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 $l_р$ = 18.2 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. № 739/1

Москва
1969 г.

gost.e-ecolog.ru

Пролетное строение $L_p = 18.2$ 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	50966
3	Пояснительная записка	3	50967
4	Пояснительная записка /продолжение/.	4	50968
5	Паспорт пролетного строения $\ell_p = 18.2$ м	5	50969
6	Пролетное строение $\ell_p = 18.2$ м Конструкция главных балок.	6	50970
7	Пролетное строение $\ell_p = 18.2$ м Конструкция главных балок /продолжение/. Спецификация.	7	50971
8	Пролетное строение $\ell_p = 18.2$ м Железобетонная плита с гибкими упорами. Сборочный чертеж	8	50972
9	Пролетное строение $\ell_p = 18.2$ м Железобетонная плита с жесткими упорами. Сборочный чертеж.	9	50973
10	Пролетное строение $\ell_p = 18.2$ м Установка главных балок в пролет краном ГЭК-80.	10	50974
11	Пролетное строение $\ell_p = 18.2$ м Нагрузки и усилия в главных балках.	11	50975
12	Пролетное строение $\ell_p = 18.2$ м Расчет главных балок на прочность.	12	50976
13	Пролетное строение $\ell_p = 18.2$ м Расчет главных балок на выносливость.	13	50977
14	Пролетное строение $\ell_p = 18.2$ м Расчет на местную устойчивость.	14	50978
15	Пролетное строение $\ell_p = 18.2$ м Расчет приведенных напряжений. Расчет на дополнительные нагрузки	15	50979
16	Пролетное строение $\ell_p = 18.2$ м Смотровые приспособления. Смотровые хода и сход на опору	16	51973

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 Ст2 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

Х – Стыковые Х-образные швы

$\sqrt{\frac{к-\ell}{}}$ – Сварные швы $\frac{\text{видимый}}{\text{невидимый}}$

К – Размер катета шва в мм
ℓ – Длина шва в мм

Пояснительная записка $\ell_р = 18.2$ м

Типовой проект металлических железнодорожных пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18,2-56,0 м в северном исполнении разработан Гипротрансмостом по плану типового проектирования 1969 г. в соответствии с проектным заданием, утвержденным заместителем Министра путей сообщения тов. Подпалым А.Ф. 3 марта 1969 г.

I. Основные данные проектирования.

§1. Технические условия.

Проект составлен в соответствии с требованиями СН и П II-Д.7-62[1] 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"[1]; 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 температуры 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, от 1968 г.

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 хлебов, 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 упрочненной горячекатаной стали класса А II по ГОСТ 5781-61, марки Ст. 5сп по ГОСТ 380-60[2] мартеновской плавки. Согласно решения к протоколу N 9/355/ от 2-го февраля 1970 г. 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 А I по ГОСТ 5781-61 в соответствии с СН 365-67 /§ 1.8, примечание 3.

Для северного исполнения рабочая арматура марки Ст. 5сп заменяется арматурой периодического профиля класса А II марки 10 ГТ 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 Ст. 3сп или ВК Ст. 3 сп по ГОСТ 5781-61 и ГОСТ 380-60[2].

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 [illegible] напряжения в бетоне. При напряжении $\sigma_б$ 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 $\frac{R_б}{n}$ /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 $\varepsilon_y = 1.10^{-4}$.

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', учитывающим недоиспользование выносливости бетона /ВСН 92-63 п. 125/. 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-2 м.

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 $q_л = 1$ 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 $\lambda_0 = 0$.

б/ Расчет на выносливость.

При проверке выносливости бетона сталежелезобетонного пролетного строения фибровые напряжения в бетоне сравнивают с величиной $K_р R_б$; $K_р$ 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. 5сп 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 - $R_а = 1700$ 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 $\varepsilon_y = 1.10^{-4}$.

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

Инв. № 50967

с коэффициентом перегрузки n=1.1 по формулам п. 99 ВСН 92-53.

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 92-53.

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 92-53 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: наружные - сечением 150 × 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 СНиП III-В. 5-62* таблица 8* п. 2.

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-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 138-66.

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 8135-58 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 съезда 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 подвон имеет отверстия для крепления закладных деталей, расположенные 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 $\ell_р$ = 18.2 м может быть также установлено краном ГЭТК-130 с уложенной на главные балки и омоноличенной железобетонной плитой балластного корыта. Вес устанавливаемого пролетного строения, с железобетонной плитой без балласта составляет 85 т.

Укладка плит по главным балкам может производится 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 СНиП III-Д. 2-62, СНиП III-В. 1-62* и требований ВСН 151-68 (для северного исполнения).

Порядок производства работ по укладке плит дан на чертеже инв. №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 тепляках. 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 1967 г. (типовой проект №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 - 9.2; по нижнему поясу - 14.2.

Начальник Гипротрансмоста /Крыльцов/

Гл. инженер Гипротрансмоста /Попов/

Начальник отдела /Валуев/

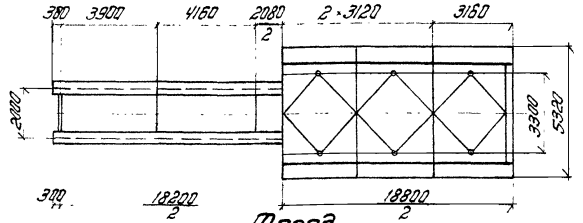
Гл. инженер проекта /Слыкова/

Инв № 50968

Основные данные:

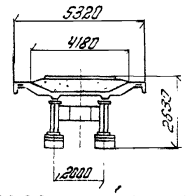
1. Технические условия СН 200-62; СН и П II-Д.7-62*); ВСН 145-68; ВСН 92-63; ВСН 144-68; СН 365-67; ВСН 151-68.
2. Расчетные нагрузки.
   а) Временная вертикальная С-14.
   б) Постоянная на прочность: I стадия - $P_I = 2.69$ т/м, II стадия - $P_{II} = 2.29$ т/м.
3. Материалы.
   а) Марки сталей и категории 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 в соответствии с ВСН 133-66 с изменениями и дополнениями № 1 1968 г. с послед. термообработкой
   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

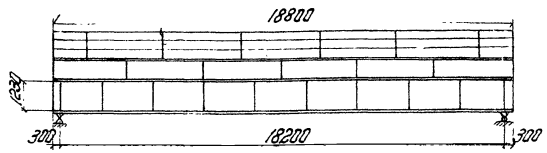


План плиты проезжей части

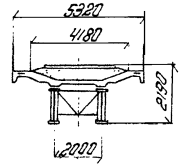
Поперечный разрез на опоре



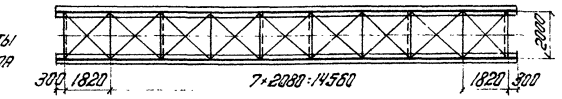
Фасад



Поперечный разрез в пролете



Нижние продольные связи



Вес металла

/марки сталей указаны для северного исполнения/

№№ п.п.	Наименование	Вес в тоннах: Материал 10Г2С1Д	Материал М16С; Ст.3 мост.	Всего	т/м.	% от главных ферм
1	Главные фермы	13.3	—	13.3	0.73	100
2	Связи	2.0	—	2.0	0.11	15
3	Листовая сталь упоров	1.8 / 1.1	—	1.8 / 1.1	0.1 / 0.06	14 / 8.2
	Итого	17.1 / 16.4	—	17.1 / 16.4	0.94 / 0.9	—
4	Перила тротуаров	0.62	0.18	0.8	0.04	5.5
5	Смотровые приспособления	0.23	0.63	0.86	0.05	6.9
	Всего	18.0 / 17.3	0.81	18.8 / 18.1	1.03 / 0.99	—
6	Высокопрочные болты	Ст. 40х		0.27	—	—
7	Опорные части	—	—	2.2	0.12	16.5
8	Охранные приспособления	1,6	—	1,6	0,09	12,0
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 /на прочность/

От постоянной нагрузки I стадии — P_I - 24.5 т

От постоянной нагрузки II стадии — P_{II} - 20.9 т

От временной вертикальной нагрузки — P_{II} - 147.1 т

Всего 192.5 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	1.6		—
Временной вагонной	1.2	1/1515	1.35
От изменения температуры на t=40°С			0.73

Объем работ

№№ п.п.	Наименование			Изм.	Количество: Плита с гибкими упорами	Количество: Плита с жесткими упорами
1	Бетон	Сборный	Балластное корыто	м³	19.3	18.5
			Тротуарные плиты	-"-	1.5	1.5
		Монолитный		-"-	0.9	3.4
		Всего		м³	21.7	23.4
		Защитный слой, армированный сеткой		м³	3.1	3.1
		Подготовка		м³	3.6	3.6
2	Арматура	Периодического профиля класса А II или класса А III		кг	3182	3108
		Круглая А I		-"-	723	746
		Всего		кг	3905	3854
3	Изоляция			м²	87	87
4	Водоотводные трубки			шт/кг	12 / 368	12 / 368

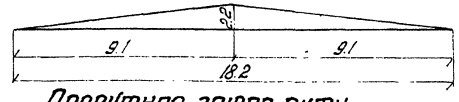
Опорные части

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

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	500	800	380	640	440
Неподвижные	4	550	800	380	640	440

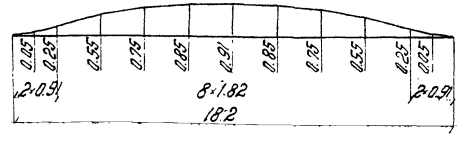
Строительный подъем главных балок

/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
d мм	13	12	11	10	9	8	7	6	5	3	2	1	0	-1	-2	-3	-4

