СССР
Министерство транспортного строительства
Главтранспроект
Гипротрансмост

Типовой проект №3.501-49.

Металлические железнодорожные пролетные строения с ездой поверху на балласте пролетами 18,2 - 66,0 м в северном исполнении.

Рабочие чертежи.

Пролетное строение $l_р$ = 23,0 м.

Раздел I.

Пояснительная записка и чертежи.

Начальник Гипротрансмоста _____ /Крыльцов/

Главный инженер проекта _____ /Слыхова/

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

Инв. № 739/2

Москва
1969 г.

gost.e-ecolog.ru

Пролетное строение $L_р$ = 23.0 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	50980
3	Пояснительная записка.	3	50981
4	Пояснительная записка /продолжение/	4	50982
5	Паспорт пролетного строения $L_р$ = 23.0 м	5	50983
6	Пролетное строение $L_р$ = 23.0 м. Конструкция главных балок.	6	50984
7	Пролетное строение $L_р$ = 23.0 м. Конструкция главных балок. /продолжение/. Спецификация.	7	50985
8	Пролетное строение $L_р$ = 23.0 м. Железобетонная плита с гибкими упорами. Сборочный чертеж.	8	50986
9	Пролетное строение $L_р$ = 23.0 м. Железобетонная плита с жесткими упорами. Сборочный чертеж.	9	50987
10	Пролетное строение $L_р$ = 23.0 м. Установка главных балок в пролет кранам ГЭК-80.	10	50988
11	Пролетное строение $L_р$ = 23.0 м. Нагрузки и усилия в главных балках.	11	50989
12	Пролетное строение $L_р$ = 23.0 м. Расчет главных балок на прочность.	12	50990
13	Пролетное строение $L_р$ = 23.0 м. Расчет главных балок на выносливость.	13	50991
14	Пролетное строение $L_р$ = 23.0 м. Расчет на местную устойчивость.	14	50992
15	Пролетное строение $L_р$ = 23.0 м. Расчет приведенных напряжений. Расчет на дополнительные нагрузки.	15	50993
16	Пролетное строение $L_р$ = 23.0 м. Смотровые приспособления. Смотровые ходы и сход на опору	16	51974

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 х-образные швы

$\sqrt{\frac{к-е}{}}$ — Сварные швы $\frac{видимый}{невидимый}$

к — Размер катета шва в мм.
е — Длина шва в мм.

Пояснительная записка $\ell_p = 23.0$ 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 СН и П 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 до -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 N 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/см^2, для омоноличивания плит марки $R_{28} = 300$кг/см^2.

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 горячекатанной стали класса А II по ГОСТ 5781-61, марки Ст. 5 сп по ГОСТ 380-60*) мартеновской плавки. Согласно решения к протоколу N9 (355) от 2-го Февраля 1970г. секции строительства мостов технического совета Минтрансстроя допускается наименование арматуры марки Ст 5 сп кислородно-конверторной плавки только Криворожского и Западно-Сибирского заводов.

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

Для северного исполнения рабочая арматура марки Ст. 5 сп заменяется арматурой периодического профиля класса А II марки 10ГТ по ЧМТУ 1-89-67 или класса А III марки 25Г2С по ГОСТ 5781-61 и ГОСТ 5058-65.

Для хомутов и распределительной арматуры принята арматура гладкого профиля из стали класса А I марки ВМ 3 сп или ВК Ст. 3 сп 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 $\sigma_{бв}$ не превышающем расчетного сопротивления бетона $R_б$, все объединенное сечение работает упруго / случай А /.

При напряжении в центре тяжести бетона $\sigma_б$ больше расчетного сопротивления бетона $R_б$ и меньше $\frac{R_p}{n}$ / 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 стадий и временную нагрузку.

б/ на дополнительные сочетания нагрузок, где учитывались совместно с постоянной нагрузкой и временной с $k = 0.8$ 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 $\varepsilon_у = 1.10^{-4}$

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

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 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, снижались введением коэффициента m, учитывающим недоиспользованность выносливости бетона / ВСН 92-63 п. 126 /. 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 N 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 $\beta = 1.6$.

г/ при стыковании листов разной толщины и ширины $\beta = 1.4 \cdot 1.6 = 2.24$.

д/ 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-2М.

При расчете приняты нормативные постоянные нагрузки:
вес балласта с частями пути $q_б = 0.8$ т/м^2;
вес тротуаров, перил и, кабелей $q_п = 0.2$ т/м^2.

Усилия от временной нагрузки определены от единичной нагрузки $q_п = 1$ т/м^2.

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 табл. 8 СН 200-62, Временная нагрузка подсчитана по приложению 9. СН 200-62 с коэффициентом перегрузки и динамики при $\lambda_о = 0$.

Б/ Расчет на выносливость.

При проверке выносливости бетона сталежелезобетонного пролетного строения фибровые напряжения в бетоне сравнивают с величиной $K_р R'_у$; $K_р$ принимается по п. 157 СН 200-62.

Подсчитанные напряжения в арматуре сравнивались с $\gamma_а R_а$, $\gamma_а$ приняты по п. 160 СН 200-62.

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

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

класса А II - $R_а = 1100$ кг/см^2 и
класса А III - $R_а = 1800$ кг/см^2

§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 $\varepsilon_у = 1.10^{-4}$

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 стенка усилена вертикальными ребрами жесткости: наружние сечением 160×10мм; внутренние для прикрепления поперечных связей - 280×10мм. Пролетное строение - цельноперевозимое. 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 [x] таблица 8 п. 21.

В местах сопряжения верхнего пояса с закладными частями блоков плит и в зоне опирания балок на опорные части перекос и грибовидность 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 контрователях с обеспечением всех требований СН и П III-В. 5-62 [x] 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 [x] на натуральной льняной олифе - ГОСТ 7931-56.

По соглашению с заказчиком допускается производить грунтовку железным суриком - ГОСТ 8866-58 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 [x] 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 прорезжей 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 [x]; 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. При установке нескольких пролетных строений кран ГЭК-80 с грузом на крюке можно пропустить по временному мостовому полотну, уложенному по верхним поясам балок.

Пролетное строение пролетом $\ell_р = 23.0$ м может быть также установлено краном ГЭПК-130 с уложенной на главные балки и омоноличенной железобетонной плитой балластного корыта. Вес, устанавливаемого пролетного строения с железобетонной плитой без балласта, составляет 109 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 [x] 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 7т при нормативном усилии натяжения 20т.

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 теплянках. 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 Гипротрансмостта 1967 г. / 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" изд. 1965 г. получен следующий:

по верхнему поясу - 7.8; по нижнему поясу - 15.1

Начальник Гипротрансмостта /Крыльцов/

Гл. инженер Гипротрансмостта /Попов/

Начальник отдела /Валуев/

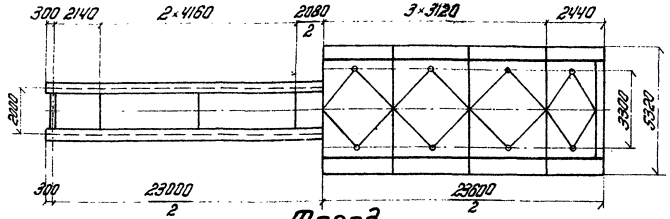
Гл. инженер проекта /Слыхова/

Основные данные:

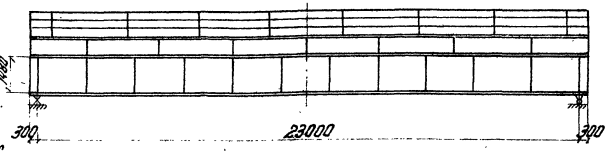
1. Технические условия СН 200-62; СН и П II-Д. 7-62; ВСН 145-68; ВСН 92-63; ВСН 144-68; СН 365-67; ВСН 151-68;
2. Расчетные нагрузки:
   а) Временная вертикальная С-14
   б) Постоянная на прочность: I стадия - $P_I = 2{,}77$ т/м., II стадия - $P_{II} = 2{,}28$ т/м.
3. Материалы:
   а) Марки сталей и 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 с последующей термообработкой в соответствии с ВСН-133-66 с изменениями и дополнениями N 1 1968 г.
   г) Бетон плит по прочности:
      а) для сборных блоков R_{28} - 300 кг/см²,
      б) для швов омоноличивания R_{28} - 300 кг/см²
      в) по морозостойкости $M_{рз}$ 300
   д) Арматура плит периодического профиля-сталь класса А II марки 10ГТ или класса А III марки 25Г2С. Круглая - сталь класса А I марки ВМ Ст.3 сп или ВК Ст. 3 сп. /для северного исполнения/.
4. В зависимости от качества 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.

Верхние связи

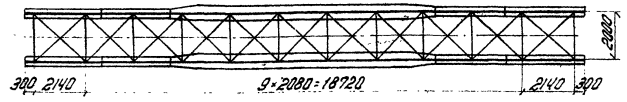
План плиты проезжей части



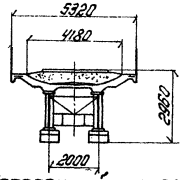
Фасад



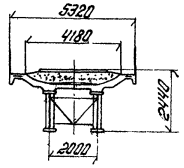
Нижние продольные связи



Поперечный разрез на опоре



Поперечный разрез в пролете



Вес металла

/марки сталей указаны для северного исполнения/.

NN п.п.	Наименование	Вес в тоннах: Материал 10Г2С1Д	Материал М16С; Ст.3 мост.	Всего	т/м	% от главных ферм
1	Главные фермы	19.5	—	19.5	0.85	100
2	Связи	2.6	—	2.6	0.11	13
3	Листовая сталь упоров	2.0 / 1.5	—	2.0 / 1.5	0.09 / 0.07	10.6 / 8.3
	Итого	24.1 / 23.6	—	24.1 / 23.6	1.05 / 1.03	—
4	Перила тротуаров	0.77	0.23	1.00	0.04	4.7
5	Смотровые приспособления	0.27	0.79	1.06	0.05	5.9
	Всего	25.1 / 24.6	1.02	26.2 / 25.7	1.14 / 1.12	—
6	Высокопрочные болты	Ст. 40х		0.30	—	—
7	Опорные части	—	—	3.2	0.14	16.5
8	Охранные приспособления	2.0	—	2.0	0.09	10.6
9	Металл перекрытия швов	—	0.29	0.29	—	—

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

Расчетная опорная реакция /при расчете на прочность/

от постоянной нагрузки I стадии	P_I - 31.5 т
от постоянной нагрузки II стадии	P_{II} - 26.2 т
от временной вертикальной нагрузки	$P_{II вр}$ - 168.0 т
Всего	225.7 т

Прогибы и перемещения

Прогибы и перемещения от нагрузок	Прогиб в середине $\delta_{см}$	Прогиб в середине $\frac{\delta}{l}$	Перемещение свободного конца см.
Постоянной	2.6	—	—
Временной вагонной	1.9	1/1210	1.73
От изменения температуры на t=40°С.			0.92

Объем работ

NN п.п.	Наименование			Изм.	Количество: Плита с гибкими упорами	Количество: Плита с жесткими упорами
1	Бетон	Сборный	Балластное корыто	м³	24.2	23.4
			Тротуарные плиты	-"-	1.9	1.9
		Монолитный		-"-	0.9	4.2
		Всего		м³	27.0	29.5
		Защитный слой армированный сеткой		м³	3.9	3.9
		Подготовка		м³	4.6	4.6
2	Арматура	Периодического профиля класса А II или класса А III		кг	3907	3833
		Круглая класса А I		-"-	876	896
		Всего		кг	4783	4729
3	Изоляция			м²	107	107
4	Водоотводные трубки			шт/кг	16 / 491	16 / 491

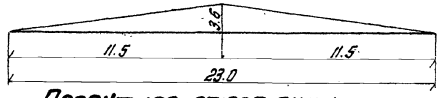
Опорные части

Опорные части приняты по типовому проекту Гипротрансмоста инв. N 583 тип II.

