

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ И НАУКИ РОССИЙСКОЙ
ФЕДЕРАЦИИ

Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение
высшего образования
Воронежский государственный архитектурно-строительный университет

Кафедра «Проектирования автомобильных дорог и мостов»

КОНСТРУИРОВАНИЕ И РАСЧЁТ
БАЛКИ ПРОЛЁТНОГО СТРОЕНИЯ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО МОСТА С ПРЕДВАРИТЕЛЬНО
НАПРЯЖЕННОЙ АРМАТУРОЙ

Методические указания по выполнению курсового проекта для студентов специальности 08.03.01 по направлению "Строительство" профиль "Автомобильные дороги" и "Автодорожные мосты и тоннели", 08.05.01 направление "Строительство уникальных зданий и сооружений", специализация "Строительство автомагистралей, аэродромов и специальных сооружений", 23.05.06 "Строительство железных дорог, мостов и транспортных тоннелей", специализация: Мосты

ВОРОНЕЖ 2015

Составитель: Волокитин В.П., Еремин А.В., Андреев А.В.,
Волокитина О.А.

УДК

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ И РАСЧЕТ БАЛКИ ПРОЛЁТНОГО
СТРОЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО МОСТА С ПРЕДВАРИТЕЛЬНО
НАПРЯЖЕННОЙ АРМАТУРОЙ. Методические указания по выполнению
курсового проекта для студентов специальностей 270201/291000 / ВГАСУ.
Сост.: Волокитин В.П., Еремин А.В., Андреев А.В., Волокитина О.А.
Воронеж, 2015.**

© Воронежский государственный архитектурно-
строительный университет, 2015 г.

СОДЕРЖАНИЕ

	Стр.
Введение	4
1. Конструирование предварительно напряженных железобетонных балок пролетных строений	5
2. Материалы для изготовления железобетонных балок пролетных строений	12
3. Конструирование мостового полотна	13
4. Расчет плиты проезжей части (пример)	14
4.1. Исходные данные на проектирование	15
4.2. Определение изгибающих моментов в плите	16
4.3. Подбор сечений рабочей арматуры плиты	22
4.4. Проверка прочности плиты по наклонному сечению	25
4.5. Расчёт плиты по ширине раскрытия трещин	28
5. Расчет железобетонного предварительно напряженного пролетного строения	29
5.1. Расчет постоянных нагрузок на 1 пог. м длины балки	30
5.2. Поперечное распределение временных нагрузок	34
5.3. Расчёт изгибающих моментов и поперечных сил	36
5.4. Расчет балки на прочность по нормальному сечению	42
5.5. Расчет наклонных сечений на действие поперечных сил	45
5.6. Определение геометрических характеристик приведённого сечения балки.	48
5.7. Определение потерь предварительного напряжения в арматуре	52
5.8. Расчет на трещиностойкость по образованию трещин	57
Литература	59

ВВЕДЕНИЕ

Методические указания предназначены для студентов специальности 08.03.01 по направлению "Строительство" профиль "Автомобильные дороги" и "Автодорожные мосты и тоннели", 08.05.01 направление "Строительство уникальных зданий и сооружений", специализация "Строительство автомагистралей, аэродромов и специальных сооружений", 23.05.06 "Строительство железных дорог, мостов и транспортных тоннелей", специализация: Мосты, при выполнении курсового проекта по железобетонным мостам с предварительно напряженными пролетными строениями.

В методическом указании приведены материалы необходимые для проектирования и расчета железобетонных бездиафрагменных балок пролетных строений в соответствии с требованиями СП 35.13330.2011 в рамках курсового проекта.

В процессе работы над курсовым проектом студенты знакомятся с конструкцией и основами расчета пролетных строений, выбирают проектируемую конструкцию, определяют усилия и рассчитывают по первой и второй группам предельных состояний.

Приведена методика расчёта плиты проезжей части и главной балки из предварительно напряженного железобетона. Даны рекомендации по расчёту и конструированию элементов главной балки Т-образного поперечного сечения.

Для удобства работы студентов приведены некоторые справочные материалы о характеристиках бетона и арматуры, нагрузках и воздействиях, а также конструкции отдельных деталей предварительно напряженных балок.

1. КОНСТРУИРОВАНИЕ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ БАЛОК ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ МОСТОВ

Предварительно напряженные железобетонные балки пролетных строений применяются для перекрытия пролетов длиной 15-42 м. Пролетные строения komponуют из Т-образных балок с нижним уширением для размещения напряжённой арматуры. Количество балок поперек моста зависит от ширины моста.

Балки изготавливают на заводах ЖБК и полигонах и транспортируют на место строительства моста по железной и автомобильной дорогам.

Пролетное строение состоит из двух крайних и промежуточных балок (рис. 1). Крайние балки отличаются от промежуточных наличием односторонних выпусков арматуры из плиты проезжей части. Ширина плиты проезжей части крайних балок 174 и 194 см, промежуточных балок 140 и 180 см. Расстояние между осями балок поперек моста 170-250 см. Изменение расстояния между балками выполняется за счет различной ширины швов омоноличивания – 30-70 см (рис. 4).

Предварительно напряженные балки бывают двух видов: цельные по длине (цельноперевозимые) и составные из отдельных блоков. Составные балки применяются, когда затруднена транспортировка длинномерных балок; при строительстве мостов в отдаленных труднодоступных районах.

Типовые цельноперевозимые балки стендового изготовления изготавливают длиной 12.0, 15.0, 18.0, 21.0, 24.0 и 33.0 м. Составные балки с натяжением на бетон собирают из концевых блоков длиной 3.0 и 4.5 м и промежуточных модульных блоков длиной 6.0 м. Длины балок – 15.0, 18.0, 24.0, 33.0 и 42.0 м. Швы между блоками толщиной 2-3 мм клеевые: клей на основе эпоксидной смолы (рис. 3).

Предварительно напряженная арматура составных балок – пучки из высокопрочной арматуры классов В-1500 и Вр-1500 и семипроволочные канаты класса К-7 диаметром 15 мм. Количество проволок в пучке составляет от 18 до 48, семипроволочных канатов в пучке 7-12. Концы пучков закреплены на торцах балок конусными анкерами (рис. 6 и рис. П1). Пучки натягиваются домкратами двойного действия. После натяжения в каналы под давлением нагнетают высокопрочный цементный раствор.

Напрягаемая арматура балок стендового изготовления – горизонтальные прямолинейные пучки из 24-48 шт. высокопрочных проволок диаметром 5 мм классов В-1500, Вр-1500 с двумя каркасно-стержневыми анкерами (рис. 6). Для балок длиной 12.0; 15.0; 18.0 и 21.0 м возможно армирование одиночными канатами класса К-7 диаметром 15 мм. Часть пучков (канатов) “отрывается” от бетона в пролете на опорах согласно эпюре изгибающих моментов. Концы “обрываемых” пучков от анкера до торца балки изолируют промасленной бумагой по битумной мастике или мешковиной пропитанной битумом (рис. 6). В результате этого снижается усилие обжатия в опорных зонах балки и уменьшается растягивающее напряжение в верхнем поясе с целью предотвращения образования трещин.

Кроме напрягаемой арматуры в балках устанавливается рабочая и конструктивная ненапрягаемая арматура в виде сварных или вязанных сеток и каркасов (рис. 4). Плита проезжей части армируется нижними (С-1) и верхними (С-2) сетками. Сетки состоят из рабочей поперечной арматуры класса А300 или А400 с шагом не более 200мм и диаметром не менее 10мм и распределительной арматуры диаметром 8-10 мм с шагом не более 250 мм класса А240, А300. Длины сеток 3-4 м. Соседние сетки стыкуются путем перепуска стержней распределительной арматуры.

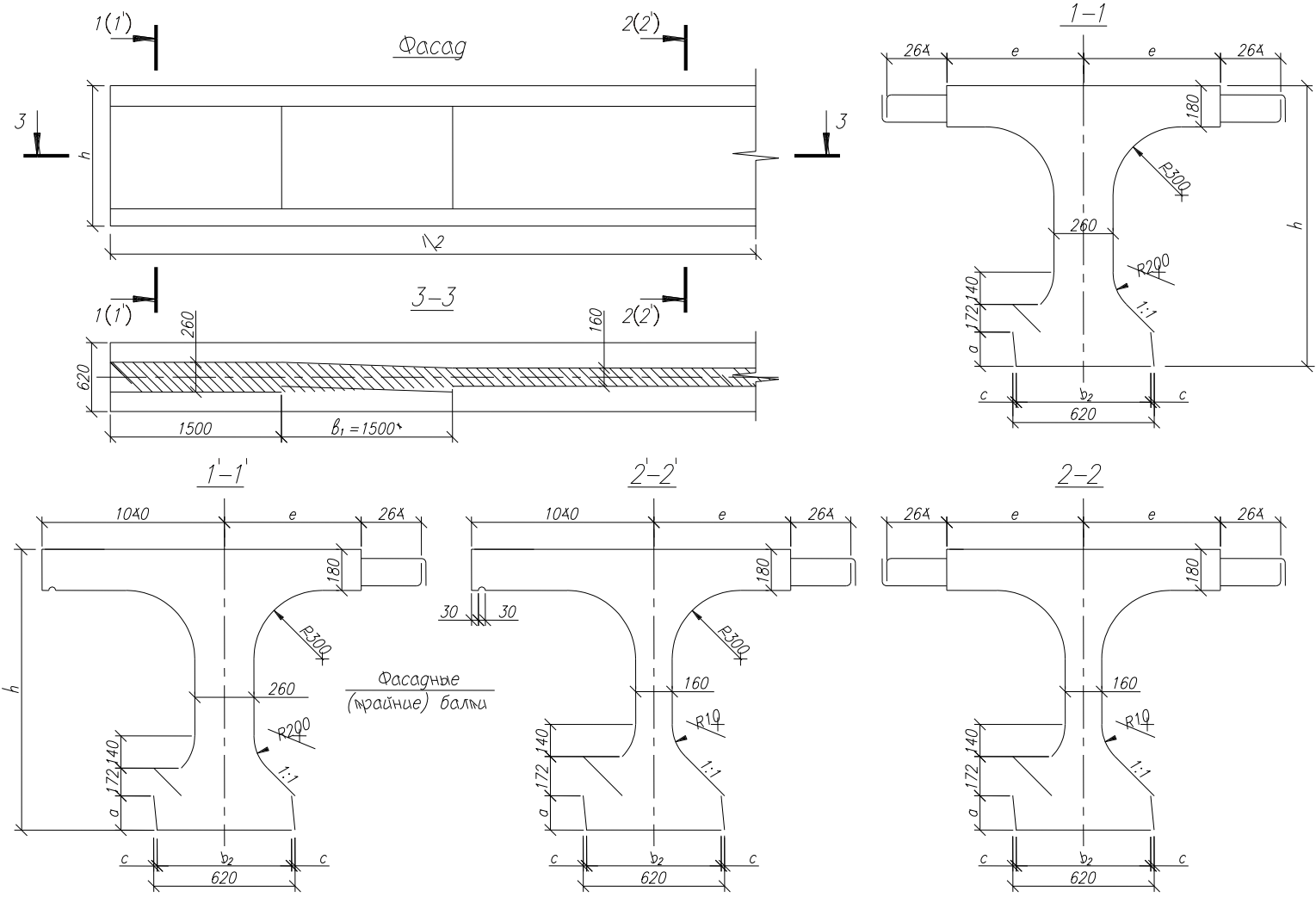
Вертикальные стенки армируются сетками (С-3) (рис. 4), которые состоят из вертикальных стержней класса А300, А400 \varnothing 10-12 мм и продольной противоусадочной арматуры \varnothing 8-12 мм. Шаг продольной арматуры по высоте стенки не более 200 мм.

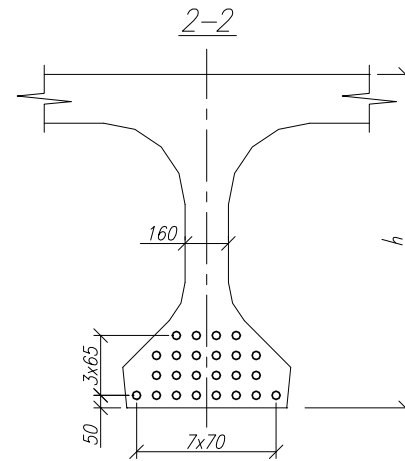
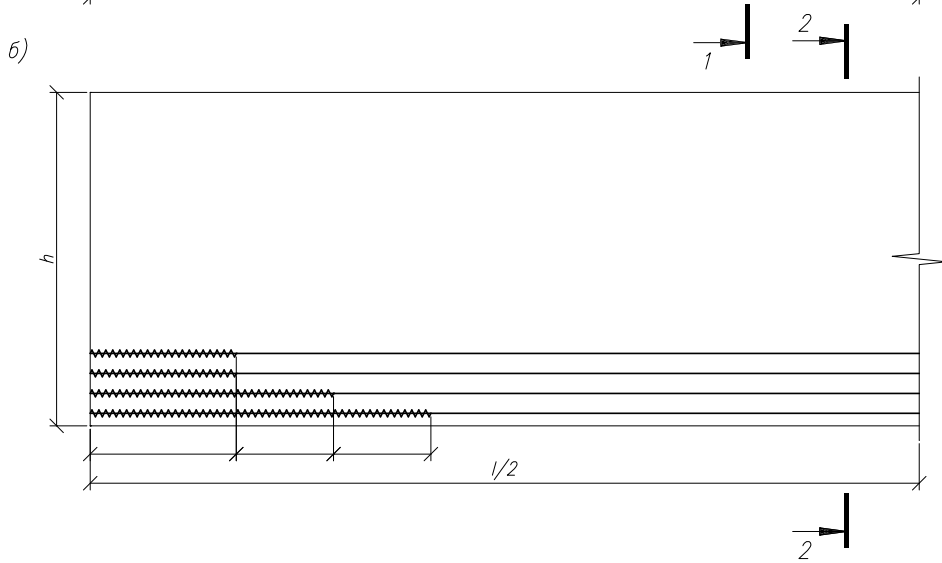
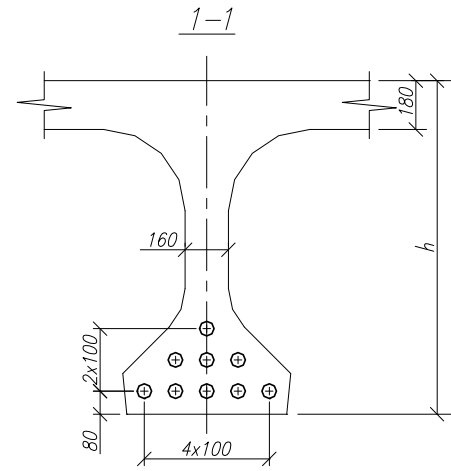
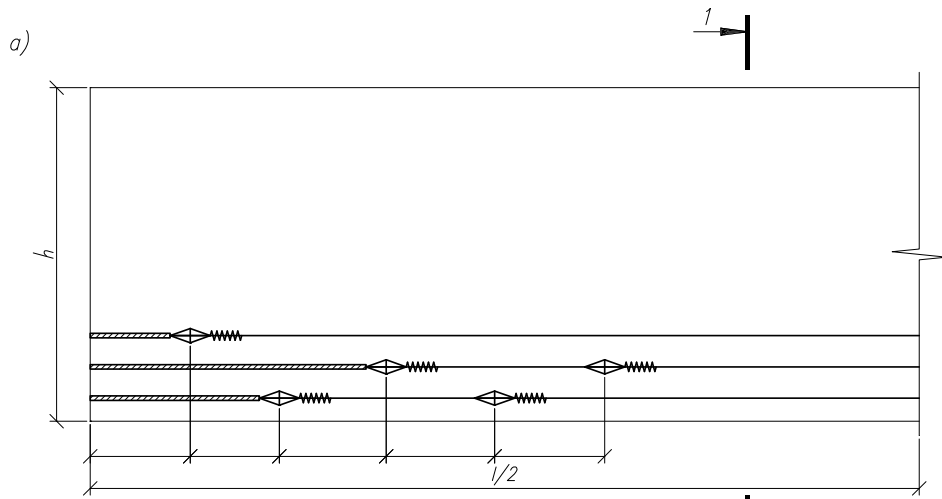
Нижнее уширение балки армируется двумя изогнутыми сетками (С-5 и С-6). Сетки изготавливаются из стержней диаметром 8мм класса А240 (рис. 5). Вулы армируют стержнями периодического профиля диаметром 8-10 мм, класса А300. Вертикальные стержни сетки вута (С-4) должны входить в ребро и в плиту балки не менее чем на 20 диаметров арматуры. Шаг этих стержней принимается равным шагу хомутов стенки балки (≤ 200 мм).

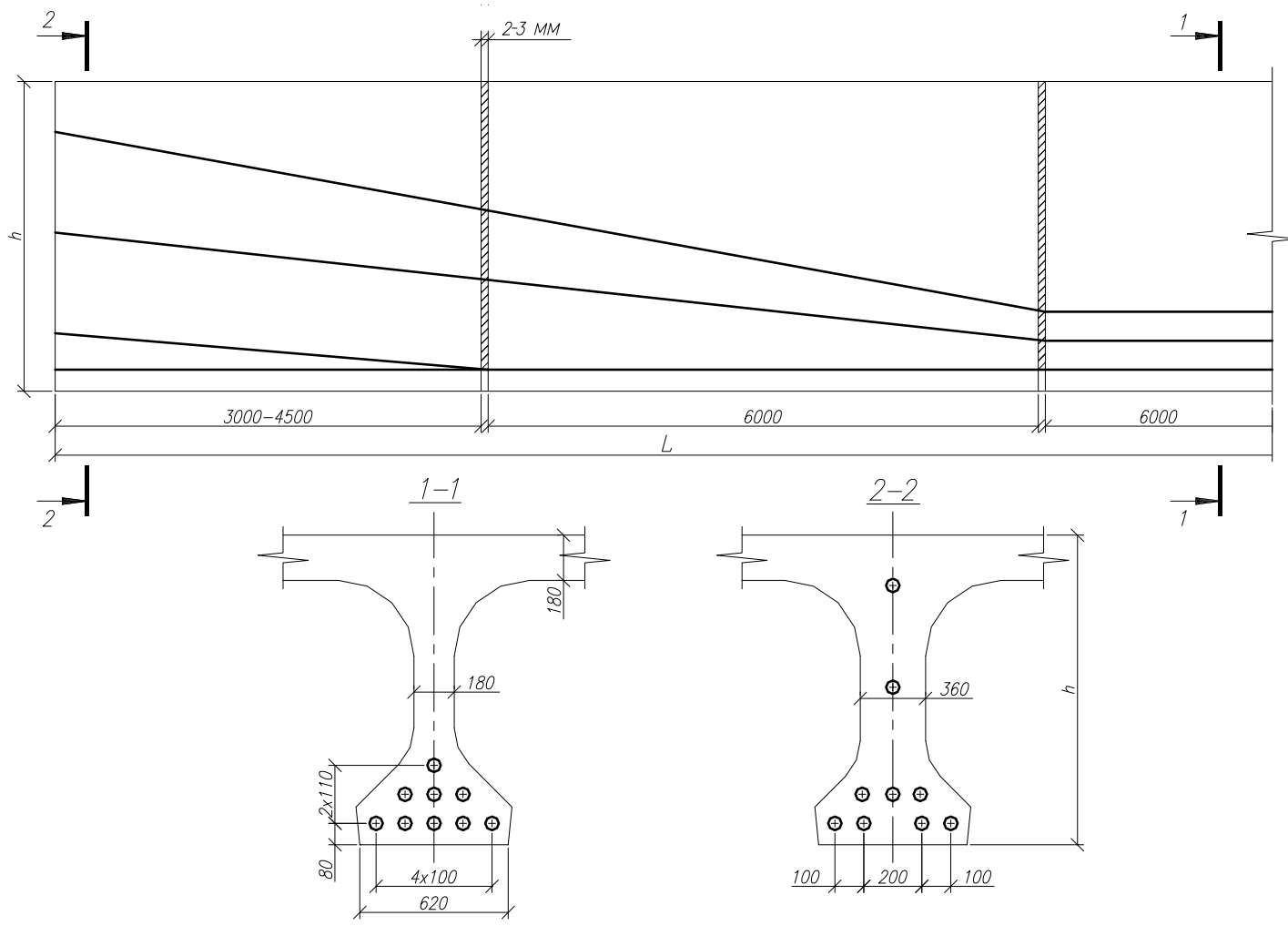
Таблица 1

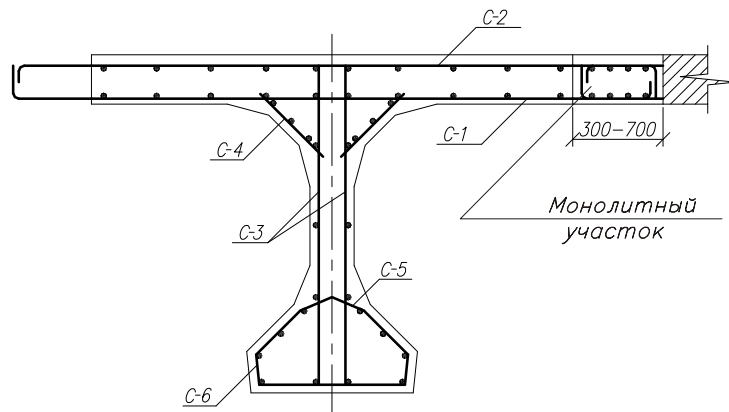
Длина пролета, м	Геометрические размеры, мм								Класс бетона по прочн. На сжатие
	h	e	b	b ₁	b ₂	a	c	Ширина плиты крайней балки	
12.0	930	700/ 900	1400/ 1800	1500	600	100	10	1740/ 1940	В 35
15.0	930	-	-	1500	600	100	10	-	В 35
18.0	1230	-	-	1500	590	150	15	-	В 35
21.0	1230	-	-	1500- 2000*	590	150	15	-	В 35
24.0	1230	-	-	1500- 3000*	590	150	15	-	В 35
33.0	1730	-	-	1500- 3000*	580	200	20	-	В 40
42.0	2100	-	-	1500- 3000*	580	200	20	-	В 40

* При изготовлении опалубки балок длиной 24.0 и 33.0 м переходную часть стенки (b₁) принимается длиной 3000 мм, для балок длиной 21.0 м – 2000 мм.

