



СССР  
Министерство транспортного строительства  
Гипростройтрансстрой  
Гипростройтрансстрой

**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  $l_p = 27,0$  м.**  
**Раздел I.**  
**Пояснительная записка и чертежи**

Начальник Гипростройтрансстроя  А. Крыуков  
Главный инженер проекта  С. Соловьев

Проект утвержден  
приказом МПС № П-18741  
от 5 июня 1970 г.

Учв. № 73913

Москва  
1969 г.

# Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$

## Раздел I. Пояснительная записка и чертежи.

### Содержание раздела I.

№ № п/п	Наименование	№ № лист(ов)	Удобенярные № №
1	Титульный лист	1	—
2	Состав проекта и условные обозначения.	2	50994
3	Пояснительная записка	3	50995
4	Пояснительная записка (продолжение)	4	50996
5	Паспорт пролетного строения $L_p = 27.0 \text{ м}$	5	50997
6	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Конструкция глянбных блялок	6	50998
7	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Конструкция глянбных блялок (продолжение). Спецификация.	7	50999
8	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Железобетонная плита с гибкими упорами Сварочный чертеж.	8	51000
9	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Железобетонная плита с жесткими упорами. Сварочный чертеж.	9	51001
10	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Установка глянбных блялок в пролет краном ГЭК-80	10	51002
11	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Нагрузки и усилия в глянбных блялках.	11	51003
12	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Расчет глянбных блялок на прочность.	12	51004
13	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Расчет глянбных блялок на вынаеливость.	13	51005
14	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Расчет на местную устойчивость.	14	51006
15	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Расчет приложенных напряжений. Расчет на дополнительные нагрузки	15	51007
16	Пролетное строение $L_p = 27.0 \text{ м}$ Смотровые приспособления. Смотровые шва и сзад на опочу.	16	51975

#### Условные обозначения

⊕ — Заводская заклепка  $d = 23 \text{ мм}$  из стали марки 09Г2 по ГОСТ 5058-65 с дополнительными требованиями (для северного исполнения).

⊕ — Заводская заклепка  $d = 23 \text{ мм}$  „Шпатель“ из стали марки Ст 2 по ГОСТ 499-41

◆ — Отверстия  $d = 28 \text{ мм}$  для высокопрочных болтов  $d = 22 \text{ мм}$ .

⊕ — Отверстия  $d = 25 \text{ мм}$  для высокопрочных болтов  $d = 22 \text{ мм}$ .

⊕ — Анкерные болты опорных частей.

#### Способы сварки указываются буквами

А — Автоматическая

П — Полуавтоматическая

Р — Ручная

#### Типы швов указываются знаками.

× — Стыковые х-образные швы

√<sup>к-р</sup> — Сварные швы — видимый/невидимый

к — Размер катета шва в мм

е — Длина шва в мм.

# Пояснительная записка $\sigma_p = 27.0 \text{ м}$ .

Типовой проект металлических железобетонных пролетных строений с одной полеткой на балластном основании 18,2-66,0 м с северном исполнении разработаны Гипроотрансмосстрой по плану типового проектирования 1969 г. в соответствии с проектным заданием, утвержденным заместителем министра путей сообщения тов. Подпайком Н.Ф. 21 марта 1969 г.

**1. Основные данные проектирования.**  
**1.1. Металлическое основание.**  
Проект разработан в соответствии с требованиями СНиП II-Д 7-62 г., СН 200-62, СН 145-68 и указаниями по проектированию, изготовлению, монтажу и приемке стальных конструкций железобетонных, бетонных и железобетонных мостов, предназначенных для эксплуатации в условиях низких температур северного исполнения: ВСН 92-63. Металлические указания по проектированию стальных железобетонных пролетных строений: ВСН 144-68 и указания по применению высокопрочных болтов в стальных конструкциях мостов: СН 365-67 и ВСН 151-68 и указания по проектированию и изготовлению железобетонных и бетонных конструкций железобетонных мостов и труб, предназначенных для эксплуатации в условиях низких температур северного исполнения.  
**1.2. Нормативная временная вертикальная нагрузка-сн.**  
**1.3. Температур.**  
**1.4. Материал.**

Для основных деталей пролетного строения проектом предусматривается применение мартовской низколегированной стали марки 10Г2СнД или 15Г2СнД по ГОСТ 5058-65.

В зависимости от климатических условий примененной стали по данному проекту могут использоваться пролетные строения для установки в районах с расчетной минимальной температурой воздуха от -40°C до -40°C и ниже и в районах с низкими температурами северного исполнения: 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 стальные элементы 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 стальные основные и вспомогательные детали, опорных частей, анкеров должны отвечать требованиям, указанным в СН 200-62 § 3.82 пункты А, Б, В, Г, Д, Е, Ж, И, К, Л.

Монтажные соединения проектированы на высокопрочных болтах.

Высокопрочные болты и гайки к ним изготавливаются из легированной конструкционной стали марки 40Х по ГОСТ 4349-61 в соответствии с. Техническому заданию на изготовление высокопрочных болтов, гаек и шайб к ним для железобетонных, бетонных и железобетонных мостов (ВСН 133-68), с заменами и дополнениями к 1968 г.

При изготовлении пролетных строений северного исполнения к вспомогательным деталям относятся: прокладки под углы жесткости, прокладки диагоналей продольных и поперечных связей, сточки и поручни перил створчатых створ, заполнения перил, фангалы опорных частей. Все остальные элементы пролетных строений относятся к основным деталям.

**2. Бетон.**  
При изготовлении сборных железобетонных плит балластного корыта применяется гидротехнический бетон по ГОСТ 4795-59 II марки В<sub>25</sub> - 300 кг/см<sup>2</sup>; для монолитизации плит марки В<sub>25</sub> - 300 кг/см<sup>2</sup>.

По морозостойкости марка бетона принята не ниже М<sub>р</sub> - 300. Плиты балластного корыта для обычного исполнения должны быть изготовлены в соответствии с требованиями СН 365-67 § 1.4, 1.5 и 1.7).

При изготовлении плит северного исполнения требования к материалу должны соответствовать ВСН 145-68 § 2 пункты 4, 2).

## 2. Арматура.

В качестве рабочей арматуры плит обычного исполнения принята арматура периодического профиля из углеродистой горячекатаной стали класса АII по ГОСТ 5781-61 марки Ст 5сп по ГОСТ 380-60х мартовской прокатки. Согласно решениям к проекту п.9 § 355 от 2-го февраля 1970 г. секция строительств мостов технического совета Минтрансстроя предлагает применение арматуры марки Ст 5сп высокопрочной прокатки только для сборных и заводно-литых конструкций.

Для стальной и распределительной арматуры применяется арматура периодического профиля из стали класса АI 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 АII марки ВК Ст 5сп по ГОСТ 1-89-57 или класса АIII марки ВК Ст 5сп по ГОСТ 5781-61 и ГОСТ 5058-65.

Для стальной и распределительной арматуры принята арматура периодического профиля из стали класса АI марки ВК Ст 5сп или ВК Ст 5сп по ГОСТ 5781-61 и ГОСТ 380-60х.

**3. Расчет пролетного строения.**  
Пролетные строения проектированы с одной на балласте с включением железобетонной плиты балластного корыта в составную работу с главными балками.

Расчетные сопротивления бетона на прочность и выносливость приняты с коэффициентом понижения расчетного сопротивления равным 0,9 для конструкций, предназначенных к эксплуатации в районах с расчетной температурой ниже -40°C и ВСН 151-68 § 3.1.

**3.1. Расчет на прочность.**  
А) Металлические балки пролетного строения.  
Расчет пролетных строений произведен с предположением, что собственный вес металла пролетного строения и железобетонной плиты с уложенной изоляцией учитываются только металлическими балками и I стальной.

Составные сечения, металлические балки с железобетонной плитой, работают на усилии от веса балласта с частями пути, трамвайных плит, коммуникаций, створчатых приспособлений и временных нагрузок I стальной.

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

При напряжении в центре тяжести бетона  $\sigma_b$  больше расчетного сопротивления бетона  $R_b$  и меньше  $\frac{R_b}{\gamma}$  (случай Б), расчетные формулы приняты в предположении упругой стали работы стальной сечений и продольной арматуры, но пластической работы бетона.

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

Б) на дополнительные сочетания нагрузок, где учитывались комбинации с постоянной нагрузкой и временной с  $\gamma = 0,8$ , комбинации ветровой нагрузки, случайных факторов от усадки бетона и разности температур стальной и железобетонной.

Напряжения в поясах стальной балки от усадки бетона в железобетонной плите подсчитывались с учетом величины плечо-моментальной деформации свободной усадки бетона сборных плит  $\epsilon_y = 1,0 \cdot 10^{-4}$ .

Понижение в расчетах на усадку учитено приемом эффективного модуля упругости бетона  $E_y = 0,5 E_b$ .

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

При расчете объединенных балок на выносливость колебаний температуры нормативная наибольшая разность температур стальной и железобетонной принята +30°C в случае, когда температура стальной больше чем железобетонная и -15°C, когда темпе-

ратура стальной ниже чем железобетонная.  
Расчет произведен по формулам п. 99 ВСН 92-63.  
Касательные напряжения в вертикальной стенке на опоре подсчитаны без включения железобетонной плиты балластного корыта.

Проведены напряжения подсчитаны для верхних и нижних фибр вертикального листа балки по формулам п. 417 СН 200-62. Подсчеты геометрических характеристик и расчетных сопротивлений в сечении пролетных строений собраны в таблице и даны на отдельных чертежах.

**3.2. Расчет на выносливость.**  
Проберка выносливости металлических балок произведена на уровне сдвига и по стержням горизонтального листа нижнего пояса.

При проверке выносливости металлических балок пролетного строения фибровые напряжения в балках, вычисленные при отращивании модулей упругости стальной и бетона  $\gamma$ , снижались введением коэффициента  $\eta$ , учитывающего нелинейность выносливости бетона (ВСН 92-63 п. 126). Полученные напряжения сравнивались с расчетным сопротивлением стальной на уровне пониженного плем уменьшения его на  $\gamma$  коэффициент  $\eta$  подсчитан по СН 200-62.

Расчетные величины эффективных коэффициентов концентрации напряжений приняты по СН 200-62 (приложение И15):  
А) при стержневых горизонтальных листах одинаковой толщины и ширины  $\beta = 1$ ;  
Б) при стержневых листах разной ширины  $\beta = 1,4$ ;  
В) при стержневых листах разной толщины  $\beta = 1,6$ ;  
Г) при стержневых листах разной толщины и ширины  $\beta = 1,4 \cdot 1,6 \cdot 2,2$ ;  
Д) по первой ряду анкеров, прикрупляющих факторы горизонтальных связей к вертикальному листу балки  $\beta = 1,9$ .

**3.3. Расчет железобетонной плиты балластного корыта.**  
**3.4. Расчет плит в поперечном направлении.**

Усилия в сечении плиты подсчитывались:  
А) в первой стальной и второй плите уложенной на балку и не закрепленной только от собственного веса плиты и изоляции, как в балках корытного типа;  
Б) во второй стальной - с учетом пренебрежительной работы пролетного строения.

Этот расчет произведен циклом по программе МП-3 на ЭЦМ БЭЦМ-2 м.

При расчете приняты нормативные постоянные нагрузки: вес балласта с частями пути  $q_p = 0,8 \text{ т/м}^2$ ; вес трамвайной перил и кабелей  $q_n = 0,2 \text{ т/м}^2$ .

Усилия от временной нагрузки определены от единичной нагрузки  $q_n = 1 \text{ т/м}^2$ .

В результате расчета циклом выданы эпюры моментов от постоянной нагрузки II стальной и от единичной временной нагрузки. **3.5. Расчет на прочность.**

При расчете на прочность учтены коэффициенты перераску, для постоянных нагрузок по табл. 8 СН 200-62. Временная нагрузка подсчитана по приложению 9 СН 200-62 с коэффициентом перераску и динамичности  $\mu = 0$ .

**3.6. Расчет на выносливость.**  
При проверке выносливости бетона стальной железобетонного пролетного строения фибровые напряжения в бетоне считывались с величиной  $K_p R_b$ ;  $K_p$  принимается по п. 157 СН 200-62. Подсчитанные напряжения в арматуре считывались с  $\gamma$   $R_a$ ;  $\gamma$  приняты по п. 160 СН 200-62.

При расчете плиты в поперечном направлении рабочая арматура плит принималась из стали класса АII марки Ст 5сп для обычного исполнения и класса АIII марки ВК Ст 5сп или ВК Ст 5сп для северного исполнения.

В результате расчета плиты на выносливость выявлено, что уменьшать количество арматуры плиты при армировании стальной класса АIII по сравнению с арматурой класса АII не следует, т.к. расчетные сопротивления на выносливость арматуры:

классы АII - R<sub>a</sub> = 1700 кг/см<sup>2</sup> у

классы АIII - R<sub>a</sub> = 1800 кг/см<sup>2</sup>

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

Расчет железобетонных плит балластного корыта в продольном направлении производится от усадки бетона в соответствии с полнотелыми расчетными температурными условиями от II стадии с коэффициентом перерыва  $\mu = 0,9$ . При определении условий от усадки бетонная расчетная величина относительной деформации свободной усадки бетона для оборной плиты принята  $\epsilon_{y} = 1,1 \cdot 10^{-4}$ .

Полученность бетона в расчете на усадку учтена введением эффективного модуля упругости бетона, равного  $E_{y} = 0,5 E_b$ . Напряжения от усадки бетона подсчитаны по формулам ВСН 92-63 п. 93.

Напряжения в бетоне от полнотелых расчетных температур равной  $+30^\circ\text{C}$  подсчитаны с коэффициентом перерыва  $\mu = 1,1$  по формулам п. 99 ВСН 92-63.

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

### §3. Обеспечение железобетонной плиты с металлочеркуми

Соблюдение условия в месте соединения железобетонной плиты с верхним поясом металлочеркума должно обеспечиваться с учетом уменьшения поперечного сечения прелеитного строения по длине.

Концевые отрывающие усилия подсчитаны от усадки бетона в расчете температур между стальной арматурой и железобетонной плитой, принятой  $\epsilon = +30^\circ\text{C}$  по формулам п. 102 ВСН 92-63.

