

СССР
Министерство транспортного строительства
Главтранспроект
Гипротрансмост

Типовой проект №3.501-49.
Металлические железнодорожные
пролетные строения
с ездой поверху на балласте
пролетаму 18,2 - 66,0 м
в северном исполнении.

Рабочие чертежи.
Пролетное строение $l_p = 23,0$ м.
Раздел I.
Пояснительная записка и чертежи.

Начальник Гипротрансмостя *[подпись]* / Крыльцов /
Главный инженер проекта *[подпись]* / Слышкова /

Проект утвержден
приказом МПС №17-15741
от 5 июня 1970г.

ЦНД. №739/2

Москва
1969г.

Пролетное строение $L_p = 23.0$ м.

Раздел I. Пояснительная записка и чертежи.

Содержание раздела I.

№ п/п	Наименование	№ листов	Идентификационный №
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 $L_p = 23.0$ м	5	50983
6	Пролетное строение $L_p = 23.0$ м. Конструкция главных балок.	6	50984
7	Пролетное строение $L_p = 23.0$ м. Конструкция главных балок. (продолжение). Спецификация.	7	50985
8	Пролетное строение $L_p = 23.0$ м. Железобетонная плита с гребнями упорами. Сборочный чертеж.	8	50986
9	Пролетное строение $L_p = 23.0$ м. Железобетонная плита с жесткими упорами. Сборочный чертеж.	9	50987
10	Пролетное строение $L_p = 23.0$ м. Установка главных балок в пролет краем ГЭК-80.	10	50988
11	Пролетное строение $L_p = 23.0$ м. Нагрузки и усадки в главных балках.	11	50989
12	Пролетное строение $L_p = 23.0$ м. Расчет главных балок на прочность.	12	50990
13	Пролетное строение $L_p = 23.0$ м. Расчет главных балок на долговечность.	13	50991
14	Пролетное строение $L_p = 23.0$ м. Расчет на местную устойчивость.	14	50992
15	Пролетное строение $L_p = 23.0$ м. Расчет предельных напряжений. Расчет на дополнительные напряжения.	15	50993
16	Пролетное строение $L_p = 23.0$ м. Смотровые приспособления. Смотровые ходы и сход на опору	16	51974

Условные обозначения.

⊕ — Заводская этикетка $d = 23$ мм из стали марки 09Г2 по ГОСТ 5058-55 с дополнительными требованиями (для северного исполнения).

⊕ — Заводская этикетка $d = 23$ мм „Шплат“ из стали марки Ст 2 по ГОСТ 495-41.

⊕ — Шпилька $d = 28$ мм для высокопрочных болтов $d = 22$ мм.

⊕ — Шпилька $d = 25$ мм для высокопрочных болтов $d = 22$ мм.

⊕ — Анкерные болты опорных частей. Шпильки этикетки указываются буквами.

Я — Автоматическая

П — Полуавтоматическая

Р — Ручная

Пути шпильки указываются знаком.

X — Стальные x-образные шпильки

√^{x-e} — Стальные шпильки $\frac{\text{видимый}}{\text{невидимый}}$

h — Размер катета шпильки в мм.

e — Длина шпильки в мм.

Пояснительная записка $l_p = 23.0 м$

Типовой проект металлических железнодорожных пролетных строений с ездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0 м в северном исполнении разработан Гипротрансостром по плану типового проектирования 1969 г. в соответствии с проектными заданиями, 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 И-д. 7-62^а, СН 200-62, ВСН 145-68. Указаны 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 стальных железобетонных пролетных строений; ВСН 144-68. Указаны по применению высокопрочных болтов в стальных конструкциях мостов; СН 365-67 и ВСН 151-68. Указаны 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 в т/м².

§3. Материалы.

А. Металл.

Для основных деталей пролетного строения проектом предусматривается применение марганцовистой низколегированной стали марки 10Г2С1Д или 15ХНД по ГОСТ 308-65.

В зависимости от категории качества примененной стали по данному проекту могут изготавливаться пролетные строения для установок в районах с расчетной минимальной температурой воздуха от -40°C до -50°C. Обычное исполнение: а) в районах с низкими температурами; б) северное исполнение - зона А с расчетной минимальной температурой воздуха от -40°C до -50°C включительно и зона Б с расчетной минимальной температурой воздуха ниже -50°C.

При изготовлении пролетных строений северного исполнения стали элементов должны отвечать требованиям ВСН 145-68: §2; 2.3; 2.4; 2.5; 2.6 пункты "А" и "Б" и примечание; 2.8.1.

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, 6; 3; 4; 7; 10; 11.

Монтажные соединения запроектированы на высокопрочных болтах.

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

При изготовлении пролетных строений "северного исполнения" к вспомогательным деталям относятся: прокладки под уголки жесткости, прокладки для оголовьев 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 $R_{23} = 300 \text{ кг/см}^2$ для оттопливания плит марки $R_{23} = 300 \text{ кг/см}^2$. По морозостойкости марка бетона принята не ниже Мр - 300. Плиты балластного корыта для обычного исполнения должны быть изготовлены в соответствии с требованиями СН 365-67: §5 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. 5сп по ГОСТ 380-60^а марганцовистой прокатки. Согласно решения к протоколу

№9 (355) от 2-го февраля 1970 г. секции строительства мостов технического совета Минтрансостра допускается примененные арматуры марки Ст. 5сп ксилоордно-кнберторной прокатки только Крнборозжского 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 рабочей арматуры марки Ст. 5сп применяется арматура периодического профиля класса А II марки 10ГТ по ГОСТ 1-89-67 или класса А II марки 25Г2С по ГОСТ 5781-61 и ГОСТ 308-65.

Для хомутов и распределительной арматуры принята арматура гладкого профиля из стали класса А I марки ВМ 3сп или ВК Ст. 3 сп по ГОСТ 5781-61 и ГОСТ 380-60^а.

II. Расчет пролетного строения.

Пролетные строения запроектированы с ездой на балласте с включением железобетонной плиты балластного корыта в составную 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°C: 1. ВСН 151-68 §31.

§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, продольных плит, коммуникаций, смотровых приспособлений и временной нагрузки: II стадия.

Расчет на прочность стальной балки, объединенной с железобетонной плитой, производится по формулам в зависимости от расчетного случая, определяемого величиной фибрового напряжения в бетоне. При напряжении $\sigma_{\text{фв}}$ не превышающем расчетного сопротивления бетона R_b , все объединенное сечение работает упруго: I случай А).

При напряжении в центре тяжести бетона $\sigma_{\text{б}}$ больше расчетного сопротивления бетона R_b и меньше $\frac{R_b}{4}$: 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 $h = 0.8$, 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 величин относительной деформации свободной усадки бетона стальных плит $\epsilon_{\text{св}} = 1.10 \cdot \sigma_{\text{св}}$.

Ползучесть в расчетах на усадку учтена принятым эффективным модулем упругости бетона $E_{\text{э}} = 0.3 E_b$.

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

При расчете объединенных балок на воздействие колебаний температуры нормативная наибольшая прочность температуры стали и железобетона принята +30°C 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 сечении 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 определенном модуле упругости стали, и бетона, снижаясь введением коэффициента m , учитывающего необходимость выносливости бетона: ВСН 92-63 п. 126. Полученные напряжения сравнивались с расчетным сопротивлением стали на изгиб пониженным, путем умножения его на χ . Коэффициент χ подсчитан по СН 200-62.

Расчетные величины эффективных коэффициентов концентрации напряжений приняты по СН 200-62: Приложение И 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 $\beta = 1.4 + 1.6 \cdot 2.24$ по первой 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.

Условия в сечении плит 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 ЦНИИОМ по программе МП-3 на ЭЦВМ БЭСМ-2М.

При расчете приняты нормативные постоянные нагрузки: вес балласта с частями пути $g_{\text{б}} = 0.8 \text{ т/м}^2$;

вес продольной перил, кабелей $g_{\text{п}} = 0.2 \text{ т/м}^2$;

усилия от временной нагрузки, $q_{\text{в}}$ определены от единичной нагрузки $q_{\text{в}} = 1 \text{ т/м}^2$.

В результате расчета ЦНИИОМ 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 формулам п. 9 СН 200-62 с коэффициентом перегрузки и динамики при $\lambda_{\text{в}} = 0$.

Б) Расчет на выносливость.

При проверке выносливости бетона стальной железобетонного пролетного строения фибровые напряжения в бетоне сравнивались с величинами $R_{\text{б}}$ и $R_{\text{п}}$ принимается по п. 157 СН 200-62.

Подсчитанные напряжения в арматуре сравнивались с $\delta_{\text{а}}$ $R_{\text{а}}$, $\delta_{\text{а}}$ приняты по п. 160 СН 200-62.