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

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

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

$\alpha = 0.000012$

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

№№ п.п.	Наименование	Н мм
1	От верха шпал до низа конструкции в пролете	2190 / 440
2	От верха шпал до опорной площадки на опоре	2630
3	От опорной площадки до центра шарнира	310

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

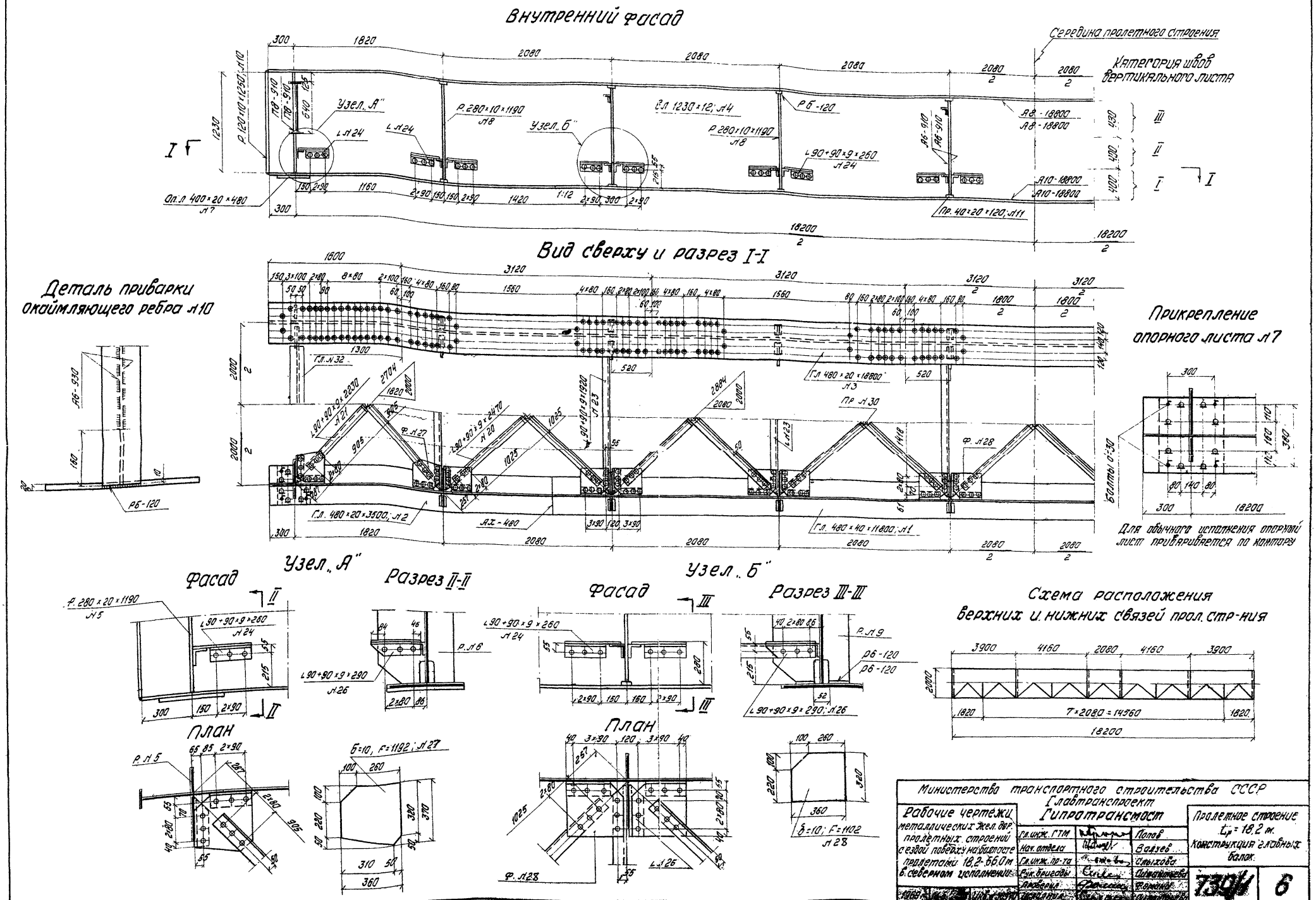
Нач. к ГТМ	[подпись]	Крыльцов
Гл. инж. ГТМ	[подпись]	Попов
Нач. отдела	[подпись]	Валуев
Гл. инж. пр. та	[подпись]	Слюхова
Проверил	[подпись]	Корноухов
Исполнил	[подпись]	Фомина

Паспорт пролетного строения $l_р$ = 18.2 м.

739/1 | 5

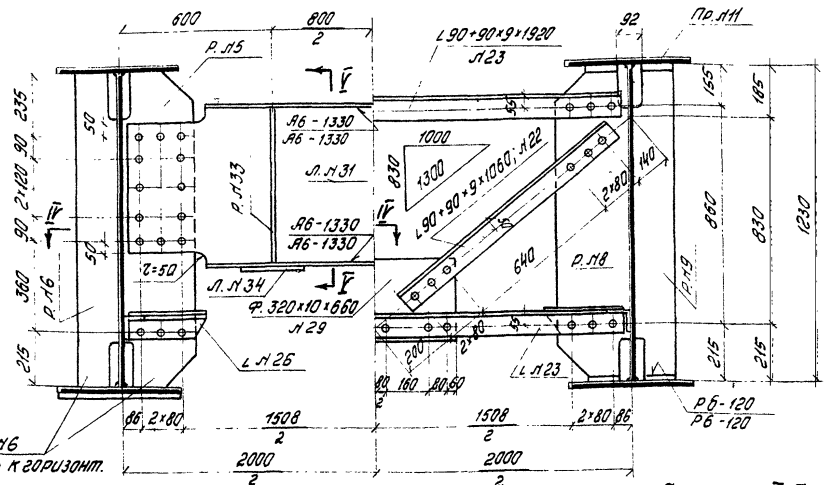
1969 г. М.б. | Инв. № 50969

Копировала Н. Пер. - Корректировал [подпись]


Внутренний фасад
Середина пролетного строения
Категория швов вертикального листа
Узел „А"
Узел „Б"
Вид сверху и разрез I-I
Деталь приварки окаймляющего ребра л10
Прикрепление опорного листа л7
Для обычного исполнения опорный лист приваривается по контору
Узел „А"
Фасад
Разрез II-II
План
Узел „Б"
Фасад
Разрез III-III
План
Схема расположения верхних и нижних связей прол. стр-ния
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
Пролетное строение L_p = 18,2 м.
Конструкция главных балок.
Гл. инж. ГТМ
Нач. отдела
Гл. инж. пр-та
Рук. бригады
Проверил
Полов
Валуев
Слыхова
Фомина
Фомина
739/1
6

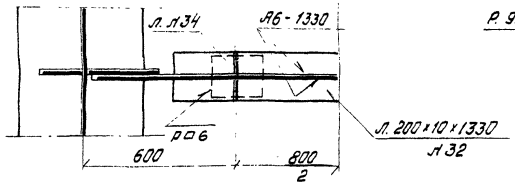
Поперечные разрезы

на опоре

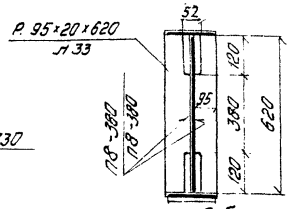


в пролете

Сечение IV-IV



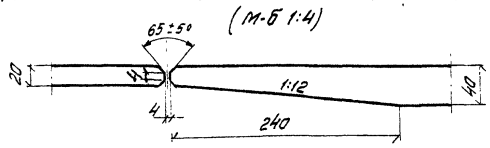
Сечение V-V

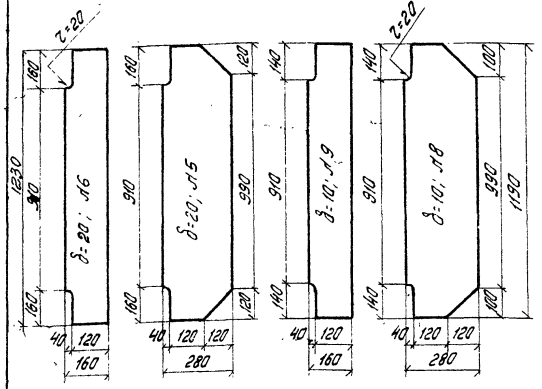


Ребра Л Л 33 приторцевать к горизонтальному листу Л 32

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-контователях 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 в разбежку со стыками вертикальной стенки.
6. Заводские заклепки d=23 прикрепления горизонтальных и поперечных

*) В соответствии с распоряжением № П-322/П-4577 от 19/II-69 г. разрешается (за исключением северного исполнения) применение уголков из кислородно конверторной стали марки Ст 3 кипящей по ГОСТ 6713-53.