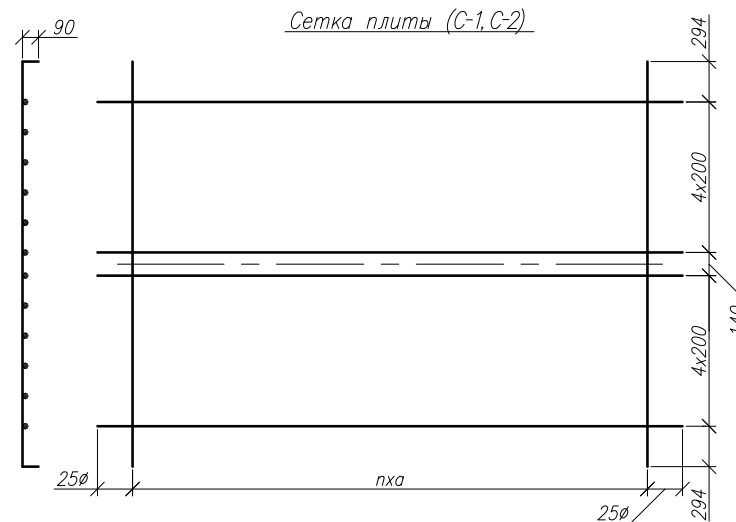
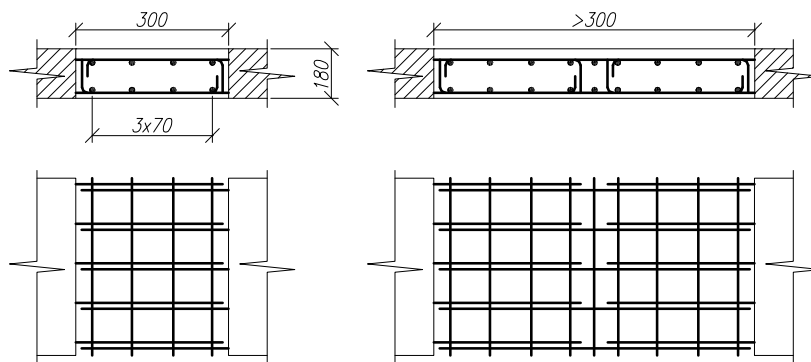




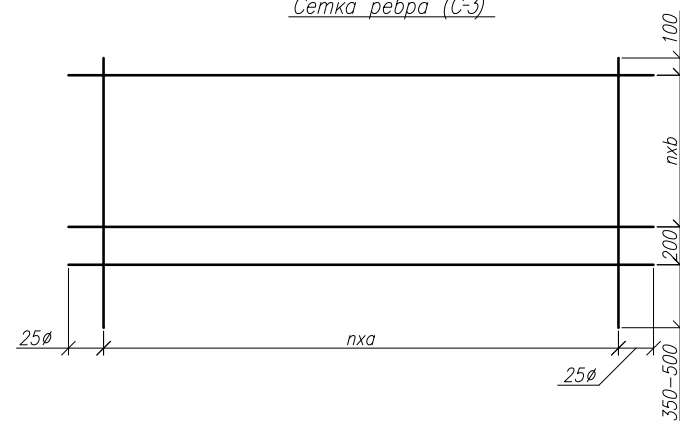


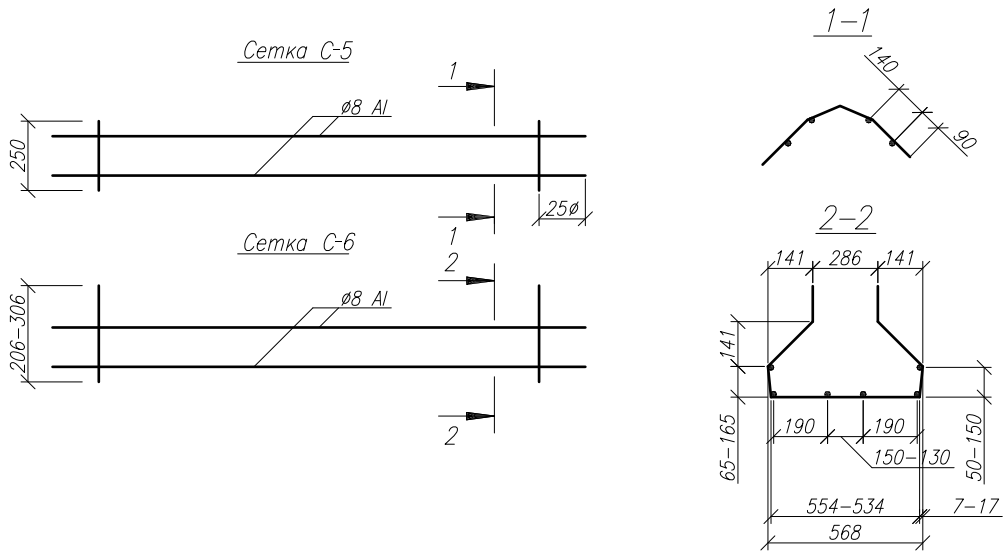
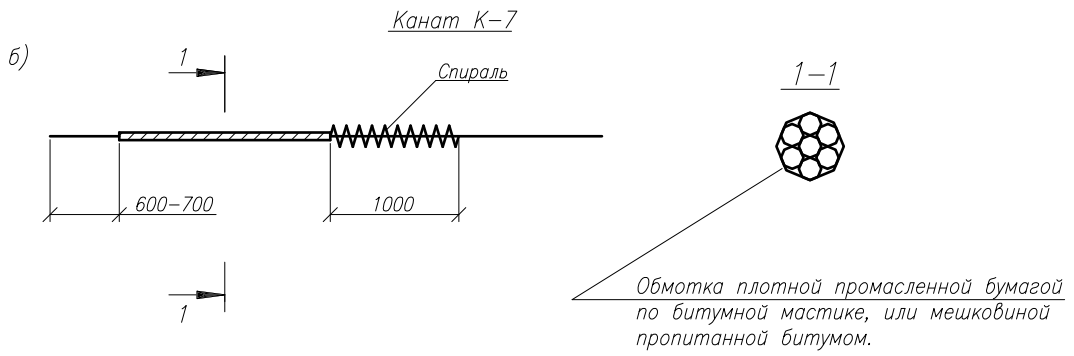
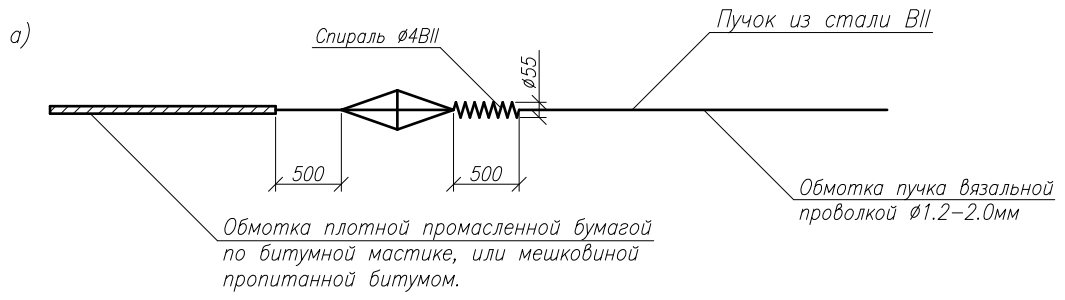


Армирование шва омоноличивания плиты.



Сетка ребра (C-3)





2. МАТЕРИАЛЫ ДЛЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ.

Для изготовления балок пролетных строений применяется конструкционный тяжелый бетон по ГОСТ 26633-91 плотностью 2200-2500 кг/м³. Для конструкций мостов применяется бетон класса по прочности на сжатие: В20; В22.5; В25; В27.5; В30; В35; В40; В45; В50; В55; В60.

Для предварительно напряженных конструкций применяется бетон по прочности не ниже класса В25. Для предварительно напряженных балок – класс бетона В35-В40.

Прочность бетона на стадии передачи усилий предварительного напряжения должна быть не менее 80% от проектного класса.

Марка бетона по морозостойкости в умеренных и суровых климатических условиях F200, в особо суровых условиях – F300. Марка бетона по водонепроницаемости – W6.

Расчетные сопротивления бетона при расчетах по предельным состояниям первой и второй групп приведены в приложении 2.

Балки пролетных строений армируют напрягаемой и ненапрягаемой арматурой. Напрягаемая арматура – пучки из высокопрочной проволоки классов В-II, Вр-II, арматурные канаты класса К-7 и высокопрочная стержневая арматура классов А500, А600, А700. Ненапрягаемая арматура периодического профиля классов А300 и А400 – рабочая арматура в плите проезжей части, хомуты и противоусадочная арматура. Гладкая арматура класса А240 применяется в качестве распределительной арматуры в плите проезжей части, конструктивной и монтажной.

Нормативные и расчетные сопротивления растяжению арматурной стали, приведены в приложении 3.

3. КОНСТРУИРОВАНИЕ МОСТОВОГО ПОЛОТНА.

Мостовое полотно железобетонных мостов – совокупность конструктивных элементов для обеспечения безопасного и комфортабельного движения транспорта и пешеходов.

Мостовое полотно – это: ездое полотно, ограждения безопасности ездого полотна, тротуары и перила, деформационные швы, водоотводные трубки, мачты освещения и т.п.

Покрытие проезжей части: двухслойный асфальтобетон толщиной не менее 70 мм или армированный цементобетон толщиной не менее 80 мм; защитный слой из армированного бетона с маркой по водонепроницаемости W6 и толщиной 60 мм.

Высота ограждений безопасности 0.75 м на мостовых сооружениях автомобильных дорог I – III категорий и в городах, 0.60 м – на мостовых сооружениях автомобильных дорог IV и V категорий, в поселках и сельских населенных пунктах.

Воду с ездого полотна и тротуаров должны отводить через водоотводные трубки диаметром 150мм. Водоприёмники необходимо размещать вдоль ограждений безопасности в пределах полосы безопасности или за ограждениями в пределах тротуаров. Вода, стекающая с ездого полотна не должна попадать на нижележащие конструкции моста. Поперечный уклон ездого полотна не менее 2%, вдоль моста - не менее 0.5%.

Перильные ограждения металлические высотой от покрытия тротуаров 1,1м. Рекомендуется применять сквозные перильные ограждения секционного типа длиной 3,0м (шаг стоек). Элементы перильных ограждений выполняются из прокатной и стержневой арматуры. В качестве стоек, поручней, нижних и верхних прогонов рекомендуется применение швеллеров, уголков и труб. Максимальное расстояние в свету между элементами перильного ограждения составляет 120 мм.

4. РАСЧЁТ ПЛИТЫ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ.

4.1. ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ НА ПРОЕКТИРОВАНИЕ:

1. Длина главной балки – 24 м;
2. Бетон тяжелый класса В35; $M_{pз} = 300$; W6
3. Рабочая арматура:
 - обычная - класса А300;
 - напрягаемая - высокопрочная проволока класса – Вр-1500;
4. Ездовое полотно:
 - Плотный мелкозернистый асфальтобетон: $\delta = 70$ мм; $\rho = 22.60$ кН/
м³
 - Защитный слой бетона: $\delta = 50$ мм; $\rho = 23.50$ кН/м³
 - Гидроизоляция – из двух слоев техноэластмоста:
 $\delta = 5 * 2 = 10$ мм; $\rho = 14.70$ кН/м³
выравнивающий слой бетона: $\delta = 40$ мм; $\rho = 23.50$ кН/м³
 - Железобетонная плита проезжей части: $\delta = 180$ мм; $\rho = 24.50$ кН/м³

4.1 Определение изгибающих моментов

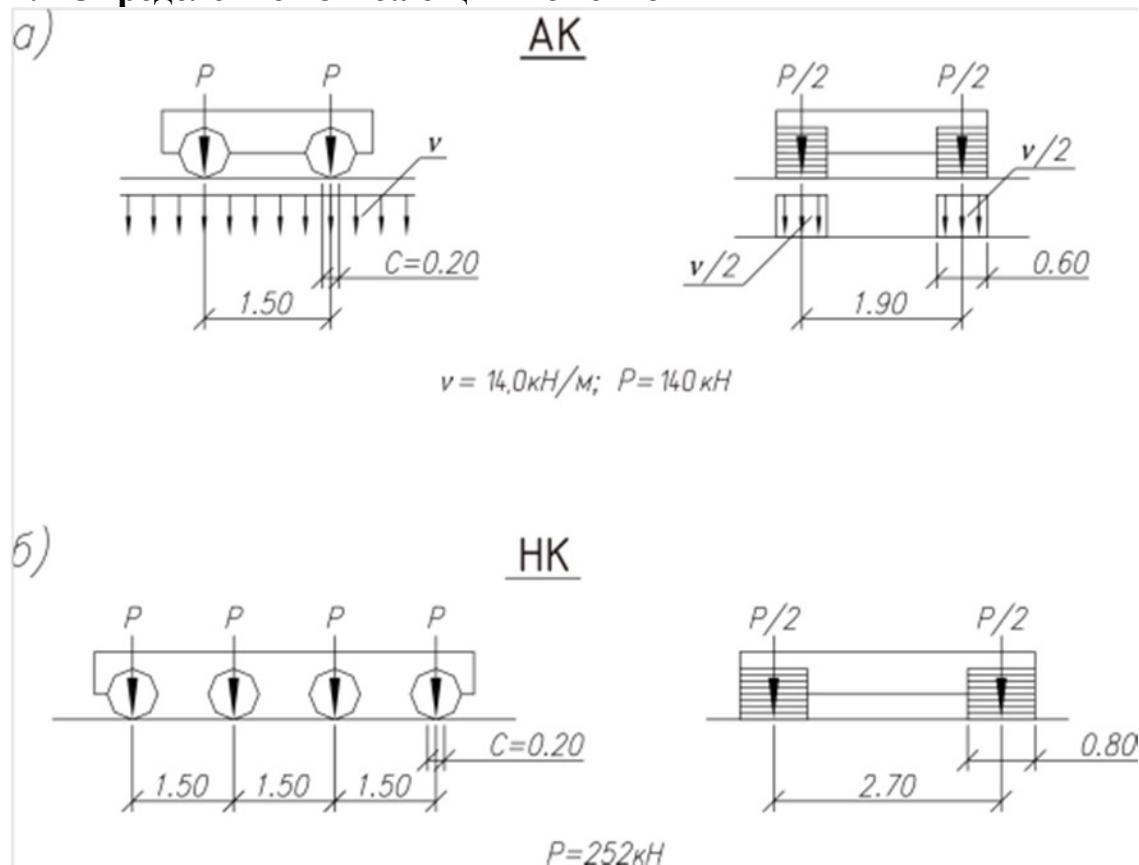


Рис.1. Схема нагрузок от подвижного состава

Таблица 2

Коэффициенты надежности по нагрузкам

Нагрузки и воздействия	Коэффициент надежности γ_r
Собственный вес конструкции	1,10 (0,9)
Вес выравнивающего, изоляционного и защитного слоя	1,30 (0,9)
Вес покрытия ездового полотна и тротуаров автодорожных мостов	1,50 (0,9)
Тоже городских мостов	2,0 (0,9)
Воздействие усадки и ползучести	1,10 (0,9)
Тележка при расчете элементов проезжей части	1,50
При расчете всех других элементов	1,50 при $\lambda = 0$ 1,20 при $\lambda \geq 30 \text{ м}$
Равномерно распределенная нагрузка V	1,20
Колесная нагрузка НК-100	1,0

4.2. СБОР НАГРУЗОК НА 1М² ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ

Таблица 3.

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная Н/м ²	Коэффициент надежности γ_f	Расчетная Н/м ²
1	Мелко-зернистый плотный асфальтобетон $0.07*22600=1582$	1582	1.50	2373
2	Защитный слой бетона $0.05*23500=1175$	1175	1.30	1528
3	Гидроизоляция $0.01*14700=147$	147	1.30	191
4	Выравнивающий слой бетона $0.04*23500=940$	940	1.30	1222
5	Ж/б плита проезжей части $0.18*24500=4410$	4410	1.10	4851

$$g^H = 8254 \text{ Н/м}^2$$

$$g^P = 10165 \text{ Н/м}^2$$

Эквивалентные нагрузки от единичной тяжелой колесной нагрузки НК

Таблица 4

Длина загрузки λ , м	Эквивалентная нагрузка, кН/м при разных положениях вершин треугольных линий влияния	
	в середине и четверти	на конце
4	220,6	269,6
5	204,0	251,0
6	196,1	228,9
7	184,1	208,3
8	171,6	190,0
9	159,9	174,4
10	149,0	160,9
11	139,4	149,1
12	130,8	138,9
13	123,1	130,0
14	116,1	122,1
15	109,8	115,1
16	104,2	108,9
18	94,39	98,00
20	86,30	89,25
22	79,44	82,00
24	73,55	75,63
26	68,53	70,25
28	63,99	65,63
30	60,19	61,38
32	56,64	57,88
36	50,88	57,75
40	46,09	46,88
50	37,39	37,75
60	31,39	31,75
70	27,09	27,38
80	23,78	24,00