Обеспечение сплошной плиты в верхних поясах металлочеркума должно обеспечиваться в двух вариантах:  
а) на гибких упорах с прикреплением анклядных деталей блок-плиты к верхнему поясу блок-плиты;  
б) на жестких упорах, размещаемых в окнах блок-плиты.

Расчеты жестких и гибких упоров произведены согласно формулам ВСН 92-63 п. п. 152, 159 и для них рассчитаны листы:

### III. Конструкция прелеитного строения

Металлическая часть прелеитного строения состоит из 2-х главных балок со сплошной стенкой, объединенных между собой продольными и поперечными связями. Расстояние между балками, система и конструкция продольных и поперечных связей, а также конструктивные решения отдельных узлов и соединений во всех прелеитных элементах одинаковы.

По нижнему поясу балки продольные крепящие связи с длиной панели 2,08 м, по верхнему поясу в местах расположения поперечных связей, через 4,16 м, балки только распрки.

В опорных поперечных прелеитных элементах диаметр балки для подвешки прелеитного строения при смене и выработке опорных частей.

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

Вертикальные листы балки приняты толщиной 12 мм. Уз условия обеспечения местной устойчивости стенки увеличена вертикальными ребрами жесткости, высота сечения 160-170 мм; внутренняя для прикрепления поперечных связей - 280-170 мм. Прелеитное строение - цельноперекрытое. Прикрепление продольных и поперечных связей осуществляется на анкерных анклянках  $\phi = 22$  мм.

Анкерные анклянки прикреплены продольных и поперечных связей могут быть заменены на высокопрочные плиты  $\phi = 22$  мм, при этом анкерную контактную поверхность разрешается производить огневым способом.

Железобетонная плита балластного корыта разрабатана оборной.

Обеспечение плиты с металлочеркуми разрабатана в двух вариантах: на гибких и жестких упорах.

При гибких упорах обеспечение плиты с гибкими балками осуществляется путем введения высокопрочных балок анклядных металлочеркума в верхний пояс балки.

Анклядные части изготавливаются на заводе металлочеркума конструкцией. Проектном предусматривается, что все анклядные

$\phi = 28$  мм для блоков  $\phi = 22$  мм в парных блоках и листов анклядных частей обеспечивается по единому конструктору.

Расстояние между группами анклядных балок и между левых и правых балками должно соответствовать требованиям СН и П III-8, 5-52<sup>а</sup> таблица 8 п. 21.

В местах сопряжения верхнего пояса с анклядными частями блок-плиты в зоне опирания балок на опорные части перекося и прочность плиты должны быть не менее 1 мм.

В вариантах объединения плиты с металлочеркуми балками на жестких упорах, упоры прикрепляются к верхнему поясу балки на заводе анклянками  $\phi = 23$  мм.

Анкерные анклянки должны производиться в конструкциях-конкретных с обеспечением всех требований СН и П III-8, 5-52<sup>а</sup> и ВСН 145-68.

Изготовление высокопрочных балок должно производиться в соответствии с Металлическими условиями ВСН 133-68.

Прелеитное строение в производственном порядке подлежит приемке заводской инспекцией.

Все элементы прелеитного строения (исключая сопрягающиеся плоскости анклядных деталей гибких упоров и горизонтальные листы верхних поясов блок-плиты) должны быть отгружены на заводе с предварительной тщательной очисткой от ржавчины, окислы, грязи, жирных пятен и пр.

Элементы прелеитного строения обычного исполнения производятся одним способом с использованием ГОСТ 1787-50<sup>а</sup> на натуральной льняной олифе - ГОСТ 7931-56.

По согласованию с заказчиком допускается производство железных суриком - ГОСТ 8856-58 на натуральной олифе - ГОСТ 7931-56.

Элементы прелеитного строения северного исполнения производятся одним способом марки  $\alpha\epsilon - 010$  по ГОСТ 9355-60 или одним способом с использованием марки 3 или 4 по ГОСТ 1787-50<sup>а</sup> на натуральной льняной олифе по ГОСТ 7931-56 и покрываются одним слоем окраски.

Очистка элементов прелеитного строения перед производкой, производкой элементов и окраска в северном исполнении, принимаются заводской инспекцией с соответствующим оформлением.

Для осмотра прелеитного строения при приемке в заводские условия производства, они доставляются в завод в разобранном виде по нижним продольным связям.

Блок железобетонных плит для всех прелеитных строений унифицированы, длина блока - 2,98 м.

Уз условия размещения упоров и продольного ямчирования дано 5 типов блок-плит.

Изготовление блок-плит должно производиться в условиях, обеспечивающих высокое качество продукции, при обязательном выполнении требований СН и П III-8, 5-52<sup>а</sup>; ВСН 151-68 и СН 365-67.

Для изготовления блок-плит должны быть использованы типоразмер металлочеркума отпущенный в количестве, позволяющем обеспечить для крепления анклядных деталей, расположенные по единому конструктору, что и обеспечивается в верхних поясах блок-плит.

IV. Установка гибких балок в прелеит.

Установка гибких балок в прелеит можно производить канальным краем ГЭК-80.

Прелеитное строение с угловыми и отклоненными плитами может устанавливаться: ГЭК-130. Монтажный вес 13,0 т.

Укладка плиты по гибким балкам может производиться краем Г-1258 на гусеничном ходу и железнобетонным краем СН-90.

Монтажно сварку выпущенной арматуры допускается выполнять при температуре окружающей среды не ниже  $-20^\circ\text{C}$ .

Отклоненные стыки плиты бетонируются при устойчивой положительной температуре бетона не ниже  $+5^\circ\text{C}$ .

Анкерные анклянки бетона, по получению им 100% марочной прочности, не допускаются.

При отклоненных плитах в зимних условиях бетонируются плиты должны производиться с соблюдением СН и П III-8, 2-52, СН и П III-8, 1-52<sup>а</sup> и требований ВСН 151-68 (для северного исполнения).

Порядок производства работ по укладке плиты дан на чертеже инв. № 51072.

Сопрягающиеся поверхности анклядных деталей гибких

упоров и горизонтальных листов верхних поясов блок-плит перед сборкой должны быть подвергнуты пескоструйной очистке. Расчетное сопротивление высокопрочного бетона по конкретному рабочему конструктиву сопряжения принято равным 7т. При нормативном уровне напряжения 20 т.

Гидроизоляция на блок-плите с гибкими упорами должна быть уложена на заводе, изготовляющем плиты или на строительной площадке.

Стыки изоляции должны выполняться на монтаже после окончательной установки плиты.

На блок-плите в местах гидроизоляции укладываются на монтаже в течение время поды или в теплых. В обоих вариантах обеспечиваются трубки в плите должны быть закреплены при изготовлении плиты на заводе.

Изоляция балластного корыта для прелеитных строений северного исполнения должна обеспечиваться в соответствии с ВСН 151-68.

Профиль пути на прелеитном строении должен иметь параболыческое очертание, которое обеспечивается расчетом прелеитного покрытия гибких балок и уменьшения высоты балластной призмы.

По прелеитные строения ставятся опорные части проектировки Гипротрансмостя (1987г.) таблицей проекта № 583.


По прелеитном строении, при условии постоянства продольных связей по верхнему поясу, может предусматриваться железнобетонная нагрузка по методу расчета плиты на верхних частях балки, уложенных по верхнему поясу балки.

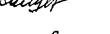
Класс прелеитного строения по нормальным напряжениям определен по гибкости по определению расчетного момента  $M_{расч}$  из условия 1955г. получен следующий:

по верхнему поясу - 9,0; по нижнему поясу - 16,3.

Начальник Гипротрансмостя  / К. Рылов /

Гл. инженер Гипротрансмостя  / Попов /

Начальник отдела  / Вайнс /

Гл. инженер проекта  / Селезнев /

### ОСНОВНЫЕ ДАННЫЕ:

1. Технические условия СН 200-62; СН и П-Д. 7-62; ВСН 145-68; ВСН 92-63; ВСН 144-68; СН 355-67; ВСН 151-68.
2. Расчетные нагрузки:
  - а) Временная вертикальная с-14
  - б) Постоянная на прочность: I стадия - 2,82 т/м.м, II стадия - 2,25 т/м.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) Зажеленку из высоколегированной марганцевой спокойной конструкционной стали марки 03Г2 по ГОСТ 5058-65 в соответствии с ВСН 145-68 § 2.5 пункт "б".
  - в) Монтажные соединения - на высокопрочных болтах d=22мм. Высокопрочные болты, гайки к ним - сталь 40Х по ГОСТ 4543-61 в соответствии с ВСН-193-65 с изменениями и дополнениями от 1968г с послед. термообработкой.
  - г) Бетон плит по прочности:
    - а) для сборных блоков R<sub>ср</sub> = 300 кг/см<sup>2</sup>
    - б) для шпал асбестоцементная R<sub>ср</sub> = 300 кг/см<sup>2</sup>
    - в) по морозостойкости Мрз300
  - д) Арматура плит: периодического профиля - сталь класса АII марки 10ГГ или класса АIII марки 25Г2С. Кручения - сталь класса АI марки 8М Ст.3сп или ВК Ст.3сп. и для северного исполнения.
4. В зависимости от качества примененной стали и бетона пролетные строения могут изготовляться для установки из кат в районах с расчетной температурой воздуха ниже -40°С (северное исполнение), так и в районах с расчетной температурой воздуха до -40°С (обычное исполнение). Марки сталей элементов пролетных строений в северном и обычном исполнении должны быть приняты согласно спецификациям металла элементов.

### Вес металла

(Марки сталей указаны для северного исполнения)

№ п.п.	Наименование	Вес в тоннах				
		Материал	Всего	т/м	% от плановых	
		шпала АI	МВС, Ст.3сп			
1	Глябные фермы	26,3	—	26,3	0,98	100
2	Связи	3,0	—	3,0	0,11	11,2
3	Листовая сталь упоров	21	1,6	21	0,08	8,2
	Итого	31,4	30,9	31,4	1,17	1,15
4	Перила трапьяров	0,88	0,27	1,15	0,04	4,1
5	Смотровые приспособления	0,25	0,95	1,21	0,05	5,1
	Всего	32,5	32,0	32,3	1,25	1,24
6	Высокопрочные болты	Ст. 40Х		0,32	—	—
7	Опорные части	—	—	3,2	0,12	12,2
8	Царянные приспособления	2,3	—	2,3	0,08	8,2
9	Металл перекрытия шпал	—	0,29	0,29	—	—

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

### Объем работ

№ п.п.	Наименование	Ед.изм.	Количество		
			плиты с гибкими упорами	плиты с жесткими упорами	
1	Бетон	Сборный	Бетонное карыто	28,3	27,6
		Проточные плиты	—	2,2	2,2
	Монолитный	—	1,0	4,6	
	Всего	М <sup>3</sup>	31,5	34,4	
	Защитный слой арматурной сетки	М <sup>3</sup>	4,5	4,5	
2	Арматура	Периодического профиля класса АII	—	5,4	
		или класса АIII	кг	4529	4443
		Кручения класса АI	кг	1021	1045
	Всего	кг	5550	5488	
3	Утеплитель	М <sup>2</sup>	126	126	
4	Водопроводные трубки	шт./кг	18	18	

### Строительные высоты

№ п.п.	Наименование	мм
1	От верха шпал до низа конструкции в пролете	2940
2	От верха шпал до опорной площадки	3450
3	От опорной площадки до центра шарнира	390

$$a = \frac{\delta_k}{2} - d(t - t_{cp}) \cdot l$$

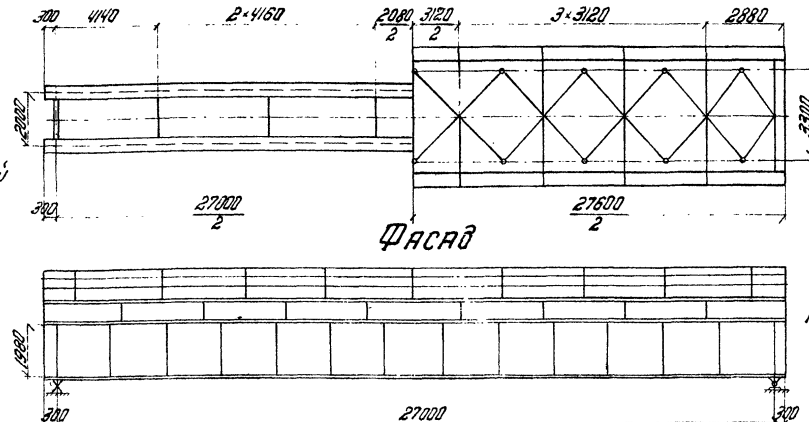
$$t_{cp} = \frac{t_{max} + t_{min}}{2}$$

$$\alpha = 0,00012$$

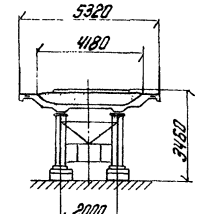
а - смещение оси нижней плиты относительно середины нижнего балластера в сторону пролета со знаком "-" в сторону опоры со знаком "+";  
 t - температура местности в момент установки;  
 t<sub>max</sub> и t<sub>min</sub> - абсолютные значения максимальной и минимальной температур воздуха местности принимаются по СН и П-А 6-62 или по данным метеорологической станции.

