Министерство транспортного строительства
Главтранспроект
Ленгипротрансмост

Типовые конструкции

серия

Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6м для железнодорожных мостов.

Выпуск 3. Пролетное строение длиной 18,7 м.

Проект утвержден приказом МПС от 20 января 1975г. за №А-1586 и введен в действие с 1 апреля 1975г.

Инв. № 556/13-1

Ленинград
1974г

gost.e-ecolog.ru

Министерство транспортного строительства
Главтранспроект

Типовые конструкции

серия

Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5 – 27,6 м. для железнодорожных мостов.

Выпуск 3. Пролетное строение длиной 18,7 м.

Разработан
Ленгипротрансмостом
Минтрансстроя

Проект утвержден
приказом МПС
от 20 января 1975 г за № А-1586

Инв. № 556/13-2

„Типовые конструкции разработаны в соответствии с действующими нормами и правилами и предусматривают мероприятия, обеспечивающие взрывоопасность и пожаробезопасность при эксплуатации сооружения".
Вл. инженер /Смоленцев/.

Заказ 2032 – 8 экз

Ленгипротрансмост Ленинград	Глав. инж. института		Коновалов	Глав. спец. тех. отд.	Семенов	Инв. № 129639
	Нач. отд. тип. проект.		Артамонов			Шифр 1635
	Гл. инж. проекта		Смоленцев			

Инв N 229640
Шифр 1635

N листа	Наименование		N стр.	Инв. N
1	Общий вид.		3	229641
2	Опалубочный чертеж балки		4	229642
3	Опалубочный чертеж балки (продолжение)		5	229643
4	Арматурный чертеж балки		6	229644
5	Арматурный чертеж балки (продолжение)		7	229645
6	Арматурный чертеж балки. Спецификация.		8	229646
7	Арматурный чертеж балки. Спецификация (продолжение)		9	229647
8	Торцевая диафрагма. Арматурный чертеж.		10	229648
9	Торцевая диафрагма. Монтажный стык.		11	229649
10	Пролетное строение для мостов на кривых участках пути R300	Арматурный чертеж балки	12	229650
11		Арматурный чертеж балки (продолжение)	13	229651
12	Расчетный лист		14	229652
13	Расчетный лист (продолжение)		15	229653
14	Расчетный лист (продолжение)		16	229654
15	Пролетное строение для мостов на кривых участках пути R300	Расчетный лист	17	229655
16	Расчетный лист. Расчет на кручение.		18	229656
17	Расчетный лист. Расчет на местные напряжения		19	229657
18	Расчетный лист. Расчет плиты и диафрагмы		20	229658

Главный инженер проекта /Смоленцев/

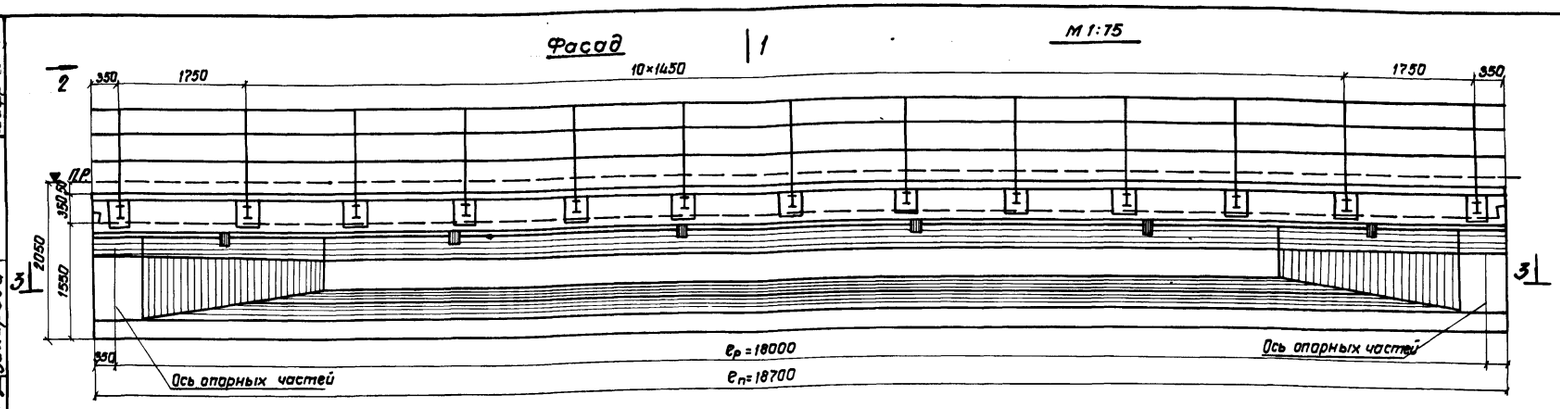
Ленгипротрансмост
г. Ленинград

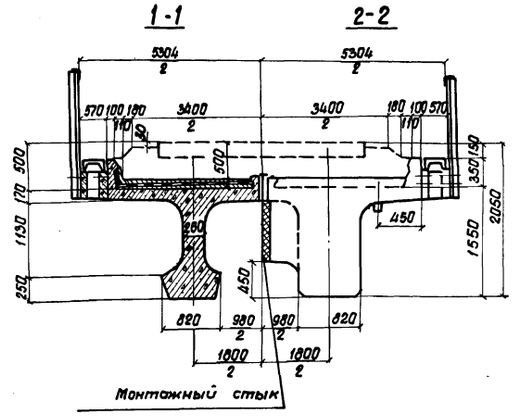
556/13-3

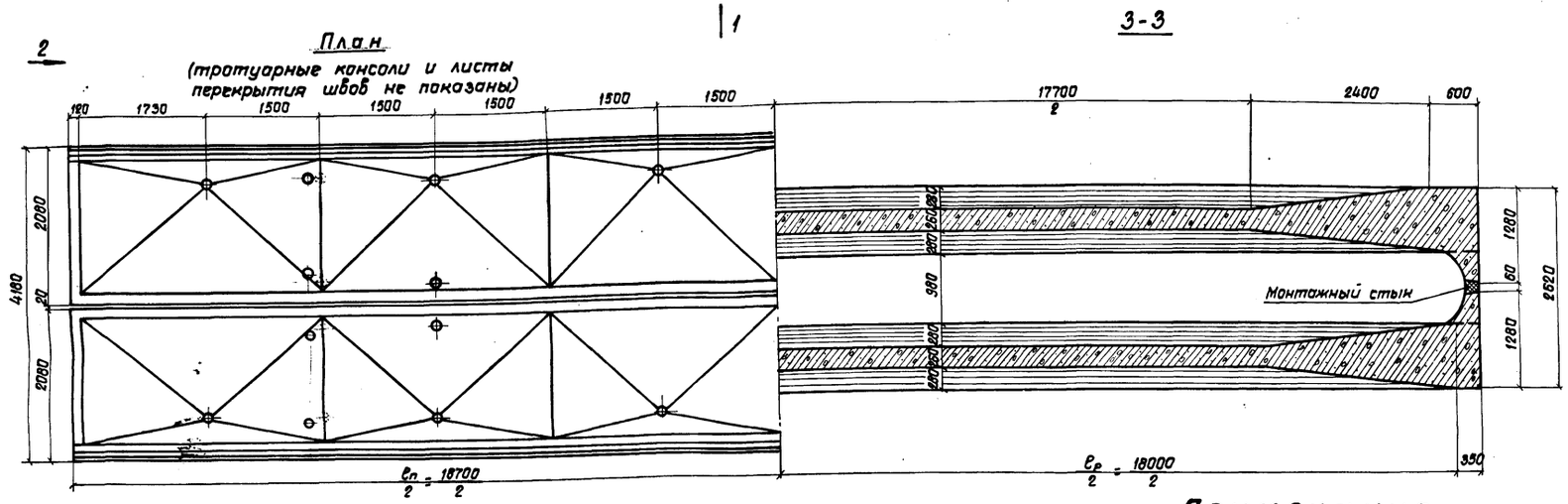
ТК | Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5 - 27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 18,7 м.

1974 г. | Содержание

Выпуск 3 | Лист —







Строительная высота в пролете и высота опорных частей

N п/п	Наименование		h мм
1	Строительная высота в пролете от подошвы-рельса до низа конструкции		2050
2	Высота опорной части	подвижной	384
3		неподвижной	384

Объемы основных работ
(на пролетное строение)

N п/п	Наименование			Изм.	Колич.
1	Бетон	Сборный	Балок М 400	$м^3$	44,2
			Тротуарных консолей М 300	"	0,70
			Тротуарных плит М 300	"	1,24
		Омоноличивания М 400		"	0,04
		Итого		$м^3$	46,18
2	Арматура	Напрягаемая	класса В-II	т	2,36
		Ненапрягаемая	класса А-I	"	1.37
			класса А-II	"	3,97
		Итого		т	7.7
3	Металл анкерных устройств и закладных частей			т	0,85
4	Металлические листы перекрытия швов			"	0,22
5	Металлические перила и настил для коммуникаций			пм/т	37,4/1,34
6	Стальные опорные части			т	2,18
7	Изоляция			$м^2$	78,4
8	Бетонная подготовка и защитный слой М 200			$м^3$	5,1
9	Водоотводные трубки			компл.	12
10	Трубки для пропуска строп			"	8
	Вес балки с изоляцией			т	60,9

Примечания:

1. Проект пролетного строения предназначен для мостов и путепроводов, сооружаемых в районах с расчетной температурой минус 40°С и выше.
2. Проект выполнен с учетом требований: СНиП II-Д.7-62* с дополнениями 1971г и указаний по проектированию железобетонных и бетонных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб (СН 365-67).
3. Нормативная временная нагрузка С14.
4. Опорные части приняты по проекту Инв. N 577. (3.501-26).
5. Общий вид пролетного строения приведен для мостов и путепроводов, расположенных на прямых участках пути.
   Форма балластного корыта для прямых и кривых участков пути приведена в Общей части.
   Дополнительное армирование балок для кривых участков пути радиусом ≥ 300 м приведено на листах 10, 11.
6. Натяжение арматурных пучков производится на упоры.
   Отпуск натяжения пучков производится при достижении бетоном прочности не менее 320 кг/см², контролируемой испытанием образцов, хранившихся вместе с блоком пролетного строения.
7. Первые экземпляры железобетонных консолей (тротуарных и консолей убежищ) должны быть проверены на прочность и технологичность крепления испытанием.
8. Изготовление пролетных строений должно производиться в условиях, обеспечивающих высокое качество продукции.
   Пролетные строения должны поставляться на место установки комплектно с тротуарными консолями, тротуарными плитами, перилами, консолями и плитами убежищ и т.д.
9. Гидроизоляция балластного корыта должна выполняться на заводе.
10. Схемы расположения пролетных строений на кривых участках пути приведены на листах 35, 36, 37, общей части.

556/13-4

ТК	Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 18,7 м		
1974г.	Общий вид	Выпуск 3	Лист 1

Проект откорректирован в 1974г

Инв. N 229 641 | Шифр 1635

Ленгипротрансмост г. Ленинград

Нач. отд. тип. пр.	Артамонов	Нач. отд. тип. пр.	Артамонов	Проверил	Васильева
Гл. инж. пр-та	Голицын	Гл. инж. пр-та	Смоленцев	Исполнил	Костылева
Руков.	Смоленцев	Рук. группы	Ляпустин	Сверил	Захарова
Проверил	Корзон				
Исполнил	Сенько				

Инв.№ 229642
Шифр 1635

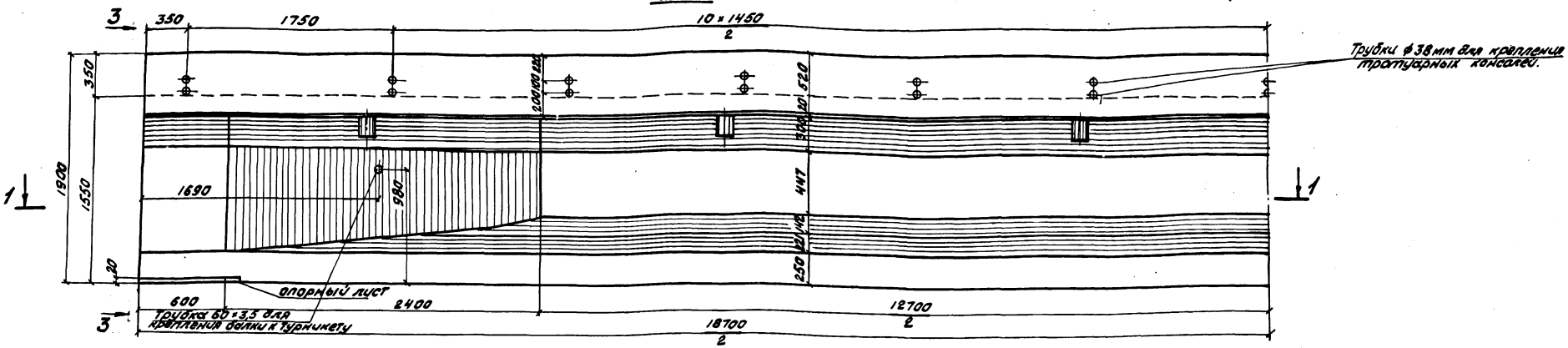
Ленинградское отделение Гипротрансмоста г. Ленинград

Проект откорректирован в 1974г.

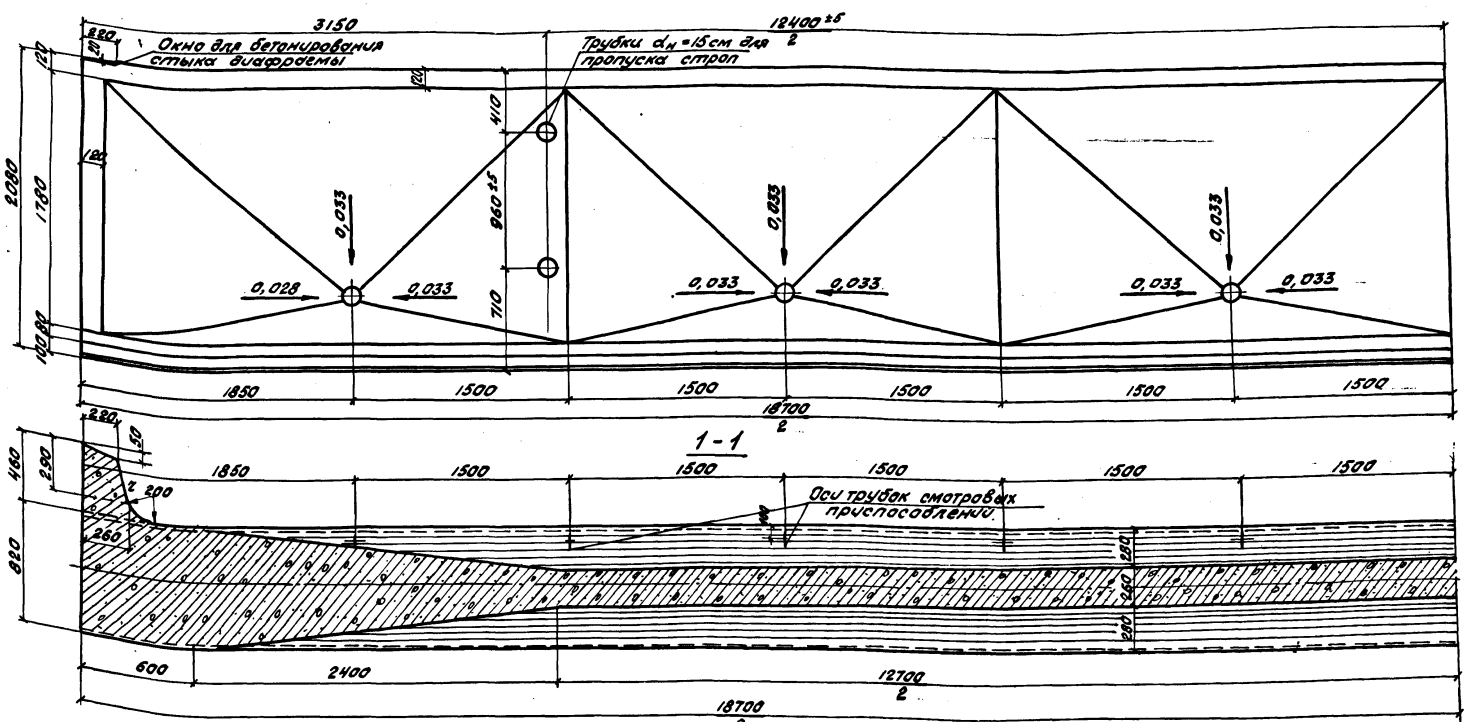
ГИП	Артамонов	Лапшин
Гл. инж. проекта	Смоленцев	Загорова
Нач. отд. тип. проект.	Шлапинский	Станкевич
Гл. инж. пр-та	Смоленцев	Свирь
Рук. группы	Лапутин	Сазан
Утвержден	Свицын	
	Смоленцев	
	Корзов	
	Гренко	

Нач. отдела	т. п.	Утвержден
Гл. инж. пр-та	т. п.	Свицын
Рук. группы	т. п.	Смоленцев
Проверил	т. п.	Корзов
Исполнил	т. п.	Гренко

Фасад
М 1:25



План



1-1

Примечания.