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

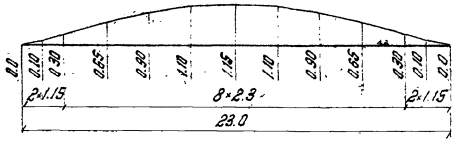
Строительный подъем главных балок

/ординаты в см./



Проектная эпюра пути

/ординаты в см./



Установка опорных частей

$(t-t_{ср})°$	-30	-25	-20	-15	-10	-5	0	+5	+10	+15	+20	+25	+30	+35	+40	+45	+50
$a_{мм}$	17	16	14	13	11	10	9	7	6	5	3	2	0	-1	-2	-4	-5

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

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

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

$\alpha = 0.000012$

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

Строительные высоты

NN п.п.	Наименование	Hмм
1	От верха шпал до низа конструкции в пролете	2440
2	От верха шпал до опорной площадки	2960
3	От опорной площадки до центра шарнира	390

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

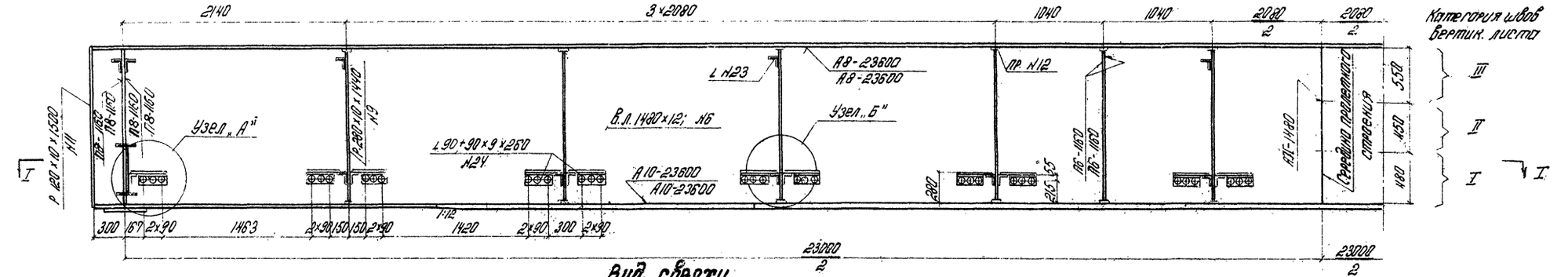
Нач. к ГТМ		Крыльцов
Гл. инж. ГТМ		Попов
Нач. отдела		Валуев
Гл. инж. пр. ТА		Слыхова
Проверил		Корнаухов
Исполнил		Фомина

1969 г. | № 6 | Инв. N 50983

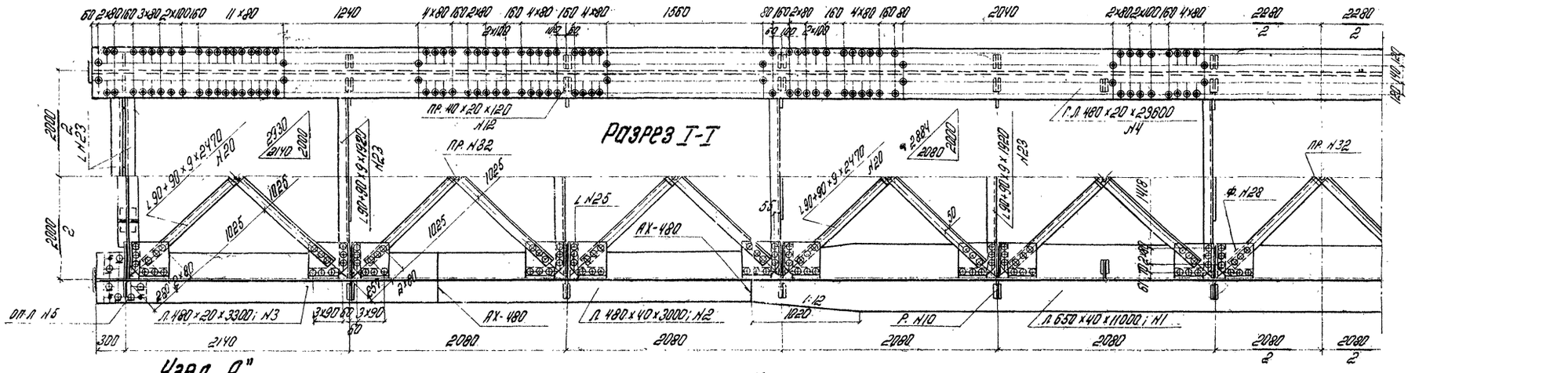
Паспорт пролетного строения $l_р$ = 23.0 м.

739/2 | 5

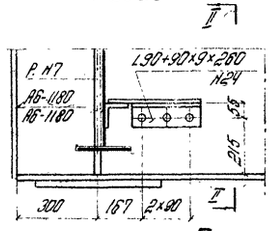
Внутренний фасад



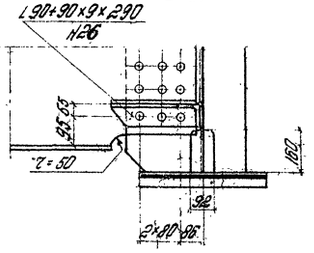
Вид сверху



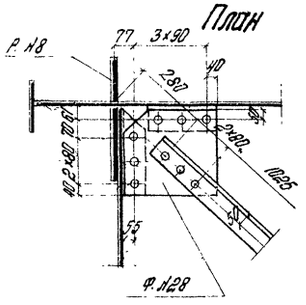
Фасад

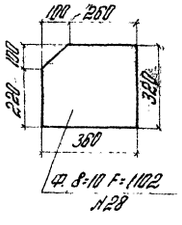


Разрез II-II

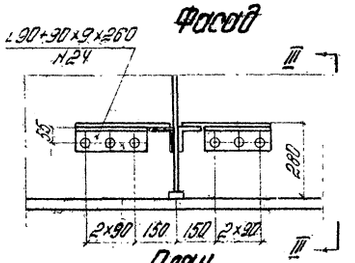


План

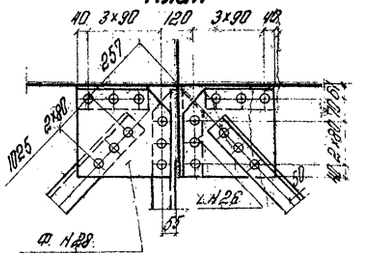




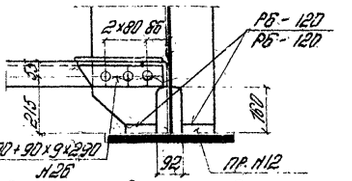
Фасад



План



Разрез III-III



Деталь приварки окаймляющего ребра N11

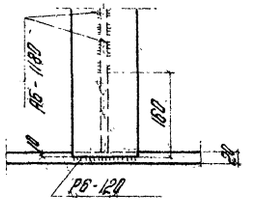
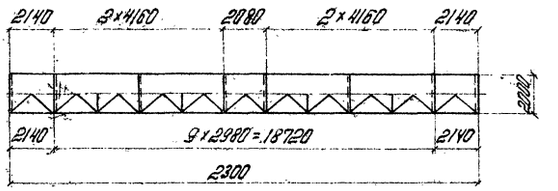


Схема расположения верхних и нижних связей



Министерство транспортного строительства СССР
Гипротрансмост
Гипротрансмост

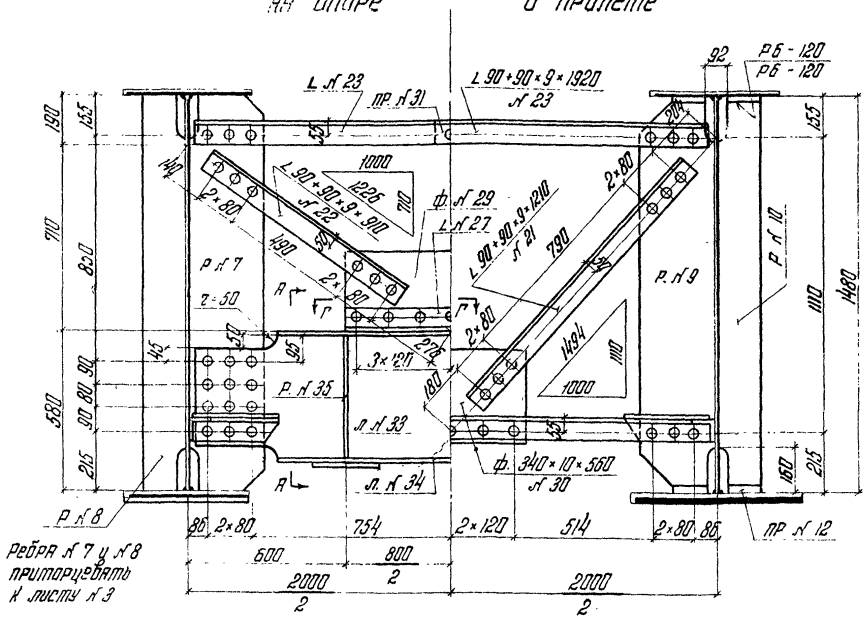
Рабочие чертежи металлических железнодорожных пролетных строений сквозной поверху на балласте пролетами 18,2-60,0 м в северном исполнении	Гл. инж. отд.		Попов
	Нач. отдела		Волчек
	Гл. инж. проекта		Сысоева
	Рук. группы		Сухотерева
	Проверил		Сухотерева
	Исполнил		Фаршина