При расчете плиты в поперечном направлении рабочая арматура плит принимается из стали класса А II, марки Ст. 5сп для обычного исполнения и класса А II марки 10ГТ, и класса А II марки 25Г2С в результате расчета плит на выносливость выявлено, что уменьшил количество арматуры плиты при армировании стальной класса А II по сравнению с арматурой класса А II не удается, т.к. расчетные сопротивления на выносливость арматуры:

класса А I - $R_{\text{а}} = 1700 \text{ кг/см}^2$ и

класса А II - $R_{\text{а}} = 1800 \text{ кг/см}^2$.

§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 дополнительной разностью температур и постоянной нагрузкой 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 $\epsilon_{\text{св}} = 1.10 \cdot \sigma_{\text{св}}$.

Ползучесть бетона в расчете на усадку учтена введением

эффективного модуля упругости бетона, равного $E_u = 0.5 E_b$.

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

Напряжения в бетоне от положительной разности температур равной $+30^\circ\text{C}$ подсчитаны с коэффициентом перегрузки $n=11$ по формулам п. 99 ВСН 92-63.

По полученным суммарным напряжениям от усадки, температуры и в стабильной постоянной нагрузке 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 стальными балками и железобетонной плитой, принятой в $+30^\circ\text{C}$ по формулам п. 112 ВСН 92-63.

Объединение опорных плит с верхними поясами металлических балок запроектировано в двух вариантах:

а) на гудках упорах с прикреплением закладных деталей: блоков плит к верхнему поясу балки высокопрочными болтами;

б) на жестких упорах, размещаемых в окнах блоков плит.

Расчеты жестких и гудковых 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 балки 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 двукратные балки для подвешки пролетных строений при смене и выправлении опорных частей.

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

Вертикальные листы балок приняты толщиной 12 мм.

Из условия обеспечения местной устойчивости стенки усилены вертикальными ребрами жесткости: наружные сечением 160×10 мм; внутренние для прикрепления поперечных связей - 280×10 мм. Пролетное строение - цельноперебозное. 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 огнем способом.

Железобетонная плита балластного корыта разрабатана на сборной.

Объединение плиты с металлическими балками разрабатано в двух вариантах: на гудках и жестких упорах.

При гудковых упорах объединение плиты с стальными 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 одному кондуктору.

Расстояние между группами отверстий вдоль балок и между левых и правых балками должно соответствовать требованиям СН и ПШ-В. 5-62³⁾ таблица 8 п. 21.

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

В варианте объединения плит с металлическими балками на жестких упорах, упоры прикрепляются к верхним поясам

балок на заводе заклепками $d=23$ мм.

Заводское изготовление главных балок должно производиться в кондукторах контрольных с обеспечением всех требований СН и ПШ-В. 5-62³⁾ 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 сопригающую плоскости закладных деталей гудков упоров и горизонтальных листов верхних поясов балок) должны быть отгружены на заводе с предварительной тщательной очисткой от ржавчины, окалина, грязи, жирных пятен и пр.

Элементы пролетного строения обычного исполнения грунтуется одним слоем свинцового сурика по ГОСТ 1787-50³⁾ на натуральной льняной олифе - ГОСТ 7931-56.

По согласованию с заказчиком допускается производить грунтовку железным суриком - ГОСТ 8866-58 на натуральной олифе - ГОСТ 7931-56.

Элементы пролетного строения северного исполнения грунтуется двумя слоями грунтовки марки ХС-010 по ГОСТ 9365-60 или двумя слоями свинцового сурика марки З или 4 по ГОСТ 1787-50³⁾ 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) должны производиться заводской инспекцией с соответствующим оформлением.

Для осмотра пролетного строения запроектированы смотровые приспособления, они состоят из скобя с прорезной части на опору и ходов по нижнему 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 ПШ-В. 5-62³⁾; ВСН 131-68 и СН 365-67.

Для изготовления блоков плит должна быть использована типовая металлическая опалубка, в которой, подобно имеет отверстия для крепления закладных деталей, рассверленные по одному 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 $L_p=23.0$ м может быть также установлено краном ГЭК-130 с уложенной на главные балки и монолитной 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°C .

Монолитующие стыки плит бетоном допускается при устойчивой положительной температуре воздуха не ниже $+5^\circ\text{C}$.

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

При монолитующих плит в зимних условиях бетонные балки должны производиться с соблюдением СН и ПШ-Д. 2-62, СН и ПШ-В. 1-62³⁾ и требований ВСН 151-68³⁾ для северного исполнения.

Порядок производства работ по укладке плит дан на

чертеже инв. N 51072.

Сопрягающиеся поверхности закладных деталей гудков упоров и горизонтальных листов верхних поясов балок перед сборкой должны быть подвергнуты пескоструйной очистке. Расчетное сопротивление высокопрочного болта по касательному рабочему контакту сопряжения принято равным 7т при нормальном уровне натяжения 20т.

Гидроизоляция на блоках плит с гудками упорами должна быть уложена на заводе, изготавливающем плиты или на строительной площадке.

Стыки изоляции заделываются на монтаже после окончательной укладки 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 параболышеское очертание, которое обеспечивается за счет строительного подъема главных балок и изменения высоты балластного призмы.

Под пролетные строения ставятся опорные части прокатировки Гипротрансмоста 1967 г. с типовой проект N 5831.

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, определенным по Рычковскому по определению грузоподъемности металлических пролетных строений железнодорожных мостов³⁾ изданию 1965 г. получен следующий:

по верхнему поясу - 7.8; по нижнему поясу - 15.1

Начальник Гипротрансмоста *И. Крыльцов* / И. Крыльцов /

Инженер Гипротрансмоста *В. Попов* / В. Попов /

Начальник отдела *В. Валуев* / В. Валуев /

Инженер проекта *С. Слыхова* / С. Слыхова /

Основные данные:

1. Технические условия СН 200-62; СН У П-Д. 7-62; ВСН 145-68; ВСН 92-63; ВСН 144-68; СН 365-67; ВСН 161-68;
2. Расчетные нагрузки:
 - а) Временная вертикальная С-14
 - б) Постоянная на прочность: I стадия - $P_1 = 2,77 \text{ т/м}$, II стадия - $P_2 = 2,28 \text{ т/м}$.
3. Материалы:
 - а) Марки сталей и категории качества их для основных и вспомогательных деталей пролетных степеней северного исполнения принимаются в соответствии с указанными таблиц 2 и 3 ВСН 145-68.
 - б) Залепки из высоколегированной марганцевой сплавистой конструкционной стали марки 08Г2 по ГОСТ 5058-65 в соответствии с ВСН 145-68 § 2.6 пункт "б".
 - в) Монтажные соединения на высокопрочных болтах $d=22 \text{ мм}$. Высокопрочные болты, гайки к ним - сталь 40Х по ГОСТ 15749-61 с последующей термической обработкой в соответствии с ВСН 133-66 с изменениями и дополнениями №1 1968г.
 - г) Бетон плит по прочности:
 - а) для сборных блоков Раб - 300 кг/см²
 - б) для шлоб амондличивания Раб - 300 кг/см²
 - в) по морозостойкости Мрз 300
 - д) Арматура плит периодического профиля - сталь класса АII марки 10ГТ или класса АIII марки 25Г2С. Круглая - сталь класса АI марки ВМ Ст.3сп или ВК Ст.3сп - I для северного исполнения.
4. В связи с тем, что от качества применения стали и бетона пролетные степеней могут изготавливаться для установки их как в обычных, так и в расчетной температурой воздуха ниже -40°С северное исполнение, так и в обычных в расчетной температурой воздуха до -40°С обычное исполнение. Марки сталей элементов пролетных степеней в северном и обычном исполнении должны быть приняты согласно спецификациям металла элементов.