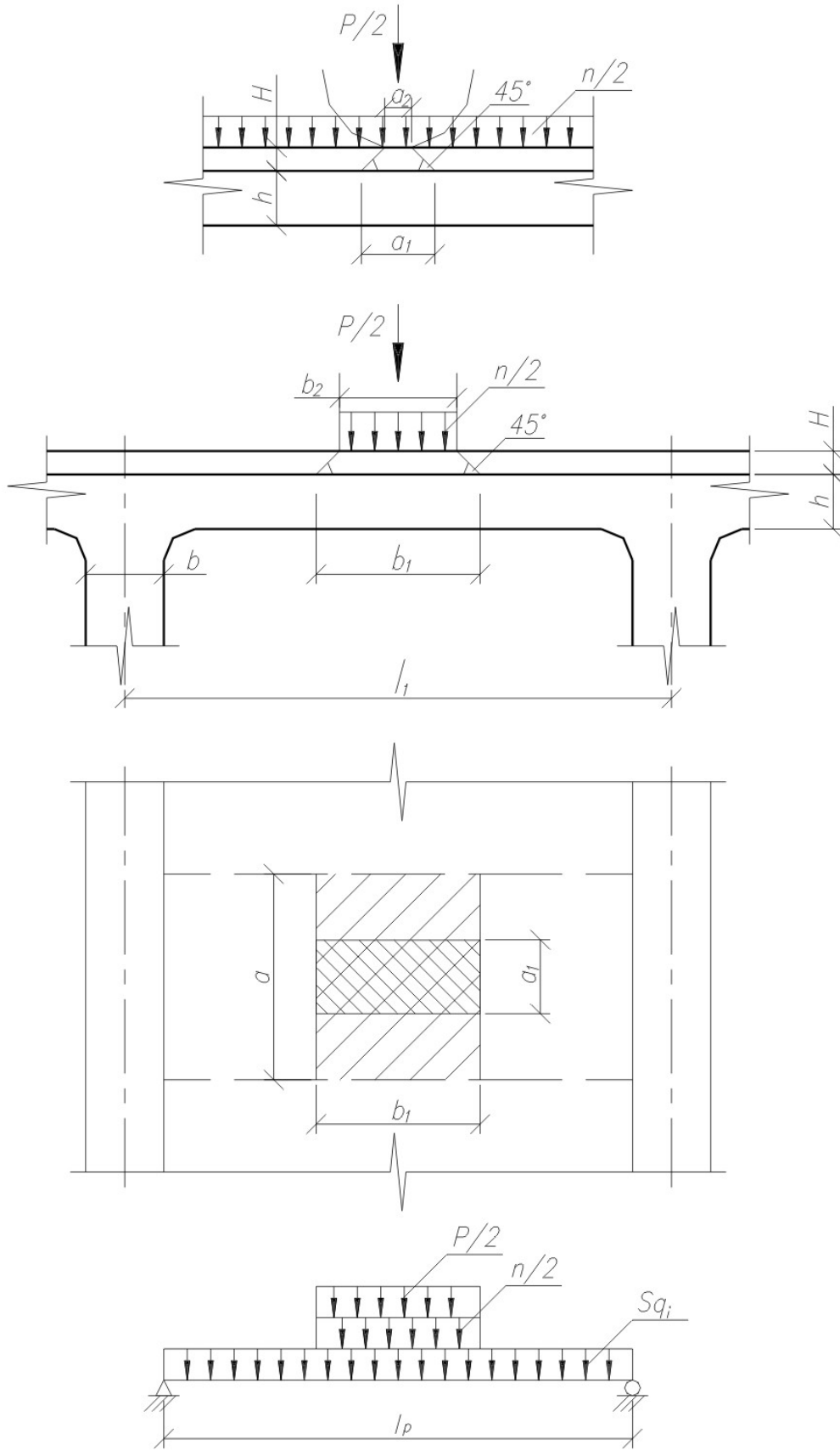


Рис.8 Расчётная схема №1 плиты при $l_p \leq 2.0$ м

$a_1 = a_2 + 2H$
 $b_1 = b_2 + 2H$
 $b_3 = b_2 + 2H + c$;
 $S = 0.6$ –
 коэффициент
 полосности.
 $5K = 0.7 \text{ кН}$
 $q = 0.7 \text{ кН/м}$
 $c = 1.1 \text{ м}$
 $b_1 = 0.94 \text{ м}$
 $b_2 = 0.6 \text{ м}$
 $b_3 = 2.04 \text{ м}$
 $H = 0.17 \text{ м}$
 $h = 0.18 \text{ м}$
 $l_1 = 2.4 \text{ м}$
 $a_1 = 0.54 \text{ м}$
 $a_2 = 0.2 \text{ м}$

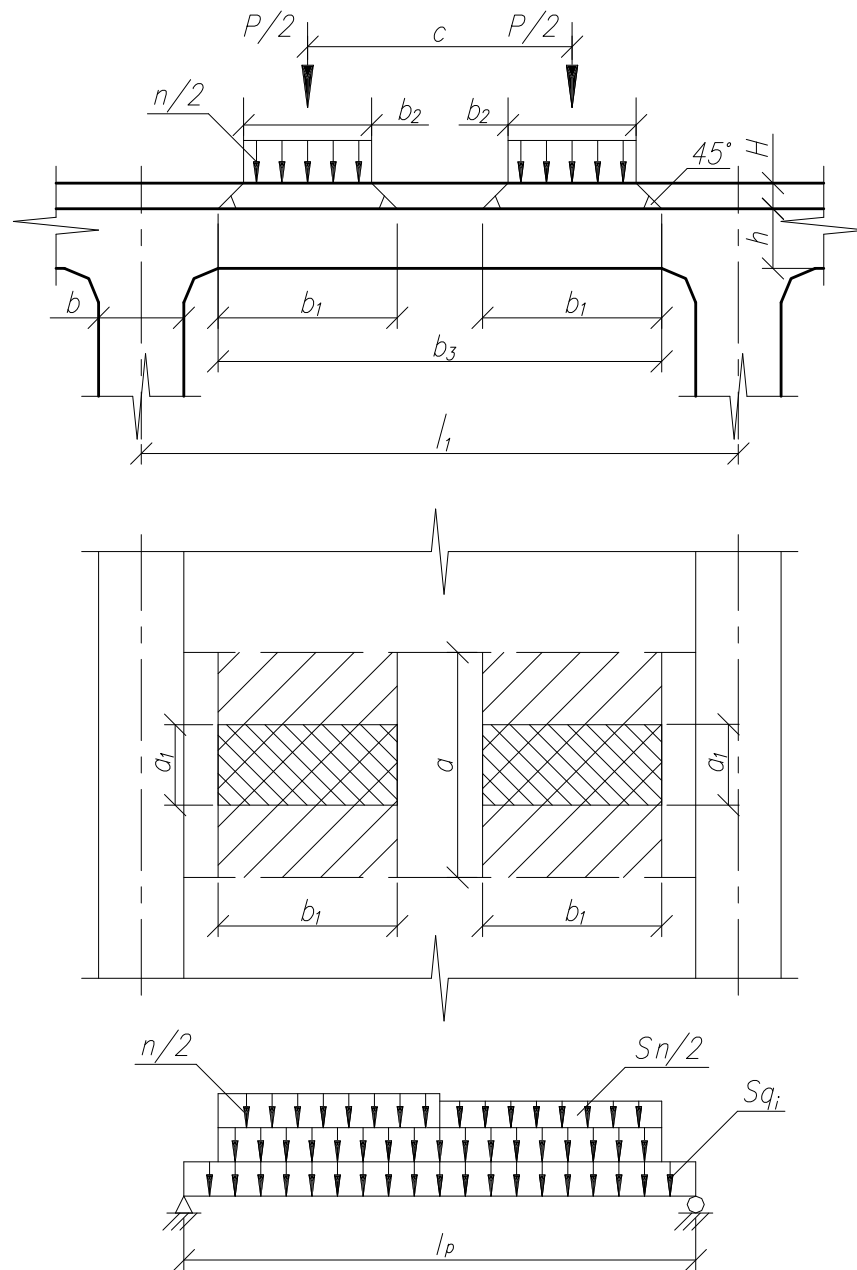


Рис. 9. Расчётная Схема №2 плиты при $l_p > 2.0 \text{ м}$

При длине пролета плиты более 2 м, загрузка плиты производится согласно расчетной схеме №1 на рис 8. Балочный изгибающий момент в середине пролета плиты:

$$M_{pb} = \gamma_{fv}(1+\mu) \frac{v}{8} \left(lp + \frac{b_1}{2} \right) + \gamma_{fp}(1+\mu) \frac{P}{8a} \left(lp - \frac{b_1}{2} \right)$$

При длине плиты более 2м - согласно расчётной схеме №2 на рис 9. Блочный изгибающий момент в середине пролёта плиты:

$$M_{pb} = \gamma_{fv}(1+\mu) \frac{v(1+s)}{8} \left(lp + \frac{b_3}{2} \right) + \gamma_{fp}(1+\mu) \frac{P}{4a} \left(lp - \frac{b_3}{2} \right)$$

Определяем изгибающие моменты от постоянных расчетных нагрузок на 1 п.м. ширины плиты. Момент в середине пролета:

$$M_{gb} = \frac{g^p L_p^2}{8} ;$$

$L_p = L_1 - b$ – длина расчетного пролета

$$L_p = 2.4 - 0.16 = 2.24(\text{м})$$

$$M_g^b = \frac{10.165 \times 2.24^2}{8} = 6.38 \text{ (кН·м)}$$

8

Так как у нас $L_p = 2.24 \text{ м} > 2 \text{ м}$, то для расчетов будем использовать 2-х колёсную расчётную схему загрузки №2 (рис 9).

Определяем изгибающие моменты от временных нагрузок А-14 и НК-100;

Осевая нагрузка распределяется на площадку с размерами:

$$a_1 = a_2 + 2H = 0.20 + 2 \times 0.17 = 0.54 \text{ (м)}$$

$$b_1 = b_2 + 2H = 0.60 + 2 \times 0.17 = 0.94 \text{ (м)}$$

$$b_3 = b_2 + 2H + C = 0.60 + 2 \times 0.17 + 1.10 = 2.04 \text{ (м)}$$

$H=0,17\text{м}$ принята по результатам конструирования ездового полотна.

Рабочая ширина плиты воспринимающая нагрузку 5К равна:

$$a = a_1 + L_p/3 \geq 2/3 L_p$$

$$a = 0.54 + 2.24/3 = 1.29 < 1.49 \text{ м, принимаем } a=1,49.$$

Динамический коэффициент $(1+\mu)$:

$$(1+\mu) = 1 + (45 - \lambda)/135 = 1 + (45 - 2.24)/135 = 1.32$$

Балочный изгибающий момент в середине пролета плиты:

$$M_{pb} = \gamma_{fv} (1+\mu) \frac{v(1+s)}{8} \left(lp + \frac{b_3}{2} \right) + \gamma_{fp} (1+\mu) \frac{P}{4a} \left(lp - \frac{b_3}{2} \right) =$$
$$= 1.20 * 1.32 * \frac{14(1+0.6)}{8} \left(2.24 - \frac{2.04}{2} \right) + 1.50 * 1.32 * \frac{140}{4 * 1.49} \left(2.24 - \frac{2.04}{2} \right) = 62.15 \text{ кН} * \text{м}$$

$$\gamma_{fv} = 1.20; \gamma_{fp} = 1.50 \quad \text{-коэффициенты надежности согласно табл.2.}$$

Максимальный изгибающий балочный момент: $M_{\max b} = M_{gb} + M_{pb}$;

$$M_{\max b} = 6.38 + 62.154 = 68.53 \text{ кН} * \text{м}$$

Расчетные изгибающие моменты с учетом поправочных коэффициентов:

* в середине пролета

$$M_{l/2+} = 0.5 M_{\max b} = 0.5 \times 68.53 = 34.27 \text{ кН} * \text{м}$$

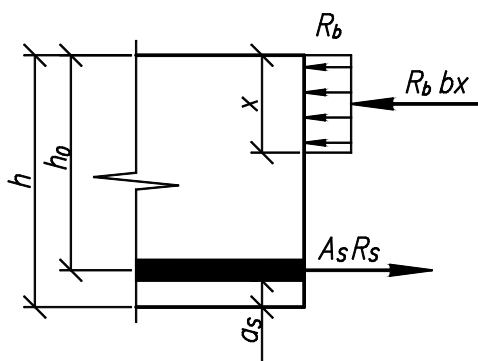
* опорное сечение

$$M_{on-} = -0.8 M_{\max b} = -0.8 \times 68.53 = -54.82 \text{ кН} * \text{м}$$

4.3. ПОДБОР СЕЧЕНИЙ РАБОЧЕЙ АРМАТУРЫ ПЛИТЫ.

А) В середине пролета плиты

Расчетная схема



Класс арматуры сетки С-1: А300 с $R_s=265$ МПа

Класс бетона В35; $R_b=17.5$ МПа

Рабочая высота сечения: $h_0 = h - a$; $a = a_s + 0.5d_s$;

$a_s=0.03$ м – толщина защитного слоя бетона

$$h_0 = 0.18 - 0.03 - 0.016/2 = 0.142 \text{ м}$$

Необходимая площадь сечения рабочей арматуры:

$$A_s = \frac{R_b \times b}{R_s} \left(h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2 M_{1/2}}{R_b \times b}} \right);$$

$b = 1.0$ м, так как расчеты на 1 пог. м ширины плиты.

$$A_s^{\min} = \frac{17.5 \times 10^3 \times 1.0}{265 \times 10^3} \left(0.142 - \sqrt{0.142^2 - \frac{2 \times 34.27}{17.5 \times 10^3 \times 1.0}} \right) = 9.98 \text{ см}^2$$

Согласно сортаменту арматуры (приложение) принимаем сетку С-1 с шагом рабочей арматуры $1000/5=200$ мм: 200/200/16/12 с $A_s^* = 10.05 \text{ см}^2$.

Проверка прочности плиты на фактическое армирование:

Высота сжатой зоны:

$$X = h_0 \cdot \xi$$

$$X = \frac{A_s^* R_s}{R_b b} = \frac{10.05 \times 10^{-4} \times 265 \times 10^3}{17.5 \times 10^3 \times 1.0} = 148.65 \times 10^{-4} = 1.49 \text{ см}$$

Условие прочности:

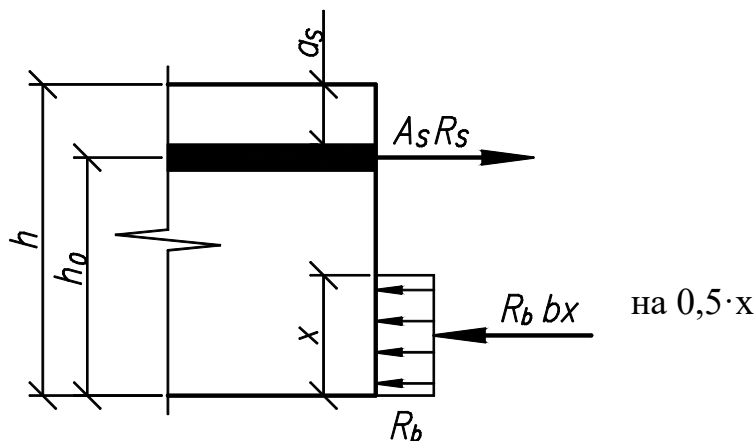
$$M_{l/2} \leq R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - X/2) = 265 \cdot (100) \cdot 10.05 \cdot (14.2 - 0.745) = 35.83 \text{ кН} \cdot \text{м} ,$$

что больше $M=34,27 \text{ кН} \cdot \text{м}$

$$\% = \frac{35.83 - 34.27}{34.27} \cdot 100\% = 4.55\% , \text{ что меньше } 10\%$$

Б) В опорном сечении плиты

Расчетная схема:



Задаемся диаметром рабочей арматуры $\varnothing 22$ мм, класс АII;

$$h_0 = 0.18 - 0.05 - \frac{0.022}{2} = 0.119 \text{ м} \quad a_s = 0.05 \text{ м}$$

Необходимая площадь рабочей арматуры:

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{R_b b}{R_s} \left(h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M_{on}}{R_b b}} \right) = \frac{17.5 \times 1}{265} \left(1.19 \times 10^{-1} - \sqrt{(1.19 \times 10^{-1})^2 - \frac{2 \times 54.82}{17.5 \times 10^3}} \right) = \\ &= 0.066 \left(1.19 \times 10^{-1} - \sqrt{1.42 \times 10^{-2} - 0.63 \times 10^{-2}} \right) = 0.001988 \text{ м}^2 = 19.88 \text{ см}^2 \end{aligned}$$

Согласно сортаменту арматуры принимаем: 5 $\varnothing 22$ с $A_s^* = 19.0 \text{ см}^2$, что больше минимального значения по расчёту $17,7 \text{ см}^2$.

Высота сжатой зоны сечения:

$$X = \frac{A_s R_s}{R_b b} = \frac{265 \times 19 \times 10^{-4}}{17.5 \times 1.0} = 287.7 \times 10^{-4} = 2.9 \text{ см} \quad ; \quad x_R = 7.14 \text{ см}$$

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R :

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \left(1 - \frac{\omega}{1.1} \right)} = \frac{0.71}{1 + \frac{265}{500} \left(1 - \frac{0.71}{1.1} \right)} = 0.6$$

$$\omega = 0.85 - 0.008 R_b = 0.85 - 0.008 \times 17.5 = 0.71$$

$$\sigma_1 = 265 \text{ МПа} \quad ; \quad \sigma_2 = 500 \text{ МПа}$$

Граничное значение абсолютной высоты сжатой бетона x_R :

$$x_R = h_0 \times \xi_R = 11,9 \times 0,6 = 7.14 \text{ см}$$

Условие прочности:

$$M_{on} \leq R_s \cdot A_s \cdot \left(h_o - \frac{X}{2} \right) = 265 \cdot (100) \cdot 19 \cdot (11.9 - 1.45) = 52.62 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$M_{on} = 54.82 > 52.62$ – условия прочности не выполняются.

Перегруз составляет:

$$\% = \frac{54.82 - 52.62}{52.62} \cdot 100\% = 4.1\% \quad \%, \text{ что меньше допускаемой величины } 5\%$$

4.4. ПРОВЕРКА ПРОЧНОСТИ ПЛИТЫ ПО НАКЛОННОМУ СЕЧЕНИЮ.

Поперечные силы в плите определяют как в разрезной балке. Линию влияния Q строят для двух сечений: в начале и вконец вута (сечение I-I и сечение II-II). Для получения Q_{\max} при загрузении линии влияния Q грузовую площадку располагают так, чтобы ее левая грань совпадала с рассматриваемым сечением (см. рис.10).

$$Q = \sum g_i \times \gamma_{fi} \times \left(\frac{l_p}{2} - X \right) + (1 + \mu) \times (P_x^1 \cdot y_x^1 + P_q^{11} \cdot y_x^{11})$$

$$Q = 10.165 \cdot (2.24/2 - 0) + 1.32 \cdot (79.82 \cdot 0.79 + 75.51 \cdot 0.3) = 124.53 \text{ кН}$$

$$P_x^1 = \frac{\gamma_{fv} \times v}{2} + \frac{\gamma_{fp} \times P}{2 \times a_x^1} = \frac{1.2 \times 14}{2} + \frac{1.5 \times 140}{2 \times 1.49} = 79.82 \quad \text{кН}$$

$$P_x^{11} = \frac{\gamma_{fv} \times v \times S}{2} + \frac{\gamma_{fp} \times P}{2 \times a_x^1} = \frac{1.2 \times 14 \times 0.6}{2} + \frac{1.5 \times 140}{2 \times 1.49} = 75.51 \quad \text{кН}$$

$$y_x^1 = 0.79 \text{ м} \quad y_x^{11} = 0.30 \text{ м}$$

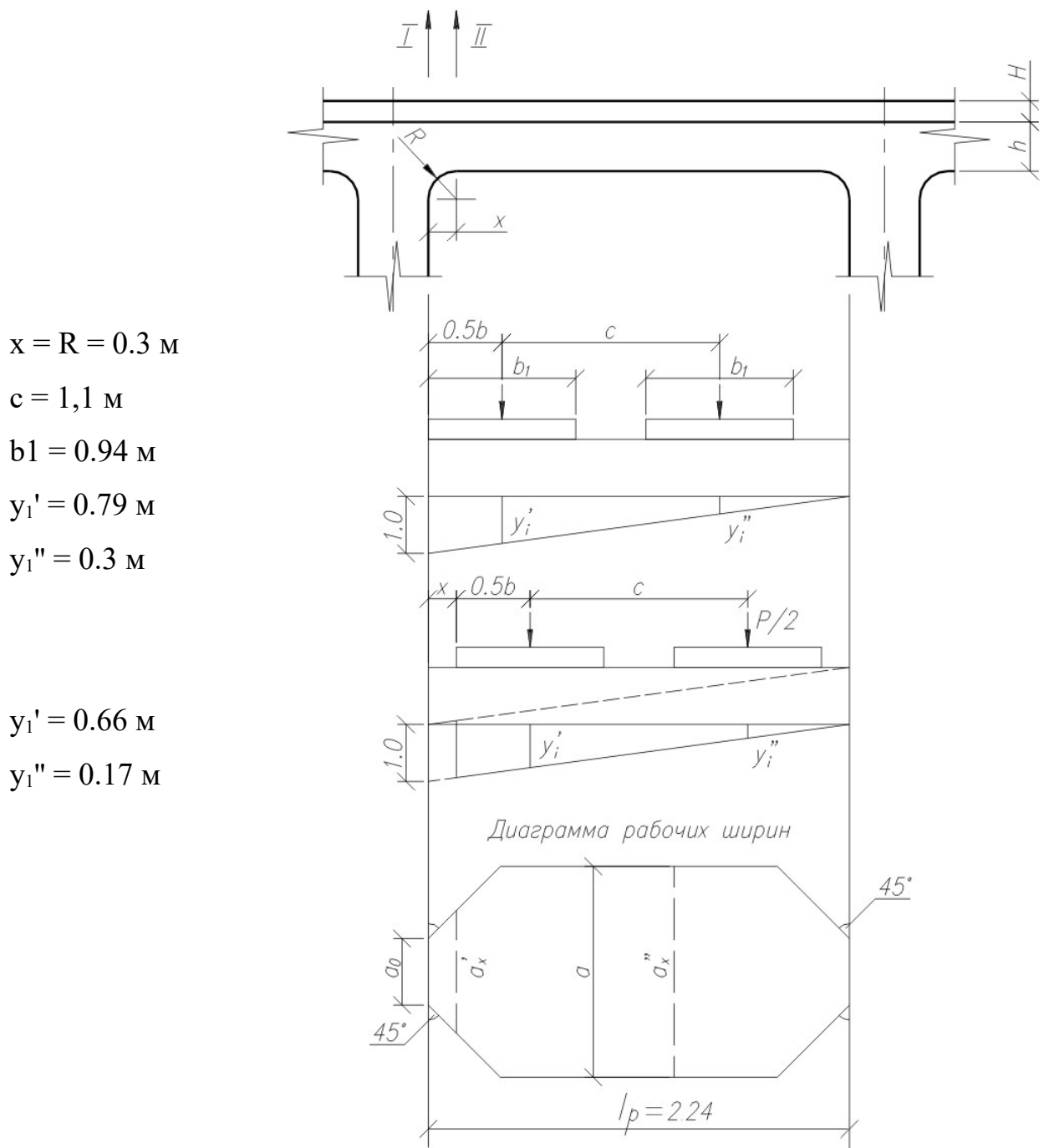


Рис. 10. Расчётная схема плиты при расёте прочности наклонного сечения

(Q)