Пролетное строение $\ell_р$ = 23,0 м
Конструкция главных балок

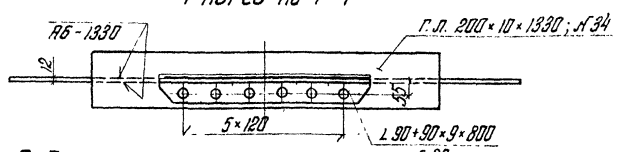
739/2 | 6

1969 г. | Инв. № 1:30; 1:15 | Инв. № 10984

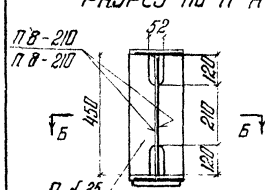
Поперечные разрезы



Разрез по Г-Г

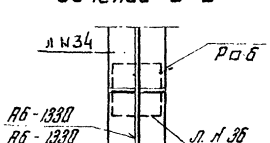


Разрез по А-А

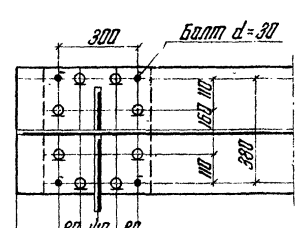


Ребра Н 35 приторцевать к нижнему листу Н 34

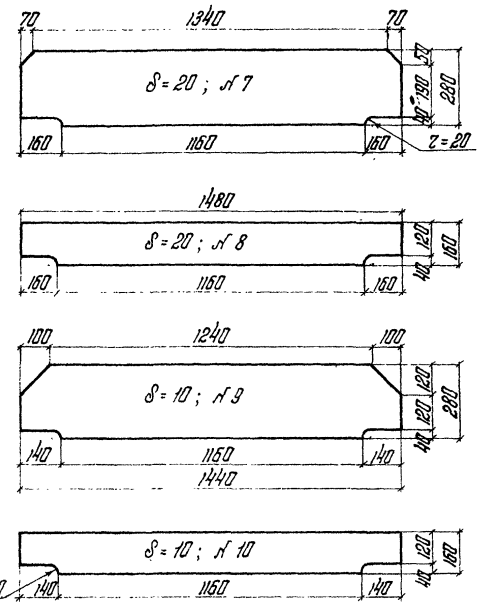
Сечение Б-Б



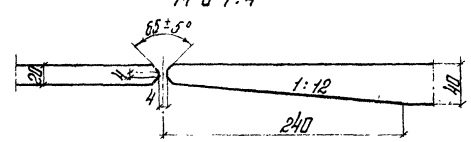
Деталь прикрепления опорного листа Н 5



Для обычного исполнения опорный лист приваривается по контуру



Деталь стыка горизонтальных листов М-б 1:4



Примечания:

1. Местоположение заводских вертикальных стыков стенки балки назначаются заводом-изготовителем. При этом расстояние от ребра жесткости до стыка должно быть не менее 240 мм (ВСН 145-68).
2. Изготовление главных балок должно производиться в кондукторах-кантователях с обеспечением всех требований СН и П-III-В.5-62*).
3. Стыки вертикальной стенки в зоне I категории и стыки нижних горизонтальных листов должны подвергаться механической обработке в соответствии с требованиями действующих нормативных документов.
4. Разбивка отверстий в верхних горизонтальных листах дана для варианта соединения с железобетонными плитами на гибких упорах.
5. Стыки горизонтальных листов назначаются заводом, они должны располагаться вразбежку со стыками вертикальной стенки.
6. Заводские заклепки d=23 прикрепления горизонтальных и поперечных связей могут быть заменены на высокопрочные болты d=22 при этом зачистку контактных поверхностей разрешается производить огневым способом.
7. В соответствии с распоряжением Н Л-322/п-4577 от 19/II-69г. разрешается / за исключением северного исполнения / применение уголков из кислородно конверторной стали марки Ст.3 мост. СП со свойствами по ГОСТ 6713-53.

Спецификация металла на пролетное строение ℓ_p = 23.0 м.

№ п/п	Наименование элементов	Материал	Размеры эл-та: толщина мм	ширина мм	длина мм или площадь см²	Количество	Общая длина м или площадь м²	Вес 1 п.м или 1 м² кг	Общий вес кг
	§1. Главные балки								
1	Нижние горизонт. листы		40	550	11000	2	22.0	204.10	4490.2
2	то же		40	480	3000	4	12.0	150.72	1808.6
3	то же		20	480	3300	4	13.2		
4	Верхние горизонт. листы		20	480	23600	2	47.2		
5	Опорные листы		20	500	400	4	1.6		
							62.0	75.36	4672.3
6	Вертикальные листы		12	1480	23600	2	47.2	139.47	6580.6
7	Опорные ребра жесткости		20	280	1480	4	5.9	43.96	259.4
8	то же		20	160	1480	4	5.9	25.12	148.2
9	Вертик. ребра жесткости		10	280	1440	20	28.8	21.98	633.0
10	то же		10	160	1440	24	34.6	12.56	434.6
11	Окаймляющие ребра		10	120	1500	4	6.0	9.42	56.5
12	Прокладки ребер		20	40	120	88	10.6	6.28	66.6
	Итого								19460
	2% на сварные швы								389
	Всего по §1								19533
	§2. Продольные и поперечные связи								
20	Диагонали продольные		9	90+90	2470	22	54.3		
21	то же поперечные		9	90+90	1210	12	14.5		
22	то же опорные		9	90+90	910	4	3.6		
23	Распорки		9	90+90	1920	20	38.4		
24	Уголки фасонок		9	90+90	260	44	11.4		
25	то же		9	90+90	230	24	7.0		
27	то же на домкрат. балке		9	90+90	800	2	1.6		
							131.5	12.20	1604.3
28	Фасонки продольных связей		10	F = 1102		44	4.85	78.50	380.7
29	То же опорных связей		10	290	800	2	1.6	22.76	136.4
30	То же поперечных связей		10	340	560	6	3.4	26.69	90.7
31	Прокладки распорок		20	90	90	2	0.2	14.13	2.8
32	То же диагоналей		10	110	110	11	1.2	8.64	10.4
33	Листы домкратной балки		12	450	1930	2	3.9	42.39	165.3
34	Горизонт. листы балки		10	200	1330	4	5.3	15.7	83.2
35	Ребра жесткости		20	95	450	8	3.6	14.92	53.7
36	Опорные листы балки		20	180	200	4	0.8	31.40	25.1
	Итого								2453
	3% на заклепочные головки								74
	Всего по §2								2527
	Всего на пролетное строение по §1 и §2								22060
	Высокопрочные болты с гайками и шайбами	40Х	d=22		70	512	—	0.582	298

Министерство транспортного строительства СССР. Главтранспроект Гипротрансмост				Пролетное строение ℓ_p = 23.0 м Конструкция главных балок. Детали. Спецификация	
Рабочие чертежи металлических жел.дор. пролетных строений с ездой поверху на балластном корыте пролетами 18.2-66.0 м в северном исполнении	Гл. инж. ГТМ		Попов	739/2	7
	Нач. отдела	Шапиро	Валуев		
	Гл. инж. пр-та	Слонов	Слыхова		
	Рук. бригады		Ситнятьева		
	Проверил		Ситнятьева		
1969г. М 6 1:15	Инв. № 50985	Исполнил	Фомина		

Копировал Корректировал

Поперечный разрез

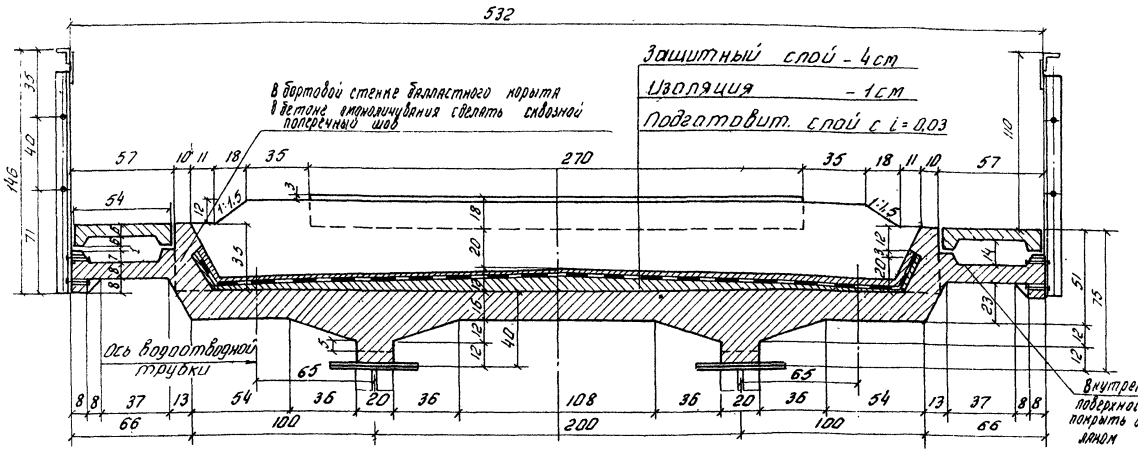
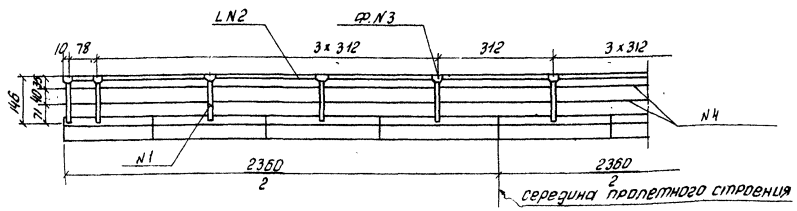


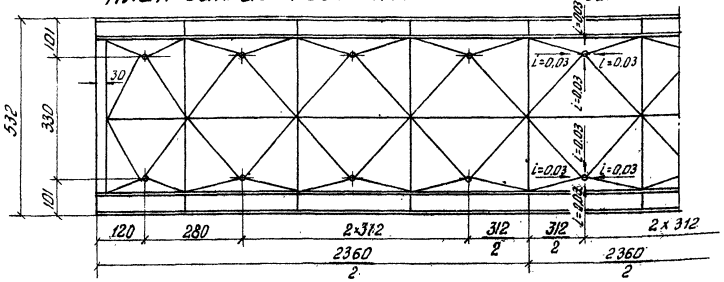
Таблица объемов работ на пролетное строение

N N п/п	Наименование			Измеритель	Количество
1	Железобетон	Сборный $R_{28}=300$ кг/см²	Плит проезда	шт/м³	8/24,2
			Тротуарных плит	шт/м³	14/1,9
		Монолитный $R_{28}=300$ кг/см² Мрз300		м³	0,9
		Всего		м³	27,0
2	Арматура	Периодического профиля класса А-II или А-III		кг	3907
		Круглая класса А-I		кг	876
		Всего		кг	4783
3	Листовая сталь упоров			кг	2005
4	Металл перекрытия деформационного шва			кг	291
5	Защитный слой - бетон Мрз 200 армированный металлическими сетками			м³	3,9
6	Изоляция балластного корыта			м²	107
7	Подготовка			м³	4,6
8	Водоотводные трубки			шт	16
9	Балласт			м³	36

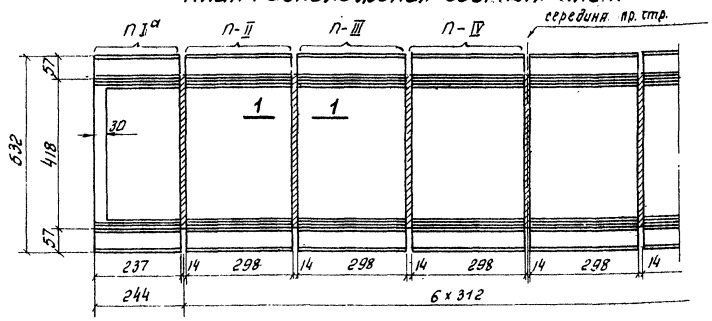
Фасад перил



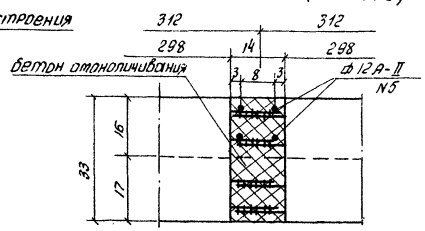
План балластного корыта по подготовке



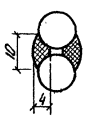
План расположения сборных плит



Сечение 1-1 (по ребру)



Деталь сварки арматуры



Спецификация монтажной арматуры в стыках плит на пролетное строение

N N п/п	Диаметр	Длина стержня	Колич.	Общая длина	Вес 1 п/м	Общий вес
	мм	см	шт.	м	кг	кг
5	Ф12А-II	402	28	112,6	0,89	100

Спецификация металла перил

N N п/п	Наименование	Сечение мм.	Длина м / площадь кв. см	Колич. шт.	Общая длина м / площадь м²	Вес 1 пм или 1 м² кг	Общий вес кг
1	Стойка	L 80+80×8	1,36	20	27,2		
2	Поручень	L 80+80×8	23,6	2	47,2		
					74,4	9,65	718
3	Фасонка	δ=10	F=294	20	0,69	78,5	54
4	Заполнение	Ф 20 А-I	23,6	4	94,4	2,47	233
	Всего на пролетное строение						1005

Элементы перил N.N 1-3 из стали марки 10Г2С1Д для северного исполнения.

