10^5 см³	кг/см²		см			10^5 см³			см	10^5 см³	тм	кг/см²			
3		В Г.Л 480×20	96.0	11.2	84.8	100.0	9.60		9.60								$\frac{\sigma_{бф}}{\sigma_б}=1.14$	129.1	121.6	48.0	0.29	0.368	2.400			$M_I=256.0$	88.5	39.00	27.70	20.15
		В Л 1980×12	237.6		237.6				7.76								т.к. 1.2>K>1.1 то									$M_{II}=1437.5$	51.0	26.60	5.60	26.10
		Н.Г.Л 650×40	260.0		260.0	-101.0	-26.30		26.60								$R_б=0.9R_{и,б}=0.9\cdot0.9\cdot150=$	74.9	82.4	156.0	0.50	0.540	0.735							
			593.6		582.4		-16.70	-28.1	43.96	4.68	39.28	1.83	37.45				$=121.5$ кг/см²													
		Армат 26ф12	29.4		29.4	130.3	3.83		5.00								$\sigma_б=144$ кг/см²>$R_б=121.5\frac{кг}{см^2}$													
13.5м			623.0		611.8		-12.87	-20.6	48.96	2.64	46.32	1.64	44.68				- расчетный случай „Б"							150.9	6.0					
		бетон n=6.7	592.8		592.8	130.3	77.25		100.50					88.0	1.31	164														
			1215.8		1204.6		64.38	53.0	149.46	34.20	115.26	0.25	115.01	77.3	1.49	144														
2		В Г.Л 480×20	96.0	11.2	84.8	100.0	9.60		9.60								$\frac{\sigma_{бр}}{\sigma_б}=1.16$	119.6	111.8	39.0	0.280	0.357	2.520			$M_I=211.0$	75.5	35.00	27.95	14.60
		В Л 1980×12	237.6		237.6				7.76								т.к. 1.2>K>1.1 то									$M_{II}=1244.0$	53.0	28.60	6.80	27.10
		Н.Г.Л 480×40	192.0		192.0	-101.0	-19.40		19.60								$R_б=0.9R_{и,б}=0.9\cdot0.9\cdot150=$	84.4	92.2	165.0	0.398	0.435	0.595							
			525.6		514.4		-9.80	-18.6	38.96	1.82	35.14	1.56	33.58				$=121.5$ кг/см²													
		Армат. 26ф12	29.4		29.4	130.3	3.83		5.00								$\sigma_б=129$ кг/см²>$R_б=121.5\frac{кг}{см^2}$													
7.8м			555.0		543.8		-5.97	-10.8	41.96	0.65	41.31	1.38	39.93				- расчетный случай „Б"							141.1	5.6					
		бетон n=6.7	592.8		592.8	130.3	77.25		100.50					79.0	1.24	150														
			1147.8		1136.6		71.28	62.0	142.46	44.10	98.36	0.16	98.20	68.3	1.44	129														
1	Марка бетона плиты М-300	В Г.Л 480×20	96.0	11.2	84.8	100.0	9.60		9.60								$\frac{\sigma_{бф}}{\sigma_б}=1.203$	101.0		23.8	0.255		2.930			$M_I=142.7$	56.0	29.5		86.5
		В Л 1980×12	237.6		237.6				7.76								т.к. K>1.2, то									$M_{II}=865.2$				
		Н.Г.Л 480×20	96.0		96.0	-100.0	-9.60		9.60								$R_б=R_{и,б}=0.9\cdot150=$	101.0		178.2	0.255		0.390				56.0	222.0		278.0
			429.6		418.4		0	0	26.96	0	26.96	1.12	25.84				$=135$ кг/см²													
		Армат 26ф12	29.4		29.4	130.3	3.83		5.00								$\sigma_{бр}=118.5$ кг/см²<$R_б=135\frac{кг}{см^2}$													
4.5м			459.0		447.8		3.83	8.4	31.96	0.32	31.64	0.94	30.70				- расчетный случай „А"													
		бетон n=6.7	592.8		592.8	130.3	77.25		100.50					63.8	1.09	118.5														
			1051.8		1040.6		81.08	77.2	132.46	62.80	69.66	0.06	69.60	53.1	1.31	98.5														

Коэффициент 0.9 введен в расчетное сопротивление бетона согласно ТУ ВСН 151-68

Министерство транспортного строительства СССР Главтранспроект Гипротрансмост			
Рабочие чертежи металлических жел.дор пролетных строений сездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0м в северном исполнении	Гл. инж ГТМ	Попов	Пролетное строение l_p=27.0м Расчет главных балок на прочность
	Нач отдела	Валуев	
	Гл. инж пр-та	Сльхова	
	Рук бригады	Огнев	
	Проверил	Корноухов	739/3 — 12
1969г М-6 Инв №51004	Исполнил	Козлова	

