

Министерство образования и науки Украины  
ХАРЬКОВСКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ АВТОМОБИЛЬНО -  
ДОРОЖНЫЙ УНИВЕРСИТЕТ

**МЕТОДИЧЕСКИЕ УКАЗАНИЯ**

К КУРСОВОЙ РАБОТЕ ПО ДИСЦИПЛИНЕ  
«МОСТЫ И СООРУЖЕНИЯ НА АВТОДОРОГАХ »  
(РАЗДЕЛ «РАСЧЕТ РАЗРЕЗНОГО ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ» )  
ДЛЯ СТУДЕНТОВ СПЕЦИАЛЬНОСТЕЙ «АВТОМОБИЛЬНЫЕ  
ДОРОГИ И АЭРОДРОМЫ»  
И «МОСТЫ И ТРАНСПОРТНЫЕ ТОННЕЛИ»

Утверждено методическим  
советом университета,  
протокол № 1 от 05.10.2013 г.

Харьков  
ХНАДУ  
2012

Авторы:

В.П. Кожушко

С.Н. Краснов

С.А. Бугаевский

Кафедра мостов, конструкций и строительной механики

Методические указания помогут студентам специальностей «Мосты и транспортные тоннели» и «Автомобильные дороги и аэродромы» выполнять второй раздел курсовой работы по дисциплине «Мосты и сооружения на автомобильных дорогах». Они предназначены для студентов дневной и заочной форм обучения и дипломников.

Цель курсовой работы - приобретение практических навыков расчета и проектирования современных разрезных предварительно напряженных железобетонных пролетных строений автодорожных мостов.

## ОБЩИЕ УКАЗАНИЯ

Вторая часть курсовой работы разрабатывается на основе вариантного проектирования, выполненного студентами в первой части проекта. Работа выполняется по индивидуальному заданию, которое выдается кафедрой, и состоит из расчетно - пояснительной записки и двух чертежей формата А1 (вариантов моста и конструкции пролетного строения).

Во вторую часть курсовой работы входят разделы по определению усилий в главных балках и плите пролетного строения и расчета количества рабочей арматуры. Обязательным разделом является раздел проверочных расчетов по второй группе предельных состояний, т.е. проверка трещиностойкости и деформаций. При выполнении расчетов необходимо соблюдать требования современных строительных норм [1-4] и решений типовых проектов.

В наше время самыми распространенными являются ребристые предварительно напряженные пролетные строения, изготовленные по проектам № 3.503.1-81 (выпуски 5-7) .

При проектировании любого пролетного строения следует рассмотреть вопрос компоновки поперечного сечения в зависимости от категории автомобильной дороги и интенсивности движения пешеходов (т.е. вопросы определения расстояния между главными балками и ширины тротуаров) [1-3]. В курсовой работе габарит проезжей части, и ширина тротуаров определены в задании или назначаются руководителем проекта. Расчетные нагрузки принимаются согласно [1, 4] в зависимости от категории дороги.

Порядок выполнения работы:

- Назначается расчетная схема пролетного строения;
- Рассчитываются основные геометрические характеристики отдельных элементов (главной балки и плиты) пролетного строения;
- Производится расчет плиты проезжей части.

Главная балка пролетного строения рассчитывается в такой последовательности:

- Строятся линии влияния вертикальных усилий на главные балки;
- Загружаются линии влияния внутренних усилий и линий влияния вертикальных сил подвижной нагрузкой и определяются усилия в главных балках;
- Определяется необходимое количество рабочей арматуры в главных балках пролетного строения от расчетных усилий;
- Проверяется прочность главных балок и плиты на действие изгибающих моментов и поперечных сил;
- Выполняется проверка главной балки по трещиностойкости и деформации.

После окончания расчетов студенты должны выполнить проектирование конструкции пролетного строения и его чертежи.

## **НАЗНАЧЕНИЕ РАСЧЕТНОЙ СХЕМЫ ПРОЛЕТНОГО СТРОЕНИЯ**

При назначении расчетной схемы пролетного строения необходимо максимально использовать существующие типовые проекты и решения. Количество главных балок и расстояние между ними зависят от принятого габарита и ширины тротуаров. Габарит (ширина ездого полотна) назначается в зависимости от категории дороги и принимается согласно таблице В.2 норм [1] или приложения А настоящих методических указаний. Ширина тротуаров зависит от интенсивности движения пешеходов и принимается по нормам [1-3]. В курсовой работе эти данные будут заданы. Например, для III категории дороги габарит ездого полотна составляет  $\Gamma = 7 + 2 \times 1 = 9$  м, (для II категории  $\Gamma = 7,5 + 2 \times 1,5 = 10,5$  м). Ширину тротуаров назначают исходя из пропускной способности одной полосы шириной 1 пог.м при 2000 пешеходов/час в «час пик» [1]. Минимальная ширина тротуаров в свету должна быть 1,25 м, для служебных проходов - 0,75м [1]. Например, пролетное строение с габаритом 9 м и двумя тротуарами по 1,25 м komponуется из шести балок, изготовленных в опалубке, разработанной для балок по типовому проекту № 3.503.1-81 (выпуски 5-7), и объединенных между собой монолитной

железобетонной плитой толщиной 25 см. Расстояние между осями главных балок составляет 210 см. Тротуары устраивают монолитными на консолях плиты, отделяя их от проезжей части барьерным ограждением высотой 75 см [2], а снаружи перильным ограждением высотой 110 см [2], которое крепится к металлическим закладным деталям (рис. 1). Длина балок и ее расчетный пролет определяются шириной подмостового габарита и, для типовых конструкций, может изменяться от 12 до 33 (42) м.

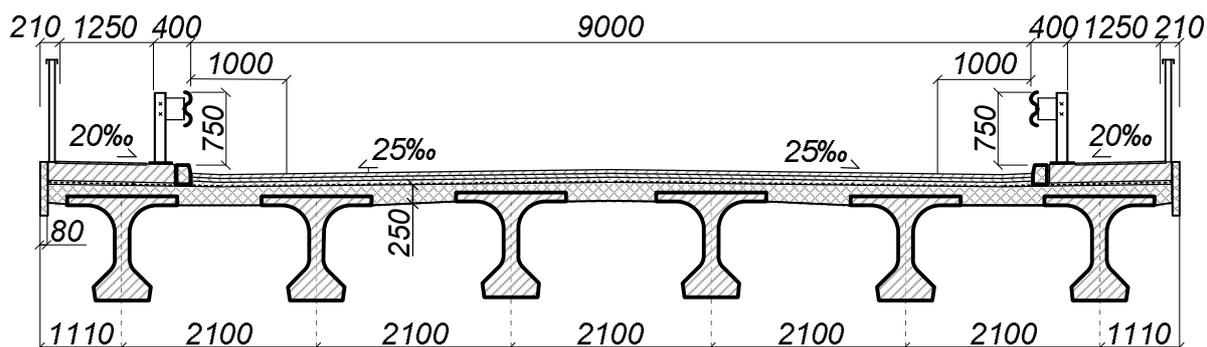


Рисунок 1 - Поперечное сечение пролетного строения

Основные геометрические размеры поперечных сечений балок приведены в приложении Б настоящих методических указаний.

Для сборных предварительно напряженных пролетных строений используют бетон класса не менее В30 [2] и высокопрочную арматуру класса В-П или Вр-П в пучках и канатах. Принимаем для балок и плиты пролетного строения бетон класса В40 и арматуры для предварительно напряженных пучков из стали класса В-П диаметром 5мм. Арматуру плиты и поперечную арматуру принимаем класса А-III.

Поперечный уклон величиной  $i=25\text{‰}$  проезжей части достигается установкой балок на подферменники разной высоты.

Расчет бездиафрагменных пролетных строений можно выполнять различными методами пространственного расчета [5]. Для студентов дневной формы обучения рекомендуется применять пространственный энергетический метод проф. Лукина М.П. с использованием ПЭВМ или метод Кожушко В.П. [11], а также метод упругих опор (приложение В).

Для выполнения расчетов пролетного строения с использованием любых пространственных методов необходимо определить следующие основные характеристики:

- Момент инерции поперечного сечения главной балки пролетного строения при изгибе относительно оси, проходящей горизонтально через центр тяжести;
- Момент инерции при кручении поперечного сечения главной балки;
- Момент инерции поперечного сечения одного метра плиты проезжей части при изгибе.

Для расчета моментов инерции поперечного сечения главной балки желательно рассмотреть приведенное сечение (рис. 2).

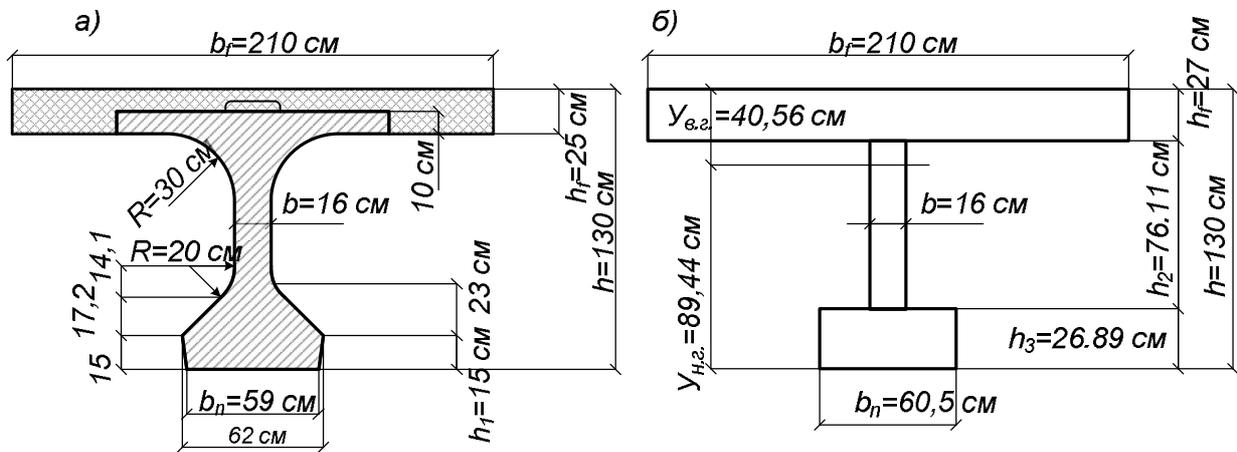


Рисунок 2 - Поперечное сечение главной балки пролетного строения:  
а – фактическое, б – приведенное

Для расчета геометрических характеристик определяем:

а) приведены толщины:

- Верхней плиты

$$h_f = \frac{(210 - 16) \cdot 25 + 2 \cdot (30^2 - 0,25 \cdot \pi \cdot 30^2)}{(210 - 16)} = 26,99 = 27 \text{ см};$$

- Нижней плиты

$$h_3 = \frac{0,25 \cdot (62 - 16)^2 + 0,5 \cdot ((62 - 16) + (59 - 16)) \cdot 15}{0,5 \cdot ((62 - 16) + (59 - 16))} = 26,89 \text{ см};$$

б) высоту ребра балки

$$h_2 = 130 - 27 - 26,89 = 76,11 \text{ см.}$$

в) расстояние от центра тяжести поперечного сечения до нижней грани сечения по формуле

$$y_{\text{нГ}} = \frac{S_{\text{нГ}}}{A_6} = \frac{210 \cdot 27 \cdot (130 - 0,5 \cdot 27) + 16 \cdot 76,11 \cdot (26,89 + 0,5 \cdot 76,11) + \frac{26,89^2 \cdot 60,5 \cdot 0,5}{210 \cdot 27 + 16 \cdot 76,11 + 60,5 \cdot 26,89}}{210 \cdot 27 + 16 \cdot 76,11 + 60,5 \cdot 26,89} = \frac{761515,35}{8514,61} = 89,44 \text{ см};$$

г) расстояние от центра тяжести до верхней грани сечения

$$y_{\text{вГ}} = 130 - 89,44 = 40,56 \text{ см}$$

д) момент инерции поперечного сечения главной балки пролетного строения при изгибе относительно оси, проходящей горизонтально через центр тяжести сечения

$$J_{\sigma} = \frac{210 \cdot 27^3}{12} + 210 \cdot 27(40,56 - 0,5 \cdot 27)^2 + \frac{16 \cdot 76,11^3}{12} + 16 \cdot 76,11(89,44 - 26,89 - 0,5 \cdot 76,11)^2 + \frac{60,5 \cdot 26,89^3}{12} + 60,5 \cdot 26,89(89,44 - 0,5 \cdot 26,89)^2 = 15308229,83 \text{ см}^4;$$

е) момент инерции поперечного сечения главной балки при кручении

$$J_{\kappa} = \frac{1}{3} \sum_{i=1}^3 \left( \frac{b_i}{\delta_i} - 0,63 \right) \delta_i^4 = \frac{1}{3} \left[ \left( \frac{210}{27} - 0,63 \right) 27^4 + \left( \frac{76,11}{16} - 0,63 \right) 16^4 + \left( \frac{60,5}{26,89} - 0,63 \right) 26,89^4 \right] = 1638674,11 \text{ см}^4;$$

ж) момент инерции поперечного сечения плиты проезжей части шириной один метр при изгибе

$$J_{\text{пл}} = \frac{b \cdot h_f^3}{12} = \frac{100 \cdot 27^3}{12} = 164025 \text{ см}^4;$$

с) цилиндрическую жесткость плиты

$$D = \frac{E_b \cdot h_f^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{E_b \cdot 27^3}{12(1-0,2^2)} = 1708,6 E_b;$$

и) коэффициент

$$n = 0,001 \frac{D \cdot d_p^3}{G_b J_{\kappa}} = 0,001 \frac{1708,6 \cdot E_b \cdot 194^3}{0,42 \cdot E_b \cdot 1638674,11} = 18,13 < 30,$$

где  $d_p = 194$  см - пролет плиты в свету;

к) Жесткостные параметр

$$\alpha = 12,8 \frac{J_{\delta} \cdot d^3}{J_{\text{пл}} \cdot \ell_p^4} = 12,8 \frac{15308229,83 \cdot 2,1^3}{130208,33 \cdot 23,4^4} = 0,046,$$

## РАСЧЕТ ПЛИТЫ ПРОЕЗЖЕЙ ЧАСТИ

Расчет плиты состоит из определения внутренних усилий и расчета на прочность по изгибающему моменту и поперечной силе. Плиту пролетного строения рассматривают поперек пролета моста как многопролетную неразрезную балку на упругих опорах - ребрам. Изгибающие моменты в пролете и на опорах этой балки (плиты) определяют по моменту  $M_0$  однопролетных балки с помощью поправочных коэффициентов, учитывающих снижение момента за счет влияния защемления плиты в ребрах балок и их податливости (табл. 1). Поперечная сила определяется как в однопролетных балках без учета неразрезности.