Примечания:

1. Установка сборных железобетонных 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 подвергаться 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.
4. Для обычного исполнения, для перил применяется сталь марки Вст 3 для сварных конструкций

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 = 23,0 м жел. бет. плита с гибкими упорами. Сборочный чертеж.	
	Гл. инж. ГТМ		Попов		
	Нач. отдела		Валуев		
	Гл. инж. пр.		Слыхова		
	Рук. бригады		Огнев		
	Проверил		Кожевникова	739/2	8
1969г	м-б 1:20 1:100	Инв. N 50986	Исполнил	Силантьева	

Поперечный разрез

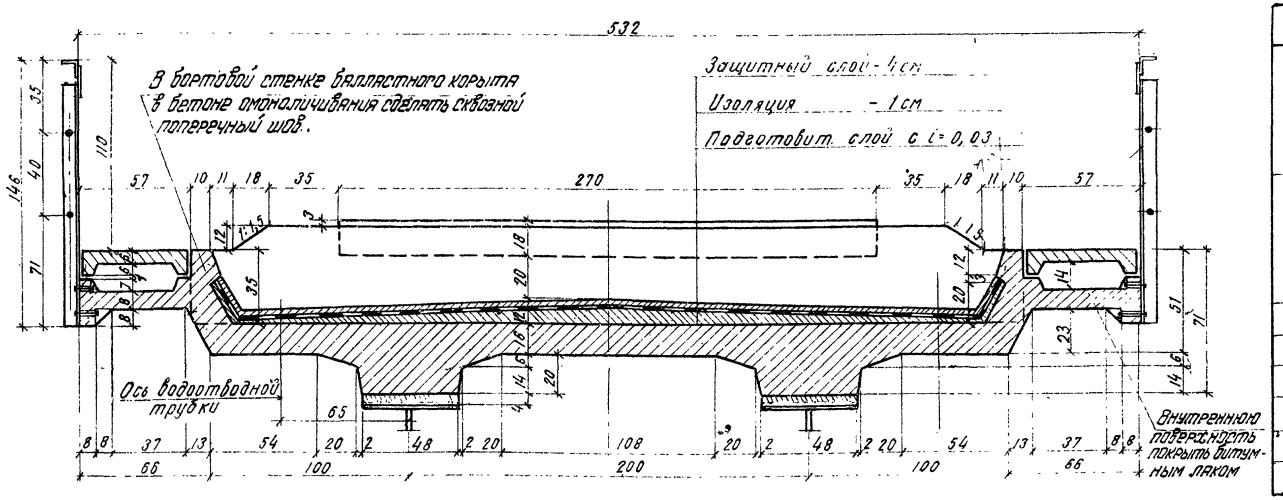
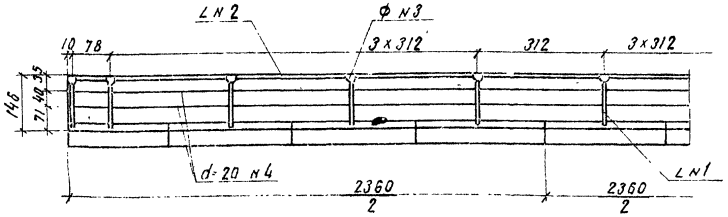


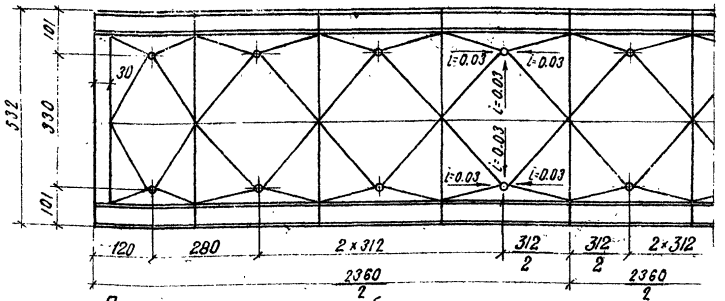
Таблица объемов работ на пролетное строение

№№ п/п	Наименование		Изме ритель	Количество
1	Железобетон	Сборный R_{28} = 300 кг/см² Плиты проезда	шт/м³	8 / 23,4
		Тротуарные плиты	шт/м³	14 / 1,9
		Монолитный R_{28} = 350 кг/см² Мрз 300	м³	4,2
		Всего	м³	29,5
2	Арматура	Периодического профиля класса А-II или А-III	кг	3833
		Круглая класса А-I	кг	895
		Всего	кг	4729
3	Металл перекрытия деформационного шва		кг	291
4	Защитный слой - бетон Мрз-200 армированный металлическими сетками		м³	3,9
5	Изоляция балластного корыта		м²	107
6	Подготовка		м³	4,6
7	Водоотводные трубки		шт	16
8	Балласт		м³	36

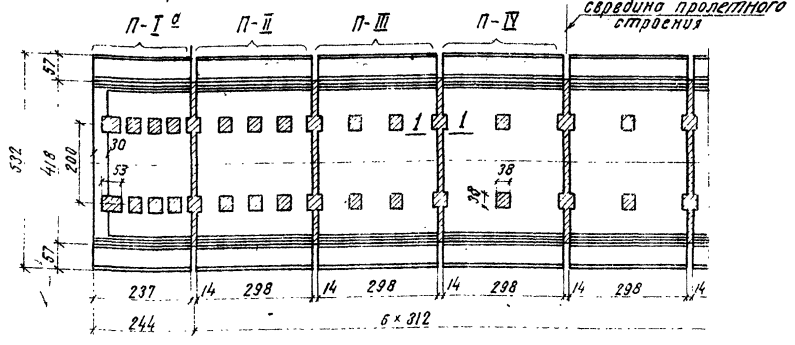
Фасад перил



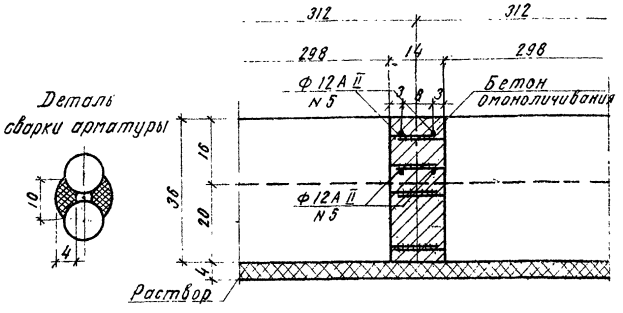
План балластного корыта по подготовке



План расположения сборных плит



Сечение 1-1 (по ребру)



Спецификация монтажной арматуры в стыках плит на пролетное строение

№№ п/п	Диаметр мм	Длина стержней см	Кол-во шт	Общая длина м	Вес 1 пог. м кг	Общий вес кг
5	ф12 А II	402	28	112,6	0,89	100

Спецификация металла перил

№№ п/п	Наименование	Сечение мм	Длина м / Площадь кв. см	Колич шт	Общая длина м / Площадь кв.м.	Вес 1 пм или кв.м кг	Общий вес кг
1	Стойка	∠80×80×8	1,36	20	27,2		
2	Поручень	∠80×80×8	23,6	2	47,2		
					74,4	9,65	718
3	Фасонка	δ=10	F=294	20	0,69	78,5	54
4	Заполнен.	ф 20 А I	23,6	4	94,4	2,47	233
	Всего на пролетное строение						1005

Элементы перил №№ 1-3 из стали марки 10Г 2С1 D - для северного исполнения; для обычного - из Вст 3 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. Стыкование арматурных выпусков производится сваркой 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. ГПТ		Попов
Нач. отдела		Валуев
Гл.инж. пр-та		Слыкова
Рук. бригады		Огнев
Проверил		Огнев
Исполнил		Кожевникова

1969 г. | м-б 1:100 1:20 | Инв. № 50987

Пролетное строение L=33,0 Жел. бет. плита с жесткими упорами Сборочный чертеж

739/2 | 9

Схема установки главных балок консольным краном ГЭК-80

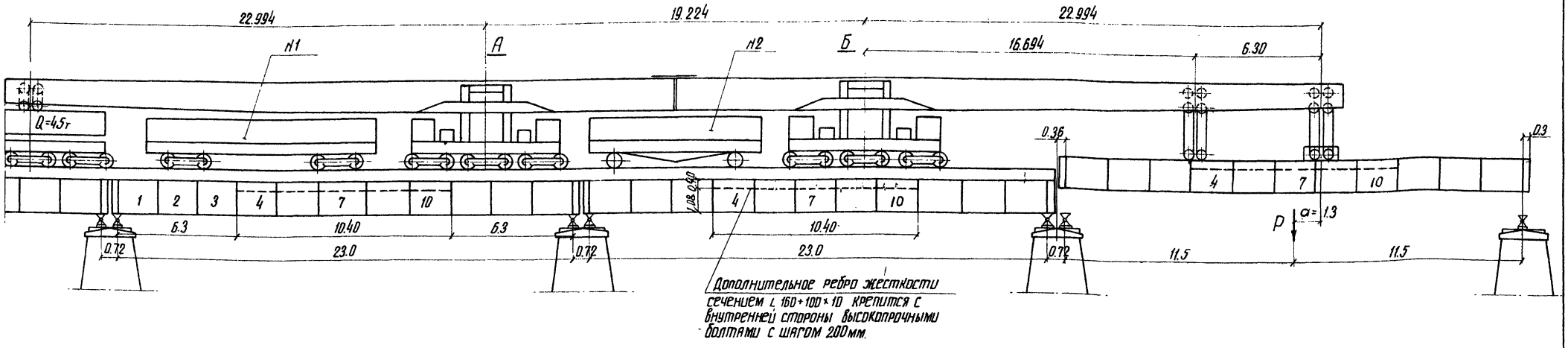
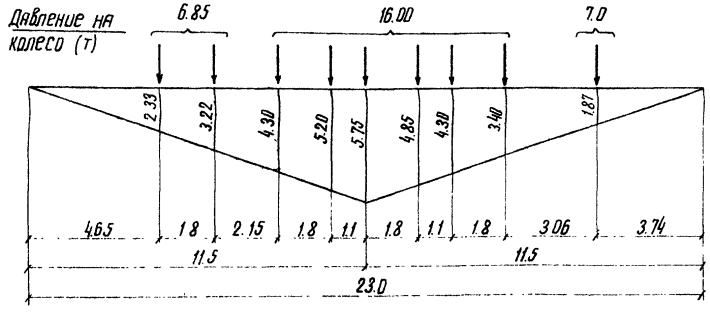