Вес металла

№ п.п.	Наименование	Материал		Всего	т/м	% от общей массы
		10ГТ Ст	МВС, Ст3сп			
1	Главные фермы	19,5	—	19,5	0,85	100
2	Связи	2,6	—	2,6	0,11	13
3	Листовая сталь опоры	2,0	1,5	2,0	0,09	10,6
Итого		24,1	23,6	24,1	1,05	103
4	Перила тротуаров	0,77	0,23	1,00	0,04	4,7
5	Стальные приспособления	0,27	0,79	1,06	0,05	5,9
Всего		25,1	24,6	26,2	1,14	112
6	Высокопрочные болты	Ст. 40Х	—	0,30	—	—
7	Опорные части	—	—	3,2	0,14	16,5
8	Узловые приспособления	2,0	—	2,0	0,09	10,6
9	Металл перекрытия шлоб	—	0,29	0,29	—	—

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

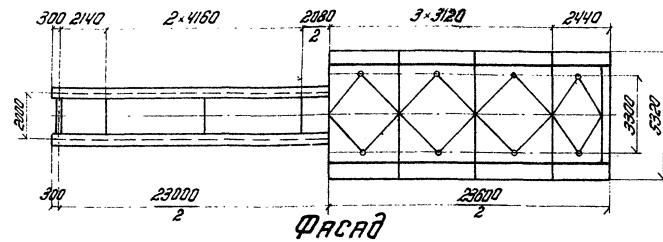
Объем работ

№ п.п.	Наименование	Ед.изм.	Количество		
			Плита с гибкими опорами	Плита с жесткими опорами	
1	Бетон	Сборный	м ³	24,2	23,4
		Тротуарные плиты	—	1,9	1,9
	Монолитный	—	0,9	4,2	
	Всего	м ³	27,0	29,5	
	Защитный слой арматурный сеткой	м ³	3,9	3,9	
2	Арматура	Периодического профиля класса АII	кг	3907	3633
		или класса АIII	—	876	696
		Круглая класса АI	кг	4783	4729
Всего		кг	107	107	
3	Узлы	шт/кг	16	491	
4	Водоотводные трубки	шт/кг	16	491	

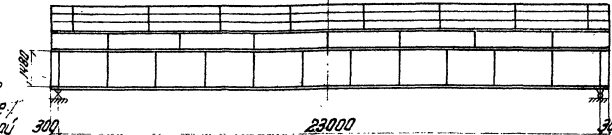
Строительные высоты

№ п.п.	Наименование	мм
1	От верха шпала до низа конструкции в пролете	2440
2	От верха шпала до опорной площадки	2960
3	От опорной площадки до центра шарнира	390

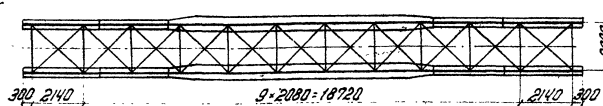
Верхние связи



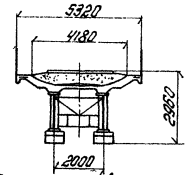
Фасад



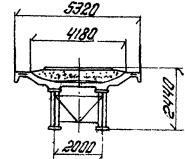
Нижние продольные связи



Поперечный разрез на опоре



Поперечный разрез в пролете



Расчетная опорная реакция

при расчете на прочность:
 от постоянной нагрузки I стадия $R_1 = 31,5 \text{ т}$
 от постоянной нагрузки II стадия $R_2 = 26,2 \text{ т}$
 от временной вертикальной нагрузки $R_{вп} = 168,0 \text{ т}$
Всего $225,7 \text{ т}$

Прогибы и перемещения

Прогибы и перемещения от нагрузок	Прогиб в середине		Перемещение свободного конца см.
	δ см	δ/2	
Постоянной	2,6	—	—
Временной временной	1,9	1/120	1,73
Изменения температуры на $t = 40^\circ\text{C}$	—	—	0,92

Опорные части

Опорные части приняты по типовому проекту Гипротрансмонта инв. № 533 тип II.

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

Установка опорных частей

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

а - смещение оси нижней плиты относительно середины нижней балки сурья в сторону пролета со знаком, - в сторону опоры со знаком, +

$$a = \frac{\delta_k}{2} - \alpha(t - t_{ср})L$$

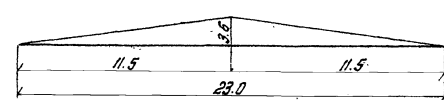
$$t_{ср} = \frac{t_{max} + t_{min}}{2}$$

$$\alpha = 0,00012$$

t_{max} и t_{min} - абсолютные значения максимальной и минимальной температур воздуха местности принимаются по СН и П-Д. 6-62 или по данным метеорологической станции

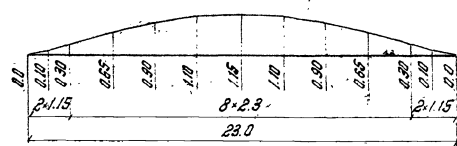
Строительный подъем главных балок

(ординаты в см.)



Проектная опора пути

(ординаты в см.)

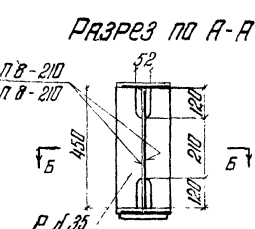
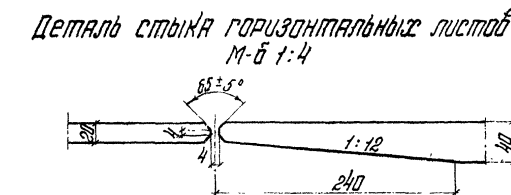
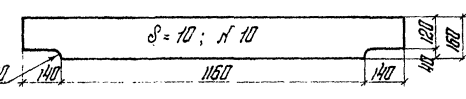
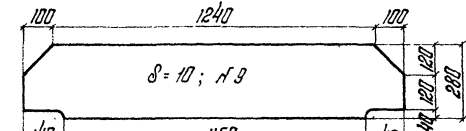
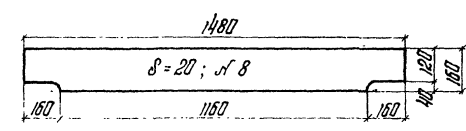
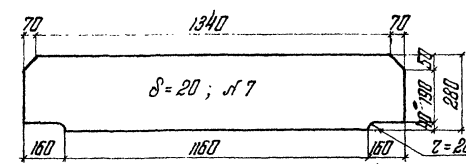
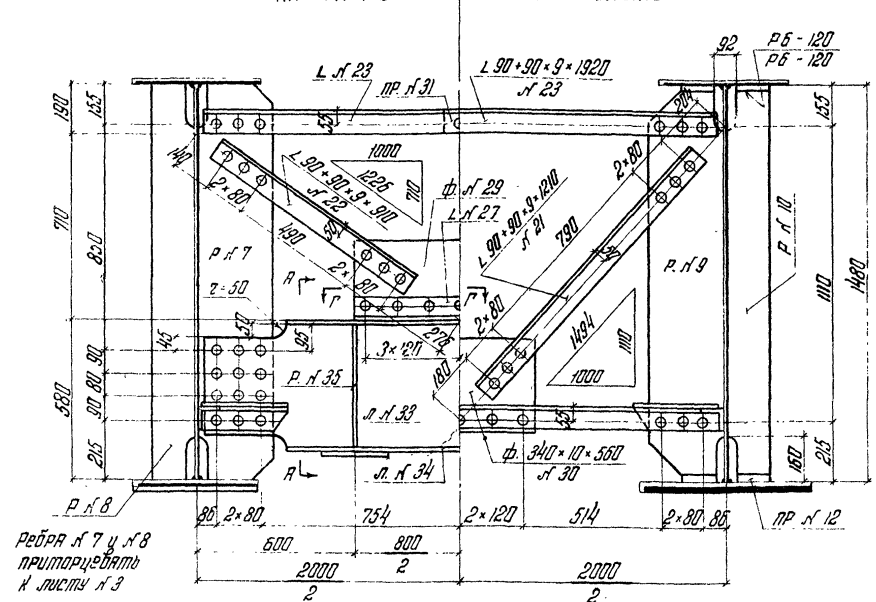


Министерство транспортного строительства СССР

Рабочие чертежи металлических желобов пролетных степеней северного исполнения на балках пролетных 18-66 в северном исполнении		Гипротрансмонта		Паспорт	
М.П. К.П.Т.И.	М.П. К.П.Т.И.	М.П. К.П.Т.И.	М.П. К.П.Т.И.	М.П. К.П.Т.И.	М.П. К.П.Т.И.
Инженер	Инженер	Инженер	Инженер	Инженер	Инженер
Проверил	Проверил	Проверил	Проверил	Проверил	Проверил
1989 г. № 8	Инв. № 533	Листов	Листов	Листов	Листов
				739/2	5

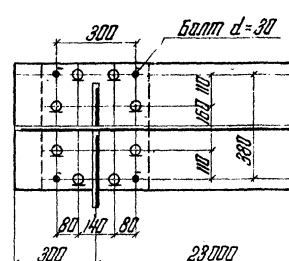
Спецификация металла на пролетное строение
 $E_p = 23.0$ м.