**Постоянная нагрузка.** Постоянная нагрузка на плиту складывается из веса слоев ездового полотна и собственного веса плиты. Конструкция, которая рекомендуется, и нагрузка от одежды

ездового полотна приведены в табл. 2. Коэффициент надежности по нагрузке  $\gamma_f$ , принимается по табл. 6.2 [4].

Таблица 1 - Поправочные коэффициенты для расчета неразрезной плиты

Статическая схема плиты	Расчетное сечение	Расчетный момент при		
		$n_1 < 30$	$n_1 = 30 \dots 100$	$n_1 > 100$
Неразрезная многопролетная	Возле крайних балок	$-0,8M_0$	$-0,65M_0$	$-0,5M_0$
	В середине пролета	$+0,5M_0$	$+0,6M_0$	$+0,7M_0$
		$-0,25M_0$	$-0,25M_0$	$-0,25M_0$
	Возле промежуточных балок	$-0,8M_0$	$-0,8M_0$	$-0,8M_0$
$+0,25M_0$		$+0,25M_0$	$+0,25M_0$	
Однопролетная	Возле балок	$-0,8M_0$	$-0,65M_0$	$-0,5M_0$
	В середине пролета	$+0,5M_0$	$+0,6M_0$	$+0,7M_0$

Таблица 2 - Конструкция и нагрузки от веса ездого полотна

Конструкция и удельный масса материала	Характеристическая нагрузка, $\text{кН/м}^2$	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f$	Расчетная нагрузка, $\text{кН/м}^2$
Два слоя асфальтобетона, $\delta=8$ см, $\gamma=23$ $\text{кН/м}^3$	$0,08 \cdot 23 = 1,84$	2	3,68
Защитный слой из асфальтобетона, $\delta=3$ см, $\gamma=23$ $\text{кН/м}^3$	$0,03 \cdot 23 = 0,69$	1,25	0,863
Гидроизоляция, $\delta=1$ см, $\gamma=15$ $\text{кН/м}^3$	$0,01 \cdot 15 = 0,15$	1,25	0,188
Железобетонная плита, $\delta=25$ см, $\gamma=25$ $\text{кН/м}^3$	$0,25 \cdot 25 = 6,25$	1,25	7,81
Всего:	$g = 8,93$		$g = 12,54$

**Временные нагрузки.** Загружение автодорожных мостов временными нагрузками от подвижного состава должны создавать в рассчитываемых элементах наиболее неблагоприятные нагрузочные эффекты .

Характеристическую временную вертикальную нагрузку от автотранспорта при проектировании мостов и труб следует принимать по двум моделям, если иное не оговорено заказчиком:

модель 1 – моделирует нагрузку от подвижного состава по схеме АК;

модель 2 - по схеме единичной колесной нагрузки НК [4].

К расчетам принимается та модель, которая создала в элементах или сечениях сооружения наиболее неблагоприятный эффект.

Модель 1 – нагрузка от автотранспортных средств в виде полос АК (рис. 3) применяется вместе с другими подвижными нагрузками, предусмотренными нормами [1, 4].

Нагрузка от автотранспортных средств на каждую полосу нагружения принимается в виде равномерно распределенной интенсивностью  $v = 0,98K$  кН/м ( $0,1K$  тс/м) и тандема с нагрузкой на ось  $P = 9,81K$  кН ( $P = 1K$  тс), где  $K$  – класс нагрузки, принимаемый в зависимости от технической классификации автомобильной дороги и улицы:

-  $K = 15$  – на автомобильных дорогах I, II и III категорий, на городских автомагистралях и магистральных улицах общегородского значения, а также на мостах длиной более 200 м на дорогах IV и V категорий;

-  $K = 11$  – на всех остальных автомобильных дорогах и улицах населенных пунктов.

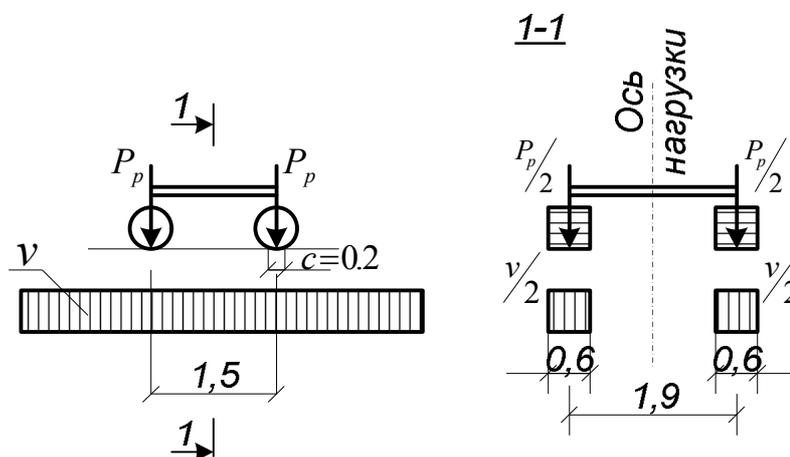


Рисунок 3 – Модель 1 (Нагрузка АК)

На одной полосе нагрузки АК может находиться только один тандем.

Количество полос движения может отличаться от количества полос нагрузок АК. Количество полос нагрузок АК устанавливается расчетом и определяется как целое число от деления габарита

проезда (учитываются полосы движения в обоих направлениях) на 3,5 м. Например, для габарита  $\Gamma - 9$  м количество полос нагрузок равно  $9/3,5 = 2,57$  (две полосы). Если габарит проезда равен 10,5 м, количество полос нагрузки будет  $10,5/3,5 = 3$ . Разница между количеством полос нагрузок и количеством полос движения [3] называется дополнительными полосами. При наличии на мосту разделительных полос или зон, отделенных для трамвайных путей, количество полос нагрузки АК следует размещать, учитывая в габарит проезда и эти зоны, предполагая возможность переоборудования моста в будущем.

Размещение полос нагрузок АК поперек моста выполняется по двум правилам:

- Минимальное расстояние от оси полосы до ограждения (барьера, парапета, бордюра и т.д. ) составляет 1,5 м;
- Минимальное расстояние между осями полос составляет 3,0 м.

При всех расчетах элементов мостов нагрузки с первой полосы (что создает наиболее неблагоприятный эффект) принимается с коэффициентом  $s_1 = 1,0$ .

Из оставшихся полос (нумерация полос устанавливается по снижению нагрузочного эффекта) нагрузки принимают с коэффициентом  $s_1$ , равным:

а) для тандемов нагрузки АК:

- Первой и второй полосы -  $s_1 = 1,0$ ;
- Третьей -  $s_1 = 0,75$ ;
- Четвертой -  $s_1 = 0,5$ ;
- Пятой и далее -  $s_1 = 0$ ;
- Для дополнительных полос нагрузок третьей и четвертой -  $s_1 = 0,25$ ;
- Для дополнительной полосы нагрузок пятой и далее -  $s_1 = 0$ .

б) для распределенной нагрузки АК:

- Первой полосы -  $s_1 = 1,0$ ;
- Второй полосы и все последующие -  $s_1 = 0,6$ ;
- Для всех дополнительных полос нагрузок -  $s_1 = 0,25$ .

Модель 2 - нагрузка от колесного экипажа НК.

Модель 2 представлена одиночной нагрузкой НК, представляет собой четырехосный колесный экипаж (рис. 4). Принято два типа нагрузки НК:

- НК -100 с нагрузкой на ось  $P = 245$  кН ( 25 тс ) ;
- НК -80 с нагрузкой на ось  $P = 196$  кН ( 20 тс ) .

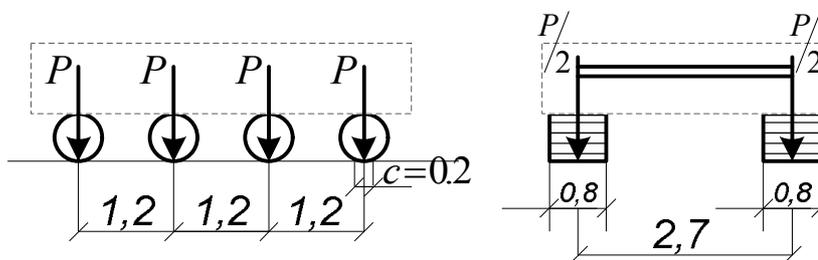


Рисунок 4 - Модель 2 (нагрузка НК )

Тип нагрузки НК принимается в зависимости от технической классификации автомобильных дорог:

- НК-100 на автомобильных дорогах I , II и III категорий, на городских автомагистралях и магистральных улицах общегородского значения, а также на мостах длиной более 200 м на дорогах IV и V категорий;

- НК-80 - на всех других автомобильных дорогах и улицах населенных пунктов.

Определение усилий от загрузки одиночной нагрузкой НК выполняется при отсутствии других подвижных нагрузок на мосту. Нагрузка НК устанавливается только в одно место вдоль направления движения, в пределах габарита проезда. Ось экипажа устанавливается не ближе 1,75 м до барьерного ограждения (парапета , бордюра и т.д.).

Нагрузка НК не учитывается одновременно с сейсмическими нагрузками, при расчетах на выносливость и по предельным состояниям второй группы.

Характеристическую временную нагрузку на пешеходные мосты и тротуары следует принимать как вертикальную равномерно распределенную нагрузку:

а ) на пешеходные мосты и тротуары городских мостов - 3,92 кН/м<sup>2</sup> (400 кгс/м<sup>2</sup>) ;

б) на тротуары мостов (при расчетах с учетом других подвижных нагрузок (например АК) , предусмотренных нормами [4]) - 1,96 кН/м<sup>2</sup> (200 кгс/м<sup>2</sup>);

Плита проезжей части рассчитывается на временную нагрузку А15 и НК -100 для мостов на автомобильных дорогах I - III , или А11 и НК -80 - для IV и низшей категории дороги, с учетом коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f$  и динамического коэффициента  $(1 + \mu)$  [4, табл. 16.2 и 17.2]. Расчетный пролет плиты равен расстоянию в свету между ребрами главных балок ( $l_p = 210 - 16 = 194$  см).

Для определения наибольшего усилия от временной нагрузки, необходимо рассмотреть несколько случаев загрузки конструкции.

*Первый случай загрузки.*

В пролете плиты размещается одна полоса нагрузки А - 15 (рис. 5)

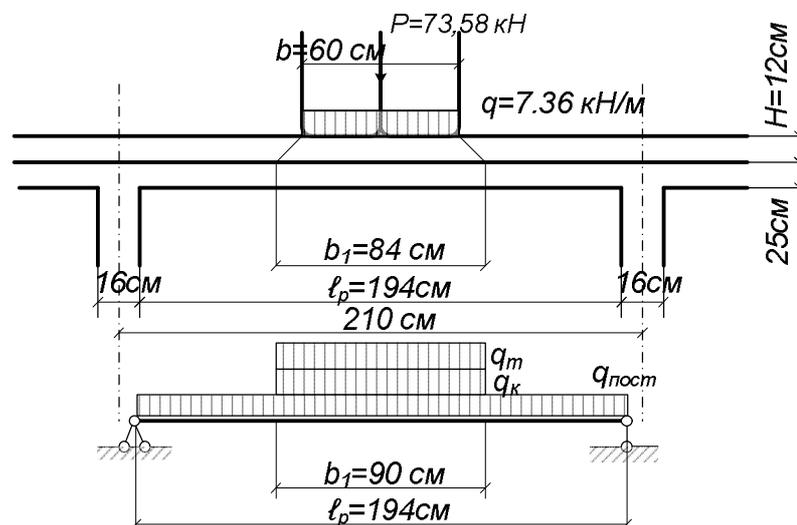


Рисунок 5 - Загрузка плиты одной колеей нагрузки А -15

При интенсивности нагрузки  $q_{пол} = 14,7$  кН/м, равномерно распределенное вдоль колеи нагрузки

$$q_{пол} = \frac{14,7}{2} = 7,35 \text{ кН/м.}$$

При ширине колеса  $b=0,6$  м и распределения нагрузки в толще ездового полотна  $H=12$  см под углом  $45^\circ$  ширина площадки распределения нагрузки вдоль пролета плиты равна:

$$b_1 = b + 2H = 0,6 + 2 \cdot 0,12 = 0,84 \text{ м.}$$

Интенсивность этой нагрузки на  $1 \text{ м}^2$

$$q_v = \frac{q_{\text{пол}}}{b_1} = \frac{14,7}{2 \cdot 0,84} = 8,75 \text{ кПа.}$$

Давление одного колеса тандема действует на длине  $0,2 \text{ м}$ . Поперек пролета плиты ширина площадки распределения принимается

$$a_1 = a + 2H + \frac{\ell_p}{3} = 0,2 + 2 \cdot 0,12 + \frac{1,94}{3} = 1,09 \text{ м.}$$

но не менее  $\frac{2}{3} \ell_p = \frac{2}{3} \cdot 1,94 = 1,29 \text{ м}$

Окончательно  $a_1 = 1,29 \text{ м}$ .

Интенсивность от одного колеса тандема при давлении на ось  $P_{\text{ат}} = 147 \text{ кН}$

$$q_{\text{т}} = \frac{P_{\text{ат}}}{2a_1 \cdot b_1} = \frac{147}{2 \cdot 1,29 \cdot 0,84} = 67,83 \text{ кПа}$$

Для полосы плиты шириной  $1 \text{ м}$  изгибающий момент в середине пролета определяем по формуле :

$$\begin{aligned} M_0 &= \frac{g \cdot \ell_p^2}{8} + \left[ (1 + \mu) \cdot \gamma_{f\text{т}} \cdot q_{\text{т}} + \gamma_{fv} \cdot q_v \right] \cdot b_1 \frac{\ell_p - 0,5b_1}{4} = \\ &= \frac{12,54 \cdot 1,94^2}{8} + [1,3 \cdot 1,5 \cdot 67,83 + 1,5 \cdot 8,75] \cdot 0,84 \frac{1,94 - 0,5 \cdot 0,84}{4} \\ &= 5,9 + 46,41 = 52,31 \text{ кНм,} \end{aligned}$$

где  $(1 + \mu) = 1,3$  - динамический коэффициент для тандема;  $\gamma_{f\text{т}} = 1,5$  - коэффициент надежности по нагрузке для тандема, и  $\gamma_{fv} = 1,5$  - коэффициент надежности по нагрузке для равномерно - распределенной нагрузки.

