



СССР
Министерство транспортного строительства
Главтранспроект
Гипротрансмост

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

Рабочие чертежи.
Пролетное строение $l_p = 33,6$ м.
Раздел I.
Пояснительная записка и чертежи.

Начальник Гипротрансмостя  /Крылюков,
Главный инженер проекта  /Слыкобая/

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

ЦНД №739/4

Москва
1969 г

Пролетное строение $L_p = 33.6 \text{ м}$

Раздел I. Пояснительная записка и чертежи

Содержание раздела I

№ л/п	Наименование	№ л/листа	Инвентарные № л.
1	Титульный лист	1	—
2	Состав проекта и условные обозначения	2	51008
3	Пояснительная записка	3	51009
4	Пояснительная записка (продолжение)	4	51010
5	Паспорт пролетного строения $L_p = 33.6 \text{ м}$.	5	51011
6	Пролетное строение $L_p = 33.6 \text{ м}$ конструкция глянбных балок	6	51012
7	Пролетное строение $L_p = 33.6 \text{ м}$ конструкция глянбных балок (продолжение). Спецификация.	7	51013
8	Пролетное строение $L_p = 33.6 \text{ м}$ Железобетонная плита с гибкими упорами. Сторонний чертеж.	8	51014
9	Пролетное строение $L_p = 33.6 \text{ м}$ Железобетонная плита с жесткими упорами. Сторонний чертеж.	9	51015
10	Пролетное строение $L_p = 33.6 \text{ м}$ Установка глянбных балок в пролет крайним ГЭМ - 80.	10	51016
11	Пролетное строение $L_p = 33.6 \text{ м}$ Нагрузки и условия в глянбных балках.	11	51017
12	Пролетное строение $L_p = 33.6 \text{ м}$ Расчет глянбных балок на прочность.	12	51018
13	Пролетное строение $L_p = 33.6 \text{ м}$ Расчет глянбных балок на устойчивость	13	51019
14	Пролетное строение $L_p = 33.6 \text{ м}$ Расчет на местную устойчивость.	14	51020
15	Пролетное строение $L_p = 33.6 \text{ м}$ Расчет предельных напряжений. Расчет на дополнительные нагрузки.	15	51021
16	Пролетное строение $L_p = 33.6 \text{ м}$ Смотровые приспособления. Смотровые ходы и сход на опоры	16	51976
17	Установка глянбных балок в пролет продольной надвижкой.	17	54342
18	Пролетное строение $L_p = 33.6 \text{ м}$. Расчет связей. Расчет боковых балок	18	54343

Условные обозначения.

⊕ — Заводская заклепка $d = 23 \text{ мм}$ из стали марки 09Г2 по ГОСТ 5038-65 с дополнительными требованиями (для седельного 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

Пути шпиль указываются знаком

X — Стабильные x — подвижные шпиль

√^{к/е} — Сварные шпиль — $\frac{\text{диаметр}}{\text{необходимый}}$

к — Размер катета шпиль в мм

е — Длина шпиль в мм

эффективного модуля упругости бетона, равного $E_c = 0,5E_b$
Напряжения от усадки бетона подсчитаны по формулам ВСН
92-63 п. 93

Напряжения в бетоне от ползучивания равнодействующей температур
равной $+30^\circ C$ подсчитаны с коэффициентом перегрузки $\Gamma = 1,1$ по фор-
мулам п. 99 ВСН 92-63.

По полученным суммарным напряжениям от усадки температур
и в сторону положительной стороны подсчитаны растягивающие
усилия и построена продольная диаграмма в плите и ребре.

**3.3. Обсуждение железобетонных плит
с металлургическим шлаком**

Обсуждающие усилия в месте соединения железобетонной
плиты и верхних поясов металлургических шлаков подсчитаны с уче-
том изменения поперечного сечения прелетного строения по
длине.

Концевые отрывающие усилия подсчитаны от усадки бетона
и разности температур между стальным шлаком и железобетон-
ной плитой, принятой в $+30^\circ C$ по формулам п. 112 ВСН 92-63.

Объемные сдвиги плиты в верхних поясах металлургиче-
ских шлаков запроектированы в следующих размерах:

- а) на свдвиг упоров с прикреплением закладных деталей блоков
плиты к верхнему поясу шлака выходящему концу плиты;
 - б) на жестких упорах, размещаемых в оконных блоках плиты.
- Расчеты жестких плит в свдвиг упоров произведены согласно
формулам п. 92-63 п. п. 152, 159 и даны на расчетных листах.

III. Конструкция прелетных строений

Металлургическая часть прелетных строений состоит из 2х
главных балок со сплошной стенкой, обсаженных между собой
продольными и поперечными связями. Расстояние между блоками,
а также и конструкция продольных и поперечных связей, а также
конструктивные решения отдельных узлов и соединений во всех
прелетках приняты одинаковыми.

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

В опорных поперечных предустроенных деталях даны
для поперечных прелетных строений при стене и выходящих
опорных частях.

Верхний пояс балок принят составного сечения, нижнему
— переменный, уменьшающийся к опоре.

Вертикальные листы балок приняты толщиной 12 мм.

Из условия обеспечения жесткости стенок усилена
вертикальными ребрами жесткости, принимаем 160×10 мм,
внутренние для прикрепления поперечных связей, — 230×10 мм. Про-
летное строение — цельноперекрытое. Прикрепление продольных
и поперечных связей осуществляется на свободных закладках
 $d = 23$ мм.

Свободные закладки прикрепления продольных и поперечных
связей могут быть заменены на выходящие балки $d = 22$ мм,
при этом зачетку конструктивных поверхностей разрешается
производить в общем способе.

Железобетонная плита баллистического корыта разработа-
на в сборе.

Объемные плиты с металлургическим шлаком разработа-
ны в двух вариантах: на свдвиг и жестких упорах.

При свдвиг упорах объемные плиты с главным шлаком
осуществляется путем соединения выходящему концу плиты
закладных металлургических частей в верхнем поясе шлака.

Закладные части изготавливаются на свободе металлурги-
ческих конструкций. Проектирующим предлагается, что в осталь-
ной части $d = 28$ мм. Для балки $d = 22$ мм в поясах шлака и листах
закладных частей делаются по одному каньонку.

Расстояние между группами опорных, крайних балок и между
левыми и правой балками должно соответствовать требованиям
СНиП III-V. 5-62* таблица 8^а п. 21.

В местах соединения верхнего пояса в закладным частям
му блоком плит и в зоне опорных балок на опорных частях
перекрытия и грунтовыми полками должны быть не более 1 мм.

В варианте объединенная плита с металлургическим шлаком
на жестких упорах, упоры прикрепляются к верхним поясам

балок на свободе закладки $d = 23$ мм.
Свободное изготовление главных балок должно производиться
в каньонках — каньонках с обеспечением всех требо-
ваний СНиП III-V. 5-62* и ВСН 145-68.

Изготавливаемые выходящие балки должны производиться
в соответствии с Металлургическим способом ВСН 133-66.

Прелетные строения в обсаженном порядке подлежат
прежде всего контролю и контролю.

Все элементы прелетного строения: а) укладываемая поверх-
ность плоскости закладных деталей, свдвиг упоров и
горизонтальных листов верхних поясов шлака; б) должны быть
отверждаемы на свободе с предельно возможной тщательной
очисткой от ржавчины, окалины, грязи, жирных пятен и пр.

Элементы прелетного строения должны выполняться с точ-
ностью одним слоем обшивочного слоя по ГОСТ 1787-50* на
натуральной льняной олифе — ГОСТ 7931-56.

По условиям с закладным шлаком предлагается производить
грунтовку железным суриком — ГОСТ 3866-58 на натураль-
ной олифе — ГОСТ 7931-56.

Элементы прелетного строения северного исполнения
грунтуются двумя слоями грунтовой краски ХО-010 по
ГОСТ 3355-60 или двумя слоями обшивочного слоя марок 3
или 4 по ГОСТ 1787-50* на натуральной льняной олифе по ГОСТ
7931-56 и покрываются одним слоем окраски.

Учетка элементов прелетного строения перед грунто-
вкой, грунтовкой элементов и окраской северного исполнения;
принимается свободной инспекцией в соответствии с
определением.

Для варианта прелетного строения запроектированы,
опорные приваривания, они состоят из шпала с приваренной
частью на опору и шпала по нижнему продольным связям.

Балки железобетонных плит для всех прелетных строений
универсальной, длина балки — 2,38 м.

Из условия размещения упоров и продольного армирования
дана 5 типов балок.

Изготавливаемые балки плит должны производиться в усло-
виях, обеспечивающих выходящее качество продукции, при обяза-
тельном выполнении требований СНиП III-V. 5-62* и ВСН 151-68
и СН 365-67.

Для изготовления балок плит должны быть использованы
типовая металлургическая опалубка, в которой, подобно имеет
отверстия для крепления закладных деталей, рассверленные
по одному каньонку, что и отверстия в верхних поясах
балок.

IV. Установки главных балок в прелет

Установки главных балок в прелет можно производить
консольным краем ГЭК-80. При установке нескольких прелетных
строений может применяться продольная грунтошка.

Укладка плит на главный балок может производиться
краем 3-1258 на гусеничном ходу и железнобетонным кра-
ем ДН-30.

Монтажные работы выполняются производится выпол-
нять при температуре окружающей среды не ниже $-20^\circ C$.
Относительная влажность воздуха при производстве работ не ниже
 $+5^\circ C$.

Эксплуатационные бетонные, по получению им 100% прочности проч-
ности, не производится.

При относительной влажности плит в зимних условиях бетонные ра-
боты должны производиться с обеспечением СНиП III-V. 5-62,
СНиП III-V. 1-62* и требований ВСН 151-68; для северного ис-
полнения.

Порядок производства работ по укладке плит дан на
чертеже № 51072.

Соприкасающиеся поверхности закладных деталей свд-
виг упоров и горизонтальных листов верхних поясов шлака
перед сборкой должны быть подготовлены соответствующим обра-
ботке. Расчетное сопротивление выходящего балки по каж-

дому рабочему контакту соприкосновения принято равным ΓT
при нормальном уровне напряжения $20 T$
Гидроизоляция на блоках плит в главных упорах должна
быть, выполнена на свободе, изготавливающим плиты или на
отрывной опалубке.

Плиты изоляции должны делаться на монтаже после оконча-
ния укладки откосов плит.

На блоках плит с окнами гидроизоляция укладывается на
монтаже в теплое время года или в теплых условиях. В обоих ва-
риантах в соответствующих местах в плитах должны быть замо-
нонтены при изготовлении плит на свободе.

Изоляция баллистического корыта для прелетных строений
северного исполнения должна отвечать требованиям ВСН 151-68.

Профиль плиты на прелетном строении должен иметь па-
раболлическое очертание, которое обеспечивается за счет
отрицательного подвеса главных балок и изменения высоты
баллистического приваля.

Под прелетные строения ставятся опорные части проек-
тировки Гипротрансмонта 1967 г. / типовой проект, ч. 583/.

По прелетным строениям, при укладке, постановке проделан-
ных связей в верхнем поясе может происходить железно-
бетонного нагружения по рабочему поясам на деревянных
брусках, установленных по верхнему поясам балок.