Спецификация металла на пролетное строение $\ell_р$ = 18,2 м

№№ п/п	Наименование элементов	Материал	Размер эл-та мм: Толщина	Ширина или площадь см²	Длина	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	10Г2С1Д	40	480	11800	2	23,6	150,72	3557,0
2	То же		20	480	3500	4	14,0		
3	Верхние горизонт. листы		20	480	18800	2	37,6		
							51,6	75,36	3888,6
4	Вертикальные листы		12	1230	18800	2	37,6	115,87	4356,7
5	Опорные ребра жесткости		20	280	1230	4	4,9	43,96	215,4
6	То же		20	160	1230	4	4,9	25,12	123,1
7	Опорные листы		20	400	500	4	1,9	62,80	119,2
8	Ребра жесткости промеж.		10	280	1190	16	19,0	21,98	417,6
9	То же		10	160	1190	16	19,0	12,56	238,6
10	Окаймляющие ребра		10	120	1250	4	5,0	9,42	47,1
11	Прокладки ребер		20	40	120	64	7,7	6,28	48,4
	Итого								13010
	2% на сварные швы								260
	Всего по §1								13270
§2 Продольные и поперечные связи									
20	Диагонали продольные	для обычного исполнения Ст 3 кипящей по ГОСТ 6713-53 / 10Г2С1Д	9	90×90	2470	14	34,6		
21	То же		9	90×90	2230	4	8,9		
22	Диагонали поперечные		9	90×90	1060	8	8,5		
23	Распорки		9	90×90	1920	12	23,0		
24	Уголки фасонок		9	90×90	260	36	9,4		
26	То же		9	90×90	290	20	6,4		
							90,8	12,20	1107,8
28	Фасонки прод. связей		10	F=1102		28	3,1	78,5	243,4
27	То же		10	F=1192		8	10	78,5	78,5
29	Фасонки попер. связей		10	320	660	4	2,6	25,12	65,3
30	Прокладки диагоналей		10	110	110	9	1,0	8,64	8,6
31	Листы вомкротной балки		12	620	1930	2	3,90	58,40	227,8
32	То же - горизонтальные		10	200	1330	4	5,32	15,70	83,5
33	Ребра жесткости		20	95	620	8	4,96	14,92	74,0
34	Опорные листы балки		20	180	200	4	0,72	31,40	22,6
	Итого								1912
	3% на заклепочные головки								58
	Всего по §2								1970
	Всего на пролетное строение								15240
Высокопрочные болты с гайками и шайбами		40Х	d=22		70	464	–	0,582	270

связей могут быть заменены на высокопрочные болты d=22 при этом зачистку контактных поверхностей разрешается производить огневым способом.

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		Балуев
	Гл. инж. пр-та		Сльхова
	Рук. бригады		Силантьева
	Проверил		Фомина
	Исполнил		Силантьева
1969 г. М-б 1:15 Инв. № 5097			

Пролетное строение $\ell_р$ = 18,2 м. Конструкция главных балок. Детали. Спецификация

739/1 | 7

Копир. Корректор.

Поперечный разрез

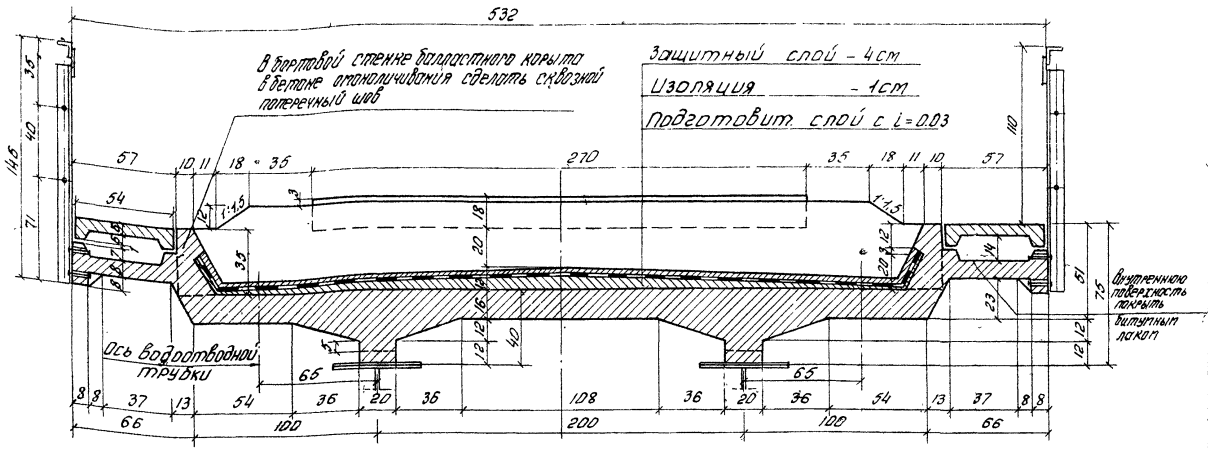
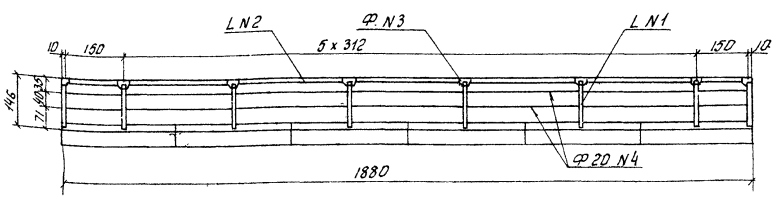


Таблица объемов работ на пролетное строение

NN п/п	Наименование			Измеритель	Количество
1	Железобетон	Сборный $R_{28}=300$ кг/см²	Плит проезда	шт/м³	6/19,3
			Тротуарных плит	шт/м³	10/1,5
		Монолитный $R_{28}=350$ кг/см² Мрз 300		м³	0,9
		Всего		м³	21,7
2	Арматура	Периодического профиля класса А-II или А-III		кг	3182
		Круглая - класса А-I		кг	723
		Всего		кг	3905
3	Листовая сталь упоров			кг	1822
4	Металл перекрытия деформационного шва			кг	291
5	Защитный слой - бетон Мрз 200 армированный металлическими сетками			м³	3,1
6	Изоляция балластного корыта			м²	87,0
7	Подготовка			м³	3,6
8	Водоотводные трубки			шт.	12
9	Балласт			м³	29,0

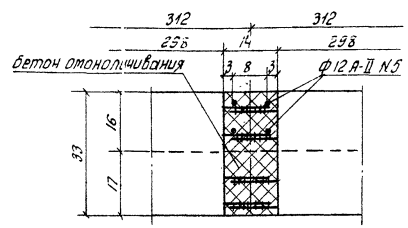
Фасад перил



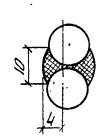
Спецификация монтажной арматуры в стыках плит на пролетное строение

NN п/п	Диаметр	Длина стержня	Колич.	Общая длина	Вес 1 пм	Общий вес
	мм	см	шт.	м	кг	кг
5	Ф12А-II	402	24	96,5	0,89	86

Сечение 1-1 (по ребру).

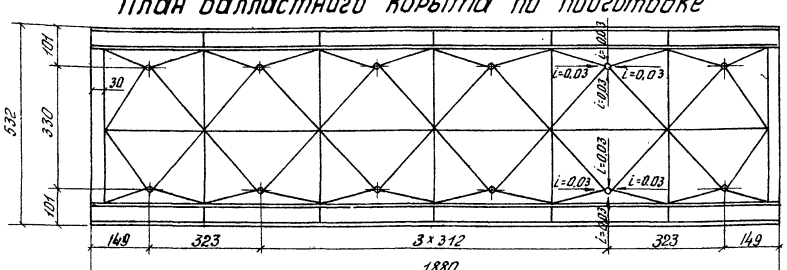


Деталь сварки арматуры



В крайних швах шириной 25 см укладывать 6 стержней N 5

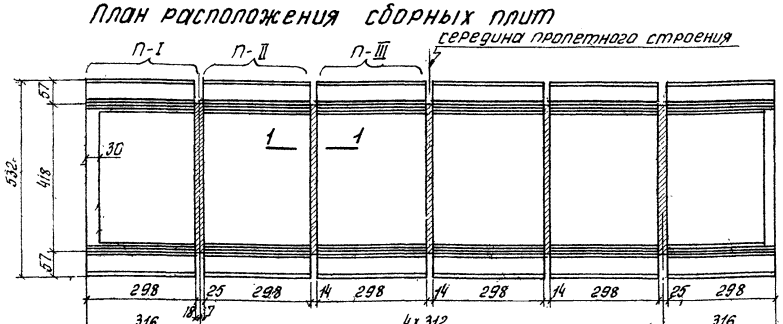
План балластного корыта по подготовке



Спецификация металла перил

NN п/п	Наименование	Сечение	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	L 80+80×8	1,36	16	21,8	—	—
2	Поручень	L 80+80×8	18,8	2	37,6	—	—
					59,4	9,65	573
3	Фасонка	δ=10	F=2,94	16	0,55	78,5	43
4	Заполнение	Ф 20А-I	18,2	4	75,2	2,47	186
	Всего на пролетное строение						802

План расположения сборных плит



Примечания:

1. Установка сборных жел. бет. плит на металлическое прол. 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 более, 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. Элементы перил NN 1-3 из стали марки 10Г2С1Д - для северного исполнения. Для обычного - из стали марки ВСт.3 для сварных конструкций.