Поперечные разрезы
 на опоре в пролете



Рёбра № 35 приторцевать к нижнему листу № 34

Деталь прикрепления опорного листа № 5



Для обычного исполнения опорный лист прикрепляется по контуру

№ п/п	Наименование элементов	Материал	Размеры эл-та		Количество	Общая длина м или площадь кв. м.	Вес 1 м или 1 кв. м кг	Общий вес кг	
			ширина мм	длина см					
§ 1. Горизонтальные балки									
1	нижние горизонт. листы	10Г2С14	10	650	11000	2	22.0	204.10	4490.2
2	то же		10	480	3000	4	12.0	130.72	1878.6
3	то же		20	480	3300	4	13.2		
4	верхние горизонт. листы		20	480	23500	2	47.2		
5	опорные листы		20	500	400	4	1.6		
6	вертикальные листы		12	1480	23500	2	62.0	75.36	4672.3
7	опорные ребра жесткости		20	280	1480	4	5.9	43.96	253.4
8	то же		20	160	1480	4	5.9	25.12	148.2
9	верт. 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	диагональные ребра		10	120	1500	4	6.0	9.42	56.6
12	продольные ребра		20	40	120	98	10.6	6.28	66.6
Итого								1075.0	
2% на сварные швы								38.3	
всего по § 1								1953.3	

§ 2. Продольные и поперечные связи									
20	диагональ продольные	10Г2С14	9	90x90	2470	22	54.3		
21	то же поперечные		9	90x90	1210	12	14.5		
22	то же опорные		9	90x90	910	4	3.6		
23	распорки		9	90x90	1920	20	28.4		
24	уголки фаянсов		9	90x90	260	14	11.4		
25	то же		9	90x90	290	24	7.0		
27	то же на диагональ балки		9	90x90	870	2	1.6	131.5	1674.3
28	шпильки продольных связей		10	F = 1102		44	4.85	78.50	380.7
29	то же поперечных связей		10	290	800	2	1.6	22.16	136.4
30	то же поперечных связей		10	340	560	6	3.4	26.69	97.7
31	шпильки распорок		20	90	90	2	0.2	14.13	2.8
32	то же диагональные		10	110	110	11	1.2	8.64	10.4
33	шпильки диагональных балок	12	450	1300	2	3.9	42.39	163.3	
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	53.9	
36	опорные листы балки	20	180	200	4	0.8	31.40	25.1	
Итого								2413	
3% на сварочные работы								74	
всего по § 2								2527	
всего на пролетное строение по § 1 и § 2								22060	
Высоточные болты с гайками и шайбами			40x	d = 22	70	512	—	0.582	298

Примечания:

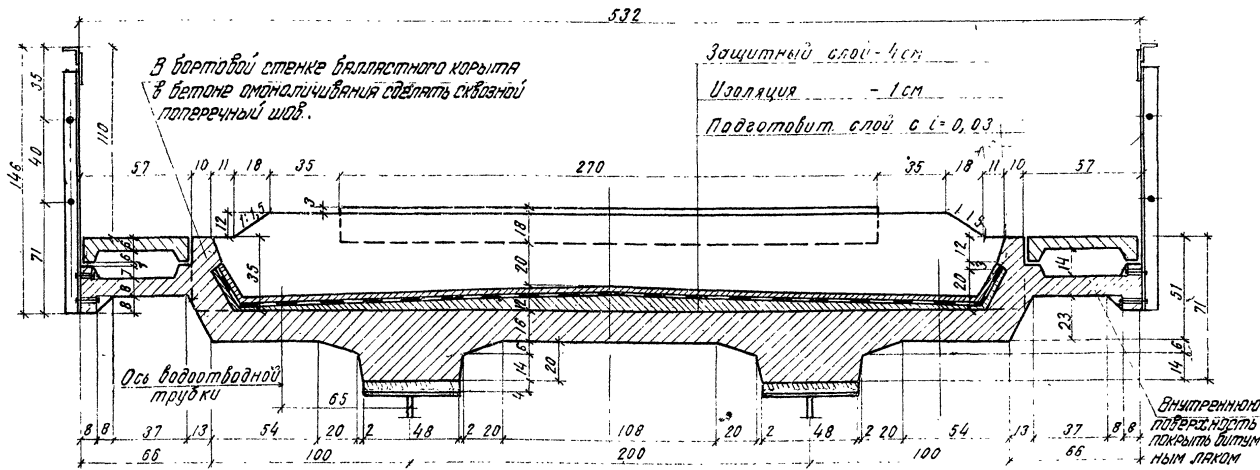
1. Местоположение заводских вертикальных стыков стенок балки назначаются заводом-изготовителем. При этом расстояние от ребра жесткости до стыка должно быть не менее 240 мм (ВСН 145-88).
2. Изготовление гладких балок должно производиться в соответствии с требованиями СН и П-В. 5-62.
3. Стыки вертикальной стенки в зоне температур и стыки нижних горизонтальных листов должны подвергаться механической обработке и соответствию с требованиями действующего нормативного документа.
4. Разбивка опорных и верхних горизонтальных листов для обеспечения соединения с железобетонными плитами на гибких упорах.
5. Стыки горизонтальных листов назначаются заводом, они должны располагаться вразбежку со стыками вертикальной стенки.

6. Заводские шпильки d=28 крепления горизонтальных и поперечных связей могут быть заменены на высоточные болты d=22 при этом эскизную контактную поверхность разрешается производить отдельным заводом.
7. В соответствии с расписанием № 1-322 от 19/IV-89г разрешается на исключение северного исполнения и применение уголков из кислородно-вакуумной стали марки Ст 3 мест. СП от соответствия по ГОСТ 6713-53.

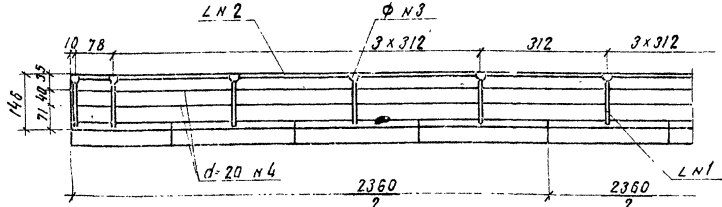
Министерство транспортного строительства СССР.			
Госпроект		Гипротрансмосп	
Рабочие чертежи металлостроения пролетных строений с габаритами до 2-65 м в северном исполнении	Гл. инж. Г.М. Мухоморов	Инж. А.М. Сидоров	Инж. В.М. Фомин
1989 г. № 5-15	Изд. 15/89	Исполн.	Фомин
Пролетное строение $E_p = 23.0$ м			Конструкция гладких балок Детали. Спецификация
739/2			

Копировать. Проверить. С

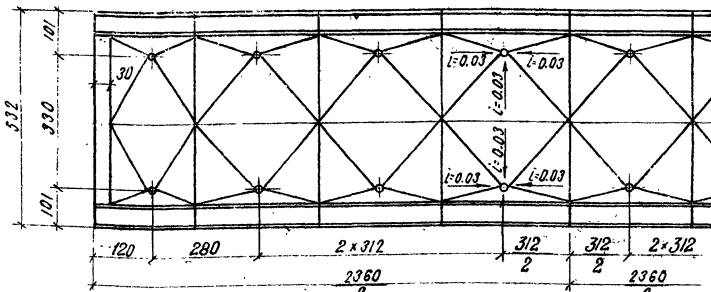
Поперечный разрез



Фасад перил



План балластного карыта по подготовке



План расположения сборных плит

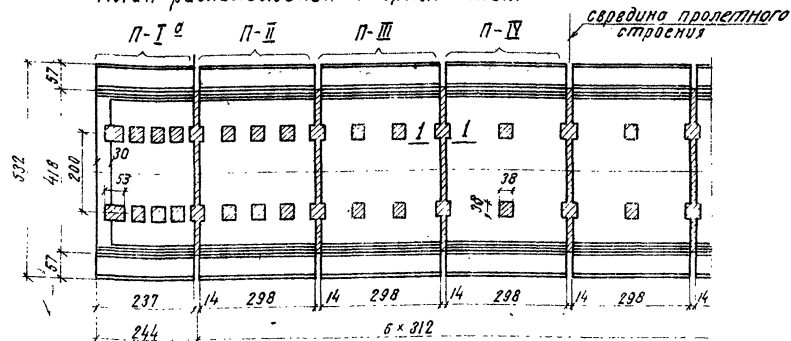


Таблица объемов работ на пролетное строение

№ п/п	Наименование	Измеритель	Количество
1	Железобетон	Сварный $R_{28} = 300 \text{ кг/см}^2$	Плиты проезда шт./м^2 8/23,4
		Монолитный $R_{28} = 350 \text{ кг/см}^2$	Протурарные плиты шт./м^2 14/1,9
		Всего	м^3 4,2
2	Арматура	Периодического профиля класса А-II или А-III	кг 3833
		Круглая класса А-I	кг 896
		Всего	кг 4729
3	Металл перекрытия деформационного шва	кг	291
4	Защитный слой - бетон $M_{рз} = 200$ армированный металлическими сетками	м^3	3,9
5	Изоляция балластного карыта	м^2	107
6	Подготовка	м^3	4,6
7	Водоотводные трубки	шт	16
8	Балласт	м^3	36