Кроме прелетного строения по нормальным напряжениям
определенным по „Руководству по определению грузоподъем-
ности металлургических прелетных строений, железнобетонных
мостов“ издания 1965 г. получены следующие:

по верхнему поясу — 7,3; по нижнему поясу — 15,9

Начальник Гипротрансмонта *Иванов* / Крыльцов /

Инженер Гипротрансмонта *Петров* / Попов /

Начальник отдела *Васильев* / Васильев /

Инженер проекта *Сидоров* / Сидоров /

Основные данные

1. Технические условия СН 200-62, СН ПД-Д. 7-62, ВСН 145-68, ВСН 92-63, ВСН 144-68, СН 365-67, ВСН 151-68
2. Расчетные нагрузки:
 - а) Временная вертикальная - 14,
 - б) Постоянная на прочность:
 - I стадия - $P_1 = 2,98 \text{ т/м}$
 - II стадия - $P_2 = 2,25 \text{ т/м}$
3. Материалы:
 - а) Марки сталей и категории качества их для основных и вспомогательных деталей пролетных строений северного исполнения принимаются в соответствии с указаниями таблиц 2-3 ВСН 145-68
 - б) Заклепки из низколегированной марганцевой конструкционной стали марки 09Г2 по ГОСТ 3038-65 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 4543-61 в соответствии с ВСН 133-66 с изменениями и дополнениями №1 1968г
 - г) Бетон плит по прочности: а) для сборных блоков $R_{28} = 400 \text{ кг/см}^2$, б) для швов омоноличивания $R_{28} = 400 \text{ кг/см}^2$, в) по морозостойкости $M_{рз} 300$
 - д) Арматурная плита периодического профиля - Сталь класса А II марки 10ГТ или класса А III марки 25Г2С. Круглая - Сталь класса А I марки ВМ Вп 3 СП или ВК Ст 3 сп (для северного исполнения)
4. В зависимости от качества примененной стали и бетона пролетные строения могут изготавливаться для установки их как в районах с расчетной температурой воздуха ниже -40°C (северное исполнение) так и в районах с расчетной температурой воздуха до -40°C (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)

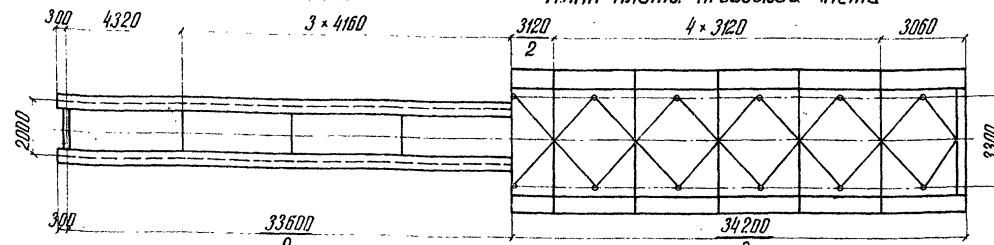
№ п/п	Наименование	Вес в тоннах			т/м	% от главных ферм
		10Г2С1Д	М16С, Ст3сп	Всего		
1	Главные фермы	42,2	—	42,2	1,26	100
2	Связи	3,5	—	3,5	0,10	8,0
3	Листовая сталь упоров	2,9	1,9	4,8	0,09	7,1
	Итого	48,6	47,6	96,2	1,45	4,8
4	Перила тротуаров	1,07	0,34	1,41	0,04	—
5	Смотровые приспособления	0,25	1,16	1,41	0,04	—
	Всего	49,9	48,9	98,8	1,53	—
6	Высокопрочные болты	—	Ст 40Х	0,44	—	—
7	Опорные части	—	—	3,2	0,10	8,0
8	Охранные приспособления	2,9	—	2,9	0,09	7,1
9	Металл перекрытия швов	—	0,29	0,29	—	—

Цифры в числителе относятся к плитам с глубокими упорами, в знаменателе к плитам с жесткими упорами

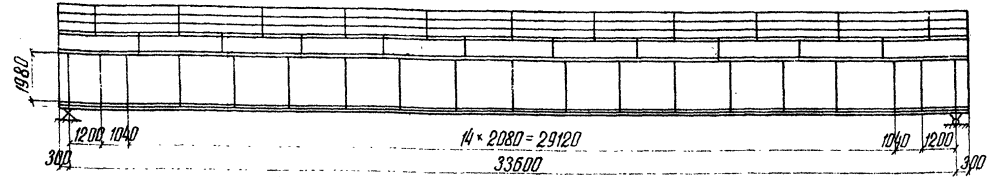
Объем работ

№ п/п	Наименование	Изменяется	Количество	
			плиты с глубокими упорами	плиты с жесткими упорами
1	Бетон	Сборный	35,0	34,2
		Монолитный	2,7	2,7
	Всего		37,7	36,9
	Защитный слой арматурной сеткой	М ³	5,6	5,6
2	Арматура	Периодического профиля класса А-II или класса А-III	кг	5696
		Круглая, класса А-I	кг	1262
	Всего	кг	6958	
3	Изоляция	М ²	156	156
4	Водоотводные трючки	шт/кг	22	675

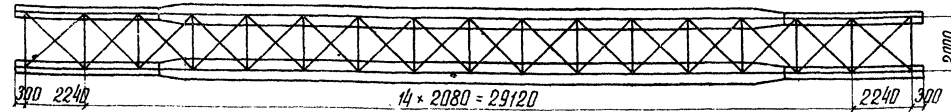
Верхние связи



Фасад



Нижние продольные связи



Строительные высоты

№ п/п	Наименование	Н мм
1	От верха шпал до низа конструкции в пролете	2970
2	От верха шпал до опорной площадки	3490
3	От опорной площадки до центра шпалы	390

Расчетная опорная реакция (на прочность)

от постоянной нагрузки I стадии - $P_1 = 50 \text{ т}$
 от постоянной нагрузки II стадии - $P_2 = 37,8 \text{ т}$
 от временной вертикальной нагрузки - $P_3 = 233,5 \text{ т}$
Всего 3214 т

Опорные части

Опорные части приняты по типовому проекту Гипротрансмостя Инв. № 583 тип II

Наименование опорных частей	Кол-во анкерных болтов	Размер опорной плиты, мм		Расстояние между анкерными болтами		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

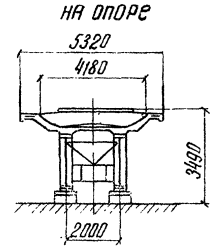
Установка опорных частей

$(t - t_{cp})^\circ$	-30	-25	-20	-15	-10	-5	0	+5	+10	+15	+20	+25	+30	+35	+40	+45	+50
a, мм	23	21	19	17	15	13	11	9	7	5	3	1	-1	-3	-5	-7	-9

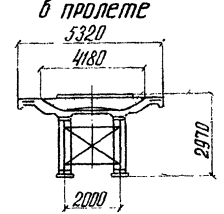
a - смещение оси нижней плиты относительно середины нижнего балансира в сторону пролета со знаком „-“, в сторону опоры со знаком „+“
 t - температура местности в момент установки
 $t_{cp} = \frac{t_{max} + t_{min}}{2}$; t_{max} и t_{min} - абсолютные значения максимальной и минимальной температур воздуха местности принимаются по СН ПД-А. 6-62 или по данным метеорологической станции
 $\Delta = 0,00012$

План плиты проезжей части

Поперечный разрез на опоре



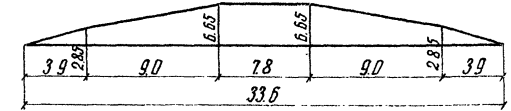
Поперечный разрез в пролете



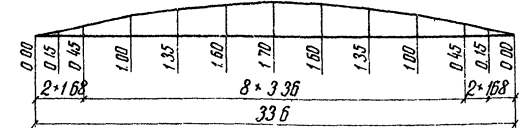
Прогибы и перемещения

Прогибы и перемещения от нагрузок	Прогиб в середине		Перемещение свободного конца, см
	δ, см	$\frac{\delta}{l}$	
постоянной	5,0	—	—
временной вагонной	3,8	1/885	2,23
от изменения температуры на $t = 40^\circ \text{C}$	—	—	1,35

Строительный подъем главных балок (ординаты в см)



Проектная эюра пути (ординаты в см)

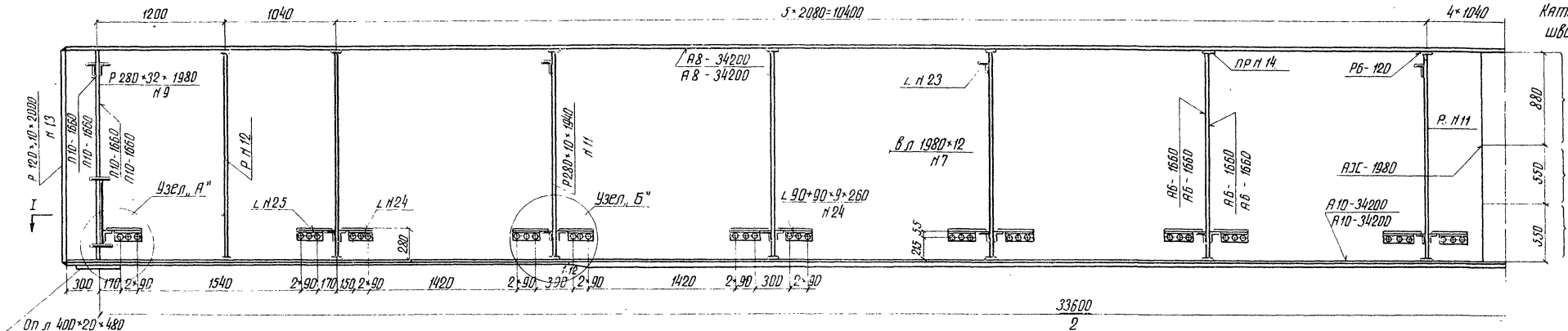


Министерство транспортного строительства СССР

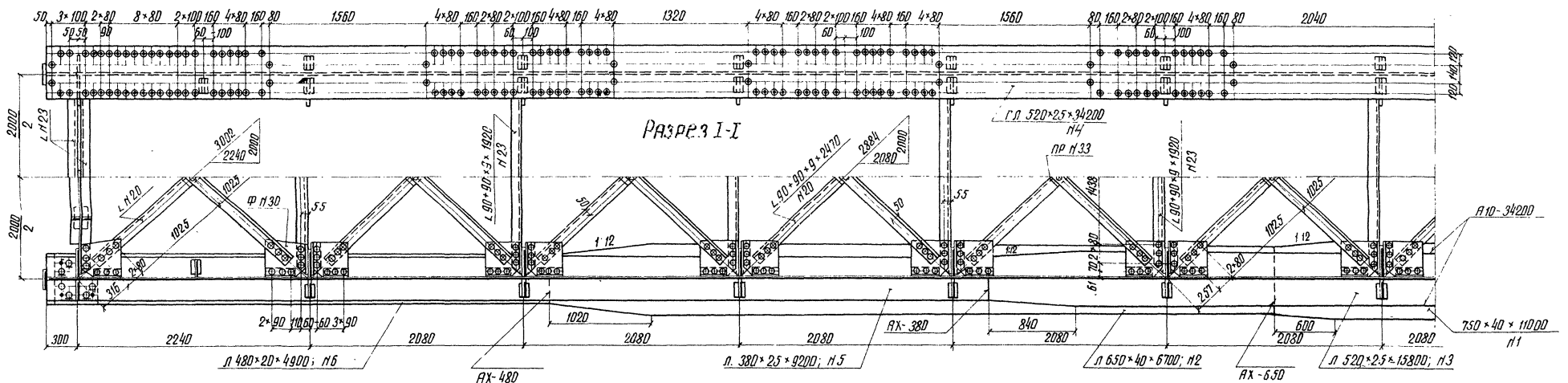
Рабочие чертежи металлических жел. доп. пролетных строений с ездой по верху на балки в северном исполнении	Главлтранспроект Гипротрансмост	Паспорт пролетного строения $l_p = 33,6 \text{ м}$
Начальник ИТМ	С.И. Шихов	Крылов
С.И. Шихов	С.И. Шихов	Попов
Нач. отдела	С.И. Шихов	Вальков
С.И. Шихов	С.И. Шихов	Сычкова
Проверщик	С.И. Шихов	Корнилов
Исполнитель	С.И. Шихов	Фомина

Внутренний фасад

Категория швов 8 л.