Сечения и напряжения главных балок при расчете на выносливость

№ сечения	Тип сечения	Состав сечения	$F_{бр}$	y_x	S_x	z_x	Моменты инерции J_x	F_z^2	$-J_o$	$y_{бф}$	$W_{бф}$	$\sigma_{бф}$	Выносливость бетона	Ординаты фибр y_c	$y_{стб}$	Моменты сопрот. W_c	$W_{стб}$	m'	Напряжения σ_{pI}	σ_{pII}	σ_q	$\Sigma\sigma$	$\sigma_{min}=\sigma_{pI}+\sigma_{pII}$	Определение γ $\rho=\frac{\sigma_{min}}{\Sigma\sigma}$	β	γ	γR_u	Расчетные моменты
		мм	см²	см	10³см³	см	10⁵см⁴			см	10⁵см³	кг/см²		см	см	10⁵см³			кг/см²								кг/см²	тм
3		В.г.л. 480×20	96.0	100.0	9.60		9.60						$\rho=\frac{M_{pII}}{M_{II}}=\frac{161.0}{1033.0}=0.156$															$M_{pI}=219.0$
		В.л. 1980×12	237.6				7.76																					$M_{pII}=161.0$
		Н.г.л. 650×40	260.0	-101.0	-26.30		26.60						$K_p=1.028$						По нижнему поясу									$M_q=872.0$
			593.6		-16.70	-28.1	43.96	4.68	39.28				$K_p R'_{u,б}=1.028\cdot0.9\cdot115=$	74.9	118.8	0.525	0.680	1.039	417	228	1240	1885	645	0.341	1.0	1.000	2700	$M_{II}=1033.0$
13.5м		Армат. и бетон	228.0	130.3	29.70		38.70						$=106.2$ кг/см²															
													80 кг/см² < 106.2 кг/см²						На уровне прикрепления связей									
		n=20	821.6		13.00	15.8	82.66	2.05	80.61	125.2	0.645	80.0		48.9	92.8	0.805	0.868	1.009	272	184	1000	1456	456	0.314	1.9	0.805	2250	
2		В.г.л. 480×20	96.0	100.0	9.60		9.60						$\rho=\frac{M_{pII}}{M_{II}}=\frac{132.5}{892.5}=0.148$															$M_{pI}=180.5$
		В.л. 1980×12	237.6				7.76												По нижнему поясу									$M_{pII}=132.5$
		Н.г.л. 480×40	192.0	-101.0	-19.40		19.60						$K_p=1.024$	84.4	129.4	0.417	0.544	1.048	435	232	1330	1997	667	0.333	1.4	0.993	2680	$M_q=760.0$
			525.6		-9.80	-18.6	36.96	1.82	35.14				$K_p R'_{u,б}=1.024\cdot0.9\cdot115=$															$M_{II}=892.5$
7.8м		Армат. и бетон	228.0	130.3	29.70		38.70						$=105.9$ кг/см²						На уровне прикрепления связей									
		n=20	753.6		19.90	26.4	75.66	5.25	70.41	114.6	0.613	73.0	73 кг/см² < 105.9 кг/см²	58.4	103.4	0.601	0.680	1.019	300	192	1100	1592	492	0.309	1.9	0.802	2240	
4.5м		В.г.л. 480×20	96.0	100.0	9.60		9.60						$\rho=\frac{M_{pII}}{M_{II}}=\frac{89.6}{619.6}=0.145$															$M_{pI}=122.0$
		В.л. 1980×12	237.6				7.76												По нижнему поясу									$M_{pII}=89.6$
		Н.г.л. 480×20	96.0	-100.0	-9.60		9.60						$K_p=1.0225$	101.0	146.2	0.268	0.359	1.054	455	236	1400	2091	691	0.330	1.6	0.910	2540	$M_q=530.0$
			429.6		0	0	26.96	0	26.96				$K_p R'_{u,б}=1.0225\cdot0.9\cdot115=$															$M_{II}=619.6$
		Армат. и бетон	228.0	130.3	29.7		38.70						$=105.7$ кг/см²						На уровне прикрепления связей									
		n=20	657.6		29.7	45.2	65.66	13.40	52.26	95.8	0.545	57.0	57 кг/см² < 105.7 кг/см²	77	122.2	0.350	0.428	1.036	348	202	1200	1750	550	0.314	1.9	0.805	2250	

Проверка напряжения по формуле для нижнего пояса: $\sigma_н=\frac{M_I}{W_{нс}}+\frac{M_{II}}{m'_н W'_{нстб}}\le\gamma R_u$

Определение коэффициента m' (по ВСН 92-63)

$$m'_i=1+\left(1-0.75\frac{\sigma_{бф}}{K_p R'_{uб}}\right)\left(\frac{W_{iстб}}{W_{iстб}}-1\right) \text{ при } \sigma_{бф}<0.8K_p R'_{uб}$$

Определение коэффициента γ (по СН 200-62)

$$\gamma=\frac{1}{(a\beta+b)-(a\beta-b)\rho}\le1 \qquad a=0.65,\ b=0.30$$

Сечение 3

$x=13.5м$ $\sigma_{бф}=80$ кг/см² < $0.8K_p R'_{u,б}=85$ кг/см²

$$m'_{св}=1+\left(1-0.75\frac{80.0}{106.2}\right)\left(\frac{0.885}{0.868}-1\right)=1.009$$

$$m'_н=1+\left(1-0.75\frac{80.0}{106.2}\right)\left(\frac{0.740}{0.680}-1\right)=1.039$$

$$\gamma_{св}=\frac{1}{(0.65\cdot1.9+0.30)-(0.65\cdot1.9-0.30)0.314}=0.805$$

$$\gamma_н=\frac{1}{(0.65\cdot1+0.30)-(0.65\cdot1-0.30)0.341}\to1 \text{ принимаем } \gamma=1.0$$