1. Продолжение опалубочного чертежа см. на листе 3.
2. Расположение строповочных отверстий приведено при строповке кранами ГЭПК-130 и ГЭК-80 с унифицированными строповочными приспособлениями.

ТК	Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 18,7 м.		
1974г.	Опалубочный чертеж балки.	Выпуск 3	Лист 2

556/13-5

Инв. н 229 643 | Шифр 1635

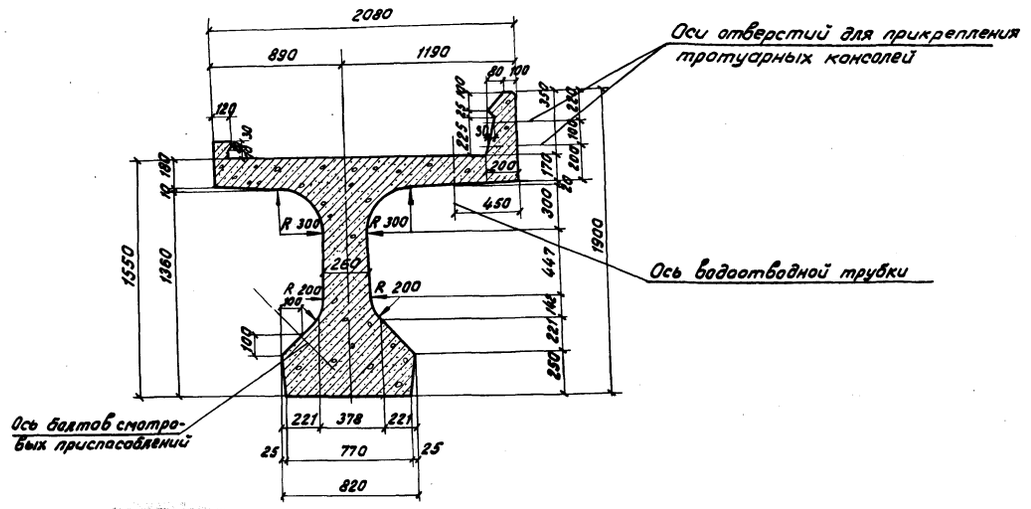
Проект откорректирован в 1974 г.

Нач. отд. тип. пр.	Артамонов	Проверил	Лапустин		
Гл. инж. пр.	Голицын	Исполнил	Захарова		
Рук. группы	Смоленцев	Сверил	Костылева		
Проверил	Корзон				
Исполнил	Сенько				

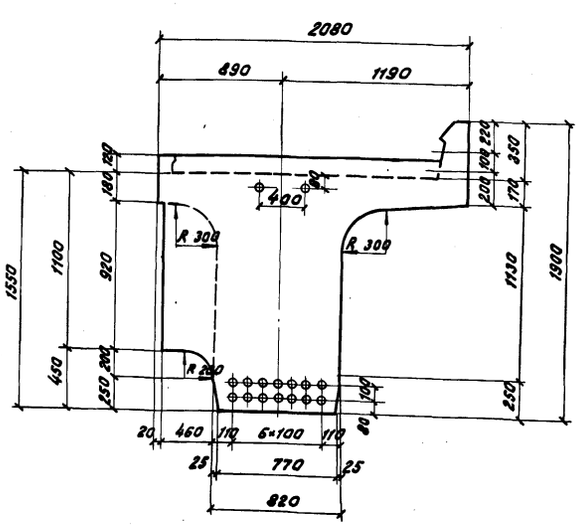
Ленгипротрансмост г. Ленинград

2-2

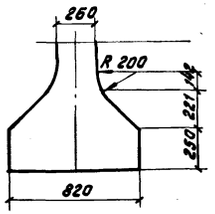
М1:25



3-3



Вариант сечения нижнего пояса при бетонировании с применением виброподдона



Объем бетона одного блока увеличивается на 0,09 м³.

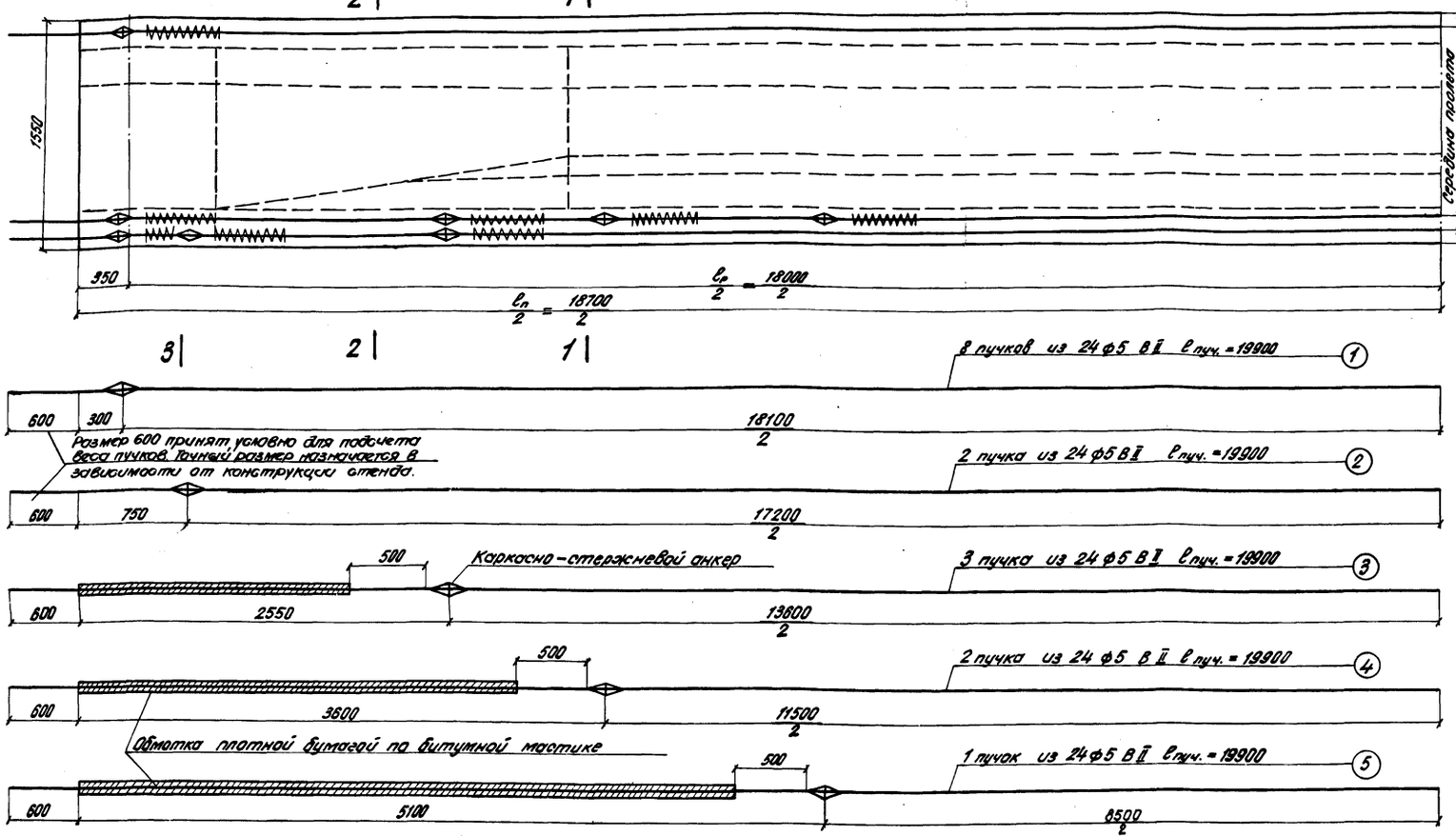
Примечания:

1. На настоящем листе и листе 2 приведен опалубочный чертеж пролетного строения $l_п = 18{,}7$ м для мостов и путепроводов на прямых участках пути. Дополнительные опалубочные размеры наружного бортика пролетного строения для кривых участков пути радиусом $R \geq 300$ м приведены на листах 10-11.
2. Дополнительные опалубочные размеры при расположении пролетных строений на кривых участках пути приведены на листах 35, 36, 37, общей части.
3. Закладные детали (трубки для болтов крепления тротуарных консолей, опорных листов и др.) приведены в Общей части.
4. Перевозка пролетного строения осуществляется в соответствии с проектом погрузки и перевозки железобетонных пролетных строений на железнодорожном подвижном составе (шифр 903), проектировки Ленгипротрансмоста, 1968 г. (Кальки находятся в Ленгипротрансмосте).
5. Марка бетона – 400.
6. Допускается применять на убежищах плиты ПУ-1 и ПУ-2 при условии, что уголки поз. 29 и 30 (см. лист 28, 29) должны быть заменены уголками 125×80×8 поз. 29* и 30*.
7. Для увязки см. лист 2.

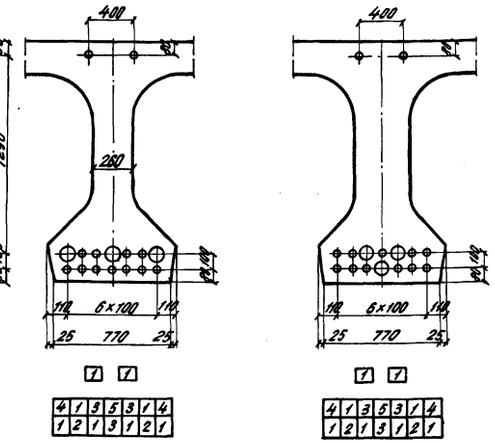
ТК	Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 18,7 м	556/13-6
	Опалубочный чертеж балки. (продолжение)	Выпуск 3 / Лист 3

Расположение напрягаемой арматуры

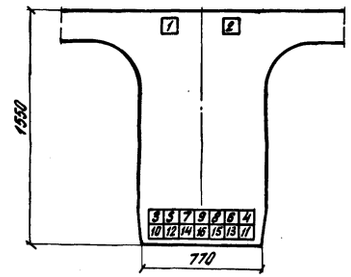
М1:25



Расположение рабочей арматуры.



Порядок передачи усилия (обрезка пучков) предварительного напряжения на балку.

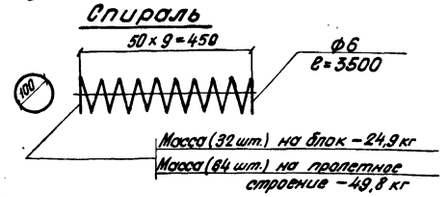


Монтажные усилия в пучках *)

Контролируемые напряжения в арматурных пучках $\sigma_{нк}$		Количество проволок в пучке	Количество пучков в балке n		Площадь сечения пучков $F_н$ ($F_н'$)		Монтажные усилия в домкратах $N = \sigma_{нк} \cdot F_н$			Удлинение пучков $\Delta l = \frac{\sigma_{нк} \cdot l_п}{E_a}$	
нижн.	верхн.	нижн. и верхн.	нижн.	верхн.	нижн.	верхн.	При одновременном натяжении всех нижних пучков	При натяжении одного нижнего пучка	При натяжении одного верхнего пучка	нижн.	верхн.
кг/см²		шт			см²		т			см	
10580	8170	24	14	2	65,8	9,4	695,0	49,6	38,4	11,7	9,0

*) Изготовление блоков предусмотрено в формах и кассетах, подвергающихся нагреву вместе с блоком (не учтены потери от температурного перепада).

Спираль



Монтажные усилия в пучках **)

Контролируемые напряжения в арматурных пучках $\sigma_{нк}$		Количество проволок в нижних и верхних пучках	Количество пучков в балке		Площадь сечения пучков $F_н$ ($F_н'$)		Монтажные усилия в домкратах $N = \sigma_{нк} \cdot F_н$			Удлинение пучков $\Delta l = \frac{\sigma_{нк} l_п}{E_a}$	
нижн.	верхн.		нижн.	верхн.	нижн.	верхн.	При одновременном натяжении всех нижних пучков	При натяжении одного нижнего пучка	При натяжении одного верхнего пучка	нижн.	верхн.
кг/см²		шт.	шт		см²		т			см	
10340	8120	26	14	2	71,4	10,2	740,0	52,7	41,4	11,4	9,0

**) В таблице приняты контролируемые напряжения в пучках при изготовлении блоков в стационарных стендах (с учетом потерь от температурного перепада). Количество проволок в этом случае принимается 26 шт.

Спецификация стальной проволоки $R_н^н = 17000$ кг/см² для арматурных пучков.

N пучков	Диаметр проволоки мм	Количество проволок в пучке шт.	Количество пучков в балке шт	Длина пучка м	Масса 1 п.м. одной проволоки кг	Масса проволоки в одном пучке кг	Общая масса (кг) на одну балку	Общая масса (кг) на пролетное строение
1,2,3,4,5	5	24	16	19,90	0,154	73,6	1177,6	2355,2

Примечания:

1. Натяжение арматурных пучков производится на упоры стенда. Отпуск натяжения арматурных пучков производится при достижении бетоном прочности не менее 320 кг/см².
2. Потери от обжатия упорных устройств следует учитывать применительно к конструкции стенда.
3. Для увязки см. листы 5-8.

556/13-7

ТК	Сборное пролетное строение из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5–27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 18,7 м.		
1974г	Арматурный чертеж балки	Выпуск 3	Лист 4

Проект откорректирован в 1974г.