### Верхние связи

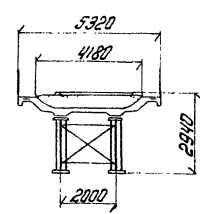
### План плиты проезжей части



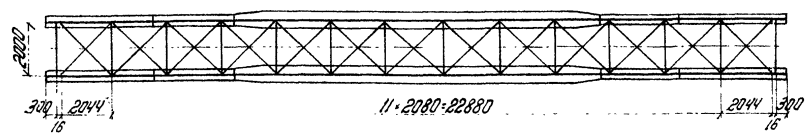
### Поперечный разрез на опоре



### Поперечный разрез в пролете



### Нижние продольные связи



### Расчетная опорная реакция (на прочность)

- От постоянной нагрузки I стадии - P<sub>I</sub> = 38 т
- От постоянной нагрузки II стадии - P<sub>II</sub> = 30,5 т
- От временной вертикальной нагрузки - P<sub>в</sub> = 209,0 т
- Всего** 277,5 т

### Прогибы и перемещения

Прогибы и перемещения от нагрузок	Прогиб в середине		Перемещение свободной концы см
	б см	δ	
Постоянной	2,7	—	—
Временной вьгонной	2,2	1/1225	1,85
От изменения температуры на t = 40°С	—	—	1,08

### Опорные части

Опорные части приняты по типовому проекту Гипротранспостя инб.н583 тип II

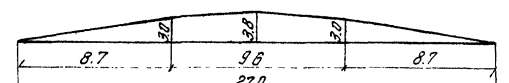
Наименование опорных частей	Кол. в/о анкерных болтов	Размеры опорной плиты мм		Расстояние между анкерными болт мм		Высота опорных частей мм
		Вдоль оси моста	Поперек оси моста	Вдоль оси моста	Поперек оси моста	
Подвижные	4	670	810	500	650	520
Неподвижные	4	720	810	500	650	520

### Установка опорных частей

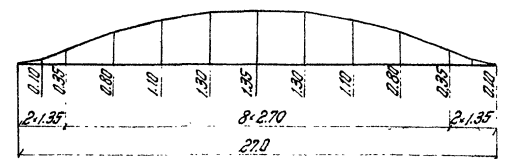
(t - t <sub>ср</sub> )°	-30	-25	-20	-15	-10	-5	0	+5	+10	+15	+20	+25	+30	+35	+40	+45	+50
a мм	19	17	16	14	12	11	9	8	6	4	3	1	0	-2	-4	-5	-7

### Строительный подъем глябных балок

(ординаты в см.)

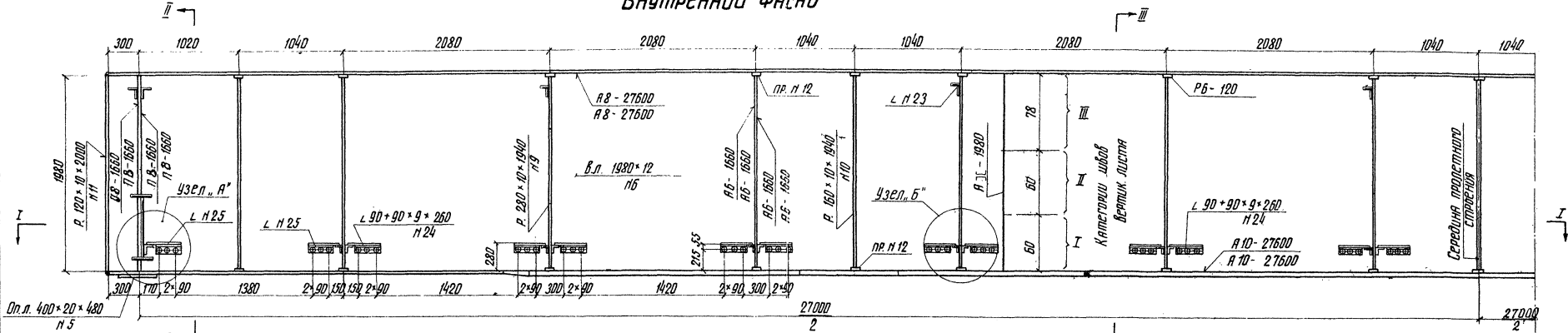


### Проектная эюра пути (ординаты в см.)

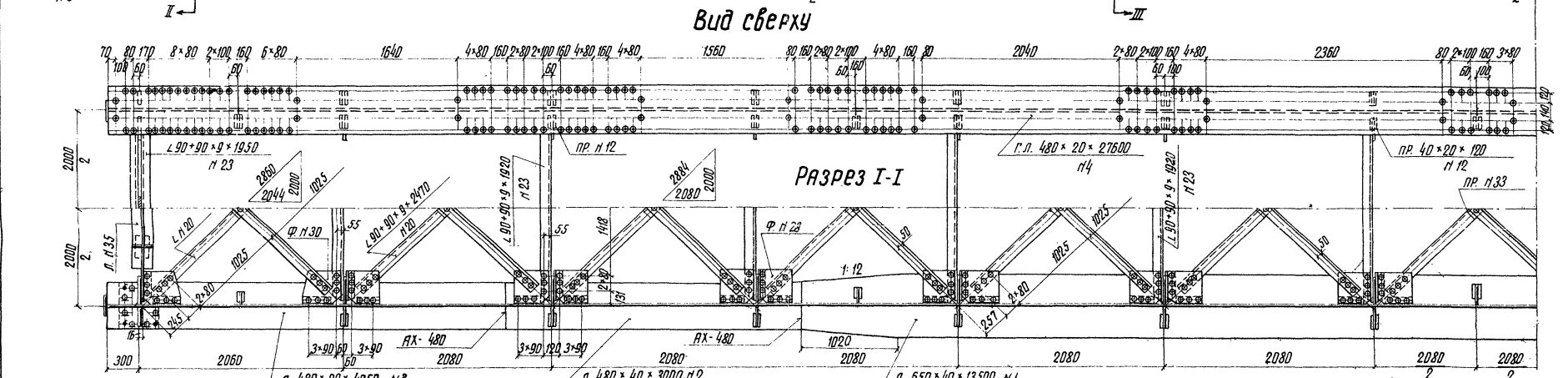


Министерство транспортного строительства СССР		Глябтранспроект		Паспорт
Рябичев чертежи металлических желдор пролетных строений с едой подъемы на балласт пролетными 18,2-65,0м в северном исполнении		Гипротранспостя		
Инж. К.Р.Т.М.	Инж. Г.Т.М.	Инж. П.П.М.	Инж. П.П.М.	Пролетного строения 6р = 27,0 м.
Инж. П.П.М.	Инж. П.П.М.	Инж. П.П.М.	Инж. П.П.М.	
1969г. М.Б	Инб. н50897	Исполнил	Формина	<b>739/3</b>
				<b>5</b>

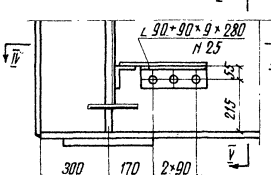
# Внутренний фасад



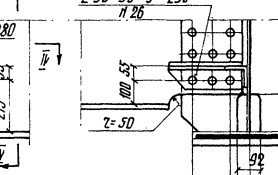
# Вид сверху



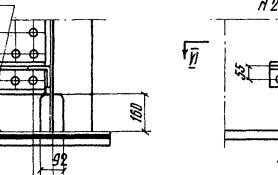
## Фасад



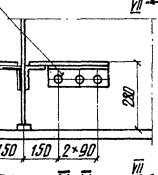
## Узел А



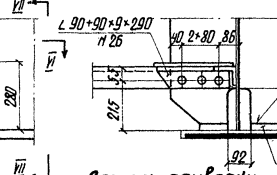
## РАЗРЕЗ ПО I-I



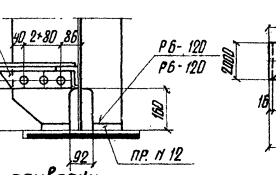
## Фасад



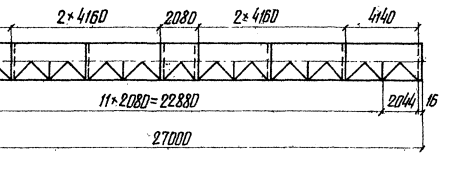
## Узел Б



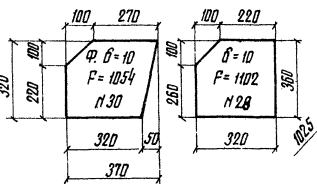
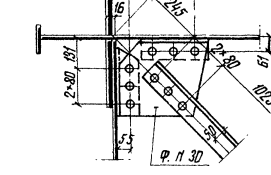
## РАЗРЕЗ ПО II-II



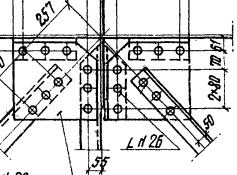
## Схема расположения верхних и нижних связей



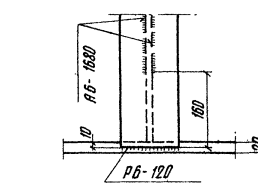
## РАЗРЕЗ ПО III-III



## РАЗРЕЗ ПО IV-IV



## Деталь приварки окаймляющего ребра П 11



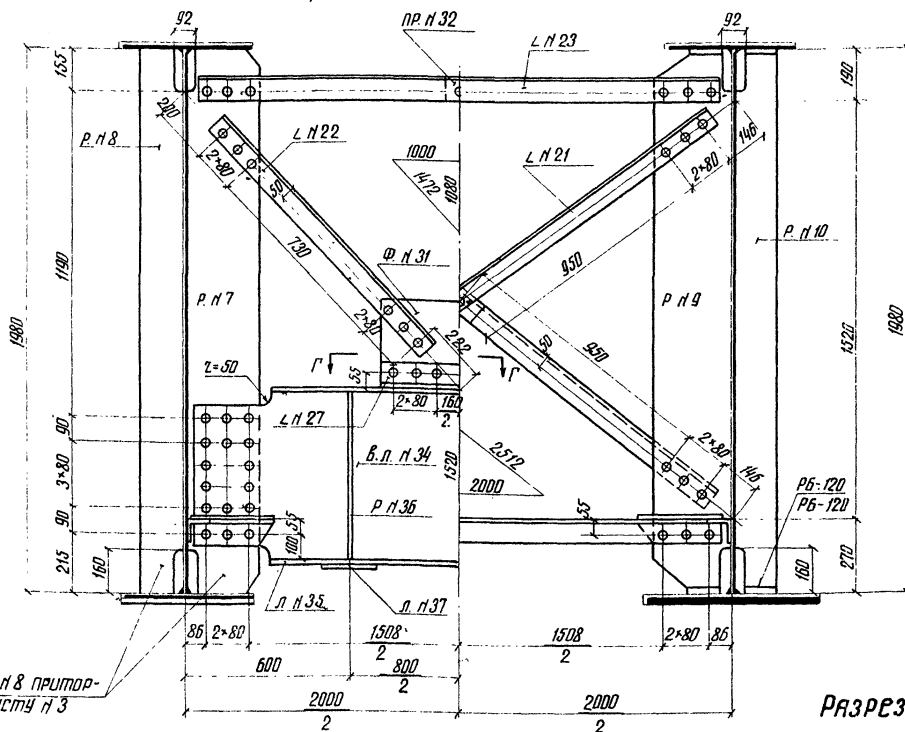
Министерство транспортного строительства СССР		Проектное строение Ср=27,0 м Конструкция главных балок.
Рабочие чертежи металлических жел.бел. пролетных строений сезонной поверки на баласте пролетами 18,2-66 м в северном исполнении	ГЛАВТАНСПРОЕКТ ГИПРОТРАНСПРОЕКТ Пр. инж. Г.Т.М. Шестак Инж. отдела Шестак Пр. инж. П.Л.В. Селиванов Рук. бригады Шестак Проверил Шестак	
1985г. М-6130; П-15; Инв. П-50338		Исполнил Шестак Фоткина

739/3 6

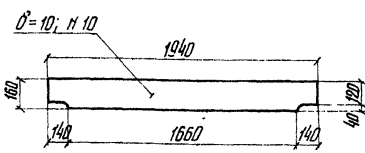
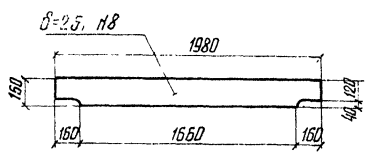
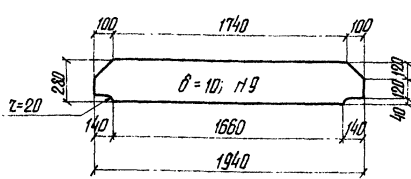
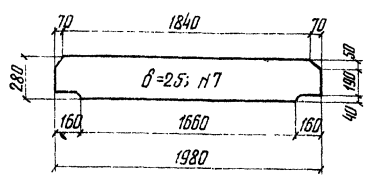


Разрез II-II

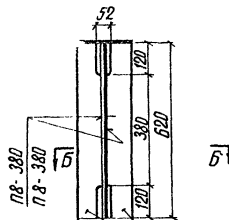
Разрез III-III



Ребра п.н. 7 и п.н. 8 приторцевать к листу п.н. 3

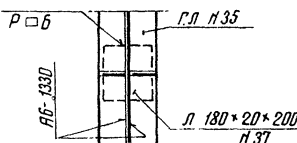


Разрез по А-А

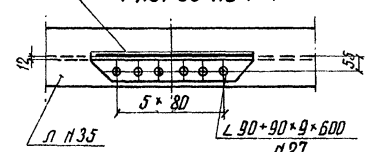


Ребра п.н. 36 приторцевать к листу п.н. 35

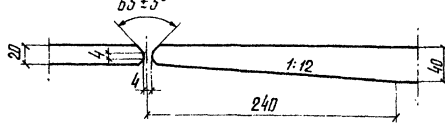
Разрез по Б-Б



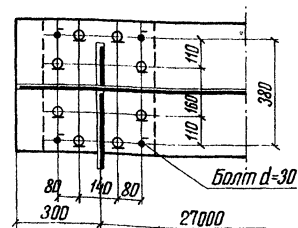
Разрез по Г-Г



Деталь стыка горизонтальных листов



Деталь прикрепления опорного листа п.н. 5



Для обычного исполнения опорный лист приваривается по контуру.