Вид сверху



Разрез I-I

Фасад

Узел „А“

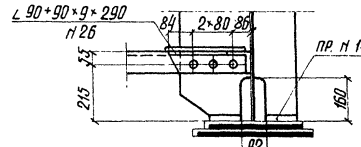
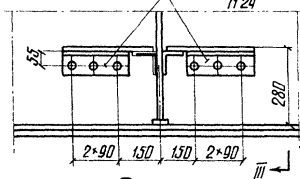
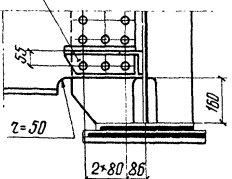
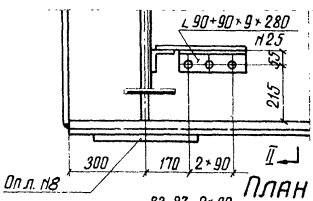
Разрез II-II

Фасад

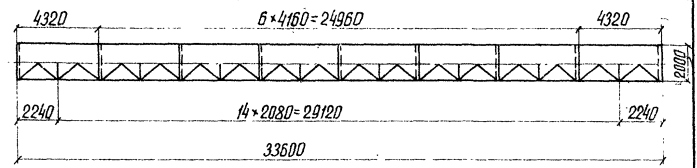
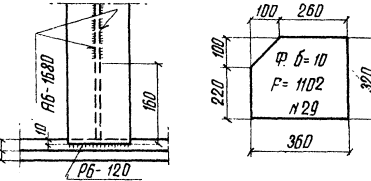
Узел „Б“

Разрез III-III

Схема расположения верхних и нижних продольных связей



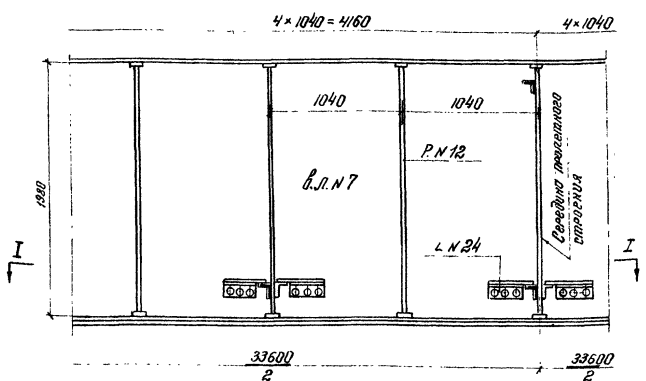
Деталь приварки охватывающего ребра п 13



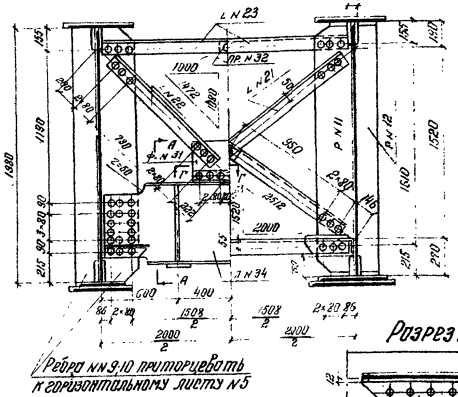
Министерство транспортного строительства СССР			
Рабочие чертежи металлических элементов продольных связей разъёмной конструкции пролетями 18,2-66,0 м в северном исполнении		Главтранспортпроект ГИПРОТРАНСМОСТ	
Гл. инж. Г.М. ...	Исполнил ...	Проверил ...	Нач. отдела ...
Инж. ...	Инж. ...	Инж. ...	Инж. ...
Инж. ...	Инж. ...	Инж. ...	Инж. ...
Инж. ...	Инж. ...	Инж. ...	Инж. ...
1969 г.	11-05	1-30	Удк П.51012
		Пролетное строение Lp = 33,5 м Конструкция главных балок	
			739/4 6

УСПЕШНО ЗАКАЗАНО ВООРУЖЕНИЕ И МАШИНЫ
 ЗАВОДСКИЕ ЗАКЛЕПКИ Ø23 мм ВЛОТРАЙ СТЫК
 ЗАКЛЕПКИ Ø-23 мм-ЗАВОДСКОЕ

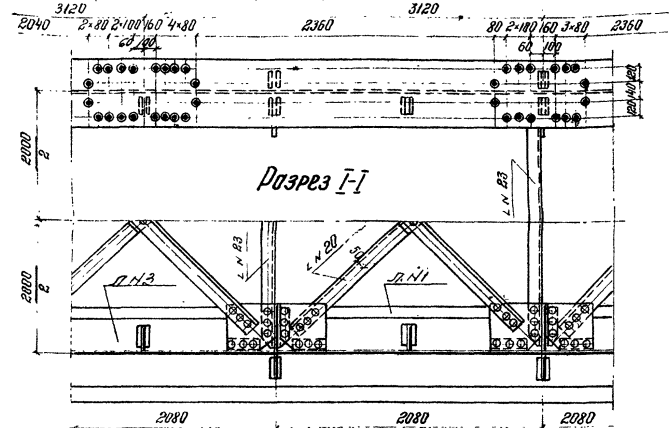
Внутренний фасад (продолжение)



Поперечные разрезы на опоре в пролете

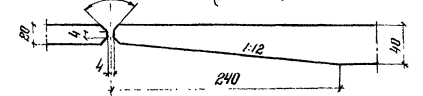


Вид сверху

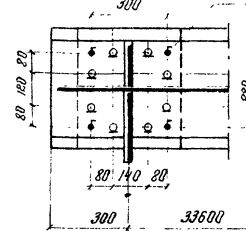


Разрез I-I

Деталь стыка горизонтальных листов (M₂=1:4)



Деталь крепления опорного листа



Примечания:

- Места заводских стыков вертикальных и горизонтальных листов назначаются заводом. При этом необходимо учесть следующие моменты:
 а) Расстояние вертикального стыка стенки от ребра жесткости должно быть не менее 240 мм (ВЗН 145-58).
 б) Стыки горизонтальных и вертикальных листов должны располагаться вразбежку.
 в) Стыки нижних горизонтальных листов и стыки вертикальных листов в зоне откоса относятся к I категории, должны подвергаться механической

- обработке в соответствии с требованиями действующих нормативных документов.
- Цезеотделочные гладкие балки должны изготавливаться в соответствии с требованиями и соблюдением всех требований и указаний СНиП II-85-82.
- Различные откаты в балках горизонтальных листовых фанг для формирования естественного уклона плитам на стыках плит. В случае применения плит в жестком упоре, расположенные жесткие упоры должны быть чистые и т.д. N 57058 (П. 10.10.2).

Спецификация металла на предметное строительство С-33.6 м

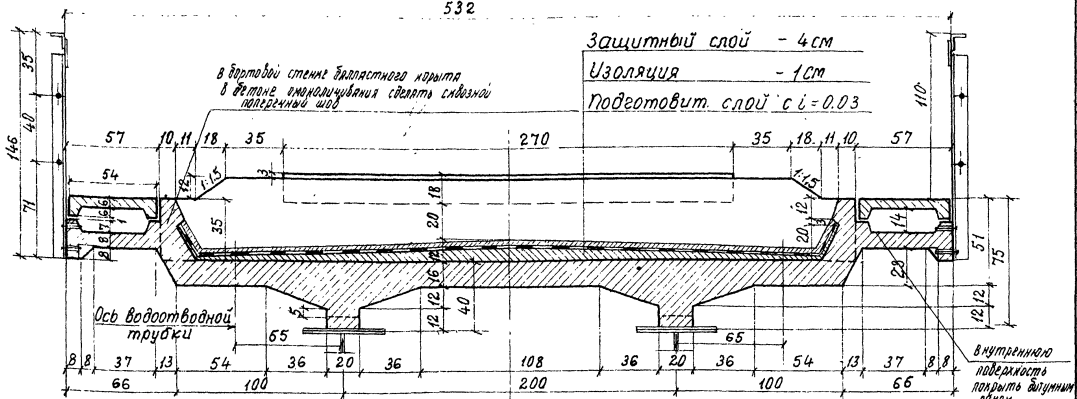
МН	Итого	Наименование элементов	Материал	Размер элемента мм		Количество	Общая длина м или площадь кв.м	Вес по м или кв.м кг.	Общий вес кг.	
				Толщина	ширина или площадь					
§1 Гладкие балки										
1		Нижние гориз. листы		40	750	11000	2	22.0	235.6	3181.0
2		Нижние верх. листы		40	650	6700	4	26.80	204.10	5470.0
3		Полки		25	520	15300	2	31.60		
4		Верхние гориз. листы		25	520	34200	2	62.40		
						100.0		102.05		10205.0
5		Нижние верх. листы		25	320	9200	4	36.20	74.52	2744.5
6		Полки		20	480	4800	4	12.6	75.36	1477.1
7		Вертикальные листы		12	1920	34200	2	62.40	186.52	12752.0
8		Опорные листы		20	400	430	4	1.92	62.20	120.6
9		Опорные ребра жесткости		32	280	1930	4	7.92	70.34	557.1
10		Полки		32	180	1980	4	7.92	45.22	358.1
11		Вертикальные ребра жестк.		10	220	1940	30	32.20	24.22	1279.2
12		Полки		10	160	1940	42	21.48	12.56	1023.4
13		Укладываемые ребра		10	120	2000	4	2.00	9.42	73.4
14		Прокладки ребер		20	40	120	144	17.22	6.22	102.5
								Итого		41257.9
								3% на сварочные швы		327.1
								Всего по §1		42185
§2 Продольные и поперечные связи										
20		Цезеотделочные продольные		9	90x90	2470	32	70.04		
21		Полки поперечные		9	90x90	2320	14	32.48		
22		Полки поперечные		9	90x90	1150	4	4.60		
23		Ресорки		9	30x90	1920	26	49.9		
24		Узелки фасонки		9	90x90	260	56	14.56		
25		Полки		9	90x90	220	8	2.24		
26		Полки		9	90x90	290	34	9.36		
27		Полки на рамчатой балке		9	30x90	600	2	1.20		
								193.32	12.20	2365.3
29		Фасонки продольных связей		10	F=102		56	6.17	72.5	484.3
30		Полки		10	F=190		8	0.95	72.5	74.5
31		Фасонки опорных связей		10	320	600	2	1.20	25.12	30.1
32		Прокладки ресорки		32	30	30	2	0.12	22.60	4.0
33		Полки цезеотделочные		10	110	110	23	2.53	3.64	21.9
34		Листы рамчатой балки		12	620	1930	2	3.90	52.48	227.8
35		Узелки		10	200	1330	4	3.32	15.70	83.5
36		Ребра жесткости балки		20	95	620	3	4.96	14.92	74.0
37		Опорные листы балки		20	180	220	4	0.80	22.26	22.6
								Итого		3322
								3% на сварочные швы		102
								Всего по §2		3420
								Всего на предметное строительство		45675
		Высокочастотные болты с гайками и шайбами		40x	d=22	75	736	-	0.597	440

- Забронированные закладки d=22 крепления горизонтальных и поперечных связей могут быть заменены на высокопрочные болты d=22 мм, при этом зачетку контактных поверхностей разрешается производить по методу СНиП II-85-82.
- В соответствии с разделом 11.2 СНиП II-85-82 от 19.12.82 разрешается (за исключением северного исполнения) применение углеродной или легированной низкоуглеродной стали марки Ст 3сповт. 2Б. за исключением по ГОСТ 6713-53.

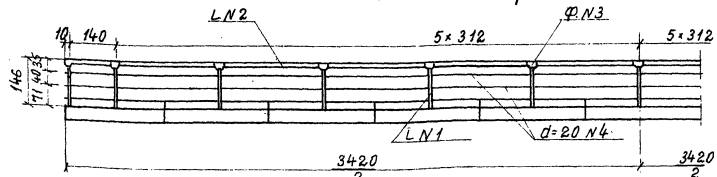
Министерство промышленности и строительства СССР			
Государственный институт проектирования			
Рабочие чертежи металлостроительных сооружений	Структурный отдел	Специализированный отдел	Проектное строительство С-33.6 м
Составитель: [подпись]	Проверил: [подпись]	Инженер-проектировщик: [подпись]	Конструкция гладких балок
Составитель: [подпись]	Проверил: [подпись]	Инженер-проектировщик: [подпись]	Спецификация
1983 г. IV-5.1-30	Изм. 5/10/13	Исполнил: [подпись]	730/4 7

Поперечный разрез

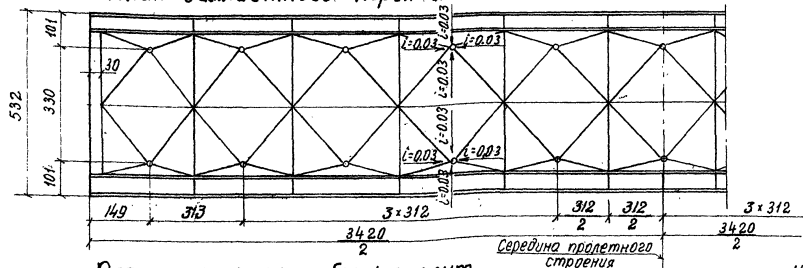
532



Фасад перил



План балластного корыта по подготовке



План расположения сборных плит

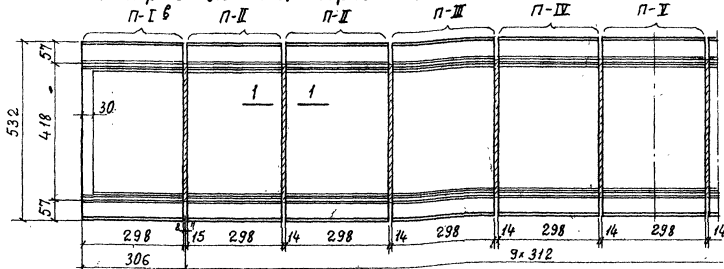


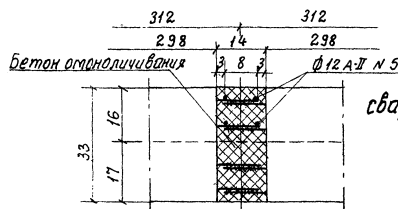
Таблица объемов работ на пролетное строение