При назначении толщины плиты следует выполнить условие:

$Q \leq Q_b$, т.е. условие прочности плиты следует выполнять без установки поперечной арматуры:

$$Q_b = \frac{2 \times R_{bt} \times h_0^2 \times b}{c} \leq m \times R_{bt} \times b \times h_0$$

$$c = 2h_0, \quad R_{bt} = 1.25 \text{ МПа}$$

$Q_b = (2 \times 1.25 \times 10^3 \times 1.0 \times 0.124^2) / (2 \times 0.124) = 155,0 \text{ кН}$, что больше $Q = 124,53 \text{ кН}$. Условие прочности выполняется по бетону.

$$\tau_g = m \times R_{bt} \times b \times h_0 = 1.3 \cdot 1.25 \cdot 10^3 \cdot 1.0 \cdot 0.124 = 201.500 \text{ кН}$$

Сопротивление бетона класса В35 скалыванию при изгибе :

$$R_{b,sh} = 3.25 \times 10^3 \text{ кН/м}^2$$

$$\tau = \frac{Q \times S}{J_b \times b}$$

$$S = b \times \frac{h}{2} \times \frac{h}{4} = 1 \times \frac{0.18}{2} \times \frac{0.18}{4} = 40.5 \times 10^{-4} \text{ м}^3$$

$$J = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times 0.18^3}{12} = 4.86 \times 10^{-4} \text{ м}^4$$

$$\tau = \frac{124.53 \times 40.5 \times 10^{-4}}{4.86 \times 10^{-4} \times 1} = 1040 \text{ кН/м}^2$$

$$\tau = 1040 > 0.25 \times 3.25 \times 10^3 = 812.5 \text{ кН/м}^2 \quad \text{Условие прочности не}$$

выполняется, так как $\tau > 0.25 \cdot R_{b,sh}$. Назначаем толщину плиты 0,2м.

Тогда $\tau = 830.6 \text{ кН/м}^2$, что больше $812,5 \text{ кН/м}^2$

$$\% = \frac{830.6 - 812.5}{812.5} \times 100\% = 2.23\% \quad , \text{ что меньше } 5\%$$

4.5. РАСЧЁТ ПЛИТЫ ПО ШИРИНЕ РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН.

Плита проезжей части относится к категории 3в по трещиностойкости. Предельное раскрытие трещин $\Delta l_{cr} = 0.02$ см. Ширина раскрытия нормальных к продольной оси трещин:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} * \psi \leq \Delta l_{cr}$$

В середине пролета

Вычисляем площадь взаимодействия бетона и арматуры (рис.11):

$$A_n = b \cdot h_s = b \cdot (a_3 + 0.5 \cdot d_s + 6 \cdot d_s) = 100 \cdot (3 + 1,6/2 + 6 \cdot 1,6) = 1340 \text{ см}^2$$

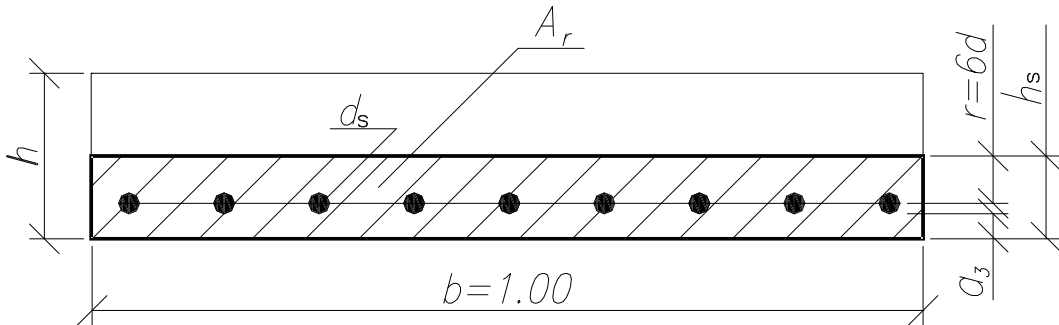


Рис. 11.

Изгибающий момент от нормативных нагрузок:

$$M_{b^H} = \frac{\sum g_i \times l^2 p}{8} + \frac{v(1+s)}{8} \left(l_p - \frac{b_1}{2} \right) + \frac{P}{4a} \left(l_p - \frac{b_1}{2} \right) = \frac{8.254 \times 2.24^2}{8} + \frac{14(1+0.6)}{8} \left(2.24 - \frac{2.04}{2} \right) + \frac{140}{4 \times 1.49} \left(2.24 - \frac{2.04}{2} \right) = 37.25 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Плечо внутренней пары сил:

$$z = h_0 - \frac{x}{2} = 0.142 - \frac{0.0149}{2} = 0.135 \text{ м}$$

Напряжения в растянутой арматуре:

$$\sigma_s = \frac{M_b^H \times 0.5}{A_s \times z} = \frac{37.25 \times 0.5}{10,05 \times 0.135} = 13.73 \times 10^4 \text{ кН} / \text{м}^2$$

$$R_r = \frac{A_r}{\beta \times n \times d} = \frac{1340}{1.0 \times 5 \times 1.6} = 167.5 \text{ см} \quad \text{- радиус армирования}$$

$\beta = 1,0$ - коэффициент, учитывающий степень сцепления арматуры с бетоном. Для стержневой арматуры периодического профиля $\beta = 1,0$;

n - количество стержней по ширине плиты $b = 100 \text{ см}$, $n = 5$;

d_s - диаметр арматуры

$$\psi = 1,5 \times \sqrt{R_r} = 1,5 \times \sqrt{167,5} = 19,41 \text{ см}$$

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} * \psi = \frac{13,73 \times 10^4}{2,06 \times 10^5 \times 10^3} * 19,41 = 0,013 < 0,020 \text{ см}$$

Ширина раскрытия трещин находится в пределах допустимой.

В опорном сечении

Вычисляем площадь взаимодействия бетона и арматуры:

$$A_r = 100 * (5 + 2,2/2 + 6 * 2,2) = 1930 \text{ см}^2$$

$$z = h_0 - \frac{x}{2} = 0,119 - \frac{0,0298}{2} = 0,105 \text{ м}$$

$$\sigma_s = \frac{M_b^H * 0,8}{A_s * z} = \frac{37,25 * 0,8}{0,00190 * 0,105} = 14,94 * 10^4 \text{ кН/м}^2$$

$$R_r = \frac{A_r}{\beta * n * d} = \frac{1930}{1,0 * 5 * 2,2} = 175,45 \text{ см} \quad \text{- радиус армирования}$$

$$\psi = 1,5 * \sqrt{R_r} = 19,87$$

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} * \psi = \frac{14,94 * 10^4}{2,06 * 10^5 * 10^3} * 19,87 = 0,014 < 0,020 \text{ см}$$

Ширина раскрытия трещин находится в пределах допустимой.

5. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ.

Исходные данные:

Пролетное строение в поперечном сечении состоит из 5 бездиафрагменных предварительно напряженных балок заводского стендового изготовления.

Габарит моста Г 10+2х1,5 м, длина балок 24,0 м, расчетный пролет $l_p = 23,4$ м, высота балок 1,23 м.

Расстояние между осями балок 2,40 м.

Материалы: бетон класса В35, ненапрягаемая арматура сталь классов А-ІІ, напрягаемая - пучки из проволок диаметром 5 мм, класс В-ІІ

5.1 РАСЧЕТ ПОСТОЯННЫХ НАГРУЗОК НА 1П.М. ДЛИНЫ БАЛКИ

Постоянная нагрузка равномерно распределяется как вдоль, так и поперек моста.

Нормативный вес асфальтобетона:

$$g_{HH} = 1582 \times 2.4 = 3796.8 \quad \text{Н/м}$$

Расчетный вес асфальтобетона:

$$g_H = g_{HH} \gamma_\alpha = 2373 \times 2.4 = 5695.2 \quad \text{Н/м}$$

Нормативный вес гидроизоляции:

$$g_{HH} = 147 \times 2.4 = 352.8 \quad \text{Н/м}$$

Расчетный вес гидроизоляции:

$$g_H = g_{HH} \gamma_\alpha = 191 \times 2.4 = 458.4 \quad \text{Н/м}$$

Нормативный вес выравнивающего слоя:

$$g_{hH} = 940 \times 2.4 = 2256 \quad \text{Н/м}$$

Расчетный вес выравнивающего слоя:

$$g_n = g_{nH} \times \gamma_\alpha = 1222 \times 2.4 = 2932.8 \quad \text{Н/м;}$$

Нормативный вес защитного слоя бетона:

$$g_{hH} = 1175 \times 2.4 = 2820 \quad \text{Н/м}$$

Расчетный вес защитного слоя бетона:

$$g_n = g_{nH} \times \gamma_\alpha = 1528 \times 2.4 = 3667.2 \quad \text{Н/м;}$$

Нормативный вес ж/б плиты проезжей части:

$$g_{hH} = 4410 \times 2.4 = 10584 \quad \text{Н/м}$$

Расчетный вес ж/б плиты проезжей части:

$$g_n = g_{nH} \times \gamma_\alpha = 4851 \times 2.4 = 11642.4 \quad \text{Н/м;}$$

Нормативный вес ограждения безопасности:

$$g_h^H = 1.33 \text{ кН/м}$$

Расчетный вес ограждения безопасности:

$$g_n = g_n^H \times \gamma_\alpha = 1.33 \times 1.1 = 1.46 \text{ кН/м}$$

Нормативный вес перильного ограждения и карниза:

$$g_h^H = 1.65 \text{ кН/м}$$

Расчетный вес ограждения:

$$g_n = g_n^H \times \gamma_\alpha = 1.65 \times 1.1 = 1.82 \text{ кН/м}$$

Вес балки: $g_{bH} = A_b \times \gamma_b$;

A_b - площадь поперечного сечения балки; $\gamma_b = 24.5 \text{ кН/м}^3$ - удельный вес железобетона.

Для упрощения расчетов действительное сечение балки заменяем на приведенное (см. рис. 12 и рис. 13)

Приведенная ширина сжатого пояса (плиты):

$$b^1 = 1.27 + \frac{2.40}{2} = 2.47 \text{ м}$$

$$b_{f^1} = b + 2 \times 0.84 \times R + 2 \times 6 \times h_n \leq b^1$$

$$b_{f^1} = 0.16 + 2 \times 0.84 \times 0.3 + 2 \times 6 \times 0.18 = 2.82 \text{ м} > b^1$$

Принимаем $b_{f^1} = 2.47 \text{ м}$

Приведенная высота сжатого пояса (плиты):

$$h_{f^1} = \frac{(0.28 R + h_n) \times b + \frac{0.28 R \times 0.84 R}{2} \times 2 + (b_{f^1} - b) h_n}{b_{f^1} - b} =$$

$$\frac{(0.28 \times 0.3 + 0.18) \times 0.16 + 0.28 \times 0.84 \times 0.3^2 + (2.47 - 0.16) \times 0.18}{2.47 - 0.16} = 0.21 \text{ м}$$

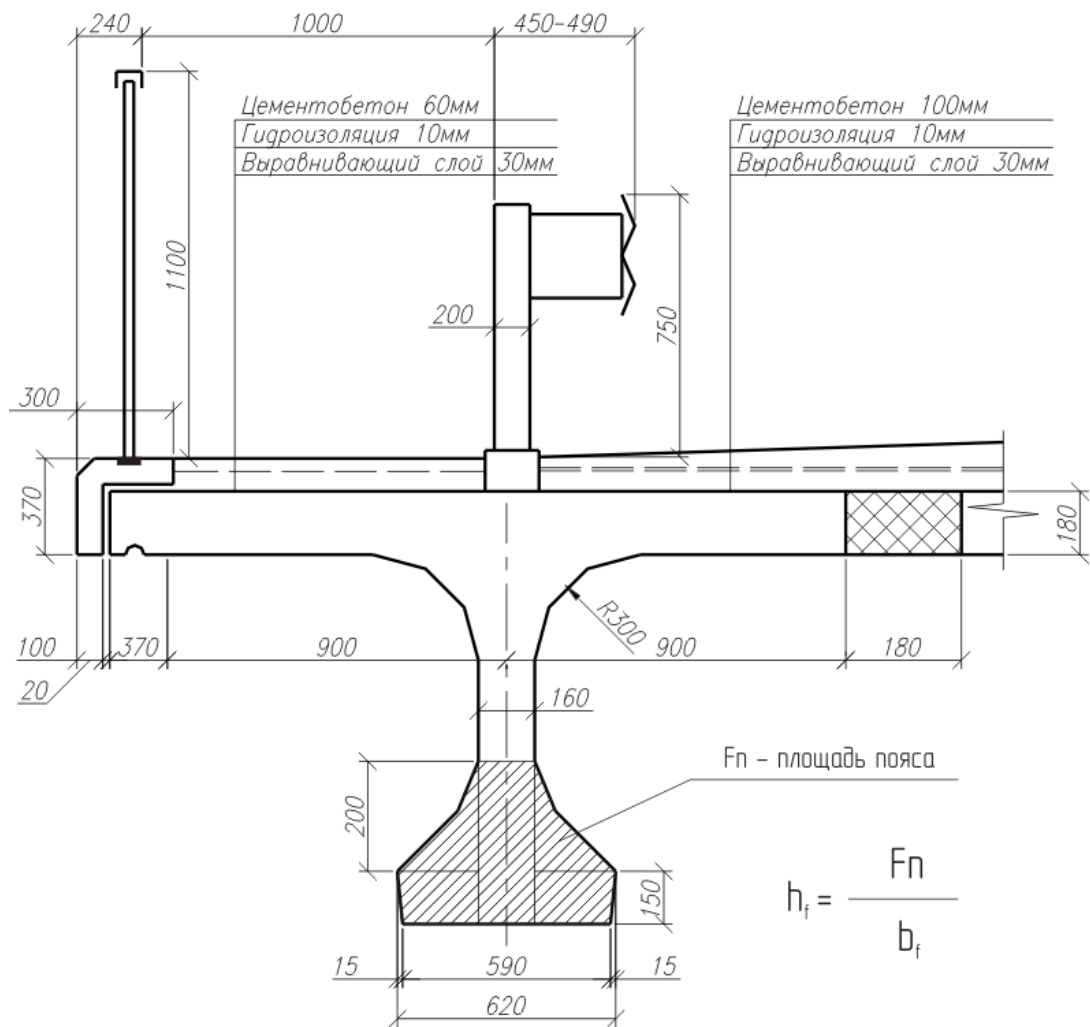


Рис. 12. Поперечное сечение крайней балки.

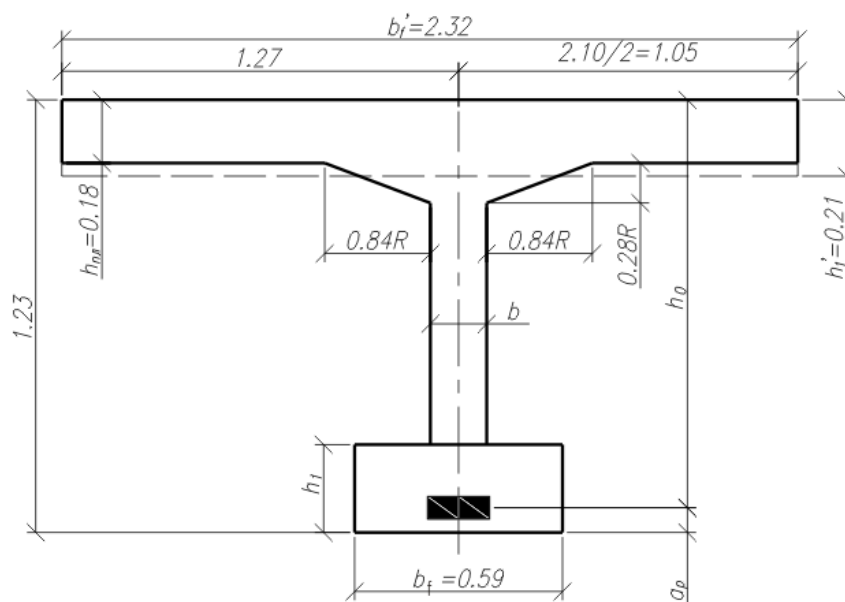


Рис. 13. Приведённое поперечное сечение крайней балки.

Нижнее уширение балки:

$$h_f = \frac{\frac{0,215+0,23}{2} \times 0,15 \times 2 + \frac{0,23 \times 0,2}{2} \times 2}{0,59 - 0,16} = 0,26 \text{ м}$$

Площадь поперечного сечения балки:

$$A_b = b_{f1} \times h_{f1} + b_1 \times h_1 + (h - h_{f1} - h_1) \times b =$$
$$2,4 \times 0,18 + 0,59 \times 0,26 + (1,23 - 0,21 - 0,26) \times 0,16 = 0,67 \text{ м}^2$$

Нормативный вес балки: $g_{bH} = 0,67 \times 24,5 = 16,57$ кН/м;

Расчётный вес балки: $g_b = g_{bH} \times \gamma_\alpha = 16,57 \times 1,1 = 18,22$ кН/м

Постоянная нагрузка на 1 пог. метр балки равна:

- нормативная - $\sum g_i = 3,79 + 3,53 + 2,26 + 1,33 + 1,65 + 16,57 = 29,13 \text{ кН/м}$

- расчётная - $\sum g_i \times \gamma_\alpha = 5,69 + 0,46 + 2,93 + 1,46 + 1,82 + 18,22 = 30,58 \text{ кН/м}$

5.2 ПОПЕРЕЧНОЕ РАСПРЕДЕЛЕНИЕ ВРЕМЕННЫХ НАГРУЗОК.

Временная нагрузка может занимать различное положение по ширине моста. Для расчета одной из балок пролетного строения необходимо временную нагрузку установить в положение, обеспечивающее наибольшее значение расчетных усилий. Поперечное распределение временной нагрузки характеризуется коэффициентом поперечной установки (K), который определяет долю временной нагрузки, приходящейся на рассматриваемую балку. Коэффициенты K в зависимости от длины и конструкции поперечного сечения пролетного строения определяются различными способами. В курсовой работе K можно определить по методу внецентрального сжатия. Для одинаковых поперек моста балками строим линии влияния давления на крайнюю балку (рис. 14):

$$\eta_{1n} = \frac{1}{n} \pm \frac{a_{\max}^2}{2 \sum a_i^2}$$

где: n – число главных балок поперек моста;

a_i – расстояние между симметрично расположенными балками

a_{\max} – расстояние между крайними балками.

По методу внецентрального сжатия самыми нагруженными балками являются крайние. Линии влияния давления загружаем временной нагрузкой невыгодным способом. Если принять за единицу давления оси (одной

полосы), то коэффициент поперечной установки $k = \frac{1}{2} \sum y_i$, где y_i – ордината линии влияния под грузами.

При расчетах на прочность и устойчивость следует рассматривать две схемы установки нагрузки АК поперек моста: первая – нагрузка АК устанавливается в невыгодное положение в пределах проезжей части (без учета полос безопасности). Число полос нагрузки равно числу полос движения; вторая – нагрузка АК – (две полосы для габаритов Г-8, Г-10, и Г-11.5) устанавливается в невыгодное положение на всей ширине моста с учетом полос безопасности.