*Второй случай загрузки.*

В пролете размещаются две колеи нагрузки А15 от двух полос, максимально приближенных друг к другу (рис. 6). Принимаем общую площадку распределения давления от двух колес шириной

$$b_2 = c + b_1 = 1,1 + 0,84 = 1,94\text{м.}$$

Интенсивность равномерно распределенной нагрузки

$$q_v = \frac{q_{\text{пол}}}{b_2} = \frac{14,7}{1,94} = 7,58\text{кПа.}$$

Интенсивность нагрузки от тандема

$$q_T = \frac{P_{\text{ат}}}{a_1 b_2} = \frac{147}{1,29 \cdot 1,94} = 58,74\text{кПа.}$$

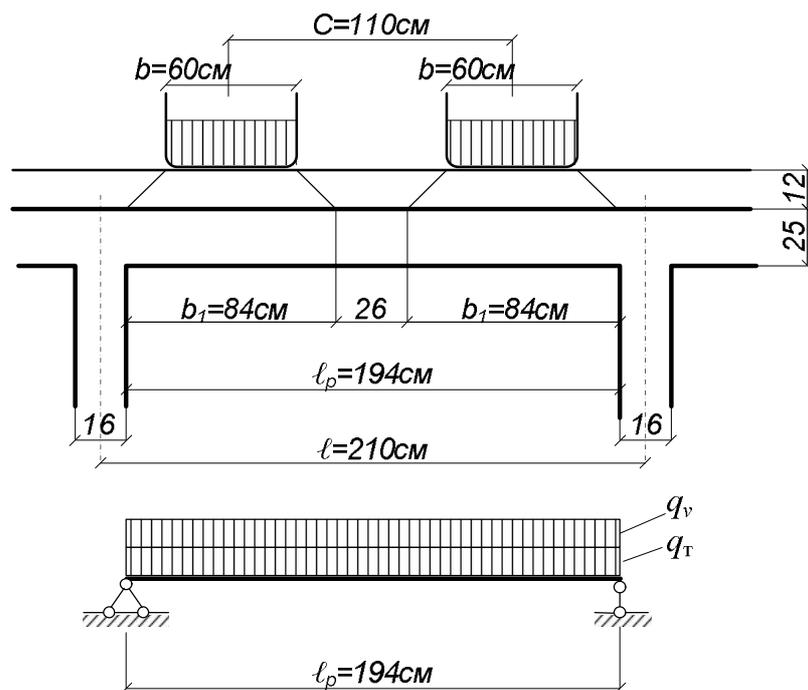


Рисунок 6 - Загрузка плиты двумя колеями нагрузки А 15

Изгибающий момент в середине пролета полосы шириной 1м составляет:

## Расчетный

$$\begin{aligned}
 M_0 &= \frac{g \cdot \ell_p^2}{8} + [(1 + \mu) \cdot \gamma_{ft} \cdot q_T + \gamma_{fv} \cdot q_v] \cdot \frac{\ell_p^2}{8} = \\
 &= \frac{12,54 \cdot 1,94^2}{8} + [1,3 \cdot 1,5 \cdot 58,74 + 1,5 \cdot 7,58] \cdot \frac{1,94^2}{8} = \\
 &= 5,9 + 59,24 = 65,14 \text{ кНм}
 \end{aligned}$$

## Нормативный

$$M_{0n} = \frac{8,931,94^2}{8} + [58,74 + 7,58] \cdot \frac{1,94^2}{8} = 4,2 + 31,2 = 35,4 \text{ кНм.}$$

При определении поперечной силы учитываем то, что у опоры ширина площадки распределения поперек пролета плиты  $a_0 = a + 2H$ , но не менее  $\ell_\delta / 3$

$$a_0 = 0,2 + 2 \cdot 0,12 = 0,44 \text{ м} < \frac{\ell_p}{3} = \frac{1,94}{3} = 0,65 \text{ м.}$$

Принимаем  $a_0 = 0,65$  м. Из рис. 7 видно, что обе колеи попадают на участок с шириной распределения 1,29 м.

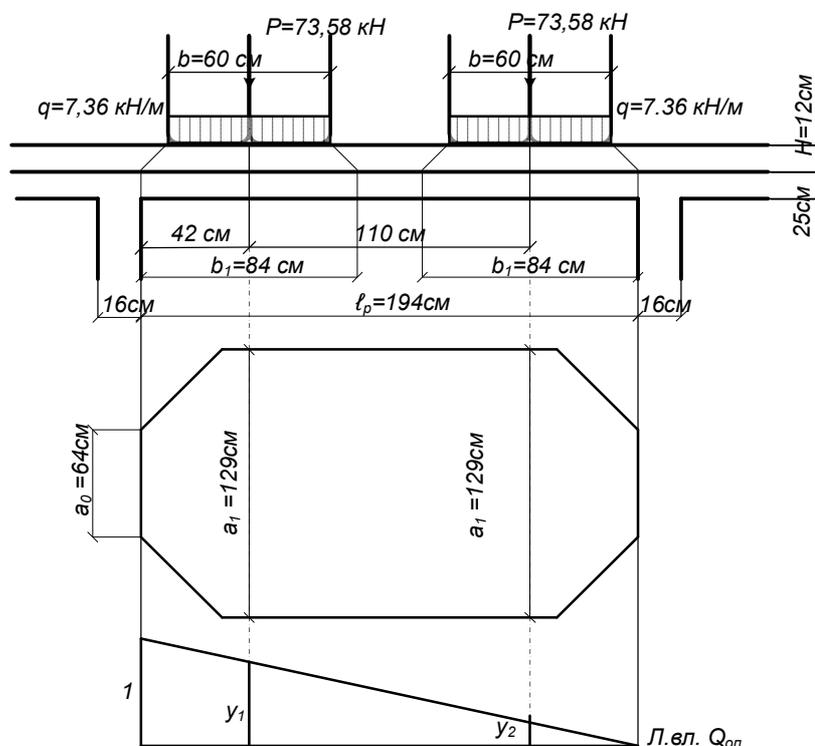


Рисунок 7 - Схема к определению поперечной силы в плите от нагрузки А 15

Ординаты линии влияния под нагрузкой

$$y_1 = \frac{1(\ell_\delta - 0,42)}{\ell_\delta} = \frac{1(1,94 - 0,42)}{1,94} = 0,784,$$

$$y_2 = \frac{1(\ell_\delta - 0,42 - 1,1)}{\ell_\delta} = \frac{1(1,94 - 0,42 - 1,1)}{1,94} = 0,216.$$

Расчетная поперечная сила у опоры

$$\begin{aligned} Q_0 &= \frac{g \cdot \ell_p}{2} + \left[ (1 + \mu) \cdot \gamma_{fp} \cdot \frac{P}{2} \cdot \sum_{i=1}^2 \frac{y_i}{a_i} + \gamma_{fv} \cdot \frac{q_{\text{пол}}}{2} \sum_{i=1}^2 y_i \right] = \\ &= \frac{12,54 \cdot 1,94}{2} + \left[ 1,3 \cdot 1,5 \cdot \frac{147}{2} \left( \frac{0,784 + 0,216}{1,29} \right) + 1,5 \cdot \frac{14,7}{2} \cdot (0,784 + 0,216) \right] = \\ &= 12,16 + 122,13 = 134,29 \text{ кН}. \end{aligned}$$

*Третья схема загрузки.*

В пролете плиты размещается одно колесо нагрузки НК -100 (рис.8) с нагрузкой на ось  $P_{\text{НК}} = 245$  кН. При ширине колеса  $b=0,8$  м и распределения давления от него в толще ездого полотна  $H = 0,12$  м под углом  $45^\circ$ .

$$b_3 = b + 2H = 0,8 + 2 \cdot 0,12 = 1,04 \text{ м}.$$

Вдоль движения ширина площадки распределения нагрузки определяется как и для А15

$$a_1 = a + 2H + \frac{\ell_p}{3} = 0,2 + 2 \cdot 0,12 + \frac{1,94}{3} = 1,09 \text{ м}$$

Этот размер может быть принят  $\frac{2}{3} \ell_p = \frac{2}{3} 1,94 = 1,29 \text{ м}$ , но не более расстояния между колесами 1,2 м. Исходя из этого, принимаем  $a_1 = 1,2 \text{ м}$ . Тогда интенсивность нагрузки на  $1 \text{ м}^2$

$$q_{\text{НК}} = \frac{P_{\text{НК}}}{a_1 b_3} = \frac{245}{2 \cdot 1,2 \cdot 1,04} = 98,16 \text{ кПа.}$$

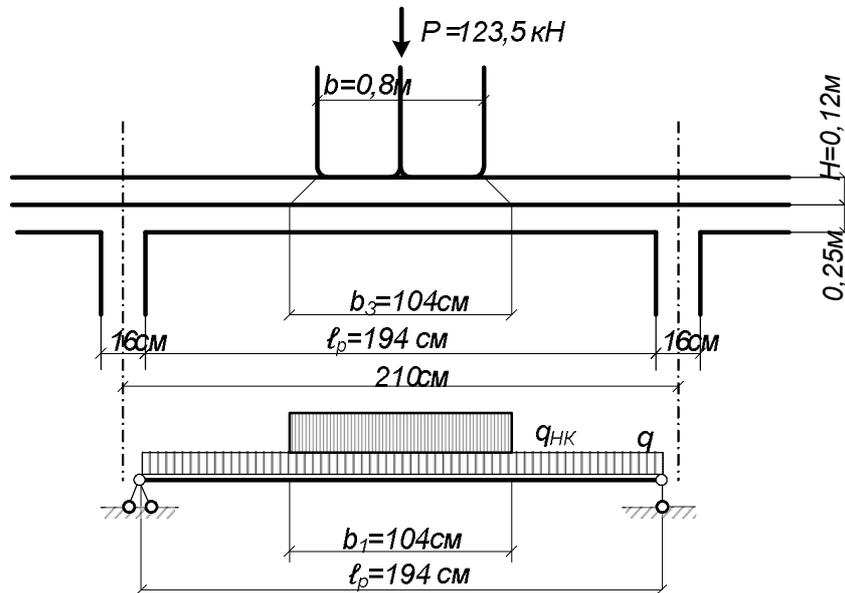


Рисунок 8 - Схема загрузки плиты нагрузкой НК -100

Изгибающий момент в середине пролета плиты

$$\begin{aligned} M_0 &= \frac{g \cdot \ell_p^2}{8} + [(1 + \mu) \cdot \gamma_{\text{фнк}} \cdot q_{\text{НК}}] \cdot b_3 \frac{\ell_p - 0,5b_3}{4} = \\ &= \frac{12,54 \cdot 1,94^2}{8} + [1,0 \cdot 1,0 \cdot 98,16] \cdot 1,04 \frac{1,94 - 0,5 \cdot 1,04}{4} = \\ &= 5,9 + 36,24 = 42,14 \text{ кНм.} \end{aligned}$$

Поперечная сила у опоры (рис. 9).

$$\begin{aligned} Q_0 &= \frac{g \cdot \ell_p}{2} + \left[ (1 + \mu) \cdot \gamma_{\text{фат}} \cdot \frac{P}{2} \cdot y_i \right] = \\ &= \frac{12,54 \cdot 1,94}{2} + \left[ 1,0 \cdot 1,0 \cdot \frac{247}{2} \cdot 0,732 \right] = \\ &= 12,16 + 90,4 = 102,56 \text{ кН.} \end{aligned}$$

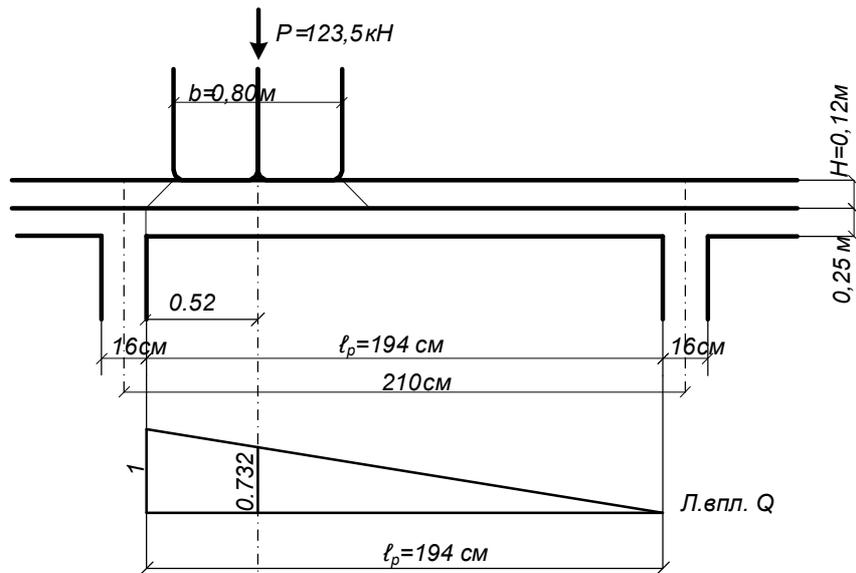


Рисунок 9 - Схема к определению поперечной силы в плите от нагрузки НК -100

Для расчета плиты на прочность принимаем наибольшее значение усилия, которое получено от загрузения ее двумя сближенными колесами временной нагрузки А 15 и колесами от тандема:

$$M_0 = 65,14 \text{ кНм}; Q_0 = 134,29 \text{ кН}$$

В расчетах трещиностойкости используем нормативное усилие от нагрузки А15

$$M_{оп} = 35,4 \text{ кНм.}$$

Моменты в плите с учетом «неразрезности» определяем для сечений в середине пролета и на опоре при  $n_1 = 18,13 < 30$  по формулам:

$$M_{оп} = -0,8M_0 \text{ и } M_{оп} = +0,25 M_0 ;$$

$$M_{пр} = +0,5M_0 \text{ и } M_{пр} = -0,25M_0.$$

Окончательно усилия в неразрезной плите:

расчетные моменты в середине пролета:

$$M_{пр} = +0,5 \cdot 65,14 = +32,57 \text{ кН}, \text{ и } M_{пр} = -0,25 \cdot 65,14 = -16,28 \text{ кН};$$

характеристические моменты в середине пролета

$$M_{пр,н} = +0,5 \cdot 35,4 = 17,7 \text{ кНм и } M_{пр,н} = 0,25 \cdot 35,4 = -8,85 \text{ кН};$$

расчетные моменты на опоре

$$M_{оп} = -0,8 \cdot 65,14 = 51,11 \text{ кНм и } M_{оп} = +0,25 \cdot 65,14 = 16,29 \text{ кНм.}$$

Характеристические моменты на опоре:

$M_{оп,н} = -0,8 \cdot 35,4 = -28,32$  кНм и  $M_{оп,н} = +0,25 \cdot 34,85 = 8,71$  кНм  
Поперечная сила у опор:  
 $Q = Q_{оп} = 134,29$  кН.