Нач. отд. тип. пр.	п.п	Артамонов	Нач. отд. тип. пр.	Артамонов	Проверил	Ляпустин
Гл. инж. проекта	п.п	Голицын	Гл. инж. пр-та	Смоленцев	Исполнил	Костылева
Рук. группы	п.п	Смоленцев	Рук. группы	Ляпустин	Сверил	Костылева
Проверил	п.п	Гайковая				
Исполнил	п.п	Руссина				

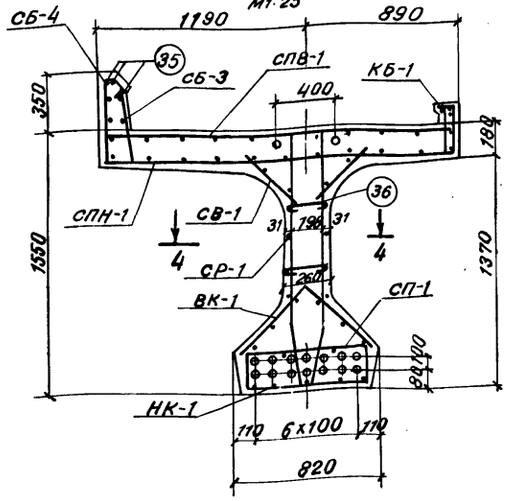
Ленгипротрансмост г. Ленинград

Инв. № 229644 Шифр 1635

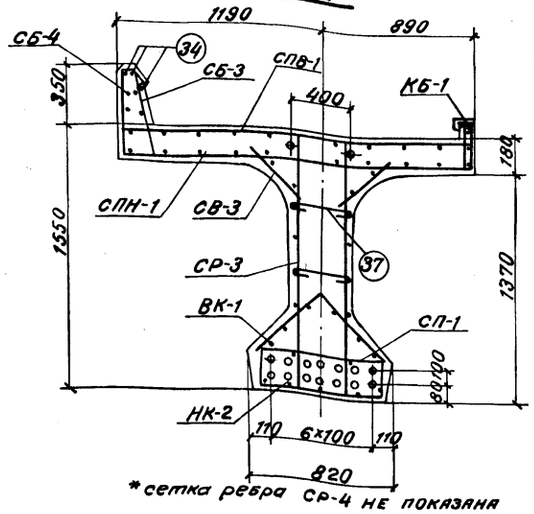
Коп. Бирюкина

Инв. № подл. 229645 | Шифр 1635
Проект откорректирован в 1974г
Гл. инж. проекта Автономов | Гл. инж. пр-та Котлышева
Нач. отд. тип. пр. Голицын | Рук. группы Панкина
Гл. инж. пр-та Смоленцев | Исполнил Панкина
Рук. группы Крюкова | Проверил Панкина
Исполнил Лапустин | Сверил Панкина
Ленгипротрансмост Ленинград

1-1



2-2*



* сетка ребра СР-4 не показана

3-3

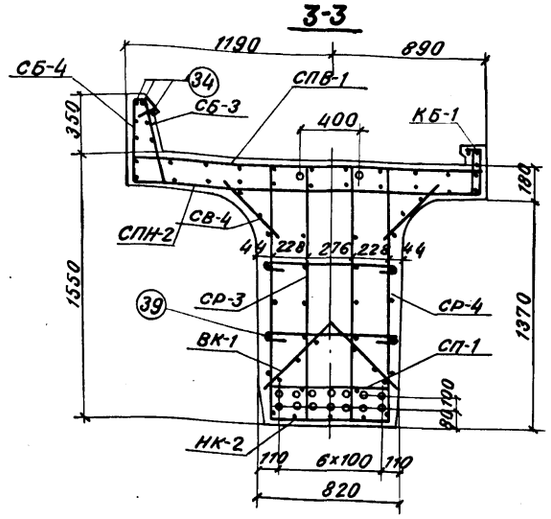
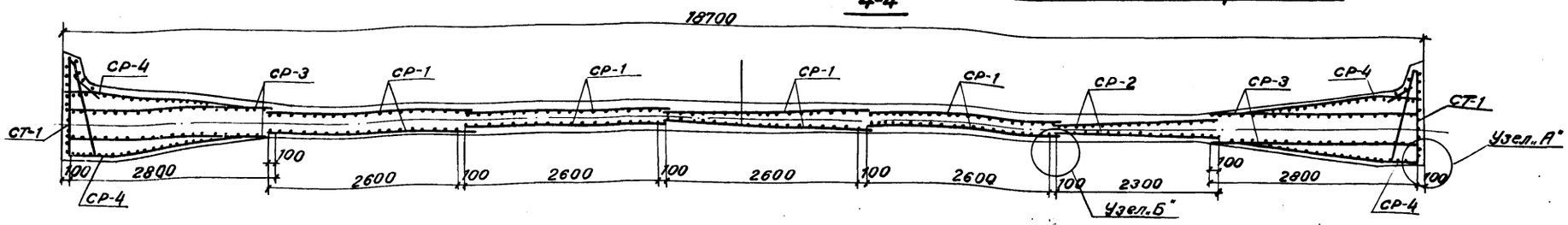


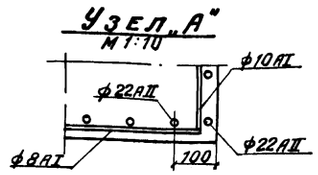
Схема расположения сеток ребра

4-4



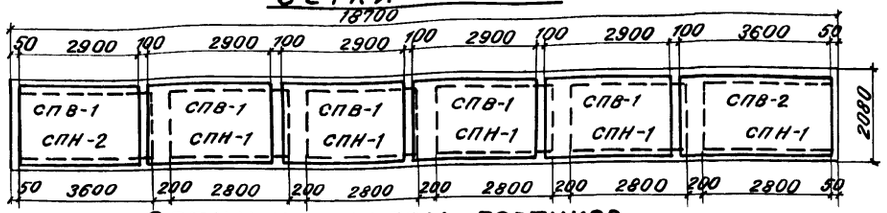
Узел „А"

М 1:10

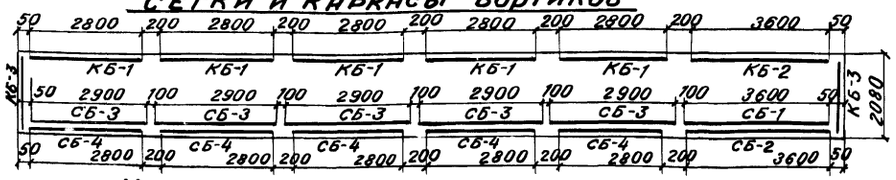


Схемы расположения сеток и каркасов

Сетки плиты



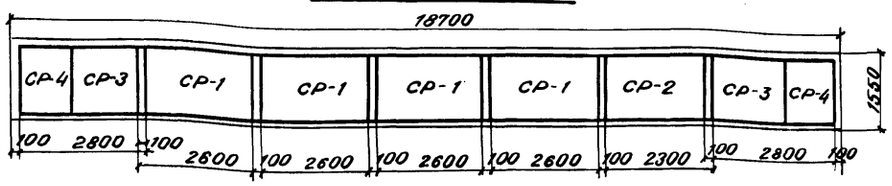
Сетки и каркасы бортиков



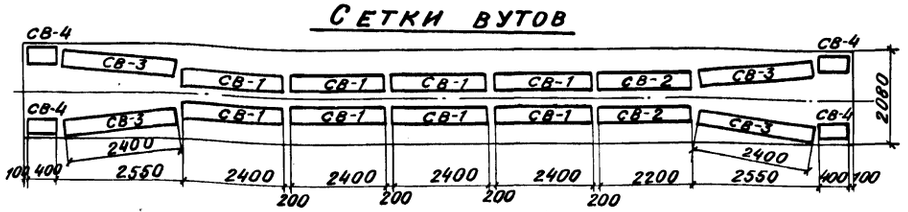
Каркасы и сетки нижнего пояса



Сетки ребра

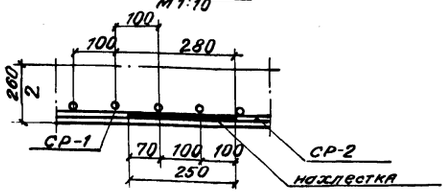


Сетки вутов



Узел „Б"

М 1:10



Примечание.

Для увязки см. листы 4, 6, 7.

ТК	Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 18,7 м.	556/13-8	
1974	Арматурный чертеж. Балки. (продолжение)	Выпуск 3	Лист 5

Инв.№ 22946 Шифр 1635

Проект откорректирован в 1974г

Нач.отд.тип.пр.	Арутюнов	Проверил	Лапина
Гл.инж.пр-та	Смоленцев	Проверил	Жданов
Нач.сект. пр-та	Ильютин	Составил	Костылева
Гл.инж. пр-та	Гайсёнок	Конс.пр.	Ткаченко
Рук. группы	Лапина	Рук. группы	Ткаченко

Ленгипротрансмост г. Ленинград

Спецификация арматуры на элемент

Балка пролетного строения

Эскиз

Наименование элемента, марка арм. изделия или сеч.	N поз.	Материал	Диаметр мм	Колич. на марку шт	Колич. на элем. шт	Длина 1 шт. мм	Длина Общая м	Выборка арматуры на элемент: Диаметр мм	Общая длина м	Общая масса кг
СПВ-1 5шт	11	ВСт3сп2 ГОСТ380-71*	12AII	30	150	2040	306,0	22AII	108,0	321,8
	12	ВСт3сп2 ГОСТ380-71*	6AI	9	45	3250	146,3	16AII	78,0	123,1
	42	ВСт5сп2 ГОСТ380-71*	12AII	2	10	3360	33,6	14AII	530,1	641,4
		Масса сетки - 66,8 кг						12AII	553,7	492,8
								10AII	521,7	323,5
								10AI	199,3	123,6
СПВ-2 1шт	11	ВСт5сп2 ГОСТ380-71*	12AII	37	37	2040	75,5	8AI	531,9	210,1
	13	ВСт5сп2 ГОСТ380-71*	6AI	9	9	3640	32,8	6AI	820,1	182,1
	43	ВСт5сп2 ГОСТ380-71*	12AII	2	2	3640	7,3	Итого	Класса A-II	1902,6
		Масса сетки - 81,0 кг							Класса A-I	515,8
									Всего	2418,4
СПН-1 5шт	12	ВСт3сп2 ГОСТ380-71*	6AI	11	55	3250	178,8	Бетон М400 V = 22,1 м³		
	14		10AI	15	75	2040	153,0			
		Масса сетки - 26,9 кг								
СПН-2 1шт	13	ВСт3сп2 ГОСТ380-71*	6AI	11	11	3640	40,0			
	14		10AI	19	19	2040	38,8			
		Масса сетки - 32,9 кг								
СВ-1 8шт	15	ВСт3сп2 ГОСТ380-71*	8AI	2	16	2850	45,6			
	16		8AI	13	104	500	52,0			
		Масса сетки - 4,8 кг								
СВ-2 2шт	17	ВСт3сп2 ГОСТ380-71*	8AI	2	4	2340	9,4			
	16		8AI	12	24	500	12,0			
		Масса сетки - 4,2 кг								

Спецификация арматуры на элемент

Балка пролетного строения

Эскиз

Наименование элемента, марка арм. изделия или сеч.	N поз.	Материал	Диаметр мм	Колич. на марку шт	Колич. на элем. шт	Длина 1 шт. мм	Длина Общая м	Выборка арматуры на элемент: Диаметр мм	Общая длина м	Общая масса кг
СВ-3 4шт	15	ВСт3сп2	8AI	2	8	2850	22,8			
	16	ГОСТ380-71*	8AI	13	52	500	26,0			
		Масса сетки - 4,8 кг								
СВ-4 4шт	16	ВСт3сп2 ГОСТ380-71*	8AI	3	12	500	6,0			
	18		8AI	2	8	570	4,6			
		Масса сетки - 1,0 кг								
СБ-1 1шт	9	ВСт3сп2 ГОСТ380-71*	8AI	2	2	3640	7,3			
	19	ВСт5сп2 ГОСТ380-71*	10AII	37	37	550	20,4			
		Масса сетки - 15,5 кг								
СБ-2 1шт	9	ВСт3сп2	8AI	2	2	3640	7,3			
	20	ГОСТ380-71*	8AI	19	19	650	12,4			
		Масса сетки - 7,8 кг								
СБ-3 5шт	10	ВСт3сп2 ГОСТ380-71*	8AI	2	10	3250	32,5			
	19	ВСт5сп2 ГОСТ380-71*	10AII	30	150	550	82,5			
		Масса сетки - 12,8 кг								
СБ-4 5шт	10	ВСт3сп2	8AI	2	10	3250	32,5			
	20	ГОСТ380-71*	8AI	15	75	650	48,8			
		Масса сетки - 6,4 кг								
КБ-1 5шт	41	ВСт5сп2 ГОСТ380-71*	12AII	3	15	3250	48,8			
	21	ВСт3сп2 ГОСТ380-71*	6AI	8	40	310	12,4			
	22		6AI	7	35	500	17,5			
		Масса каркаса - 10 кг								
КБ-2 1шт	42	ВСт5сп2 ГОСТ380-71*	12AII	3	3	3640	10,9			
	21	ВСт3сп2 ГОСТ380-71*	6AI	10	10	310	3,1			
	22		6AI	9	9	500	4,5			
		Масса каркаса - 11,4 кг								

Примечание.

Для увязки см. листы 5, 7.

ТК	Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 18,7 м	556/13-9
1974г	Арматурный чертеж балки. Спецификация.	Выпуск 3, Лист 6

Спецификация арматуры на элемент

Наименование элемента, марка, сорт стали, ГОСТ	Эскиз	№ поз.	Материал	Диаметр, мм	Количество на марку, шт.	Количество на элемент, шт.	Длина 1 шт., мм	Длина общая, м
Балка пролетного строения	КБ-3 2 шт.	21	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	6 AI	5	10	310	3,1
		22	ГОСТ 380-71*	6 AI	6	10	500	5,0
		23	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	12 AII	3	6	2000	12,0
			Масса каркаса - 6,2 кг					
	ВК-1 5 шт.	12	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	6 AI	6	30	3250	97,5
		24	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	10 AII	20	100	1100	110,0
			Масса каркаса - 17,9 кг					
	ВК-2 1 шт.	13	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	6 AI	6	6	3640	21,8
		24	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	10 AII	25	25	1100	27,5
			Масса каркаса - 21,9 кг					
	НК-1 5 шт.	12	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	6 AI	5	25	3250	81,3
		25	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	10 AII	20	100	1380	138,0
			Масса каркаса - 22,2 кг.					
	НК-2 1 шт.	13	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	6 AI	5	5	3640	18,2
		25	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	10 AII	25	25	1380	34,5
			Масса каркаса - 27,3 кг					
	СР-1 8 шт.	26	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8 AI	4	32	2950	94,4
		27	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	14 AII	27	216	1508	325,7
			Масса сетки - 53,9 кг					
	СР-2 2 шт.	28	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8 AI	4	8	2440	19,5
		27	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	14 AII	24	48	1508	72,4
			Масса сетки - 47,0 кг.					

Выборка арматуры на элемент

Диаметр, мм	Общая длина, м	Общая масса, кг
6	10,8	2,4
8	4,8	1,9
10	3,0	1,8
12	2,0	1,8
14	0,6	0,7

Спецификация арматуры на элемент

Наименование элемента, марка, сорт стали, ГОСТ	Эскиз	№ поз.	Материал	Диаметр, мм	Количество на марку, шт.	Количество на элемент, шт.	Длина 1 шт., мм	Длина общая, м
Балка пролетного строения	СР-3 4 шт.	10	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8 AI	4	16	3160	50,4
		40	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	14 AII	22	88	1500	132,0
		27	ГОСТ 380-71*	22 AII	7	28	1500	42,0
			Масса сетки - 76,2 кг					
	СР-4 4 шт.	29	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	8 AI	5	20	2420	48,4
		41	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	16 AII	13	52	1500	78,0
		30	ГОСТ 380-71*	22 AII	7	28	1500	42,0
			Масса сетки - 67,0 кг					
	СТ-1 2 шт.	31	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	10 AI	5	10	750	7,5
		30	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	22 AII	8	16	1500	24,0
			Масса сетки - 38,1 кг					
	СП-1 5 шт.	12	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	6 AI	2	10	3250	32,5
		32	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	10 AII	20	100	750	750
			Масса сетки - 10,7 кг					
	СП-2 1 шт.	13	ВСт3сп2 ГОСТ 380-71*	6 AI	2	2	3640	7,3
		33	ВСт5сп2 ГОСТ 380-71*	10 AII	25	25	750	18,8
			Масса сетки - 13,9 кг					
	Отдельные стержни	34	ВСт5пс2	12 AII	—	15	3250	48,8
		35	ГОСТ 380-71*	12 AII	—	3	3640	10,8
		36		6 AI	—	180	320	57,6
		37	ВСт3пс2	6 AI	—	40	400	16,0
		38	ГОСТ 380-71*	6 AI	—	30	630	18,9
		39		6 AI	—	30	850	25,5

Выборка арматуры на элемент

Диаметр, мм	Общая длина, м	Общая масса, кг
6	10,8	2,4
8	4,8	1,9
10	3,0	1,8
12	2,0	1,8
14	0,6	0,7

Примечания:

1. Сварные сетки изготавливаются с применением контактной точечной электросварки.
2. Для увязки см. листы 5,6.

Проект откорректирован в 1974г.