Оси крайних полос нагрузки АК должны быть не ближе 1.50 от кромки проезжей части при первой схеме загрузки и от кромки ограждения ездового полотна при второй схеме. При определении усилий по второй схеме загрузки не учитывается нагрузка от «толпы» на тротуарах. При расчете по второй группе предельных состояний учитывается только первая схема загрузки. Нагрузку НК устанавливают на проезжей части моста вдоль направления движения и не учитывается совместно с нагрузкой на тротуарах и при расчетах на трещиностойкость. При определении усилий от двух и более полос нагрузки АК нагрузки от первой наиболее неблагоприятной полосы загрузки вводятся в расчет с коэффициентом $S_1=1.0$ остальные- с коэффициентом $S_1=0.6$. Для нагрузки от тележки на всех полосах нагрузок $S_1=1.0$.

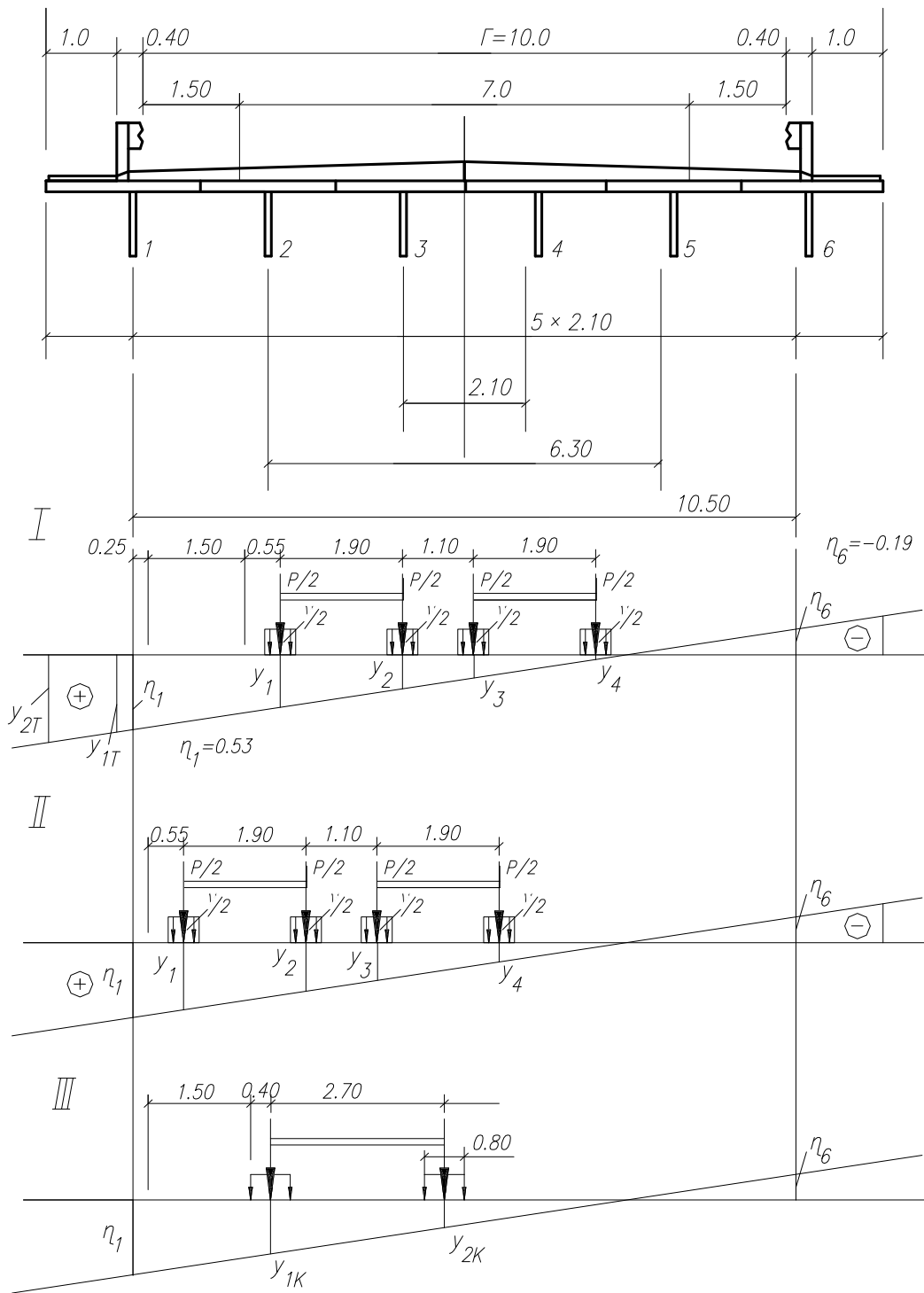


Рис. 14 Схема загрузки.

Расчётные схемы загрузки приведены на рис 14

Вычисление коэффициентов поперечной установки.

$$\eta_{1,6} = \frac{1}{6} \pm \frac{12^2}{2 * (2.4^2 + 7.2^2 + 12^2)} = 0,17 \pm 0,36$$

$$\eta_1 = 0,52 \quad ; \quad \eta_6 = -0,19$$

1. А14+толпа на тротуарах

$$k_v = \frac{1}{2}(y_1 + y_2) + \frac{1}{2}(y_3 + y_4) = \frac{1}{2}(0.33 + 0,22) + \frac{1}{2} * 0.6 * (0.15 + 0,03) = 0.329$$

$$k_p = \frac{1}{2}(y_1 + y_2 + y_3 + y_4) = \frac{1}{2}(0.33 + 0.22 + 0.15 + 0.03) = 0.365$$

$$k_t = 0.5(y_{1m} + y_{2m}) = 0.5 * (0.48 + 0.59) = 0.535$$

2. А14+тах к ограждению безопасности

$$k_v = \frac{1}{2}(y_1 + y_2) + \frac{1}{2}(y_3 + y_4) = \frac{1}{2}(0.43 + 0.31) + \frac{1}{2} * 0.6 * (0.24 + 0.12) = 0.478$$

$$k_p = \frac{1}{2}(y_1 + y_2 + y_3 + y_4) = \frac{1}{2}(0.43 + 0.31 + 0.24 + 0.12) = 0.55$$

3. Загрузка нагрузкой НК-100:

$$K_k = \frac{1}{2} * (y_{1k} + y_{2k}) = \frac{1}{2}(0.34 + 0.18) = 0.26$$

5.3 Расчёт изгибающих моментов и поперечных сил

Постоянные нагрузки определяются:

$$M_{g1} = \sum g_i * \gamma_{fi} * \omega \quad ;$$

$$Q_{g1} = \sum g_i * \gamma_{fi} * (\omega_1 - \omega_2)$$

$$M_{g11} = \sum g_i * \omega \quad ;$$

$$Q_{g11} = \sum g_i * (\omega_1 - \omega_2)$$

где γ_f – коэффициенты надежности

ω – площадь линии влияния

Усилия в характерных сечениях балки определяются для каждого сечения временных нагрузок для I и II групп предельных состояний.

Сочетание I:

$$M_p(Q_p) = (1 + \mu) \gamma_{fv} k_v v \omega + (1 + \mu) \gamma_{fp} k_p P (y_1 + y_2) + \gamma_{ft} k_t P_t \omega ;$$

Сочетание II:

$$M_p(Q_p) = (1 + \mu) \gamma_{fv} k_v v \omega + (1 + \mu) k_{fp} k_p P (y_1 + y_2) ;$$

Сочетание III:

$$M_p(Q_p) = (1 + \mu) \gamma_{fk} k_k P_k \omega ;$$

Коэффициенты надежности:

$$\gamma_{fv} = 1.20 ; \quad \gamma_{ap} = 1.50 \quad \text{при} \quad \lambda = 0; \quad \gamma_{fk} = 1.0$$

$$\gamma_{fm} = 1.20 ; \quad \gamma_{fp} = 1.20 \quad \text{при} \quad \lambda \geq 30 \text{ м; для } l = 23.40 \quad \gamma_{fp} = 1.27$$

Динамический коэффициент для нагрузки АК:

$$1 + \mu = 1 + \frac{45 - \lambda}{135} \geq 1.0$$

λ – длина загрузки

$$\text{Нагрузка НК-100} \quad 1 + \mu = 1,30 \quad \text{при} \quad \lambda \leq 1.0$$

$$1 + \mu = 1,10 \quad \text{при} \quad \lambda \geq 5.0$$

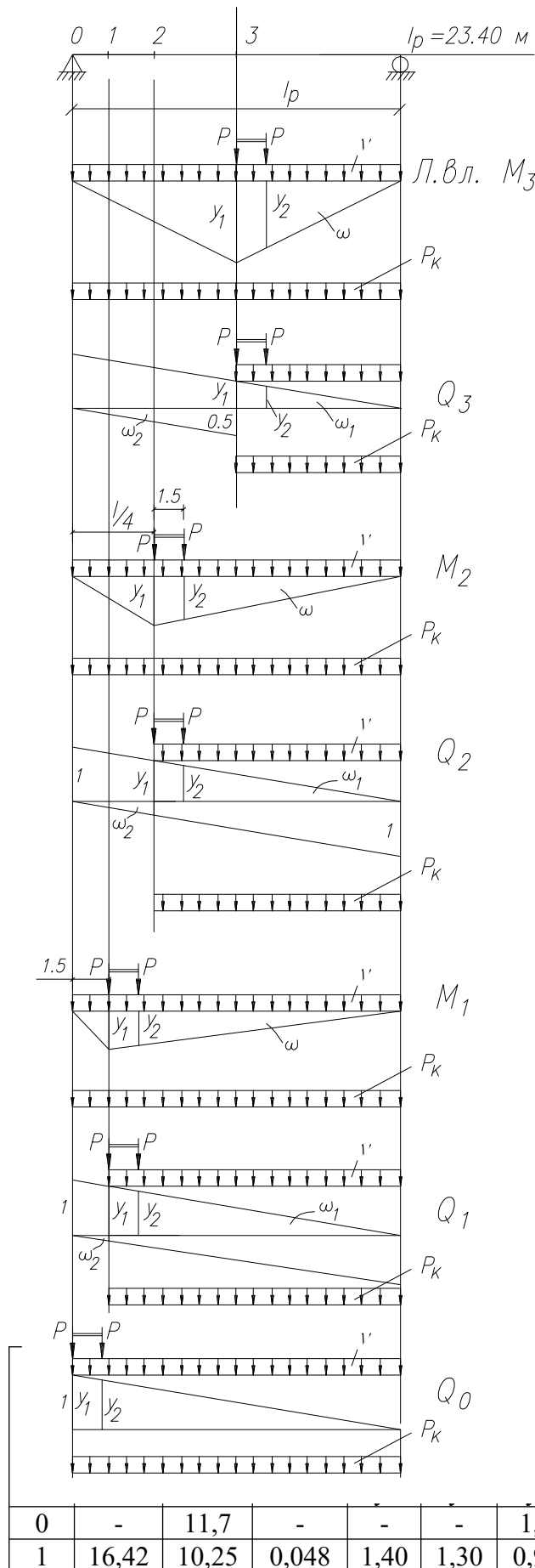
$$V = 14 \text{ кН/м}; \quad P = 140 \text{ кН}$$

P_k – эквивалентная нагрузка, определяется по табл. 4;

ω – площадь линии влияния;

$$P_T = 3,92 - 0,0196\lambda \text{ кПа}; \quad \lambda \text{ – длина загрузки } 23,4 \text{ м}$$

$$P_T = 3,46 \text{ кПа}$$



$$l_p = 23.40 \text{ м}$$

Сечение 0 – опорное

Сечение 1 – на расстоянии 1.5 м от опоры

Сечение 2 – четверть пролета

Сечения 3 – середина пролета

М – моменты

Сечение 3:

$$y_1 = \frac{l_p}{4} = 5.85$$

$$y_2 = \frac{l/2 - 1.5}{2}; \quad \omega = \frac{l^3}{8}$$

Сечение 2:

$$y_1 = \frac{3}{16} l$$

$$y_2 = \frac{(3 \cdot l/4 - 1.5)}{4}; \quad \omega = \frac{l}{2} \cdot \frac{3}{16} l = \frac{3l^2}{32}$$

Сечение 1:

$$y_1 = \frac{(l - 1.5) \cdot 1.5}{l_p}$$

$$y_2 = \frac{(l - 3.0) \cdot 1.5}{l}; \quad \omega = \frac{(l - 1.5) \cdot 1.5}{2}$$

Q – силы

Сечение 3:

$$y_1 = 0.5$$

$$y_2 = \frac{l/2 - 1.5}{l_p}; \quad \omega_1 = \omega_2 = \frac{l_p}{8}$$

Сечение 2:

Сечение 1:

Сечение 0:

$$y_1 = 1.0$$

$$y_2 = 0.94; \quad \omega = \frac{l_p}{2} = 11.70;$$

Рисунок 15. Линии влияния М и Q в расчётных сечениях.

Таблица 5

ний зам Р	Коэффициенты поперечной нагрузки												
	Q	А14+нагрузка на тротуар			А14		НК Кк						
		y ₂	K _v	K _p	K _т	K _v		K _p					
0	-	11,7	-	-	-	1,0	0,94	0,329	0,365	0,53	0,48	0,55	0,26
1	16,42	10,25	0,048	1,40	1,30	0,93	0,87	-	-	-	-	-	-

2	51,33	6,58	0,73	4,38	4,01	0,75	0,68	-	-	-	-	-	-
3	68,44	2,92	2,92	5,85	5,1	0,50	0,43	-	-	-	-	-	-

Сечение 0-0:

$$Q_{px}^1 = 30.58 * 11.70 = 357.8 \quad \text{кН}$$

$$Q_{px}^{11} = 29.13 * 11.70 = 340.82 \quad \text{кН}$$

$$Q_p^1 = 1.20 * 1.16 * 0.329 * 14 * 11.7 + 1.20 * 1.16 * 0.365 * 140 * 1.94 + 1.20 * 0.53 * 3.46 * 11.70 = 238 \quad \text{кН}$$

$$Q_p^{11} = 0.329 * 14 * 11.7 + 0.365 * 140 * 1.94 + 0.53 * 3.46 * 11.70 = 174 \quad \text{кН}$$

$$Q_p = 1.20 * 1.16 * 0.48 * 14 * 11.70 + 1.20 * 1.16 * 0.55 * 140 * 1.94 = 317 \quad \text{кН}$$

$$Q_p = 1.0 * 1.16 * 0.26 * 58.86 * 11.70 = 208 \quad \text{кН}$$

Сечение 1-1:

$$Q_{px}^1 = 30.58 * (10.25 - 0.048) = 311.98 \quad \text{кН}$$

$$M_p^1 = 30.58 * 16.42 = 502.12 \quad \text{кН*м}$$

$$Q_{px}^{11} = 29.13 * (10.25 - 0.048) = 297.18 \quad \text{кН}$$

$$M_p^{11} = 29.13 * 16.42 = 478.3 \quad \text{кН*м}$$

$$Q_p^1 = 1.20 * 1.16 * 0.329 * 14 * 10.25 + 1.20 * 1.16 * 0.365 * 140 * 1.8 + 1.20 * 0.53 * 3.46 * 10.25 = 216 \quad \text{кН}$$

$$M_p^1 = 1.20 * 1.16 * 0.329 * 14 * 16.42 + 1.20 * 1.16 * 0.365 * 140 * 2.7 + 1.20 * 0.53 * 3.46 * 16.42 = 333 \quad \text{кН*м}$$

$$Q_p^{11} = 0.336 * 14 * 10.25 + 0.365 * 140 * 1.8 + 0.53 * 3.46 * 10.25 = 158,98 \quad \text{кН}$$

$$M_p^{11} = 0.336 * 14 * 16.4 + 0.365 * 140 * 2.7 + 0.53 * 3.46 * 16.4 = 245 \quad \text{кН*м}$$

$$Q_p = 1.20 * 1.16 * 0.48 * 14 * 10.25 + 1.20 * 1.16 * 0.55 * 140 * 1.8 = 289 \quad \text{кН}$$

$$M_p = 1.20 * 1.16 * 0.48 * 14 * 16.42 + 1.20 * 1.16 * 0.55 * 140 * 2.7 = 443 \quad \text{кН*м}$$

$$Q_p = 1.0 * 1.16 * 0.26 * 58.86 * 10.25 = 182 \text{ кН}$$

$$M_p = 1.0 * 1.16 * 0.26 * 58.86 * 16.42 = 291.5 \text{ кН*м}$$

Сечение 2-2:

$$Q_{px}^1 = 30.58 * (6.58 - 0.73) = 178.89 \text{ кН}$$

$$M_p^1 = 30.58 * 51.33 = 1569.67 \text{ кН*м}$$

$$Q_{px}^{11} = 29.13 * (6.58 - 0.73) = 170.41 \text{ кН}$$

$$M_p^{11} = 29.13 * 51.33 = 1495.24 \text{ кН*м}$$

$$Q_p^1 = 1.20 * 1.16 * 0.329 * 14 * 6.58 + 1.20 * 1.16 * 0.365 * 140 * 1.43 + 1.20 * 0.53 * 3.46 * 6.58 = 158$$

кН

$$M_p^1 = 1.20 * 1.16 * 0.329 * 14 * 51.33 + 1.20 * 1.16 * 0.365 * 140 * 8.40 + 1.20 * 0.53 * 3.46 * 51.33 = 1039$$

кН*м

$$Q_{px}^{11} = 0.329 * 14 * 6.58 + 0.365 * 140 * 1.43 + 0.53 * 3.46 * 6.58 = 115.3 \text{ кН}$$

$$M_p^{11} = 0.329 * 14 * 51.33 + 0.365 * 140 * 8.40 + 0.53 * 3.46 * 51.33 = 759 \text{ кН*м}$$

$$Q_p = 1.20 * 1.16 * 0.48 * 14 * 6.58 + 1.20 * 1.16 * 0.55 * 140 * 1.43 = 215 \text{ кН}$$

$$M_p = 1.20 * 1.16 * 0.48 * 14 * 51.33 + 1.20 * 1.16 * 0.55 * 140 * 8.40 = 1380 \text{ кН}$$

$$Q_p = 1.0 * 1.16 * 0.26 * 58.86 * 6.58 = 117 \text{ кН}$$

$$M_p = 1.0 * 1.16 * 0.26 * 58.86 * 51.33 = 911.21 \text{ кН*м}$$

Сечение 3-3:

$$Q_{px}^1 = 0$$

$$M_p^1 = 30.58 * 68.44 = 2092.89 \text{ кН*м}$$

$$Q_{px}^{11} = 0$$

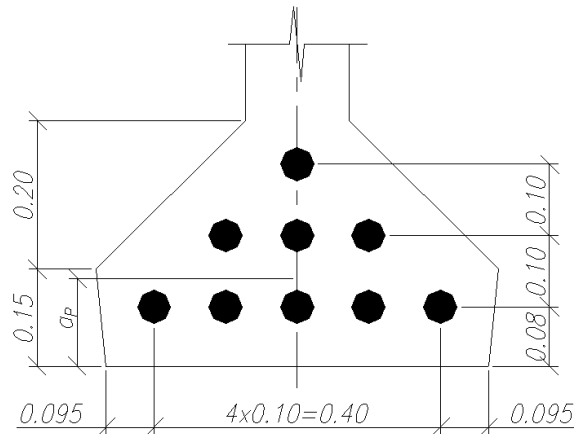
$$M_p^{11} = 29.13 * 68.44 = 1993.65 \text{ кН*м}$$

Расчетные усилия и моменты от постоянных моментов временных нагрузок

Таблица 6

№ сече- ний	Постоянные нагрузки				Временные нагрузки,								Максимальные расчетные усилия			
	I группа предельных состояний		II группа предельных состояний		A14 + нагрузка на тротуар				A11		НК		I группа пред. состояний		II группа пред. состояний	
	M _g кНм	Q _g кН	M _g ^H кНм	Q _g ^H кН	I группа пред. состояний		II группа пред. состояний		M _p кНм	Q _p кН	M _p кНм	Q _p кН	I группа пред. состояний		II группа пред. состояний	
					M _p	Q _p	M _p ^H	Q _p ^H					M	Q	M	Q
0	-	374	-	320	-	218	-	155	-	285	-	231	-	659	-	475
1	526	327	449	279	305	208	216	140	398	274	321	215	924	601	665	419
2	1643	187	1404	160	919	154	675	103	1192	207	987	169	2835	394	2079	263
3	2191	-	1872	-	1300	93	888	59	1702	129	1315	108	3893	129	2761	59

5.4 РАСЧЕТ БАЛКИ НА ПРОЧНОСТЬ ПО НОРМАЛЬНОМУ СЕЧЕНИЮ.