Спецификация монтажной арматуры в стыках плит на пролетное строение

№ п/п	Диаметр арматуры	Длина арматуры	Кол-во	Общая длина	Вес 1 пог. м	Общий вес
мм	см	шт	м	кг	кг	
5	φ 12 A II	402	28	112,6	0,89	100

Спецификация металла перил

№ п/п	Наименование	Сечение	Длина	Кол-во	Общая длина	Вес 1 пог. м	Общий вес
		мм	м	шт	кв. м	кг	кг
1	Стойка	$L 80 \times 80 \times 8$	1,36	20	27,2		
2	Поручень	$L 80 \times 80 \times 8$	23,6	2	47,2	74,4	9,65
3	Фасонка	$b = 10$	$F = 294$	20	0,69	78,5	54
4	Заполнен	φ 20 A I	23,6	4	94,4	2,47	233
Всего на пролетное строение							1005

Элементы перил № 1-3 из стали марки 10Г2С1Д - для сварки и установки; для обдичного - из вет 3 для сварки конструкции.

Примечания:

- Установка сборных железобетонных плит на металлическое пролетное строение производится согласно маркировке, указанной на данном чертеже.
- Толщина раствора между верхним горизонтальным листом балки и низом плиты - 4 см. Марка раствора должна быть не ниже $R_{28} = 400 \text{ кг/см}^2$ $M_{рз} = 300$
- До набора раствором 80% прочности въезд на плиту крана или других механизмов запрещается.
- После стыкования арматурных выпусков, окон упоров и стыки плит омоноличиваются бетоном $M = 350$ на мелком заполнителе.
- Стыкование арматурных выпусков производится сваркой стержней электросваркой в вертикальном положении жарными фляжными швами. Сварку допускается выполнять при температуре окружающей среды не ниже -20°C .

Министерство транспортного строительства СССР		ГЛАВТРАНСПРОЕКТ ГИПРОТРАНСПОСТ		Пролетное строение	
Рабочие чертежи	металлических жел. доп. пролетных строений с заделкой сверху на балласте пролетами 18,2-66,0 м в северном исполнении	Инж. Г. П. П. Нач. отдела	Инж. В. П. П. Рук. бригады	Проверил	Исполнил
1969 г. м. 6	1:200	Инд. № 50987	Исполнил	Исполнил	Исполнил
				Попов	Валуев
				Сликова	Ознев
				Колесникова	
				Жел. бет. плита с жесткими упорами	Сварочный чертеж
				739/2	9

Схема установки главных балок консольным краном ГЭК-80

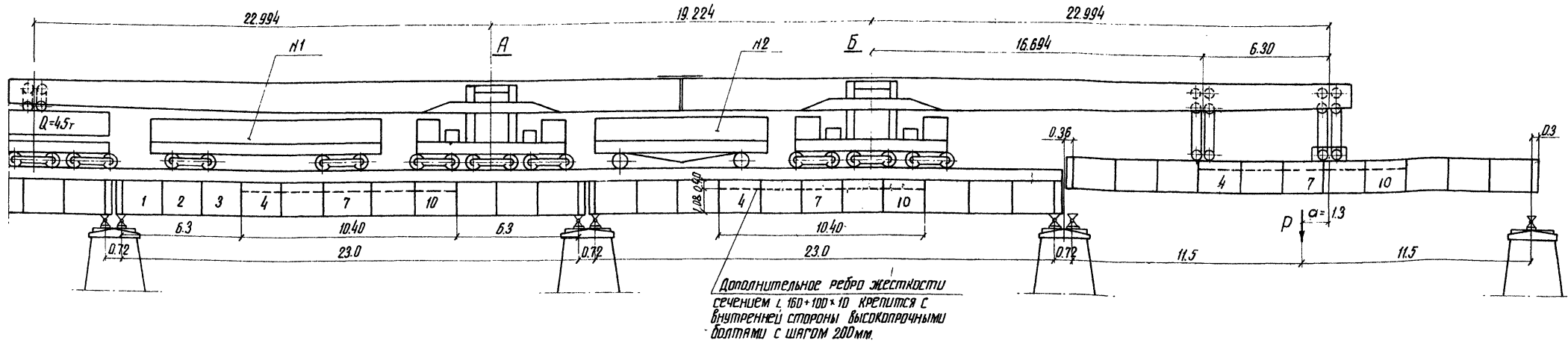
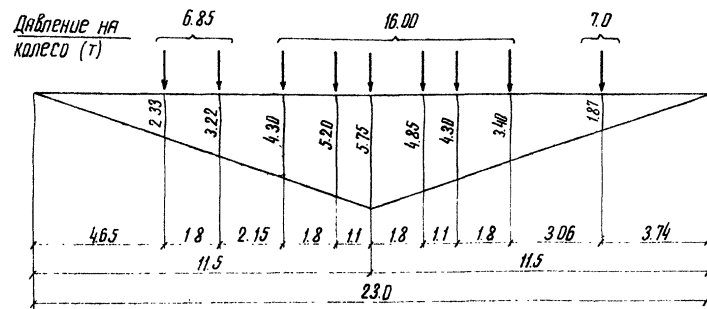


Схема грузов крана ГЭК-80



Постоянная нормативная нагрузка на балку:

- От веса металла пролетных створений - 0.5Д т/м
- От веса мостового полотна - 0.4Д т/м
- От веса строповки - 2.0 т

Вес 4-х основной платформы Н1 - P₁ = 45.4 т
 Расчетное давление на колесо:

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

Вес 2-х основной платформы Н2 - P₂ = 23.1 т

Расчетное давление на колесо:

$$\frac{23.1}{4} \times 1,1 \times 1,1 = 7.0 \text{ т}$$

Динамический коэффициент (1+μ) = 1,1

Коэффициент смещения пути К = 1,1

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

Вес под-вешен-ного блока Р	Вес проти-вовеса Q	Расстояние к.т. блока от оси габаритного поперечного сечения А	Давление на колесо платфор-мы от подве-шенного блока Р		Давление на колесо платформы от веса крана Т	Суммарное дав-ление на колесо платформы S		Динамический коэффициент (1+μ)	Коэффициент смещения пути К	Расчетное давление на колесо платформы К(1+μ)S	
			А	Б		А	Б			А	Б
Г	Г	М	Г	Б	Г	Б	Г	Г	Г	Б	Г
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 левого опоры М	Расчетные моменты			Мом. сопротивл.		Напряжения	
	M _P	M _K	ΣM	W _x	W _y	σ _x	σ _y
М	ТМ			10 ³ см ³		кг/см ²	
11.5	65	496	552	0.197	0.360	2850	1560

M_p - момент от собственного веса балки и веса мостового полотна;
 M_o = (P_o + P_{м.о}) l_o Ω_м η = 1.1
 M_K - момент от веса крана с грузом

Проверка местной устойчивости балки (СН200-62)

№ отсека	Вид отсека	№ пластины	Расчетные усилия		Напряжения в кг/см ²						Коэффициент устойчивости φ _б
			M	Q	Расчетные			Критические			
					σ	ρ	τ	σ _o	ρ _o	τ _o	
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	II	489	41	2300	148	187	12180	2670	11720	0.244
7	II	I	562	0	2650	148	0	12180	2670	11710	0.273

Примечания:

- Пропуск консольного крана ГЭК-80 с грузом по по балкам с уложенной, но не монолитной плитой не допускается.
- Временное мостовое полотно по стальным балкам укладывается до установки балок в пролет.
- При пропуске консольного крана ГЭК-80 по стальным балкам с временным мостовым полотном вертикальный лист пролетного строения усиливается дополнительным горизонтальным ребром жесткости сечением L 160x100x10, 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)

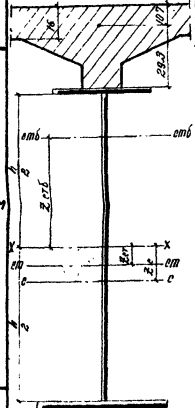
Критиче-ская нагрузка N _{кр}	Норма-тивная нагрузка N _н	Свобод-ная длина сжатого пояса l _{сж}	l _y бер-левого пояса	F _y верхнего пояса	Гибкость λ _y	Коэффи-циент запаса K _c	φ _б	φ _б	σ _{сж} = M / I _y W _y
кг/см ²	кг/см ²	см	см ⁴	см ²					кг/см ²
17500	3600	416	18400	96	30	1.14	4.27	1.008	2850

φ_б принимается равным 1,0

Министерство транспортного строительства СССР			
Рабочие чертежи металлоконструкций для пролетных створений с ездой по балкам на расстоянии 12.2-66.0 м в северном исполнении		ГЛАВТРАНСПРОЕКТ ГИПРОТРАНСДОСТ	
ГЛАВ. ИНЖ. Г.Т.М. И.И.С.И.С.	И.И.С.И.С.	Полков. В.И.С.И.С.	Слышова
И.И.С.И.С.	И.И.С.И.С.	И.И.С.И.С.	И.И.С.И.С.
1969г. №6	И.И.С.И.С.	И.И.С.И.С.	И.И.С.И.С.
Пролетное строение P _o = 23.0 м			739/2 10
Установка главных балок в пролет.			