Сечение 2

$x=7.8м$ $\sigma_{бф}=73$ кг/см² < $0.8K_p R'_{u,б}=84.8$ кг/см²

$$m'_{св}=1+\left(1-0.75\frac{73.0}{105.9}\right)\left(\frac{0.706}{0.680}-1\right)=1.019$$

$$m'_н=1+\left(1-0.75\frac{73.0}{105.9}\right)\left(\frac{0.597}{0.544}-1\right)=1.048$$

$$\gamma_{св}=\frac{1}{(0.65\cdot1.9+0.30)-(0.65\cdot1.9-0.30)0.309}=0.802$$

$$\gamma_н=\frac{1}{(0.65\cdot1.4+0.30)-(0.65\cdot1.4-0.30)0.333}=0.993$$

Сечение 1

$x=4.5м$ $\sigma_{бф}=57$ кг/см² < $0.8K_p R'_{u,б}=84.6$ кг/см²

$$m'_{св}=1+\left(1-0.75\frac{57.0}{105.7}\right)\left(\frac{0.452}{0.428}-1\right)=1.036$$

$$m'_н=1+\left(1-0.75\frac{57.0}{105.7}\right)\left(\frac{0.390}{0.359}-1\right)=1.054$$

$$\gamma_{св}=\frac{1}{(0.65\cdot1.9+0.30)-(0.65\cdot1.9-0.30)0.314}=0.805$$

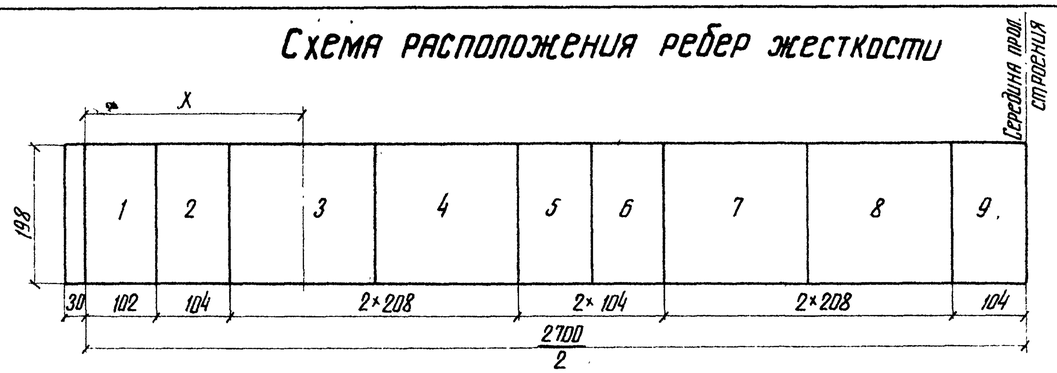
$$\gamma_н=\frac{1}{(0.65\cdot1.6+0.30)-(0.65\cdot1.6-0.30)0.330}=0.910$$

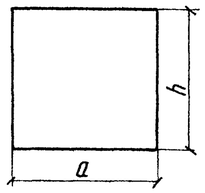
Примечания:

1. Проверка на выносливость произведена по нижнему поясу в середине пролета и в местах изменения сечений листа нижнего пояса, а также на уровне прикрепления нижних связей
2. Коэф. концентрации при проверке на выносливость приняты
   при отсутствии изменения сечения $\beta=1.0$,
   при изменении ширины нижнего листа $\beta=1.4$
   при изменении толщины нижнего листа $\beta=1.6$
   при изменении ширины и толщины листа $\beta=1.4\times1.6=2.24$;
   в местах прикрепления связей $\beta=1.9$

Министерство транспортного строительства СССР			
Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений сездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0м в северном исполнении	Главтранспроект Гипротрансмост		Пролетное строение $l_p=27.0$м Расчет главных балок на выносливость
	Гл. инж. ГТМ	Попов	
	Нач. отдела	Валиев	
	Гл. инж. пр-та	Слыхова	
	Рук. бригады	Огнев	
	Проверил	Корноухов	739/3 — 13
1969г М-6 Инв. №71005	Исполнил	Козлова	

Схема расположения ребер жесткости





Примечание:

Расчет местной устойчивости стенки произведен по СН 200-62. (приложение 18).