*Расчет плиты на прочность в стадии эксплуатации по изгибающему моменту.* Бетон плиты - класса В40 и арматура А- III. Согласно [2, табл. 3.6 и 3.14] или приложения Г расчетное сопротивление бетона  $R_b = 20$  МПа ( $20 \cdot 10^3$  кПа), арматуры  $R_s = 350$  МПа ( $350 \cdot 10^3$  кПа). Для принятой толщины плиты  $h_f = 25$  см и диаметра арматуры  $\varnothing 12$  мм рабочая высота сечения составляет  $h_0 = 25 - 2 - 0,5 \cdot 1,2 = 22,4$  см. Расчет выполняем для сечения шириной 100 см.

На основании полученных значений изгибающих моментов, необходимое количество рабочей арматуры равно:

в пролете нижней зоны ( $M_{пр} = +32,57$  кНм)

$$A_s = \frac{M_{пр}}{0,875 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{32,57}{0,875 \cdot 0,224 \cdot 350 \cdot 10^3} = 0,0004748 \text{ м}^2 = 4,75 \text{ см}^2;$$

в пролете плиты верхней зоны ( $M_{пр} = -16,28$  кНм)

$$A_s = \frac{16,28}{0,875 \cdot 0,224 \cdot 350 \cdot 10^3} = 0,0002373 \text{ м}^2 = 2,37 \text{ см}^2;$$

на опоре плиты в верхней зоне ( $M_{оп} = -51,53$  кНм)

$$A_s = \frac{51,11}{0,875 \cdot 0,224 \cdot 350 \cdot 10^3} = 0,000745 \text{ м}^2 = 7,45 \text{ см}^2;$$

на опоре плиты в нижней зоне ( $M_{оп} = 16,1$  кНм)

$$A_s = \frac{16,29}{0,875 \cdot 0,224 \cdot 350 \cdot 10^3} = 0,000237 \text{ м}^2 = 2,37 \text{ см}^2.$$

Используя сортамент арматурной стали [8], или приложение Д определяем количество и диаметр арматуры для расчетного сечения. Согласно [2 п 3.136], расстояние между стержнями не

должна превышать 200мм (минимальное количество стержней на 1м сечения должно быть не менее пяти, рекомендуется принимать 5-14 шт). Для расчетного примера принимаем:

для середины пролета плиты  $5\text{Ø}12\text{мм}$  с  $A_s = 5,65\text{см}^2$  (шаг арматуры 200мм);

для опорного сечения  $7\text{Ø}12\text{ мм}$  с  $A_s = 7,91\text{ см}^2$  (шаг арматуры 125мм).

Для обеспечения прочности конструкции необходимо выполнить проверку принятого армирования. Для сечения в середине пролета плиты на действие положительного момента ( $A_s = 5,65\text{ см}^2$ ). Высота сжатой зоны

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{350 \cdot 10^3 \cdot 5,65}{20 \cdot 10^3 \cdot 10^4} = 0,00988\text{м} = 0,99\text{см}.$$

Предельная величина сжатой зоны определяется по формуле [2, п 3.61]

$$\xi_y = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)},$$

где  $\omega = 0,85 - 0,008R_b$  - для элементов с обычным армированием;

$\sigma_1 = R_s$  - для ненапрягаемой арматуры в МПа;

$\sigma_2 = 500\text{МПа}$

Поскольку  $\sigma_2 = 500\text{МПа}$ , то  $R_s = 350\text{МПа}$  и  $R_b = 20\text{МПа}$

Тогда  $\omega = 0,85 - 0,00820 = 0,69$

$$\xi_y = \frac{0,69}{1 + \frac{350}{500} \left(1 - \frac{0,69}{1,1}\right)} = 0,547.$$

Таким образом, высота сжатой зоны

$$x = 0,99\text{ см} < 0,547h_0 = 0,547 \cdot 17,4 = 9,52\text{ см}.$$

Несущая способность сечения плиты

$$\begin{aligned} M_{и} &= R_b \cdot b \cdot x(h_d - 0,5x) = \\ &= 20 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,0099(0,224 - 0,5 \cdot 0,0099) = 43,37 \text{ кНм} \end{aligned}$$

Проверка выполняется, так как

$$M_{и} = 43,37 \text{ кНм} > M_{пр} = 32,57 \text{ кНм.}$$

Для сечения на опоре плиты на действие отрицательного момента ( $A_s = 11,31 \text{ см}^2$ ) высота сжатой зоны

$$\begin{aligned} x &= \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b} = \frac{350 \cdot 10^3 \cdot 7,91}{20 \cdot 1 \cdot 10^4} = 0,0138 \text{ м} = \\ &= 1,38 \text{ см} < 0,547 \cdot 17,4 = 9,52 \text{ см.} \end{aligned}$$

Несущая способность сечения плиты

$$\begin{aligned} M_{и} &= R_b \cdot b \cdot x(h_d - 0,5x) = \\ &= 20 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,0138(0,224 - 0,5 \cdot 0,0138) = 59,92 \text{ кНм.} \end{aligned}$$

Проверка выполняется, поскольку

$$M_{и} = 59,92 \text{ кНм} > M_{оп} = 51,11 \text{ кНм.}$$

Расчет плиты на прочность при действии поперечной силы.

Сначала необходимо выполнить проверку по обеспечению прочности сжатого бетона между наклонными трещинами (при условии, что поперечная арматура существует) [2, п 3.77] при условии

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b \cdot b \cdot h_0,$$

где  $\varphi_{w1} = 1 + \eta \cdot n_1 \cdot \mu_w$  (при расположении хомутов нормально к продольной оси  $\varphi_{w1} \leq 1,3$ ).

Поскольку в плите хомуты отсутствуют, то  $\varphi_{w1} = 1$ ;

Тогда  $Q = 0,3 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,224 = 1107,46 \text{ кН.}$

$$Q_{оп} = 134,29 \text{ кН} < Q = 1107,46 \text{ кН.}$$

Таким образом, условие выполняется.

Далее проверяем условие (при отсутствии хомутов)  $Q < Q_6$ , считая, что всю поперечную силу воспринимает бетон плиты [2, п 3.78 ]

$$Q_6 = m \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0,$$

где  $m$  - коэффициент условия работы,  $m = 1,3 + 0,4 \left( \frac{R_{b,sh}}{\tau_q} - 1 \right)$ , но не

менее 1,3 и не более 2,5.

где  $R_{b,sh}$  - расчетное сопротивление бетона на скалывание при изгибе [2, табл.3,6] ,  $R_{b,sh} = 3,7 \text{ МПа} = 3,7 \cdot 10^3 \text{ кПа}$ ;

$\tau_q$  - наибольшее скалывающее напряжение от нормативной нагрузки.

Если принять  $m=1,3$ , то

$$Q_6 = 1,3 \cdot 13 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 0,224 = 378 \text{ кН.}$$

$$Q_{\max} = 134,29 \text{ кН} < Q_6 = 378 \text{ кН.}$$

Следовательно, при толщине 25 см плита в состоянии выдержать действующую поперечную силу без поперечного армирования. В случае невыполнения этого условия необходимо устанавливать поперечную арматуру по расчету.

Расчет плиты на трещиностойкость.

В плитах проезжей части автодорожных и городских мостов допускается раскрытие трещин в пределах 0,02 см [2, п 3.95]. При диаметре арматуры 12 мм радиус взаимодействия составляет [2, п 3.110 ]

$$r = 6d = 6 \cdot 1,2 = 7,2 \text{ см}$$

Площадь зоны взаимодействия  $A_r$  ограничена внешним контуром сечения и радиусом взаимодействия (рис. 10).

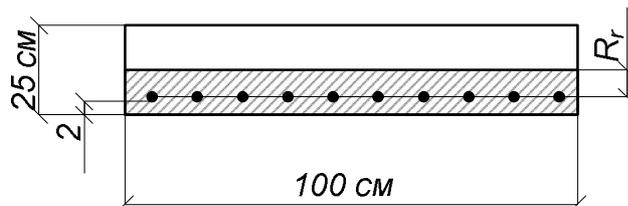


Рисунок 10 - Зона взаимодействия

$$Ar = 100\left(2 + \frac{1,2}{2} + 7,2\right) = 980 \text{ см}^2$$

В пролете плиты с шагом стержней арматуры 200 мм их количество на ширину 1 м составляет  $n = \frac{1000}{200} = 5$  шт.

Радиус армирования

$$Rr = \frac{Ar}{\beta \cdot n \cdot d} = \frac{980}{1,5 \cdot 5 \cdot 1,2} = 163,3 \text{ см}$$

Для стержневой арматуры периодического профиля [2, п 3.109] коэффициент  $\psi = 1,5\sqrt{R_r} = 1,5\sqrt{163,3} = 19,17$ .

Напряжения в арматуре

$$\sigma_s = \frac{M_{\text{пр,н}}}{A_s \cdot Z} = \frac{17,7 \cdot 10^4}{5,65 \cdot 0,219} = 143047,6 \text{ кПа} = 143,048 \text{ МПа.}$$

Плечо внутренней пары сил  $Z$  определяется из расчета на прочность

$$Z = h_0 - 0,5x = h_0 - 0,5 \frac{A_s \cdot R_s}{R_b \cdot b} = 0,224 - 0,5 \frac{5,65 \cdot 350 \cdot 10^3}{20 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 10^4} = 0,219 \text{ м} = 21,9 \text{ см.}$$

Ширина раскрытия трещин [2, п 3.105]

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \psi = \frac{143,048}{2,06 \cdot 10^5} 19,7 = 0,0137 \text{ см} < 0,02 \text{ см.}$$

На опоре плиты при шаге стержней 125 мм их количество на ширину 1 м составляет  $n = \frac{1000}{125} = 8$  шт.

Радиус армирования  $R_r = \frac{Ar}{\beta \cdot n \cdot d} = \frac{980}{1,8 \cdot 1,2} = 102,08 \text{ см.}$

Для стержневой арматуры периодического профиля коэффициент  $\psi = 1,5\sqrt{R_r} = 1,5\sqrt{102,08} = 15,155$

Напряжения в арматуре

$$\sigma_s = \frac{M_{оп,н}}{A_s \cdot Z} = \frac{28,32 \cdot 10^4}{7,91 \cdot 0,217} = 165198 \text{ кПа} = 165,2 \text{ МПа.}$$

Плечо внутренней пары сил  $Z$  определяется из расчета на прочность

$$Z = h_0 - 0,5x = h_0 - 0,5 \frac{A_s \cdot R_s}{R_b \cdot b} = 0,224 - 0,5 \frac{7,91 \cdot 350 \cdot 10^3}{20 \cdot 10^3 \cdot 1 \cdot 10^4} = 0,217 \text{ м} = 21,7 \text{ см.}$$

Ширина раскрытия трещин

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \psi = \frac{165,2}{2,06 \cdot 10^5} 15,155 = 0,0122 \text{ см} < 0,02 \text{ см.}$$

Трещиностойкость плиты обеспечена.

## РАСЧЕТ ГЛАВНОЙ БАЛКИ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Определение внутренних усилий

*Постоянная нагрузка.* Конструкция пролетного строения и одежды ездового полотна представлена на рисунке 1 и таблице 2. Сбор нагрузки на метр длины пролетного строения выполняем отдельно на крайнюю и промежуточную балки в табличной форме (табл.3).

*Временная нагрузка.* Усилия от временных нагрузок в главных балках пролетного строения определяем с учетом пространственного распределения при помощи коэффициентов поперечной установки (КПУ). Для бездиафрагменных пролетных строений достаточно точными будут результаты полученные при использовании метода упругих опор [5,7,9-11] или приложение В. Строим линии влияния давления на главные балки и выполняем их загрузку временной нагрузкой (рис. 11).

Таблица 3 - Постоянная нагрузка на 1м длины пролетного строения

Вид нагружения	Характеристическая нагрузка $q_n$ , кН/м	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка $q$ , кН/м
<b>Крайняя балка</b>			
Монолитный тротуар ( $\delta=20\text{см}$ ) $0,2 \cdot (1,25 + 0,13 + 0,25) \cdot 25 = 8,15$	8,15	1,25	10,19
Покрытие тротуара ( $\delta=2\text{см}$ ) $0,02 \cdot 1,25 \cdot 25 = 0,625$	0,625	2,0	1,25
Бортовой камень $0,15 \cdot 0,21 \cdot 25 = 0,79$	0,79	1,25	0,9875
Консольный блок $0,08 \cdot 0,6 \cdot 25 = 1,2$	1,2	1,25	1,50
Перильное ограждение 0,52	0,52	1,25	0,65
Барьерное ограждение 0,64	0,64	1,25	0,80
Асфальтобетонное покрытие ( $\delta=8\text{см}$ , $b=0,3\text{м}$ ) $0,08 \cdot 0,3 \cdot 23 = 0,552$	0,552	2,0	1,104
Защитный слой из асфальтобетона ( $\delta=3\text{см}$ , $b=0,3\text{м}$ ) $0,03 \cdot 0,3 \cdot 23 = 0,207$	0,207	1,25	0,259
Гидроизоляция ( $\delta=1\text{см}$ ) $0,01 \cdot (1,05 + 0,86) \cdot 15 = 0,286$	0,286	1,25	0,3575
Монолитная плита проезжей части ( $\delta=25\text{см}$ ) $[0,15(1,11 + 1,05) + 0,1(1,11 + 1,05 - 1,2)] \cdot 25 = 10,5$	10,5	1,25	13,125
Балка пролетного строения (приложение А) $Q_6=27,56\text{т}$ $(27,56/24) \cdot 9,81 = 11,27\text{кН/м}$	11,27	1,25	14,08
<b>Всего на крайнюю балку</b>	<b>34,74</b>		<b>44,303</b>
<b>Промежуточная балка</b>			
Асфальтобетонное покрытие ( $\delta=8\text{см}$ , $b=2,1\text{м}$ ) $2,1 \cdot 0,8 \cdot 23 = 3,86$	3,86	2,0	7,72
Защитный слой из асфальтобетона ( $\delta=3\text{см}$ , $b=2,1\text{м}$ ) $0,03 \cdot 2,1 \cdot 23 = 1,45$	1,45	1,25	1,8125