Автор проекта: Артамонов, Смоленцев, Гайкевая, Котлина

Проверил: Ломина, Ивашова, Смоленцев, Гайкевая, Котлина

Исполнил: Котлина, Ломина, Лапустин, Котлина

Гл. инж. пр-та: Смоленцев

Рук. группы: Лапустин, Котлина

Нач. отд. тип. пр.: Смоленцев

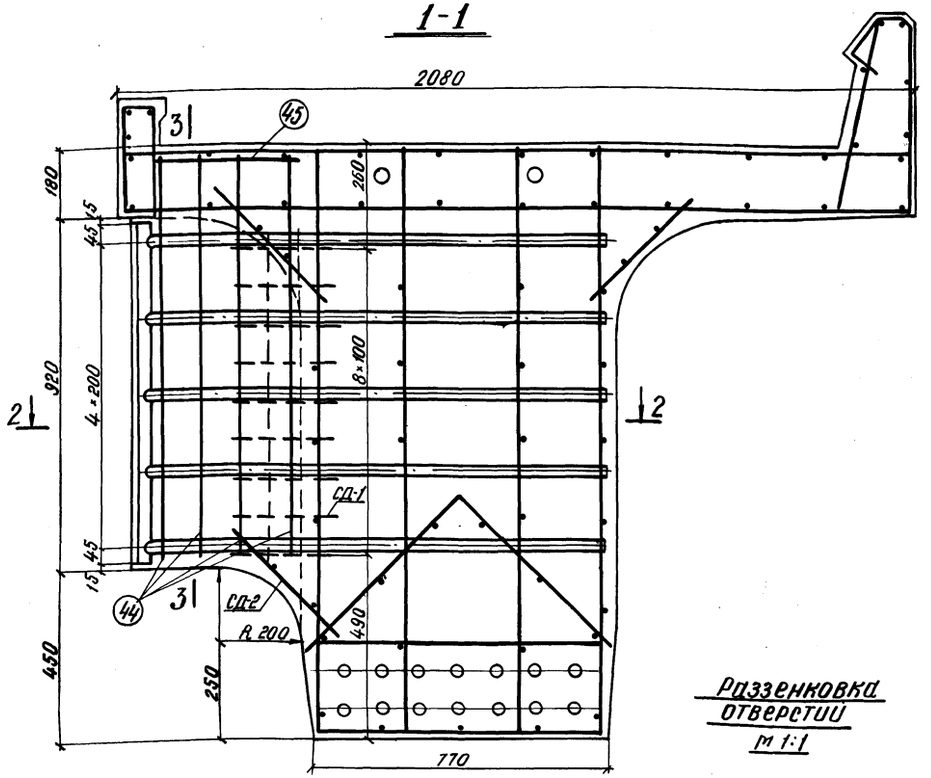
Ленгипротрансмост г. Ленинград

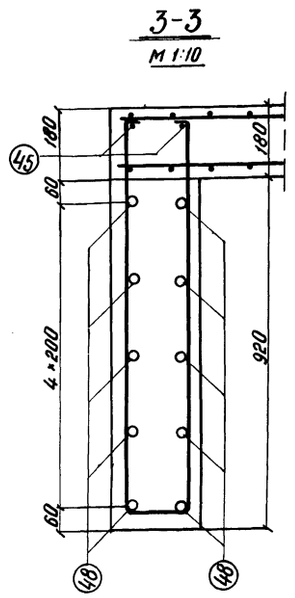
Инв. № 229647 Шифр 1635

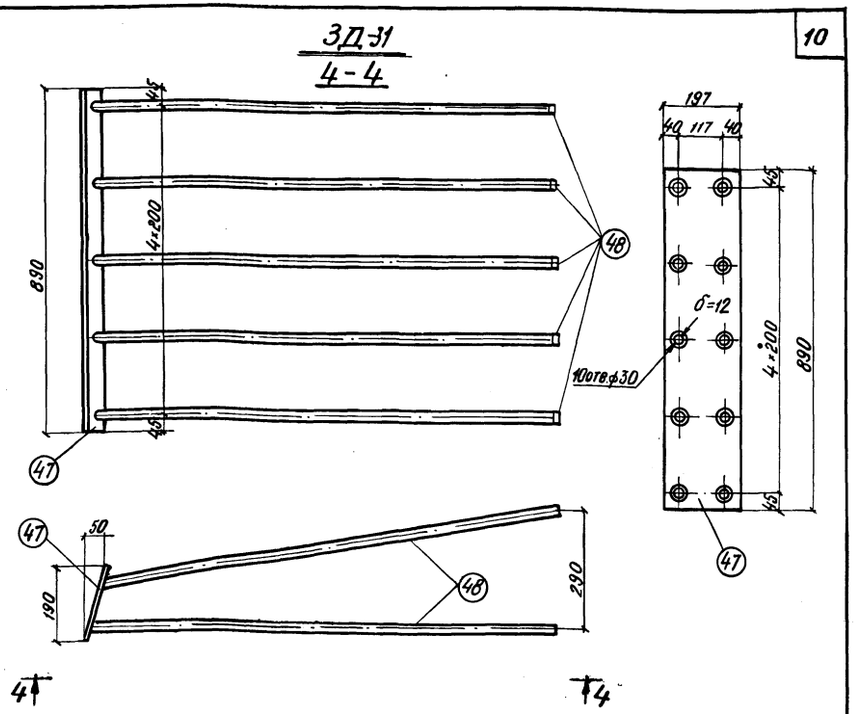
556/13-10

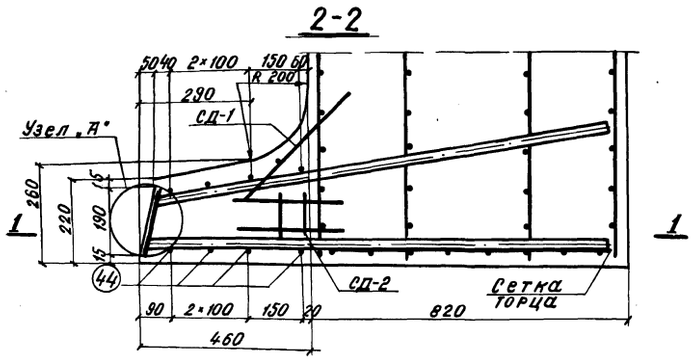
ТК	Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетные строения длиной 18,7 м
1974г.	Арматурный чертеж балки. Спецификация (продолжение).

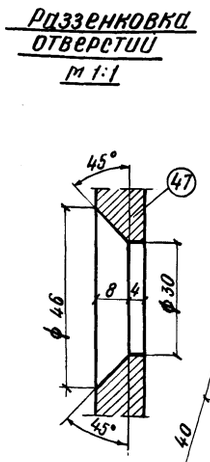
Выпуск 3 Лист 7

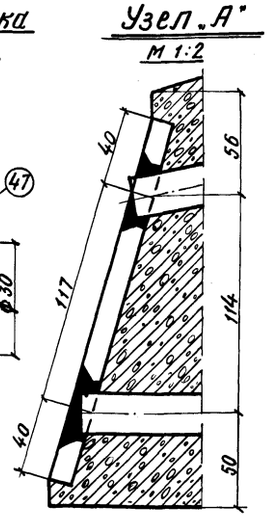




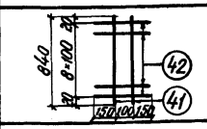
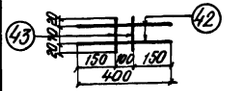
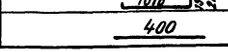








Спецификация арматуры на элемент

Наимен. элемента	Марка армат. изд. и кол.	Эскиз	N поз.	Материал	Диаметр мм	Кол. на марку шт.	Кол. на элем. шт.	Длина 1 шт мм	Длина общая м	Выборка арматуры на элемент: Диаметр мм	Общая длина м	Общая масса кг
1 полудиафрагма	СД-1 1 шт		41	В ст.5 сп.2 ГОСТ 380-71*	10 А II	2	2	840	1,68	10 А II	15,48	9,6
			42		10 А II	9	9	400	3,60	8 А I	0,8	0,3
			Масса сетка – 3,3 кг								Класса А-II	9,6
	СД-2 1 шт.		42	В ст.5 сп.2 ГОСТ 380-71*	10 А II	2	2	400	0,8	Итого на 1 полудиафр.	Класса А-I	0,3
			43		10 А II	2	2	110	0,2		Всего	9,6
			Масса сетки – 0,6 кг							Итого на пролетн. строен. (4 полудиафр.)	Класса А-II	38,4
			44	В ст.5 пс.2 ГОСТ 380-71*	10 А II	4	4	ср 2300	9,20		Класса А-I	1,2
			45	В ст.3 пс.2 ГОСТ 380-71*	8 А I	2	2	400	0,80		Всего	39,6

Спецификация металла закладной детали ЗД-31 (на полудиафрагму)

Марка закладной детали	N поз.	Наименование частей	Материал	Размеры одной части, мм: Толщина	Ширина	Длина	Количество шт.	Общая длина м	Масса кг: 1 шт.	Общая
ЗД-31	47	Планка ГОСТ 5681-57*	М16С ГОСТ 6713-53	12	197	890	1	0,89	16,5	16,5
	48	Стержень ф 22 А II	В ст.5 сп.2 ГОСТ 380-71*	—	—	1210	10	12,1	3,61	36,1
	Итого на ЗД-31									52,6
Итого на пролетное строение (4 полудиафрагмы)										210,4

Примечание.

Сварку производить электродами типа Э 42 А по ГОСТ 9467-60.

Проект откорректирован в 1974 г.

Инв. N 229 848
Шифр 1635

Ленгипротрансмост г. Ленинград

Нач. отд. тип. пр.	п.п.	Артамонов	Нач. отд. тип. пр.	Артамонов	Проверил
Гл. инж. проекта	п.п.	Толицын	Гл. инж. пр-та	Смоленцев	Исполнил
Руков. группы	п.п.	Смоленцев	Рук. группы	Лапустин	Сверил
Проверил	п.п.	Гайковая			Лапустин
Исполнил	п.п.	Рябых			Костылева
					Гордеев

556/13-11

Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5 – 27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 18,7 м

Торцевая диафрагма. Арматурный чертеж.

Выпуск 3 | Лист 8

Инв. N 223 649 | Шифр 1635

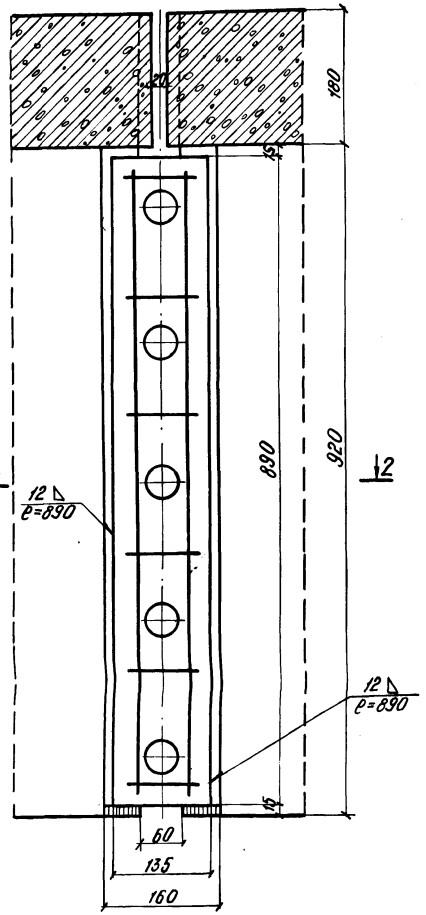
Проект откорректирован в 1974г.

Ленгипротрансмост г. Ленинград

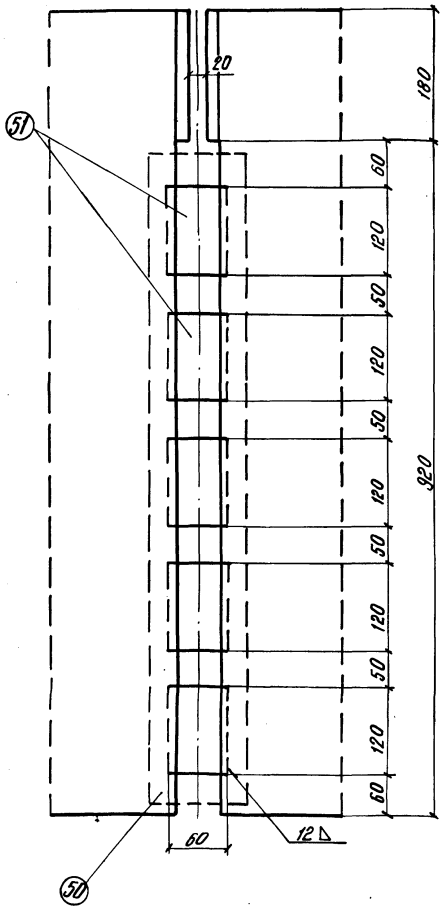
Нач. отд. тип. пр. Автономов | Гл. инж. проекта п.п. Ганичев | Рук. группы п.п. Смоленцев | Гл. инж. пр-та п.п. Гайкалов | Рук. группы п.п. Ребрык | Нач. отд. 48 Артюхов | Нач. гр. 48 Смоленцев | Гл. инж. пр-та Гайкалов | Рук. группы Ребрык | Проверил Артюхов | Исполнил Шаш | Сверил Шаш | Рук. группы Шаш | Гл. инж. пр-та Костылева | Нач. отд. Костылева

Автономов | Ганичев | Смоленцев | Гайкалов | Ребрык | Артюхов | Смоленцев | Артюхов | Шаш | Шаш | Костылева | Костылева

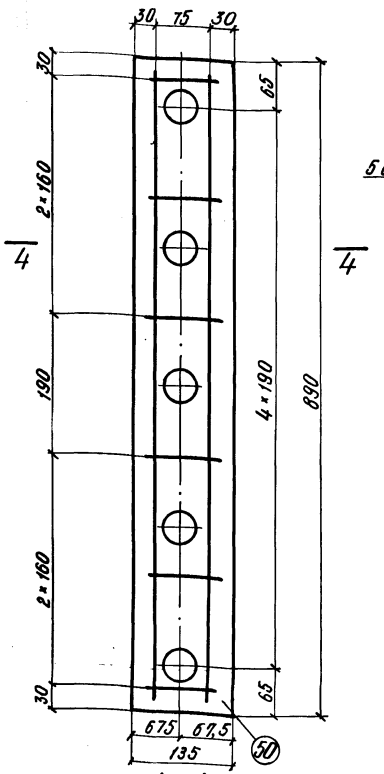
1-1



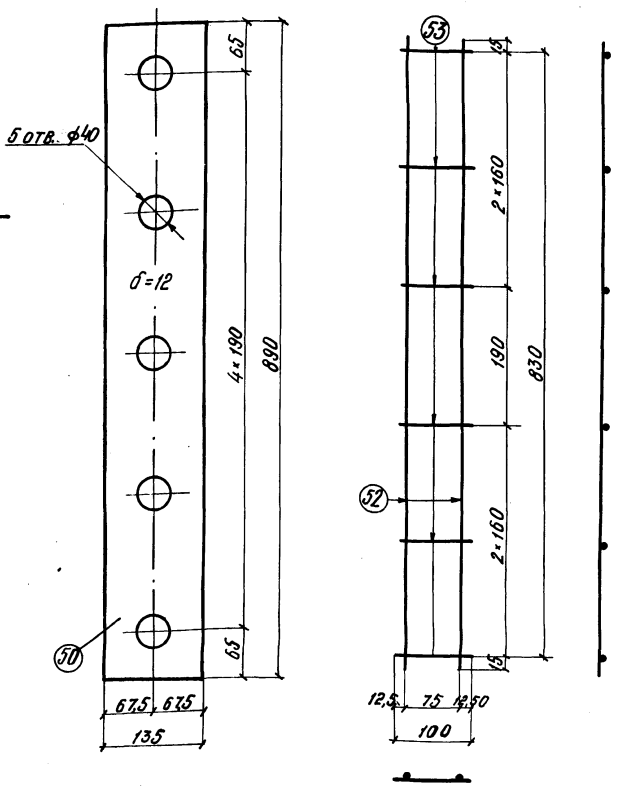
3-3



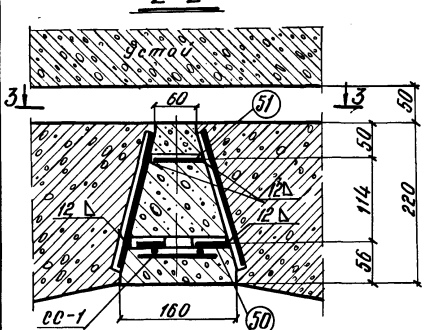
5-5



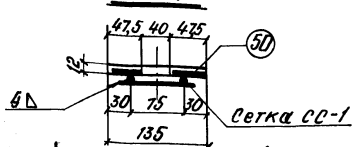
Сетка СС-1



2-2



4-4



Спецификация металла на один стык диафрагмы

N поз.	Наименование частей	Материал	Размеры одной части, мм. Толщина	Ширина	Длина	Кол. шт.	Общая длина м	Масса кг 1 шт.	Масса кг Общая
50	Планка ГОСТ 5681-57*	Сталь м16с ГОСТ 6713-53	12	135	890	1	0,89	11,3	11,3
51	Планка ГОСТ 5681-57*		12	75	120	5	0,60	0,86	4,3
52	Сетка СС-1 1 шт.	Вст.3 сп 2 ГОСТ 380-71	⌀6	—	860	2	1,72	0,16	0,3
53			⌀6	—	100	6	0,60	0,02	0,1
ИТОГО									16,0

Показатели на одно пролетное строение

Наименование элемента	Марка бетона	Объем бетона м³	Марка арматуры кг	Масса металла кг
Пролетное строение (2 стыка)	м 400	0,04	Класса А-I 0,8	Планки м 16с 31,2

Примечания:

1. Сетка СС-1 (поз. 52,53) приваривается к планке (поз. 50) прерывистым швом высотой катета 4 мм, длиной шва 50 мм, шагом 150 мм.
2. Сварку производить электродами типа Э 42 А ГОСТ 9467-60.
3. Для увязки см. лист 8.