Министерство транспортного строительства СССР

Главтранспроект Гипротрансмост

Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений сездой 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		Силантьева
Исполнил		Кожевникова

1969 г. | М-б 1:20 1:100 | Инв N 50972

Пролетное строение l_p = 18,2 м жел. бет. плита с гибкими упорами

Сборочный чертеж

739/1 | 8

Поперечный разрез

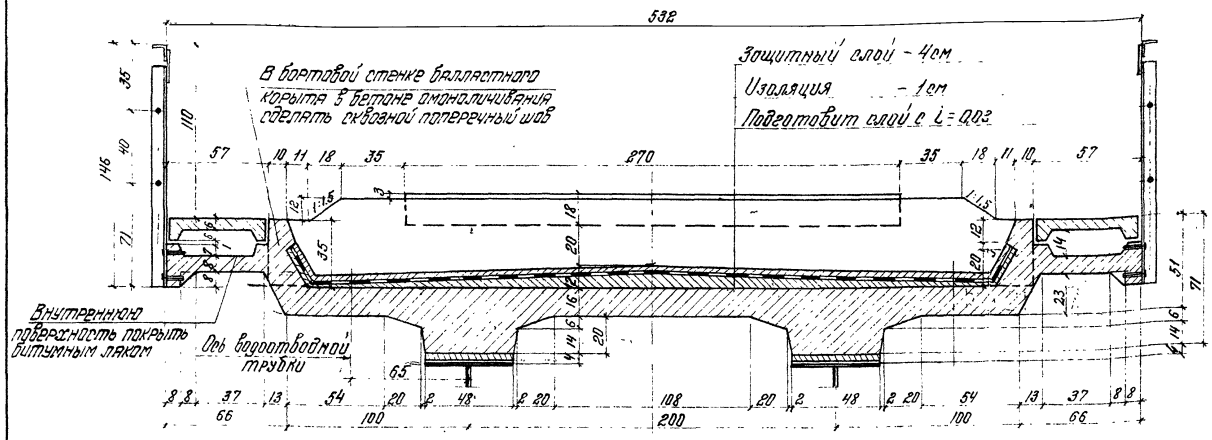
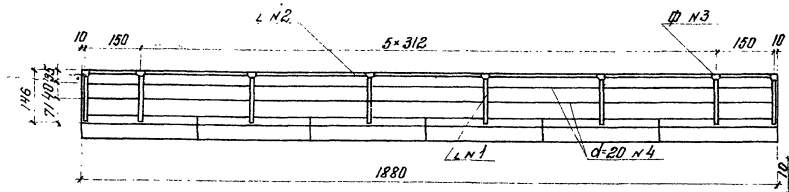


Таблица объемов работ на пролетное строение

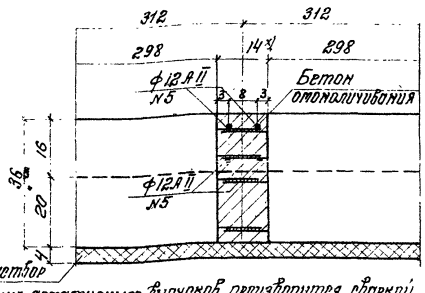
№№ п/п	Наименование			Измеритель	Количество
1	Железобетон	Сборный R_{28} = 300 кг/см²	Плит проезда	шт/м³	6/18,5
			Тротуарных плит	шт/м³	10/1,5
		Монолитный R_{28} = 350 кг/см² $M_{рз}$ 300		м³	3,4
		Всего		м³	23,4
2	Арматура	Периодического профиля класса А-II или А-III		кг	3108
		Круглая класса А-I		кг	746
		Всего		кг	3854
3	Металл перекрытия деформационного шва			кг	294
4	Защитный слой – бетон $M_{рз}$ 200 армированный металлическими сетками			м³	3,1
5	Изоляция балластного корыта			м²	87
6	Подготовка			м³	3,6
7	Водоотводные трубки			шт	12
8	Балласт			м³	29,0

Фасад перил



Деталь сварки арматуры

Сечение 1-1 (по ребру)



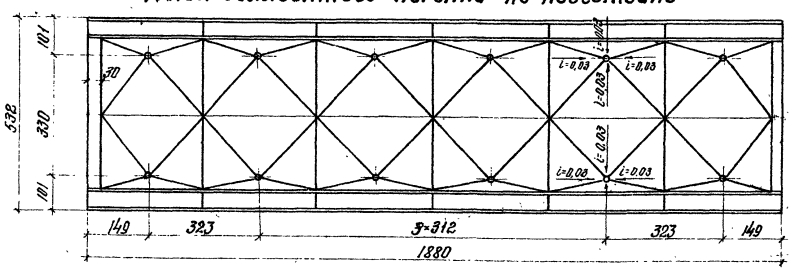
Стыкование арматурных выпусков производится сборной стержневой вязкой сетку в вертикальной плоскости парными фланговыми швами

×) В крайних швах шириной 25см - укладывать 6 стержней №5.

Спецификация монтажной арматуры в стыках плит на пролетное строение

№№ п/п.	Диаметр мм	Длина стержня см	Кол-во шт	Общая длина м	Вес 1 п/м кг	Общий вес кг
5	ф12 А II	402	24	96,5	0,89	86

План балластного корыта по подготовке

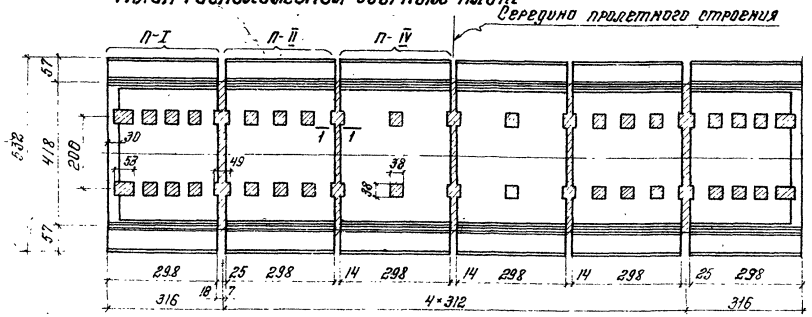


Спецификация металла перил

№№ п/п.	Наименование	Сечение мм	Длина м / Площадь кв см	Кол-во шт	Общая длина м / площадь кв м	Вес 1 п.м. кг/кв.м	Общий вес кг
1	Стойка	∠80×80×8	1,36	16	21,8	—	—
2	Поручень	∠80×80×8	18,8	2	37,6	—	—
					59,4	9,65	573
3	Фасонка	δ=10	F=294	16	0,55	78,5	43
4	Заполнение	ф20 А I	18,2	4	75,2	2,47	186
Всего на пролетное строение							802

Элементы перил №№ 1-3 из стали марки 10ГС2Д – для северного исполнения, для обычного из Ст 3 для сборных конструкций.

План расположения сборных плит



Примечания:

1. Установка сборных железобетонных плит на металлическое пролетное строение производится согласно маркировке, указанной на данном чертеже.
2. Толщина ростверка между верхним горизонтальным листом балки и низом плиты – 4см. Марка ростверка должна быть не ниже R_{28} = 400 кг/см² $M_{рз}$ 300.
3. До набора ростверком 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. Детали перил даны на черт инв № 51073.
6. Конструкция тротуарных плит дана на черт инв № 51069.
7. Сборку выпусков допускается выполнять при температуре окружающего воздуха не ниже -20°.

Министерство транспортного строительства СССР
Главтранспроект
Гипротрансмост

Рабочие чертежи металлических железобетонных пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18,2-66,0 м северном исполнении

Гл. инж. ГТМ Кочетов
Гл. инж. ПР Бродский
Рук. группы Проверил Цыганков
Исполнил Жикин

Попов, Васюев, Сливков, Огнев
Силантьева, Кожевникова

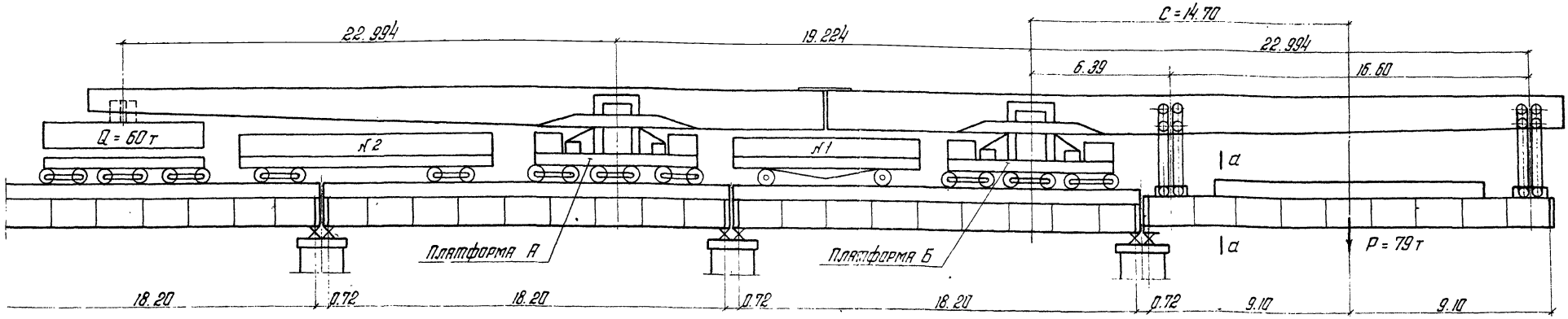
Пролетное строение 18,2 м жел. бет. плита с жесткими упорами. Сборочный чертеж

1969г. М 1:100 1:25 Инв. № 51073

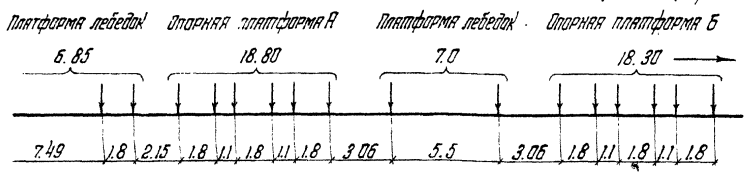
739/1 | 9

Копир Коррект: Сил

Схема установки пролетных строений $\ell_p = 18.2$ м краном ГЭК-80



Расчетная схема крана и давление на колеса платформ (т)