Усилия и напряжения в отсеках

Усилия от постоянной нагрузки									Загружение на M_{max}: Усилия от временной нагрузки					Расчетные усилия		Загружение на Q_{max}: Усилия от временной нагрузки							Расчетные усилия		Напряжения кг/см² Нормальное				касат.	местное
NN отсека	x	$\ell-x$	$\Omega_м$	Ω_Q	M_{pI}	M_{pII}	Q_{pI}	Q_{pII}	α	q	n	M_q	Q_q	M_{II}	ΣQ_{I+II}	Ω_Q	$\Omega_м$	α	q	n	M_q	Q_q	ΣM_{II}	ΣQ_{I+II}	$\sigma=\left(\frac{M_I y_c}{J_c}+\frac{M_{II} y_{ст}}{J_{ст}}\right)\left(\frac{S_{ст}}{W_{ст}}+\frac{F_б}{F_{ст}}\right)R_б$		$\sigma=\frac{M_I y_c}{J_c}+\frac{M_{II} y_{сгб}}{J_{сгб}}$		$\tau=\frac{2\Sigma Q S_{ст}}{3 J_{ст б}\delta}$	P
—	м	м	м²	м	тм	тм	т	т	—	т/м	—	тм	т	тм	т	м	м²	—	т/м	—	тм	т	тм	т	$\sigma_в$	$\sigma_н$	$\sigma_в$	$\sigma_н$		
1	0.51	26.49	6.76	12.99	19.1	15.3	36.6	29.4	—	—	—	—	—	—	—	13.00	6.64	0	9.713	1.221	103.0	202.0	118.3	268.0	—	—	107	370	762	429
2	1.54	25.46	19.60	11.96	55.3	44.4	33.7	27.1	—	—	—	—	—	—	—	12.00	18.48	0	9.825	1.224	287.0	186.0	331.4	246.8	—	—	307	1043	704	429
3	3.10	23.90	37.10	10.40	104.2	83.6	29.3	23.5	—	—	—	—	—	—	—	10.60	32.90	0.5	8.765	1.228	466.0	150.0	549.6	202.8	—	—	560	1822	580	270
4	5.18	21.82	56.50	8.32	159.0	127.5	23.4	18.8	—	—	—	—	—	—	—	8.84	45.80	0.5	8.995	1.235	665.0	127.5	792.5	169.7	—	—	830	1664	449	270
5	6.74	20.26	68.40	6.76	192.5	154.0	19.1	15.3	—	—	—	—	—	—	—	7.60	51.20	0.5	9.185	1.239	765.0	113.8	919.0	148.2	—	—	989	1940	393	270
6	7.78	19.22	74.80	5.72	211.0	169.0	15.6	12.9	0.288	8.970	1.219	1074.0	82.1	1243.0	110.6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1305	2553	—	—	273	270
7	9.34	17.66	82.50	4.16	232.5	186.5	11.7	9.4	0.346	8.825	1.219	1168.0	58.9	1354.5	80.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1580	2248	—	—	208	270
8	11.42	15.58	89.10	2.08	251.0	201.0	5.9	4.7	0.425	8.630	1.219	1230	28.8	1431.0	39.4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1850	2423	—	—	103	270
9	12.98	14.02	91.00	0.52	256.0	205.5	1.5	1.2	0.480	8.500	1.219	1238	7.1	1443.5	9.8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1870	2447	—	—	27	270

Критические напряжения в кг/см² и коэффициент условий работы при расчете на местную устойчивость стенки

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0}+\frac{P}{P_0}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} \le m; \quad (m=0.9)$$

NN отсека	x см	Размеры отсека см		Нормальное $\sigma_0=190\times K\left(\frac{100\delta}{h}\right)^2$						Касательное $\tau_0=\lambda\left(1020+\frac{760}{\mu^2}\right)\left(\frac{100\delta}{в}\right)^2$						Местное $P_0=190\times z\left(\frac{100\delta}{a}\right)^2$					m
		a	h	$\frac{a}{h}$	α	λ	K_0	$\left(\frac{100\delta}{h}\right)^2$	σ_0	в	μ	μ^2	λ	$\left(\frac{100\delta}{в}\right)^2$	τ_0	μ	z	λ	$\left(\frac{100\delta}{a}\right)^2$	P_0	
1	51	102	198	0.515	4.50	1.65	95.7	0.366	10980	102	1.94	3.764	1.00	1.380	1690	0.515	5.09	1.404	1.392	1880	0.514
2	154	104	198	0.525	4.40	1.65	95.7	0.366	10980	104	1.90	3.610	1.00	1.334	1640	0.525	5.19	1.43	1.334	1880	0.501
3	310	208	198	1.050	4.26	1.65	95.7	0.366	10980	198	1.05	1.103	1.32	0.366	825	1.050	6.45	1.94	0.331	786	0.809
4	518	208	198	1.050	3.00	1.65	53.8	0.366	6180	198	1.05	1.103	1.32	0.366	825	1.050	6.45	1.94	0.331	786	0.725
5	674	104	198	0.525	2.95	1.65	53.7	0.366	6150	104	1.90	3.610	1.00	1.334	1640	0.525	5.19	1.43	1.334	1880	0.388
6	778	104	198	0.525	2.96	1.65	54.0	0.366	6200	104	1.90	3.610	1.00	1.334	1640	0.525	5.19	1.43	1.334	1880	0.391
7	934	208	198	1.050	2.42	1.65	37.4	0.366	4300	198	1.05	1.103	1.32	0.366	825	1.050	6.45	1.94	0.331	786	0.756
8	1142	208	198	1.050	2.30	1.65	34.0	0.366	3900	198	1.05	1.103	1.32	0.366	825	1.050	6.45	1.94	0.331	786	0.830
9	1298	104	198	0.525	2.30	1.65	34.2	0.366	3920	104	1.90	3.610	1.00	1.334	1640	0.525	5.19	1.43	1.334	1880	0.622

Основные данные:

1. Постоянная нагрузка:
   $P_I = 2.82$ т/м
   $P_{II} = 2.26$ т/м
   $P_м = 4.44$ т/м (без веса балки)
2. Динамический коэффициент $(1+\mu) = 1.316$
3. Местное напряжение в вертикальной стенке:
   а) для отсеков, в которых нагрузка расположена над вертикальным ребром и для отсеков с равномерно-распределенной нагрузкой (при жестких упорах), определяется:

$$P=\frac{2K(1+\mu)n+P_м}{100\delta_{ст}}; \quad \lambda=3.0м \quad 1+\mu=1.545 \quad n=1.291$$

$$P=\frac{(2\times7\times1,545\times1,291+4.44)10^3}{100\times1,2}=270 кг/см^2$$

   б) для отсеков, в которых нагрузка расположена между вертикальными ребрами, определяется:

$$P=\frac{[2K(1+\mu)n+P_м]\ell_{пл}}{(\ell_a+2\delta_{в.гл})\delta_{ст}}, \quad \text{где } \ell_a \text{ - длина упора}$$

$$P=\frac{(14\times1.291\times1.545\cdot10^3+4,44\times10^3)2.88}{182\times1.2}=429 кг/см^2$$

Министерство транспортного строительства СССР					
Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0м в северном исполнении	Главтранспроект Гипротрансмост			Пролетное строение ℓ_p=27.0м Расчет на местную устойчивость.	
	Гл. инж. ГТМ		Попов		
	Нач. отдела		Валуев		
	Гл. инж. пр-ти		Слыхова		
	Рук. бригады		Огнев		
	Проверил			739/3	14
1969г. М-6 Инв. №51006	Исполнил	Козлова	Козлова		

Проверка приведенных напряжений в стенке балки

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

NN сечений	Расстояние от опоры X	Наименование фибры стенки	Расчетная площадь	Расчетные усилия M_I	M_{II}	Q_I	Q_{II}	Статические моменты: ординаты y_c	$y_{стб}$	$y_б$	S_c	$S_{стб}$	Моменты инерции J_c	$J_{стб}$	Моменты сопротивления $W_{снт}$	$W_{стб\,нт}$	Напряжения σ	τ	$\sigma_{пр}$
—	м	—	см²	тм		т		см			10^3 см³		10^6 см⁴		10^5 см³		кг/см²		
0	0	—	96+99×1.2	0	0	38.0	239.5	100.0	—	—	15.48	—	2.70	—	—	—	0	1332 x)	—
1	4.5	Верхняя	96+592.8	142.7	865.2	25.4	153.8	100.0	22.8	53.1	9.60	33.66	2.70	6.97	0.261	3.192	818	695	1300
		нижняя	96					100.0	177.2	—	9.60	17.01			0.261	0.395	2737	388	2524
2	7.8	Верхняя	96+592.8	211.0	1244.0	16.1	94.8	118.6	38.0	68.3	11.39	44.13	3.51	9.84	0.286	2.654	1406	397	1404
		нижняя	192					82.4	163.0	—	15.82	31.30			0.417	0.609	2650	294	2415
3	13.5	Верхняя	96+592.8	256.0	1437.5	0	0	—	—	—	—	—	—	—	0.294	2.500	1980		—
		нижняя	260												0.528	0.756	2520	0	

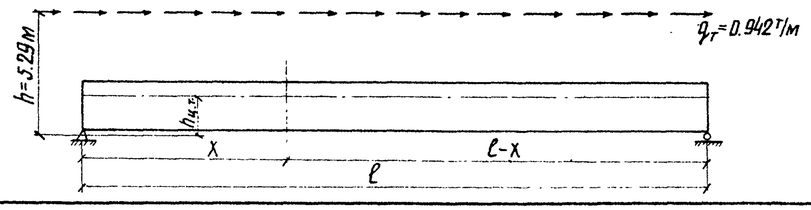
x) Скалывающее напряжение в опорном сечении определено для стального сечения.
Приведенные напряжения проверяются по середине пролета балки и в местах изменения сечения нижнего пояса.

Расчет балки на прочность от дополнительного сочетания нагрузок

NN сечений	Расстояние от опоры X	Наименование фибры	Расчетные усилия: от вертикальной нагрузки M_{pI}	M_{pII}	$0.8M_q$	от торможения $0.8M_T$	$0.8N_T$	от ветра M_w	$S_w = \frac{M_w}{8}$ x)	Моменты сопротивления W_c	$W_{стб}$	Расчетная площадь $F_{стб}$	$F_w = F_{нп} + 25\delta_{ст}^2$	Напряжения кг/см²: от вертикальной нагрузки σ_{pI} (1)	σ_{pII} (2)	σ_q (3)	от торможения $\sigma_{тм}$ (4)	$\sigma_{тн}$ (5)	от ветра σ_w (6)	от усадки σ_y (7)	от темпер. $\sigma_т$ (8)	Суммарное $\Sigma\sigma$ 1-6	$\Sigma\sigma$ 1+2+3+7+8
	м	—	тм			тм	т	тм	т	10^5 см³		см²											
1	4.5	Верхняя	142.7	114.2	600.8	40.8	21.2	9.9	5.0	0.255	2.930	1040.6	132.0	-560	-39	-205	-14	+20	—	-118	-45	-798	-967
		нижняя								0.255	0.390			+560	+293	+154.1	+105		+38	+36	+263	+2557	+2693
2	7.8	Верхняя	211.0	169.0	860.0	32.2	18.1	14.7	7.4	0.280	2.520	1136.6	228.0	-754	-66	-342	-13	+16	—	-118	-42	-1159	-1322
		нижняя								0.398	0.595			+530	+284	+1445	+53		+33	+26	+172	+2361	+2457
3	13.5	Верхняя	256.0	205.5	985.6	21.5	12.7	17.8	8.9	0.290	2.400	1204.6	296	-883	-86	-411	-9	+11	—	-119	-42	-1378	-1541
		нижняя								0.500	0.735			+512	+280	+1340	+29		+31	+21	+140	+2203	+2293

x) Расстояние между главными балками $b = 2.0$ м.