556/13-12

ТК 1974г. Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 18,7 м.

Торцевая диафрагма. Монтажный стык.

Выпуск 3 | Лист 9

Инв.№ 229650 Шифр 16-35

Проект откорректирован в 1974 г.

Ленгипротрансмост г. Ленинград

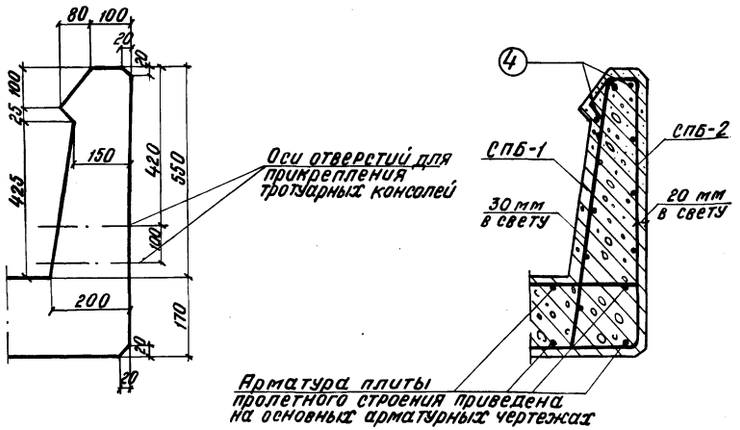
Нач.отд.тип.пр.	Артамонов	
Гл.инж.пр-та	Ольшын	п.п.
Рук.группы	Смоленцев	п.п.
Гл.инж.пр-та	Гайлова	п.п.
Рук.группы	Руссина	п.п.
Проверил	Артамонов	
Исполнил	Смоленцев	
Нач.отд.тип.пр.	Артамонов	
Гл.инж.пр-та	Смоленцев	
Рук.группы	Гайлова	
Проверил	Руссина	
Исполнил	Смоленцев	
Гл.инж.пр-та	Смоленцев	
Рук.группы	Гайлова	
Проверил	Руссина	
Исполнил	Смоленцев	
Нач.отд.тип.пр.	Артамонов

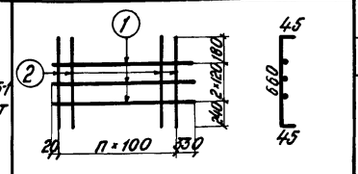
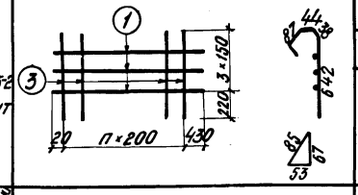
Повышенный бортик (наружная балка)

Опалубочный чертеж

Армирование

М 1:10



Спецификация арматуры на 1п.м. повышенного бортика *									Выборка арматуры на элемент		
Наименование элемента	Марка арматурного изделия и кол.	Эскиз	N поз.	Материал	Диаметр	Колич. на марку	Колич. на элем.	Длина 1 шт.	Длина Общая	Диаметр	Общая длина	Общая масса
					мм	шт	шт.	мм	м	мм	м	кг
Повышенный бортик	СПБ-1 1шт		1	Вст.3сп2 гост.380-71	8AI	3	3	1000	3,0	12AII	3,0	2,7
			2	Вст.5сп2 гост380-71*	10AII	10	10	750	7,5	10AII	7,5	4,6
			Масса сетка - 5,8 кг.							8AI	10,3	4,1
										Всего	класса A-II	7,3
											класса A-I	4,1
											Итого	11,4
	СПБ-2 1шт		1	Вст.3сп2 гост380-71	8AI	3	3	1000	3,0			
			3		8AI	5	5	850	4,8			
			Масса сетки - 2,9 кг									
	Отдельные стержни	1000	4	Вст.5пс2 гост380-71*	12AII	3	3	1000	3,0			

* Длина сеток СПБ-1 и СПБ-2 назначается по месту в зависимости от радиуса кривой. (См. листы 35-37 „Общей части", Выпуск 1.)

Примечания:

1. На листе приведен арматурный чертеж внутренней балки пролетного строения для мостов, расположенных на кривых участках пути радиусами 300-1200 м, а радиусами более 1200 м и для наружной балки арматурный чертеж приведен на листах 4, 5.
2. Марка бетона - 400.
3. Натяжение арматурных пучков производится на упоры стенда. Отпуск натяжения арматурных пучков производится при достижении бетоном прочности не менее 340 кг/см².
4. Армирование балки ненапрягаемой арматурой, армирование диафрагм, см. на листах 5-8.
5. Закладные детали (трубки для болтов крепления тротуарных консолей, опорные листы и др.) приведены в общей части.
6. Для увязки см. лист 10.

556/13-14

ТК	Сборное пролетное строение из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 18,7 м.		
1974г	Пролетное строение для мостов на кривых участках пути R 300 м. Арматурный чертеж балки (продолжение).	Выпуск 3	Лист 11

Ленгипротрансмост г. Ленинград

Проект откорректирован в 1974г.

Нач. отд. тип. пр.	Артамонов	Нач. отд. тип. пр.	Артамонов	Проверил	Ляпчетин
Гл. инж. проекта	Толицын	Гл. инж. пр-та	Смоленцев	Исполнил	Костылева
Руков. группы	Смоленцев	Рук. группы	Лайковая	Сверил	Костылева
Проверил	Гайковая				
Исполнил	Костылева				

Инв. N 229651

Шифр 1685

NN п/п	Наименование	Формулы и обозначен.	Изм.	$l_п$ = 18,7 м	
				$l_р$ = 18,0 м	

I Характеристика материалов

1.	Бетон	Марка бетона	М	кг/см²	400
2		Расчетные сопротивления на прочность и трещиностойкость: Сжатие осевое	$R_{пр}$	"	165
3		Сжатие при изгибе	$R_и$	"	205
4		Скалывание при изгибе	$R_{ск}$	"	53
5		Сжатие осевое наибольшее	$R^т_{пр}$	"	190
6		Сжатие при изгибе наибольшее	$R^т_и$	"	235
7		Главные сжимающие напряжения	$R_{гсп}$	"	140
8		Главные растягивающие напряжения	$R_{грп}$	"	24
9		Растяжение	$R_{рп}$	"	16
10		Расчетные сопротивления на трещиностойкость: Сжатие осевое	$R'_{пр}$	"	130
11		Сжатие при изгибе	$R'_и$	"	160
12		Растяжение	$R'_р$	"	12,5
13		Модуль упругости	$E_б$	"	350 000
14	Напрягаемая арматура	Напрягаемая арматура класса В-II.	Пучки из 24 проволок ф 5 мм		
15		Нормативное сопротивление	$R^н_н$	"	17000
16		Расчетные сопротивления: на прочность: растяжение в стадии эксплуатации	$R_{нв}$	"	9800
17		сжатие в стадии эксплуатации	$R_{нс}$	"	3600
18		растяжение при создании предварительных напряжений	$R_{нт}$	"	11000
19		на трещиностойкость: $\rho \geq 0,85$	$R'_н$	"	9800
20		Модуль упругости	$E_н$	"	1800000
21	Отношение модулей упругости арматуры и бетона			—	5,3
22	Ненапрягаемая арматура	Расчетные сопротивления на прочность: класса А-II	$R_а$	кг/см²	2400
23		класса А-I	$R_а$	"	1900

II Нагрузки и усилия

24	Положение расчетного сечения от опоры.		a_x	м	I-I: 2,0	II-II: 2,65	III-III: 3,20
25	Нормативные нагрузки: Постоянные	Собственный вес балки	q_1	т/м	3,22		
26		Вес балласта с частями пути	q_2	"	2,0		
27	Временные	Для изгибающего момента при расчете на прочность и выносливость	p_1	"	9,485		
28		Для изгибающего момента при расчете на главные растягивающие напряжения.	p_2	"	11,16	9,889	9,813
29	Динамический коэффициент		$1+\mu = 1+\frac{10}{20+\lambda}$	—	1,263		
30	Коэффициенты перегрузки: для собственного веса балки		$n_{св}$	—	1,1		
31	для веса балласта с частями пути		$n_б$	—	1,3		
32	для сил предварительного напряжения		$n_{пр}$	—	1,1 (0,9).		
33	для временной нагрузки		$n_{вр}$	—	1,246		

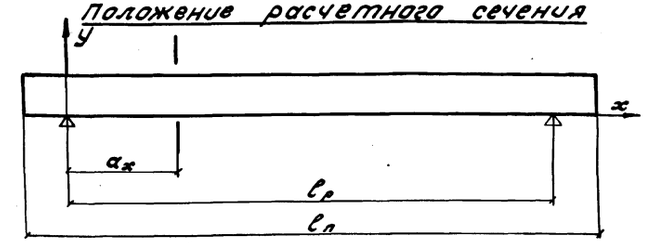
NN п/п	Наименование	Формулы и обозначен.	изм.	$l_п$ = 18,7 м; $l_р$ = 18,0 м: I-I	II-II	III-III
34	Коэффициент для временной нагрузки при расчете на выносливость	ε	—	0,85		
35	Площадь линий влияния: Для изгибающего момента при расчете на прочность, выносливость и трещиностойкость и на главные напряжения от постоянной нагрузки.	$\omega_м$	м²	40,5	20,3	17,4
36	Для изгибающего момента от временной нагрузки при расчете на главные напряжения.	$\omega^{гл}_{вр}$	"	20,25	17,32	15,20
37	Для перерезывающих сил от постоянной нагрузки при расчете на главные напряжения	$\omega^{q}_{п}$	м	0	6,35	6,80
38	Для перерезывающих сил от временной нагрузки при расчете на главные напряжения	$\omega^{q}_{вр}$	"	2,25	6,54	6,94
39	Изгибающие моменты нормативные: От собственного веса балки	$M^н_{св}$	тм	130,3	65,4	56,0
40	От веса балласта с частями пути.	$M^н_б$	"	81,0	40,6	34,8
41	От временной нагрузки для расчета на трещиностойкость	$M^н_{вр}$	"	384,0	192,5	165,0
42	расчетные при расчете на прочность: От собственного веса балки	$M_{св}$	тм	143,2	72,0	61,6
43	От веса балласта с частями пути	$M_б$	"	105,2	52,8	45,2
44	От временной нагрузки.	$M_{вр}$	"	605,0	303,5	260,0
45	От временной нагрузки при расчете на главные скалывающие напряжения.	$M^{гл0}_{вр}$	"	356,0	270,0	235,0
46	От временной нагрузки при расчете на выносливость	$M^в_{вр}$	"	412,0	207,0	177,0
47	Перерезывающие силы: нормативные при расчете на главные растягивающие напряжения: от собственного веса балки и балласта с частями пути	$Q^н_п$	т	0	33,2	35,5
48	От временной нагрузки	$Q^н_{вр}$	"	25,1	64,5	68,1
49	Расчетные при расчете на прочность: От собственного веса и веса балласта с частями пути	$Q_п$	"	0	39,0	41,8
50	От временной нагрузки.	$Q_{вр}$	"	39,6	101,8	107,0
51	Опорная реакция	A	"	209,3		

III Геометрические характеристики

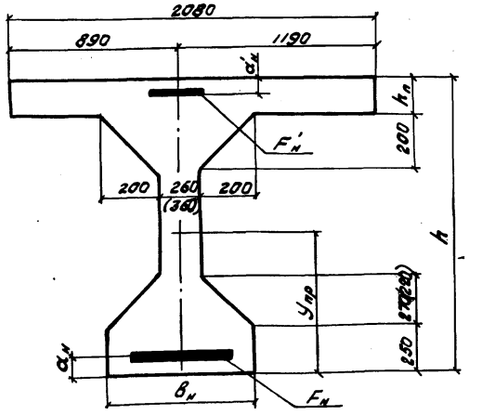
52	Линейные размеры сечений: Высота балки	h	см	155		
53	Толщина стенки	$б_{ст}$	"	26		36
54	Ширина плиты	$в_п$	"	208		
55	Средняя толщина плиты	$h_п$	"	18,5		
56	Ширина нижнего пояса	$в_н$	"	80		
57	Положение центра тяжести нижней напрягаемой арматуры	$a_н$	"	13,0	11,7	10,5
58	Рабочая высота сечения	h_0	"	142,0	143,3	144,5
59	Нижняя напрягаемая арматура: Диаметр и количество проволок в пучке	—	шт. ф мм	24 ф 5 B II		
60	Количество пучков	n	шт.	14	11	8
61	Площадь сечения пучков	$F_н$	см²	65,8	51,7	37,6
62	Верхняя напрягаемая арматура: Диаметр и количество проволок в пучке	—	шт. ф мм	24 ф 5 B II		
63	Количество пучков	n'	шт.	2		
64	Площадь сечения пучков	$F'_н$	см²	9,4		

NN п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Изм.	$l_п$ = 18,7 м; $l_р$ = 18,0 м: I-I	II-II	III-III
65	Геометрические характеристики приведенного сечения: Средний угол наклона пучка	$\alpha_{ср}$	град	—	—	—
66	Площадь сечения	$F_п$	см²	10113	10052	10862
67	Статический момент сечения	$S_п$	см³	893300	892300	973000
68	Положение нейтральной оси	$y_п$	см	88,3	88,8	89,6
69	Момент инерции сечения	$J_п$	см⁴	$32,0 \cdot 10^6$	$31,7 \cdot 10^6$	$32,0 \cdot 10^6$
70	Моменты сопротивления сечения: по нижней грани	$W_{пн}$	см³	363000	357000	368700
71	по верхней грани	$W_{пв}$	"	480000	478000	488700
72	по линии примыкания верхнего пояса	$W_{пшв}$	"	1255000	1162000	1210800
73	по линии примыкания нижнего пояса	$W_{пшн}$	"	882000	862000	750000
74	по центру тяжести нижней напрягаемой арматуры	$W_{ан}$	"	425000		
75	Статические моменты относительно нейтральной оси	$S_{на}$	см³	256000	253400	258100
76	относительно линии примыкания нижнего пояса	$S_{пнн}$	"	248900	245800	235500
77	относительно линии примыкания верхнего пояса	$S_{пвп}$	"	255300	253100	254600

Положение расчетного сечения



Поперечное сечение пролетного строения



Инв. № 229 652 | Шифр 1635

Проект откорректирован в 1974 г.

Нач. отд. тип. пр.		Артамонов	
Гл. инж. пр-та	п.п.	Гольцман	
Рук. группы	п.п.	Смоленцев	
Проверил	п.п.	Стрелко Вл.	
Исполнил	п.п.	Панина	

Нач. отд. тип. пр.	Артамонов	Проверил	Лапутин
Гл. инж. пр-та	Гольцман	Жесин	Кострыгина
Рук. группы	Смоленцев	Исполнил	Горбачев
Рис. группы	Панина	Сверил	Горбачев

Ленгипротрансмост г. Ленинград

ТК	1974 г.	Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5 - 27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 18,7 м.	
		Расчетный лист.	Выпуск 3 / Лист 12

556/13-15

Инв. № 229 653 | Шифр 1635

Проект откорректирован в 1974г.