Сечения и напряжения глобных балок при расчете по прочности

№ сечения	Тип сечения и марка бетона	Состав сечения	Площади			Моменты инерции							Расчетный случай	Оридинаты фибр			Моменты сопротивления			Напряжения										
			$F_{бр}$	ΔF	$F_{нт}$	Y_x	S_x	Z_x	J_x	FZ^2	J_0	ΔJ_0		$J_{нт}$	Y_c	Y_{et}	Y_{etb}	W_c	W_{et}	W_{etb}	Y_{bet}	S_{bet}	Расчетные моменты	σ_I	σ_{II}	$\frac{\sigma_{bet}}{R_{bt}}$	$\Sigma \sigma$			
			мм	см ²	см	10 ⁸ см ⁴	см	10 ⁸ см ⁴	см	10 ⁸ см ⁴	см	10 ⁸ см ⁴		см	10 ⁸ см ⁴	см	10 ⁸ см ⁴	см	10 ⁸ см ⁴	см	10 ⁸ см ⁴	см	10 ⁸ см ⁴	ТМ	кПа	кПа	кПа	кПа		
3	X=11,5 м	В.р.л. 480*20	96,0	11,2	84,8	75,0	7,20		5,40																					
		В.л. 1480*12	177,6		177,6				3,24															M _x =181	320	4250	3120	2050		
		Н.р.л. 650*40	260,0		260,0	-76,0	-19,76		15,00															M _x =118						
		армат. 26 φ12	29,4		29,4	105,3	3,10		3,27				19,60													503	2806	608	2701	
		бетон η=6,7	592,8		592,8	105,3	62,50		65,80				24,38																	
2	X=6,9 м	В.р.л. 480*20	96,0	11,2	84,8	75,0	7,2		5,40																					
		В.л. 1480*12	177,6		177,6				3,24																M _x =152	730	367		*1238	
		Н.р.л. 480*40	192,0		192,0	-76,0	-14,6		11,10																M _x =940				*2697	
		армат. 26 φ12	29,4		29,4	105,3	3,1		3,27				17,63														535	2140		
		бетон η=6,7	592,8		592,8	105,3	62,5		65,80				21,86																	
1	X=3,9 м	В.р.л. 480*20	96,0	11,2	84,8	75,0	7,2		5,40																					
		В.л. 1480*12	177,6		177,6				3,24																					
		Н.р.л. 480*20	96,0		96,0	-75,0	-7,2		5,40																					
		армат. 26 φ12	29,4		29,4	105,3	3,1		3,27				13,41																	
		бетон η=6,7	592,8		592,8	105,3	62,5		65,80				16,56																	



* $\sigma_c = \sigma_I + \sigma_{II} + \Delta \sigma$
 $\Delta \sigma_g = \frac{N_{\Delta} Z_{\Delta, cm}}{W_{k, cm}} + \frac{N_{\Delta}}{F_{cm}}$
 $\Delta \sigma_n = \frac{N_{\Delta} Z_{\Delta, cm}}{W_{n, cm}} - \frac{N_{\Delta}}{F_{cm}}$
 $\Delta N = \frac{(\sigma_{br} - R_b) (Z_{br, \delta} - Z_{r, \delta})}{2} \cdot \sigma_{cm}$
 $Z_{\Delta, cm} = Z_{br, cm} - \frac{1}{3} (Z_{br, \delta} - Z_{r, \delta})$

$Z_{r, \delta} = Z_{br, \delta} \frac{R_b - \sigma_{br}}{\sigma_{br} - \sigma_c}$
 $\Delta \sigma_g = \frac{11900 \cdot 122,4}{25300} + \frac{11900}{423,8} = 81 \text{ кПа/см}^2$
 $\Delta \sigma_n = \frac{11900 \cdot 122,4}{31500} - \frac{11900}{423,8} = 22 \text{ кПа/см}^2$
 $N_{\Delta} = \frac{(152 - 135) (10,7 - 3,7)}{2} \cdot 290 = 11900 \text{ кг}$

$Z_{\Delta, cm} = 124,7 - \frac{1}{3} (10,7 - 3,7) = 122,4 \text{ см}$
 $Z_{r, \delta} = 10,7 \frac{135 - 126}{152 - 136} = 3,7 \text{ см}$

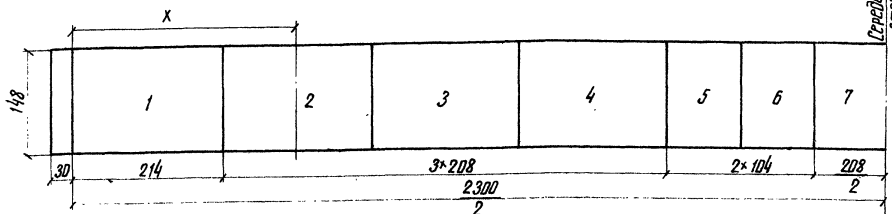
Коэффициент 0,9 введен в расчетное сопротивление бетона согласно ВСН 151-68

Министерство транспортного строительства СССР

Рабочие чертежи металлических конструкций	Гидротранспорт	Проектное строение
проектирование и изготовление	Гидротранспорт	Р=230 м
проектирование и изготовление	Гидротранспорт	Расчет глобальных балок по прочности
1969 г. № 5	100-150990	739/2 12

Корр.: Мельник Корр.: Козырева

Схема расположения ребер жесткости



УСИЛИЯ И НАПРЯЖЕНИЯ В ОТСЕКАХ

УСИЛИЯ ОТ ПОСТОЯННОЙ НАГРУЗКИ		ЗАГРУЖЕНИЕ НА M_{max}										ЗАГРУЖЕНИЕ НА Q_{max}						НАПРЯЖЕНИЯ $кг/см^2$													
		УСИЛИЯ ОТ ВРЕМЕННОЙ НАГРУЗКИ										УСИЛИЯ ОТ ВРЕМЕННОЙ НАГРУЗКИ						НОРМАЛЬНЫЕ		КАСАТ. МЕСТН.											
№ ОТСЕКА	X	$\ell-x$	$\Omega_{нп}$	$\Omega_{д}$	$M_{сп}$	$M_{сп}$	$Q_{сп}$	$Q_{сп}$	α	φ	η	$M_{г}$	$Q_{г}$	ΣM_{II}	ΣQ_{II}	Ω_{0}	$\Omega_{н}$	α	φ	η	$M_{г}$	$Q_{г}$	ΣM_{II}	ΣQ_{II}	$\sigma_{н}$	$\sigma_{к}$	$\sigma_{л}$	$\sigma_{м}$			
	м	м	м ²	м	тм	тм	т	т		т/м		тм	т	тм	т	м ²	м		тм		тм	т	тм	т	$\frac{1}{6}(\frac{M_{гн}}{\sigma_{н}} + \frac{M_{гк}}{\sigma_{к}})$	$\frac{M_{гл}}{\sigma_{л}} + \frac{M_{гм}}{\sigma_{м}}$	$\frac{2205}{\sigma_{л}}$	$\frac{2205}{\sigma_{м}}$			
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	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	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	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	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	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	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	1113.5	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0	270

Критические напряжения в $кг/см^2$ и коэффициент условий работы при расчете на местную устойчивость стенки

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{p}{\sigma_0}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\sigma_0}\right)^2} \leq \pi; \quad (\pi = 0.9)$$

№ ОТСЕКА	X	РАЗМЕРЫ ОТСЕКА СМ		НОРМАЛЬНОЕ					КАСАТЕЛЬНОЕ					МЕСТНОЕ					m		
		a	h	$\frac{a}{h}$	α	χ	K	$\left(\frac{1000}{h}\right)^4$	σ_0	β	μ	μ^2	χ	$\left(\frac{1000}{\beta}\right)^4$	σ_0	μ	Σ	χ		$\left(\frac{1000}{a}\right)^2$	P_0
1	107	214	148	1.440	5.10	1.65	9.57	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	9.57	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:

- Постоянная нагрузка
 $P_x = 2.74$ т/м
 $P_y = 2.28$ т/м
 $P_m = 4.47$ т/м (без веса балки)
- Динамический коэффициент $(1 + \mu) = 1.34$
- 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:
 $P = 2K(1 + \mu) \eta + P_m$ $\lambda = 3.0$, $\eta = 1.291$, $(1 + \mu) = 1.545$
 $P = \frac{2 \times 7 \times 1.545 \times 1.291 + 4.47}{100 \times 1.2} = 270$ кг/см²
 б) для отсеков, в которых нагрузка расположена между вертикальными ребрами, определяется:
 $P = \frac{[2K(1 + \mu) \eta + P_m] \ell_{нп}}{(\ell_{нп} + 2\delta_{в.г.}) \delta_{ст}}$ где $\ell_{нп}$ - длина отсека

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

Министерство транспортного строительства СССР			
Рабочие чертежи металлических железобетонных сооружений	ГЛАВТРАНСПРОЕКТ ГИПРОТРАНСМОСТ		Проектное строение $E_p = 23.0$ м
проектная стадия: сезонной поверки на объекте в северном исполнении	ГЛАВПРОЕКТ: И.И. Шенников	Инженер: Валуев	Расчет на местную устойчивость
1969 г. м-6	Инж. И.И. Шенников	Инженер: Орлов	
			739/2
			14

Проверка приведенных напряжений в стенке балки

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

№ сечения	Расстояние от опоры X	Наименование фибры стенки	Расчетная площадь	Расчетные усилия				Статические моменты					Моменты инерции		Моменты сопротивления		Напряжения		
				M _г	M _н	Q _г	Q _н	Ординаты			S _г	S _н	J _с	J _{отб}	W _{ент}	W _{отб нг}	σ	τ	σ пр.
								У _с	У _{отб}	У _с									
0	0	—	96*74*1,2	0	0	31,5	194,2	75,0	—	—	10,48	—	1,40	—	—	0	1410 ¹⁾	—	
1	3,9	верхняя	96*592,8	102,0	629 ^а	20,8	128,3	75,0	2,9	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	0,234	2775	453
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
3	11,5	верхняя	96*592,8	181,0	1118	0	0	—	—	—	—	—	—	—	0,201	2,430	1890	0	—
		нижняя	260	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,388	0,569	2578	0

1) Скорректирующее напряжение в опорном сечении определено для стального сечения. Приведенные напряжения проверяются в сечении посередине балки и в местах изменения сечения нижнего пояса.

Расчет балки на прочность от дополнительного сечения нагрузки

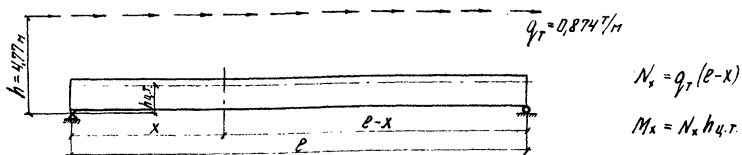
№ сечения	Расстояние от опоры X	Наименование фибры	Расчетные усилия						Моменты сопротивления		Расчетная площадь	Напряжения (кг/см ²)											
			От вертикальной нагрузки			От торможения		От ветра		W _с		W _{отб}	F _{отб}	F _н = F _{нв} + 256 см	От вертикальной нагрузки		От торможения		От ветра		От земли		Симметричные
			M _{гк}	M _{гн}	0,8 M _г	0,8 M _т	0,8 N _т	M _в	S _в = M _в / R _в		σ _г				σ _н	σ _в	σ _{гн}	σ _{гн}	σ _в	σ _г	σ _н	σ _г	σ _н
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	-728	-866	
		нижняя	—	—	—	—	—	—	—	0,177	0,28	—	—	+575	+303	+1552	+94	+17	+24	+37	+224	+2665	+2691
2	6,9	верхняя	152,0	126,5	650	20,4	14,1	9,6	4,8	0,192	2,35	1076,6	228,0	-790	-50	-234	-8	—	-119	-40	+115	-1253	
		нижняя	—	—	—	—	—	—	—	—	0,284	0,438	—	—	+535	+288	+1482	+47	+13	+21	+24	+144	+2386
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

1) расстояние между главными балками b = 2,0 м.

- Усилия от вертикальных нагрузок взяты из расчетного листа (инв. № 50309)
- Расчетные комбинации нагрузок, входящие в дополнительное сечение:
I. 1,1 S_г + 0,8 S_н + 0,8 S_т + 1,2 S_в
II. 1,1 S_г + 0,8 S_н + силовые факторы от усадки бетона и колебания температуры.
- Ветровая нагрузка учитывается только для нижнего пояса.
Погодная нагрузка: q_в = [0,4 h_к + 0,6 (h_{нв} + h_н)] * q * η =
= [0,4 * 1,54 + 0,6 (1,1 * 3,0)] * 0,1 * 1,2 = 0,1727 м.
- Погодная нагрузка от торможения: q_т = q_т * q * 0,8 η_т = 0,1 * 8,865 * 0,8 * 1,231 = 0,8747 м.

5. Напряжения от усадки бетона и колебания температуры определяются по формулам, приведенным в п. 7.4 ст. 62-63. Величину отрицательной деформации усадки бетона при еднорядной кладке принята ε_у = 1 * 10⁻⁴. Коэффициент усадки бетона ε_у = 0,5 ε_с.

6. Воздействующие разности температуры между стальной и бетонной:
при растяжении t = +30° (для нижнего пояса)
при сжатии t = -15° (для верхнего пояса)



Сечение X (м)	h ч.т. (м)
1	3,9
2	6,9
3	11,5

N_с = q_т (e-x)
M_с = N_с h ч.т.

Министерство транспортного строительства СССР

<p>Рабочие чертежи металлоконструкций для</p> <p>проектирования стальных и железобетонных конструкций на железной дороге в соответствии с проектом № 18.2-66.0 м</p> <p>в соответствии с проектом № 18.2-66.0 м</p> <p>Проверил: [подпись]</p> <p>1969 М.б. Инв. № 50309</p>	<p style="text-align: center;">Госпроектстройтрест</p> <p style="text-align: center;">Гипропроектстройтрест</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>Составил: [подпись]</td> <td>Проверил: [подпись]</td> </tr> <tr> <td>Инженер: [подпись]</td> <td>Инженер: [подпись]</td> </tr> <tr> <td>Старший инженер: [подпись]</td> <td>Старший инженер: [подпись]</td> </tr> </table>	Составил: [подпись]	Проверил: [подпись]	Инженер: [подпись]	Инженер: [подпись]	Старший инженер: [подпись]	Старший инженер: [подпись]	<p>Проектное строение № 23.0 м</p> <p>Проверка приведенных напряжений. Расчет на дополнительные нагрузки.</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;">739/2</td> <td style="width: 50%; text-align: center;">15</td> </tr> </table>	739/2	15
Составил: [подпись]	Проверил: [подпись]									
Инженер: [подпись]	Инженер: [подпись]									
Старший инженер: [подпись]	Старший инженер: [подпись]									
739/2	15									