1. Усилия от вертикальных нагрузок взяты из расчетного листа (Инв. N51003)
2. Приняты такие сочетания нагрузок, входящие в дополнительное сочетание, как:
   I $1{,}1S_p + 0{,}8S_q + 0{,}8S_T + 1{,}2S_w$
   II $1{,}1S_p + 0{,}8S_q$ + силовые факторы от усадки бетона и колебания температуры
3. Ветровая нагрузка учитывается только для нижнего пояса.
   Погонная нагрузка: $q_w = [0.4h_б + 0.2(h_{пр4} + h_п)] \times q \times n =$
   $= [0{,}4 \times 2{,}04 + 0{,}2(1{,}10 + 3{,}00)] \times 0{,}1 \times 1{,}2 = 0{,}196$ т/м
4. Погонная нагрузка от торможения или силы тяги: $q_T = 0.1 \times q_{экв.} \times 0.8 \times 17 = 0.1 \times 9.66 \times 0.8 \times 1.219 = 0{,}942$ т/м
5. Напряжение от усадки бетона и колебания температуры определяются по формулам, приведенным в ТУ ВСН 92-63. Величина относительной деформации усадки бетона при сборной плите принята $\varepsilon_y = 1 \cdot 10^{-4}$
   Модуль упругости бетона $E_y = 0.5E_б$.
6. Воздействие разности температуры между сталью и бетоном:
   при растяжении $t = +30°$ (для нижнего пояса)
   при сжатии $t = -15°$ (для верхнего пояса).