Спецификация  
металла на пролетное строение  $\ell_p = 270\text{ м}$

п/п	Наименование элементов	Материал	Размер элемента		Количество шт.	Общая длина м	Вес 1 п.м или 1 кв.м	Общий вес	
			Толщина мм	Площадь см <sup>2</sup>					
<b>§1 Главные балки</b>									
1	Нижн горизонт листы	10Г2С14	40	650	13500	2	27.0	204.10	
2	То же		40	480	3000	4	12.0	150.72	
3	То же		20	480	4050	4	16.2		
4	Верхние горизонт листы		20	480	27600	2	55.2		
5	Опорные листы		20	300	400	4	1.60		
6	Вертикальные листы						73.0	75.36	5501.3
7	Вертикальные листы		12	1980	27600	2	35.2	186.52	10296.0
8	Опорные ребра жесткости		25	280	1980	4	7.92	54.95	435.2
9	То же		25	160	1980	4	7.92	31.4	248.7
10	Вертик. ребра жесткости		10	220	1940	24	46.56	21.98	1023.4
11	То же		10	160	1940	34	55.96	12.56	828.5
12	Окляпывающие ребра		10	120	2000	4	8.0	9.42	76.4
13	Прокладки ребер	20	40	120	116	13.92	6.28	87.4	
Итого								25315	
2% на сварные швы								516	
Всего по §1								26331	
<b>§2 Продольные и поперечные связи</b>									
20	Диагональ продольные	10Г2С14	9	90*90	2470	26	64.22		
21	То же поперечные		9	90*90	2320	12	27.84		
22	То же опорные		9	90*90	1150	4	4.60		
23	Распорки		9	90*90	1920	22	42.24		
24	Уголки фасонки		9	90*90	260	48	12.48		
25	То же		9	90*90	280	4	1.12		
26	То же		9	90*90	290	28	8.12		
27	То же на обкатан. балке		9	90*90	600	2	1.20		
28	Фасонки продольн. связи						161.80	12.20	1974.2
29	То же		10	F = 1102	44	4.85	78.5	380.7	
30	То же		10	F = 1054	8	0.84	78.5	66.0	
31	Фасонки опорных связей		10	320	600	2	1.2	23.12	30.1
32	Прокладки распорки		25	90	90	2	0.18	14.13	2.5
33	То же диагоналей		10	110	110	19	2.09	8.64	21.9
34	Листы обкатан. балки		12	620	1930	2	3.80	58.4	227.8
35	Горизонт. листы балки		10	200	1330	4	5.92	15.7	83.5
36	Ребра жесткости балки		20	95	620	8	4.95	14.92	74.0
37	Опорные листы балки		20	180	200	4	0.72	31.40	22.6
Итого								2883	
3% на заклепочные головки								87	
Всего по §2								2970	
Всего на пролетное строение								29301	
Высокопрочные болты с гайками и шайбами			Ст.40х	d = 22	70	552	—	0.582	322

ПРИМЕЧАНИЯ:

- Места заводских стыков вертикальных и горизонтальных листов назначаются заводом. При этом необходимо учесть следующие указания: а) Расстояние вертикального стыка стенки от ребра жесткости должно быть не менее 240 мм (всн 145-68), б) Стыки горизонтальных и вертикальных листов должны располагаться вразбежку.
- Стыки нижних горизонтальных листов и стыки вертикальных листов в зоне относящейся к I категории должны подвергаться механической обработке в соответствии с требованиями действующих нормативных документов.
- Изготовление главных балок должно производиться в кондукторах кантователях с обеспечением им всех требований и указаний СН и ПЖ-85-62.
- Разбивка отверстий в верхних горизонтальных листах двенадцати для варианта соединения с железобетонными плитами на гибких упорах. В случае применения гнуто-с жесткими упорами, расположение жестких упоров дано на чертеже инв. п. 510в8 (д. вяздел).
- Заводские заклепки д=23 прикреплении горизонтальных и поперечных связей могут быть заменены на высокопрочные болты d=22 мм, при этом зачистку контактных поверхностей разрешается производить огнем.

Министерство транспортного строительства СССР

Рабочие чертежи металлостроительных сооружений

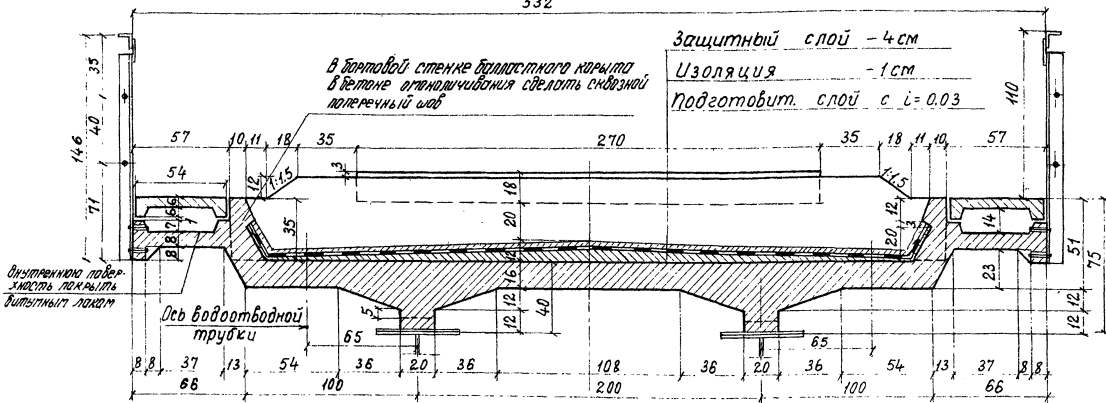
ГЛАВТРАНСПРОЕКТ  
ГИПРОТРАНСМОСТ

Пролетное строение  $\ell_p = 270\text{ м}$   
Конструкция главных балок. Детали. Спецификация

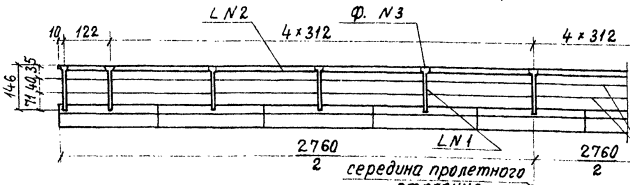
739/3 7

## Поперечный разрез

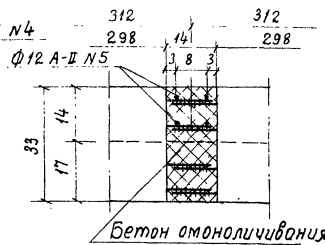
532



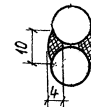
## Фасад перил



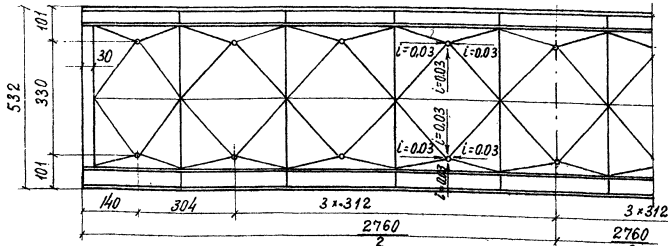
## Сечение 1-1 (по ребру)



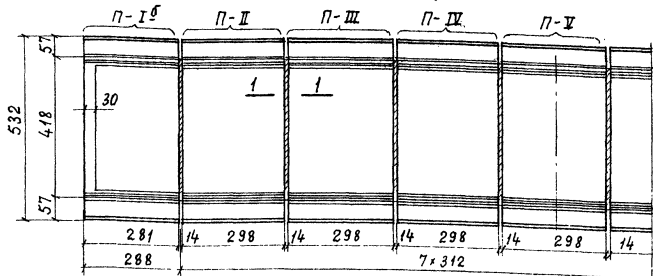
## Деталь стыка арматуры



## План балластного корыта по подготовке



## План расположения сборных плит



## Таблица объемов работ на пролетное строение

№ п/п	Наименование	Измеритель	Количество
1	Железобетон	Сборный $R_{28} = 300 \text{ кг/см}^2$	Плит проезда $\text{шт/м}^2$ 9/28,3
		Монолитный $R_{28} = 300 \text{ кг/см}^2$	Тротуарных плит $\text{шт/м}^2$ 16/2,2
			М <sup>3</sup> 1,0
	Всего	М <sup>3</sup> 31,5	
2	Арматура	Периодического профиля класса А-II или А-III	к <sup>2</sup> 4529
		Круглая класса А-I	к <sup>2</sup> 1021
		Всего	к <sup>2</sup> 5550
3	Листовая сталь упоров	к <sup>2</sup> 2122	
4	Металл перекрытия деформационного шва	к <sup>2</sup> 291	
5	Защитный слой — бетон М <sub>рз</sub> 200 армированный металлическими сетками	М <sup>3</sup> 4,5	
6	Изоляция балластного корыта	М <sup>2</sup> 126	
7	Подготовка	М <sup>3</sup> 5,4	
8	Водоотводные трубки	шт 18	
9	Балласт	М <sup>3</sup> 43	

## Спецификация монтажной арматуры в стыках плит на пролетное строение

№ п/п	Диаметр мм	Длина стержня см	Кол-во шт	Общая длина м	Вес 1 пог. м кг	Общий вес кг
5	ф. 12A-II	402	32	128,6	0,89	114

## Спецификация металла перил

№ п/п	Наименование	Сечение	Длина м	К-во	Общая длина м	Вес 1 пог. м кг	Общий вес кг
1	Стойка	180x80x8	1,36	22	29,9	—	—
2	Поручень	180x80x8	27,6	2	55,2	—	—
						85,1	9,65
3	Фасонка	$\sigma = 10$	2,24	22	0,77	78,5	60
4	Заполнение ф. 20A-I		27,6	4	110,4	2,47	273
	Всего на пролетное строение						115,4

Элементы перил № 1-3 из стали марки 10Г2С1Д — для северного исполнения для обычного — из стали марки ВСт.3 для обычных конструкций.

## Примечания:

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

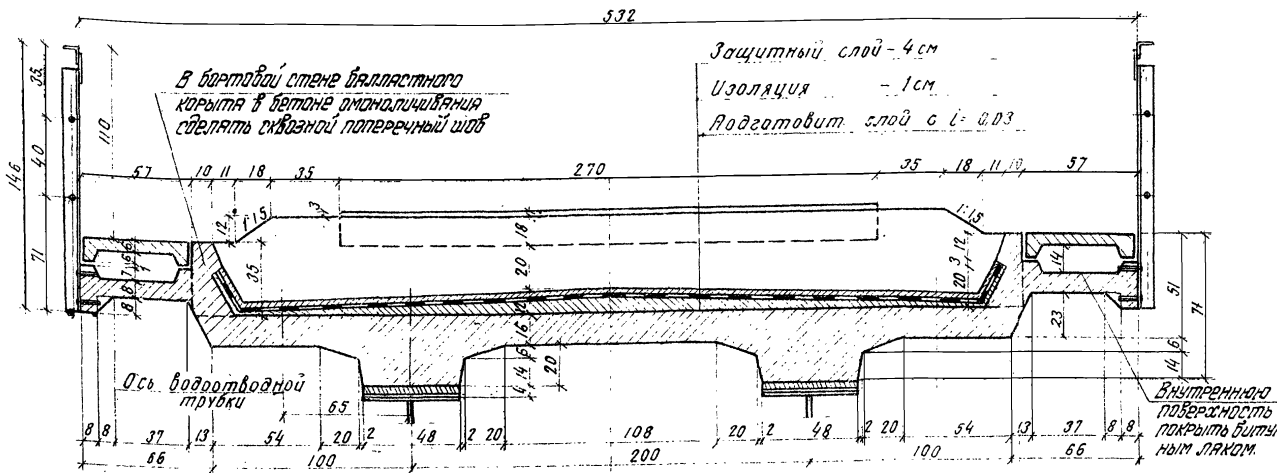
Министерство транспортного строительства СССР		
Рабочие чертежи	Главтранспроект	Пролетное строение
металлический жел. б-р	Гипротранспроект	с 27,0 м
прелетных строений	И.И.И.И.И.	Жел. бет. плита с
с одной поверхн. на высоте	И.И.И.И.И.	шпильки упоров.
пролетами 18,2-66,0 м	И.И.И.И.И.	Сборочный чертеж.
в северном исполнении	И.И.И.И.И.	
1969 г. № 1-11	И.И.И.И.И.	
И.И.И.И.И.	И.И.И.И.И.	
		739/3
		8

Копиров.

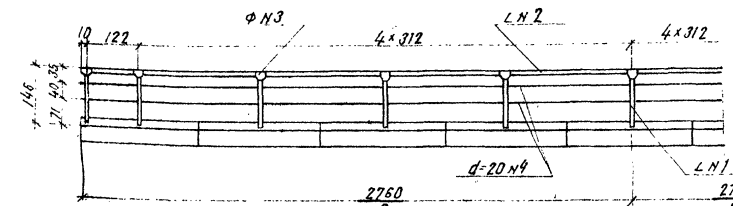
Коррект. Сил



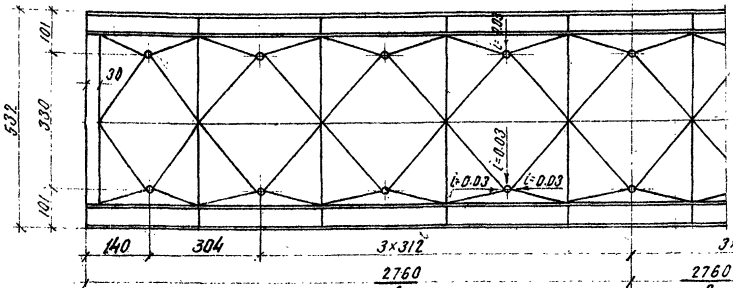
Поперечный разрез



Фасад перил



План балластного корыта по подготовке



План расположения сборных плит

Середина пролетного строения

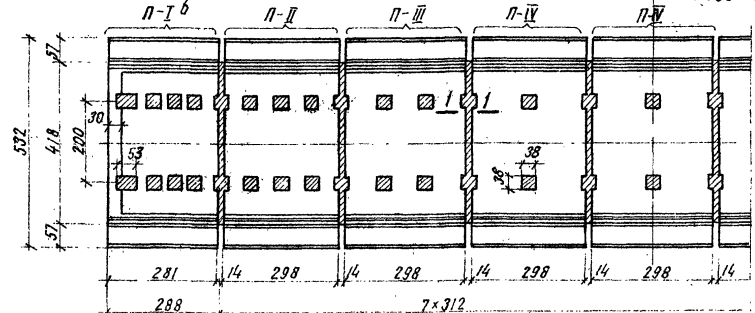


Таблица объемов работ на пролетное строение

н/п	Наименование	Измеритель	Количество
1	Железобетон	Сборный R28 = 300 $\frac{кг}{см^3}$	Плиты проезда шт/м <sup>3</sup> 9 / 27.6
		Монолитный R28 = 350 $\frac{кг}{см^3}$ Мрз 300	Тротуарные плиты шт/м <sup>3</sup> 18 / 2.2
			Всего м <sup>3</sup> 34.4
2	Арматура	Периодического профиля класса А-II или А-III	кг 4443
		Круглая класса А-I	кг 1045
		Всего	кг 5488
3	Металл перекрытия деформационного шва	кг	291
4	Защитный слой - бетон Мрз 200 армированный металлическими сетками	м <sup>3</sup>	4.5
5	Утепление балластного корыта	м <sup>2</sup>	126
6	Подготовка	м <sup>3</sup>	5.4
7	Водоотводные трубки	шт	18
8	Балласт	м <sup>3</sup>	43