№ п/п	Наименование	Измеритель	Количество
1	Железобетон	Сборный R_{28} 400 $\frac{\text{кг}}{\text{см}^3}$	Плиты проезда $\text{шт}/\text{м}^2$ 11/35.0
		300 $\frac{\text{кг}}{\text{см}^3}$	Тротуарные плиты $\text{шт}/\text{м}^2$ 20/2.7
		Монолитный $R_{28} = 400 \text{ кг}/\text{см}^3$ Мр.300	Всего м^3 1.3
			39.0
2	Арматура	Периодического профиля класса А-II или А-III	кг 5696
		Круглая класса А-I	кг 1262
		Всего	кг 6958
3	Листовая сталь упороб	кг	2858
4	Металл перекрытия деформационного шва	кг	294
5	Защитный слой - бетон Мрз 200		
6	армированный металлическими сетками	м^3	5.6
7	Изоляция балластного корыта	м^2	156
8	Подготовка	м^3	6.7
9	Водопроводные трубки	шт	2.2
	Балласт	м^3	53

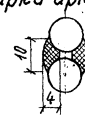
Спецификация монтажной арматуры в стыках плит на пролетное строение

№ п/п	Диаметр	Длина	Колич.	Общая длина	Вес 1 п.м	Общий вес
	мм	см	шт	м	кг	кг
5	$\phi 12 \text{ AII}$	402	40	160.8	0.89	143

Сечение 1-1 (по ребру)



Деталь сварки арматуры



Спецификация металла перил

№ п/п	Наименование	Сечение	Длина	к-во	Общая длина	Вес 1 п.м	Общий вес
		мм	м	шт	м	кг	кг
1	Стойка	$\text{L} 80 \times 80 \times 8$	1.36	26	35.4		
2	Поручень	$\text{L} 80 \times 80 \times 8$	34.2	2	68.4		
					103.8	9.65	1002
3	Фасонка	$\delta = 10$	F-294	26	0.90	78.5	71
4	Заплатки	$\phi 20 \text{ AII}$	34.2	4	136.8	2.47	338
	Всего на пролетное строение						1411

Элементы перил №1-3 из стали марки 10Г2С1Д

Примечания:

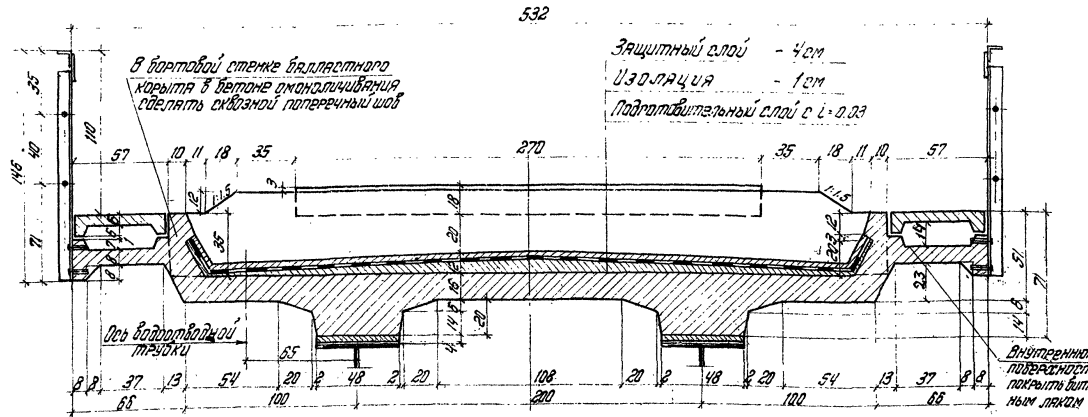
- Установка сборных железобетонных плит на металлические пролетное строение производится согласно маркировке, указанной на данной чертеже. Все отверстия в закладных деталях плиты должны совпадать с отверстиями в верхнем поясе главных балок.
- Все контактные поверхности приреллений перед сборкой должны подвергаться пескоструйной очистке. Сборка соединений и натяжение всех высокопрочных болтов на расчетные усилия должны производиться не более чем через 3 суток после очистки контактных поверхностей.
- После того, как плиты установлены и закреплены болтами, производится сварка выпусков продольных стержней внахлестку, в вертикальной плоскости парными, фланговыми швами. Сварку допускается выполнять при температуре окружающей среды не ниже -20°C .
- Для обычного исполнения для перил применяется сталь марки ВСтЗ для сварных конструкций.

Министерство транспортного строительства СССР		Пролетное строение $\epsilon = 33.6 \text{ м}$
Рабочие чертежи металлических ж.д. пр. ств.	Спбтранспрост	Железобетонная плита с штыками упорными
С. 20	С. 20	Сварочный чертеж
1969, М-4 386	№ 6 510/4	739/4 8

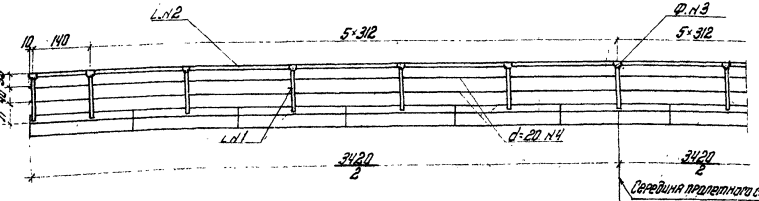
Копиров

Корректур. Силин

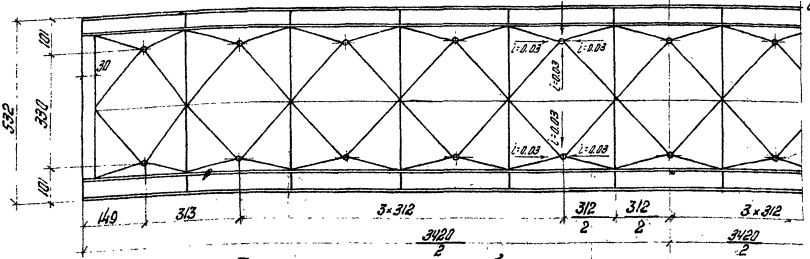
Поперечный разрез



Фасад перил



План блястного корыта по подготовке



План расположения сборных плит

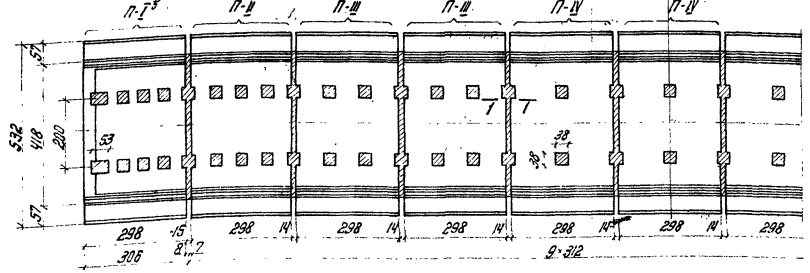


Таблица объемов работ на пролетное строение

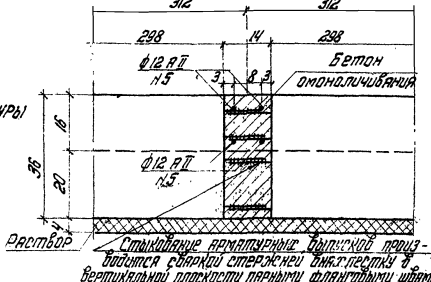
№ п.п.	НАИМЕНОВАНИЕ		Ед.изм.	Количество
1	Железобетон	Сборный	Плиты проезды R _{ср} = 400 кг/см ²	шт/м ² 11/34.2
			Тротуарные плиты R _{ср} = 300 кг/см ²	шт/м ² 20/2.7
			Максимальный R _{ср} = 450 кг/см ² M _{рз} = 300	М ³ 5.6
		Всего	М ³ 42.5	
2	Арматура	Периодического профиля класса А-III или А-II	кг	5443
		Кручения класса А-I	кг	1313
		Всего	кг	6756
3	Металл перекрытия деформационного шва	кг	291	
4	Заящитный слой - бетон M _{рз} = 300	М ³	5.6	
5	Изоляция блястного корыта	М ²	155	
6	Подготовка	М ³	6.7	
7	Водоотводные трубки	шт	22	
8	Бляста	М ³	53	

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	φ12 А-I	102	40	150.8	0.89	143

Спецификация металла перил

№ п.п.	Наименование	Сечение мм	Длина м	Общая длина м	Вес 1 пог. м кг	Общий вес кг
1	Стойка	80x80x8	1.35	25	35.4	
2	Поручень	40x40x8	34.2	2	88.4	
					103.8	9.65
3	Фасонка	5-10	1.894	25	0.30	7.5
4	Заплавки	φ20 А-I	34.2	4	135.8	2.47
					Всего на пролетное строение	1411



Примечания:

1. Установка сборных железобетонных плит на металлическое пролетное строение производится согласно маркировке, указанной на планах чертежках.
2. Толщина раствора между верхним горизонтальным листом бляки и низом плиты - 4 см. Марка раствора должна быть не ниже R_{ср} = 400 кг/см², M_{рз} = 300.
3. До набора раствором 80% прочности, везд на плиты края или другие механические воздействия.
4. После отпущивания арматурных бытиской огня упоров и стыки плит омоноличиваются бетоном M-450 на мелком заполнителе.
5. Детали перил даны на черт. шиф. А 51073.
6. Конструкция тротуарных плит дана на черт. шиф. А 51063.

Министерство транспортного строительства СССР		
Лантранспроект		
Гипротрансмосп		
Рабочие чертежи металлических жел.дор. пролетных строений с railing и бляками на пролетных строениях 18.2-65 он в северном исполнении	Лист 739/4	Лист 9
1983 г. № 3	1:200	1:200

корректировка: Сив

Схема установки главных балок консольным краном ГЭК-80

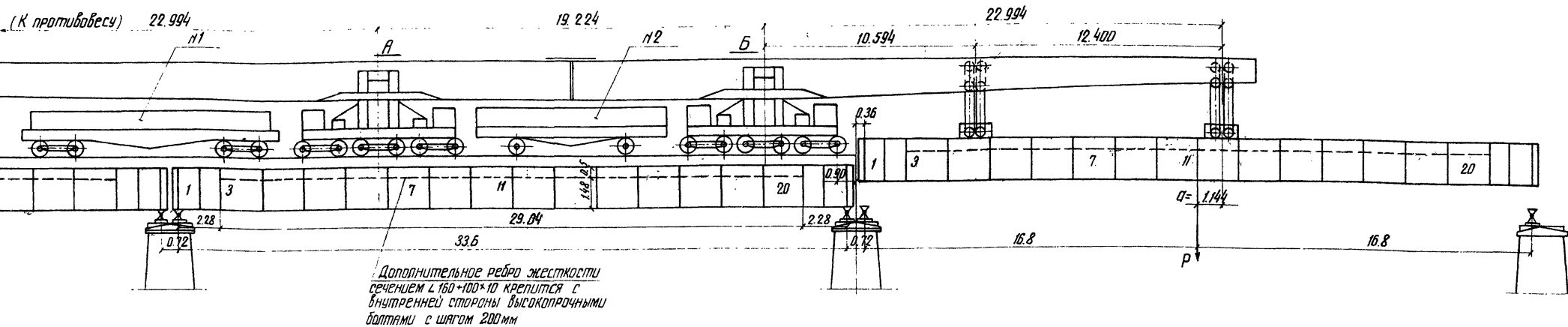
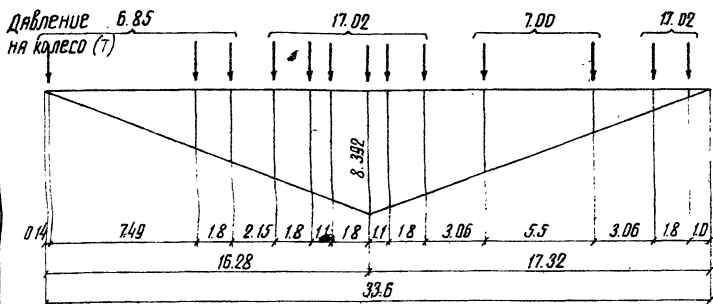


Схема грузов крана ГЭК-80 (x=16,28 м)



Постоянная нормативная нагрузка на балку:

1. От веса металла пролетных строений ... 0.73 т/м
 2. От веса мостового полотна ... 0.40 т/м
 3. От веса строповки ... 2.0 т
- Вес 4^х-осной платформы №1 ... $P = 45.4 \text{ т}$
 Расчетное давление на колесо:

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

Вес 2^х-осной платформы №2 ... $P = 23.1 \text{ т}$

Расчетное давление на колесо:

$$\frac{23.1}{4} \cdot 1.1 \cdot 1.1 = 7.00 \text{ т}$$

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

Коэффициент смещения пути $K = 1.1$

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

Г	Т	М	Давление на колесо платформы от подвижного груза Р		Т	Суммарное давление на колесо платформы S		К	К	Расчетное давление на колесо платформы K(1+μ)S	
			А	Б		А	Б			А	Б
			Т	Т		Т	Т			Т	Т
57	55	1.144	4.67	4.67	94	14.07	14.07	1.1	1.1	17.02	17.02

Проверка напряжений в балке при ходе крана с грузом

Расстояние от левого опоры М	Расчетные моменты			Моменты от П		Напряжения	
	M _p	M _k	Σ M	W _в	W _н	σ _в	σ _н
16.28	175	892	1067	0.362	0.709	2945	1505

M_p - момент от собственного веса балки и веса мостового полотна;
 M_k - момент от веса крана с грузом.
 $M_p = (P_{с.в} + P_{м.п.}) \cdot l \cdot \mu$; $l = 1.1$

Проверка местной устойчивости балки (СН 200-62)

№ отсека	Вид отсека	№ пластин	Расчетные усилия		Напряжения в кг/см ²						Коэф. условий работы n
			M	Q	Расчетные			Критические			
					σ	ρ	τ	σ ₀	ρ ₀	τ ₀	
1		—	84	136	234	153	414	2282	1577	1446	0.378
3		I	369	131	1010	153	470	7650	1530	4850	0.252
		II			805	114	506	4700	535	645	0.835
II		I	1067	—	2749	153	—	8617	2385	8611	0.383
		II			1726	114	—	2410	1411	1864	0.797
7		I	879	23.0	2280	153	76	6990	1530	4850	0.43
		II			1155	114	91	2660	535	645	0.665

Примечания:

1. Пропуск консольного крана ГЭК-80 с грузом по балкам с уложенной, но не омоноличенной плитой не допускается.
2. Временное мостовое полотно по стальным балкам укладывается после установки балок в пролет.
3. 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 3-20 отсеках на расстоянии 300 мм от верхнего пояса.
 Общая длина уголка на пролетное строение = 53.0 м

Проверка общей устойчивости балки (ВСН 92-63)

Критич. напряжение σ _{кр}	Нормативное напряжение Р	Свободная длина пояса С	J _y верхнего пояса	F верхнего пояса	Глубина λ _y	Коэф. зазора К _с	ψ _б	ψ _б '	σ _ф / φ _б W
19865	3600	416	29290	130	277	1.13	4.88	1.015	2945

Министерство транспортного строительства СССР		ГЛАВТРАНСПРОЕКТ		Пролетное строение L=33.6 м	
Рабочие чертежи металлических жел. доз		ГИПРОТРАНСМОСТ		Установка главных балок в пролет.	
Л. И. Ж. Г. Т. М.	В. И. Ж. Г. Т. М.	Л. И. Ж. Г. Т. М.	В. И. Ж. Г. Т. М.	Л. И. Ж. Г. Т. М.	В. И. Ж. Г. Т. М.
1969 г.	М-6	—	—	—	—

Копир: Жуков Коррект: Селанур

739/4 10

Усилия в главных балках при расчете на прочность

№ сечений	Расстоя- ние от опоры X м	Площадь л.б.		Вертикальные нагрузки				Моменты				Поперечные силы				
				постоянная		временная		I стадия		II стадия		I стадия		II стадия		
		ω_m	ω_b	P_I	P_{II}	ϵ	$1+\mu$	$q_{вр}$	$M_{рI}$	$M_{рII}$	$\epsilon(1+\mu)\omega_m q_{вр}$	ΣM_{II}	$Q_{рI}$	$Q_{рII}$	$\epsilon(1+\mu)\omega_m q_{вр}$	ΣQ_{II}
		м ²	м	т/м		—	—	т/м	т/м				т			
0	0	0	16.8					9.034	0	0	0	0	50.1	37.8	233.5	271.3
1	6.30	86.0	10.5	2.98	2.25	1.199	1.283	8.609	256.3	193.5	1138.9	1332.4	31.3	23.6	139.1	162.7
2	11.50	127.1	5.3					8.261	378.8	286.0	1615.2	1901.2	15.8	11.9	64.7	76.6
3	16.8	141.1	0					7.905	420.5	317.5	1715.8	2033.3	0	0	0	0

Усилия подсчитаны при
загружении временной нагруз-
кой на M_{\max} и Q
соответствующую.

Усилия в главных балках при расчете на выносливость

№ сечений	Расстоя- ние от опоры X м	Площадь л.б.		Вертикальные нагрузки				Моменты				Поперечные силы				
				постоянная		временная		I стадия		II стадия		I стадия		II стадия		
		ω_m	ω_a	P_I	P_{II}	ϵ	$1+\mu$	$q_{вр}$	$M_{рI}$	$M_{рII}$	$\epsilon(1+\mu)\omega_m q_{вр}$	ΣM_{II}	$Q_{рI}$	$Q_{рII}$	$\epsilon(1+\mu)\omega_m q_{вр}$	ΣQ_{II}
		м ²	м	т/м		—	—	т/м	т/м				т			
0	0	0	16.8					9.034	0	0	0	0	43.0	29.3	175.6	204.9
1	5.55	77.8	11.25	2.56	1.76	0.902	1.283	8.609	199.2	136.9	775.1	912.0	28.8	19.8	112.1	131.9
2	11.50	127.1	5.3					8.261	325.4	223.7	1215.1	1438.8	13.6	9.3	50.7	60.0
3	16.8	141.1	0					7.905	361.2	248.3	1290.8	1539.1	0	0	0	0

Постоянная нагрузка на погонный метр балки

Стадия работы	Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка	Кэф.физ. перегрузки на прочность	Расчетная нагрузка на прочность
		т/м		т/м
I стадия	Вес металла пролетных строений	0.73	1.1	0.80
	Вес жел. бет. плиты $M_{\text{н}} 400$	1.42	1.1	1.56
	Вес изоляции, защитного слоя и подготовки	0.41	1.5	0.62
	Итого по I стадии P_I	2.56	—	2.98
II стадия	Вес балласта и рельс	1.56	1.3	2.03
	Вес перил, смотровых приспособлений	0.06	1.1	0.07
	Вес тротуарных плит	0.10	1.1	0.11
	Вес труб и кабелей	0.04	1.1	0.04
	Итого по II стадии P_{II}	1.76	—	2.25

Определение постоянной нагрузки на 1 п.м балки

1. Вес железобетонной плиты с упорами: вес горизонтальных листов упоров - 1.5т, площадь сечения плиты $F = 1.131 \text{ м}^2$

$$P_1 = \frac{1.131 \cdot 2.5}{2} + \frac{1.5}{2 \cdot 33.6} = 1.41 + 0.01 = 1.42 \text{ т/м}$$

2. Вес изоляции, защитного слоя, подготовки:

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

$$P_2 = \frac{3.79 \cdot 0.095 \cdot 2.2 \cdot 3.42}{2 \cdot 33.6} = 0.41 \text{ т/м}$$

3. Вес балласта и рельс:

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

$$P_3 = \frac{1.54 \cdot 2.0 \cdot 34.2}{2 \cdot 33.6} = 1.56 \text{ т/м}$$

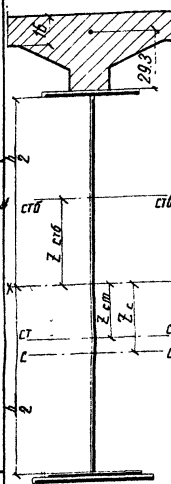
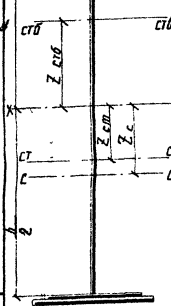
Временная вертикальная нагрузка: $C-14$
Динамический коэффициент:

$$1+\mu = 1 + \frac{18}{30+2} = 1 + \frac{18}{30+39.6} = 1.283$$

Министерство транспортного строительства СССР			
Рабочие чертежи металлических ж/д опор	ГЛАВТРАНСПРОЕКТ ГИПРОТРАНСМОСТ	Проектное строение $b_p = 33.6 \text{ м}$	Нагрузки и усилия в главных балках.
пролетных строений сездои поверху на балласте пролетами: 18-2-66 м в северном исполнении	Гл. инж. ГИМ Инж. отдела Гл. инж. пр.т. Рук. бригады Проверил 1969-М-6	Инж. ГИМ Инж. ГИМ Инж. ГИМ Инж. ГИМ Инж. ГИМ Инж. ГИМ	
	Исполнил	Инж. ГИМ Инж. ГИМ Инж. ГИМ Инж. ГИМ Инж. ГИМ Инж. ГИМ	Попов Влацев Слыхова Огнев Козлова Фомина
			739/4
			11

Копир: *Гимм* . КОРРЕКТ: *Козлова*

Сечения и напряжения глыбных балок при расчете на прочность

№ сечения	Тип сечения и марка бетона	Состав сечения	Площади					Моменты инерции					Расчетный случай	Ординаты фибр			Моменты сопротивл. нетто			Расчетные моменты	Напряжения										
			$F_{бр}$	$F_{осл}$	$F_{ит}$	U_x	S_x	Z_x	J_x	F_{z^2}	J_o	ΔJ_o		J_{netto}	$U_{бр}$	$W_{бр}$	$\sigma_{бр}$	U_c	U_{cm}		U_{cm0}	W_c	W_{cm}	W_{cm0}	$U_{бсм}$	$S_{бсм}$	M_x	σ_x	σ_z	σ_{cm}	σ_{cm0}
			мм	см ²	см ²	см	10 ³ см ³	см	10 ⁸ см ⁴	10 ⁸ см ⁴	10 ⁸ см ⁴	10 ⁸ см ⁴		10 ⁸ см ⁴	см	10 ³ см ³	кг/см ²	см	см		см	10 ⁸ см ³	10 ⁸ см ³	10 ⁸ см ³	см	10 ⁴ см ³	тм	кг/см ²	кг/см ²	кг/см ²	кг/см ²
3		В.г.л. 520×25	130.0	14.0	116.0	100.25	13.03	13.06							$\sigma_{бр} = 1.12$ $\sigma_{б}$ т.к. $1.2 > 1.12 > 1.17$ $R_b = 0.9R_{b0} = 0.9 \cdot 0.9 \cdot 205 = 166 \text{ кг/см}^2$ $\sigma_{б} = 194 \text{ кг/см}^2 > R_b = 166 \text{ кг/см}^2$ - расчетный случай "Б"	137.0	130.4	57.5	0.362	0.446	2.641						$M_x = 421$	1160	4560	3205	2515
		В.л. 1980×12	237.6		237.6			7.76																	$M_x = 2033$						
		Н.г.л. 520×25	130.0		130.0	-100.25	-13.03	13.06									70.0	76.6	149.5	0.709	0.760	1.016				595	2675	530	2740		
		Н.г.л. 650×40	260.0		260.0	-103.5	-26.91	27.85																							
			737.6		743.6	-26.91	-35.5	61.73	9.55	52.18	2.58	49.60																			
		Армат. 28φ12	31.6		31.6	130.8	4.13	5.40																	159.8	6.34					
			789.6		775.2	-22.78	-28.9	67.13	6.59	60.54	2.34	58.20	97.5	1.56		217.0															
		Бетон n=5.0	662.0		662.0	130.8	86.59	113.26					86.8	1.75		194.0															
			1451.2		1437.2	63.81	44.0	180.39	2.810	152.29	0.44	151.85																			
		2		В.г.л. 520×25	130.0	14.0	116.0	100.25	13.03	13.06								$\sigma_{бр} = 1.12$ $\sigma_{б}$ т.к. $1.2 > 1.12 > 1.17$, т.о. $R_b = 0.9R_{b0} = 0.9 \cdot 0.9 \cdot 205 = 166 \text{ кг/см}^2$ $\sigma_{б} = 194 \text{ кг/см}^2 > R_b = 166 \text{ кг/см}^2$ - расчетный случай "Б"	133.9	127.1	54.0	0.360	0.444	2.676						$M_x = 379$	1055
В.л. 1980×12	237.6				237.6			7.76																		$M_x = 1901$					
Н.г.л. 380×25	95.0				95.0	-100.25	-9.52	9.54								73.1	79.9		153.0	0.659	0.707	0.945				575	2690	565	2700		
Н.г.л. 650×40	260.0				260.0	-103.5	-26.91	27.85																							
	722.6				708.6	-23.40	-32.4	58.21	7.59	50.62	2.46	48.16																			
Армат. 28φ12	31.6				31.6	130.8	4.13	5.40																	156.4	6.21					
	75.42				740.2	-19.27	-25.6	63.61	4.94	58.67	2.22	56.45	94.0	1.54	206.0																
Бетон n=5.0	662.0				662.0	130.8	86.59	113.26					83.3	1.73	184.0																
	1416.2				1402.2	67.32	47.5	176.87	31.95	144.02	0.39	144.53																			
1	Марка бетона плиты М-400			В.г.л. 520×25	130.0	14.0	116.0	100.25	13.03	13.06							$\sigma_{бр} = 1.17$ $\sigma_{б}$ т.к. $1.2 > 1.17 > 1.17$, т.о. $R_b = 0.9R_{b0} = 0.9 \cdot 0.9 \cdot 205 = 166 \text{ кг/см}^2$ $\sigma_{б} = 161 \text{ кг/см}^2 > R_b = 166 \text{ кг/см}^2$ - расчетный случай "А"		112.8		34.1	0.397		2.994						$M_x = 256$	760
		В.л. 1980×12	237.6		237.6			7.76																		$M_x = 1332$					
		Н.г.л. 380×25	95.0		95.0	-100.25	-9.52	9.54																							
		Н.г.л. 480×20	96.0		96.0	-102.5	-9.84	10.09								92.2			170.9	0.412		0.597				620	2235		2855		
			538.6		544.6	-6.33	-11.3	40.45	0.71	39.74	1.74	38.00																			
		Армат. 28φ12	31.6		31.6	130.8	4.13	5.40																							
			590.2		576.2	-2.20	-3.8	45.85	0.09	45.76	1.52	44.24	74.1	1.38	161.0																
		Бетон n=5.0	662.0		662.0	130.8	86.59	113.26					63.4	1.61	138.0																
			1252.2		1238.2	84.39	67.4	159.11	56.88	102.23	0.15	102.08																			