Гл. инж. проекта	Артамонов	Лапустин
Нач. отд. тип. пр.	Гольцын	
Гл. инж. пр-та	Смолянцев	Костылева
Руков. группы	Стрельцова	Костылева
Проверил	Лапустин	
Исполнил	Тонина	

Ленгипротрансмост г. Ленинград

NN п/п	Наименование		Формулы и обозначения	Изм.	ℓ_n = 18,7 м; ℓ_p = 18,0 м I-I	II-II	III-III
IV. Расчет на нагрузки, действующие в эксплуатационный период.							
А. Усилия предварительного напряжения							
78	Величина предварительного напряжения	в нижних прямыми	$\sigma_н$	кг/см²	8350		
79		в нижних напускных	$\sigma_{нд}$		—		
		в верхних пучках	$\sigma'_н$	"	7000		
80	Нормальная сила предварительного напряжения		$N_{пр} = \sigma_н F_н + \sigma_{нд} F_{нд} \cos\alpha_д + \sigma'_н F'_н$	т	615,8	497,8	379,8
81	Изгибающий момент предварительного напряжения.		$M_{пр}$	тм	375,4	294,8	214,2
82	Перерезывающая сила предварительного напряжения		$Q_н = 25 n_{нд} F_{нд} \sin\alpha_д$	т	—		
Б. Расчет на прочность.							
1. По изгибающему моменту.							
83	Остаточное сжимающее напряжение в арматуре		$\sigma'_c = R_{нд} - 1{,}1\sigma'_н$	кг/см²	4100		
84	Высота сжатой зоны		$x = \frac{R_{нд} \cdot F_н - \sigma'_c F'_н}{R_н b_п}$	см	16,0	12,75	9,54
85	Максимальный изгибающий момент, воспринимаемый сечением		$M_c = m_2 R_н b_п x (h_0 - \frac{x}{2}) + \sigma'_c F'_н (h_0 - a'_н)$	тм	860,4	693,9	515,4
86	Изгибающий момент от расчетных нагрузок должен удовлетворять условию		$M_р$	"	853,4	428,3	366,8
87			$M_c > M_р$	—	860,4 > 853,4	693,9 > 428,3	515,47 > 366,8
88	Относительная высота сжатой зоны должна удовлетворять условию		$\xi = \frac{x}{h_0}$	—	0,113	0,089	0,065
89			$\xi \leq 0{,}55$	—	0,113 < 0,55	0,089 < 0,55	0,065 < 0,55
2. По перерезывающей силе сечения наклонного к оси элемента							
90	Наклонные хомуты	Диаметр	$d_{ск}$	мм	ф 14 А II		
91		Количество срезов	$n_{ск}$	шт.	30		
92		Шаг	$u_к$	см	10		
93	Перерезывающая сила, воспринимаемая криволинейной арматурой		$Q_{кр} = m_{нд} \cdot R_н \sum F_{нд} \sin\alpha_д$	т	—		
94	Расчетное усилие, воспринимаемое хомутами.		$Q_{нд} = \frac{m_{ск} \cdot R_н \cdot F_{ск}}{u_к}$	$\frac{т}{м}$	59,2		
95	Перерезывающая сила, воспринимаемая хомутами и бетоном		$Q_{нв} = \sqrt{0{,}2 R_{пр} b h_0 Q_р} - Q_{кр} \cdot u_к$	т	227,6		
96	Расчетная перерезывающая сила от внешних нагрузок		$\sum Q_р$	"	167,4		
97	Проверка		$Q_р - Q_{кр} \leq Q_{нв}$	т	167,4 < 227,6		
3. По главным сжимающим и касательным напряжениям							
Касательные напряжения							
98	По линии примыкания нижнего пояса		$\tau_c = \frac{(Q - Q_н) S_{нпп}}{J_п b}$	кг/см²	14,8	41,9	30,4
99	По нейтральной оси		$\tau_c = \frac{(Q - Q_н) S_{но}}{J_п b}$	"	12,7	45,0	37,0
100	По линии примыкания верхнего пояса		$\tau_c = \frac{(Q - Q_н) S_{вп}}{J_п b}$	"	12,2	43,2	32,9
101	Проверка		$\tau_c < R_{ск}$	"	τ_c < 53,0	τ_c < 53,0	τ_c < 53,0

NN п/п	Наименование		Формулы и обозначения	Изм.	ℓ_n = 18,7 м; ℓ_p = 18,0 м I-I	II-II	III-III
Нормальные напряжения							
102	Нормальные напряжения при изгибе в плоскости действия момента.	от постоянных нагрузок	$\sigma^n_x = \frac{M_п}{W_{нпп}} - \frac{N_{пр}}{F_п} - \frac{M_{пр}}{W_{нпп}}$	"	-75,2	-69,3	-48,8
103		от постоянных и временных нагрузок	$\sigma^{n+в}_x = \sigma^n_x + \frac{M_в}{W_{нпп}}$	"	-34,8	-38,0	-17,4
104		от постоянных нагрузок	$\sigma''_x = -\frac{N_{пр}}{F_п}$	"	-60,8	-49,6	-35,0
105		от постоянных и временных нагрузок	$\sigma^{n+в}_x = -\frac{N_{пр}}{F_п}$	"	-60,8	-49,6	-35,0
106	Нормальные напряжения при изгибе в плоскости, перпендикулярной действию момента.	От постоянных нагрузок	$\sigma^n_z = \frac{M_п}{W_{вбп}} - \frac{N_{пр}}{F_п} + \frac{M_{пр}}{W_{вбп}}$	кг/см²	-49,6	-34,7	-26,4
107		От постоянных и временных нагрузок	$\sigma^{n+в}_z = \sigma^n_z - \frac{M_в}{W_{вбп}}$	"	-80,6	-57,9	-45,8
108			$U_0 = \frac{h}{2}$	см	—		
109	Напряжения, созданные напрягаемой арматурой		$\frac{\sigma_{нд} \cdot F_{нд}}{U_0 \cdot b} \sin\alpha_д$	кг/см²	—		
110	Временная местная нагрузка, расположенная выше рассчитываемого продольного сечения.		q	$\frac{т}{м}$	18,3	16,0	15,85*
111	Площадь продольного сечения расположенного на расстоянии y от сжатой грани.		F	см²	—	—	—
112	Расстояние от грани к которой приложена нагрузка q	линии примыкания нижнего пояса	y	см	103,0		108
113		нейтральной оси		"	66,7	66,2	65,4
114		линии примыкания верхнего пояса		"	39,0		
115	Напряжения, созданные вертикальной местной нагрузкой на уровне	линии примыкания нижнего пояса	$\Delta\sigma_y = \frac{q}{b}(1 - \frac{y}{h})$	кг/см²	-2,98	-2,69	-1,75
116		нейтральной оси		"	-5,0	-4,52	-3,24
117		линии примыкан. верхнего пояса		"	-6,49	-5,8	-4,18
118	Напряжения, созданные опорной реакцией на	линии примыкания нижнего пояса	$\Delta\sigma_y = \frac{A}{F}(1 - \frac{y}{h})$	"	—	—	—
119		нейтральной оси		"	—	—	—
120		линии примыкан. верхнего пояса		"	—	—	—
121	Суммарные напряжения, нормальные к продольной оси элемента	по линии примык. нижнего пояса	$\sigma_y = \frac{\sigma_{нд} \cdot F_{нд}}{U_0 \cdot b} \sin\alpha_д + \Delta\sigma_y$	"	-2,98	-2,69	-1,75
122		по нейтральной оси		"	-5,0	-4,52	-3,24
123		по линии примык. верхнего пояса		"	-6,49	-5,8	-4,18
Главные сжимающие напряжения							
124	По линии примыкания нижнего пояса		$\sigma_{гс} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_c^2}$	"	-38,7	-65,8	-40,7
125	По нейтральной оси			"	-63,6	-77,4	-59,1
126	По линии примыкания верхнего пояса			"	-82,6	-82,8	-64,0
127	Проверка		$\sigma_{гс} < R_{гсп}$	"	$\sigma_{гс}$ < 140	$\sigma_{гс}$ < 140	$\sigma_{гс}$ < 140
В. Расчет на выносливость							
1. Арматуры растянутой зоны в середине пролета							
128	Напряжения от постоянной нагрузки		$\sigma_{нп} = n\sigma_{бп}$	кг/см²	263		

NN п/п	Наименование		Формулы и обозначения	Изм.	ℓ_n = 18,7 м; ℓ_p = 18,0 м I-I	II-II	III-III
129	Напряжения от временной нагрузки		$\sigma_{нв} = n\sigma_{бв}$	"	514		
130	Снижение напряжения в напрягаемой арматуре от упругого обжатия бетона		$\sigma_{уо} = n\sigma_{б1}$	"	790		
131	Максимальные напряжения в арматуре		$\max\sigma_н = (\sigma_н - \sigma_{уо}) + \sigma_{нп} + \sigma_{нв}$	"	8337		
132	Проверка		$\max\sigma_н \leq R'_н$	"	8337 < 9800		
133	Минимальные напряжения в арматуре		$\min\sigma_н = \max\sigma_н - \sigma_{нв}$	"	7823		
134	$\rho = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} > 0{,}85$			—	0,939		
2. Бетона растянутой зоны							
135	Напряжения от постоянных нагрузок и предварит. напряжения.		$\sigma_б = \max\sigma_б$	кг/см²	-108,0	-102,5	-68,3
136	Напряжения от временной нагрузки		$\sigma_{бв}$	"	-113,6	-58,0	48,6
137	Минимальные напряжения в бетоне		$\min\sigma_б$	кг/см²	7,6	-44,6	-18,3
138	$\rho = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}$			"	—	—	—
139	Проверки		$\max\sigma_б \leq K_р \cdot R'_н$	"	108,0 < 160	102,6 < 160	68,34 < 160
140			$\min\sigma_б \leq R'_р$	"	7,6 < 12,5	-44,54 < 12,5	-18,3 < 12,5
3. Бетона сжатой зоны							
141	Напряжения от постоянной нагрузки и предвар. напряж.		$\sigma'_{бп}$	кг/см²	-26,6	-10,0	-10,5
142	Напряжения от временной нагрузки		$\sigma'_{бр}$	"	-85,8	-43,3	-36,2
143	Максимальные напряжения в бетоне		$\max\sigma'_б$	"	-112,4	-53,3	-46,7
144	Проверка		$\max\sigma'_б \leq R'_н$	"	112,4 < 160	-53,3 < 160	-46,7 < 160
Г. Расчет на трещиностойкость							
1. Нормальных сечений.							
145	По нижней грани	Напряжения от внешних нагрузок	$\frac{M}{W_{нп}}$	кг/см²	154,1	83,7	71,8
146		Напряжения от предварительного напряжения.	$\sigma'^{\,0}_б$	"	-164,2	-132,3	-94,0
147		Проверка	$\frac{M}{W_{нп}} - \sigma_н < 0$	"	0,1 < 0	-48,6 < 0	-22,2 < 0
2. Наклонных сечений по главным растягив. напряж.							
148	Касательные напряжения по нейтральной оси		$\tau_c = \frac{(Q - Q_н) S_{но}}{J_п b}$	кг/см²	8,1	31,2	24,2
149	Нормативная вертикальная местная нагрузка, расположенная выше рассчитываемого сечения		q''	$\frac{т}{м}$	11,6	10,15	10,07
150	Опорная реакция от нормальных нагрузок		A''	т	144,6		
151	Напряжения, созданные нормативной вертикальной нагрузкой по нейтральной оси.		$\Delta\sigma^n_y = \frac{q''}{b}(1 - \frac{y}{h})$	кг/см²	-3,37	-3,06	-2,2
152	Напряжения, созданные нормативной опорной реакцией по нейтр оси		$\Delta\sigma''_y = n\frac{A''}{F}(1 - \frac{y}{h})$	"	—	—	—
153	Суммарные напряжения нормальные к продольн. оси эл-та по нейтр. оси.		$\sigma_y = \frac{\sigma_{нд} \cdot F_{нд}}{U_0 \cdot b} \sin\alpha_д + \Delta\sigma''_y$	"	-3,37	-3,06	-2,2
154	Главные растягивающие напряжения по нейтральной оси		$\sigma_{гр} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_c^2}$	"	-2,3	+12,4	10,6
155	Проверка	при $\sigma_{гс} \leq 0{,}8 R_{гсп}$	$\sigma_{гр} \leq 0{,}8 \cdot 0{,}7 R_{рп}$	"	2,3 < 13,5	12,4 < 13,5	10,6 < 13,5
156		при $\sigma_{гс} = R_{гсп}$	$\sigma_{гр} \leq 0{,}8 \cdot 0{,}5 R_{рп}$	"	—	—	—

Примечание:

Проверка на трещиностойкость по верхней грани приведена в п. 141 (напряжение по всей длине верхнего пояса - сжимающие.)

ТК	Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 18,7 м.	556/13-16
1974г.	Расчетный лист (продолжение).	Выпуск 3 / Лист 13

NN п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Usm.	R_n = 18,7 / R_n = 18,0 / I-I
	Д. Расчет на деформации.			
157	Жесткость балки	$B_1 = 0{,}95 E_B J_n$	тм²	952000
158	Деформация от временной нагрузки	$f_n = \frac{5 q_n \cdot l_n^4}{384 B_1}$	см	1,36
159	Деформация от постоянных нагрузок	$f_n = \frac{5 q_n \cdot l_n^4}{384 \cdot B_1}$	см	0,75
160	Деформация от предварительного обжатия бетона	$f_B = \frac{M_{no} \cdot l_n^2}{8 B_1}$	см	1,695
161	Коэффициент учитывающий увеличение деформации	C	—	2,0
162	Суммарная деформация	$f = f_K + (f_n - f_B) C$	см	0,53
163	Отношение прогиба в середине пролета к длине балки	$\frac{f_K}{l_n} \leq \frac{1}{800}$	—	$\frac{1}{1320} < \frac{1}{800}$
	V Расчет на воздействие монтажных нагрузок			
	Е. Потери предварительного напряжения			В момент предварительного обжатия / В момент укладки, бетонирования и загружения нагрузкой
164	Мера ползучести бетона	$C_н$	см²/кг	$7{,}1 \cdot 10^{-6}$
165	Относительная величина деформации усадки бетона	$\varepsilon_{yн}$	—	$330 \cdot 10^{-6}$
166	Коэффициенты, учитывающие: фактическую куб. прочность бетона в момент заг. в долях от проектн. призменной прочности	ξ_1	—	1,25 / 1,0
167	Коэффициенты, учитывающие: фактический возраст бетона в момент загружения	ξ_2	—	1,0
168	Коэффициенты, учитывающие: фактическую открытую удельную поверхность элемента	ξ_3	—	0,659
169	Коэффициенты, учитывающие: фактическую относительную влажность среды	ξ_4	—	1,0
170	Коэффициенты, учитывающие: сезон загружения	ξ_5	—	1,0
171	Напряжения в бетоне от собствен. веса и усилий в напр. арматуре с учетом потерь σ_3 σ_4 σ_5	на уровне ц.т. нижней арматуры: $\max \sigma_B$	кг/см²	−141,6
172		на уровне ц.т. верхней арматуры: $\min \sigma_B$	кг/см²	−13,8
173	$\frac{\min \sigma_B}{\max \sigma_B} \leq 0{,}3$	Потери σ_3 и σ_4 определяются для верхней и нижней арматур	—	0,098 < 0,3
174	Напряжения от веса бал-ста на уровне ц.т.	Нижней арматуры: $\max \sigma_B^g$	кг/см²	−122,5
175		Верхней арматуры: $\min \sigma_B^g$	кг/см²	−28,7
176	$\frac{\min \sigma_B^g}{\max \sigma_B^g} \leq 0{,}3$	потери $\Delta\sigma_3$ определяются для верхней и нижней арматуры	—	0,234 < 0,3
177	Функция, учитывающая влияние длительности протекания усадки и ползучести бетона на потери	для нижней арматуры: ϕ	—	0,8456 / 0,8560
178		для верхней арматуры: ϕ'	—	0,9817 / 0,9826
179	Конечное значение характеристики ползучести	$\nu_c = C_c \cdot E_B$		1,77 / 1,47
180	Конечное значение относительной деформации усадки	$\varepsilon_y = \varepsilon_{yн} \xi_3 \xi_4$		$20{,}8 \cdot 10^{-5}$
181	Потери от усадки	В нижней арматуре: $\sigma_1 = \varepsilon_y E_н \phi$	кг/см²	316
182		В верхней арматуре: $\sigma_1' = \varepsilon_y E_н \phi'$	кг/см²	367
183	Потери от ползучести	В нижней арматуре: $\sigma_2 = \sigma_g \cdot n_1 \cdot \nu_1 \cdot \phi$	кг/см²	1121
184		В верхней арматуре: $\sigma_2' = \sigma_g \cdot n_1 \cdot \nu_1 \cdot \phi'$	кг/см²	127
185	Части потерь от ползучести	В нижней арматуре: $\Delta\sigma_2 = \sigma_{max}^g n_1 \nu_1 \phi$	кг/см²	127
186		В верхней арматуре: $\Delta\sigma_2' = \sigma_{min}^g n_1 \nu_1 \phi'$	кг/см²	114