Схема грузов крана ГЭК-80



Постоянная нормативная нагрузка на балку:

1. От веса металла пролетных строений 0.50т/м
2. От веса мостового полотна 0.40т/м
3. От веса строповки 2.0т

Вес 4х осной платформы N 1 ... P_1 = 45.4т

Расчетное давление на колесо:

$$\frac{45.4}{8} \times 1{,}1 \times 1{,}1 = 6.85\text{т}$$

Вес 2х-осной платформы N 2 ... P_2 = 23.1т

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 ц.т. блока от оси главного полиспаста a	Давление на колесо платформы от подвешенного блока P		Давление на колесо платформы от веса крана	Суммарное давление на колесо платформы S		Динамический коэффициент (1+μ)	Коэффициент 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	
47	45	1.3	3.83	3.82	9.4	13.23	13.22	1.1	1.1	16.0	16.0

Проверка напряжений в балке при проходе крана с грузом

Расстояние от левой опоры x	Расчетные моменты			Мом. сопротив.		Напряжения	
	M_p	$M_к$	ΣM	$W_в$	$W_н$	$\sigma_в$	$\sigma_н$
м	тм			10^5 см³		кг/см²	
11.5	65	496	552	0.197	0.360	2850	1560

M_p - момент от собственного веса балки и веса мостового полотна:

$M_p = (P_{с.в} + P_{м.п})\, n\, \Omega_м \quad n = 1.1$

$M_к$ - момент от веса крана с грузом

Проверка местной устойчивости балки (СН200-62)

NN отсека	Вид отсека	NN пластин	Расчетные усилия M	Расчетные усилия Q	Напряжения в кг/см² Расчетные σ	Расчетные P	Расчетные τ	Критические σ_o	Критические P_o	Критические τ_o	Коэффициент условия работы m
			тм	т							
1		—	100	92	530	148	384	4300	729	1186	0.460
2			264	76	1390	148	317	4310	753	1200	0.586
3			392	56	1900	148	226	3230	753	1200	0.802
4	I	I	489	41	2300	148	187	12180	2670	11720	0.244
	II	II			1357	108	221	5125	715	1510	0.440
7		I	562	0	2650	148	0	12180	2670	11710	0.273
		II			1560	108	0	5125	715	1510	0.458

Примечания:

1. Пропуск консольного крана ГЭК-80 с грузом по 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 4-10 отсеках на расстоянии 400мм от верхнего пояса. Общая длина уголка на пролетное строение = 20м.

Проверка общей устойчивости балки (ВСН 92-63)

Критич. напряжение $\sigma_{кр}$	Нормативное напряжение R	Свободн. длина сжатого пояса l	J_y верхнего пояса	F верхнего пояса	Гибкость λ_y	Коэффиц. запаса K_c	$\varphi_б$	$\varphi'_б$	$\sigma = \frac{M}{\varphi'_б W}$
кг/см²	кг/см²	см	см⁴	см²	—	—	—	—	кг/см²
17500	3600	416	18400	96	30	1.14	4.27	1.008	2850

$\varphi'_б$ принимается равным 1,0

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 = 23.0м Установка главных балок в пролет.
	Гл. инж. ГТМ	[signature]	Попов	
	Нач. отдела	[signature]	Валуев	
	Гл. инж. пр-та	[signature]	Слыхова	
	Рук бригады	[signature]	Огнев	
	Проверил	[signature]	Корноухов	
1969г. М-б - Инв. N 50988	Исполнил	Козлова	Козлова	739/2 10

Усилия в главных балках при расчете на прочность

№№ сечений	Расстояние от опоры X	Площадь л.в. ω_M	Площадь л.в. ω_Q	Вертикальные нагрузки: Постоянная P_I	Постоянная P_{II}	Временная n	Временная $1+\mu$	Временная $q_{вр}$	Моменты: I стадия M_{PI}	II стадия M_{PII}	II стадия $n(1+\mu)\omega_M q_{вр}$	II стадия ΣM_{II}	Поперечные силы: I стадия Q_{PI}	II стадия Q_{PII}	II стадия $n(1+\mu)\omega_Q q_{вр}$	II стадия ΣQ_{II}
	м	м²	м	т/м		–	–	т/м	тм				т			
0	0	0	11,5						0	0	0	0	31,5	26,2	168,0	194,2
1	3,9	37,2	7,6	2,74	2,28	1,231	1,34	8,865	102,0	84,9	544	629	20,8	17,3	111,0	128,3
2	6,9	55,5	4,6						152,0	126,5	813	940	12,6	10,5	67,0	77,5
3	11,5	66,1	0						181,0	150,5	967	1118	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. ω_M	Площадь л.в. ω_Q	Вертикальные нагрузки: постоянная P_I	постоянная P_{II}	временная ε	временная $1+\mu$	временная $q_{вр}$	Моменты: I стадия M_{PI}	II стадия M_{PII}	II стадия $\varepsilon(1+\mu)\omega_M q_{вр}$	II стадия ΣM_{II}	Поперечные силы: I стадия Q_{PI}	II стадия Q_{PII}	II стадия $\varepsilon(1+\mu)\omega_Q q_{вр}$	II стадия ΣQ_{II}
	м	м²	м	т/м		–	–	т/м	тм				т			
0	0	0	11,5						0	0	0	0	26,9	20,5	116,0	136,5
1	3,9	37,2	7,6	2,34	1,78	0,85	1,34	8,865	87,0	66,2	376,0	442,0	17,8	13,5	76,7	90,2
2	6,9	55,5	4,6						130,0	99,0	561,0	660,0	10,8	8,2	46,5	54,7
3	11,5	66,1	0						155,0	117,8	667,0	785,0	0	0	0	0

Постоянная нагрузка на погонный метр балки

Стадия работ	Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка т/м	Коэф-т. перегрузки (на прочность)	Расчетная нагрузка на прочность т/м
I стадия	Вес металла пролетных строений	0,50	1,1	0,55
	Вес жел.бет. плиты М-„300"	1,43	1,1	1,57
	Вес изоляции, защитного слоя, подготовки	0,41	1,5	0,62
	Итого по I стадии P_I	2,34	–	2,74
II стадия	Вес балласта и рельс	1,58	1,3	2,06
	Вес перил, 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}	1,78	–	2,28

Определение постоянной нагрузки на 1 п.м. балки.

1. Вес жел.бет. плиты с упорами

Вес горизонтальных листов упоров.-1,5т. Площадь сечения плиты $F=1{,}131\,м^2$.

$$P_1=\frac{1{,}131\times2{,}5}{2}+\frac{1{,}5}{2\times23{,}0}=1{,}41+0{,}02=1{,}43\ т/м.$$

2. Вес изоляции, защитного слоя, подготовки

$$h_{ср}=\frac{7+12}{2}=9{,}5\,см.\qquad b_{ср}=\frac{376+382}{2}=379\,см.\qquad \gamma=2{,}2\ т/м^3$$

$$P_2=\frac{3{,}79\times0{,}095\times2{,}2\times23{,}6}{2\times23{,}0}=0{,}41\ т/м.$$

3. Вес балласта и рельс

Площадь балластной призмы

$$F=\frac{3{,}70+3{,}98}{2}\times0{,}26\times1{,}0+\frac{3{,}40+3{,}76}{2}\times0{,}15\times1{,}0=1{,}54\,м^2$$

$$P_3=\frac{1{,}54\times2{,}0\times23{,}6}{2\times23{,}0}=1{,}58\ т/м.$$

Временная вертикальная нагрузка: С-14

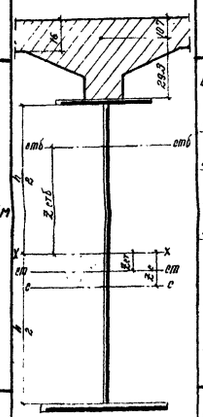
Динамический коэффициент

$$(1+\mu)=1+\frac{18}{30+\ell}=1+\frac{18}{30+23{,}0}=1{,}34$$

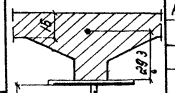
Министерство транспортного строительства				
Рабочие чертежи металлических жел.дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18,2-66,0 м. в северном исполнении	Главтранспроект Гипротрансмост			Пролетное строение $\ell_p=23{,}0$ м. Нагрузки и усилия в главных балках.
	Гл.инж.СТМ	[signature]	Попов	
	Нач.отд.	[signature]	Волуев	
	Гл.инж.пр.	[signature]	Слыхова	
	Рук.бригады	[signature]	Огнев	
	Проверил	[signature]	Огнев	739/2
1969г. М-б. Инв.№50989	Исполнил	Козлова	Козлова	11