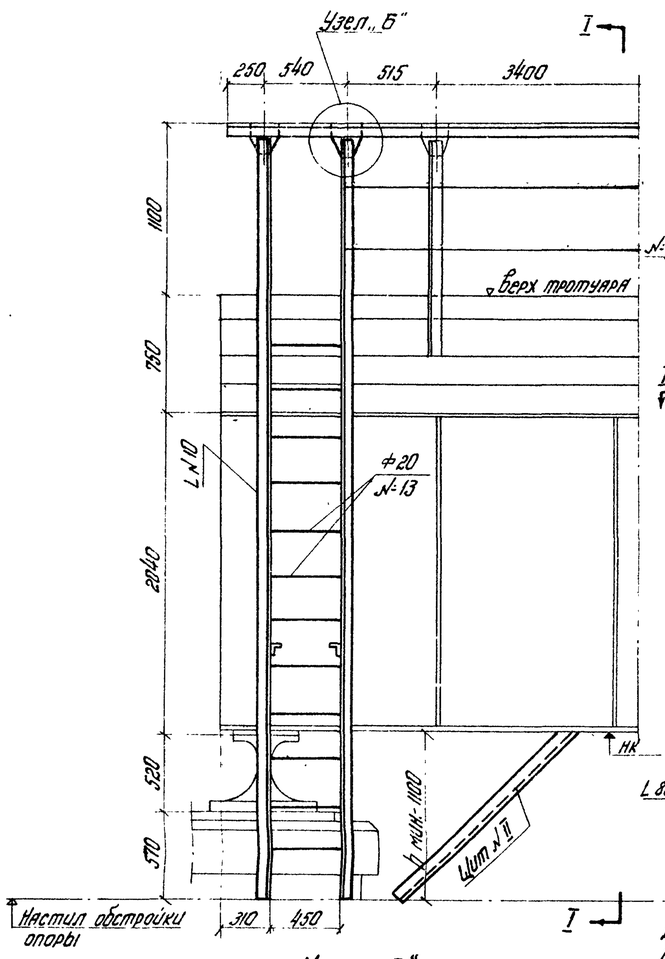


$N_x = q_T(\ell - x)$ ___ т

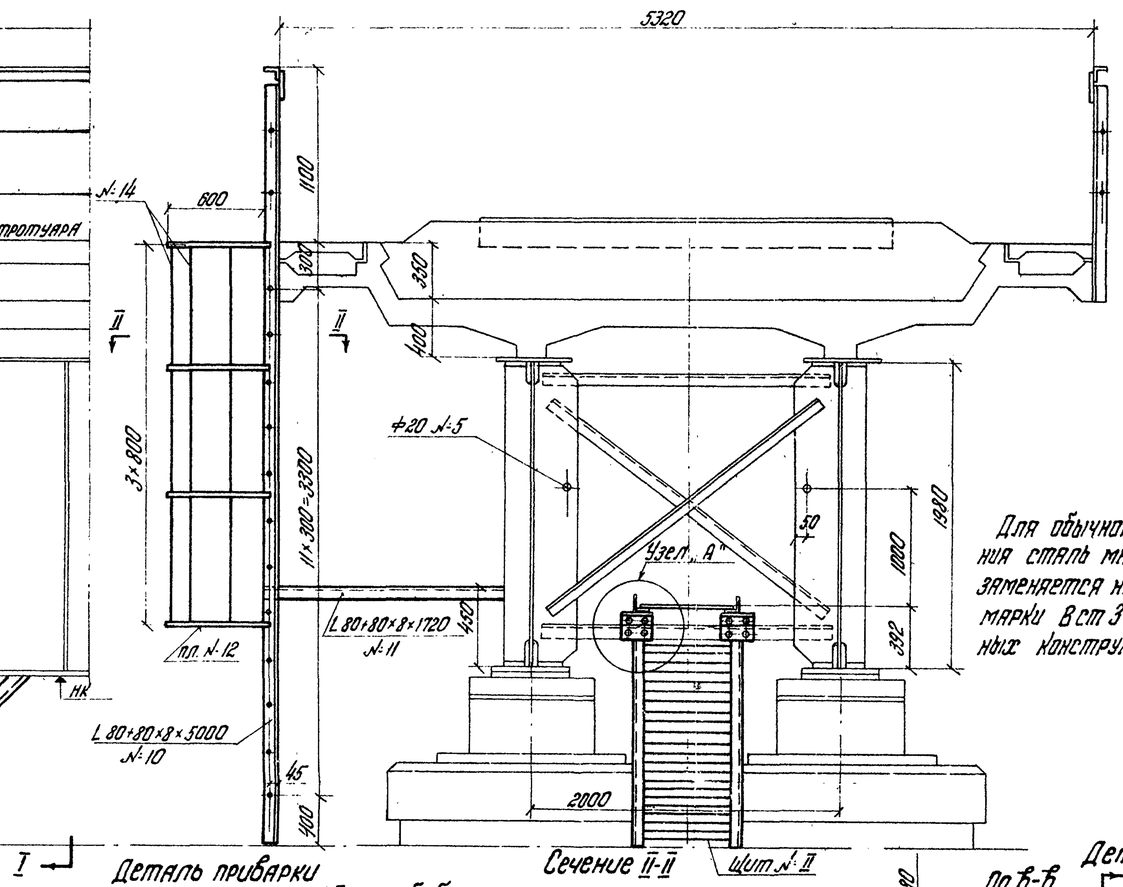
$M_x = N \cdot h_{ц.т.}$ ___ тм

Министерство транспортного строительства СССР				
Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений сезой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0 м в северном исполнении	Главтранспроект Гипротрансмост		Пролетное строение $\ell_p = 27.0$ м	
	Гл. инж. ГТМ	Попов	Проверка приведенных напряжений. Расчет на дополнительные нагрузки	
	Нач. отдела	Валуев		
	Гл. инж. пр-та	Слыхова		
	Рук. бригады	Огнев	739/3	15
	Проверил	Корноухов		
1969г. М-6 Инв. N 57007	Исполнил	Козлова		

Фасад



Поперечный разрез I-I



Для обычного исполнения сталь марки 10Г2СІД заменяется на сталь марки Вст3 для сварных конструкций.

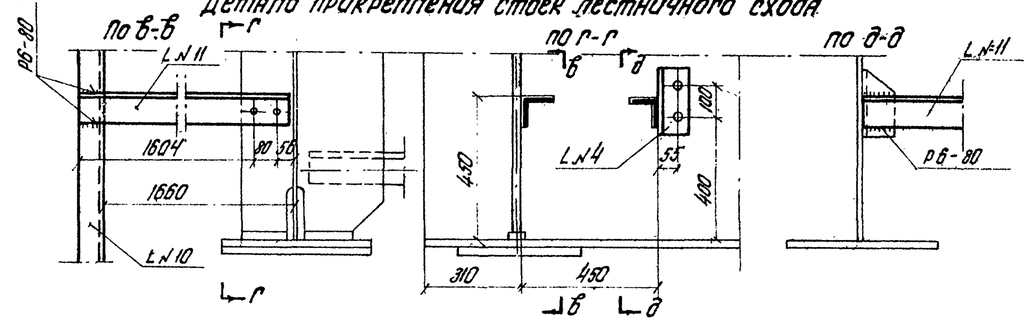
Спецификация металла на продольные стотровые хода

№№ щита	№№ п/п	Материал	Сечение эл-та	Вес 1 пм	на один щит: Длина эл-та	Колич.	Общая длина	Вес щита	прол. строение: Колич. щитов	Общий вес
			мм	кг	мм		м	кг		кг
I	1	М16С	L 70×70×6	6.39	4100	2	8.20	52.4		
	2	А-I	Ф16	1.58	650	59	38.35	60.6		
								113.0	4	452
II	3	М16С	L 70×70×6	6.39	2020	2	4.04	25.8		
	2	А-I	Ф16	1.58	650	29	18.85	29.8		
								55.6	5	278
Соединит. элементы	4	10Г2СІД	L 90×90×9	12.2	200	28	5.60	68.3		68
	5	А-I	Ф20	2.47	27600	2	55.2	136.3	—	136
	6	10Г2СІД	200×10	15.7	190	12	2.3	36.1	—	36
	7	—"—	L 125×80×8	12.5	180	4	0.72	9.0	—	9
	8	Вм Ст3сп	200×10	15.7	270	4	1.08	17.0	—	17
Итого										1000
1,5% на электросварку										15
Всего на пролетное строение										1015

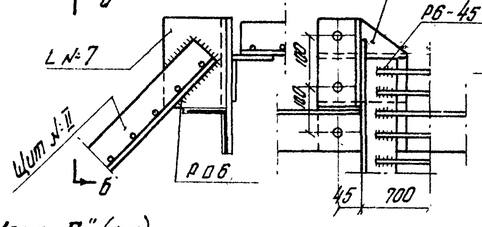
Спецификация металла на лестничный сход.