Продолжение таблицы 2

Гидроизоляция ( $\delta=1\text{см}$ ) $0,01 \cdot 2,1 \cdot 15 = 0,315$	0,315	1,25	0,394
Плита проезжей части ( $\delta=25\text{см}$ ) $[0,15 \cdot 2,1 + (2,1 - 1,2) \cdot 0,1] \cdot 25 = 10,125$	10,125	1,25	12,66
Балка пролетного строения (приложение А) $Q_6=27,56\text{т}$ $(27,56/24) \cdot 9,81 = 11,27\text{кН/м}$	11,27	1,25	14,08
Всего на промежуточную балку	27,02		36,67

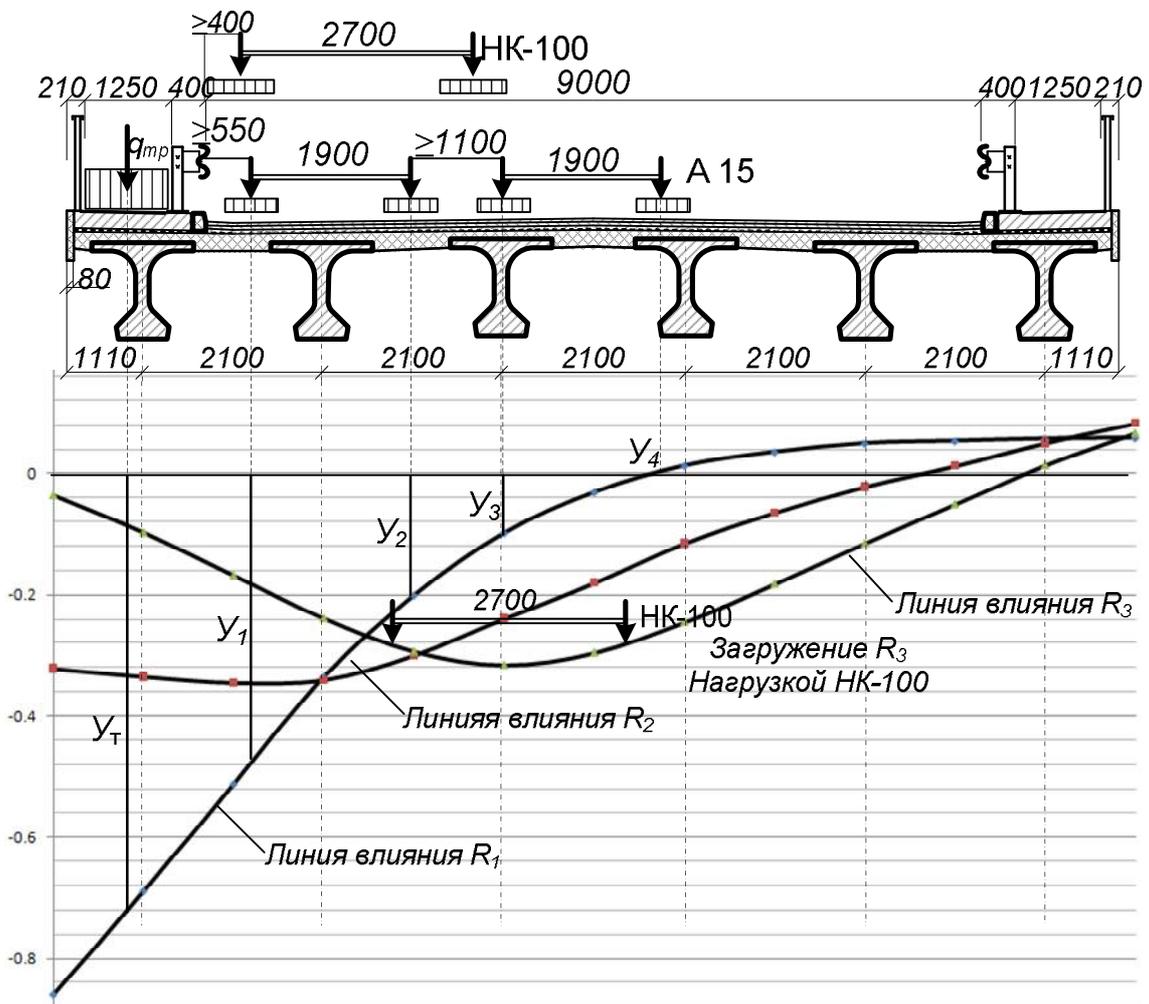


Рисунок 11 – Линии влияния сил на главные балки, и схемы их загрузки

Определение изгибающих моментов в главных балках выполняем по формулам:

Для нагрузки А 15 + толпа

$$M_i = P(Z_1 + Z_2)\gamma_{fp} \cdot (1 + \mu) \cdot \text{КПУ}_p + q_v \cdot \omega \cdot \gamma_{fv} \cdot \text{КПУ}_v + q_t \cdot \omega \cdot \gamma_{ft} \text{КПУ}_t;$$

или

$$M_i = q_p \cdot \omega \cdot \gamma_{fp} \cdot (1 + \mu) \cdot \text{КПУ}_p + q_v \cdot \omega \cdot \gamma_{fv} \cdot \text{КПУ}_v + q_t \cdot \omega \cdot \gamma_{ft} \text{КПУ}_t$$

где  $P = 147 \text{кН}$  (15т) - давление на ось тандема нагрузки А 15;

$Z_1$  и  $Z_2$  - максимальные ординаты под осями тандема на линии влияния изгибающего момента в середине пролета рис. 12;

$\gamma_{fp} = 1,5$  - коэффициент надежности по нагрузке для тандема;

$(1 + \mu) = 1,3$  - динамический коэффициент для тандема;

$\text{КПУ}_p$  - коэффициент поперечной установки для тандема, который определяется по формуле  $\text{КПУ}_p = 0,5 \sum y_i \cdot s_i$ , ( $y_i$  - максимальные ординаты под силами на линиях влияния давления на главные балки, рис. 11);

$q_v = 14,7 \text{ кН/м}$  - интенсивность равномерно распределенной нагрузки А 15;

$\omega$  - площадь линии влияния изгибающего момента в середине пролета;

$\gamma_{fv} = 1,5$  - коэффициент надежности по нагрузке для равномерно распределенной нагрузки А 15;

$\text{КПУ}_v$  - коэффициент поперечной установки для равномерно распределенной нагрузки А 15, который определяется по формуле  $\text{КПУ}_v = 0,5 \sum y_i \cdot s_i = 0,5[y_1 + y_2 + 0,6(y_3 + y_4)]$ , ( $y_1$  и  $y_2$  - максимальные ординаты под силами первой полосы, и  $y_3$  и  $y_4$  - ординаты под силами для второй полосы на линиях влияния давления на главные балки);

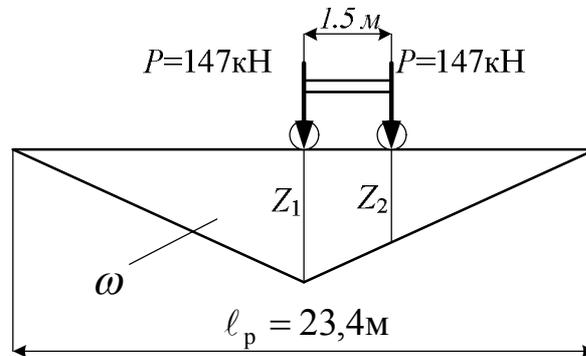
$q_t = 1,96 \cdot T$  - интенсивность равномерно распределенной нагрузки от толпы на тротуаре, кН/м ( $T$  - ширина тротуара );

$\gamma_{ft} = 1,2$  - коэффициент надежности по нагрузке для толпы;

$K_{ПУ_T} = \Sigma y_T$  - коэффициент поперечного установившегося для толпы, равный сумме ординат под центром тяжести тротуаров;

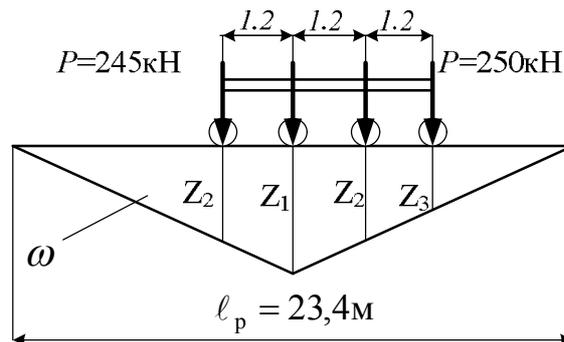
$q_p$  - интенсивность эквивалентной нагрузки от тандема А 15, которая определяется по формуле  $q_p = \frac{P \cdot \Sigma Z_i}{\omega}$  (рис. 12).

а)



$$Z_1 = \frac{l_p}{4}; Z_2 = \frac{0,5 \cdot l_p - 1,5}{2}.$$

б)



$$Z_1 = \frac{l_p}{4}; Z_2 = \frac{0,5 \cdot l_p - 1,2}{2}; Z_3 = \frac{0,5 \cdot l_p - 2,4}{2}.$$

Рисунок 12 – Схемы загрузки линий влияния изгибающих моментов для вычисления эквивалентных нагрузок: а-для А 15; б-для НК-100

Определение изгибающих моментов в главных балках рекомендуется выполнять в табличной форме (табл. 3).

Определение изгибающего момента от постоянной нагрузки выполняем отдельно для крайней и промежуточной балок:

- В крайней балке:  
расчетный момент

$$M_q = \frac{q \cdot \ell_p^2}{8} = \frac{44,303 \cdot 23,4^2}{8} = 3032,32 \text{ кНм};$$

нормативный момент

$$M_{qn} = \frac{q_n \cdot \ell_p^2}{8} = \frac{34,74 \cdot 23,4^2}{8} = 2377,78 \text{ кНм};$$

- В промежуточной балке  
расчетный момент

$$M_q = \frac{q \cdot \ell_p^2}{8} = \frac{36,67 \cdot 23,4^2}{8} = 2509,88 \text{ кНм};$$

нормативный момент

$$M_{qn} = \frac{q \cdot \ell_p^2}{8} = \frac{27,02 \cdot 23,4^2}{8} = 1849,38 \text{ кНм}.$$

Суммарные значения изгибающих моментов в середине пролета главных балок рекомендуется выполнять в табличной форме (табл. 4).

Для детального расчета необходимо принимать наиболее нагруженную балку (в балке №3  $M = 4864,96$  кНм от нагрузки А15). Для этой балки характеристическое значение изгибающего момента от постоянной и временной нагрузки равно  $M_n = 1849,38 + 861,26 + 439,68 + 13,42 = 3163,74$  кНм.

При определении наибольшей поперечной силы для средней части пролета необходимо использовать коэффициенты поперечной установки, полученные по методам пространственной работы (упругих опор), а для участка у опоры - метод рычага (рис. 13).

Таблица 3 – Вычисление изгибающих моментов в главных балках от временных нагрузок

Нагрузка		Эквивалентная нагрузка $q_{эkv}$	Номера балок	Ординаты под нагрузками на линиях влияния давления на главные балки						$\sum Y_i \cdot S_i$	$K_{ПУ} = 0,5 \cdot \sum Y_i \cdot S_i$	Площадь линий влияния $\omega_1$	$M_{норм.} = q_{эkv} \cdot \omega_1 \cdot K_{ПУ}$	Коэф. надежности по нагрузке $\gamma_f$	Динамический коэф. $(1+\mu)$	$M_{расч.} = M_{норм.} \cdot \gamma_f \cdot (1+\mu)$
				1-а полоса		2-а полоса		3-я (дополнит.) полоса								
				$Y_1$	$Y_2$	$Y_3$	$Y_4$	$Y_5$	$Y_6$							
1	2	3	4	5	6					9	10	11	12	13	14	15
А-15	Тандем $P=147$ кН	23,52	1	0,46	0,20	0,085	-0,02			0,725	0,362	68.445	583,56	1.5	1.3	1137,95
			2	0,34	0,29	0,24	0,12			0,99	0,495		796,85			1553,88
			3	0,26	0,32	0,3	0,19			1,07	0,535		861,26			1679,45
	Полоса $V=14,7$ кН/м	14,7	1	0,46	0,20	0,085	-0,02			0,699	0,349		351,65	1.5	1.0	527,47
			2	0,34	0,29	0,24	0,12			0,846	0,423		425,59			638,39
			3	0,26	0,32	0,3	0,19			0,874	0,437		439,68			659,53
Толпа $q_T=1,96 \cdot T$ кН/м	2,45	1	0,72							0,72	68.445	120,74	1.2	1	144,88	
		2	0,33							0,33		55,34			66,40	
		3	0,08							0,08		13,42			16,10	
НК-100 $P=245$ кН	75,17	1	0,48	0,11					0,59	0,295	68.445	1517,7	1	1	1517,78	
		2	0,33	0,24					0,57	0,285		1466,3			1466,33	
		3	0,28	0,28					0,56	0,28		1440,6			1440,60	

Таблица 4 – Суммарные значения изгибающих моментов в середине пролета главных балок

Номера балок	Момент от постоянных нагрузок, кНм	Момент от временных нагрузок, кНм				Суммарные значения изгибающих моментов, кНм	
		Нагрузка А 15		толпа	НК- 100		
		тандем	полоса			$M_{\text{пост.}} + M_{\text{А-11}}$ толпа	$M_{\text{пост.}} + M_{\text{НК-100}}$
1	2	3	4	5	6	7	8
1	3032,32	1137,95	527,47	144,88	1517,78	4842,62	4550,10
2	2509,88	1553,88	638,39	66,40	1466,33	4768,55	3976,21
3	2509,88	1679,45	659,53	16,10	1440,60	4864,96	3950,48