Сечения и напряжения главных балок при расчете на прочность

№ сечения	Тип сечения и марка бетона	Состав сечения	Площади $F_{бр}$	ΔF	$F_{нт}$	y_x	S_x	z_x	Моменты инерций J_x	Fz^2	J_o	ΔJ_o	$J_{нт}$	$\frac{y_{бр}}{y_б}$	$\frac{W_{бр}}{W_б}$	$\frac{\sigma_{бр}}{\sigma_б}$	Расчетный случай	Ординаты фибр $y_в$	$y_{вт}$	$y_{втб}$	Моменты сопротивления нетто $W_в$	$W_{вт}$	$W_{втб}$	$y_{бет}$	$S_{бет}$	Расчетные моменты	Напряжения σ_I	σ_{II}	$\frac{F_б}{F_{бет}} \pm \frac{F_б}{F_{вт}} \frac{R_б}{R_б}$	$\Sigma\sigma$
		мм	$см^2$			см	$10^3 см^3$	см	$10^5 см^4$					см	$10^3 см^3$	$кг/см^2$		см			$10^5 \times см^3$			см	$10^5 см^3$	тм	$кг/см^2$			
3		В.г.л. 480×20	96.0	11.2	84.8	75.0	7.20		5.40								$\frac{\sigma_{бр}}{\sigma_б}=1,19$	99.5	92.8	30.1	0,197	0,263	2,270			$M_I=181$	920	4250	3120	2050
		В.л. 1480×12	177.6		177.6				3,24																	$M_{II}=1118$				
		Н.г.л. 650×40	260.0		260.0	-76.0	-19.76		15.00								т.к. $1,2>K>1,1$ то $R_б=0,9\ R_{u,б}=$	54,5	61.2	123.9	0.360	0,398	0,550				503	2806	608	2701
			533.6		522.4		-12.56	-23.5	23.64	2.95	20.69	1.09	19.60				$=0,9\cdot0,9\cdot150=121,5\ кг/см^2$													
		армат. 26ф12	29.4		29.4	105.3	3.10		3.27								$\sigma_б=145\ кг/см^2 > R_б=121,5\ кг/см^2$													
			563.0		551.8		-9.46	-16.8	26.91	1.59	25.32	0.94	24.38				Расчетный случай „Б"							122.1	4.85					
		бетон n=6,7	592.8		592.8	105.3	62.50		65.80					70.1	0.97	172.0														
			1155.8		1144.6		53.04	45.9	92.71	24.40	68.31	0,08	68.22	59.4	1.15	145.0														
2		В.г.л. 480×20	96.0	11.2	84.8	75.0	7.2		5.40								$\frac{\sigma_{бр}}{\sigma_б}=1,21$	91.9	84.7	22.5	0,192	0,258	2.56			$M_I=152$	790	367	—	*1238
		В.л. 1480×12	177.6		177.6				3,24																	$M_{II}=940$				
		Н.г.л. 480×40	192.0		192.0	-76.0	-14.6		11.10								Т.к. $K>1,2$, то $R_б=R_{u,б}=$	62.1	69.3	131,5	0,284	0,315	0,438				535	2140	—	*2697
			465.6		454.4		-7.4	-15.9	19.74	1.18	18,56	0,93	17.63				$=0,9\cdot150=135\ кг/см^2$													
		Армат. 26ф12	29.4		29.4	105.3	3.1		3.27								$\sigma_{бр}=152\ кг/см^2 > R_б=135\ кг/см^2$													
			495.0		483.8		-4.3	-8.7	23.01	0.37	22,64	0,78	21.86				$\sigma_б=126\ кг/см^2 < R_б=135\ кг/см^2$							—	—					
		бетон n=6.7	592.8		592.8	105.3	62.5		65.80					62.5	0,923	152.0	расчет ведется по измененным формулам случая „А"													
			1087.8		1076.6		58.2	53.5	88.81	31.10	57.71	0.05	57.66	51.8	1.112	126.0														
1		В.г.л. 480×20	96.0	11.2	84.8	75.0	7.2		5.40								$\frac{\sigma_{бр}}{\sigma_б}=1,28$	76.0		9.9	0,177		4,02			$M_I=102$	575	156	—	731
		В.л. 1480×12	177.6		177.6				3,24																	$M_{II}=629$				
		Н.г.л. 480×20	96.0		96.0	-75.0	-7.2		5.40								Т.к. $K>1,2$ то $R_б=R_{u,б}=0,9\cdot150=$	76.0		142.1	0,177		0,280				575	2240	—	2815
			369.6		358.4		0	0	14.04	0	14.04	0,63	13.41				$=135\ кг/см^2$													
		армат. 26ф12	29.4		29.4	105.3	3.1		3.27								$\sigma_{бр}=118\ кг/см^2 < R_б=135\ кг/см^2$													
			399.0		387.8		3.1	7.8	17.31	0,24	17.07	0,51	16.56				Расчетный случай „А"							—	—					
		бетон n=6.7	592.8		592.8	105,3	62,5		65.80					49.9	0,797	118														
			991.8		980.6		65,6	66.1	83,11	43.30	39.81	0,01	39.80	39.2	1.016	92.5														


10
28
2,5
2,5
2,5

Сечения и напряжения главных балок при расчете на выносливость

Н.Н. сечения	Тип сечения	Состав сечения	Площадь $F_{бр}$	y_x	Статич. момент S_x	Ордината у-т Z_x	Моменты инерции J_x	F_z^2	J_0	$y_{бф}$	$W_{бф}$	$\sigma_{бф}$	Выносливость бетона	Ординаты фибр. y_0	$y_{стб}$	Моменты сопр. 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	10³ см³	см	10⁵ см⁴			см	10⁵ см³	кг/см²	—	см		10⁵ см³		—	кг/см²					—	—	—	кг/см²	тм
3 115 м		в г л 480×20	96 0	75 0	7 20		5 40						$\rho\ \frac{M_{pII}}{M_n}\ \frac{117\ 8}{784\ 8}\ 0\ 15$															$M_{pI}=155\ 0$
		в л 1480×12	177 6				3 24						$K_p\ 1\ 025$	По нижнему поясу														$M_{pII}=117\ 8$
		н г л 650×40	260 0	-76 0	19 76		15 00						$K_p R'_{uб}=1025\ 0\ 9\ 115$	54 5	93 0	0 380	0 507	1035	408	224	1270	1902	632	0 332	1 0	1 00	2700	$M_q\ 667\ 0$
			533 6		-12 56	-23 5	23 64	2 95	20 69				106 0 кг/см²															$M_{II}=784\ 8$
		армат и бетон	228 0	105 3	24 00		25 30						83 8 кг/см² < 106 0 кг/см²	На уровне прикрепления связей														
		п=20	761 6		11 44	15 0	48 94	1 71	47 23	101 0	0 468	83 8		28 5	67 0	0 726	0 704	1 00	214	167	948	1329	381	0 287	1 9	0 83	2210	
2 6 9 м		в г л 480×20	96 0	75 0	7 2		5 40						$\rho\ \frac{M_{pII}}{M_n}\ \frac{99\ 0}{66\ 0}\ 0\ 15$															$M_{pI}\ 130\ 0$
		в л 1480×12	177 6				3 24						$K_p\ 1\ 025$	По нижнему поясу														$M_{pII}=99\ 0$
		н г л 480×40	192 0	-76 0	14 6		11 10						$K_p R'_{uб}\ 1025\ 0\ 9\ 115$	62 1	101 9	0 299	0 403	1041	435	235	1336	2006	670	0 334	1 4	0 993	2680	$M_q\ 561\ 0$
			465 6		7 4	-15 9	19 74	1 18	18 56				106 0 кг/см²															$M_{II}=660\ 0$
		армат и бетон	228 0	105 3	24 0		25 30						74 кг/см² < 106 кг/см²	На уровне прикрепления связей														
		п 20	693 6		16 6	23 9	45 04	3 97	41 07	92 1	0 446	74 0		96 1	75 9	0 515	0 542	1 00	252	183	1036	1471	435	0 296	1 9	0 794	2220	
1 3 9 м	Марка бетона „300"	в г л 480×20	96 0	75 0	7 2		5 40						$\rho\ \frac{M_{pII}}{M_n}\ \frac{66\ 2}{442\ 2}\ 0\ 15$															$M_{pI}=87\ 0$
		в л 1480×12	177 6				3 24						$K_p\ 1\ 025$	По нижнему поясу														$M_{pII}\ 66\ 2$
		н г л 480×20	96 0	75 0	-7 2		5 40						$K_p R'_{uб}=1025\ 0\ 9\ 115$	76 0	116 1	0 185	0 256	1055	470	245	1391	2106	715	0 340	1 6	0 920	2580	$M_q=376\ 0$
			369 6		0	0	14 04	0	14 04				106 0 кг/см²															$M_{II}\ 442\ 2$
		армат и бетон	228 0	105 3	24 0		25 30						56 4 кг/см² < 106 0 кг/см²	На уровне прикрепления связей														
		п=20	597 6		24 0	40 1	39 34	9 63	29 71	75 9	0 392	56 4		52 0	92 1	0 270	0 322	1028	322	200	1136	1657	522	0 315	1 9	0 805	2250	

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

Сечение 3 $x = 115$ м, $\sigma_{бф}$ 83 8 кг/см² < 0 8 $K_p R'_{uб}$ = 84,2 кг/см²

$m'_{св} = 1 + \left(1\ 0\ 75\ \frac{83\ 8}{106\ 0}\right)\left(\frac{0\ 698}{0\ 704} - 1\right) = 1\ 00$ на уровне связей

$m'_н = 1 + \left(1\ 0\ 75\ \frac{83\ 8}{106\ 0}\right)\left(\frac{0\ 550}{0\ 507}\ 1\right) = 1\ 035$ - по нижнему поясу

$\gamma_{св} = \frac{1}{(0\ 65\times 1\ 9 + 0\ 30)\ (0\ 65\times 1\ 9\ 0\ 30)\ 0\ 287} = 0\ 788$

$\gamma_н = \frac{1}{(0\ 65\times 1\ 0 + 0\ 30) - (0\ 65\times 1\ 0 - 0\ 30)\ 0\ 332} > 1,$

принято $\gamma = 1$

Определение коэффиц m' (по ВСН 92-63)

$m'_i\ 1 + \left(1 - 0\ 75\ \frac{\sigma_{бф}}{K_p R'_{uб}}\right)\left(\frac{W_{iстб}}{W'_{iстб}} - 1\right)$ при $\sigma_{бф} < 0\ 8\ K_p R'_{uб}$

Сечение 2 x 6 9 м, $\sigma_{бф} = 74\ 0$ кг/см² < 0 8 $K_p R'_{uб}$ 84,2 кг/см²

$m'_{св} = 1 + \left(1 - 0\ 75\ \frac{74}{106}\right)\left(\frac{0\ 547}{0\ 542} - 1\right) = 1\ 00$

$m'_н = 1 + \left(1 - 0\ 75\ \frac{74}{106}\right)\left(\frac{0\ 438}{0\ 403} - 1\right) = 1\ 041$

$\gamma_{св} = \frac{1}{(0\ 65\times 1\ 9 + 0\ 30) - (0\ 65\times 1\ 9 - 0\ 30)\ 0\ 296} = 0\ 794$

$\gamma_н = \frac{1}{(0\ 65\times 1\ 4 + 0\ 30) - (0\ 65\times 1\ 4 - 0\ 30)\ 0\ 334} = 0\ 993$

Определение коэффиц γ (СН200-62)

$\gamma\ \frac{1}{(a\beta + b) - (a\beta - b)\rho} \le 1$ $a = 0\ 65$, $b = 0\ 30$

Сечение 1 x 3 9 м, $\sigma_{бф} = 56\ 4$ кг/см² < 0 8 $K_p R'_{uб}$ = 84 8 кг/см²

$m'_{св}\ 1 + \left(1\ 0\ 75\ \frac{56\ 4}{106}\right)\left(\frac{0\ 337}{0\ 332} - 1\right) = 1\ 028$

$m'_н = 1 + \left(1 - 0\ 75\ \frac{56\ 4}{106}\right)\left(\frac{0\ 280}{0\ 256} - 1\right) = 1\ 055$

$\gamma_{св} = \frac{1}{(0\ 65\times 1\ 9 + 0\ 30) - (0\ 65\times 1\ 9 - 0\ 30)\ 0\ 315} = 0,805$

$\gamma_н = \frac{1}{(0\ 65\times 1\ 6 + 0\ 30)\ (0\ 65\times 1\ 6 - 0\ 30)\ 0\ 340} = 0,920$

Примечания

1 Проверка на выносливость произведена по нижнему поясу и на уровне прикрепления нижних связей в середине пролета и в местах изменения сечения нижнего пояса балки