Расчетный изгибающий момент в сечении 3 (середина пролета) (см.табл 6):

$$M_{\max 1} = 3907 \text{ кН*м}$$

Принимаем 9 пучков напрягаемой арматуры класса В-1500, диаметр проволоки 5 мм.

Положение центра тяжести напрягаемой арматуры:

$$a_p = \frac{5 \times 0.08 + 3 \times 0.18 + 1 \times 0.28}{9} = 0.136 \text{ м;}$$

Рабочая высота сечения: $h_o = h - a_p = 1.23 - 0.136 = 1.094 \text{ м;}$

Необходимую площадь напрягаемой арматуры определяем по формуле:

$$A_p = \frac{M_{\max 1}}{R_p \left(h_o - \frac{f^1}{2} \right)} ;$$

$R_p = 1055 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление на растяжение высокопрочной проволоки диаметром 5 мм, класса В-1500I.

$$A_p = \frac{3907}{1055 \times 10^3 \left(1.094 - \frac{0.21}{2} \right)} = 3.74 \times 10^{-3} \text{ м}^2 = 37.4 \text{ см}^2$$

Количество проволок в каждом пучке:

$$n = \frac{37.4}{9 \times 0.196} = 21,2 \text{ , (24 проволоки, кратно } \gamma)$$

0,196 – площадь сечения одной проволоки в см^2 .

Действительная площадь напрягаемой арматуры:

$$A_p = 9 \times 24 \times 0.196 = 42.34 (\text{см}^2)$$

Сечение 2:

$$A_p = \frac{M_{\max}'}{R_p \left(h_0 - \frac{h_f'}{2} \right)} = \frac{2949}{1055 \times 10^3 \left(1.094 - \frac{0.21}{2} \right)} = 28,26 \text{ см}^2$$

Количество пучков в сечении 2:

$$n = \frac{28.26}{24 \times 0.196} = 6,00 \quad (\text{6 пучков})$$

Сечение 1:

$$A_p = \frac{M_{\max}'}{R_p \left(h_0 - \frac{h_f'}{2} \right)} = \frac{945}{1055 \times 10^3 \left(1.094 - \frac{0.21}{2} \right)} = 9.06 \text{ см}^2$$

Количество пучков в сечении 1:

$$n = \frac{9.06}{24 \times 0.196} = 1,92 \quad (\text{2 пучка}).$$

Проверка:

Определяем границу сжатой зоны сечения:

$$A_p R_p = 42,34 \times 10^{-4} \times 1055 \times 10^3 = 4466.87 \text{ кН}$$

$$b_f' h_f' R_b = 2.47 \times 0.21 \times 17.5 \times 10^3 = 9077.3 \text{ кН}$$

$$h_f' > x$$

$$x = \frac{A_p R_p}{b_f' R_b} = \frac{4466.87}{2.47 \times 17.5 \times 10^3} = 0.1033 \text{ м}$$

$$h_f' = 0.21 > x = 0.1033 \text{ м}$$

Условие прочности:

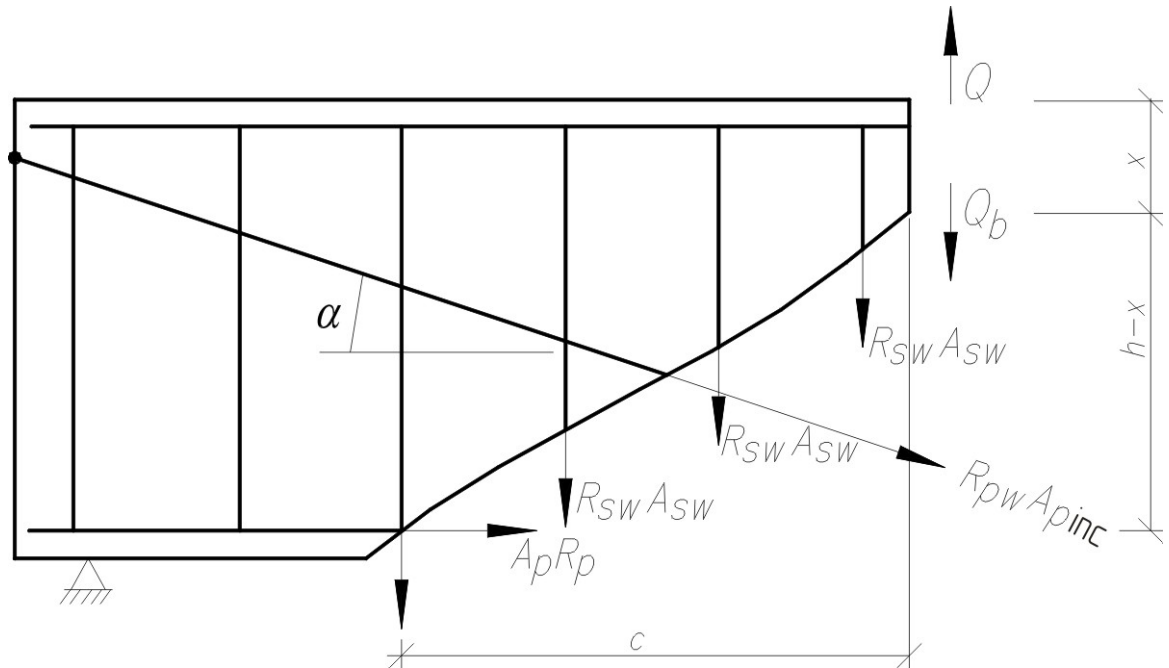
$$M_{\max}' \leq R_b b_f' x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right)$$

$$17.5 \times 10^3 \times 2.47 \times 0.1033 \times \left(1.094 - \frac{0.1033}{2} \right) = 4654.20 \text{ кНм}$$

$$3907 < 4654.20$$

Условие прочности выполняется.

Расчет наклонного сечения.



$$Q \leq Q_b + Q_{SW} + Q_{SW, inc} \quad Q_{4SW} = m_{04} \sum R_{sw} A_{sw} \quad \text{— усилие воспринимаемое хомутами;}$$

$m_{04} = 0.80$ - коэффициент условия работы;

$Q_{SW, inc}$ - усилие воспринимаемое отогнутой арматурой;

$$Q_{SW, inc} = m_{04} \sum R_{pw} A_{pi} \sin \alpha ;$$

$m_{04} = 0.8$ - для стержневой арматуры;

$m_{04} = 0.7$ - для напрягаемых пучков.

В принятом числовом примере $Q_{OT} = 0$, т.к. нет отогнутой арматуры.
 C - длина проекции наклонного сечения;

$$h_o = 1.23 - 0.18 = 1.05 \quad x = \frac{3 \cdot 24 \cdot 0.196 \cdot 10^{-4} \cdot 1055 \cdot 10^3}{2.32 \cdot 17.5 \cdot 10^3} = 0.024 ;$$

$$h - x = 1.23 - 0.024 = 1.206 ;$$

$$C = \frac{h - x}{\operatorname{tg} 30^\circ} = \frac{1.19}{0.58} = 2.08 ;$$

$$Q_x = 0.80 \cdot 265 \cdot 10^3 \cdot 2 \cdot 0.785 \cdot 10^{-4} \frac{2.08}{15} = 462 \text{ кН} ;$$

Q_b - поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны сечения.

$$Q_b = \frac{2 R_{bt} b h_o^2}{c} \leq m R_{bt} b h_o ;$$

$$Q_b = \frac{2 \cdot 1.15 \cdot 10^3 \cdot 0.26 \cdot 1.05^2}{2.08} = 317 \text{ кН} ;$$

m – коэффициент условия работы. Принимаем $m = 1.30$.

$$1.30 \cdot 1.15 \cdot 10^3 \cdot 0.26 \cdot 1.05 = 408 > 317$$

$Q_w^r = 1000 \cdot A_w^r$ – усилие воспринимаемое горизонтальной арматурой.

$$Q_w^r = 2 \cdot 24 \cdot 0.196 \cdot 1000 = 14112 \cdot \frac{9.81}{1000} = 92.30 \text{ кН} ;$$

A_w^r – площадь горизонтальной арматуры в см².

$$462 + 317 + 92.30 = 871 > 601 \quad \text{– условие прочности выполняется.}$$

5.5 РАСЧЕТ НАКЛОННЫХ СЕЧЕНИЙ НА ДЕЙСТВИЕ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ.

А. Проверка прочности сжатой полосы между наклонными трещинами:

$$Q \leq 0.3 \times \phi_{\omega 1} \times \phi_{b 1} \times R_b \times b \times h_0$$

$Q = 601$ кН – максимальная поперечная сила в сечении 1

(см. таблицу 6)

$$\phi_{\omega 1} = 1 + 5 \frac{E_s}{E_b} \frac{A_{sw}}{b S_w} ;$$

$E_s = 2.06 \times 10^5$ – модуль упругости стали А300;

$E_b = 34.5 \times 10^3$ – модуль упругости бетона класса В35;

$b = 0.26$ м – ширина ребра (стенки) на опоре;

$S_w = 0.20$ м – расстояние между хомутами, что меньше 0,41 м;

$$S_w \leq H/3 = 1.23/3 = 0.41 \text{ м}$$

A_w – площадь сечения ветвей хомутов, расположенных в одной

плоскости.

Задаемся диаметром хомутов 12 мм.

$$A_w = 4 \times 1.131 = 4.52 \times 10^{-4} \text{ м}^2 ;$$

$$\phi_{\omega 1} = 1 + 5 \frac{2.06 \times 10^5}{34.5 \times 10^3} \times \frac{4.52 \times 10^{-4}}{0.26 \times 0.02} = 1.26 ;$$

$$\phi_{b1} = 1 - 0.01 R_b = 1 - 0.01 \times 17,5 = 0.82 \quad ;$$

$$h_o = 1.23 - 0.136 = 1.094$$

$$0,3 \times 1,26 \times 0,82 \times 17,5 \times 10^3 \times 0,26 \times 1,094 = 1543 \text{ кН}$$

1543 > 601 – условие прочности выполняется.

Б. Расчет прочности наклонного сечения.

Условия прочности наклонного сечения:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{sw,inc}$$

Q_b – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны сечения.

$$Q_b = \frac{2 R_{bt} b h_o^2}{c} \leq m R_{bt} b h_o \quad ;$$

$$Q_b = \frac{2 \times 1.15 \times 10^3 \times 0.26 \times 1.094^2}{2.09} = 342 \text{ кН}$$

m – коэффициент условия работы. Принимаем $m=1,30$.

$$1,30 \times 1,15 \times 10^3 \times 0,26 \times 1,094 = 425 > 342 \text{ кН};$$

$$Q_b = 342 \text{ кН} < Q = 675 \text{ кН}$$

$$Q_{sw} = m_{04} \cdot q_{sw} \cdot c \text{ - усилие воспринимаемое}$$

поперечной арматуры;

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S} = \frac{225 \cdot (100) \cdot 4 \cdot 1.131}{20} = 5.09 \text{ кН/см}$$

R_{sw} - расчётное сопротивление растянутой

поперечной арматуры (225МПа)

$m_{04} = 0.8$ - коэффициент условия работы;

c - проекция наклонной трещины на продольную ось балки:

$$h_o \leq c \leq 2h_o$$

Принимаем наименьшее значение " c ":

$$c = h_o = 109,4 \text{ см}$$

$$Q_{sw} = 0,8 \cdot 5,09 \cdot 109,4 = 445 \text{ кН}$$

$$Q_b + Q_{sw} = 342 + 445 = 787 \text{ кН, что больше } Q = 675 \text{ кН}$$

Прочность наклонного сечения обеспечена без устройства отгибов $Q_{sw, inc}$:

$Q_{sw, inc}$ - усилие, воспринимаемое отогнутой напряжённой арматурой;

$$Q_{sw, inc} = m_{04} \sum R_{pw} A_{pi} \sin \alpha \quad ; \quad \sin \gamma = \sin 30^\circ = 0.5$$

$m_{04} = 0.7$ - для напряжённых хомутов

При наличии одного отгиба напряжённой арматуры:

$$Q_{sw, inc} = 0,7 * 1 * 24 * 0,196 * 940(100) * 0,5 = 155 \text{ кН}$$

$$Q_b + Q_{sw} + Q_{sw, inc} = 342 + 445 + 155 = 942 \text{ кН, что больше } Q = 675 \text{ кН}$$

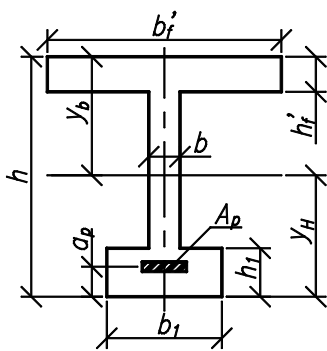
5.6. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ХАРАКТЕРИСТИК ПРИВЕДЁННОГО СЕЧЕНИЯ БАЛКИ.

Геометрические характеристики вычисляются с учетом стадийности работы балок.

Балки с натяжением до бетонирования (стендового изготовления) работают в одну стадию.

Балки с натяжением на бетон работают в две стадии: первая стадия – работает балка ослабленная каналами (стадия изготовления); вторая стадия – работает балка с приведенной площадью сечения (стадия эксплуатации).

Балка с натяжением на упоры (стендовое изготовление).



Середина пролета:

$$b_f' = 2.47 \text{ м} ; \quad h_f' = 0.21 \text{ м} ; \quad h = 1.23 \text{ м} ;$$

$$b = 0.16 \text{ м} ;$$

$$b_1 = 0.59 \text{ м} ; \quad h_1 = 0.26 \text{ м} ; \quad a_p = 0.118 \text{ м} .$$

Площадь приведенного сечения:

$$A_{red} = (b_f' - b) h_f' + b h + (b_1 - b) h_1 + \frac{E_p}{E_b} A_p ;$$

$$A_{red} = (2.47 - 0.16) \cdot 0.21 + 1.23 \cdot 0.16 + (0.59 - 0.16) \cdot 0.26 + \frac{1.77 \cdot 10^5}{34.5 \cdot 10^3} \times 42.34 \cdot 10^4 = 0.454 + 0.197 + 0.112 + 0.019 = 0.782 \text{ м}^2$$

Статический момент сечения относительно нижней грани сечения балки:

$$S_x = \frac{b h^2}{2} + (b_f' - b) h_f' \left(h - \frac{h_f'}{2} \right) + \frac{(b_1 - b) h_1^2}{2} + \frac{E_p}{E_b} A_p a_p =$$

$$0.121 + 0.546 + 0.014 + 0.002 = 0.683 \text{ м}^3$$

Расстояние от низа балки до центра тяжести сечения:

$$y_H = \frac{S_x}{A_{red}} = \frac{0.683}{0.782} = 0.87 \text{ м}$$

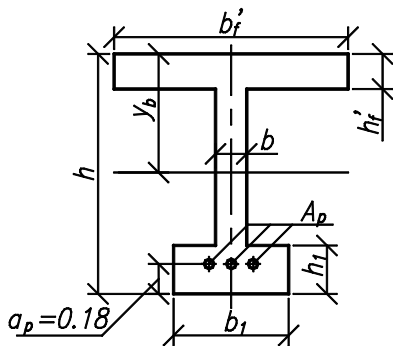
$$y_b = h - y_H = 1.23 - 0.873 = 0.36 \text{ м}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно оси проходящей через центр тяжести сечения:

$$J_{red} = \frac{b \cdot y_H^3}{3} + \frac{b \cdot y_b^3}{3} + \frac{(b'_f - b) h_f^3}{12} + (b'_f - b) h_f \left(y_b - \frac{h_f}{2} \right)^2 + \frac{(b_1 - b) h_1^3}{12} + (b_1 - b) h_1 \left(y_H - \frac{h_1}{2} \right)^2 + \frac{E_p}{E_b} A_p (y_H - a_p)^2$$

$$J_{red} = \frac{0.16 \cdot 0.36^3}{3} + \frac{0.16 \cdot 0.87^3}{3} + \frac{(2.47 - 0.16) \cdot 0.21^3}{12} + \frac{(0.59 - 0.16) \cdot 0.26^3}{12} + (2.47 - 0.16) \cdot 0.21 \left(0.36 - \frac{0.21}{2} \right)^2 + (0.59 - 0.16) \cdot 0.26 \left(0.87 - \frac{0.26}{2} \right)^2 + \frac{1.77 \cdot 10^5}{34.5 \cdot 10^3} 42.34 \cdot 10^{-4} \cdot (0.87 - 0.118)^2 = 140.24 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

Сечение на расстоянии $h = 1.50$ от опорного сечения.



$$A_p = 2 \cdot 24 \cdot 0.196 \cdot 10^{-4} = 9.41 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2$$

$$a_p = 0.18 \text{ м}$$

$$A_{red} = (2.47 - 0.26) \cdot 0.21 + 1.23 \cdot 0.26 + (0.59 - 0.26) \cdot 0.26 + \frac{1.77 \cdot 10^5}{34.5 \cdot 10^3} \cdot 9.41 \cdot 10^{-4} =$$

$$0.433 + 0.320 + 0.086 + 0.005 = 0.844 \text{ м}^2$$

$$S_x = \frac{0.26 \cdot 1.23^2}{2} + (2.47 - 0.26) \cdot 0.21 \cdot \left(1.23 - \frac{0.21}{2} \right) + \frac{(0.59 - 0.26) \cdot 0.26^2}{2} +$$

$$+ 9.41 \cdot 10^{-4} \cdot 0.18 \cdot \frac{1.77 \cdot 10^5}{34.5 \cdot 10^3} = 0.714 \text{ м}^3$$

$$y_H = \frac{0.714}{0.844} = 0.85 \text{ м}; \quad y_b = 1.23 - 0.85 = 0.38 \text{ м}$$

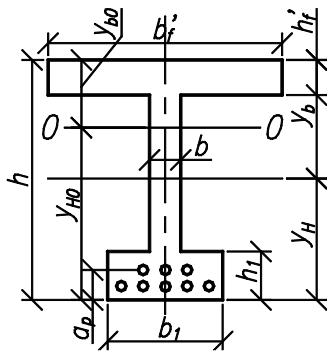
$$J_{\text{ред}} = \frac{0.26 \cdot 0.38^3}{3} + \frac{0.26 + 0.85^3}{3} + \frac{(2.47 - 0.26) \cdot 0.21^3}{12} + (2.47 - 0.26) \cdot 0.21 \cdot \left(0.38 - \frac{0.21}{2}\right)^2 +$$

$$+ \frac{(0.59 - 0.26) \cdot 0.26^3}{12} + (0.59 - 0.26) \cdot 0.26 \cdot \left(0.85 - \frac{0.26}{2}\right)^2 +$$

$$+ \frac{1.77 \cdot 10^5}{34.5 \cdot 10^3} \cdot 9.41 \cdot 10^{-4} \cdot (0.85 - 0.18)^2 = 141.62 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

Балка с натяжением на бетон (вариант)

Середина пролета:



1. Стадия работы

Площадь сечения ослабленного каналами:

$$A_o = (b'_f - b)h'_f + bh + (b_1 - b)h_1 - A_K$$

A_K – площадь сечения каналов.