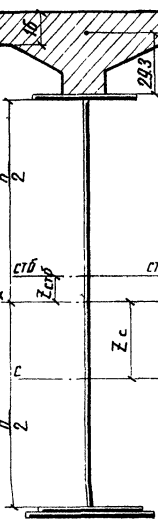
Коэффициент 0.9 введен в расчетное сопротивление бетона согласно ТУ ВСН 151-68.

Министерство транспортного строительства СССР			
Рабочие чертежи металлических ж/д мостов		Главтранспроект Гипротрансмост	
Проектные строения сезонной поверхности на балках		Пролетное строение ср. 33.5м	
Пролетный пролет 18.2-56.0м в северном исполнении		Расчет глыбных балок на прочность.	
Гл. инж. Г.М. Попов	Инж. В.И. Слыбкин	Инж. А.И. Козлова	Инж. Ф.И. Фомин
Инж. А.И. Козлова	Инж. Ф.И. Фомин	Инж. В.И. Слыбкин	Инж. А.И. Козлова
Инж. В.И. Слыбкин	Инж. А.И. Козлова	Инж. Ф.И. Фомин	Инж. В.И. Слыбкин
Инж. А.И. Козлова	Инж. Ф.И. Фомин	Инж. В.И. Слыбкин	Инж. А.И. Козлова
1969 г. м-б	Инж. Н.В.И.В.	Инж. Н.В.И.В.	Инж. Н.В.И.В.
739/4		12	

Копия: Г.М. Попов, К.И. Козлова

Сечения и напряжения главных балок при расчете на выносливость

№ сечения	тип сечения	Состав сечения	F _{об}	У _х	S _х	Z _х	Моменты инерции			У _{об}	W _{об}	σ _{об}	Выносливость бетона	Координаты волокон				Моменты сопр.				Напряжения				Определение γ				Расчетные моменты	
							J _х	J _{yz}	J _о					У _{сб}	У _{сгб}	W _с	W _{сгб}	т'	σ _{р1}	σ _{р2}	σ _φ	Σσ	σ _{млн}	σ _{пк}	β	γ	γ _{Ru}				
							мм	см ²	см					10 ³ см ³	см	J _х	10 ⁵ см ⁴	J _о	см	10 ⁵ см ³	кг/см ²	см	10 ⁵ см ³	кг/см ²	кг/см ²	кг/см ²	кг/см ²	кг/см ²	кг/см ²		кг/см ²
3	16.8 м	В.Г.Л. 520×25	130.0	100.25	130.3		13.06						ρ = 248 / 1539 = 0.161 K _p = 1.0305 K _p R' _{u,σ} = 1.0305 × 0.9 × 160 = 148 кг/см ² 120 кг/см ² < 148 кг/см ²	НА УРОВНЕ ПРИКРЕПЛЕНИЯ СВЯЗЕЙ												M _{р1} = 361 ΣM _п = 1539 M _φ = 1291 M _{р2} = 248					
		В.Л. 1980 × 12	237.6				7.76							41.5	88.3	1.257	1.258	0.999	290	200	1025	1515	490	0.321	1.9		0.810	2190			
		Н.Г.Л. 520×25	130.0	100.25	130.3		13.06								70	116.8	0.745	0.951	1.026	485	255	1325	2065	740	0.358		1.0	1.0	2700		
		Н.Г.Л. 650×40	260.0	103.5	26.91		27.85																								
		АРМАТУРА и бетон n=15	296.4	130.8	38.77		50.71																								
				1054.0		11.86	11.3	112.44	1.35	111.09	130.2	0.853		120																	
2	11.5 м	В.Г.Л. 520×25	130.0	100.25	13.03		13.06						ρ = 224 / 1439 = 0.156 K _p = 1.028 K _p R' _{u,σ} = 1.028 × 0.9 × 160 = 148 кг/см ² 114 кг/см ² < 148 кг/см ²	НА УРОВНЕ ПРИКРЕПЛЕНИЯ СВЯЗЕЙ												M _{р1} = 325 ΣM _п = 1439 M _φ = 1215 M _{р2} = 224					
		В.Л. 1980 × 25	237.6				7.76							44.6	92.1	1.135	1.157	1.001	290	195	1050	1535	485	0.313	1.9		0.805	2175			
		Н.Г.Л. 380×25	95.0	100.25	-9.52		9.54								73.1	120.6	0.692	0.884	1.029	470	245	1335	2050	715	0.349		1.4	1.0	2700		
		Н.Г.Л. 650×40	260.0	103.5	-26.91		27.85																								
		АРМАТУРА и бетон n=15	296.4	130.8	38.77		50.71																								
				1019.0		15.37	15.1	108.92	2.32	106.6	126.4	0.843		114																	
1	5.55 м	В.Г.Л. 520×25	130.0	100.25	13.03		13.06						ρ = 151 / 1008 = 0.15 K _p = 1.025 K _p R' _{u,σ} = 1.025 × 0.9 × 160 = 148 кг/см ² 80 кг/см ² < 148 кг/см ²	НА УРОВНЕ ПРИКРЕПЛЕНИЯ СВЯЗЕЙ												M _{р1} = 199 ΣM _п = 912 M _φ = 775 M _{р2} = 137					
		В.Л. 1980 × 12	237.6				7.76							65.7	114.9	0.605	0.687	1.017	330	200	1110	1640	530	0.321	1.9		0.810	2190			
		Н.Г.Л. 380×25	95.0	100.25	-9.52		9.54								92.2	141.4	0.431	0.558	1.042	460	240	1330	2030	700	0.343		2.24	0.735	1990		
		Н.Г.Л. 480×20	96.0	102.5	-9.84		10.09																								
		АРМАТУРА и бетон n=15	296.4	130.8	38.77		50.71																								
				855.0		32.44	37.9	91.16	12.28	78.88	103.6	0.761		80																	



Расстояние x = 5.55 м от опоры принято по фактическому месту изменения сечения нижнего горизонтального листа.

Проверка напряжений по формуле:
для нижнего пояса:

$$\sigma_n = \frac{M_{\Sigma}}{W_{ис}} + \frac{M_{\text{п}}}{m'_{\text{п}} W_{исгб}} \leq \gamma R_{иc}$$

Определение коэффициентов:

$$m'_i = 1 + 2 \left(1 - \frac{\sigma_{об}}{K_p R'_{u,\sigma}} \right) \left(\frac{W_{i,гб}}{W'_{i,гб}} - 1 \right) \text{ при } \sigma_{об} > 0.8 K_p R'_{u,\sigma}$$

$$m'_i = 1 + \left(1 - 0.75 \frac{\sigma_{об}}{K_p R'_{u,\sigma}} \right) \left(\frac{W_{i,гб}}{W'_{i,гб}} - 1 \right) \text{ при } \sigma_{об} < 0.8 K_p R'_{u,\sigma}$$

$$\gamma = \frac{1}{(a\beta + \delta) - (a\beta - \delta)\rho} \leq 1 \quad a = 0.65 \quad \beta = 0.30$$

3. $x = 16.8 \text{ м}$ $\sigma_{об} = 120 \text{ кг/см}^2 > 0.8 K_p R'_{u,\sigma} = 118.4 \text{ кг/см}^2$

$$m'_{сб} = 1 + 2 \left(1 - \frac{120}{148} \right) \left(\frac{1.255}{1.258} - 1 \right) = 1.0$$

$$m'_{н} = 1 + 2 \left(1 - \frac{120}{148} \right) \left(\frac{1.016}{0.951} - 1 \right) = 1.026$$

$$\gamma_{сб} = \frac{1}{(0.65 \cdot 1.9 + 0.30) - (0.65 \cdot 1.9 - 0.30) \cdot 0.321} = 0.810$$

$$\gamma_{н} = \frac{1}{(0.65 \cdot 1.0 + 0.30) - (0.65 \cdot 1.0 - 0.30) \cdot 0.358} > 1 \text{ принимаем } \gamma = 1.0$$

ПРИМЕЧАНИЯ:

- Проверка на выносливость произведена по нижнему поясу на уровне прикрепления нижних связей для сечения в середине пролета и в местах изменения сечения нижнего пояса балки.
- Коэффициенты концентрации приняты:
при отсутствии изменения сечения $\beta = 1.0$
при изменении ширины листа $\beta = 1.4$
при изменении толщины листа $\beta = 1.6$

2. $x = 11.5 \text{ м}$ $\sigma_{об} = 114 \text{ кг/см}^2 < 0.8 K_p R'_{u,\sigma} = 118.4 \text{ кг/см}^2$

$$m'_{сб} = 1 + \left(1 - 0.75 \frac{114}{148} \right) \left(\frac{1.161}{1.157} - 1 \right) = 1.001$$

$$m'_{н} = 1 + \left(1 - 0.75 \frac{114}{148} \right) \left(\frac{0.945}{0.884} - 1 \right) = 1.029$$

$$\gamma_{сб} = \frac{1}{(0.65 \cdot 1.9 + 0.30) - (0.65 \cdot 1.9 - 0.30) \cdot 0.313} = 0.805$$

$$\gamma_{н} = \frac{1}{(0.65 \cdot 1.4 + 0.30) - (0.65 \cdot 1.4 - 0.30) \cdot 0.349} > 1 \text{ принимаем } \gamma = 1$$

3. $x = 5.55 \text{ м}$ $\sigma_{об} = 80 \text{ кг/см}^2 < 0.8 K_p R'_{u,\sigma} = 118.4 \text{ кг/см}^2$

$$m'_{сб} = 1 + \left(1 - 0.75 \frac{80}{148} \right) \left(\frac{0.707}{0.687} - 1 \right) = 1.017$$

$$m'_{н} = 1 + \left(1 - 0.75 \frac{80}{148} \right) \left(\frac{0.597}{0.558} - 1 \right) = 1.042$$

при изменении ширины и толщины листа $\beta = 1.4 \cdot 1.6 = 2.24$
в местах прикрепления связей $\beta = 1.9$

$$\gamma_{сб} = \frac{1}{(0.65 \cdot 1.9 + 0.30) - (0.65 \cdot 1.9 - 0.30) \cdot 0.321} = 0.810$$

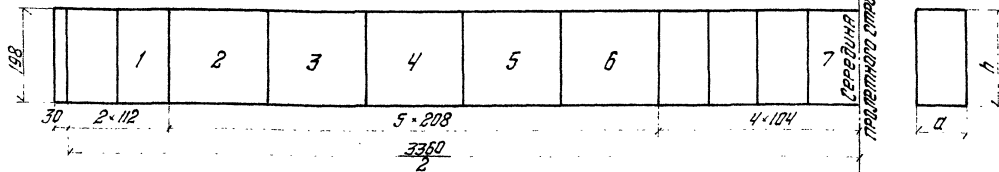
$$\gamma_{н} = \frac{1}{(0.65 \cdot 2.24 + 0.30) - (0.65 \cdot 2.24 - 0.30) \cdot 0.343} = 0.735$$