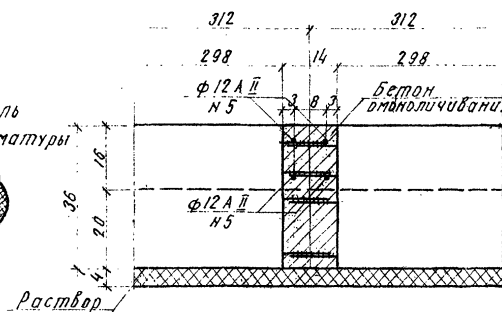
Спецификация монтажной арматуры в стыках плит на пролетное строение

н/п	Диаметр мм	Длина стержня см	Колич. шт	Общая длина м	Вес 1 пог м кг	Общий вес кг
5	ф12 А-II	402	32	128.6	0.89	114

Спецификация металла перил

н/п	Наименование	Сечение мм	Длина м	Колич.	Общая длина м	Вес 1 пог м или кг/м	Общий вес кг
1	Стойка	80x80x8	135	22	29.9		
2	Поручень	80x80x8	27.6	2	55.2		
					85.1	9.65	821
3	Распорка	б-10	F-294	22	0.77	78.5	60
4	Заполнен. ф 20 А-I	27.6	4	110.4	2.47	273	
						Всего	1154

Сечение 1-1 (по ребру)

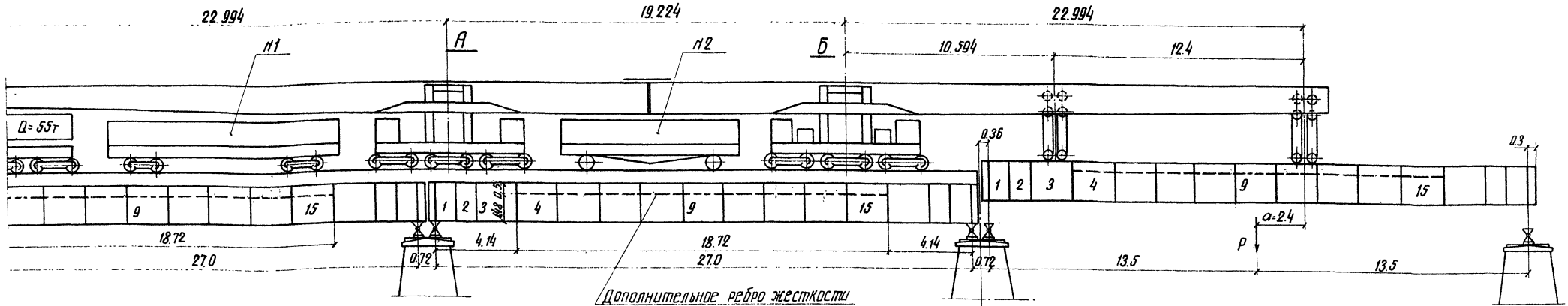


Примечания:

- 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 R28 = 400  $\frac{кг}{см^3}$  Мрз 300
- До набора раствором 80% прочности въезд на плиту крана или других механизмов запрещается.
- После стыкования арматурных выпусков окна упоров и стыки плит омоноличиваются бетоном М-350 на мелком заполнителе.
- Сварка выпусков производится для железобетонных вертикальных пластины пярными фланговыми швами. Сварку допускается выполнять при температуре окружающей среды не ниже 20°C.

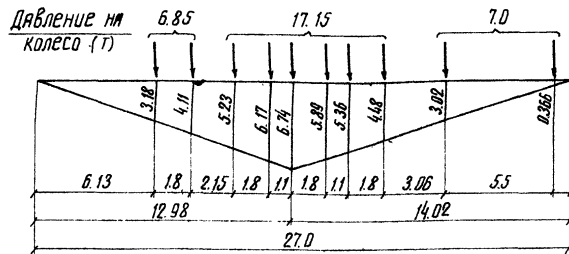
Министерство транспортного строительства СССР		Главтранспроект		Пролетное строение	
Гипротрансмост		Гипротрансмост		В: 270 м	
Рядовой чертеж	металлический жел. опор.	Листы: 8/11	Листы: 8/11	Попер.	жест. бет. плита с
металлический строгий	мет. опоры	Листы: 8/11	Листы: 8/11	Вдоль.	жесткими упорами.
сваркой пластины на опорах	проектируемые	Листы: 8/11	Листы: 8/11	Сваркой	бороздный чертеж
проектируемые	Листы: 8/11	Листы: 8/11	Листы: 8/11	Листы: 8/11	
Листы: 8/11	Листы: 8/11	Листы: 8/11	Листы: 8/11	Листы: 8/11	
1969 г. м. 1:20	И.И.И.И.И.	И.И.И.И.И.	И.И.И.И.И.	И.И.И.И.И.	739/3
					9

# Схема установки балок консольным краном ГЭК-80



Дополнительное ребро жесткости сечением  $L 160 \times 100 \times 10$  крепится с внутренней стороны высокопрочными болтами с шагом 200 мм.

## Схема грузов крана ГЭК-80



Постоянная нормативная нагрузка на балку:

- От веса металла пролетных строений - 0.58 т/м
  - От веса мостового полотна - 0.40 т/м
  - От веса строповки - 2.0 т
- Вес 4-х осей платформы n1 -  $P_1 = 45.4$  т

Расчетное давление на колесо:

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

Вес 2-х осей платформы n2 -  $P_2 = 23.1$  т

Расчетное давление на колесо:

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

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

Коэффициент смещения пути  $K = 1.1$

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

Вес платформы	Вес противовеса	Расстояние до ц.т. блока от оси	Давление на колесо платформы от подвижного блока		Суммарное давление на колесо платформы от веса крана	Динам. коэф. (1+μ)	Коэф. смещения пути К	Расчетное давление на колесо платформы	
			А	Б				А	Б
Т	Т	М	Т	Т	Т	—	—	А	Б
59	55	2.4	4.77	4.75	9.4	1.1	1.1	17.15	17.12

## Проверка напряжений в балке при проходе крана с грузом

Расстояние от левого опоры X	Расчетные моменты		Моменты сопр.		Напряжения		
	M <sub>p</sub>	M <sub>k</sub>	Σ M	W <sub>в</sub>	W <sub>н</sub>	σ <sub>в</sub>	σ <sub>н</sub>
М	ТМ		10 <sup>5</sup> см <sup>3</sup>		кг/см <sup>2</sup>		
12.98	98	654	753	0.29	0.50	2595	1505

M<sub>p</sub> - момент от собственного веса балки и веса мостового полотна  
M<sub>p</sub> = (P<sub>св</sub> + P<sub>м.п</sub>) l c<sub>п</sub>, n = 1.1  
M<sub>k</sub> - момент от веса крана с грузом.

## Проверка местной устойчивости балки (СН 200-62)

№ отсека	Вид отсека	№ пластин	Расчетные усилия		Напряжения в кг/см <sup>2</sup>					Коэф. условий работы, "м"	
			M	Q	Расчетные						
					σ	ρ	τ	σ <sub>с</sub>	ρ <sub>с</sub>		τ
1			62	120	226	158	383	2630	1752	1690	0.289
2			174	111	640	158	354	2520	1710	1640	0.408
3			323	95	1185	158	303	2540	586	782	0.832
4	I	II	485	75	1569	158	252	7840	1565	9050	0.308
					953	1184	291	3840	490	924	0.577
9	I	II	753	7	2440	158	21	7675	2400	10420	0.386
					1480	1184	25	2385	1415	1865	0.704

## Примечания:

- Пропуск консольного крана ГЭК-80 с грузом по балкам с уложенной, но не двоящейся 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  $L 160 \times 100 \times 10$ , установленным с внутренней стороны. Продольное ребро жесткости ставится в 4-15 отсеках на расстоянии 500 мм от верхнего пояса.

Общая длина уголка на пролетное строение = 37 м

## Проверка общей устойчивости балки (ВСН 92-63)

Калибр	Нормативное значение	Свободная длина сжатого пояса	J <sub>y</sub> верхнего пояса	P верхнего пояса	Глубина λ <sub>y</sub>	Коэф. запаса K <sub>c</sub>	φ <sub>σ</sub>	φ <sub>ρ</sub>	φ <sub>τ</sub>	φ <sub>с</sub> = M / (φ <sub>σ</sub> W)
кг/см <sup>2</sup>	кг/см <sup>2</sup>	см	см <sup>4</sup>	см <sup>2</sup>	—	—	—	—	—	кг/см <sup>2</sup>
15700	3600	416	18488	96	30	1.14	3.84	1.002	2595	

φ<sub>σ</sub> принимается равным φ

Министерство транспортного строительства СССР			
Рабочие чертежи металлических жер. доп. пролетных строений сездой поверху на балласте пролетами 18.2-66.0 м в северном исполнении		ГЛАВТРАНСПРОЕКТ ГИПРОТРАНСМОСТ	
Ст. инж. Г.М. [подпись]	Инж. [подпись]	Инж. [подпись]	Инж. [подпись]
Инж. [подпись]	Инж. [подпись]	Инж. [подпись]	Инж. [подпись]
Инж. [подпись]	Инж. [подпись]	Инж. [подпись]	Инж. [подпись]
Инж. [подпись]	Инж. [подпись]	Инж. [подпись]	Инж. [подпись]
1969 г. № 6	Инд. 15/0022	Исполнил	Козлова
Пролетное строение E <sub>p</sub> = 27.0 м			Установка главных балок в пролет.
739/3			

## Усилия в главных балках при расчете на прочность

№ сечений	Расстояние от опоры X м	Площадь л.в. ω <sub>м</sub> ω <sub>а</sub> м <sup>2</sup> м		Вертикальные нагрузки				Моменты				Поперечные силы				
				постоянная		временная		I стадия		II стадия		I стадия		II стадия		
				P <sub>I</sub>	P <sub>II</sub>	Π	1+μ	Q <sub>вр</sub>	M <sub>рI</sub>	M <sub>рII</sub>	ε(1+μ)ω <sub>а</sub> Q <sub>вр</sub>	ΣM <sub>II</sub>	Q <sub>рI</sub>	Q <sub>рII</sub>	ε(1+μ)ω <sub>а</sub> Q <sub>вр</sub>	ΣQ <sub>II</sub>
				т/м	—	—	т/м	тм				т				
0	0	0	13.5					9660	0	0	0	0	38.0	30.5	209.0	239.5
1	4.5	50.6	9.0	2.82	2.26	1.219	1.316	9255	1427	114.2	751.0	865.2	25.4	20.3	133.5	153.8
2	7.8	74.9	5.7					8960	211.0	169.0	1075.0	1244.0	16.1	12.9	81.9	94.8
3	13.5	91.0	0					8450	256.0	205.5	1232.0	1437.5	0	0	0	0

Усилия подсчитаны при загрузке временной нагрузкой на M<sub>максимум</sub> и Q<sub>соответственно</sub>.

## Усилия в главных балках при расчете на выносливость

№ сечений	Расстояние от опоры X м	Площадь л.в. ω <sub>м</sub> ω <sub>а</sub> м <sup>2</sup> м		Вертикальные нагрузки				Моменты				Поперечные силы				
				постоянная		временная		I стадия		II стадия		I стадия		II стадия		
				P <sub>I</sub>	P <sub>II</sub>	ε	1+μ	Q <sub>вр</sub>	M <sub>рI</sub>	M <sub>рII</sub>	ε(1+μ)ω <sub>а</sub> Q <sub>вр</sub>	ΣM <sub>II</sub>	Q <sub>рI</sub>	Q <sub>рII</sub>	ε(1+μ)ω <sub>а</sub> Q <sub>вр</sub>	ΣQ <sub>II</sub>
				т/м	—	—	т/м	тм				т				
0	0	0	13.5					9660	0	0	0	0	32.6	23.9	147.5	171.4
1	4.5	50.6	9.0	2.41	1.77	0.862	1.316	9255	122.0	89.6	530.0	619.6	21.7	15.9	94.4	110.3
2	7.8	74.9	5.7					8960	180.5	132.5	760.0	892.5	13.7	10.1	57.8	67.9
3	13.5	91.0	0					8450	219.0	161.0	872.0	1033.0	0	0	0	0

### Постоянная нагрузка на пог.м балки

Стадия работы	Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка	Коэффициент перегрузки для прочности	Расчетная нагрузка
		т/м	—	т/м
I стадия	Вес металла подетных строений	0.58	1.1	0.64
	Вес жел.бет. плиты М-300	1.42	1.1	1.56
	Вес изоляции, защитного слоя, подготовки	0.41	1.5	0.62
	Итого по I стадии P <sub>I</sub>	2.41	—	2.82
II стадия	Вес балласта и рельс	1.57	1.3	2.04
	Вес перил и смотровых приспособлений	0.06	1.1	0.07
	Вес тротуарных плит	0.10	1.1	0.11
	Вес труб и кабелей	0.04	1.1	0.04
	Итого по II стадии P <sub>II</sub>	1.77	—	2.26

### Определение постоянной нагрузки на 1п.м балки

1. Вес железобетонной плиты с упорамми: вес горизонтальных листов упоров - 15т, площадь сечения F=1.131м<sup>2</sup>

$$P_1 = \frac{1.131 \cdot 2.5}{2} + \frac{15}{2 \times 27.0} = 1.41 + 0.01 = 1.42 \text{ т/м}$$

2. Вес изоляции, защитного слоя, подготовки:

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

$$P_2 = \frac{379 \cdot 0.095 \cdot 2.2 \cdot 27.6}{2 \times 27.0} = 0.41 \text{ т/м}$$