Статистический момент относительно низа балки:

$$S_o = (b'_f - b)h'_f \left(h - \frac{h'_f}{2}\right) + \frac{bh^2}{2} + \frac{(b_1 - b)h_1^2}{2} - A_K a_p ;$$

Расстояние от низа балки до центра тяжести ослабленного сечения:

$$y_{no} = \frac{S_o}{A_o} \quad y_{bo} = h - y_{no}$$

Момент инерции приведенного сечения ослабленного каналами:

$$J_o = \frac{by_{no}^3}{3} + \frac{by_{bo}^3}{3} + \frac{(b'_f - b)h_f^3}{12} + (b'_f - b)h'_f \left(y_{bo} - \frac{h'_f}{2}\right)^2 +$$

$$+ \frac{(b_1 - b)h_1^3}{12} + (b_1 - b)h_1 \left(y_{no} - \frac{h_1}{2}\right) - A_K (y_{no} - a_p)^2$$

2. Стадия работы

Площадь приведенного сечения:

$$A_{\text{ред}} = A_o + \frac{E_p}{E_b} A_p ;$$

Статический момент сечения относительно оси 0-0:

$$S_o = \frac{E_p}{E_b} A_o (y_{no} - a_p) ;$$

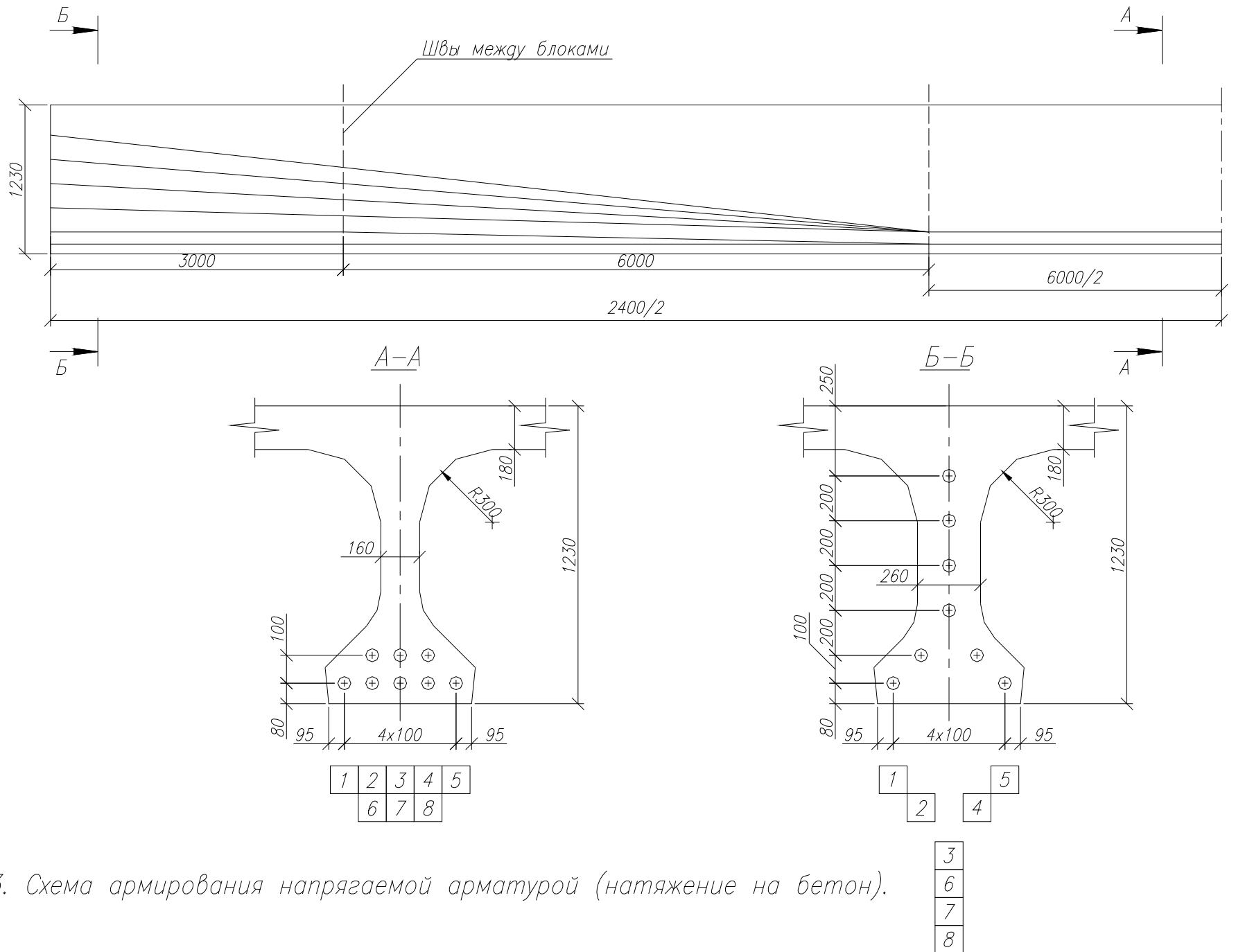


Рис. 13. Схема армирования напрягаемой арматуры (натяжение на бетон).

Расстояние от оси 0-0 до оси 1-1 приведенного сечения:

$$C = \frac{S_o}{A_{red}} ;$$

Расстояние от низа и верха балки от оси 1-1:

$$y_n = y_{но} - c \quad y_b = y_{бо} + c ;$$

Момент инерции приведенного сечения:

$$J_{red} = \frac{by_n^3}{3} + \frac{by_b^3}{3} + \frac{(b'_f - b)h_f^3}{12} + (b'_f - b)h_f \left(y_b - \frac{h_f}{2}\right)^2 + \\ + \frac{(b_1 - b)h_1^3}{12} + (b_1 - b)h_1 \left(y_n - \frac{h_1}{2}\right)^2 + \frac{E_p}{E_b} A (y_n - a_p)^2$$

5.7. ОПРЕДЕЛЕНИЕ ПОТЕРЬ ПРЕДВАРИТЕЛЬНОГО НАПРЯЖЕНИЯ В АРМАТУРЕ.

Напряжение в элементах предварительно напряженных конструкций следует принимать по контролируемому усилию за вычетом:

первых потерь – на стадии обжатия бетона,

первых и вторых – на стадии эксплуатации.

Первые потери: а) в конструкциях с натяжением на упоры: от деформации анкеров, трения об огибающие устройства, 50% потерь от релаксации напряжений в арматуре, температурный перепад, быстроснатекающая ползучесть, от деформации форм.

б) в конструкциях с натяжением на бетон – от деформации анкеров, трения арматуры о стенки канала, 50% потерь от релаксации напряжений в арматуре.

Вторые потери: а) натяжение на упоры – от усадки и ползучести бетона, 50% потерь от релаксации напряжений в арматуре.

б) натяжение на бетон – от усадки и ползучести, 50% потерь от релаксации, от деформации стыков между блоками в составных по длине конструкциях.

Суммарное значение первых и вторых потерь должно быть не менее 100 МПа.

Вычисление потерь предварительного напряжения арматуры:

Натяжение на упоры	Натяжение на бетон
1. Потери от релаксации напряжений в арматуре:	
$\sigma_1 = \left(0.22 \frac{\sigma_p}{R_{pn}} - 0.1\right) \sigma_p$ <p style="text-align: center;">;</p> <p>σ_p – контролируемое напряжение.</p> <p>L = 12.0 м $\sigma_p = 940$ МПа L = 33.0 м $\sigma = 1060$ МПа – для пучков</p> <p>L = 12.0 м $\sigma_p = 870$ МПа L = 21.0 м $\sigma_p = 990$ МПа – для канатов К 7</p> <p>L = 24.0 м $\sigma_p = 1008$ МПа</p> <p>$R_{pn} = 1335$ МПа – нормативное сопротивление растяжению (табл.П4, прил.3).</p> $\sigma_1 = \left(0.22 \frac{1008}{1335} - 0.1\right) 1008 = 0.066 \cdot 1008 = 66.53 \text{ МПа}$	
2. Потери от температурного перепада:	
$\sigma_2 = 0$	$\sigma_2 = 0$
3. Потери от деформации анкеров	
$\sigma_3 = \frac{\Delta L}{L} E_p$ <p>$\Delta L = 2$ мм на каждый анкер $E = 1.77 \cdot 10^5$ МПа</p> $\sigma_3 = \frac{2 \cdot 0.002}{24.0} 1.77 \cdot 10^5 = 29.48 \text{ МПа}$	$\sigma_3 = \frac{\Delta L_1 + \Delta L_2}{L} E_p$ <p>$\Delta L_1 = 2$ мм на каждый анкер $\Delta L_2 = 2$ мм на каждый анкер пучков $\Delta L_2 = 8$ мм для К-7</p> $\sigma_3 = \frac{2 \cdot 2 + 2 \cdot 2}{24000} 1.77 \cdot 10^5 = 58.97 \text{ МПа}$
4. Трения о стенки канала	
$\sigma_4 = 0$	$\sigma_4 = \sigma_p \left(1 - \frac{1}{e^{\omega x + \delta \theta}}\right)$ <p>$\sigma_p = 1008$ МПа $e = 2.72$ основание натурального логарифма; $\omega = 0.005$; $\delta = 0.55$ x – длина участка от натяженного устройства до расчетного сечения</p>

	6 м; θ – суммарный угол поворота оси
Натяжение на упоры	Натяжение на бетон
5. От деформации стальных форм	
$\sigma_5 = 30 \text{ МПа}$	$\sigma_5 = 0$
6. Быстронатекающая ползучесть	
$\sigma_6 = 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$ <p>при интенсивном твердении бетона:</p> $\frac{\alpha_{bp}}{R_{bp}} \leq 0.8$ $\sigma_6 = 32 + 94 \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0.8 \right) \quad \text{при}$ $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0.8$ $R_{bp} = 0.8 \cdot 35 = 28 \text{ МПа}$ <p>σ_{bp} - напряжение на уровне центра тяжести продольной арматуры с учетом потерь $\sigma_1 - \sigma_2$</p>	$\sigma_6 = 0$
$\sigma_{bp} = -\frac{A_p(\sigma_p - \sum \sigma_{noT})}{A_{red}} - \frac{A_p(\sigma_p - \sum \sigma_{noT})e}{J_{red}}(y_n - a_p) + \frac{M_{bH}}{J_{red}}(y_n - a_p) =$ $\zeta \frac{37.63 \cdot 10^{-4}(1008 - 126)}{0.782} - \frac{37.63 \cdot 10^{-4}(1008 - 126) \cdot 0.71 \cdot 0.71}{140.24 \cdot 10^{-3}} +$ $+ \frac{0.732 \cdot 24.5 \cdot 68.44}{140.24 \cdot 10^{-3}} \cdot 0.71 = -4.24 - 11.95 + 6.65 = -9.54 \text{ МПа}$ $\sigma_{noT} = 66.53 + 29.48 + 30 = 126 \text{ МПа} \quad ; \quad y_n = 0.83 \quad ; \quad a_p = 0.12$	

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{9.54}{28} = 0.34 < 0.8 \quad ; \quad \sigma_6 = 40 \cdot 0.34 = 13.6 \text{ МПа}$$

Для бетонов подвергнутых тепловой обработке:

$$\sigma_6 = 13.6 \cdot 0.85 = 11.56 \text{ МПа}$$

Натяжение на упоры	Натяжение на бетон
7. Усадка бетона при натяжении (в зависимости от класса бетона)	
$\sigma_7 = 35 \text{ МПа}$	$\sigma_7 = 30 \text{ МПа}$
8. Ползучесть бетона	
$\sigma_8 = 150 \alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \quad \text{при} \quad \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0.75$ $\sigma_8 = 300 \alpha \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0.375 \right) \quad \text{при}$ $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0.75$ $\alpha = 0.85$ $\sum \sigma_{noT} = 126 + 11.56 = 137.56 \text{ МПа}$	
$\sigma_{bp} = -\frac{37.63 \cdot 10^{-4} (1008 - 137.56)}{0.782} - \frac{37.63 \cdot 10^{-4} (1008 - 137.56) 0.71^2}{140.24 \cdot 10^{-3}} + 6.65 =$ $\sigma_{bp} = -4.19 - 11.77 + 6.65 = -9.31 \text{ МПа}$	
$\sigma_{bp} = -9.31 \quad \sigma_8 = 150 \cdot 0.85 \cdot 0.33 = 42.08 \text{ МПа}$	$\frac{9.31}{28} = 0.33 < 0.75$

$$\sigma_9 = 0$$

$$\sigma_{10} = 0$$

Балки с натяжением на упоры (стендовое изготовление):

первые потери $\sigma_{noT,1} = 0.5 \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6$

вторые потери $\sigma_{noT,2} = 0.5 \sigma_1 + \sigma_7 + \sigma_8$

Балки с натяжением на бетонупоры:

первые потери $\sigma_{noT,1} = 0.5 \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$

вторые потери $\sigma_{noT,2} = 0.5\sigma_1 + \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_{10}$

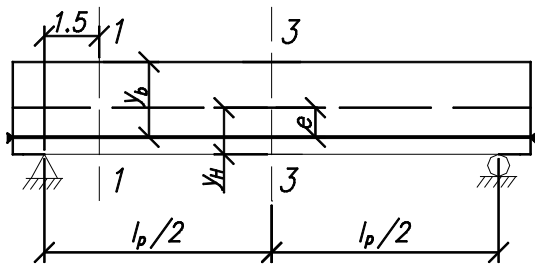
$$\sigma_{nom,1} = 0.5 \cdot 66.53 + 29.48 + 30 + 11.56 = 104.30 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{nom,2} = 0.5 \cdot 66.53 + 35 + 42.08 = 110.34 \text{ МПа}$$

Тогда потери в арматуре при натяжении на упоры составит:

$$\sigma_{nom} = \sigma_{nom,1} + \sigma_{nom,2} = 214.64 \text{ МПа}$$

5.8. РАСЧЕТ ПО ОБРАЗОВАНИЮ НОРМАЛЬНЫХ ТРЕЩИН.



Расчеты по второй группе предельных состояний выполняют на нормативные нагрузки: $\gamma_f=1.0$; $1+\mu=1.0$. При этом рассматривается только первая схема загрузки временной нагрузки АК поперек моста. На стадии эксплуатации в середине пролета в нижней зоне балки должны соблюдаться условия:

Натяжение на упоры:

$$-\frac{N_H}{A_{red}} - \frac{N_H e}{J_{red}} y_H + \frac{M_{max^{11}}}{J_{red}} y_H \leq 1.4 R_{bt, ser}$$

При отсутствии на мосту временной нагрузки:

$$-\frac{N_H}{A_{red}} - \frac{N_H e}{J_{red}} y_H + \frac{M_{g^{11}}}{J_{red}} y_H \geq 0.1 R_b \quad \text{или} \quad 1.6 \text{ МПа}$$

$0.1 R_b$ – при бетонах класса В30 и ниже;

1.6 МПа – при бетонах класса В35 и более;

$R_{bt, ser}$ – расчетное сопротивление бетона на растяжение при расчетах по второй группе предельных состояний (табл. 4);

$N_H = (\sigma_p - \sum \sigma_{noT, max}) A_p$ – продольное усилие предварительного напряжения;

σ_p – контролируемое напряжение;

$$\sum \sigma_{noT, max} = \sigma_{noT, 1} + \sigma_{noT, 2} ;$$

e – эксцентриситет усилия N_H .

Натяжение на бетон:

$$-\frac{N_H}{A_{red}} - \frac{N_H e}{J_{red}} y_H + \frac{M_{b^1}}{J_o} y_{HO} + \frac{M_{max^{11}} - M_{b^1}}{J_{red}} y_H \leq 0$$

Стадия изготовления (передача сил предварительного напряжения бетону):

$$-\frac{N_H}{A_{red}} - \frac{N_H e}{J_{red}} y_H + \frac{M_{b^1}}{J_o} y_{HO} + \frac{M_{g^H} - M_{b^1}}{J_{red}} y_H \leq 0$$

Проверяем напряжение в верхней зоне сечения балки на расстоянии 1.50 м от опорного сечения (сечение 1).

Натяжение на упоры:

$$-\frac{N_H}{A_{red}} + \frac{N_H e}{J_{red}} y_b - \frac{M_{b^1}}{J_{red}} y_b \leq 1.4 R_{bt, ser}$$

$$N_H = (\sigma_p - \sigma_{noT,1}) A_p$$

M_{b^1} - нормативный изгибающий момент от собственного веса балки;

M_b - изгибающий момент от собственного веса балки с учетом

$$\gamma_f = 0.90$$

Натяжение на бетон:

$$-\frac{N_H}{A_o} + \frac{N_H e}{J_o} y_{bo} - \frac{M_b}{J_o} \leq 0$$

A_o - площадь сечения балки ослабленное каналами;

J_o - момент инерции сечения ослабленное каналами.

Продолжение числового примера.

Сечение 3, середина пролета, стадия эксплуатации:

$$-\frac{N_H}{A_{red}} - \frac{N_H e}{J_{red}} y_H + \frac{M_{max^{11}}}{J_{red}} y_H \leq 1.4 R_{bt, ser}$$

$$A_{red} = 0.782 \text{ м}^2; \quad J_{red} = 140.24 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3; \quad y_H = 0.83 ;$$

$$A_p = 37.63 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2; \quad e = 0.83 - 0.118 = 0.712 \text{ м};$$

$$\sigma_{noT max} = \sigma_{noT,1} + \sigma_{noT,2} = 104.30 + 110.34 = 214.64 \text{ МПа} ;$$

$$M_{max^{11}} = 2760 \text{ кНм}$$

$$N_H = (\sigma_{HK} - \sigma_{noT max}) A_p = (1008 - 214.64) \cdot 10^3 \cdot 37.63 \cdot 10^{-4} = 2985 \text{ кН} ;$$

$$-\frac{2985}{0.782} - \frac{2985 \cdot 0.712}{140 \cdot 10^{-3}} \cdot 0.83 + \frac{2760}{140 \cdot 10^{-3}} \cdot 0.83 = -3817 - 12595 + 16363 =$$

$$i - 49 \text{ кН/м}^2$$

Вывод: Растягивающих напряжений нет. Трещиностокость по образованию нормальных трещин в стадии эксплуатации обеспечивается.

Сечение 1-1 в 1.50 метрах от опорного сечения. стадия изготовления:

$$-\frac{N_H}{A_{red}} + \frac{N_H e}{J_{red}} y_b - \frac{M_b}{J_{red}} y_b \leq 1.4 R_{bt, ser}$$

$$N_H = (\sigma_{нк} - \sigma_{ноТ,1}) A_p = (1008 - 96.82) 10^3 \cdot 2 \cdot 24 \cdot 0.196 \cdot 10^{-4} = 875.2 \text{ кН}$$

$$M'_b = 0.844 \cdot 24 \cdot 5 \cdot 0.9 \cdot 16 \cdot 42 = 305.58 \text{ кНм} ;$$

$$J_{red} = 141.62 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4 ; \quad A_{red} = 0.844 \text{ м}^2 ; \quad y_b = 0.38 \text{ м} ;$$

$$-\frac{857}{0.844} + \frac{857 \cdot 0.67 \cdot 0.38}{141.62 \cdot 10^{-3}} - \frac{306 \cdot 0.38}{141.62 \cdot 10^{-3}} = -1015 + 1541 - 1901 =$$

$$\sigma - 1375 \text{ кН/м}^2 = -1.38 \text{ МПа}$$

Вывод: Растягивающих напряжений нет. Трещиностойкость по образованию нормальных трещин в стадии изготовления обеспечивается.

ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 2.05.03-84* Мосты и трубы. Госстрой России, -М. ; ГУП ЦПП, 1998, 214 с.
2. СП 35.13330.2011 Мосты и трубы..
3. Соломахин П.М. и др. Мосты и сооружения на дорогах. Ч.1-М., Транспорт, 1991, 344 с.
4. Власов Г.М., Устинов В.П. Расчет железобетонных мостов. М., Транспорт, 1992, 256 с.
5. Петропавловских А.А. и др. Проектирование деревянных и железобетонных мостов, М., Транспорт, 1978, 360 с.