1. Вес 2х осной платформы лебедок - 23.2 т
Расчетное давление на колеса:

$$Д_{к_1} = \frac{23.2}{4} \times 1.1 \times 1.1 = 7.0\ т$$

2. Вес 4х осной платформы лебедок - 45.4 т
Расчетное давление на колеса

$$Д_{к_2} = \frac{45.4}{4} \times 1.1 \times 1.1 = 6.85\ т$$

3. Давление на ось опорных платформ от веса крана - 18.8 т

Определение давлений на колеса платформы А и Б

Вес подвешенного пролетн. строения P	Вес противовеса Q	Расстояние от оси платформы Б до ц.т. проп. стр-ния C	Давление на колеса платформы: от P+Q, А	от P+Q, Б	от веса крана	суммарное S, А	суммарное S, Б	Динамич. коэф. (1+M)	Коэф. смещения пути K	Расчетное давление на колеса платформы K(1+M)S, А	Б
т	т	м	т					—	—	т	
79.0	60.0	14.7	6.0	5.7	9.4	15.4	15.1	1.1	1.1	18.8	18.3

Расчетная нагрузка

I. Подвешенного пролетного строения:

а/ Вес пролетного строения - по паспорту /с коэф. перегрузки/ без 2х крайних плит - 77 т
б/ строповочные приспособления - 2 т
} P = 79 т

II. Вес уложенного пролетного строения:

а/ вес пролетного строения с плитами и изоляцией - 100 т
б/ временное мостовое полотно - 0.4 × 1.1 = 0.44 т/м балки.

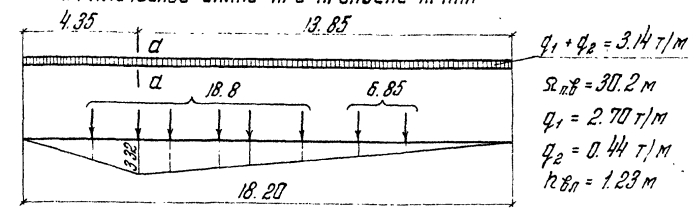
Коэфициенты при монтаже

Динамический коэфициент (1+M) = 1.1
Коэфициент смещения пути K = 1.1

Примечания

1. Пролетное строение устанавливается краном ГЭК-80 с четырмя средними омоноличенными и соединенными с металлическими балками блоками жел бет плит. Крайние блоки плит укладываются после установки пролетного строения на опоры. Кран с грузом можно пропускать по пролетному строению в котором средние блоки /длиной 12.34 м/ омоноличены и соеденены с металлическими балками, а крайние блоки уложены, но не омоноличены.
Постоянное мостовое полотно, для пропуска крана с грузом на крюке по пролетному строению, укладывается после установки пролетного строения на опоры.
2. Пропуск крана ГЭК-80 по металлическим балкам с уложенным временным мостовым полотном разрешается с грузом в который входит металлические балки с уложенным по ним временным мостовым полотном.
3. Пропуск крана ГЭК-80 с грузом по металлическим балкам и с уложенной, но не омоноличенной плитой, не допускается.
4. Схема установки пролетного строения $\ell_p = 18.2$ м краном ГЭПК-130 дана в разделе II, чертеж инв. № 54340.

Проверка напряжения сечения а-а металлической балки при пропуске крана



Моменты в сеч. а-а: M_s	M_q	ΣM	$W_в$	σ
т/м			см³	кг/см²
303	95	398	16 000	2520

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	[подпись]	Попов
Нач. отдела	[подпись]	Валуев
Гл. инж. пр-та	[подпись]	Слыхова
Рук. бригады	[подпись]	Огнев
Проверил	[подпись]	Силантьева
Исполнил	[подпись]	Козлова

Пролетное строение $\ell_p = 18.2$ м. Установка главных балок в пролет краном ГЭК-80

1969 г | М-б | Инв. № 50974

739/1 | 10

Копировал: [подпись] Корректировал: [подпись]

Усилия в главных балках при расчете на прочность

NN 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_{pI}	M_{pII}	$n(1+\mu)\omega_M q_{вр}$	ΣM_{II}	Q_{pI}	Q_{pII}	$n(1+\mu)\omega_Q q_{вр}$	ΣQ_{II}
	м	м²	м	т/м		—	—	т/м	тм				т			
0	0	0	9,1						0	0	0	0	24,5	20,9	147,1	168,0
1	4,0	28,4	5,1	2,69	2,29	1,245	1,373	9,46	76,5	65,1	460	525	13,7	11,7	82,5	94,2
2	9,1	41,4	0						111,5	95,0	671	766	0	0	0	0

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

Усилия в главных блоках при расчете на выносливость

NN 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_{pI}	M_{pII}	$\varepsilon(1+\mu)\omega_M q_{вр}$	ΣM_{II}	Q_{pI}	Q_{pII}	$\varepsilon(1+\mu)\omega_Q q_{вр}$	ΣQ_{II}
	м	м²	м	т/м		—	—	т/м	тм				т			
0	0	0	9,1						0	0	0	0	20,9	16,3	100,4	116,7
1	4,0	28,4	5,1	2,29	1,79	0,85	1,373	9,46	65,1	50,9	314,0	364,9	11,7	9,1	56,3	65,4
2	9,1	41,4	0						95,0	74,2	457	531,2	0	0	0	0

Постоянная нагрузка на погонный метр балки.

Стадия работ	Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка	Коэф-т перегрузки (на прочность)	Расчетная нагрузка на прочность
		т/м		т/м
I стадия	Вес металла пролетных строений	0,43	1,1	0,47
	Вес жел. бет. плиты М – „300"	1,45	1,1	1,60
	Вес изоляции, защитного слоя, подготовка	0,41	1,5	0,62
	Итого по I стадии P_I	2,29	—	2,69
II стадия	Вес балласта и рельс	1,59	1,3	2,07
	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}	1,79	—	2,29

Определение постоянной нагрузки на 1 п.м балки

1. Вес жел. бет. плиты с упорами

Вес горизонтальных листов упоров 1,5 т

Площадь сечения плиты $F = 1,131\ м^2$

$$P_1 = \frac{1,131 \times 2,5}{2} + \frac{1,5}{2 \cdot 18,2} = 1,41 + 0,04 = 1,45\ т/м$$

2. Вес изоляции, защитного слоя, подготовки

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

$$P_2 = \frac{3,79 \times 0,095 \times 2,2 \times 18,8}{2 \times 18,2} = 0,41\ т/м$$

3. Вес балласта и рельс

Площадь балластной призмы

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

$$P_3 = \frac{1,54 \times 2,0 \times 1,88}{2 \cdot 18,2} = 1,59\ т/м$$

Временная вертикальная нагрузка: С-14

Динамический коэффициент.

$$(1+\mu) = 1 + \frac{18}{30+\ell} = 1 + \frac{18}{30+18,2} = 1,373$$

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. Г.Т.М.		Попов
Нач. отдела		Валуев
Гл. инж. пр.		Слыхова
Рук. бригады		Огнев
Проверил		Огнев
Исполнил		Козлова

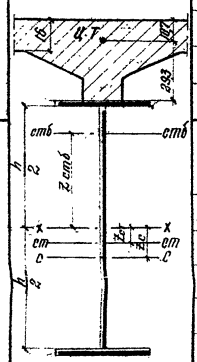
1969 г. | м-б | Инв. № 50975

Пролетное строение $\ell_р = 18,2$ м нагрузки и усилия в главных балках.

739/1 | 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_0	ΔJ_0	$J_{нт}$	$\frac{y_{бр}}{y_б}$	$\frac{W_{бр}}{W_б}$	$\frac{\sigma_{бр}}{\sigma_б}$	Расчетный случай	Ординаты фибр y_c	$y_{ст}$	$y_{стб}$	Моменты сопротивления нетто W_c	$W_{ст}$	$W_{стб}$	$y_{бст}$	$S_{бст}$	Расчетные моменты	Напряжения σ_I	σ_{II}	$\left(\frac{S_{бст}}{W_{ст}} \pm \frac{F_б}{F_{ст}}\right) R_б$	$\Sigma\sigma$
		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			
2 9,1 м	Бетон марки „300"	в.г.л. 480×20	96.0	11,2	84.8	62,5	6.0		3.74								$\frac{\sigma_{бр}}{\sigma_б}=1,25$ т.к. $K>1,2$, то $R_б=R_{и.б}=$ $=0,9\cdot150=135$ кг/см² $\sigma_{бр}=150$ кг/см² $>R_б=135$ кг/см² $\sigma_б=120$ кг/см² $<R_б=135$ кг/см² расчет ведется по измененным формулам случая „А"	77.7	71.0	14.8	0.152	0,212	2.830			$M_I=111.5$ $M_{II}=76.6$	735	270	—	**) 1064
		в.л. 1230×12	147.6		147.6	0			1.86																					
		н.г.л. 480×40	192.0		192.0	-63.5	-12,2		7.75									51.3	58.0	114.2	0,230	0,260	0,367				485	2090	—	**) 2591
			435.6		424.4		-6,2	-14,2	13.35	0.88	12.47	0,66	11.81																	
		армат. 26ф12	29.4		29.4	92.8	2.7		2,53															—	—					
			466.0		453.8		-3,5	-7,5	15,88	0,26	15.62	0,55	15.07																	
		бетон n=6,7	592.8		592.8	92.8	55.0		51,10					54.8	0,76	150														
			1057.8		1046,6		51.5	48.7	66,98	25,00	41,98	0,02	41.96	44.1	0,95	120														
1 4.0 м		в.г.л. 480×20	96.0	11.2	84.8	62.5	6.0		3.74								$\frac{\sigma_{бр}}{\sigma_б}=1,32$ т.к. $K>1,2$, то $R_б=R_{и.б}=$ $=0,9\cdot150=135$ кг/см² $\sigma_{бр}=119$ кг/см² $<R_б=135$ кг/см² расчетный случай „А".	63,5		3,5	0,14		8,190			$M_I=76.5$ $M_{II}=525$	550	64	—	614
		в.л. 1230×12	147.6		147.6				1.86																					
		н.г.л. 480×20	96.0		96.0	-62.5	-6.0		3.74									63,5		123,5	0.14		0,233				550	2250	—	2800
			339.6		328.4		0	0	9.34	0	9.34	0,44	8.90																	
		армат 26ф12	29.4		29.4	92.8	2.7		2,53																—					
			369.0		357.8		2.7	7.3	11.87	0,20	11.67	0,34	11.33																	
		бетон n=6,7	592.8		592.8	92.8	55.0		51.10					43.5	0,66	119														
			961.8		950.6		57.7	60.0	62,97	34.60	28.67	0	28.67	32.8	0,87	90														