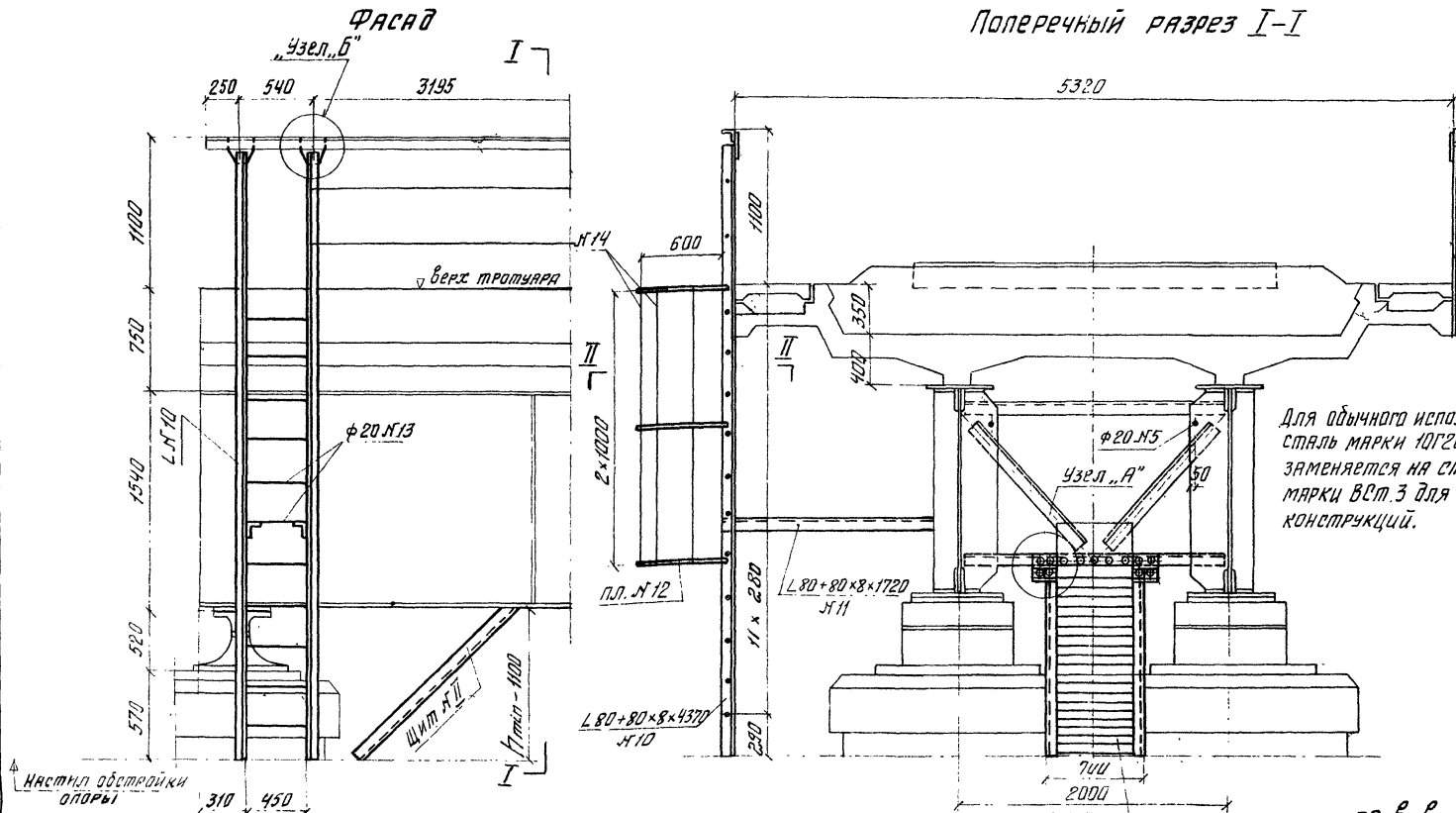
Поперечный разрез I-I

Спецификация металла на продольные смотровые ходы

№п/п	Материал	Сечение элемента	Вес	На один щит		На прол. стр-ие			
				Длина	Кол-во	Общая длина	Общий вес		
Щита	п/п	Эл.-та	п.м.	шт.	м	кг	кг		
II	3	М16С	L70+70×6	6.39	2020	2	4.04	25.8	
	2	А-Г	Ф16	1.58	650	29	18.85	29.8	
Соединит. элементы	4	ЮГРС1Д	L90+90×9	12.2	150	44	7.04	95.9	
	5	А-Г	Ф20	2.47	23600	2	47.2	116.6	
	6	ЮГРС1Д	L60×10	12.56	190	20	3.8	47.8	
	7	—	L100+100×10	15.1	170	4	0.68	10.3	
	8	ВМСтЗсп	80×10	6.28	100	4	0.40	2.5	
	Итого							55.6	11
	Итого							87.6	3
	Итого							13	389

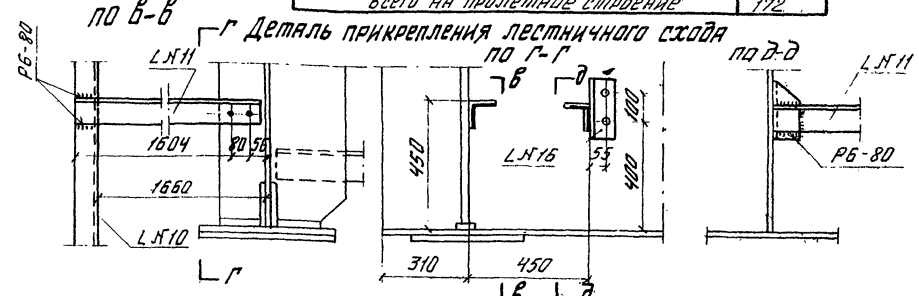
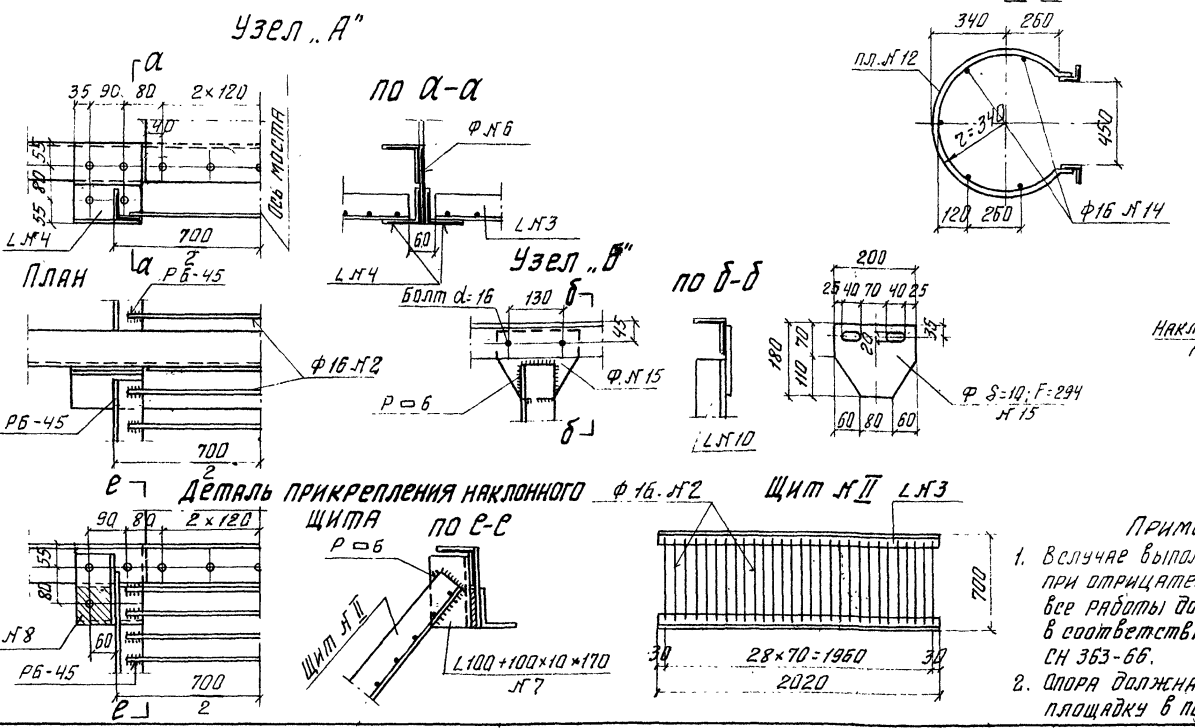
Спецификация металла на лестничный ход

№п/п	Материал	Сечение элемента	Длина	Кол-во	Общая длина	Вес	Общий вес	
								мм
10	ЮГРС1Д	L80+80×8	4370	2	8.8	12.3	9.65	
11		L80+80×8	1720	2	3.5			
12	ВМСтЗсп	пл. 50×6	1750	3	5.3	2.35	12.5	
13	А-Г	Ф20	530	11	5.80	2.47	14.3	
14		Ф16	2100	5	10.5	1.58	16.6	
15	ВМСтЗсп	Ф. S=10	F-294	2	F-0.05	78.5	4.7	
16	ЮГРС1Д	L90+90×9	200	1	0.2	12.2	2.4	
Итого							169.0	3
Итого							172	3



Для обычного исполнения сталь марки ЮГРС1Д заменяется на сталь марки ВМСтЗ для сварных конструкций.

Сечение II-II



Примечания:

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

Министерство транспортного строительства СССР
ГЛАВТРАНСПРОЕКТ
ГИПРОТРАНСПОТ

Рабочие чертежи
металлических железобетонных сооружений в здании на территории пр. Ленинский, 182-66.0 м. в северном исполнении.

Л. инж. ГИМ
Инж. отдела
Л. инж. пр-та
Рук. бригады
Проберил

Попов
Вяльцев
Слыжова
Сидячиха
Фатина
Сидячиха

Пролетное строение
L₀ = 23.0 м.
Смотровые приспособления. Смотровые ходы и ходы на опору.

1969г. М-Б 1/3
Инв. № 5079
Исполнил

739/2 (16)