Министерство транспортного строительства СССР			
Рабочие чертежи металлических ж/д. мостов		Гидротрансплант Гидротрансплант	
Пролетное строение № 33.6 м	Расчет главных балок на выносливость.		
1969г. М-8	Инв. № 5029	Исполнитель	Фамилия

739/4 13

Копир: Стрелочный КОРРЕКТ: Козлова

Схема расположения ребер жесткости



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

Усилия и напряжения в отсеках стенки

№ отсека	Усилия от постоянной нагрузки								Загружение на МПа				Загружение на Вт/м²				Напряжения кт/см²								
	Усилия от временной нагрузки				Расчетные усилия				Усилия от временной нагрузки				Расчетные усилия				Нормальные			Касательные	Местные				
	Σ	Q	ΣM	ΣQ	M _г	M _д	Q _г	Q _д	Σ	Q	ΣM	ΣQ	M _г	M _д	Q _г	Q _д	M _г	ΣQ	σ _{ср}	σ _{ср}		σ _{ср}	τ	ρ	
1	1.58	31.92	25.8	15.12	80	61	45	35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	3.28	30.32	43.7	13.52	130	95	40	30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3	5.36	28.24	75.5	11.44	225	170	34	25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	7.44	25.15	97.4	9.36	290	220	28	21	0.220	8.530	1.199	1275	123	7495	172	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
5	9.52	24.08	114.5	7.28	342	260	22	16	0.284	8.385	1.199	1480	94	1740	132	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6	11.60	22.0	127.5	5.20	380	287	15	12	0.345	8.240	1.199	1620	56	1907	94	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	15.28	17.32	141.0	0.52	420	320	—	—	0.485	7.915	1.199	1715	—	2035	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Критические напряжения кт/см² и коэффициент условий работы на местную устойчивость стенки $\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{p}{p_0}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} \leq m; (m=0.9)$

№ отсека	Σ	Размеры отсека см		Нормальные				Касательные				Местные				m					
		a	h	a	α	κ	(100δ/h)	σ ₀	τ	μ	μ²	(100δ/a)	τ ₀	μ	z		(100δ/a)	p ₀			
1	158	112	198	0.565	3.43	1.65	73.5	0.365	8450	112	1.77	3.14	1.0	1.15	1450	0.565	5.28	1.45	1.15	1590	0.541
2	328	208	198	1.050	3.50	1.65	74.8	0.365	8580	198	1.05	1.103	1.32	0.365	825	1.05	5.45	1.94	0.331	785	0.835
3	536	208	198	1.050	3.35	1.65	68.0	0.365	7800	198	1.05	1.103	1.32	0.365	825	1.05	5.45	1.94	0.331	785	0.798
4	744	208	198	1.050	3.27	1.65	55.1	0.365	7450	198	1.05	1.103	1.32	0.365	825	1.05	5.45	1.94	0.331	785	0.783
5	952	208	198	1.050	2.48	1.65	39.1	0.365	4550	198	1.05	1.103	1.32	0.365	825	1.05	5.45	1.94	0.331	785	0.729
6	1160	208	198	1.050	2.21	1.65	31.4	0.365	3510	198	1.05	1.103	1.32	0.365	825	1.05	5.45	1.94	0.331	785	0.889
7	1528	104	198	0.525	2.11	1.65	28.5	0.365	3280	104	1.90	3.610	1.0	1.334	1540	0.525	5.19	1.43	1.334	1880	0.855

Основные данные:

1. Постоянная нагрузка:

$P_f = 2.98 \text{ т/м}$

$P_d = 2.25 \text{ т/м}$

$P_m = 4.49 \text{ т/м}$ без веса блочки!

2. Динамический коэффициент (1+μ) = 1.285

3. Местное напряжение в вертикальной стенке определяется:

а) для отсеков, в которых нагрузка расположена над вертикальными ребрами и для отсеков с равномерно распределенной нагрузкой и при жестких упорах:

$p = \frac{1.7K(1+\mu)h \cdot P_m}{100\delta \text{ см}}$; при $h=3.0 \text{ м}$; $1+\mu=1.545$; $\mu=1.291$

$p = \frac{(1.7 \cdot 7 \cdot 1.545 \cdot 1.291 \cdot 4.43) \cdot 10^3}{100 \cdot 1.2} = 235 \text{ кт/см}^2$

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

$p = \frac{1.7K(1+\mu)\pi + P_m}{(2a + 2\delta_{г.л.}) \delta \text{ см}}$; где a - длина упора

$p = \frac{1.7 \cdot 7 \cdot 1.545 \cdot 1.291 \cdot 4.43}{(172 + 2.5 \cdot 2) \cdot 1.2} \cdot 10^3 \cdot 3.12 = 415 \text{ кт/см}^2$

Министерство транспортного строительства СССР		Лабтранспроект		Проектное строение	
Рабочие чертежи металлических стен для		Гипротрансмост		Ср = 33 Б.М.	
резьбы подвески на балках		10/028		Расчет на местную	
платины в 2-65.0м		2. В. В. В.		устойчивость.	
в северной и южной		1959 г. 8		739/4 14	

Проверка приведенных напряжений в стенке балки

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

№ сечения	Расстояние от опоры х, м	Наименование фибы стенки	Расчетная площадь F _ф , см ²	расчетные усилия				Статические моменты					Моменты инерции		Моменты сопротивления		Напряжения		
				M _z	M _x	Q _z	Q _x	ординаты			S _z	S _{сгб}	J _с	J _{сгб}	W _{с.нт}	W _{сгб.нт}	Σσ	Στ	σ _{привед.}
								У _с	У _{сгб}	У _б									
				т.м				см					10 ⁻⁶ см ⁴		10 ⁻⁶ см ³		кг/см ²		
0	0	—	130 10.3*1.2	0	0	50.1	271.3	111.53	—	—	21.8	—	39.74	—	—	—	0	1470*	—
1	6.3	верхняя	130*693.6	256.3	1332.4	31.3	162.7	111.53	32.85	63.4	14.5	48.3	39.74	102.23	0.34	3.23	112.5	73.5	1520
		нижняя	191	—	—	—	—	—	89.95	168.65	—	17.2	32.2	—	—	—	27.55	54.0	2600
2	11.5	верхняя	130*693.6	378.8	1901.2	15.8	76.6	132.65	52.75	83.3	17.2	64.6	50.62	144.92	0.37	2.81	203.0	33.0	188.5
		нижняя	35.5	—	—	—	—	—	69.85	149.75	—	24.8	53.2	—	—	—	2.580	3.00	23.55
3	16.8	верхняя	130*693.6	420.5	2033.3	0	0	—	—	—	—	—	—	—	0.37	2.76	238.5	0	—
		нижняя	390	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	2.610	—	—

* Сжимающее напряжение в опорном сечении подсчитано для стального сечения (без учета плиты).
 Приведенные напряжения проверяются в сечении посредине пролета балки и в местах изменения сечения нижнего пояса.

Расчет балки на прочность от дополнительного сочетания нагрузок

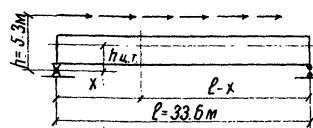
№ сечения	Расстояние от опоры х, м	Наименование фибы	расчетные усилия						Момент сопротивления		Расчетная площадь F _{сгб} , см ²	F _w = F _{нт} + 2.5σ _{ст}	Напряжения кг/см ²												
			От вертикальн. нагрузок			От торможения		от ветра		W _с			W _{сгб}	От вертикальной нагрузки		от торможения		от ветра		от удару		от температуры		Суммарное	
			M _{pz}	M _{px}	0.8 M _q	0.8 M _T	0.8 S _T	M _w	S = $\frac{M_w}{l}$					σ _{р1}	σ _{р2}	σ _ψ	σ _{т1}	σ _{т2}	σ _w	σ _y	σ _т	σ ₈	σ ₇	Σσ	Σσ
			т.м			т		т.м		т		10 ⁻⁶ см ²		см ²		1	2	3	4	5	6	7	8	1-6	1+2+3+7+8
1	6.3	верхняя	256.3	193.5	911.1	44.0	23.7	17.0	8.5	0.337	2.994	1238.2	227	-76.0	-6.5	-30.5	-1.5	+2.0	—	-11.0	-4.0	-112.5	-128.0		
		нижняя	—	—	—	—	—	—	—	0.412	0.597	—	—	62.0	+32.5	+152.5	+7.5	—	+4.0	+2.0	+15.5	+259.0	+264.5		
2	11.5	верхняя	378.8	286.0	1292.2	31.9	19.2	25.2	12.6	0.360	2.676	1402.2	391	-10.55	-11.0	-48.5	-10.0	+1.5	—	-11.5	-3.5	-164.5	-180.0		
		нижняя	—	—	—	—	—	—	—	0.659	0.945	—	—	+5.75	+30.0	+137.0	+35.0	—	+3.0	+1.5	+14.0	+292.5	+240.0		
3	16.8	верхняя	420.5	317.5	1372.6	23.7	14.6	27.9	14.0	0.362	2.641	1437.2	426	-116.0	-12.0	-52.0	-1.0	+1.0	—	-12.0	-3.0	-180.0	-195.0		
		нижняя	—	—	—	—	—	—	—	0.709	1.016	—	—	+59.5	+31.5	+135.0	+2.5	—	+3.5	+1.0	-13.5	+233.0	+240.5		

в*) расстояние между главными балками: b = 2.0 м

- Усилия от вертикальных нагрузок: взяты из расчетного листа (инв. №1017).
- Расчетные комбинации нагрузок, входящие в дополнительное сочетание:
 - I. $1.1 S_p + 0.8 S_q + 0.8 S_T + 1.2 S_w$
 - II. $1.1 S_p + 0.8 S_q + S_{усл.} + S_{темпер.}$
- Ветровая нагрузка учитывается только для нижнего пояса. Погонная нагрузка:

$$q_w = [0.4\sigma + 0.2(h_{пр.} + h_n)] q \cdot \eta = [0.4 \cdot 2.07 + 0.2(1+3.0)] \cdot 0.1 \cdot 1.2 = 0.198 \text{ т/м}$$
- Напряжения от усадки бетона и колебания температуры определяются по формулам, приведенным в т.ч. ВСН 92-63.

Величина относительной деформации усадки бетона при сборной плите принята $\epsilon_y = 1.10 \cdot 10^{-4}$
 Модуль упругости бетона $E_y = 0.5 E_{б}$
 5. Погонная нагрузка от торможения:
 $q_T = 0.1 \cdot q_{эжв.} \cdot 0.817 = 0.1 \cdot 9.034 \cdot 0.8 \cdot 1.199 = 0.867 \text{ т/м}$



$$Q_T = 0.867 \text{ т/м}$$

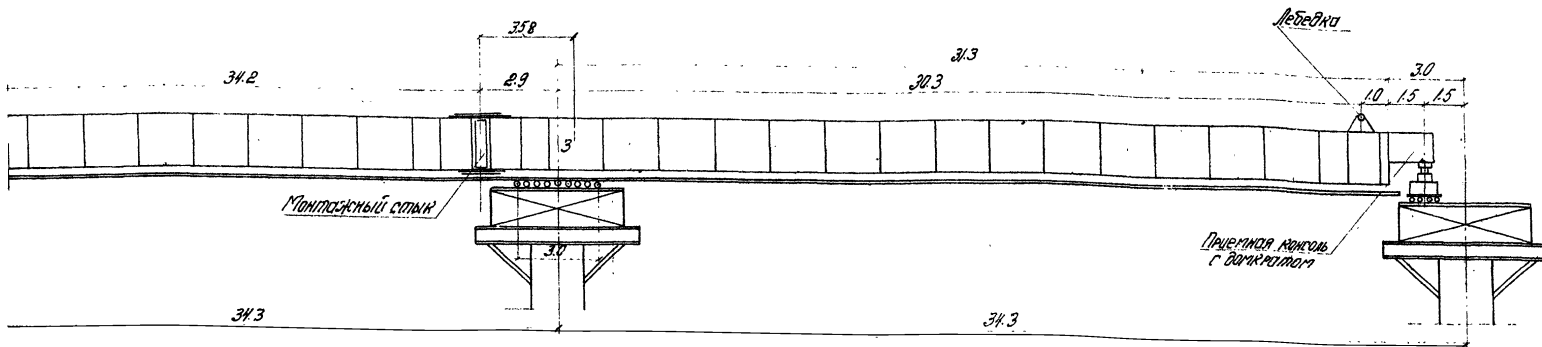
$$N_x = Q_T \cdot (l - x) \dots T$$

$$M_x = N_x \cdot h_{усл.} \dots T.M$$

6 Воздействие разности температур между сталью и бетоном при растяжении $t = +30^\circ$ (для нижнего пояса) при сжатии $t = -15^\circ$ (для верхнего пояса).