Коэффициент 0,9 введен в расчетное сопротивление бетона согласно ВСН 151-68

Расчет по измененным формулам случая „А".

**) $\sigma=\sigma_I+\sigma_{II}+\Delta\sigma$

$$\Delta\sigma_в=\frac{N_\Delta Z_{\Delta,ст}}{W_{в,ст}}+\frac{N_\Delta}{F_{ст}}$$

$$\Delta\sigma_н=\frac{N_\Delta Z_{\Delta,ст}}{W_{н,ст}}-\frac{N_\Delta}{F_{ст}}$$

$$\Delta N=\frac{(\sigma_{бр}-R_б)(Z_{бр,б}-Z_{R,б})}{2}\text{ впл}$$

$$Z_{R,б}=Z_{бр,б}\frac{R_б-\sigma_б}{\sigma_{бр}-\sigma_б}$$

$$Z_{\Delta,ст}=Z_{бр,ст}-\frac{1}{3}(Z_{бр,б}-Z_{R,б})$$

$$Z_{R,б}=10,7\frac{135-120}{150-120}=5,35\text{ см.}$$

$$N_\Delta=\frac{(150-135)\cdot(10,7-5,35)}{2}200=8030\text{ кг}$$

$$Z_{\Delta,ст}=111.0-\frac{1}{3}(10,7-5,35)=109,2\text{ см}$$

$$\Delta\sigma_в=\frac{8030\cdot109.2}{21200}+\frac{8030}{453,8}=59\text{ кг/см}^2$$

$$\Delta\sigma_н=\frac{8030\cdot109.2}{26000}-\frac{8030}{453.8}=16\text{ кг/см}^2$$

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		Огнев
Исполнил	Козлова	Козлова

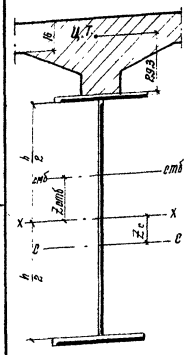
Пролетное строение $l_р=18,2$ м.
Расчет главных балок на прочность

1969 г. М-б. Инв. № 50976

739/1 12

Копир. Корректор. 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_0	$y_{бф}$	$W_{бф}$	$\sigma_{бф}$	Выносливость бетона	Ординаты фибр y_c	$y_{стб}$	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	10³см³	см	10⁵см⁴			см	10⁵см³	кг/см²		см		10⁵см³			кг/см²								кг/см²	тм.
2 9.1		в.г.л. 480×20	96.0	62.5	6.0		3.74						$\rho=\frac{M_{pII}}{M_{II}}=\frac{74.2}{531.2}=0.14$	На уровне прикрепления связей														$M_{pI}=95.0$
		в.л. 1230×12	147.6				1.86							25,3	62,1	0,493	0,477	1.000	193	155	957	1305	348	0,267	1.9	0,78	2180	$M_{pII}=74.2$
		н.г.л. 480×40	192.0	-63,5	-12.2		7.75						$K_p=1.02$	51,3	88,1	0,243	0,336	1.045	391	211	1302	1904	602	0,316	1.0	1.0	2700	$M_q=457.0$
			435.6		-6,2	-14.2	13.35	0,88	12.47				$K_p R'_{u,б}=1.02\cdot0.9\cdot115=105,6$ кг/см²															$\Sigma M_{II}=531.2$
		армат. и бетон	228.0	92.8	21.2		19.65																					
		n=20	663,6		15.0	22.6	33.00	3.38	29.62	80.9	0,37	72.5	72,5 кг/см² < 105,6 кг/см²															
4.0		в.г.л. 480×20	96.0	62,5	6.0		3,74						$\rho=\frac{M_{pII}}{M_{II}}=\frac{50,9}{364,9}=0,14$	На уровне прикрепления связей														$M_{pI}=65,1$
		в.л. 1230×12	147.6				1.86							39,5	76,8	0,236	0,274	1,030	276	180	1111	1567	456	0,291	1,9	0,79	2210	$M_{pII}=50,9$
		н.г.л. 480×20	96.0	-62,5	-6,0		3,74						$K_p=1.02$	63,5	100,8	0,147	0,209	1,068	443	228	1404	2075	671	0,323	1,6	0,91	2540	$M_q=314,0$
			339,6		0	0	9,34	0	9,34				$K_p R'_{u,б}=1.02\cdot0.9\cdot115=105,6$ кг/см²															$\Sigma M_{II}=364,9$
		армат. и бетон	228.0	92.8	21.2		19,65																					
		n=20	567.6		21.2	37.3	28,99	7.90	21.09	66.2	0,32	57.0	57 кг/см² < 105.6 кг/см²															

Бетон марки „300"

Определение коэффициентов m' и γ

$$m'_i = 1+\left(1-0,75\frac{\sigma_{бф}}{K_p\cdot R'_{u,б}}\right)\cdot\left(\frac{W_i\,стб}{W'_i\,стб}-1\right) \text{ при } \sigma_{бф} < 0,8\,K_p\cdot R'_{u,б} \text{ (по ВСН 92-63)}$$

$$\gamma = \frac{1}{(a\beta+b)-(a\beta-b)\rho} \le 1 \quad a=0,65;\ b=0,30 \text{ (по СН 200-62)}$$

Для нижнего горизонтального листа	Для вертикального листа на уровне связей
Сечение 2 $X=9.1$ м $m'_н = 1+\left(1-0,75\frac{72.5}{105.6}\right)\cdot\left(\frac{0.367}{0.336}-1\right)=1.045$ $\beta=1.0$ $\gamma_н=\frac{1}{(0,65\cdot1.0+0,30)-(0,65\cdot1.0-0,3)0,316}>1.0$ принято $\gamma=1.0$	$\sigma_{бф}=72,5<0,8\cdot105,6=84,5$ кг/см² $m'_{св}=1+\left(1-0,75\frac{72.5}{105,6}\right)\cdot\left(\frac{0,476}{0,477}-1\right)=1.00$ $\beta=1,9$ $\gamma_{св.}=\frac{1}{(0,65\cdot1,9+0,30)-(0,65\cdot1,9-0,30)0,267}=0,78$
Сечение 1 $X=4.0$ м $m'_н=1+\left(1-0,75\frac{57.0}{105,6}\right)\cdot\left(\frac{0.233}{0,209}-1.0\right)=1,068$ $\beta=1.6$ $\gamma_н=\frac{1}{(0,65\cdot1,6+0,30)-(0,65\cdot1,6-0,30)0,323}=0,91$	$\sigma_{бф}=57.0<0,8\cdot105,6=84,5$ кг/см² $m'_{св}=1+\left(1-0,75\frac{57}{105,6}\right)\cdot\left(\frac{0,288}{0,274}-1\right)=1,030$ $\beta=1,9$ $\gamma_{св.}=\frac{1}{(0,65\cdot1,9+0,30)-(0,65\cdot1,9-0,30)0,291}=0,79$

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. Коэффициент концентрации при проверке на выносливость принят
   при отсутствии изменения сечения $\beta=1.0$;
   при изменении ширины листа $\beta=1,4$;
   при изменении толщины 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
Главтранспроект
Гипротрансмост

Рабочие чертежи металлических жел. дор. пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18,2–66,0 м в северном исполнении