NN п/п	Наименование		Формулы и обозначения	Usm.	R_n = 18,7 / R_n = 18,0 / I-I
187	Конечные величины потерь предварительных напряжений от усадки и ползучести	В нижней арматуре	$(\sigma_1+\sigma_2) = \sigma_1 + \sigma_2 \cdot \frac{\sigma_{2B}}{\sigma_{1B}}$	кг/см²	1310
188		В верхней арматуре	$(\sigma_1'+\sigma_2') = \sigma_1' + \sigma_2' + \Delta\sigma_2'$	кг/см²	808
189	Потери от релаксации	В нижней арматуре	$\sigma_3 = (0{,}27 \frac{\sigma_{1B}}{R_{ск}^T} - 0{,}1)\sigma_{1B}$	кг/см²	517
190		В верхней арматуре	$\sigma_3' = (0{,}27 \frac{\sigma_{1B}'}{R_{ск}^T} - 0{,}1)\sigma_{1B}'$	кг/см²	160
191	Деформация анкерных закреплений и бетона		Δe	см	0,4
192	Потери от деформативности анкерных закреплений и бетона под анкерными закреплениями		$\sigma_a = \frac{\Delta e}{e} \cdot E_н$	кг/см²	400
193	Коэффициент трения арматуры об упорные устройства		M		—
194	Составляющая усилия в отгибаемой арматуре		$p = 2\sigma_{ск}^{пр} \cdot \sigma_{1B} \cdot \sin\frac{\alpha}{2}$	т	—
195	Потери от трения полигональной арматуры		$\sigma_5 = \frac{P_n M}{F_{нв}}$	кг/см²	—
	Ж. Усилия предварительного напряжения				
196	Контролируемые напряжения в арматуре	нижней прямолинейной	$\sigma_{нк} = \sigma_н' + (\sigma_1 + \sigma_2) + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_н$	кг/см²	10577
197		нижней полигональной	$\sigma_{нк}^{пр} = \sigma_{нв} + (\sigma_1 + \sigma_2) + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5$	кг/см²	—
198		Верхней	$\sigma_{вк} = \sigma_в' + (\sigma_1' + \sigma_2') + \sigma_3' + \sigma_4$	кг/см²	8168
199	Напряжение в арматуре, передаваемое на бетон	нижней прямолинейной	$\sigma_{нв} = \sigma_{нк} - \sigma_3 - \sigma_4$	кг/см²	9880
200		нижней полигональной	$\sigma_{нв}^{пр} = \sigma_{нк}^{пр} - \sigma_3 - \sigma_4 - \sigma_5$	кг/см²	—
201		Верхней	$\sigma_{вб}' = \sigma_{вк}' - \sigma_3' - \sigma_4$	кг/см²	7608
202	Нормальная сила предварительного напряжения		$N_n = \sigma_{нв} F_н + \sigma_{нв}^{пр} F_{нв}' \cdot \cos\alpha + \sigma_{вб}' F_в'$	т	707,6
203	Изгибающий момент от предварительного напряжения		M_n	тм	436,9
204	Перерезывающая сила предварительного напряжения		$Q_{no} = \Sigma Q_н$	т	—
	3. Расчет на трещиностойкость				
	1 На стойкость против образования продольных трещин				
205	Напряжения в бетоне от предварительного напряжения по нижн. грани		$-\frac{N_н}{F_н} - \frac{M_н}{W_{нн}}$	кг/см²	−190,5
206	Напряжения в бетоне от собственного веса по нижней грани		$\Delta\sigma_в$	"	38,0
207	Суммарное напряжение в бетоне по нижней грани		$\sigma_{вн} = -\frac{N_н}{F_н} - \frac{M_н}{W_{нр}} + \Delta\sigma_в$	кг/см²	−154,5
208	Приведенная толщина обжимаемого пояса		$h_{пнн}$	см	38,5
209	Напряжения в бетоне на уровне приведенной толщины обжимаемого пояса		$\sigma_{впнп}$	кг/см²	116,1
210	Разница в величинах напряжений		$M = \frac{\sigma_{впнп} - \sigma_{впнн}}{\sigma_{впнн}} \cdot 100$	%	24,9
211	Суммарное напряжение в бетоне с учетом воздействия отсеченной уводки бетона		$1{,}1\sigma_{впп}$	кг/см²	−170,0
212	Расчетное сопротивление бетона растяжению к моменту появления бетона при достижении бетоном 80% кубиковой прочности		$R^T = R_{ср}^T [\frac{R_{ср}^T + \frac{(R_н - R_{ср}^T)(n-8)}{15}}{R_{ср}^T}]$	кг/см²	−175,5
213	Проверка		$1{,}1\sigma_{впп} \leq R^T$	"	170,0 < 175,5
	2 На стойкость против образования поперечных трещин				
214	Напряжения в бетоне от предварительного напряжения по верхней грани		$-\frac{N_н}{F_н} + \frac{M_н}{W_{нв}}$	кг/см²	21,0
215	Напряжение в бетоне от собственного веса по верхней грани		$\Delta\sigma_в'$	"	−27,2
216	Проверка		$\frac{N_н}{F_н} + \frac{M_н}{W_{нв}} - \Delta\sigma_в' < 0$	"	−6,2 < 0

Примечания:

1. Расчет пролетного строения произведен с учетом требований.
— СН и П II-Д.7-62* с дополнениями 1971г.
— „ Указаний по проектированию железобетонных и бетонных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб." (СН 365-67)

2. В настоящем расчете не учтены потери от температурного перепада. Изготовление блоков предусмотрено в формах и кассетах; подвергающихся нагреву вместе с блоком.

Монтажные усилия в пучках, с учетом потерь от температурного перепада (при изготовлении блоков на стационарных стендах) приведены в таблице на листе 4.

3. В настоящем расчете не учтены потери от обжатия упорных устройств. Эти потери следует учитывать применительно к конструкции стенда.

Инв.№ 229 654 | Шифр 1635

Проект откорректирован в 1974г.

Ленгипротранспроект г. Ленинград

Нач. отд. тип. пр. Артамонов | Гл. инж. проекта п.п. Галицын | Рук. группы п.п. Смоленцев | Гл. инж. пр-та Стрельникова | Рук. арх. группы п.п. Лонина

Проверил Артамонов, Смоленцев, Стрельникова, Лонина | Испол. Сверлин, Лапустин, Горбачев

556/13-17

ТК Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов Пролетное строение длиной 18,7 м

1974г Расчетный лист (продолжение).

Выпуск 3 | Лист 14

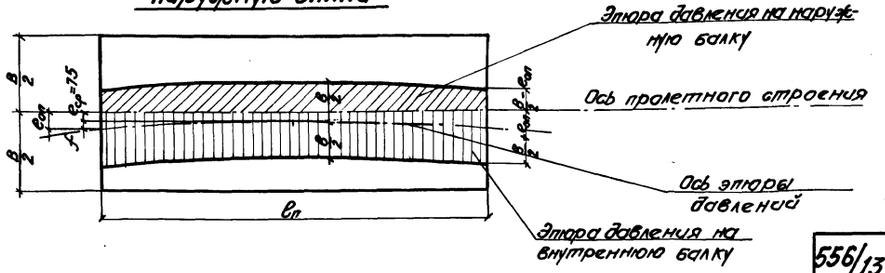
№ п/п	Наименование		Формулы и обозначения	Изм.	$e_л = 18{,}7$ м
1	Минимальное расстояние от низа шпалы до поверхности плиты		h	см	27
2	Возвышение наружного рельса		Δh	„	15
3	Ширина распределения временной нагрузки		$b = 270 + h + \frac{270}{2 \cdot 160} \cdot \Delta h$	„	309,6
4	Величина нормального давления		$q = \frac{2q_1}{b}$	кг/см²	6,14
5	Стрелка для радиуса кривой R=300 м		$f = \frac{e^2}{8R}$	см	14,6
6	Смещение оси эпюры давления в середине пролета		e_0	„	7,5
7	Смещение оси эпюры давления на опоре.		e	„	22,1
8	Нормативный изгибающий момент от временной нагрузки	в наружной балке	$M_н = \frac{q_1 e^2}{8} \cdot \frac{(3b+5f-6e)}{3b}$	тм	358,0
		во внутренней балке	$M_в = \frac{q_1 e^2}{8} \cdot \frac{(3b-5f+6e)}{3b}$	„	407,0
9	Изгибающий момент в середине пролета при расчете на прочность		$M_{1/2} = \frac{q_1 e^2}{8} \cdot \frac{1}{(1+\delta)} \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot n_0 + M_в \cdot n(1+\mu)$	„	888,4
	Расчет на прочность				
10	Положение ц.т. нижней напряженной арматуры		$a_н$	см	14,0
11	Рабочая высота сечения		$h_0 = h - a_н$	„	141,0
12	Количество и площадь сечения нижней напряженной арматуры		$n / F_н$	шт./см²	15/70,5
13	Количество и площадь сечения нижней полигональной арматуры		$n / F_{но}$	„	—
14	Количество и площадь сечения верхней напряженной арматуры		$n / F'_н$	„	2/9,4
15	Расчетное напряжение в верхней арматуре		$\sigma'_c = (R_{нс} - 1{,}1\sigma'_н)$	кг/см²	4100
16	Высота сжатой зоны бетона		$x = \frac{R_{нв} F_н - \sigma_c' F'_н}{R_и b_п}$	см	17,1
17	Максимальный изгибающий момент, воспринимаемый сечением		$M = R_и b_п x (h_0 - \frac{x}{2}) + \sigma'_c (h_0 - a') F'_н$	тм	914,8
18	Проверка		$M > M_{1/2}$	—	914,8 > 888,4
	Расчет на трещиностойкость в эксплуатационный период				
19	Величина предварительного напряжения	в нижней прямолин. арматуре	$\sigma_н$	кг/см²	8350
		в нижн. полигон. армат.	$\sigma_{но}$	„	—
		в верхних пучках	$\sigma'_н$	„	7000
20	Нормальная сила предварительного напряжения		$N_{пр} = \sigma_н \cdot F_н + \sigma_{но} \cdot F_{но} \cdot \cos\alpha + \sigma'_н \cdot F'_н$	т	654,5
21	Изгибающий момент предварительного напряжения		$M_{пр}$	тм	399,5
22	по нижней грани	Напряжения от внешних нагрузок	$\frac{M}{W_{нн}}$	кг/см²	170,4
23		Напряжения от предварительн. натяжен.	$\sigma_б$	„	-174,2
24	Проверка		$\frac{M}{W_{нн}} - \sigma_б \le 0$	„	-3,8 < 0
	Расчет на трещиностойкость в монтажный период				
25	Напряжения в арматуре, передаваемые на бетон	нижней прямолинейной	$\sigma_{нб}$	кг/см²	9660
		нижней полигональной	$\sigma_{нобб}$	„	—
		верхней	$\sigma_{нб'}$	„	7608
26	Нормальная сила предварительного напряжен.		$N_н$	т	752,6
27	Изгибающий момент предварительн. напряжения		$M_н$	тм	465,4

№ п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Изм.	$e_л = 18{,}7$ м
	1. На стойкость против образования продольных трещин			
28	Напряжения в бетоне от предварительного напряжения по нижней грани	$-\frac{N_н}{F_н} - \frac{M_н}{W_{нн}}$	кг/см²	-201,8
29	Напряжения в бетоне от собственного веса по нижней грани	$\Delta\sigma_б$	„	36,0
30	Суммарное напряжение в бетоне по нижней грани	$\sigma_{бн} = -\frac{N_н}{F_н} - \frac{M_н}{W_{нн}} + \Delta\sigma_б$	кг/см²	-165,8
31	Приведенная толщина обжимаемого пояса	$h_{пкп}$	см	38,5
32	Напряжения в бетоне на уровне приведенной толщины обжимаемого пояса	$\sigma_{бпкп}$	кг/см²	-125,6
33	Разница в величинах напряжений	$M = \frac{\sigma_{бкп} - \sigma_{бпкп}}{\sigma_{бкп}} \cdot 100$	%	24,2
34	Суммарное напряжение в бетоне с учетом воздействия стесненной усадки бетона	$1{,}1\sigma_{бкп}$	кг/см²	-182,4
35	Расчетное сопротивление бетона сжатию к моменту сжатия бетона при достижении бетоном 85% кубиковой прочности	$R_н = 0{,}85\left[R_{пр}^т + \frac{(R_и - R_{пр}^т)(M-11)}{15}\right]$	кг/см²	-185,0
36	Проверка	$1{,}1\sigma_{бкп} \le R^т$	„	182,4 < 185,0
	2. На стойкость против образования поперечных трещин			
37	Напряжения в бетоне от предварительного напряжения по верхней грани	$-\frac{N_н}{F_п} + \frac{M_н}{W_{нв}}$	кг/см²	22,6
38	Напряжения в бетоне от собственного веса по верхней грани	$\Delta\sigma'_б$	„	-27,0
39	Проверка	$-\frac{N_н}{F_н} + \frac{M_н}{W_{нв}} - \Delta\sigma'_б < 0$	„	-4,4

Примечания:

1. Расчет пролетного строения произведен на действие временной нагрузки С14 с учетом перегруза при расположении пролетного строения на кривой R 300 м.
2. Смещение оси эпюры давления относительно оси пролетного строения в сторону внутреннего рельса в середине пролета принято 75 мм, что соответствует смещению оси пути в сторону внутреннего рельса в середине пролета 130 мм.

Эпюра давления на внутреннюю и наружную балки



Ленинградтранспроект г. Ленинград

Проект откорректирован в 1974 г.

Инв. № 229655 — Шифр 1635

Нач. отд. типаж. — п.п
Гл. инж. пр-та — п.п
Рук. гр. — п.п
Проверил — п.п
Исполнил — п.п

Артамонов — Галицын — Смоленцев — Стрелкова — Ленина

Нач. отд. типаж. — Артамонов
Гл. инж. пр-та — Смоленцев
Рук. гр. — Стрелкова
Проверил — Артамонов
Исполнил — Смоленцев
Сверил — Лапустин

Проект откорректирован в 1974 г.