3. Вес балласта и рельс: площадь балластной призмы

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

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

Временная вертикальная нагрузка: С-14, динамический коэффициент

$$1+\mu = 1 + \frac{18}{30+2} = 1 + \frac{18}{30+27} = 1.316$$

Министерство транспортного строительства СССР			
Рабочие чертежи		Гипротрансмост	
металлических жпс для пролетных строений с ездой поверху на балласте		Пролетное строение С <sub>р</sub> = 27.0 м	
Т/м шжс Г/м	Попов	Валчев	Нагрузки и усилия в главных балках.
Нач. отдела	Синица	Сильва	
Т/м шжс пр-т	Рук. бригады	Проверка	739/3 11
проектанта 18.2-66.0 м в северном исполнении	Корочков	Козлова	
1969 г. М-6	Инж. А.В.В.В.	Исполнитель	

# Сечения и напряжения главных балок при расчете на прочность

№ сечения	Тип сечения и марка бетона	Состав сечения	Площади					Моменты инерции					Расчетный случай	Ординаты фибер			Моменты сопротивления нетто			Расчетные моменты	Напряжения												
			F <sub>бр</sub>	F <sub>осл</sub>	F <sub>нт</sub>	y <sub>x</sub>	S <sub>x</sub>	Z <sub>x</sub>	J <sub>x</sub>	F <sub>z</sub> <sup>2</sup>	J <sub>o</sub>	ΔJ <sub>o</sub>		J <sub>нетто</sub>	y <sub>бп</sub> y <sub>б</sub>	W <sub>бп</sub> W <sub>б</sub>	σ <sub>бп</sub> σ <sub>б</sub>	y <sub>с</sub>	y <sub>ст</sub>		y <sub>стб</sub>	W <sub>с</sub>	W <sub>ст</sub>	W <sub>стб</sub>	y <sub>бет</sub>	S <sub>бет</sub>	M <sub>к</sub>	σ <sub>т</sub>	σ <sub>л</sub>	σ <sub>д</sub> $\frac{F_{дл}}{W_{дл}} = \frac{R_{дл}}{F_{дл}}$	Σσ		
																																мм	см <sup>2</sup>
3	13.5 м		В.г.л 480×20	96.0	11.2	84.8	100.0	9.60	9.60							$\frac{\sigma_{бп}}{\sigma_b} = 1.14$ т.к. $1.2 > K > 1.1$ то $R_{б} = 0.9 R_{н.б} = 0.9 \cdot 0.9 \cdot 150 = 121.5$ кг/см <sup>2</sup> $\sigma_b = 144$ кг/см <sup>2</sup> > $R_b = 121.5$ кг/см <sup>2</sup> - расчетный случай „Б“	129.1	121.6	48.0	0.29	0.368	2.400			M <sub>к</sub> =2560	88.5	3900	2770	2015				
			В.л 1980×12	237.6		237.6			7.76																		M <sub>к</sub> =1437.5	510	2660	560	2610		
			Н.г.л 650×40	260.0		260.0	-101.0	-26.30	2.660										74.9	82.4	156.0	0.50	0.540	0.735									
			Армат 26Ф12	29.4		29.4	130.3	3.83	5.00																								
			Бетон n=6.7	592.8		592.8	130.3	77.25	100.50										88.0	1.31	16.4					150.9	6.0						
				1215.8		1204.6		64.38	53.0	14.946	34.20	115.26	0.25	115.01					77.3	1.49	14.4												
2	7.8 м		В.г.л 480×20	96.0	11.2	84.8	100.0	9.60	9.60						$\frac{\sigma_{бп}}{\sigma_b} = 1.16$ т.к. $1.2 > K > 1.1$ то $R_{б} = 0.9 R_{н.б} = 0.9 \cdot 0.9 \cdot 150 = 121.5$ кг/см <sup>2</sup> $\sigma_b = 129$ кг/см <sup>2</sup> < $R_b = 121.5$ кг/см <sup>2</sup> - расчетный случай „Б“	119.6	111.8	39.0	0.280	0.357	2.520			M <sub>к</sub> =211.0	755	3500	2795	1460					
			В.л 1980×12	237.6		237.6			7.76																		M <sub>к</sub> =1244.0	530	2860	680	2710		
			Н.г.л 480×40	192.0		192.0	-101.0	-19.40	19.60										84.4	92.2	165.0	0.398	0.435	0.595									
			Армат. 26Ф12	29.4		29.4	130.3	3.83	5.00																								
			Бетон n=6.7	592.8		592.8	130.3	77.25	100.50										79.0	1.24	15.0					141.1	5.6						
				1147.8		1136.6		71.28	62.0	14.246	44.10	98.36	0.16	98.20					68.3	1.44	12.9												
1	4.5 м	Марка бетона плиты М-300	В.г.л 480×20	96.0	11.2	84.8	100.0	9.60	9.60						$\frac{\sigma_{бп}}{\sigma_b} = 1.203$ т.к. $K > 1.2$ , то $R_{б} = R_{н.б} = 0.9 \cdot 150 = 135$ кг/см <sup>2</sup> $\sigma_{бп} = 128.5$ кг/см <sup>2</sup> < $R_b = 135$ кг/см <sup>2</sup> - расчетный случай „А“	101.0		23.8	0.255		2.930			M <sub>к</sub> =1427	560	295		865					
			В.л 1980×12	237.6		237.6			7.76																		M <sub>к</sub> =865.2						
			Н.г.л 480×20	96.0		96.0	-100.0	-9.60	9.60										101.0		178.2	0.255		0.390				560	2220		2780		
			Армат 26Ф12	29.4		29.4	130.3	3.83	5.00																								
			Бетон n=6.7	592.8		592.8	130.3	77.25	100.50										63.8	1.09	118.5												
				1051.8		1040.6		81.08	77.2	132.46	62.80	69.66	0.06	69.60					53.1	1.31	98.5												

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

Министерство транспортного строительства СССР		Главтранспроект		Пролетное строение	
Рабочие чертежи металлических ж.д. доп. пролетных строений сездам поверху на балласте пролетами 18 2-66.0 м в северном исполнении		ГИПРОТРАНСДОСТ		С <sub>2</sub> 21.0 м	
Гл. инж. Г.И.М.	М.И.М.	Полков	Валчев	Расчет главных балок на прочность	
Нач. отдела	Синица	Слышова	Лугнев		
Рук. бригады	Ильин	Корючков	Козлова		
1969 г. М-б	Инд. 151204	Исполнил		739/3	12

# Сечения и напряжения главных балок при расчете на выносливость

№ сечения	Тип сечения	Состав сечения	Моменты инерции										Выносливость бетона	Ординаты фибр		Моменты сопротивления				Напряжения				Определение $\gamma$			Расчетные моменты															
			$F_{бр}$	$Y_x$	$S_x$	$Z_x$	$J_x$	$F_{z^2}$	$J_0$	$Y_{бр}$	$W_{бр}$	$\sigma_{бр}$		$Y_c$	$Y_{св}$	$W_c$	$W_{св}$	$m'$	$\sigma_{рз}$	$\sigma_{рл}$	$\sigma_{рн}$	$\Sigma \sigma$	$\sigma_{мл} = \frac{\sigma_{рз} + \sigma_{рл}}{2}$	$\sigma_{рл} - \sigma_{рз}$	$\beta$	$\gamma$		$\gamma R_u$														
			мм	см <sup>2</sup>	см	10 <sup>3</sup> см <sup>4</sup>	см	10 <sup>5</sup> см <sup>4</sup>		см	10 <sup>5</sup> см <sup>3</sup>	кг/см <sup>2</sup>		см	см	10 <sup>5</sup> см <sup>2</sup>	10 <sup>5</sup> см <sup>2</sup>		кг/см <sup>2</sup>							тм																
3		В.г.л. 480x20	96.0	100.0	9.60	9.60										$\rho = \frac{M_{рл}}{M_x} = \frac{161.0}{1033.0} = 0.156$ $K_p = 1.028$ $K_p R_{u,б} = 1.028 \cdot 0.9 \cdot 115 = 106.2 \text{ кг/см}^2$ $80 \text{ кг/см}^2 < 106.2 \text{ кг/см}^2$																			$M_{рл} = 219.0$ $M_{рз} = 161.0$ $M_{рн} = 872.0$ $M_x = 1033.0$							
		В.л. 1980x12	237.6			7.70												по нижнему поясу																								
		Н.г.л. 650x40	260.0	-101.0	-26.30	26.60												74.9	118.8	0.525	0.680	1.039	417	228	1240	1885	645	0.341	1.0	1.000	2700											
			593.6		-16.70	-28.1	43.96	4.68	39.28																																	
		Армат. и бетон	228.0	130.3	29.70	38.70																																				
		n=20	821.6		13.00	15.8	82.66	2.05	80.61	125.2	0.645	80.0							48.9	92.8	0.805	0.868	1.009	272	184	1000	1456	456	0.314	1.9	0.805	2260										
2		В.г.л. 480x20	96.0	100.0	9.60	9.60										$\rho = \frac{M_{рл}}{M_x} = \frac{132.5}{892.5} = 0.148$ $K_p = 1.024$ $K_p R_{u,б} = 1.024 \cdot 0.9 \cdot 115 = 105.9 \text{ кг/см}^2$ $73 \text{ кг/см}^2 < 105.9 \text{ кг/см}^2$																							$M_{рл} = 180.5$ $M_{рз} = 132.5$ $M_{рн} = 760.0$ $M_x = 892.5$			
		В.л. 1980x12	237.6			7.76												по нижнему поясу																								
		Н.г.л. 480x40	192.0	-101.0	-19.40	19.60												84.4	129.4	0.417	0.544	1.048	435	232	1330	1997	667	0.393	1.4	0.993	2680											
			525.6		-9.80	-18.6	36.95	1.82	35.14																																	
		Армат. и бетон	228.0	130.3	29.70	38.70																																				
		n=20	753.6		19.90	26.4	75.66	5.25	70.41	114.6	0.613	73.0							58.4	103.4	0.601	0.680	1.019	300	192	1100	1592	492	0.309	1.9	0.802	2240										
4.5м		В.г.л. 480x20	96.0	100.0	9.60	9.60										$\rho = \frac{M_{рл}}{M_x} = \frac{89.5}{619.5} = 0.145$ $K_p = 1.0225$ $K_p R_{u,б} = 1.0225 \cdot 0.9 \cdot 115 = 105.7 \text{ кг/см}^2$ $57 \text{ кг/см}^2 < 105.7 \text{ кг/см}^2$																										$M_{рл} = 122.0$ $M_{рз} = 89.5$ $M_{рн} = 530.0$ $M_x = 619.5$
		В.л. 1980x12	237.6			7.76												по нижнему поясу																								
		Н.г.л. 480x20	96.0	-100.0	-9.60	9.60												101.0	146.2	0.268	0.359	1.054	455	236	1400	2091	691	0.330	1.6	0.910	2540											
			429.6		0	0	26.96	0	26.96																																	
		Армат. и бетон	228.0	130.3	29.7	38.70																																				
		n=20	657.6		29.7	45.2	65.66	13.40	52.26	95.8	0.545	57.0							77	122.2	0.350	0.428	1.036	348	202	1200	1750	550	0.314	1.9	0.805	2250										

Проверка напряжения по формуле для нижнего пояса:

$$\sigma_n = \frac{M_x}{W_{нц}} + \frac{M_z}{m' W_{нцз}} \leq \gamma R_{цн}$$

Определение коэффициента  $m'$  (по ВСН 92-63)

$$m'_i = 1 + (1 - 0.75 \frac{\sigma_{бр}}{R_p R_{u,б}}) \left( \frac{W_{лств}}{W_{лств}} - 1 \right) \text{ при } \sigma_{бр} < 0.8 K_p R_{u,б}$$

Определение коэффициента  $\gamma$  (по СН 200-62)

$$\gamma = \frac{1}{(\alpha \beta + \delta) - (\alpha \beta - \beta) \rho} \leq 1 \quad \begin{matrix} \alpha = 0.65 \\ \delta = 0.30 \end{matrix}$$

**Сечение 3**  
 $\chi = 13.5 \text{ м } \sigma_{бр} = 80 \text{ кг/см}^2 < 0.8 K_p R_{u,б} = 85 \text{ кг/см}^2$   
 $m'_{св} = 1 + (1 - 0.75 \frac{80.0}{106.2}) \left( \frac{0.885}{0.868} - 1 \right) = 1.009$   
 $m'_n = 1 + (1 - 0.75 \frac{80.0}{106.2}) \left( \frac{0.740}{0.680} - 1 \right) = 1.039$   
 $\gamma_{св} = \frac{1}{(0.65 \cdot 1.9 + 0.30) - (0.65 \cdot 1.9 - 0.30) \cdot 0.314} = 0.805$   
 $\gamma_n = \frac{1}{(0.65 \cdot 1 + 0.30) - (0.65 \cdot 1 - 0.30) \cdot 0.341} > 1 \text{ принимаем } \gamma = 1.0$

**Сечение 2**  
 $\chi = 7.8 \text{ м } \sigma_{бр} = 73 \text{ кг/см}^2 < 0.8 K_p R_{u,б} = 84.8 \text{ кг/см}^2$   
 $m'_{св} = 1 + (1 - 0.75 \frac{73.0}{105.9}) \left( \frac{0.706}{0.680} - 1 \right) = 1.019$   
 $m'_n = 1 + (1 - 0.75 \frac{73.0}{105.9}) \left( \frac{0.597}{0.544} - 1 \right) = 1.048$   
 $\gamma_{св} = \frac{1}{(0.65 \cdot 1.9 + 0.30) - (0.65 \cdot 1.9 - 0.30) \cdot 0.309} = 0.802$   
 $\gamma_n = \frac{1}{(0.65 \cdot 1.4 + 0.30) - (0.65 \cdot 1.4 - 0.30) \cdot 0.333} = 0.993$