2 Коэффициенты концентрации приняты
при отсутствии изменения сечения — — — — β 1 0
при изменении ширины листа — — — — β 1 4
при изменении толщины — — — — — — β - 1 6
при изменении ширины и толщины листа — — β - 1 4×1 6 2 2 4
в местах прикрепления связей — — — — β - 1 9

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

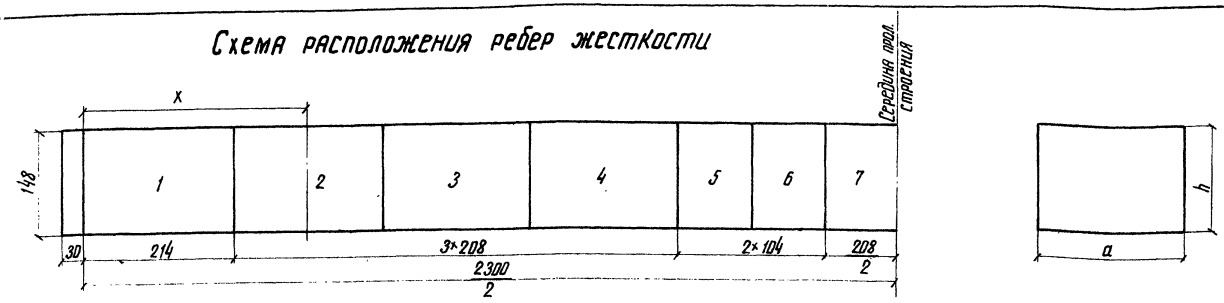
Гл инж ГТМ		Попов
Нач отдела		Валуев
Гл инж пр		Слыхова
Рук бригады		Огнев
Проверил		Огнев
Исполнил		Козлова

1969 г | М б | Инв №50991

Пролетное строение l_p 23 0 м
Расчет главных балок на выносливость

739/2 | 13

Схема расположения ребер жесткости



Усилия и напряжения в отсеках

Усилия от постоянной нагрузки									Загружение на M_{max}							Загружение на Q_{max}									Напряжения кг/см²					
									Усилия от временной нагрузки					Расчетные усилия		Усилия от временной нагрузки							Расчетные усилия		Нормальные				Касат.	Местн.
НН отсека	x	l-x	$\Omega_м$	Ω_Q	M_{IP}	M_{IIP}	Q_{IP}	Q_{IIP}	α	q	n	M_q	Q_q	ΣM_{II}	ΣQ_{I+II}	Ω_Q	$\Omega_м$	α	q	n	M_q	Q_q	ΣM_{II}	ΣQ_{I+II}	$\sigma = \left(\frac{M_I y_c}{J_c} + \frac{M_{II} y_{ст}}{J_{ст}}\right) - \left(\frac{S_{бст}}{W_{ст}} \pm \frac{F_б}{F_{ст}}\right) R_б$		$\sigma = \frac{M_I y_c}{J_c} + \frac{M_{II} y_{стб}}{J_{стб}}$		$\tau = \frac{2\Sigma Q S_{стб}}{3 J_{стб} б}$	p
—	м	м	м²	м	тм	тм	т	т	—	т/м	—	тм	т	тм	т	м²	м	—	тм	—	тм	т	тм	т	$\sigma_в$	$\sigma_н$	$\sigma_в$	$\sigma_н$		
1	1.07	21.93	11.70	10.43	32.1	26.7	28.6	23.8	—	—	—	—	—	—	—	10.45	11.20	0.5	8.985	1.234	167.0	156.0	193.7	208.4	—	—	207	848	733	391
2	3.18	19.82	31.55	8.32	87.5	72.8	22.7	18.9	—	—	—	—	—	—	—	8.55	27.20	0.5	9.225	1.241	422.0	131.0	494.8	172.6	—	—	559	2200	607	485
3	5.26	17.74	46.70	6.24	128	106.5	17.1	14.2	—	—	—	—	—	—	—	6.82	35.80	0.5	9.520	1.247	585.0	111.0	691.5	142.3	—	—	933	1948	480	270
4	7.34	15.66	57.50	4.16	157.5	131.0	11.4	9.5	0.5	8.865	1.231	840.0	60.8	971	81.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1260	2035	—	—	269	670
5	8.90	14.10	62.80	2.60	172.0	143.0	7.1	5.9	0.5	8.865	1.231	915.0	38.0	1058	51.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1632	2348	—	—	167	270
6	9.94	13.06	65.00	1.56	178.0	148.0	4.3	3.6	0.5	8.865	1.231	950.0	22.8	1098	30.7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1805	2433	—	—	101	1080
7	11.50	11.50	66.1	0	181.0	150.5	0	0	0.5	8.865	1.231	965.0	0	1115.5	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1870	2422	—	—	0	270

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

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{p}{p_0}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} \le m; \quad (m = 0{,}9)$$

НН отсека	x	Размеры отсека см		Нормальное $\sigma_0 = 190 x K \left(\frac{100б}{h}\right)^2$						Касательное $\tau_0 = x\left(1020 + \frac{760}{\mu^2}\right)\left(\frac{100б}{в}\right)^2$						Местное $p_0 = 190 x z \left(\frac{100б}{a}\right)^2$					m
	см	a	h	$\frac{a}{h}$	α	x	K	$\left(\frac{100б}{h}\right)^2$	σ_0	в	μ	μ^2	x	$\left(\frac{100б}{в}\right)^2$	τ_0	μ	z	x	$\left(\frac{100б}{a}\right)^2$	p_0	
1	107	214	148	1.440	5.10	1.65	95.7	0.656	19700	1.48	1.440	2.074	1.41	0.656	1282	1.440	7.930	2.43	0.314	1148	0.672
2	318	208	148	1.405	4.94	1.65	95.7	0.656	19700	1.48	1.405	1.974	1.40	0.656	1310	1.405	7.800	2.39	0.33	1180	0.640
3	526	208	148	1.405	3.09	1.65	57.6	0.656	11850	1.48	1.405	1.974	1.40	0.656	1310	1.405	7.800	2.39	0.33	1180	0.478
4	734	208	148	1.405	2.60	1.65	42.0	0.656	8640	1.48	1.405	1.974	1.40	0.656	1310	1.405	7.800	2.39	0.33	1180	0.745
5	890	104	148	0.700	2.44	1.65	37.3	0.656	7650	104	1.420	2.016	1.41	1.334	2630	0.700	5.585	1.57	1.346	2220	0.341
6	994	104	148	0.700	2.34	1.65	34.3	0.656	7050	104	1.420	2.016	1.41	1.334	2630	0.700	5.585	1.57	1.346	2220	0.742
7	1150	208	148	1.405	2.30	1.65	33.2	0.656	5930	—	—	—	—	—	—	1.405	7.800	2.39	0.33	1180	0.545

Основные данные:

1. Постоянная нагрузка
   $P_I = 2.74$ т/м
   $P_{II} = 2.28$ т/м
   $P_м = 4.47$ т/м (без веса балки)
2. Динамический коэффициент $(1+\mu) = 1{,}34$
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:
   $$p = \frac{2K(1+\mu)n + P_м}{100 б_{ст}} \quad \lambda = 3.0, \quad n = 1.291; \quad (1+\mu) = 1.545$$
   $$p = \frac{(2\times7\times1.545\times1.291 + 4.47)10^3}{100\times1.2} = 270 \text{ кг/см}^2$$
   б) для отсеков, в которых нагрузка расположена между вертикальными ребрами, определяется.-
   $$p = \frac{[2K(1+\mu)n + P_м]\, l_{пл}}{(l_a + 2б_{в.г.л})б_{ст}}$$ где l_a - длина упоров

Примечание:

Расчет местной устойчивости стенки произведен по СН200-62 (приложение 18)

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 $l_p = 23.0$м Расчет на местную устойчивость
	Гл инж. ГТМ	[signature]	Попов	
	Нач отдела	[signature]	Валуев	
	Гл инж. пр-та	[signature]	Слыхова	
	Рук бригады	[signature]	Огнев	
	Проверил			
1969г М-6 Инв. н 50992	Исполнил	Козлова	Козлова	739/2 14

Проверка приведенных напряжений в стенке балки

$$\sigma_{пр} = \sqrt{0{,}8\sigma^2 + 2{,}4\tau^2} \leq R_0$$

№№ сечений	Расстояние от опоры X	Наименование фибры стенки	Расчетная площадь	Расчетные усилия				Статические моменты (ординаты)					Моменты инерции		Моменты сопротивления		Напряжения		
				M_I	M_{II}	Q_I	Q_{II}	y_c	$y_{ст\,б}$	$y_б$	S_c	$S_{ст\,б}$	J_c	$J_{ст\,б}$	$W_{ст\,т}$	$W_{ст\,б\,нт}$	σ	τ	$\sigma_{пр}$
—	м	—	см²	тм		т		см			10^3 см³		10^6 см⁴		10^3 см³		кг/см²		
0	0	—	96·74+1,2	0	0	31.5	194.2	76.0	—	—	10.48	—	1.40	—	—	—	0	1410 *)	—
1	3,9	верхняя	96+592.8	102.0	629	20.8	128.3	75.0	8,9	39,2	7.20	24.11	1.40	3,98	0.181	5.040	688	736	1295
		нижняя	96					75.0	141.1	—	7.20	13.56			0.181	0.284	2775	453	2580
2	6.9	верхняя	96+592.8	152,0	940	12.6	77.5	90.9	21,5	51.8	8.72	32.76	1.86	5.77	0.196	2.810	1190	416	1245
		нижняя	192					60.1	129,5	—	11.54	24.85			0.303	0.452	2600	343	2385
3	11,5	верхняя	96+592.8	181.0	1118	0	0	—	—	—	—	—	—	—	0.201	2.430	1990	0	—
		нижняя	260												0.388	0.569	2578		

*) Скалывающее напряжение в опорном сечении определено для стального сечения

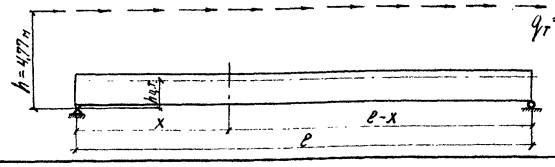
Приведенные напряжения проверяются в сечении посредине балки и в местах изменения сечения нижнего пояса.

Расчет балки на прочность от дополнительного сочетания нагрузок

№№ 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	$S_w = \frac{M_w}{B^*)}$	Моменты сопротивления W_c	$W_{ст\,б}$	Расчетная площадь $F_{ст\,б}$	$F_w = F_{нт} + 25\,b\,\delta_{ст}$	Напряжения (кг/см²): От вертикальной нагрузки σ_{pI}	σ_{pII}	σ_q	От торможения σ_{TM}	σ_{TN}	От ветра σ_w	От усадки σ_y	От темпер. σ_T	Суммарное $\Sigma\sigma$	$\Sigma\sigma$
	м	—	тм			тм	т	тм	т	10^3 см³		см²		1	2	3	4	5	6	7	8	1-6	1+2+3+7+8
1	3,9	верхняя	102.0	84.9	435	26.3	16.7	6.4	3.2	0.177	4.02	980,6	132.0	- 575	- 21	- 108	- 7		—	- 118	- 44	- 738	- 866
		нижняя								0,177	0,28			+ 575	+ 303	+ 1552	+ 94	+ 17	+ 24	+ 37	+ 224	+ 2565	+ 2691
2	6.9	верхняя	152,0	126.5	650	20.4	14.1	9.6	4.8	0,192	2.56	1076.6	228.0	- 790	- 50	- 254	- 8		—	- 119	- 40	+ 1115	- 1253
		нижняя								0.284	0,438			+ 535	+ 288	+ 1482	+ 47	+ 13	+ 21	+ 24	+ 144	+ 2386	+ 2473
3	11.5	верхняя	181.0	150.5	774	13.7	10.0	11.4	5.7	0.197	2,27	1144.6	296.0	- 920	- 66	- 340	- 6	+ 9	—	- 119	- 38	- 1341	+ 1483
		нижняя								0.360	0,55			+ 503	+ 274	+ 1406	+ 25		+ 19	+ 20	+ 115	+ 2236	+ 2318

*) расстояние между главными балками B = 2.0 м.