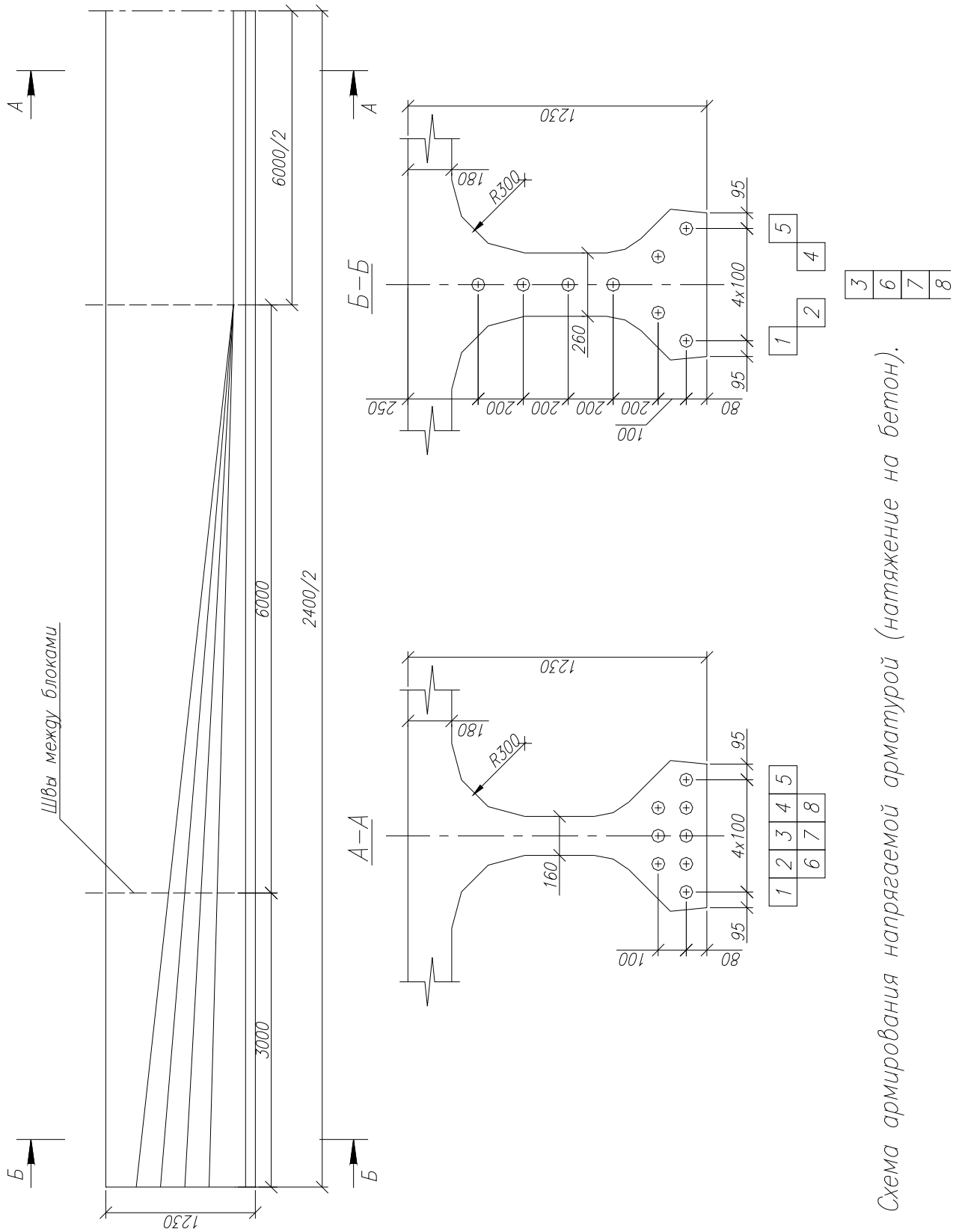
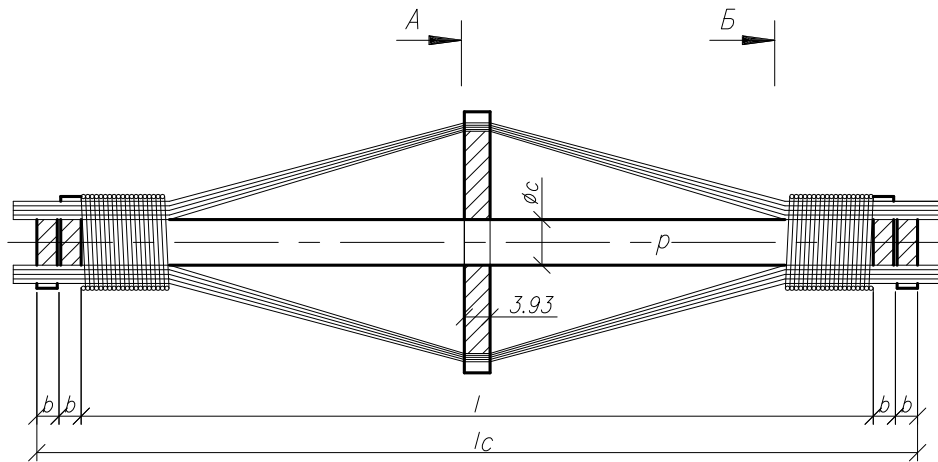


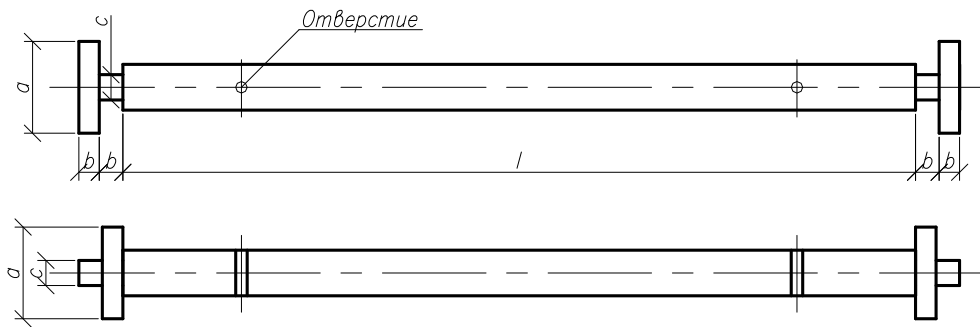
Рис. 13. Схема армирования напрягаемой арматурой (натяжение на бетон).

Конструкция каркасно-стержневого анкера.

Продольный разрез анкера

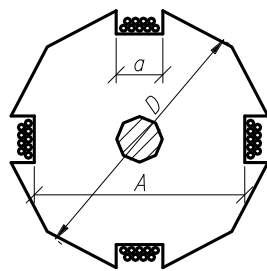


Центральный стержень анкера с приваренными торцевыми планками

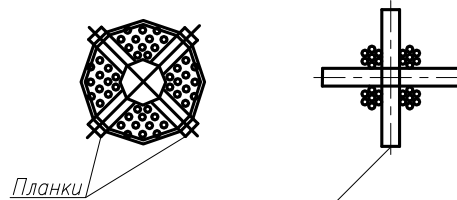


A-A

B-B



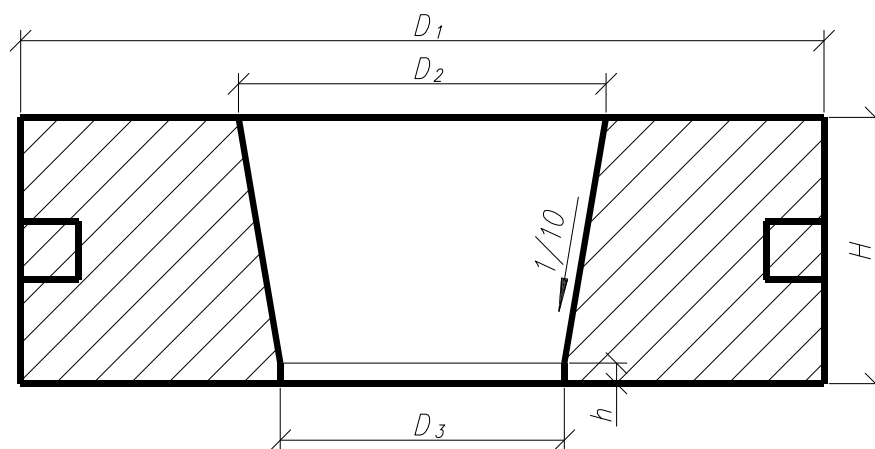
Сечение пучка за анкером



Крест из арматуры $\varnothing 8-10$ мм, $l=55$ мм ставится через 1.0-2.0м

Рис. П1.

Анкерная колодка
(сталь марки 45 или Ст.5сп)



Анкерная пробка
(сталь марки 40К или УВ с закаткой до HRC = 55-60 ед.)

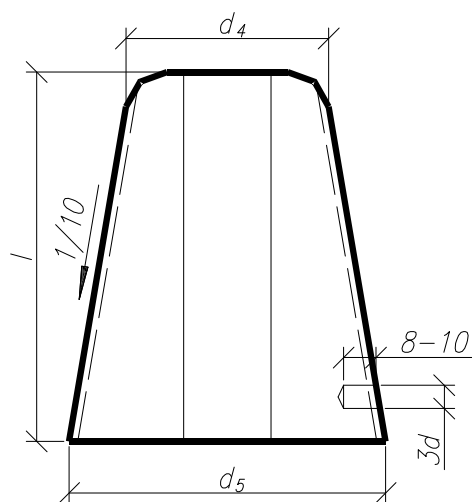


Рис. П2. Анкерная колодка с конусной пробкой.

Конструктивные характеристики каркасно-стержневых анкеров.

Таблица П1

Наименование	Обозначения	Размеры в мм конструктивных элементов при количестве проволок $\varnothing 5$ мм в пучке			
		17-24	25-32	33-48	49-56
Диаметр звездочки	D	80	100	120	160
Диаметр отверстия в звездочке	d	16	18	22	25
Ширина паза	a	16	16	21	36
Толщина звездочки	δ	8	8	10	12
Расстояние между пазами по диаметру	A	56	60	80	120
Диаметр стержня-фиксатора	\varnothing_c	14	16	20	25
Длина стержня-фиксатора	l_c	270	345	410	480
Расстояние между центрами отверстий в стержне-фиксаторе	l	150	205	250	290
Диаметр отверстия в стержне-фиксаторе	\varnothing_o	5	5	5	7

Конструктивные характеристики анкерных колодок с конусными пробками.

Таблица П2

Диаметр проволоки	Кол-во проволок	Колодки					Пробки			
		D ₁ в мм	D ₂ в мм	D ₃ в мм	H в мм	Вес нетто в кг	d ₄ в мм	d ₅ в мм	l в мм	Вес нетто в кг
5	12	80	39 A ₄	30 A ₄	40	1,29	21 Ш ₄	32 Ш ₄	45	0,17
		80	53 A ₄		60	1,61		45 Ш ₄	65	0,48
5	18	90	48 A ₄	39 A ₄	40	1,54	29 Ш ₄	40 Ш ₄	45	0,28
		100	47 A ₄		35	1,77		40 Ш ₄	45	0,28
5	24	110	66 A ₄	52 A ₄	60	3,2	42 A ₄	58 Ш ₄	65	0,96
		120	63 A ₄		50	3,44		55 Ш ₄	55	0,76
5	48	Размеры по соответствующему нормативному документу								

Примечания: 1. Буквы A₄ и Ш₄ в таблицах при величинах диаметров колодок и пробок обозначают предельное отклонение в размерах в соответствии с ГОСТ 1014.

2. Обработку поверхности конусного отверстия в колодке выполняют по четвертому классу чистоты поверхности (ГОСТ 2789-59)

3. Диаметр в пробке при 12 проволоках равен 14мм, при 14-48 проволоках равен 16мм.

Расчетные сопротивления бетона

Таблица ПЗ.

Вид сопротивления	Услов. обозн.	Расчетное сопротивление, МПа (кг/см ²) бетонов класса										
		B20	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
При расчетах по предельным состояниям первой группы												
Сжатие осевое (призменная прочность)	R _b	10.5 (105)	11.75 (120)	13.0 (135)	14.30 (145)	15.50 (160)	17.50 (180)	20.0 (205)	22.0 (225)	25.0 (255)	27.50 (280)	30.0 (305)
Растяжение осевое	R _{bt}	0.85 (8.5)	0.90 (9.0)	0.95 (10.0)	1.05 (10.5)	1.10 (11.0)	1.15 (12.0)	1.25 (13.0)	1.30 (13.5)	1.40 (14.0)	1.45 (14.5)	1.50 (15.5)
При расчетах по предельному состоянию второй группы												
Сжатие осевое (призменная прочность)	R _{b,ser}	15.0 (155)	16.80 (170)	18.50 (190)	20.5 (210)	22.0 (225)	25.5 (260)	29.0 (295)	32.0 (325)	36.0 (365)	39.5 (405)	43.0 (440)
Растяжение осевое	R _{bt,ser}	14.0 (145)	1.50 (155)	1.60 (165)	1.70 (175)	1.80 (185)	1.95 (200)	2.10 (215)	2.20 (225)	2.30 (235)	2.40 (245)	2.50 (255)
Скалывание при изгибе	R _{b,sh}	1.95 (20.0)	2.30 (23.5)	2.50 (25.5)	2.75 (28.0)	2.90 (29.5)	3.25 (33.0)	3.60 (37.0)	3.80 (39.0)	4.15 (42.5)	4.45 (45.5)	4.75 (48.5)
Сжатие осевое (призменная прочность) для расчетов по предотвращению образования в конструкциях продольных трещин при предварительном напряжении и монтаже	R _{b,mel}	-	-	13.7 (140)	15.20 (155)	16.70 (170)	19.60 (200)	23.0 (235)	26.0 (265)	29.90 (305)	32.80 (335)	36.20 (370)
На стадии эксплуатации	R _{b,me2}	8.80 (90)	10.30 (105)	11.80 (120)	13.20 (135)	14.60 (150)	16.70 (170)	19.60 (200)	22.0 (225)	25.0 (255)	27.5 (280)	30.0 (305)

Нормативные и расчетные сопротивления арматуры

Таблица П4

Класс арматурной стали	Диаметр, мм	Нормативные сопротивления растяжению R_{sn} и R_{ph} , МПа (кг/см ²) при расчетах по предельным состояниям второй группы $R_{s,ser}$ $R_{p,ser}$	Расчетные сопротивления растяжению при расчетах по предельным состояниям I группы для автодор. и городских мостов R_s и R_p / R_{sw} , МПа (кг/см ²)
1	2	3	4
Ненапрягаемая арматура			
1. Стержневая: а) гладкая А-1	6-40	235 (2400)	210 (2150)/
б) периодического профиля А-П, Ас-П	10-40	295 (3000)	265 (2700)/
А400	6 и 8	390 (4000)	340 (3450)/
	10-40	390 (4000)	350 (3550)/
Напрягаемая арматура			
2. Стержневая: а) горячекатаная А500*	10-32	590 (6000)	465 (4750)
А600	10-32	785 (8000)	600 (6100)
б) термически упроченная А _T -IV	10-28	590 (6000)	465 (4750)
А _T -V	10-14	785 (8000)	645 (6600)
-	16-28	785 (8000)	600 (6100)
А _T -VI	10-14	980 (10000)	775 (7900)
-	16	980 (10000)	745 (7600)
3) Высокопрочная проволока: а) гладкая В-П	3	1490 (15200)	1180 (12050)
	4	1410 (14400)	1120 (11400)
	5	1335 (13600)	1055 (10750)
	6	1255 (12800)	995 (10150)
	7	1175 (12000)	930 (9500)
	8	1100 (11200)	865 (8850)
б) периодического профиля	3		
В _p -П	4	1460 (14900)	1155 (11800)
	5	1375 (14000)	1090 (11100)
	6	1255 (12800)	995 (10150)
	7	1100 (11200)	870 (8850)
	8	1020 (10400)	810 (8250)
4. Арматурные канаты	9	1375 (14000)	1090 (11100)
	12	1335 (13600)	1055 (10750)
	15	1295 (13200)	1025 (10450)
5. Стальные канаты со спиральной или двойной свивкой и закрытые	По соответствующим стандартам	0,75 $R_{гpn}$ ($R_{гpn}$ - нормативное сопротивление разрыву каната в целом)	0,57 $R_{гpn}$

*Арматуру класса А500 – можно применять в качестве напрягаемой арматуры

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Модуль упругости бетона

Таблица 6

Класс бетона по прочности на сжатие	B20	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
$E_b \times 10^{-3}$ МПа (кг/см ²)	27,0 (275)	28,5 (290)	30,0 (306)	31,50 (321)	32,50 (332)	34,50 (352)	36,0 (367)	37,50 (382)	39,0 (398)	39,50 (403)	40,0 (408)

Примечания: Значение E_b следует уменьшить на 10 % для бетона, подвергнутого термовлажностной обработке, а так же для бетона, работающего в условиях попеременного замораживания и оттаивания .
Модуль сдвига бетона G_b следует принимать равным 0,4 E_b .

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

Модуль упругости арматуры

Таблица 7

Класс (вид) арматурной стали	Модуль упругости, МПа (кг/см ²)	
	Ненапрягаемой E_s	Напрягаемой E_p
A240, A300, A400	2,06*10 ⁵ (2,1*10 ⁶) 1,96*10 ⁵ (2,0*10 ⁶)	-
A500, A600, A700		1,86*10 ⁵ (1,90*10 ⁶) 1,86*10 ⁵ (1,90*10 ⁶)
B-II, B _p -II	-	1,96*10 ⁵ (2,0*10 ⁶)
Пучки из параллельных проволок классов B-II, B _p -II	-	1,77*10 ⁵ (1,8*10 ⁶)
K-7	-	1,77*10 ⁵ (1,8*10 ⁶)
Пучки из арматурных канатов K-7	-	1,67*10 ⁵ (1,7*10 ⁶)
Стальные канаты: спиральные	-	1,67*10 ⁵ (1,7*10 ⁶)
двойной свивки закрытые	-	1,57*10 ⁵ (1,6*10 ⁶)

ПРИЛОЖЕНИЕ

Технико-экономические показатели на один элемент.

Марка элемента	Масса одного элемента кН	Расход бетона, м ³		Расход стали, кг	
		класс	На один элемент	На один элемент	На один м ³
ПТТ-120.30	68	B30	2,7	208	77,04

Ведомость расхода стали на элемент, кг

Марка элемента	Напрягаемая арматура класса			Изделия арматурные						
				Арматура класса						
	К-7		Всего	А400			В _p -I			Всего
	ГОСТ 13840-68						ГОСТ 6727-80			
	Ø15	Итого		ГОСТ 5781-82						
			Ø18	Ø8	Итого	Ø5	Ø3	Итого		
ПТТ-120.30	53,6	53,6	95,1	23,4	118,5	21,2	8,0	29,2	147,7	

Изделия закладные											Общий расход		
Арматура класса					Прокат марки					Всего			
А240		А300			ВСт3пс6-1			ВСт3пс6-1					
ГОСТ 5781-82			ГОСТ 5781-82			ТУ 14-1-3023-80			ТУ 14-1-3023-80				
Ø18		Итого	Ø20		Итого	L 75x7		Итого	100x150x8			Итого	
11,2		11,2	5,9		5,9	5,3		5,3	37,9		37,9	60,3	208

ПРОДОЛЖЕНИЕ ПРИЛОЖЕНИЯ 6

Спецификация плиты ПТТ-120.30

Форм.	Зона	Позиция	Обозначение	Наименование	Кол-во	Примеч.
				<u>Плита ПТТ 120.30</u>		
				<u>Сборочные един.</u>		
				<u>Каркас К-1</u>	4	118,5
		1	ГОСТ 5781-82	Ø18 А400, l=11900	1	23,77
		2	ГОСТ 5781-82	Ø8 А400, l=370	40	5,85
				<u>Сетка С-1</u>	1	29,2
		3	ГОСТ 6727-80	Ø5 В _p -I, l=2940	50	21,2
		4	ГОСТ 6727-80	Ø3 В _p -I, l=11940	13	8,0
				<u>Отд. Стержни</u>		
		5	ГОСТ 13840-68	Ø15 К-7, l=12000	4	53,6

Сортамент арматуры

Номинальный диаметр стержня, мм	Расчетная площадь поперечного стержня, мм ² , при числе стержней									Теоретическая масса 1 м длины арматуры, кг	Диаметр арматуры классов				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240	A300	A400	A _T -ШС	B _p -I
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,052	-	-	-	-	+
4	12,6	25,1	37,7	50,2	62,8	75,4	87,9	100,5	113	0,092	-	-	-	-	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,5	157,1	176,7	0,144	-	-	-	-	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	-	+	-	-
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	0,395	+	-	+	-	-
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,617	+	+	+	+	-
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+	-
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1,208	+	+	+	+	-
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,578	+	+	+	+	-
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	+	-
20	314,2	628	942	1256	1571	1885	2199	2513	2828	2,466	+	+	+	+	-
22	380,1	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	+	-
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,84	+	+	+	-	-
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3685	4310	4926	5542	4,83	+	+	+	-	-
32	804,3	1609	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238	6,31	+	+	+	-	-
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,99	+	+	+	-	-
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,865	+	+	+	-	-

Примечания: 1. Номинальный диаметр стержней для арматурных сталей периодического профиля соответствует номинальному диаметру равновеликих по площади поперечного сечения гладких стержней. Фактические размеры стержней периодического профиля устанавливаются ГОСТ 5781-82.
 2. Знак «+» означает наличие диаметра в сортаменте для арматуры данного класса.
 3. Теоретическая масса 1 м длины арматуры класса В-I принимается равной: при d=3мм -0,055кг; при d=4мм - 0,099кг; при d=5мм - 0,154кг.

Сортамент арматурных канатов класса К-7

Номинальный диаметр пряди, мм	Диаметр Проволок, мм	Площадь поперечного сечения каната, мм	Теоретическая масса 1 м длины каната, Н
4,5	1,5	0,127	1,00
6,0	2,0	0,227	1,73
7,5	2,5	0,354	2,79
9,0	3,0	0,510	4,02
12,0	4,0	0,906	7,14
15,0	5,0	1,416	11,16