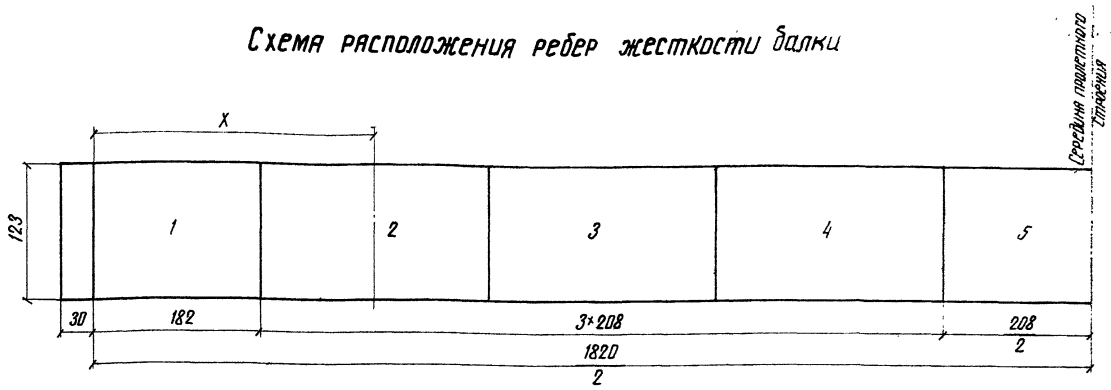
Гл. инж. Г.Т.М.		Попов
Нач. отд.		Валуев
Гл. инж. пр.		Слыхова
Рук. бригады		Огнев
Проверил		Огнев
Исполнил	Козлова	Козлова

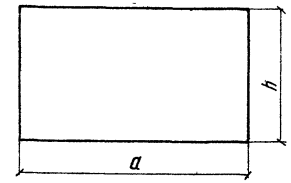
1969 г. М-б. Инв. № 50977

Пролетное строение $e_p=18,2$ м. Расчет главных балок на выносливость

739/1 13

Схема расположения ребер жесткости балки





Усилия и напряжения в отсеках стенки балки

Усилия от постоянной нагрузки									Загружение на Q_{max}									Напряжения кг/см²			
									Усилие от временной нагрузки							Расчетные усилия		нормальные		касат.	местные
NN отсека	X	$\ell - X$	Ω_M	Ω_Q	M_{PI}	M_{PII}	Q_{PI}	Q_{PII}	Ω_M	Ω_Q	α	q	n	M_q	Q_q	M_{II}	ΣQ_{I+II}	$\sigma = \frac{M_I y_c}{J_c} + \frac{M_{II} y_{стб}}{J_{стб}}$		$\tau = \frac{2\Sigma Q S_{стб}}{3 J_{стб}}$	p
—	м	м	м²	м	тм	тм	т	т	м²	м	—	т/м	—	тм	т	тм	т	$\sigma_в$	$\sigma_н$	кг/см²	кг/см²
1	0.91	17.29	7.87	8.19	21.2	18.1	22.0	18.8	7.48	8.22	0.5	9.585	1.248	122.0	134.5	140.1	175.3	147	730	707	432
2	2.86	15.34	21.95	6.24	59.2	50.6	16.8	14.4	18.45	6.46	0.5	9.885	1.254	314.5	110.0	365.1	141.2	409	1930	567	270
3	4.94	13.26	32.80	4.16	88.3	75.5	11.2	9.6	23.95	4.85	0.5	10.245	1.260	426.0	86.2	501.5	107.0	730	1665	409	670
4	7.02	11.18	39.30	2.08	105.5	90.5	5.6	4.8	24.10	3.44	0.5	10.650	1.266	448.0	64.0	538.5	74.4	844	1826	285	1080
5	9.10	9.10	41.40	0	111.5	95.5	0	0	20.70	2.28	0.5	11.135	1.273	404.0	45.0	499.5	45.0	872	1740	172	270

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

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

NN отсека	X см	Размеры отсека см		Нормальное $\sigma_0 = 190 X K \left(\frac{100б}{h}\right)^2$						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
		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	91	182	123	1.48	6.00	1.65	95.7	0.96	28800	123	1.48	2.190	1.42	0.96	1860	1.48	8.08	2.48	0.44	1680	0.462
2	286	208	123	1.69	5.62	1.65	95.7	0.96	28800	123	1.69	2.856	1.47	0.96	1812	1.69	9.32	2.68	0.33	1562	0.366
3	494	208	123	1.69	3.28	1.65	65.5	0.96	19700	123	1.69	2.856	1.47	0.96	1812	1.69	9.32	2.68	0.33	1562	0.519
4	702	208	123	1.69	3.16	1.65	60.5	0.96	18200	123	1.69	2.856	1.47	0.96	1812	1.69	9.32	2.68	0.33	1562	0.753
5	910	208	123	1.69	3.00	1.65	53.8	0.96	16200	123	1.69	2.856	1.47	0.96	1812	1.69	9.32	2.68	0.33	1562	0.246

Основные данные:

1. Постоянная нагрузка:
   $P_I = 2.69$ т/м
   $P_{II} = 2.30$ т/м
   $P_м = 4.52$ т/м (без веса балки)
2. Динамический коэффициент $1+\mu = 1.373$
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 –
   $$p = \frac{2K(1+\mu)n + P_м}{100б_{ст}} \qquad \lambda = 3.0\ м \quad n = 1.291 \quad 1+\mu = 1.545$$
   $$p = \frac{(2.7 \cdot 1.545 \cdot 1.291 + 452)\,10^3}{100 \cdot 1.2} = 270\ кг/см^2$$
   б) для отсеков, в которых нагрузка расположена между вертикальными ребрами, определяется –
   $$p = \frac{[2K(1+\mu)n + P_м]\,\ell_{лл}}{(\ell_a + 2б_{в.г.л})\,\delta_{ст}}$$, где ℓ_a – длина упора

Примечание

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

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 $\ell_p = 18.2$ м Расчет на местную устойчивость.
	Гл. инж. ГТМ		Попов	
	Нач. отдела		Валуев	
	Гл. инж. пр-та		Слыхова	
	Рук. бригады		Огнев	
	Проверил			
1969г. М-б Инв.№50978	Исполнил	Козлова	Козлова	739/1 14

Копир: Корректн: Козлова

Проверка приведенных напряжений в стенке балки

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

NN сечений	Расстояние от опоры X	Наименование фибры стенки	Расчетная площадь	Расчетные усилия				Статические моменты					Моменты инерции		Моменты сопротивления		Напряжения		
								ординаты											
				M_I	M_{II}	Q_I	Q_{II}	y_c	$y_{стб}$	$y_б$	S_c	$S_{стб}$	J_c	$J_{стб}$	$W_{с.нт}$	$W_{стб\ нт}$	σ	τ	$\sigma_{пр}$
—	м	—	см²	тм		т		см			10^3 см³		10^6 см⁴		10^5 см³		кг/см²		
0	0	—	96 + + 61,5×1,2	0	0	24.5	167.9	62,5	—	—	8.27	—	0,93	—	—	—	0	1420 x)	—
1	4.0	верхняя	96+592,8	76.5	525,0	13.7	94.2	62,5	2,5	32.8	6.00	19.68	0.93	2.87	0,145	19.100	556	612	1070
		нижняя	96					62,5	122,5	—	6.00	11.76			0,145	0,236	2748	395	2532
2	9,1	верхняя	—	111.5	766,0	0	0	—	—	—	—	—	—	—	0,156	3.280	1005	0	—
		нижняя													0,250	0,381	2470		

x) Скалывающее напряжение в опорном сечении определено для стального сечения

Расчет балки на прочность от дополнительного сочетания нагрузок

NN сечений	Расстояние от опоры X	Наименование фибры	Расчетные усилия							Моменты сопротивления		Расчетная площадь		Напряжения (кг/см²)									
			От вертикальной нагрузки			От торможения		От ветра						От вертикальной нагрузки			От торможения		От ветра	От усадки	От темпер.	Суммарное	
			M_{pI}	M_{pII}	$0{,}8M_q$	$0{,}8M_T$	$0{,}8N_T$	M_w	$S_w = \frac{M_w}{в}$ x)	W_c	$W_{стб}$	$F_{стб}$	$F_w = F_{нп} + 2{,}5 \cdot б_{ст}$	σ_{pI}	σ_{pII}	σ_q	$\sigma_{тн}$	$\sigma_{тн}$	σ_w	σ_y	$\sigma_т$	$\Sigma\sigma_A$	$\Sigma\sigma_Б$
	м	—	тм			тм	т	тм	т	10^5 см³		см²		1	2	3	4	5	6	7	8	1-6	1+2+3+7+8
1	4.0	верхняя	76.5	65.1	368.0	18.6	13.4	4.6	2.3	0,140	8,190	950.6	1320	-550	-8	-45	-2	±14	—	-117	-44	-619	-764
		нижняя								0,140	0,233			+550	+279	+1580	+80		+17	+16	+219	+2520	+2644
2	9.1	верхняя	111.5	95.0	536,0	11.0	8.6	6.6	3.3	0,152	2.830	1046.6	2280	-735	-34	-189	-4	±8	—	-118	-41	-970	-1117
		нижняя								0,230	0.367			+485	+260	+1460	+30		+14	+23	+133	+2257	+2361

x) расстояние между главными балками в=2.00м

1. Усилия от вертикальных нагрузок взяты из расчетного листа (инв. N50975)
2. Расчетные комбинации нагрузок, входящие в дополнительное сочетание:

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

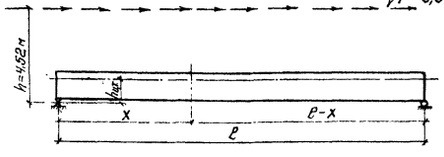
3. Ветровая нагрузка учитывается только для нижнего пояса.

Погонная нагрузка: $q_w = [0{,}4h_б + 0{,}2(h_{пр\,4} + h_п)]q_{пр} =$

$= [0{,}4 \times 1{,}29 + 0{,}2(1{,}10 + 3{,}00)] \times 0{,}1 \times 1{,}2 = 0{,}16$ т/м.