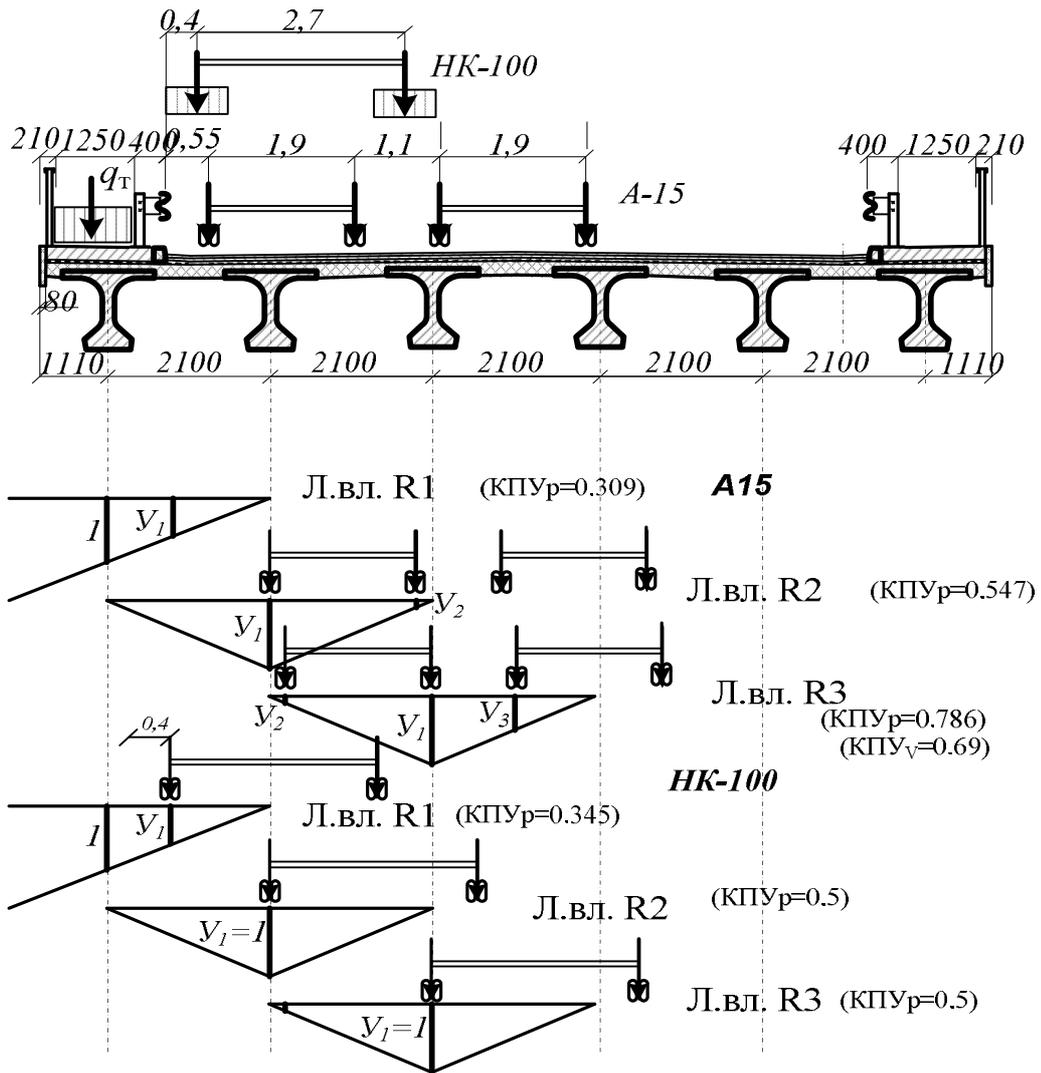


Рисунок 13 – Определение КПУ методом рычага

На приопорных участках длиной  $1/6$  пролета балки принято линейное изменение КПУ от значения для средней части пролета к КПУ, найденного методом рычага. На рисунке 14 указаны положения нагрузок АК и НК, которые соответствуют наибольшему значению поперечной силы на опоре А, линия влияния  $Q_A$  и график изменения коэффициентов поперечного устройства по длине пролета.

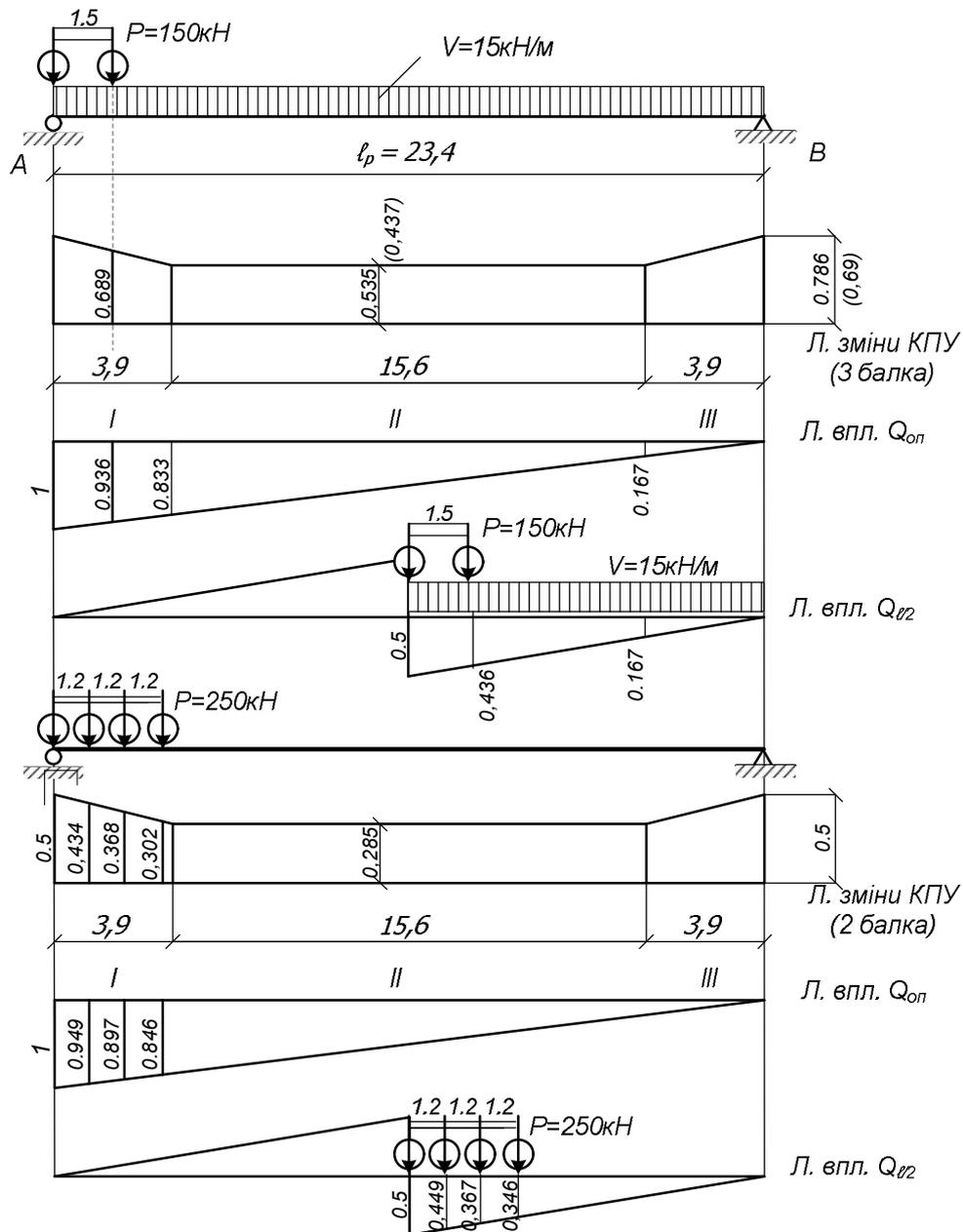


Рисунок 14 - Схемы к определению поперечной силы от А15 и НК-100

Согласно с характером изменения коэффициентов поперечной установки для равномерно распределенной нагрузки по длине пролета рассматриваем три участка линии влияния поперечной силы (рис. 14): первая – с площадью  $\omega_{Q1} = \frac{1 + 0,833}{2} \cdot 3,9 = 3,574$

и коэффициентом поперечной установки

$$КПУ_1 = \frac{0,69 + 0,437}{2} = 0,5635, \text{ вторая –}$$

с площадью  $\omega_{Q2} = \frac{0,833 + 0,167}{2} \cdot 15,6 = 7,8$  и коэффициентом поперечной

установки  $KПУ_2 = 0,437$ ,

третья – с площадью  $\omega_{Q3} = \frac{0,167}{2} \cdot 3,9 = 0,326$  и коэффициентом

поперечной установки  $KПУ_3 = \frac{0,69 + 0,437}{2} = 0,5635$ .

Поперечную силу у опоры от постоянной нагрузки определяем по формуле:  $Q_{\text{пост}} = q_{\text{пост}} \cdot \omega_{\text{оп}}$ . Для крайней балки  $Q_{\text{пост}} = 44,303 \cdot 11,7 = 518,35$  кН, для промежуточной балки  $Q_{\text{пост}} = 36,67 \cdot 11,7 = 429,04$  кН. Поперечную силу от временной нагрузки АК определяем по формуле

$$Q_{\text{АК}} = P \cdot \gamma_{fp} \cdot (1 + \mu) \cdot \sum_{k=1}^2 KПУ_p \cdot y_k + q_v \cdot \gamma_{fv} \cdot \sum_{i=1}^3 KПУ_v \cdot \omega_{Qi}$$

Например, для третьей балки поперечная сила равна:

$$Q_{\text{АК}} = 147 \cdot 1,5 \cdot 1,3 \cdot (1 \cdot 0,786 + 0,936 \cdot 0,689) + 14,7 \cdot 1,5 \cdot (3,574 \cdot 0,5635 + 7,8 \cdot 0,437 + 0,326 \cdot 0,5635) = 533,79 \text{ кН.}$$

Определим расчетную поперечную силу во 2-й балке от нагрузки НК-100. Эюра изменение коэффициента поперечной установки по длине пролета приведена на рис. 14.

$$Q_{\text{НК}} = 247 \cdot (1 \cdot 0,5 + 0,949 \cdot 0,434 + 0,897 \cdot 0,368 + 0,846 \cdot 0,302) = 369,87 \text{ кН} < 533,79 \text{ кН.}$$

Расчет главной балки на действие поперечной силы необходимо выполнять для максимального суммарного значения от постоянной и временной нагрузок А 15 или НК-100. Суммарная поперечная сила  $Q = Q_{\text{пост}} + Q_{\text{АК}} = 518,35 + 533,79 = 1052,14$  кН.

Характеристическая поперечная сила

$$Q_n = Q_{\text{пост},n} + Q_{\text{АК},n} = 27,02 \cdot 11,7 + 147 \cdot (1 \cdot 0,786 + 0,936 \cdot 0,689) + \\ + 14,7 \cdot (3,574 \cdot 0,5635 + 7,8 \cdot 0,437 + 0,326 \cdot 0,5635) = \\ = 316,13 + 292,75 = 608,88 \text{ кН}$$

Для определения поперечной силы в середине пролета необходимо загрузить временной нагрузкой А15 или НК -100 соответствующую линию влияния поперечной силы. Поперечная сила в середине пролета от постоянной нагрузки равна нулю. Для нагрузки А15 поперечная сила в середине пролета составляет:

$$Q_{\text{АК}} = 147 \cdot 1,5 \cdot 1,3 \cdot (0,5 \cdot 0,535 + 0,436 \cdot 0,535) + 14,7 \cdot 1,5 \cdot (2,6 \cdot 0,437 + \\ + 0,326 \cdot 0,5635) = 172,65 \text{ кН}$$

где площадь первого участка

$$\omega_1 = \frac{0,167 + 0,5}{2} \cdot 7,8 = 2,6.$$

От нагрузки НК-100 поперечная сила в середине пролета второй балки (КПУ = 0,285 ) составляет:

$$Q_{\text{НК}} = 245 \cdot (0,5 + 0,449 + 0,397 + 0,346) \cdot 0,285 = 118,15 \text{ кН.}$$

Для расчета главной балки по первому и второму предельному состоянию необходимо принимать максимальные усилия (рис. 15), то есть надо построить указанные эпюры изгибающих моментов и поперечных сил.

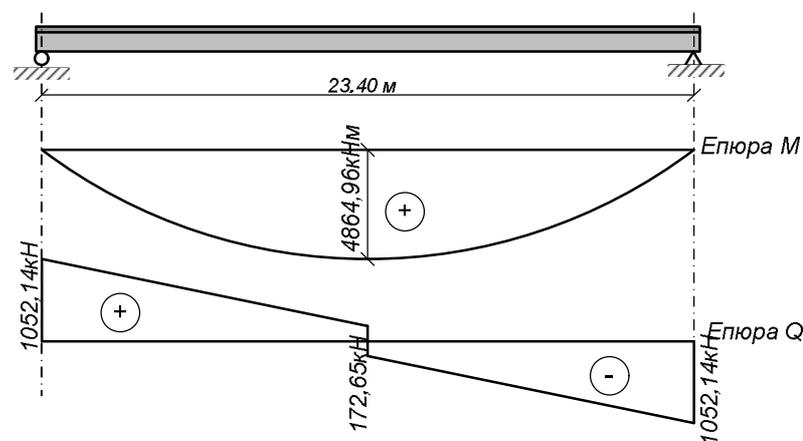


Рисунок 15 - Огибающие эпюры изгибающих моментов и поперечных сил

Расчет балки на прочность по изгибающему моменту. Для балок принят бетон класса В40 с расчетными характеристиками  $R_b = 20$  МПа,  $R_{bt} = 1,25$  МПа,  $R_{b.ser} = 29,0$  МПа [2], или приложение Г. Рабочая предварительно напряженная арматура принята диаметром 5 мм класса В - II в пучках по 24 проволоки с  $R_p = 1055$  МПа,  $R_{pn} = 1335$  МПа,  $R_{pw} = 0,7 \cdot 1055 = 738,5$  МПа. Поперечная арматура принята класса А - III с  $R_{sw} = 0,8 \cdot 350 = 280$  МПа. Модуль упругости предварительно напряженной арматуры  $E_p = 1,96 \cdot 10^5$  МПа. Отношение модуля упругости арматуры к модулю упругости бетона класса В40

$$n_1 = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,96 \cdot 10^5}{3,6 \cdot 10^4} = 5,44.$$

Расчет выполняем для приведенного сечения (рис. 2). Рабочую высоту сечения принимаем  $h_0 = 0,87h$ . Необходимое количество рабочей арматуры нижней зоны определяем по формуле:

$$A_p^{тр} = 1,1 \frac{M}{R_p (h_0 - 0,5h_f')} = 1,1 \frac{4864,96}{1055 \cdot 10^3 \cdot (0,87 \cdot 1,3 - 0,5 \cdot 0,27)} = 0,005093 \text{ м}^2 = 50,93 \text{ см}^2.$$

Необходимое количество пучков, при площади одного пучка  $f_1 = 4,71 \text{ см}^2$ , составляет:  $k = \frac{50,93}{4,71} = 10,81$ . Принимаем одиннадцать пучков общей площадью  $A_p = 51,81 \text{ см}^2$ . Выполняем размещения пучков в нижней растянутой зоне поперечного сечения балки (рис. 16, сечение 1-1).