Министерство транспортного строительства СССР			
Рабочие чертежи металлических конструкций для пролетных строений сезонной поверхности на балласте пролетами 18.2-66.0 м в северном исполнении		ГЛАВТРАНСПРОЕКТ ГИПРОТРАНСКОМП	
Тл. инж. Г.Т.М. <i>Григорьев</i>	Инж. отдела <i>Смирнов</i>	Полков. <i>Валуйев</i>	Проектное строение $L_p = 33.6 \text{ м}$
Тл. инж. пр.т. <i>Смирнов</i>	Инж. <i>Смирнов</i>	Сл. <i>Слыхова</i>	Проверка приведенных напряжений. Расчет на дополнительные нагрузки
Рук. балкой <i>Смирнов</i>	Проверил <i>Козлова</i>	Инженер <i>Огнев</i>	1969г. М-Б (инв. №57022)
Исполнил <i>Смирнов</i>	Исполнил <i>Смирнов</i>	Форман <i>Козлова</i>	739/4 15

Схема подвижки пролетных строений $l_p = 33.6 м$

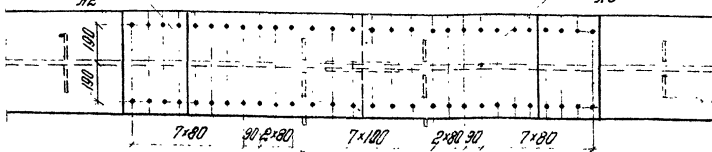


Расчетные нагрузки на балку

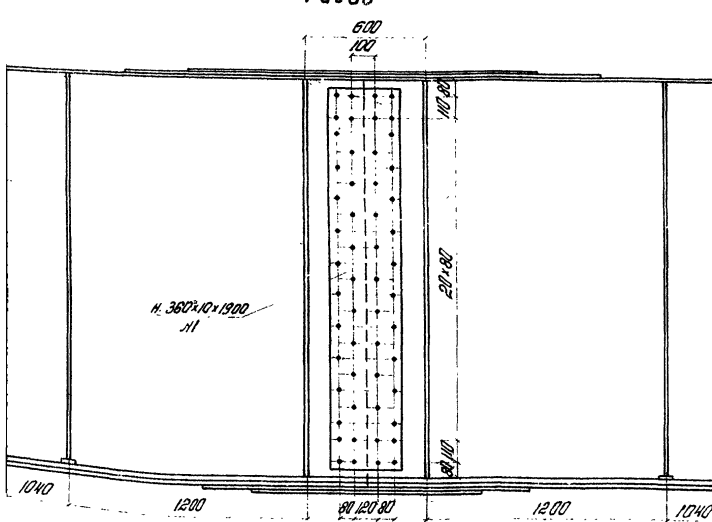
1. собственный вес балки - $0.73 \cdot 1.1 = 0.81 м$
2. монтажные тали - $0.25 м$
3. расчетная консоль с балкой - $R = 1.5 м$
4. тросовая лебедка - $R_2 = 1 м$
5. ветровая нагрузка - $q_w = 0.05 м^2$

$W = 0.12 м$

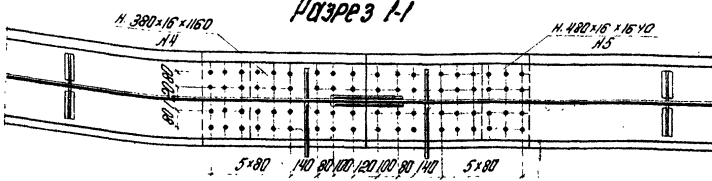
Монтажный стык пролетных строений
План
н. 320х10х1200
н. 320х10х1760



Фасад



Разрез 1-1



Проверка балки на прочность при подвижке пролетных строений

Сечение	Усилия от ветра			Длина сечения	Процент от общей длины	Усилия от ветра	Усилия от ветра	Напряжения
	M _p	M _w	N _w					
над стержнем	594	53	-	29.5	100%	838.3	0.112	1760
						1440	140	1580

Проверка устойчивости стержней связей при подвижке

Расстояние от стержня	Сечение	F _{кр}	Усилия от ветра	Усилия от ветра	Σ S	Норм. нагрузка	Σ S / F _{кр}
0	100х90х9	16.8	4.95	2.7	7.65	0.277	1770

Спецификация металла на монтажный стык

№ п/п	Наименование элементов	Материал	Размер элемента			Количество	Вес по плану	Вес	Итого
			Толщина	Ширина	Длина				
1	вертикальные накладные стержни	10Г2СГ14	10	380	1900	4	7.60	28.3	215.1
2	Поже-горизонтал.		10	520	2400	2	4.80	10.8	195.9
3	То же		10	520	1760	2	3.52	10.8	143.6
4	То же		16	480	1640	2	3.28	60.3	197.8
5	То же		16	380	1160	2	2.32	47.7	110.7
Всего металла на пролетные строения									383

Проверка местной устойчивости стенки балки при подвижке пролетных строений

Расстояние от опоры, х	λ	вид стержня	Исполнительная таблица	Расчетные усилия			Расстояние от опоры	Напряжения (кг/см²)						Коэффициент устойчивости
				M	Q	N _w		Расчетные			Критические			
								σ	ρ ₁	τ	σ ₀	ρ ₀	τ ₀	
3.58	3	I	I	590	67	35	λ	1740	235	107	3500	745	950	0.795
							h	1566						

*) Местные напряжения $\rho = \frac{1.25 \lambda}{\lambda}$, где $\lambda = 30 м$

Примечание:

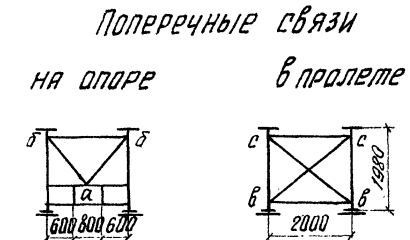
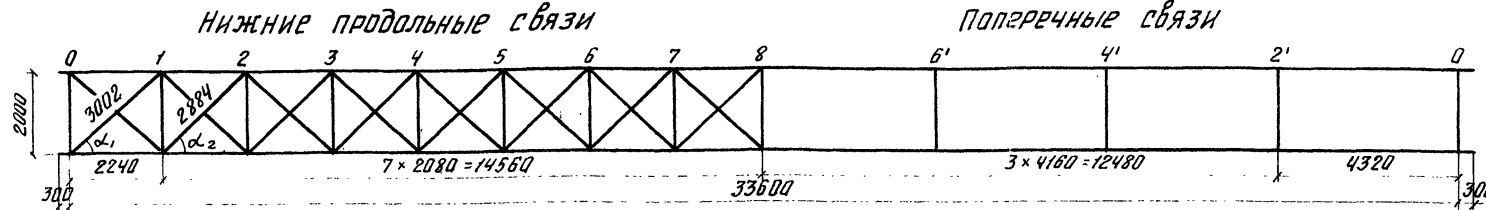
Болты стыков при подвижке пролетного строения должны быть натянуты на длине расчетные усилия.

Ведомость высокнапряженных болтов с родными и 2^м шайбами

Диаметр	материал	Длина	кол-во	Вес	Итого	
						шт
22	ст40х	85	220	0.63	138.6	
		115	144	0.72	103.7	
Всего на стык						242.3

Министерство транспортного строительства СССР			Эксплуатационный отдел			Проектное строение	
Рабочие чертежи			Металлических железобетонных пролетных строений			свойшей поверхностью балки на балки пролетных строений 18.2-56.0 м в северном исполнении	
1989г. № 15 - Инв. № 52505			Л. И. К.			739/4 17	
Л. И. К.	Л. И. К.	Л. И. К.	Л. И. К.	Л. И. К.	Л. И. К.	Л. И. К.	Л. И. К.
Л. И. К.	Л. И. К.	Л. И. К.	Л. И. К.	Л. И. К.	Л. И. К.	Л. И. К.	Л. И. К.

Схема связей



Полгонная ветровая нагрузка

Расчетная ветровая поверхность $F = k h$ (м ² /гм)	Ветровая нагрузка W (г/м)	
	при наличии пешеходов	при отсутствии пешеходов
Главные балки и проезжая часть $0.4 \cdot 2.07 + 0.2 \cdot 1.1 = 1.048$	$q_w = 1.2 \cdot 0.10$ 0.126	$q_w = 1.2 \cdot 0.18$ 0.226
Подвижной состав	0.072	—

Усилия в диагоналях связей от ветра

Л/П	Раст. X	Площади л.в			Усилия S_w	
		$W_{пр}$	$W_{лев}$	ΣW	при наличии пешеходов	при отсутствии пешеходов
0-1	1.12	—	—	11.8	2.34	2.67
3-4	7.44	-0.47	7.2	6.73	1.33	1.52
7-8	15.76	-2.47	3.22	0.75	0.15	0.17

Горизонтальные удары подвижного состава

Снятие торцов опорных ребер

Опорная реакция T	Площадь торцов		Напряжение
	$F_{см}$	$B_{см}$	
321	$2 \times 3.2 \times 14 = 89.6$	3580 < 1.5 R_0	

$S_{л.д.1} - 0.666$
$S_{ос.д.1} - 0.746$
$S_{л.д.2} - 0.693$
$S_{ос.д.2} - 0.721$

Примечание
Усилия от ветра в стадии эксплуатации воспринимается жел. бет. плитой и нижними продольными связями.

Усилия и напряжения в элементах связей

Наименование элемента	Л/П	Расстояние от опоры	От деформации поясов главных балок ¹⁾								от ветра				расчетные усилия				моменты $M_{св}$ Мэкс	Геометрические характеристики сечения								Напряжения кг/см				Количество заклепок для прикрепления				
			моменты		напряжения		усиления																			на шпильках	по длине									
			$M_{пр}$	$M_{д}$	σ_p	σ_d	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6		7	8	9	10	11	12			13	14	15	16	17	18	19	20	
Диагональ связи	0-1	1.12	54/41	251	148	355	+0.8	+0.655	+1.91	+1.53	±2.34	±2.67	+2.71	+4.67	+3.47	-2.015	+4.67	0.012 0.049	x y	190x90x9	15.6	13.53	46.3	282/110.5	275/177	68/40	3.24	2.96	1.1	0.254	460	95	555	510	0.8	3
	3-4	7.44	290/219	1280	447	1093	+2.16	+1.77	+5.3	+4.25	±1.33	±1.52	+7.46	+7.74	+3.68	+0.25	+7.74	0.011													760	85	845	—	1.3	3
	7-8	15.76	419/316	1725	589	1371	+2.850	+2.340	+6.66	+5.33	±0.15	±0.17	+9.51	+8.33	3.02	+2.17	+9.51	0.006 0.05x3													935	85	1020	—	1.6	3
Рис. парня	8-8	16.80	—	—	—	—	-3.94	—	-9.26	—	—	—	-13.20	—	—	—	—	0.006 0.05x3	190x90x9	15.6	—	46.3	1878/165.8	275/177	68/40	0.4	2.75	0.35	0.49	—	—	1730	2.1	3		
	а-б	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	190x90x9	15.6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—			
Диагональ поперечной	а-б	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	190x90x9	15.6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		
	б-с	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	190x90x9	15.6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—		

Усилия в домкратной балке (т) при перегрузке домкрата на 30%

Расчетная схема	R_1	P	R_2	R_1	R_2
	180	102	78	94.8	85.2

¹⁾ Усилия от деформации поясов главных балок подсчитаны на уровне расположения горизонтальных связей.

²⁾ Т.к. распорка прикреплена обоими полками, эксцентриситет в прикреплении отсутствует.

Напряжения в домкратной балке

Расстояние от оси ст. балки X (м)	Тип сечения	Состав сечения мм.	$F_{бр}$	S_{x-x}	L_x бр.	$W_{бр}$	Усилия		Напряжения			Примечание
							M	Q	σ	τ	$\sigma_{пр}$	
0.60	x	2 гл. 200x10 вл. 620x12 Итого	40.0 74.4 114.4	630	63500	2050	57.0	102.0	2780	840	2820	
0.286		$h_{ст} = 520$	—	—	—	—	—	94.8	—	2270	—	$t = 15 \frac{9}{68}$

Министерство Транспортного Строительства СССР
Гл.б.транспроект
Гипротранспроект

Рабочие чертежи
металлических жел.дор. пролетных строений с каждой поверхью на два пролетами 18.2-66.0 м в себерином исполнении

1969г. М-б

Инж. К.Б.Чайков

Пролетные строения $L_p = 33.6$ м.
расчет связей.
расчет домкратной балки.

739/4 (18)

Копир. Заключен корректур. Ф.А.Игумов