№№ п/п	Материал	Сечение элемента	Длина	Колич	Общая длина	Вес 1 п.м	Общий вес
			мм	шт	м	кг	кг
10	10Г2СІД	L 80×80×8	5000	2	10.0		
11		L 80×80×8	1720	2	3.5		
					13.5	9.65	130
12	Вм.Ст.3сп.	пл. 50×6	1750	4	7.0	2.36	16.5
13	А-I	Ф20	530	12	6.4	2.47	15.8
14		Ф16	2500	5	12.5	1.58	19.8
15	Вм.Ст.3сп	Фас. δ=10	F=294	2	F=0.06	78.5	4.7
4	10Г2СІД	L 90×90×9	200	1	0.2	12.2	2.4
Итого							189
1,5% на электросварку							3
Всего на пролетное строение							192

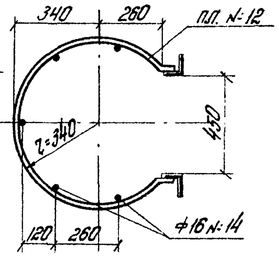
Деталь прикрепления стоек лестничного схода



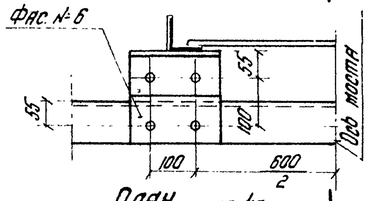
Деталь привварки наклонного щита №II



Сечение II-II

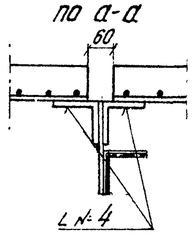


Фасад

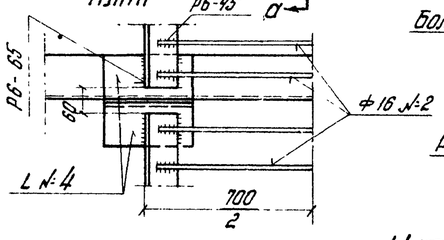


Узел „А"

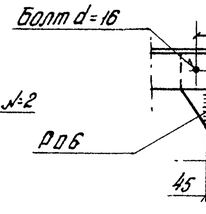
по а-а



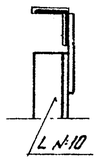
План



Узел „Б" (1:10)



по е-е



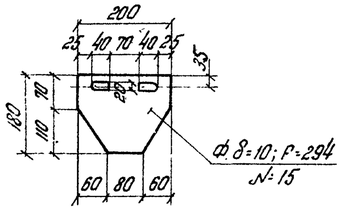
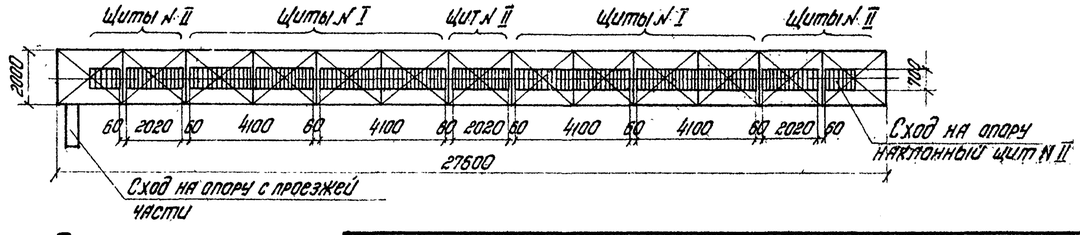
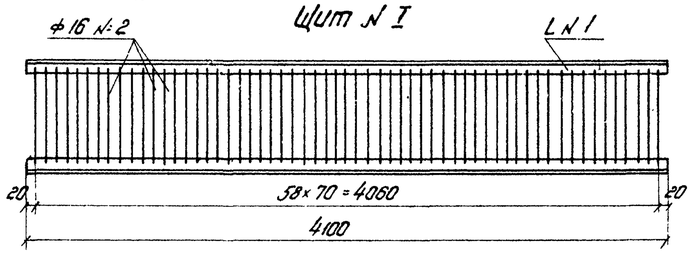


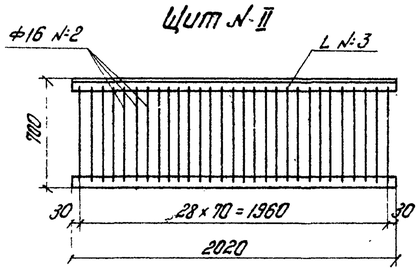
Схема расположения продольных ходов (по распоркам нижних связей)



Щит №I



Щит №II



Примечания:

1. В случае выполнения работ по сварке при отрицательной температуре все работы должны производиться в соответствии с требованиями СН 363-66.
2. Опора должна иметь стотровую площадку в пониженном уровне.

Министерство транспортного строительства СССР
Главтранспроект
Гипротранстост

Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0 м. в северном исполнении.				
Гл. инж. РТМ		Попов	Пролетное строение l_p = 27.0 м. Стотровые приспособления. Стотровые хода и сход на опору.	
Нач. отдела		Вилчев		
Гл. инж. пр-та		Слыхаев		
Рук. бригады		Силантьева		
Проверил		Фомина	739/3	16
Исполнил		Силантьева		
1969 г.	М-б 1:30; 1:15; 1:10	Инв. №51975		