556/13-18

ТК Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м. для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 18,7 м
Пролетное строение для мостов на кривых участках пути R 300
расчетный лист

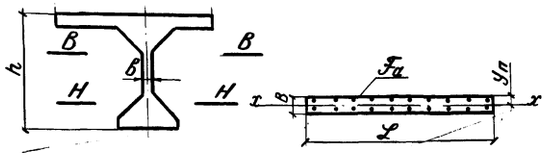
Выпуск 3 | Лист 15

Инв. № 229656
Шифр 1535
Ленгипротрансмост г. Ленинград
Проект откорректирован в 1974 г.
Нач. отд. тип. пр-та Шульман Артемонов Гладевич Ушаков
Гл. инж. пр-та Ананьина Ананьин Ананьина Ананьина
Рук. группы Маховецкий Смоленцев Смоленцев Смоленцев
Проверил Сенько Галицын Артемонов Гладевич Ушаков
Исполнил п.п п.п п.п п.п п.п

NN п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Изм.	Величина
1	Интенсивность временной нагрузки.	$2K$	т/м	28
2	Коэффициент перегрузки для временной нагрузки.	n	—	1,20
3	Динамический коэффициент	$1+\mu=1+\frac{10}{20+\ell p}$	—	1,263
4	Коэффициент заполнения линии влияния	α	—	0,84
5	Расчетное смещение оси пути относительно оси пролетного строения.	Δ	см	10
6	Ширина распределенной временной нагрузки	$a=\frac{2,7+H}{2}-\Delta$	м	1,41
7	Эксцентриситет приложения временной нагрузки.	$e=\frac{1,8-a}{2}$	м	0,195
8	Понижающий коэффициент	χ	—	0,8
9	Интенсивность временной нагрузки на 1 м²	$q=\frac{2K\alpha}{2,7+H}\chi$	т/м²	6,25
10	Нагрузка от веса балласта	$q_б=\gamma_б h_б$	т/м²	0,64
11	Нагрузка от веса плиты	$q_п=\gamma_п h_п$	т/м²	0,515
12	Коэффициент перегрузки для постоянной нагрузки	$n_{св}$	—	0,9
13	Расстояние между диафрагмами.	λ	м	18,7

NN п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Изм.	Величина
14	Ширина распределения постоянной нагрузки	$a_{св}$	м	2,08
15	Эксцентриситет приложения постоянной нагрузки	$e_{св}$	м	0,14
16	Коэффициент, учитывающий влияние диафрагм для подсчета момента по линии примыкания нижнего пояса от постоянной и временной нагрузок.	$K_M^в$	—	0,652
17	Коэффициент учитывающий влияние диафрагм для подсчета момента по линии примыкания нижнего пояса от постоянной и временной нагрузок.	$K_M^н$	—	0,647
18	Коэффициент, учитывающий влияние диафрагм для подсчета нормальной силы по линии примыкания верхнего пояса от постоянной и временной нагрузок.	$K_N^в$	—	0,893
19	Коэффициент, учитывающий влияние диафрагм для подсчета нормальной силы по линии примыкания нижнего пояса от постоянной и временной нагрузок.	$K_N^н$	—	0,187
20	Расчетный момент по линии примыкания верхнего пояса (сечение в-в)	$M_p^в=[n_1(1+\mu)q a_{св}-(q_б+q_п)a_{св}\cdot n_{св}\cdot e_{св}]\cdot K_M^в$	тм	1,49
21	Расчетный момент по линии примыкания нижнего пояса (сечение н-н)	$M_p^н=[n_1(1+\mu)q a_{св}-(q_б+q_п)a_{св}\cdot n_{св}\cdot e_{св}]\cdot K_M^н$	тм	1,48
22	Расчетная нормальная сила по линии примыкания верхнего пояса (сечение в-в)	$N_p^в=[n_1(1+\mu)q a-(q_б+q_п)a_{св}n_{св}]\cdot K_N^н$	т	14,0
23	Расчетная нормальная сила по линии примыкания нижнего пояса (сечение н-н)	$N_p^н=[n_1(1+\mu)q a-(q_б+q_п)a_{св}n_{св}]\cdot K_N^н$	—	2,94
24	Растягивающие напряжения в стенке балки по линии примыкания верхнего пояса	$\sigma_p^в=-\frac{N_p^в}{F_{пр}}+\frac{M_p^в}{W_{пр}}$	кг/см²	6,9
25	Растягивающие напряжения в стенке балки по линии примыкания нижнего пояса	$\sigma_p^н=-\frac{N_p^н}{F_{пр}}+\frac{M_p^н}{W_{пр}}$	кг/см²	10,8
26	Расчетные сопротивления бетона.	R_p	кг/см²	11,0

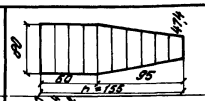
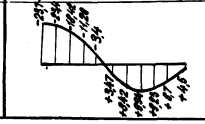
Расчетное сечение



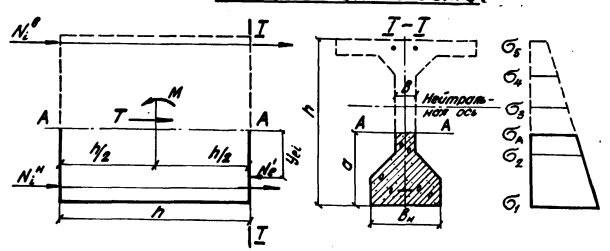
Геометрическая характеристики

№ п/п	Наименование	Обозначение	Измеритель	Величина
1	Толщина стенки	в	см	26
2	Ширина	ℒ	см	100
3	Количество стержней и диаметр арматуры	n ф	шт. мм	10×2 14 AII
4	Площадь сечения арматуры	F_a	см²	30,8
5	Приведенная площадь сечения	$F_п$	см²	2748
6	Положение нейтральной оси	$y_п$	см	13
7	Момент инерции сечения	$J_п$	см⁴	161500
8	Момент сопротивления сечения.	$W_п$	см³	12450

N п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Изм.	e_n = 18,7 м
§ Расчет на местные напряжения.				
I. Исходные данные.				
1	Площадь сечения одного пучка	$f_н$	см²	4,7
2	Диаметр пучка	D	см	4,0
3	Диаметр каркасно-стержневого анкера	$D_{ан}$	см	7,8
4	Площадь сечения анкера	$F_{ан}$	см²	50
5	Длина сцепления проволоки без анкеров	ℓ	см	40
6	Длина сцепления пучка из 24 проволок (d = 0,5 см)	$\ell_0 = \frac{8\ell \cdot f_н}{\pi^2 (D-d) d}$	см	101
7	Отношение длины сцепления пучка к высоте балки.	$\frac{\ell_0}{h}$	—	0,851
8	Расстояние от опорной площадки анкера до конца участка сцепления	ℓ_1	см	71
9	Полное усилие в одном пучке: верхнем (полигональном) нижнем	$N^в$, N''	т	36,0/45,8/
10	Доля усилия, передающаяся через анкер (для нижних пучков)	$N_{ан} = \frac{1}{1+35 f_н / f_{бн}} \cdot \frac{\ell}{\ell_0} N$	т	7,2
11	Максимальные напряжения сцепления	$\tau = \frac{d}{2\ell_0 f_н}(N - N_{ан}) \le 30$	кг/см²	20,0
II Напряжения и усилия в сечениях, ограничивающих расчетный блок (от полного усилия предварительного напряжения)				
12	Нормальные напряжения в бетоне в сечении I-I	σ_1 σ_2 σ_3 σ_4 σ_5	кг/см²	94,8 73,7 36,4 19,1 8,2
13	Скалывающие напряжения в бетоне в сечении I-I	τ_{x_2} τ_{x_3}	кг/см²	— —
14	Положение горизонтального сечения A-A	α	см	72,0
15	Напряжение в бетоне в сечении I-I по линии A-A.	σ_A τ_A	кг/см²	— —
16	Изгибающий момент равнодействующих участков эпюры σ_x отсеченной части блока относительно сечения A-A	$\Sigma N_i' \cdot y_{ci}$	тм	128,0
17	Равнодействующая эпюры τ_{xy} в пределах отсеченной части блока	Q'	т	—
18	Уравновешивающий изгибающий момент в сечении A-A	$M_{A-A} = -\Sigma N_e' \cdot y_{ci} - Q' \cdot \frac{h}{2} \pm \pm \Sigma N_i e_i \cos\alpha_i \pm \Sigma N_i a_i \sin\alpha_i$	тм	41,0
19	Уравновешивающая нормальная сила в сечении A-A	$P_{A-A} = \Sigma N_i \sin\alpha_i - Q'$	т	—

N п/п	Наименование	Формулы и обозначения	Изм.	e_n = 18,7 м
III Части уравновешивающих усилий в сечении A-A, передающиеся через анкера и через сцепление.				
20	Части усилий, передающиеся через анкера	Изгибающий момент $M_{ан} = M_{A-A} \cdot \frac{N_{ан}}{N}$	тм	6,4
21		Нормальная сила $P_{ан} = P_{A-A} \cdot \frac{N_{ан}}{N}$	т	—
22	Части усилий, передающиеся через сцепление	Изгибающий момент $M_{сц} = M_{A-A} - M_{ан}$	тм	34,6
23		Нормальная сила $P_{сц} = P_{A-A} - P_{ан}$	т	—
IV Местные напряжения в сечении A-A				
24	Ширина блока по сечению A-A	B	см	
25	Нормальные напряжения в бетоне по сечению A-A	$\sigma_y = \frac{M_{ан}}{B h^2} \cdot K_1 + \frac{P_{ан}}{Bh} \cdot K_2 + \frac{M_{сц}}{B h^2} \cdot K_1' + \frac{P_{сц}}{Bh} \cdot K_2'$	кг/см²	
V Подбор сечения арматуры и проверка прочности.				
26	Длина растянутой зоны бетона	x	см	70,0
27	Поперечная растягивающая сила (объем эпюры σ_y)	N_{A-A}	т	88,5
28	Требуемая площадь арматуры при допускаемом напряжении [σ] = 700 кг/см²	$F_a^{тр} = \frac{N_{A-A}}{700}$	см²	126,0
29	Принятое количество стержней и их диаметр в мм.	—	—	36 ф 22 А II
30	Площадь сечения принятой арматуры	F_a	см²	136,8
31	Усилие, воспринимаемое принятой арматурой	$N_a = F_a \cdot 700$	т	95,7
32	Проверка прочности	$\frac{N_a}{N_{A-A}} \ge 1{,}00$	—	1,08

Расчетная схема.



Примечания:

1. Расчет на местные напряжения выполнен в соответствии с Техническими указаниями по расчету местных напряжений в предварительно напряженных железобетонных конструкциях мостов" (ВСН 44-60 Минтрансстрой СССР).
2. Величина расчетного сопротивления бетона на срез принята по примеру расчета N5 ВСН-44-60 ($R_{ср}$ = 30 кг/см²).
3. Допускаемое напряжение в арматуре [σ] = 700 кг/см² принято в соответствии с п. 46 ВСН 44-60.
4. При расчете усилий, как от анкеров, так и от сцепления, длина концевого блока принята ровной высоте балки h. При этом части усилия $M_{ан}$, $P_{ан}$, $M_{сц}$, и $P_{сц}$ определились пропорционально $N_{ан}$ и $N_{сц}$.
5. Расчет на максимальные нормальные напряжения σ_y произведен только для одного сечения, в котором уравновешивающая сдвигающая сила T=0, а уравновешивающий изгибающий момент.
M = M_{max}. Положение этого сечения определялось итерационным методом.
6. Положение горизонтального сечения A-A относительно нижней грани блока (α), в котором уравновешивающая срезывающая сила T_{A-A} = 0, определяется из уравнения:

$T_{A-A} = -\Sigma N_e' + \Sigma N_i = 0$, где:

N_e' – равнодействующие участков эпюры σ_x в пределах нижней, отсеченной сечением A-A, части блока.

N_i – усилия в пучках, пересекающих отсеченную часть блока.

ТК	Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 18,7 м	556/13-20
1974г	Расчетный лист. Расчет на местные напряжения	Выпуск 3, Лист 17

Инв. № 229657 | Шифр 1635

Ленгипротрансмост г. Ленинград

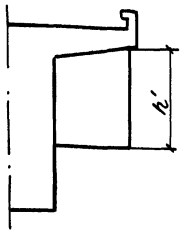
Проект откорректирован в 1974 г.

Нач. отд. тип. пр.	Фатанов	
Гл. инж. пр-то	Голицын	п.п.
Рук. группы	Смоленцев	п.п.
Проверил	Мочалова	п.п.
Исполнил	Сенько	п.п.
Нач. отд.	Кутепов	
Гл. инж.	Ушаков	
Рук. группы	Ушаков	
Проверил	Ушаков	
Исполнил	Сверил	
	Запустин	
	Гордеев	

Расчет диафрагмы

I Определение прочности диафрагм из условия перегруза балок

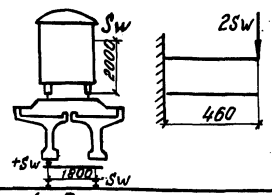
§1. Основные данные промежуточной диафрагмы



NN п/п	Обозначения и наименование	изм.	Величины
1	B	см	24
2	h'	-"-	94,6
3	$[\tau]$	кг/см²	20
4	**§2. Усилия, нагрузки и коэффициент прочности**		
5	Усилие, воспринимаемое диафрагмой	т	45,4
6	Перерезывающая сила от временной нагрузки.	-"-	134,2
7	Перегруз балок при установке на кривой 10%	-"-	13,4
8	Коэффициент запаса прочности диафрагм.		3,4

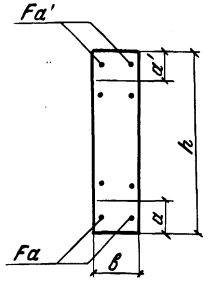
II Определение напряжений в диафрагмах при действии ветра

§3. Расчетные нагрузки и усилия



9	Нагрузки от ветра при нахождении поезда на пролетном строении.	т	10,1
10	Опрокидывающий момент от ветровой нагрузки.	тм	10,1
11	Усилие на балку от действия ветровой нагрузки (S_w).	т	5,61
12	Расчетная величина перегруза ($K_з=2$)	-"-	11,22
13	Максимальный момент в заделке ($2S_w$ - 0,46)	тм	5,16

§4 Основные данные при расчете торцевых диафрагм на изгиб



14	h_1	см	92
15	a_1'	-"-	16
16	a	-"-	16
17	Fa'	см²	15,2
18	Fa	-"-	15,2
19	m	-"-	6,0
20	h_0	см	76
21	$x=\frac{m(Fa+Fa')}{b}\left(-1+\sqrt{1+\frac{2b(Fah_0+Fa'a')}{m(Fa'+Fa)^2}}\right)$	-"-	19,8
22	$Z=h-\frac{x}{3}$	-"-	69,4

§5. Напряжения

23	Напряжения в арматуре	$\sigma_{a'}$	кг/см²	489,0
		σ_a		33,0
24	Напряжения в бетоне	$\sigma_б$	"	31,3

III Расчет стыка диафрагм

§6. Определение размеров соединительной планки и напряжений в сварных швах

	ходимая площадь планки	$\frac{S_w}{0,8R}$	см²	7,4

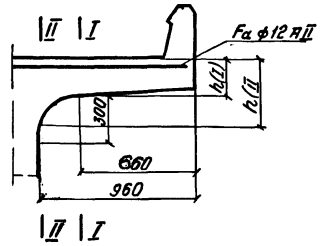
Расчет диафрагмы

NN п/п	—	Обозначения и наименования	изм.	Величины
26	Принятая площадь планки в проекте.		см²	450
27	Определение напряжений в сварных швах стыка от действия ветровой нагрузки.	$\tau=\frac{S_w}{0,7\cdot h\cdot e\cdot n}$	кг/см²	111
28	Напряжения в сварных швах от постоянной и временной нагрузок.	$\tau=\frac{Q}{0,7\cdot h\cdot e\cdot n}$	кг/см²	757

Расчет плиты

	Наименование		Формулы или обозначения	Изм.	Величины I-I	Величины II-II
1	Расчетные нагрузки	от собственного веса консоли	$q_к$	т/м	0,696	0,856
2		от веса балласта с частями пути	$q_б$	-"-	0,658	0,858
3		от временной нагрузки	$q_{вр}$	-"-	6,208	9,497
4	Расчетные усилия при расчете на прочность	от собственного веса консоли.	$M_к$	тм	0,545	0,701
		от веса балласта с частями пути	$M_б$	-"-	0,183	0,358
		от временной нагрузки	$M_{вр}$	-"-	1,914	3,488
5	Высота сечения		h	см	19	39
6	Рабочая высота		h_0	-"-	16,3	36,3
7	Положение нейтральной оси		$x=h_0-\sqrt{h_a^2\cdot\frac{2M}{R_u B}}$	-"-	1,322	1,322
8	Изгибающий момент внутренних сил		$M_1=R_u B x(h_0-\frac{x}{2})$	тм	4,25	9,68
9	Отношение моментов при расчете на прочность		$\frac{M_1}{M}$	—	1,6	4,7
10	Момент при расчете на выносливость.		$M=(q_п+q_б+q_{вр})\frac{e_p^2}{2}$	тм	2,24	3,75
11	Высота сжатой зоны при расчете на выносливость		$x=\frac{n'Fa}{B}\left(-1+\sqrt{1+\frac{2Bh_0}{n'Fa}}\right)$	см	5,92	9,51
12	Плечо внутренней пары сил		$Z=h_0-\frac{x}{3}$	см	14,33	33,1
13	Напряжения в арматуре		$\sigma_a=\frac{M}{FaZ}$	кг/см²	1385 < 1700·1,185	1000 < 1700·1,144
13	Напряжения в бетоне.		$\sigma_б=\frac{Mx}{J_0}$	кг/см²	62,8 < 160·1,092	28,6 < 160·1,072

Расположение расчетных сечений



ТК	Сборные пролетные строения из предварительно напряженного железобетона длиной 16,5-27,6 м для железнодорожных мостов. Пролетное строение длиной 18,7 м		556/13-21
	Расчетный лист. Расчет плиты и диафрагмы.		Выпуск 3 / Лист 18

Инв. N 229658 | Шифр 1635

Проект откорректирован в 1974г

Нач. отд. тип. пр.	Артамонов	Проверил	Ляпустин
Гл. инж. пр-та	Голицын	Исполнил	Костылева
Рук. группы	Смоленцев	Сверил	Гордеев
Проверил	Брук		
Исполнил	Панина		

Ленгипротрансмост г. Ленинград

gost.e-ecolog.ru