Для уменьшения поперечной силы у опор и повышения трещиностойкости опорных участков 4 пучка отгибаем в верхнюю зону (рис. 16, сечение 2-2). Углы наклона пучков к оси балки:

$$\text{первый ряд} - \text{tg} \alpha = \frac{130 - 90 - 18}{550} = 0,04; \alpha = 2,29^\circ,$$

$$\text{второй ряд} - \text{tg} \alpha = \frac{130 - 70 - 28}{550} = 0,058; \alpha = 3,33^\circ,$$

$$\text{третий ряд} - \text{tg} \alpha = \frac{130 - 50 - 38}{750} = 0,056; \alpha = 3,21^\circ,$$

четвертый ряд -  $\operatorname{tg} \alpha = \frac{130 - 30 - 48}{750} = 0,069; \alpha = 3,97^{\circ}$ .

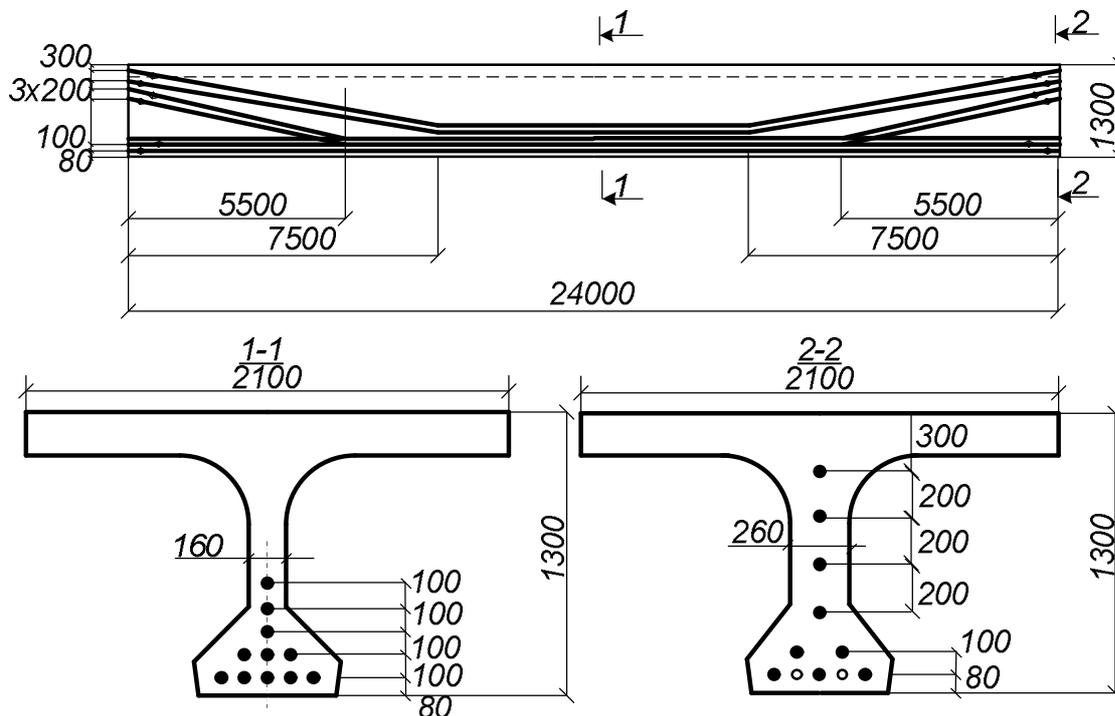


Рисунок 16 - Размещение предварительно напряженной арматуры

Средний угол наклона отогнутых пучков

$$\alpha_{\text{ср.}} = \frac{2,29 + 3,33 + 3,21 + 3,97}{4} = 3,2^{\circ} = 0,055 \text{ рад.}$$

Расчет необходимо выполнять для двух сечений - в середине пролета (рис. 16, сечение 1-1) и на опоре (рис. 16, сечение 2-2). В курсовой работе разрешается выполнять расчет только сечения 1-1, в дипломной работе - оба сечения. Эти сечения отличаются толщиной стенок, количеством и размещением арматурных пучков. При определении геометрических характеристик сечений примерно учитываем только предварительно напряженную арматуру.

*Геометрические характеристики приведенного сечения для середины пролета.* При расчетах геометрических характеристик используем ранее найденные характеристики бетонного сечения (см. раздел 2). Площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A_b + n_1 \cdot A_p = 8514,61 + 5,44 \cdot 51,81 = 8796,46 \text{ см}^2.$$

Положение центра тяжести арматурных пучков относительно нижней грани

$$a_p = \frac{5 \cdot 8 + 3 \cdot 18 + 28 + 38 + 48}{11} = 18,91 \text{ см.}$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани

$$S_{red} = S_b + n_1 \cdot A_p \cdot a_p = 761515,35 + 5,44 \cdot 51,81 \cdot 18,91 = 766845,065 \text{ см}^3.$$

Положение центра тяжести приведенного сечения относительно нижней и верхней граней сечения равно:

$$y_{red}^{н.г.} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{766845,065}{8796,46} = 87,18 \text{ см};$$

$$y_{red}^{в.г.} = h - y_{red}^{н.г.} = 130 - 87,18 = 42,82 \text{ см.}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести

$$J_{red} = J_b + A_b (y_{red}^{н.г.} - y_b^{н.г.})^2 + n_1 \cdot A_p (y_{red}^{н.г.} - a_p)^2 = 15302229,83 +$$

$$8796,46(87,18 - 89,44)^2 + 5,44 \cdot 51,81(87,18 - 18,91)^2 =$$

$$= 16660786,63 \text{ см}^4.$$

*Геометрические характеристики приведенного сечения на опоре.* С семи прямолинейных пучков учитываем только пять, так как два пучка первого ряда заанкерованы на расстоянии 5 м от торца балки. Центр тяжести пяти пучков от нижней грани  $a_{p.пр.} = 12 \text{ см}$ .

Расчетное сечение принято по оси опирания балки и отстоит от ее торца на 30 см. Отогнутые пучки расположены на расстоянии от верха балки

$$30 + 30 \text{tg} \alpha = 30 + 30 \cdot 0,069 = 32,07 \text{ см},$$

$$50 + 30 \text{tg} \alpha = 50 + 30 \cdot 0,056 = 51,68 \text{ см},$$

$$70 + 30 \operatorname{tg} \alpha = 70 + 30 \cdot 0,058 = 71,74 \text{ см},$$

$$90 + 30 \operatorname{tg} \alpha = 90 + 30 \cdot 0,04 = 91,2 \text{ см}.$$

Цент тяжести полигональных пучков

$$a_{p.кр.} = h - \frac{\sum n_i \cdot a_i}{\sum n_i} = 130 - \frac{32,07 + 51,68 + 71,74 + 91,2}{4} = 68,33 \text{ см}.$$

Приведенные толщины:  
верхней плиты

$$h_f = \frac{(210 - 26) \cdot 25 + 2 \cdot (30^2 - 0,25 \cdot \pi \cdot 30^2)}{(210 - 26)} = 27,09 = 27,1 \text{ см};$$

нижней плиты

$$h_3 = \frac{0,25 \cdot (62 - 26)^2 + 0,5 \cdot ((62 - 26) + (59 - 26)) \cdot 15}{0,5 \cdot ((62 - 26) + (59 - 26))} = 24,39 \text{ см};$$

высота ребра балки

$$h_2 = 130 - 27,1 - 24,39 = 78,51 \text{ см}.$$

Площадь приведенного сечения

$$A_{red} = 60,5 \cdot 24,39 + 26 \cdot 78,51 + 210 \cdot 27,1 + 5,44 \cdot 9 \cdot 4,71 = 9438,46 \text{ см}^2.$$

Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани

$$S_{red} = \frac{60,5 \cdot 24,39^2}{2} + 26 \cdot 78,51 \cdot (24,39 + \frac{78,51}{2}) +$$

$$+ 210 \cdot 27,1 \cdot (130 - \frac{27,1}{2}) + 5,44 \cdot 5 \cdot 4,71 \cdot 12 +$$

$$+ 5,44 \cdot 4 \cdot 4,71 \cdot 68,33 = 819168,28 \text{ см}^3.$$

Положение центра тяжести приведенного сечения относительно нижней и верхней граней

$$Y_{\text{нр}} = \frac{S_{\text{нр}}}{A_6} = \frac{819168,28}{9438,46} = 86,79 \text{ см};$$

$$Y_{\text{вр}} = 130 - 86,79 = 43,21 \text{ см}$$

Момент инерции приведенного сечения относительно нейтральной оси:

$$\begin{aligned} J_{\text{ред}} = & \frac{210 \cdot 27,1^3}{12} + 210 \cdot 27,1 \cdot \left(43,21 - \frac{27,1}{2}\right)^2 + \frac{26 \cdot 78,51^3}{12} + \\ & + 26 \cdot 78,51 \cdot \left(86,79 - 24,39 - \frac{78,51}{2}\right)^2 + \\ & + \frac{60,5 \cdot 24,39^3}{12} + 60,5 \cdot 24,39 \cdot \left(86,79 - \frac{24,39}{2}\right)^2 + 5,44 \cdot 5 \cdot 4,71 \cdot (86,79 - 12)^2 + \\ & + 5,44 \cdot 4 \cdot 4,71 \cdot (86,79 - 68,33)^2 = 16532233,07 \text{ см}^4. \end{aligned}$$

*Потери сил предварительного напряжения.* Предварительное напряжение, которое контролируется в конце натяжения арматуры, принимается  $\sigma_p = R_p = 1055 \text{ МПа}$ .

К моменту конца обжатия бетона в конструкции с натяжением арматуры на упоры проявляются потери первой группы [2, п 3.14] от релаксации напряжения в арматуре при механическом средстве натяжения [2, приложение ]

$$\sigma_3 = \left(0,22 \frac{\sigma_p}{R_{pser}} - 0,1\right) \sigma_p = \left(0,22 \frac{1055}{1335} - 0,1\right) \cdot 1055 = 77,92 \text{ МПа},$$

где  $\sigma_p$  - контролируемая напряжение без учета потерь напряжения , МПа.

На стадии натяжения арматуры потери от релаксации принимаются равными  $0,5 \cdot \sigma_3 = 0,5 \cdot 77,92 = 38,96 \text{ МПа}$  [2, п 3.14];

от деформации анкерных средств на опорах при натяжении с обеих сторон

$$\sigma_4 = 2 \frac{\Delta \ell}{\ell} E_p = 2 \frac{0,002}{24} 1,96 \cdot 10^5 = 32,67 \text{ МПа},$$

где  $\Delta l$  - обжатие спрессованных шайб, смятие сформированных головок и т.п., принимается равным 2 мм на каждый анкер;

от трения арматуры об оттягивающие приспособления (только для полигональных пучков) при  $\mu = 0,25$ ;  $\theta = 0,0717$  рад.

$$\sigma_5 = \sigma_p (1 - e^{-\delta\theta}),$$

где  $\sigma_p$  - контролируемое напряжение без учета потерь, МПа;

$e$  - основание натуральных логарифмов;

$\delta$  - коэффициент, принимаемый равным 0,25 [2, приложение Г];

$\theta$  - суммарный угол поворота оси арматуры, рад. Поскольку средние пучки отогнуты под разными углами, в формулу подставляем средний угол наклона (0,0717)

$$\sigma_5 = 1055 \cdot (1 - e^{-0,25 \cdot 0,0717}) = 18,74 \text{ МПа};$$

от перепада температур натянутой арматуры и устройства, воспринимающего усилие натяжения при пропаривании для классов бетона В20 - В40

$$\sigma_6 = 1,25 \cdot \Delta t,$$

где  $\Delta t$  - разница между температурой нагретой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны нагрева), на которые передаются натягивающие усилия,  $^{\circ}\text{C}$ . При отсутствии точных данных нормы [2, приложение Г] разрешают принимать  $\Delta t = 65 ^{\circ}\text{C}$ .

$$\sigma_6 = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ МПа}.$$

Таким образом, первые потери составляют:

в прямолинейных пучках

$$\sigma_{n1} = \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_6 = 77,92 + 32,67 + 81,25 = 191,84 \text{ МПа};$$

в полигональных пучках в середине пролета

$$\sigma_{n1} = \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = 77,92 + 32,67 + 18,74 + 81,25 = 210,58 \text{ МПа};$$

у опор

$$\sigma_{n1} = \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_6 = 77,92 + 32,67 + 81,25 = 191,84 \text{ МПа}.$$

Напряжения в предварительно напряженных пучках с учетом первых потерь равны:

*в середине пролета*

в прямолинейных пучках  $1055-191,84 = 863,16$  МПа;  
 в полигональных пучках  $1055-210,58 = 844,42$  МПа;  
 у опоры в прямолинейных и полигональных пучках  
 $1055-191,84 = 863,16$  МПа.

Вторые потери от усадки и ползучести бетона определяются с помощью приблизительных формул. Потери от усадки бетона при его классе прочности В40 и тепловой обработке конструкции  $\sigma_1 = 40$  МПа [2, приложение Т]. Потери от ползучести бетона зависят от напряжений в бетоне на уровне центра тяжести арматуры, для которой определяют потери, от постоянных воздействий (силы предварительного напряжения и собственного веса).