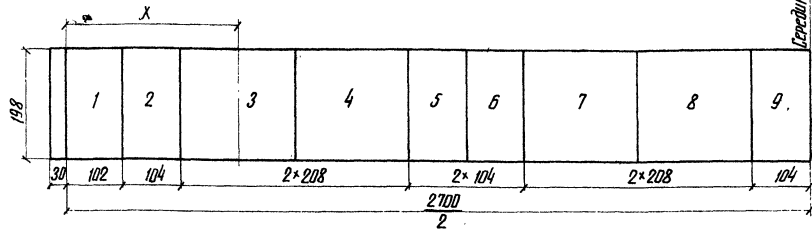
**Сечение 1**  
 $\chi = 4.5 \text{ м } \sigma_{бр} = 57 \text{ кг/см}^2 < 0.8 K_p R_{u,б} = 84.6 \text{ кг/см}^2$   
 $m'_{св} = 1 + (1 - 0.75 \frac{57.0}{105.7}) \left( \frac{0.452}{0.428} - 1 \right) = 1.036$   
 $m'_n = 1 + (1 - 0.75 \frac{57.0}{105.7}) \left( \frac{0.390}{0.359} - 1 \right) = 1.054$   
 $\gamma_{св} = \frac{1}{(0.65 \cdot 1.9 + 0.30) - (0.65 \cdot 1.9 - 0.30) \cdot 0.314} = 0.805$   
 $\gamma_n = \frac{1}{(0.65 \cdot 1.6 + 0.30) - (0.65 \cdot 1.6 - 0.30) \cdot 0.330} = 0.910$

- Примечания:**
- Проверка на выносливость произведена по нижнему поясу в середине пролета и в месте изменения сечений листа нижнего пояса, а также на уровне прикрепления нижнего пояса.
  - Кэф. концентрации при проверке на выносливость приняты при отсутствии изменения сечения  $\beta=1.0$ , при изменении ширины нижнего листа  $\beta=1.4$ , при изменении толщины нижнего листа  $\beta=1.6$  при изменении ширины и толщины листа  $\beta=1.4 \cdot 1.6 = 2.24$ ; в местах прикрепления связей  $\beta=1.9$

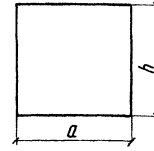
Министерство транспортного строительства СССР			
Рабочие чертежи		Главтранспроект	
металлических ж/б дор.		ГИПРОТРАНСМОСТ	
прелетных ступеней		Пролетное строение	
сездов поперки на балках		$\sigma_p = 270 \text{ м}$	
прелетам 18.2-66.0м		Расчет главных балок	
в северном исполнении		на выносливость	
Сл. инж. Г.М. Нач. отдела	Инж. В.И. Сидор	Полков. В.И. Сидор	
Сл. инж. пр.т. Рук. бригады	Инж. С.И. Сидор	Сл. инж. В.И. Сидор	
Проверил	Инж. В.И. Сидор	Корпусов. Козлов	
Исполнил	Инж. В.И. Сидор	Козлов	
1969 г. VI-6	Инд. 157005		

739/3 13

# СХЕМА РАСПОЛОЖЕНИЯ РЕБЕР ЖЕСТКОСТИ



Средняя линия створов



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

## УСИЛИЯ И НАПРЯЖЕНИЯ В ОТСЕКАХ

№ ОТСЕКА	УСИЛИЯ ОТ ПОСТОЯННОЙ НАГРУЗКИ								ЗАГРУЖЕНИЕ НА M <sub>max</sub>						ЗАГРУЖЕНИЕ НА Q <sub>max</sub>						НАПРЯЖЕНИЯ КГ/СМ <sup>2</sup>																						
	X	L-X	Ω <sub>M</sub>	Ω <sub>Q</sub>	M <sub>px</sub>	M <sub>py</sub>	Q <sub>px</sub>	Q <sub>py</sub>	УСИЛИЯ ОТ ВРЕМЕННОЙ НАГРУЗКИ						УСИЛИЯ ОТ ВРЕМЕННОЙ НАГРУЗКИ						НОРМАЛЬНЫЕ		КАСАТ. МЕСТНОЕ																				
									Δ	φ	π	M <sub>φ</sub>	Q <sub>φ</sub>	M <sub>II</sub>	ΣQ <sub>I+II</sub>	Q <sub>α</sub>	Q <sub>ω</sub>	Δ	φ	π	M <sub>φ</sub>	Q <sub>φ</sub>	ΣM <sub>II</sub>	ΣQ <sub>I+II</sub>	σ <sub>н</sub>	σ <sub>к</sub>	σ <sub>н</sub>	σ <sub>к</sub>															
1	0.51	26.49	6.76	12.99	19.1	15.3	36.6	29.4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	13.00	6.64	0	9.713	1.221	103.0	202.0	118.3	253.0	—	—	107	370	762	429											
2	1.54	25.46	19.60	11.96	55.3	44.4	33.7	27.1	—	—	—	—	—	—	—	—	—	12.00	18.48	0	9.825	1.224	287.0	186.0	331.4	246.8	—	—	307	1043	704	429											
3	3.10	23.90	37.10	10.40	104.2	83.6	29.3	23.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	10.60	32.90	0.5	8.765	1.228	466.0	150.0	549.6	202.8	—	—	560	1822	530	270											
4	5.18	21.82	56.50	8.32	159.0	127.5	23.4	18.8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	8.84	45.80	0.5	8.995	1.235	665.0	127.5	792.5	169.7	—	—	830	1664	449	270											
5	6.74	20.26	68.40	6.76	192.5	154.0	19.1	15.3	—	—	—	—	—	—	—	—	—	7.60	51.20	0.5	9.185	1.239	765.0	113.8	919.0	148.2	—	—	989	1940	393	270											
6	7.78	19.22	74.80	5.72	211.0	169.0	15.6	12.9	0.288	8.970	1.219	1074.0	82.1	1243.0	110.6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1305	2539	—	—	273	270							
7	9.34	17.66	82.30	4.16	232.5	186.5	11.7	9.4	0.346	8.825	1.219	1168.0	58.9	1334.5	80.0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1580	2248	—	—	208	270				
8	11.42	15.58	89.10	2.08	251.0	201.0	5.9	4.7	0.425	8.630	1.219	1230	28.8	1431.0	39.4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1850	2423	—	—	103	270		
9	12.98	14.02	91.00	0.52	256.0	205.5	1.5	1.2	0.480	8.500	1.219	1238	7.1	1443.5	9.8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1870	2447	—	—	27	270

Критические напряжения в кг/см<sup>2</sup> и коэффициент условий работы при расчете на местную устойчивость стенки

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{\sigma_0} + \frac{p}{p_0}\right)^2 + \left(\frac{\tau_0}{\tau_0}\right)^2} \leq 1.1; (\gamma = 0.9)$$

№ ОТСЕКА	X	РАЗМЕРЫ ОТСЕКА СМ		НОРМАЛЬНЫЕ					КАСАТЕЛЬНЫЕ					МЕСТНЫЕ					τ		
		a	h	σ <sub>0</sub> = 190 X K (100δ/h) <sup>2</sup>					τ <sub>0</sub> = X (1020 + 760/μZ) (100δ/δ) <sup>2</sup>					P <sub>0</sub> = 190 X Z (100δ/a) <sup>2</sup>							
				Δ	φ	π	K <sub>1</sub>	(100δ/h) <sup>2</sup>	σ <sub>0</sub>	β	μ	μ <sup>2</sup>	X	(100δ/δ) <sup>2</sup>	τ <sub>0</sub>	μ	z	X		(100δ/a) <sup>2</sup>	P <sub>0</sub>
1	51	102	198	0.515	4.50	1.65	9.5.7	0.366	10980	102	1.94	3.764	1.00	1.380	1690	0.515	5.09	1.404	1.392	1880	0.514
2	154	104	198	0.525	4.40	1.65	9.5.7	0.366	10980	104	1.90	3.610	1.00	1.334	1640	0.525	5.19	1.43	1.334	1880	0.501
3	310	208	198	1.050	4.26	1.65	9.5.7	0.366	10980	198	1.05	1.103	1.32	0.366	825	1.050	6.45	1.94	0.331	786	0.809
4	518	208	198	1.050	3.00	1.65	5.3.8	0.366	6180	198	1.05	1.103	1.32	0.366	825	1.050	6.45	1.94	0.331	786	0.725
5	674	104	198	0.525	2.95	1.65	5.3.7	0.366	6150	104	1.90	3.610	1.00	1.334	1640	0.525	5.19	1.43	1.334	1880	0.388
6	778	104	198	0.525	2.96	1.65	5.4.0	0.366	6200	104	1.90	3.610	1.00	1.334	1640	0.525	5.19	1.43	1.334	1880	0.391
7	934	208	198	1.050	2.42	1.65	37.4	0.366	4300	198	1.05	1.103	1.32	0.366	825	1.050	6.45	1.94	0.331	786	0.756
8	1142	208	198	1.050	2.30	1.65	34.0	0.366	3900	198	1.05	1.103	1.32	0.366	825	1.050	6.45	1.94	0.331	786	0.830
9	1298	104	198	0.525	2.30	1.65	34.2	0.366	3920	104	1.90	3.610	1.00	1.334	1640	0.525	5.19	1.43	1.334	1880	0.622

### ОСНОВНЫЕ ДАННЫЕ:

- Постоянная нагрузка:  
P<sub>0</sub> = 2.82 т/м  
P<sub>н</sub> = 2.26 т/м  
P<sub>м</sub> = 4.44 т/м (без веса балки)
- Динамический коэффициент (1+μ) = 1.316
- Местное напряжение в вертикальной стенке:  
а) для отсеков, в которых нагрузка расположена над вертикальным ребром и для отсеков с равномерно-распределенной нагрузкой (при жестких шпрах), определяется:  
$$p = \frac{2K(1+\mu)\pi + P_m}{100\delta} \lambda; \lambda = 3.0 \text{ м}; 1+\mu = 1.545; \pi = 1.291$$
  
$$p = \frac{(2 \times 7 \times 1.545 \times 1.291 + 4.44) 10^3}{100 \times 1.2} = 270 \text{ кг/см}^2$$
  
б) для отсеков, в которых нагрузка расположена между вертикальными ребрами, определяется:  
$$p = \frac{[2K(1+\mu)\pi + P_m] \epsilon_m}{(L_0 + 2\delta_{ср}) \delta_{ср}}; \epsilon_m \text{ — } \delta \text{ — длина шпра}$$
  
$$p = \frac{(4.4 \times 2.91 \times 1.545 \times 1.291 + 4.4 \times 10^3) 2.28}{182 \times 2} = 429 \text{ кг/см}^2$$

Министерство транспортного строительства СССР  
Рабочие чертежи ГЛАВТРАНСПРОЕКТ  
металлических жёб для ГИПРОТРАНСПРОЕКТ  
проектных строений  
сезонной постройки на впадинах  
проектными 18-66.0м  
в северном исполнении

Полков Валеев  
Сычков  
Динияр  
Козлова

Проверено  
1969г. М-6  
И.И.И.И.И.

Пролетное строение  
L<sub>0</sub> = 27.0 м  
Расчет на местную  
устойчивость

739/3 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 х, м	Наименование фибры стенки	Расчетная площадь, см <sup>2</sup>	Расчетные усилия				Статические моменты					Моменты инерции		Моменты сопротивления		Напряжения		
				M <sub>г</sub>	M <sub>н</sub>	Q <sub>г</sub>	Q <sub>н</sub>	Ординаты			J <sub>с</sub>	J <sub>сгб</sub>	J <sub>снб</sub>	W <sub>снт</sub>	W <sub>сгб нг</sub>	σ	τ	σ <sub>пр</sub>	
								У <sub>с</sub>	У <sub>сгб</sub>	У <sub>снб</sub>									S <sub>с</sub>
—	—	—	—	ТМ				СМ			10 <sup>3</sup> СМ <sup>4</sup>			КГ/СМ <sup>2</sup>					
0	0	—	96*99*12	0	0	38.0	239.5	100.0	—	—	15.48	—	2.70	—	—	—	0	1332 <sup>х)</sup>	—
1	4.5	верхняя	96*592.8	142.7	865.2	25.4	153.8	100.0	22.8	53.1	9.60	33.66	2.70	6.97	0.261	3.192	818	695	1300
		нижняя	96					100.0	177.2	—	9.60	17.01			0.261	0.395	2737	388	2524
2	7.8	верхняя	96*592.8	211.0	1244.0	16.1	94.8	118.6	38.0	68.3	11.39	44.13	3.51	9.84	0.286	2.654	1406	397	1404
		нижняя	192					82.4	163.0	—	15.82	31.30			0.417	0.609	2650	294	2415
3	13.5	верхняя	96*592.8	256.0	1437.5	0	0	—	—	—	—	—	—	—	0.294	2.500	1980	—	—
		нижняя	260					—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.528	0.756

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

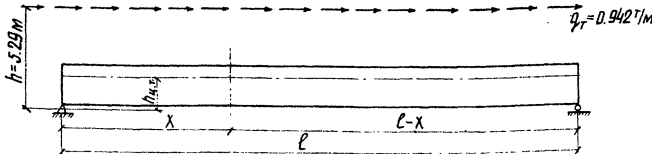
## Расчет балки на прочность от дополнительного сочетания нагрузок

№ сечения	Расстояние от опоры х, м	Наименование фибры	Расчетные усилия						Моменты сопротивления		Расчетная площадь, см <sup>2</sup>	Напряжения КГ/СМ <sup>2</sup>																				
			от вертикальной нагрузки			от торможения			W <sub>с</sub>	W <sub>сгб</sub>		от вертикальной нагрузки		от торможения		от ветра		от усадки		от температуры		Суммарное										
			M <sub>гх</sub>	M <sub>рх</sub>	0.8M <sub>г</sub>	0.8M <sub>т</sub>	0.8N <sub>г</sub>	M <sub>в</sub>				S <sub>в</sub> = (R <sub>с</sub> ) <sup>2</sup>	F <sub>сгб</sub>	F <sub>снб</sub> = F <sub>нб</sub> + 25.0с <sub>гб</sub>	σ <sub>гх</sub>	σ <sub>рх</sub>	σ <sub>г</sub>	σ <sub>т</sub>	σ <sub>в</sub>	σ <sub>у</sub>	σ <sub>т</sub>	σ <sub>в</sub>	σ <sub>т</sub>	σ <sub>с</sub>	σ <sub>с</sub>							
—	—	—	ТМ			Т			10 <sup>3</sup> СМ <sup>3</sup>		СМ <sup>2</sup>		1		2		3		4		5		6		7		8		9-6		10-3+7-8	
1	4.5	верхняя	142.7	114.2	600.8	40.8	21.2	9.9	5.0	0.255	2.930	1040.6	192.0	-560	-39	-205	-14	+20	—	-118	-45	-198	-967									
		+560												+293	+154.1	+105	+38		+36	+263	+2557	+2693										
2	7.8	верхняя	211.0	169.0	860.0	32.2	18.1	14.7	7.4	0.280	2.520	1136.6	228.0	-754	-66	-342	-13	+16	—	-118	-42	-1159	-1322									
		+530												+284	+144.5	+53	+33		+26	+172	+2361	+2457										
3	13.5	верхняя	256.0	205.5	983.6	21.5	12.7	17.8	8.9	0.290	2.400	1204.6	296	-883	-86	-411	-9	+11	—	-119	-42	-1378	-1541									
		+512												+280	+134.0	+29	+31		+21	+140	+2203	+2293										

х) Расстояние между главными балками b=2.0м.