1. Усилия от вертикальных нагрузок взяты из расчетного листа (инв. №50989)
2. Расчетные комбинации нагрузок, входящие в дополнительное сочетание
   I. $1{,}1\,S_p + 0{,}85\,S_q + 0{,}8\,S_T + 1{,}2\,S_w$
   II. $1{,}1\,S_p + 0{,}8\,S_q +$ силовые факторы от усадки бетона и колебания температуры.
3. Ветровая нагрузка учитывается только для нижнего пояса.
   Погонная нагрузка: $q_w = [0{,}4\,h_б + 0{,}2\,(h_{пов} + h_п)] \cdot q \cdot n =$
   $= [0{,}4 \cdot 1.54 + 0{,}2\,(1{,}1 + 3{,}0)] \cdot 0{,}1 \cdot 1{,}2 = 0{,}172$ т/м.
4. Погонная нагрузка от торможения: $q_T = 0{,}1 \cdot q_y \cdot 0{,}8\,n_{бр} = 0{,}1 \times 8{,}365 \times 0{,}8 \times 1{,}231 = 0{,}874$ 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 $E_y = 0{,}5\,E_б$
6. Воздействие разности температуры между сталью и бетоном:
   при растяжении $t = +30°$ (для нижнего пояса)
   при сжатии $t = -15°$ (для верхнего пояса)



$N_x = q_T (e - x)$

$M_x = N_x \, h_{ц.т.}$

Сечение X (м)		$h_{ц.т.}$ (м)
1	3,9	1,571
2	6,9	1.445
3	11,5	1.369

Министерство транспортного строительства СССР.

Рабочие чертежи металлических ж.д. пролетных строений в вязи поверху на балласте пролетами 18,2-66,0 м в северном исполнении

Главтранспроект Гипротрансмост

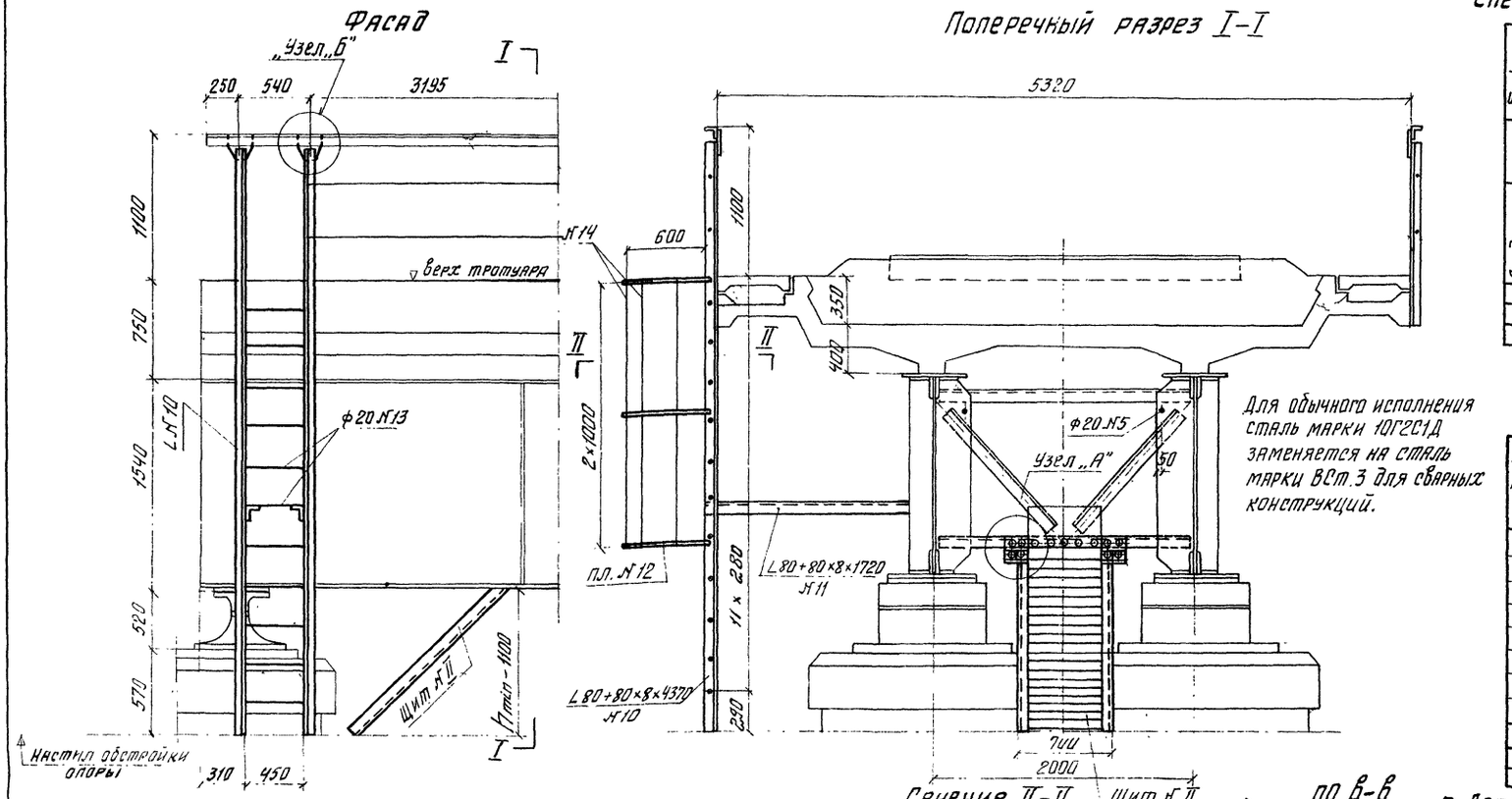
Гл. инж. ГТМ		Попов
Нач. отд.		Валуев
Гл. инж. пр.		Слыжова
Рук. бригады		Оганов
Проверил		Оганов
Исполнил		Козлова

Пролетное строение $\ell_р$ = 23,0 м.

Проверка приведенных напряжений. Расчет на дополнительные нагрузки.

1969 | М-б. | Инв. № 50989

739/2 | 15



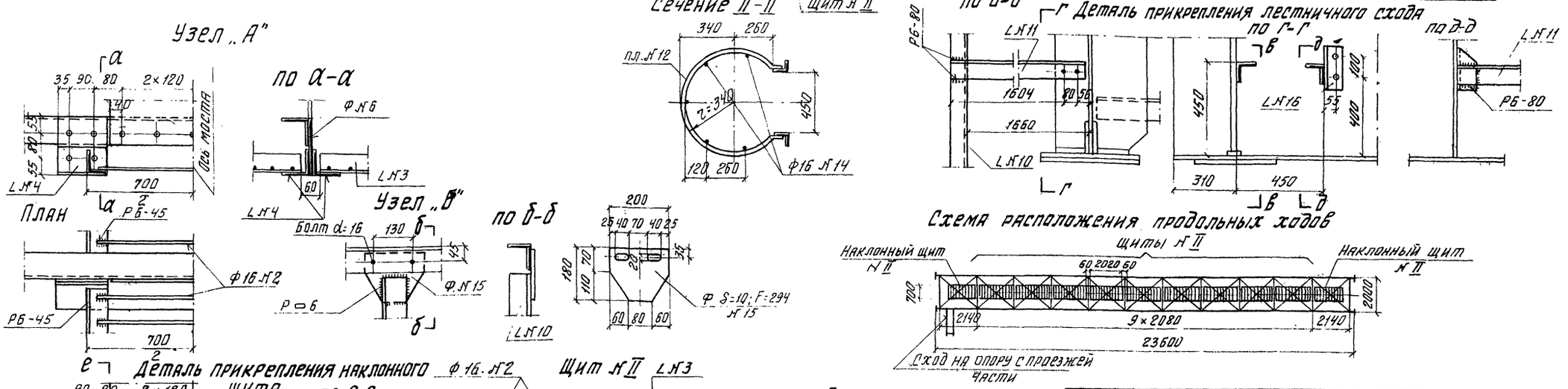
Для обычного исполнения сталь марки 10Г2С1Д заменяется на сталь марки ВСт.3 для сварных конструкций.

Спецификация металла на продольные смотровые хода

№№ щита	№№ п/п.	Материал	Сечение эл-та мм.	Вес 1п.м. кг.	На один щит: Длина эл-та мм	Колич. шт.	Общая длина м	Общий вес щита кг	На прол. стр-ие: Колич. щитов	Общий вес кг.
II	3	М16С	L70+70×6	6.39	2020	2	4.04	25.8		
	2	А I	ф16	1.58	650	29	18.85	29.8		
								55.6	11	612
Соединит. элементы	4	10Г2С1Д	L90+90×9	12.2	160	44	7.04	85.9	—	86
	5	А-I	ф20	2.47	23600	2	47.2	116.6	—	117
	6	10Г2С1Д	160×10	12.56	190	20	3.8	47.8	—	48
	7	—"—	L100+100×10	15.1	170	4	0.68	10.3	—	10
	8	ВМст3сп	80×10	6.28	100	4	0.40	2.5	—	3
Итого										876
1.5% на сварные швы										13
Всего на пролетное строение										889

Спецификация металла на лестничный сход

№№ п/п.	Материал	Сечение элемента мм	Длина мм	Колич. шт.	Общая длина м	Вес 1п.м. кг.	Общий вес кг.
10	10Г2С1Д	L80+80×8	4370	2	8.8		
11		L80+80×8	1720	2	3.5		
					12.3	9.65	118.7
12	ВМст.3сп	пл. 50×6	1750	3	5.3	2.36	12.5
13	А-I	ф20	530	11	5.80	2.47	14.3
14		ф16	2100	5	10.5	1.58	16.6
15	ВМст3сп.	ф. δ=10	F=294	2	F=0.06	78.5	4.7
16	10Г2С1Д	L90+90×9	200	1	0.2	12.2	2.4
Итого							169.0
1.5% на сварные швы							3
Всего на пролетное строение							172



Примечания:

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

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		Силантьева
Проверил		Фомина
Исполнил		Силантьева

1969г. М-б 1:30 1:10 1:15 Инв. №51974

Пролетное строение l_p = 23.0 м. Смотровые приспособления. Смотровые хода и сход на опору.

739/2 (16)

gost.e-ecolog.ru