4. Погонная нагрузка от торможения: $q_T = 0{,}1 \times q \times 0{,}8 \cdot 17 ср = 0{,}1 \times 9{,}46 \times 0{,}8 \times 1{,}245 = 0944$ т/м.

$q_T = 0{,}944$ т/м.



$N_x = q_T(e-x)$

$M_x = N_x h_{ц.т}$

Сечение	X (м)	$h_{ц.т}$ (м)
1	4.0	1.385
2	9.1	1.270

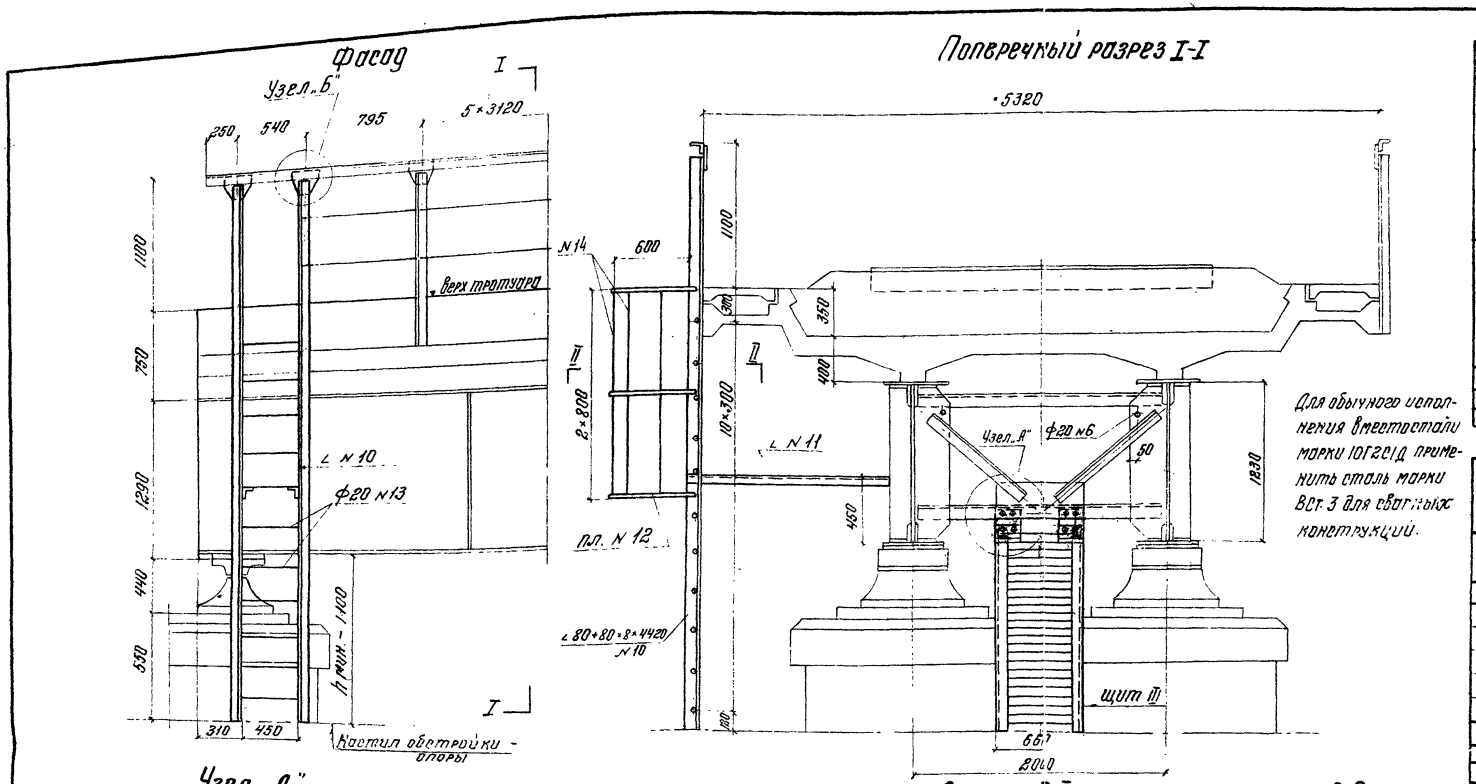
5. Напряжение от усадки бетона и колебания температуры определяются по формулам, приведенным в ТУ ВСН 92-63. Величина относительной деформации усадки бетона при сборной плите принята $\varepsilon_y = 1 \cdot 10^{-4}$. Модуль упругости бетона $E_y = 0{,}5\,E_б$.

6. Воздействие разности температуры между сталью и бетоном:

при растяжении $t = +30°$ (для нижнего пояса)

при сжатии $t = -15°$ (для верхнего пояса)

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 $L_p = 18{,}2$ м. Проверка приведенных напряжений. Расчет на дополнительные нагрузки.	
	Гл. инж. ГТМ		Попов		
	Нач. отд.		Валуев		
	Гл. инж. пр.		Слыхова		
	Рук. бригады		Огнев	739/1	15
	Проверил		Огнев		
1969г. М-б. — Инв. N50979	Исполнил	Козлова	Козлова		

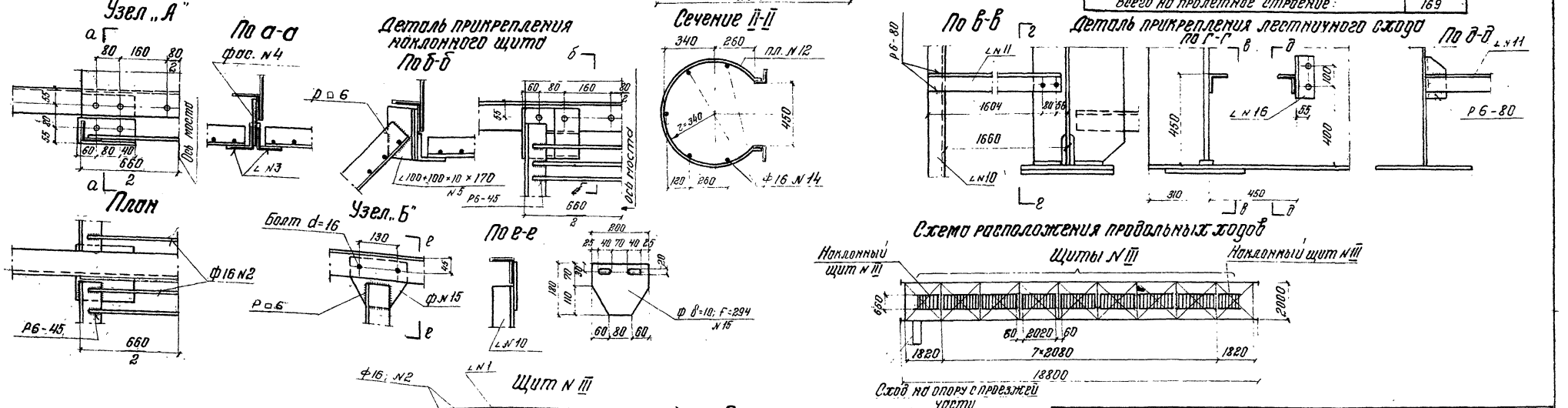


Спецификация металла на продольные смотровые ходы

NN щита	NN п/п	Материал	Сечение эл-та мм	Вес 1 п.м кг	На один щит: Длина эл-та мм	Кол. шт.	Общая длина м	Общий вес щита кг	На пролет строен.: Количество щитов	Общий вес кг.
III	1	М16С	∠70+70×6	6,39	2020	2	4.04	25.8		
	2	АI	ф16	1.58	610	23	17.70	28.0		
								53.8	9	484
Соединит. эл-ты	3	10Г2С1Д	∠90+90×9	12.2	180	28	5.04	61.5	-	62
	4	—"—	160×10	12.56	170	16	2.72	34.1	-	34
	5	10Г2С1Д	∠100+100×10	15,1	170	4	0,68	10,3	-	10
	6	АI	ф20	2.47	18800	2	37.6	92,9	-	93
								Итого:		683
1,5% на сварные швы										10
Всего на пролетное строение										693

Спецификация металла на лестничный сход

NN п/п.	Материал	Сечение эл-та мм.	Длина мм	Колич. шт.	Общ длина м	Вес 1 п.м. кг	Общий вес кг.
10	10Г2С1Д	∠80+80×8	4120	2	8,84		
11		∠80+80×8	1720	2	3.44		
					12,3	9,65	118,7
12	ВМ ст.3сп.	пл. 50×6	1750	3	5,25	2,36	12,4
13	А-I	ф20	530	11	5,83	2,47	14,4
14		ф16	1700	5	8.5	1,58	13,4
15	ВМ ст.3сп.	ф. δ=10	F=294	2	F=0,06	72,5	4,7
16	10Г2С1Д	∠90+90×9	200	1	0,2	12,2	2,4
					Итого		166
1,5% на сварные швы:							3
Всего на пролетное строение:							169



Примечания:

1. В случае выполнения работ по сварке при отрицательной температуре, все работы должны производиться в соответствии с требованиями СН363-66.
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.		Слыхова
Рук бригады		Силантьева
Проверил		Фомина
Исполнил		Силантьева

Пролетное строение ℓ_p=18,2 м
Смотровые приспособления. Смотровые ходы и сход на опору.

1969г. М-б 1:30 1:15 1:10 Инв №51973

739/1 (16)

Копир: Коррект.

gost.e-ecolog.ru