- Усилия от вертикальных нагрузок взяты из расчетного листа (Инд. 1151003)
- Приняты такие сочетания нагрузок, входящие в дополнительное сочетание, как:  
 I 1.1S<sub>г</sub> + 0.8S<sub>п</sub> + 0.8S<sub>т</sub> + 1.2S<sub>в</sub>  
 II 1.1S<sub>г</sub> + 0.8S<sub>п</sub> + силовые факторы от усадки бетона и колебания температуры
- Ветровая нагрузка учитывается только для нижнего пояса.  
 Погонная нагрузка: q<sub>в</sub> = [0.4h<sub>б</sub> + 0.2(h<sub>пнн</sub> + h<sub>н</sub>)] \* q \* π =  
 = [0.4 \* 2.04 + 0.2(1.10 + 3.00)] \* 0.1 \* 1.2 = 0.196 т/м
- Погонная нагрузка от торможения или силы тяги: q<sub>т</sub> = 0.1 \* q \* 0.8 \* λ<sub>т</sub> ≈ 0.1 \* 966 \* 0.8 \* 1.19 = 0.942 т/м

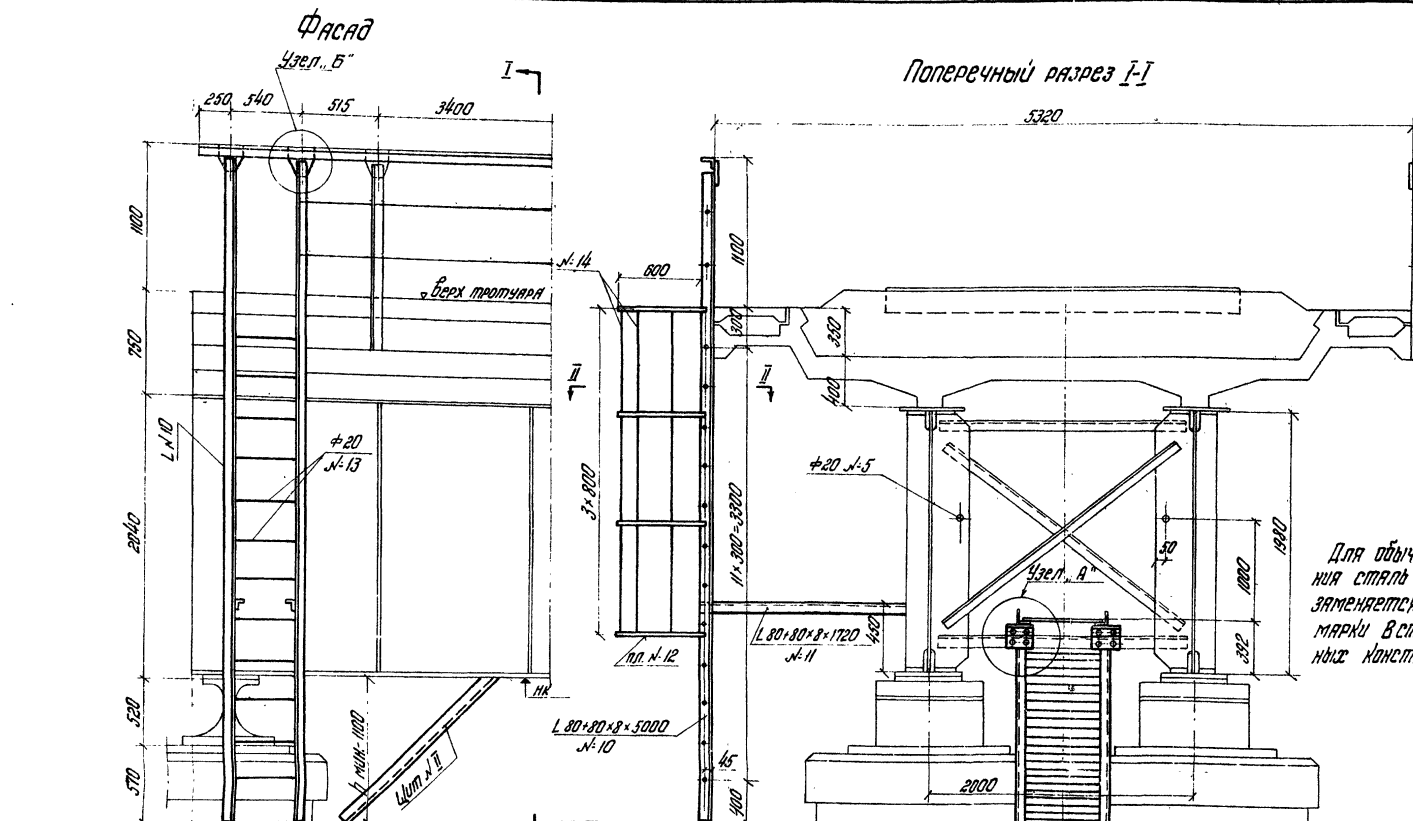
- Напряжение от усадки бетона и колебания температуры определяются по формулам, приведенным в ту ВСН 92-83. Величина относительной деформации усадки бетона при сборной плите принята ε<sub>у</sub> = 1 \* 10<sup>-4</sup>. Модуль упругости бетона E<sub>б</sub> = 0.5E<sub>с</sub>.
- Воздействие разности температуры между сталью и бетоном:  
 при растяжении t = +30° (для нижнего пояса)  
 при сжатии t = -15° (для верхнего пояса).



$$N_x = q_t \cdot (l - x) \quad \tau$$

$$M_x = N \cdot h_{ст} \quad \tau M$$

Министерство транспортного строительства СССР			
Рабочие чертежи металлостальных ж/д		Главтранспортпроект	
проектных строений		ГИПРОТРАНСДОСТ	
сезонной поверхности на балласте		Проект	
проектными 18-2-65.0 м		Сметы	
в северном исполнении		Сыпков	
Проверил		Инженер	
1969 г. 11-06		11.51027	
Исполнил		Корнилов	
Корнилов		Козлова	
Пролетное строение № 270 м			15
Проверка приведенных напряжений. Расчет дополнительных напряжений			739/3



Спецификация металла на продольные статорные ходы

№ ципа	№ п/п	Материал	Сечение эл-та	Вес 1 пог	на один цип		всего		
					Длина эл-та	Общая длина	Вес ципа	Общий вес	
			мм	кг	мм	м	кг	кг	
I	1	М16С	L 70x70x6	6,39	4100	2	8,20	524	
	2	А-1	φ 16	1,58	650	39	38,35	60,6	
							113,0	4	452
II	3	М16С	L 70x70x6	6,39	2020	2	4,04	238	
	2	А-1	φ 16	1,58	650	29	18,85	29,8	
							55,0	5	278
Свободные элементы	4	М16С	L 90x90x9	12,2	200	28	3,60	68,3	
	5	А-1	φ 20	2,47	27600	2	55,2	136,3	
	6	М16С	200x10	15,7	190	12	2,3	36,1	
	7	—	L 125x80x8	12,5	180	4	0,72	9,0	
8	М16С	200x10	15,7	270	4	1,08	17,0		
							Итого	1000	
							1,5% на электросварку	15	
							Всего на прелетное строение	1015	

Спецификация металла на лестничной ход.

№ ципа	№ п/п	Материал	Сечение элемента	Длина мм	Кол-во шт	всего	
						Общая длина	Общий вес
			мм	м	шт	кг	кг
10	10	М16С	L 80x80x8	3000	2	12,0	
	11	М16С	L 80x80x8	1780	2	3,5	
						13,5	365
12	Вм. Ст. 3ст.	пол. 30x6		1750	4	7,0	2,36
13	А-1	φ 20		530	12	6,4	2,47
14	А-1	φ 16		2500	5	12,5	1,58
15	Вм. Ст. 3ст.	Фас. 6-10		F=294	2	F=206	78,5
4	М16С	L 90x90x9		200	1	0,2	12,2
						Итого	182
						1,5% на электросварку	3
						Всего на прелетное строение	192

Для обычного исполнения сталь марки М16С заменяется на сталь марки Вст 3 для сборных конструкций.

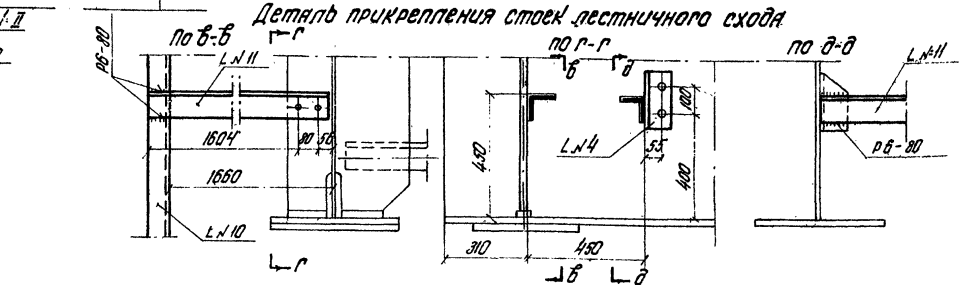
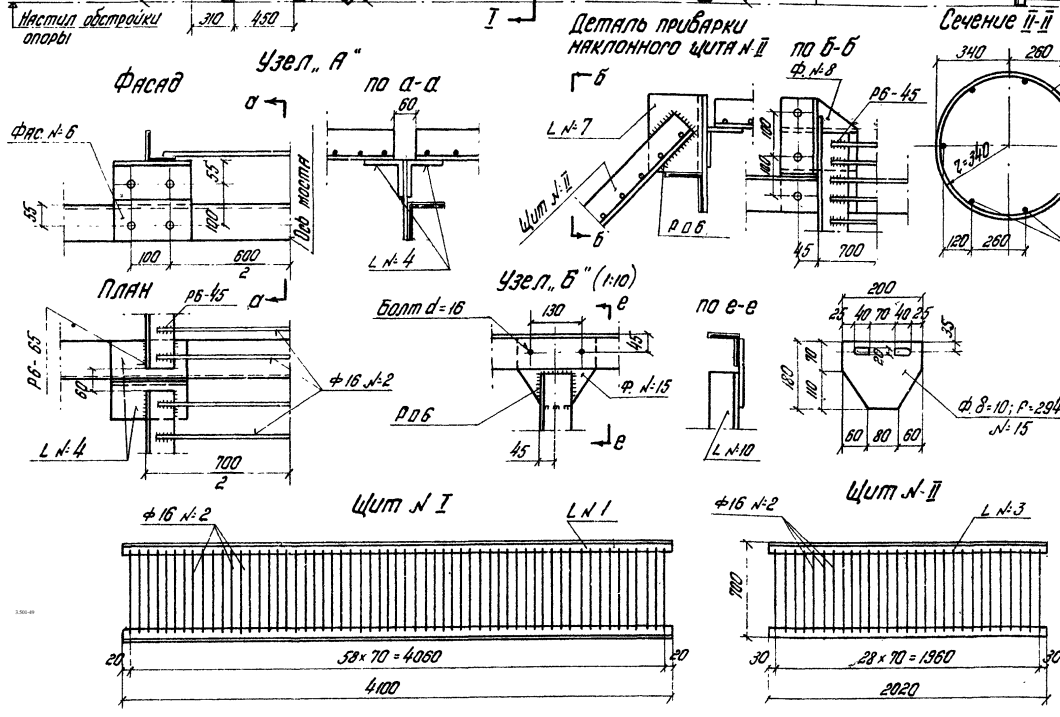
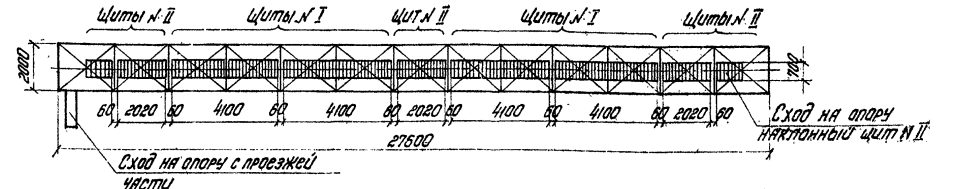


Схема расположения продольных ходов (по распоркам нижних обвязок)



Примечания:

- В случае выпаления ярыб по сварке при отрицательной температуре две ярыбы должны производиться в соответствии с требованиями СН 363-66.
- Опора должна иметь статорную площадку в пониженном уровне.

Министерство транспортного строительства СССР  
**ГЛАВТРАНСПРОЕКТ**  
**ГИПРОТРАНСПОСТ**

Рабочие чертежи металлических жел.дор. прелетных строений с сеткой обвязки на высоте прелетов 10,2-10,0 м. в сборном исполнении.	Инж. Г.М. [Signature]	Инж. пр. [Signature]	Инж. пр. [Signature]	Инж. пр. [Signature]	Инж. пр. [Signature]
	Провер.	Визир.	Сл. [Signature]	Сл. [Signature]	Сл. [Signature]
	Сл. [Signature]	Сл. [Signature]	Сл. [Signature]	Сл. [Signature]	Сл. [Signature]

Прелетное строение  
 $S_p = 27,0 \text{ м}$   
 Статорные приспособления.  
 Статорные ходы и сход на опору.

**739/3 (16)**