Для сечения в середине пролета равнодействующая усилий предварительного напряжения в предварительно напряженной арматуре с учетом первых потерь:

$$N_0 = (863,16 \cdot 10^3 \cdot 7 \cdot 4,71 \cdot 10^{-4} + 844,42 \cdot 10^3 \cdot 4 \cdot 4,71 \cdot 10^{-4}) = \\ (28458,39 + 15908,87) \cdot 10^{-1} = 4436,726 \text{ кН.}$$

Центр тяжести приведенного сечения от нижней грани находится на расстоянии  $y_{red}^{н.г.} = 87,18$  см. Расстояние от центра тяжести прямолинейных пучков до нижней грани

$$a_{p.пр.} = \frac{5 \cdot 8 + 2 \cdot 18}{7} = 10,857 \text{ см,}$$

а от центра тяжести полигональных пучков

$$a_{p.кр.} = \frac{1 \cdot 18 + 1 \cdot 28 + 1 \cdot 38 + 1 \cdot 48}{4} = 33 \text{ см.}$$

Положение равнодействующей усилия предварительного напряжения относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_0 = \frac{2845,84 \cdot (0,8718 - 0,10857) + 1590,89 \cdot (0,8718 - 0,33)}{4436,726} 10^{-1} = \\ = 0,684 \text{ м} = 68,4 \text{ см.}$$

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры, для которой определяются потери от сил предварительного напряжения и собственного веса конструкции ( $M_{gn} = 1849,38$  кН) определяем по формуле,

$$\sigma_{bp} = \frac{N_0}{A_{red}} \pm \frac{N_0 \cdot e_0 \cdot y}{J_{red}} \mp \frac{M_{gn} \cdot y}{J_{red}}$$

где  $y$  - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до центра тяжести арматуры:

для прямолинейных пучков  $y = 87,18 - 10,857 = 76,323$  см и

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{4436,73}{0,879646} + \frac{4436,73 \cdot 0,684 \cdot 0,76323 \cdot 10^2}{16,6608} - \frac{1849,38 \cdot 0,76323 \cdot 10^2}{16,6608} = \\ &= 5043,76 + 13902,04 - 8471,99 = 10473,81 \text{ кПа} = 10,47 \text{ МПа}; \end{aligned}$$

для полигональных пучков  $y = 87,18 - 33 = 54,18$  см и

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{4436,73}{0,879646} + \frac{4436,73 \cdot 0,684 \cdot 0,5418 \cdot 10^2}{16,6608} - \frac{1849,38 \cdot 0,5418 \cdot 10^2}{16,6608} = \\ &= 5043,76 + 9868,75 - 6014,08 = 8898,43 \text{ кПа} = 8,9 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Потери от ползучести определяют по формулам [2, приложение Т]

$$150\alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \quad \text{при} \quad \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75;$$

$$300\alpha \left( \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - 0,375 \right) \quad \text{при} \quad \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,75,$$

где  $\sigma_{bp}$  - напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры от предварительного напряжения и собственного веса балки;

$R_{bp}$  - передаточная прочность, равная  $0,7B$ , но не менее  $25$  МПа [2, п. 3.31];

$\alpha$  - коэффициент, равный для бетона:  
естественного твердения  $1,0$ ; подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении -  $0,85$ ;

Определяем  $R_{bp} = 0,7 \cdot 40 = 28$  МПа  $> 25$  МПа.

Отношение  $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$  равно:

для прямолинейных пучков  $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{10,47}{28} = 0,374 < 0,75$ ;

для полигональных пучков  $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{8,9}{28} = 0,318 < 0,75$ .

Таким образом, потери от ползучести следует определять по формуле  $150\alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$ . Тогда потери от ползучести будут:

в прямолинейных пучках  $\sigma_2 = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,374 = 47,68 \text{ МПа}$ ;

в полигональных пучках  $\sigma_2 = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,318 = 40,55 \text{ МПа}$ .

Всего, вторые потери:

в прямолинейных пучках

$$\sigma_{n2} = \sigma_1 + \sigma_2 = 40 + 47,68 = 87,68 \text{ МПа};$$

в полигональных пучках

$$\sigma_{n2} = \sigma_1 + \sigma_2 = 40 + 40,55 = 80,55 \text{ МПа}.$$

Полные потери в середине пролета:

в прямолинейных пучках

$$\sigma_n = \sigma_{n1} + \sigma_{n2} = 191,84 + 87,68 = 279,52 \text{ МПа};$$

в полигональных пучках

$$\sigma_n = \sigma_{n1} + \sigma_{n2} = 210,58 + 80,55 = 291,13 \text{ МПа} .$$

Предварительные напряжения на стадии эксплуатации сечения в середине пролета:

в прямолинейных пучках

$$\sigma_0 = \sigma_p - \sigma_n = 1055 - 279,52 = 775,48 \text{ МПа},$$

в полигональных пучках

$$\sigma_0 = \sigma_p - \sigma_n = 1055 - 291,13 = 763,87 \text{ МПа}.$$

Для сечения на опоре равнодействующая усилий предварительного напряжения в пяти горизонтальных пучках и четырех полигональных пучках с учетом первых потерь

$$N_0 = 863,16 \cdot (5 \cdot 4,71 + 4 \cdot 4,71 \cdot 0,9984) \cdot 10^{-1} =$$

$$= (20327,42 + 16219,65) \cdot 10^{-1} = 3654,71 \text{ кН.}$$

Усилия в четырех наклонных пучках проецируется на горизонтальную ось элемента ( $\cos \alpha_{cp} = 0,9984$ ). Расстояние от равнодействующей до центра тяжести приведенного сечения

$$(y_{red}^{H.r.} = 86,79 \text{ см}).$$

$$e_0 = \frac{20327,42 \cdot (0,8679 - 0,12) + 16219,65 \cdot (0,8679 - 0,6833)}{36547,1} =$$

$$= 0,498 \text{ м} = 49,8 \text{ см.}$$

Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести прямолинейных пучков ( $y = 86,79 - 12 = 74,79 \text{ см}$ ).

$$\sigma_{bnp} = \frac{3654,71}{0,943846} + \frac{3654,71 \cdot 0,498 \cdot 0,7479 \cdot 10^2}{16,5332} =$$

$$= 3872,15 + 8233,2 = 12105,35 \text{ кПа} = 12,105 \text{ МПа};$$

$$\text{Отношение } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{12,105}{28} = 0,43 < 0,75.$$

Потери от ползучести бетона в прямолинейных пучках на уровне их центра тяжести  $\sigma_2 = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,43 = 54,83 \text{ МПа}$ . Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести полигональных пучков ( $y = 86,79 - 68,33 = 18,46 \text{ см}$ )

$$\sigma_{bnp} = \frac{3654,71}{0,943846} + \frac{3654,71 \cdot 0,498 \cdot 0,1846 \cdot 10^2}{16,5332} =$$

$$= 3872,15 + 2032,16 = 5904,31 \text{ кПа} = 5,904 \text{ МПа.}$$

$$\text{Отношение } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{5,904}{28} = 0,21 < 0,75.$$

Потери от ползучести бетона в полигональных пучках

$$\sigma_2 = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,21 = 26,77 \text{ МПа.}$$

Полные потери на стадии эксплуатации в опорном сечении:  
в прямолинейных пучках

$$\sigma_n = \sigma_{n1} + \sigma_{n2} = 191,84 + 40 + 54,83 = 286,67 \text{ МПа};$$

в полигональных пучках

$$\sigma_n = \sigma_{n1} + \sigma_{n2} = 191,84 + 40 + 26,77 = 258,61 \text{ МПа.}$$

Предварительное напряжение на стадии эксплуатации сечения на опоре:

в прямолинейных пучках

$$\sigma_0 = \sigma_p - \sigma_n = 1055 - 286,67 = 768,33 \text{ МПа};$$

в полигональных пучках

$$\sigma_0 = \sigma_p - \sigma_n = 1055 - 258,61 = 796,39 \text{ МПа.}$$

*Проверка принятого армирования.* Рабочая высота сечения при принятом размещении арматуры

$$h_0 = h - a_p = 130 - 18,91 = 111,09 \text{ см.}$$

Предположим, что нейтральная ось проходит по линии грани плиты. Тогда изгибающий момент, который выдержит балка, будет равен

$$\begin{aligned} M &= R_b \cdot b'_f \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) = 20 \cdot 10^3 \cdot 2,10 \cdot 0,27 \cdot (1,11 - 0,5 \cdot 0,27) = \\ &= 11056,5 \text{ кНм} > 4864,96 \text{ кНм.} \end{aligned}$$

Таким образом, нейтральная ось проходит в плите. Находим высоту сжатой зоны

$$x = \frac{R_p \cdot A_p}{R_b \cdot b'_f} = \frac{1055 \cdot 10^3 \cdot 51,81}{20 \cdot 10^3 \cdot 2,1 \cdot 10^4} = 0,1301 \text{ м} = 13,01 \text{ см} < h'_f = 27 \text{ см.}$$

Предельный момент, который воспринимает балка, равен

$$\begin{aligned} M_{и} &= R_b \cdot b'_f \cdot x \cdot (h_d - 0,5x) = 20 \cdot 10^3 \cdot 2,10 \cdot 0,1301 \cdot (1,11 - 0,5 \cdot 0,1301) = \\ &= 5705,7 \text{ кНм} > 4864,96 \text{ кНм.} \end{aligned}$$

Следовательно, прочность балки обеспечена.

**Расчет на прочность по поперечной силе.** Наибольшая поперечная сила у опоры  $Q = 1052,14$  кН. Толщина ребра в этом месте  $b = 26 \text{ см} = 0,26 \text{ м}$ . Для железобетонных элементов с поперечной арматурой должно быть выполнено условие, которое

обеспечивает прочность по сжато-растянутому бетону между наклонными трещинами [2, п. 3.77]. Это условие проверяется по формуле:

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b \cdot b \cdot h_0.$$

В этой формуле величина  $\varphi_{w1} = 1 + \eta \cdot n_1 \cdot \mu_w$

где  $\eta = 5$  - при хомутах, нормальных к продольной оси элемента;

$n_1$  - отношение модулей упругости арматуры хомутов и бетона.

$$n_1 = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,96 \cdot 10^5}{3,6 \cdot 10^4} = 5,44;$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s_w},$$

где  $A_{sw}$  - площадь сечения ветвей хомутов, расположенных в одной плоскости;

$b$  - толщина ребра ( $b = 26$  см);

$s_w$  - расстояние между хомутами по нормали к ним;

$\varphi_{b1}$  - определяется по формуле

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01R_b = 1 - 0,01 \cdot 20 = 0,8$$

. В действующих нормах [2, пп. 3.143, 3.144] сказано, что при толщине ребра до 50 см в приопорных участках, равных четверть пролета, считая от оси опоры, шаг хомутов принимают не более 15 см. Согласно [2, табл. 3.25] наименьший диаметр хомутов равен 8 мм. Принимаем длину приопорных участков равной 6 м. Хомуты примем диаметром 12 мм с шагом 15 см. Тогда количество промежутков между хомутами составляет,  $\frac{6}{0,15} = 40$ , т.е. в пределах

приопорных участков необходимо поставить 41 хомут. На среднем участке расстояние между хомутами не должно превышать 20 см [2, п. 3.143]. Тогда в пределах длины среднего участка можно располагать  $\left[ \frac{23,4 - 2 \cdot 6}{0,20} \right] = 58$  хомутов. Если учитывать, что на границе (слева и справа) приопорных и средних участков уже есть

хомуты, то в пределах среднего участка надо располагать 56 хомутов. Всего на длине балки 23,4 м надо поставить  $41 \cdot 2 + 56 = 138$  штук. Определим величину  $\mu_{w1}$  для опорного сечения. Площадь поперечного сечения хомутов с двумя ветками (приложение Д)

$$A_{sw} = 2 \frac{\pi d^2}{4} = 2 \frac{3,14 \cdot 1,2^2}{4} = 2,26 \text{ см}^2 = 2,26 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

$$\text{Тогда } \mu_{w1} = \frac{A_{sw}}{b \cdot s_w} = \frac{2,26 \cdot 10^{-4}}{0,26 \cdot 0,15} = 0,0058.$$

$$\text{Величина } \varphi_{w1} = 1 + \eta \cdot n_1 \cdot \mu_w = 1 + 5 \cdot 5,44 \cdot 0,0058 = 1,16.$$

Поперечная сила, которую выдержит балка

$$\begin{aligned} Q &= 0,3 \cdot 1,16 \cdot 0,8 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot 0,26 \cdot 1,11 = \\ &= 1606,92 \text{ кН} > Q_{оп} = 1052,14 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Условие выполняется.

**Расчет наклонных сечений.** Расчет наклонных сечений (рис.17) на действие поперечных сил для элементов с напрягаемой арматурой при наличии ненапряженных хомутов выполняется из условия [2, п. 3.78]

$$Q = \sum R_{pw} \cdot A_{pi} \cdot \sin \alpha_i + \sum R_{pw} \cdot A_{pw} + \sum R_{sw} \cdot A_{sw} + Q_b + Q_w';$$

где  $\sum R_{pw} \cdot A_{pi} \cdot \sin \alpha_i$  - сумма проекций усилий на вертикаль всей пересеченной сечением наклонным к продольной оси элемента арматуры при длине сечения  $s$ , не превышающей  $2h_0$ ;

$\sum R_{pw} \cdot A_{pw}$  - сумма проекций усилий на вертикаль этой арматуры, нормально расположенной к продольной оси элемента. Поскольку натяжения хомутов нет, то эта величина равна нулю;

$\sum R_{sw} \cdot A_{sw}$  - сумма проекций усилий в хомутах в пределах длины проекции сечения  $s$ ;

$Q_b$  - поперечное усилие, передаваемое бетоном сжатой зоны над концом наклонного сечения, определяемое по формуле

$$Q_b = \frac{2R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \leq mR_{bt} \cdot b \cdot h_0;$$

$Q'_w$  - Усилие, воспринимаемое горизонтальной арматурой. Поскольку некоторые горизонтальные пучки не имеют сцепления с бетоном, и угол пересечения сечения с арматурой менее  $50^\circ$ , для запаса принимаем  $Q'_w = 0$ .

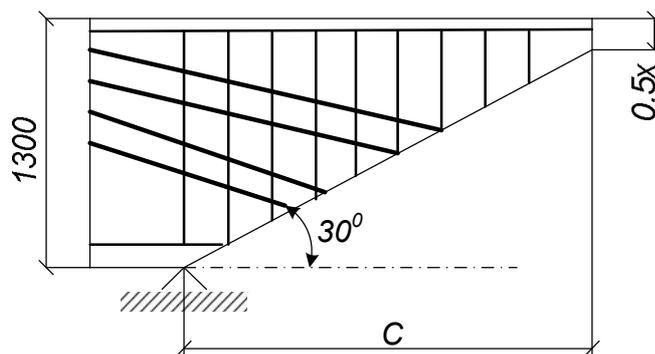


Рисунок 17 - Определение длины наклонного сечения

Нормы [2, п. 3.79] рекомендуют для участков длиной  $2 \cdot h_0 = 2 \cdot 1,11 = 2,22$  м от опорного сечения угол наклона сечения принимать для конструкций с напряженной арматурой равным  $60^\circ$  к вертикали. Определим длину  $c$  проекции на горизонталь наклонного сечения по этим условиям

$$c = \frac{(h - 0,5x)}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{(130 - 0,5 \cdot 13,01)}{\operatorname{tg} 30^\circ} = \frac{123,495}{0,57735} = 213,9 \text{ см} < 2h_0 = 2 \cdot 111 = 222,0 \text{ см.}$$

Определим проекцию  $c$ , используя такое условие

$$c = \sqrt{\frac{2R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_w}},$$

где  $q_w = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w},$

$R_{sw} = 280$  МПа для хомутов из стали А - III [2, табл. 3.13]

$$q_w = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} = \frac{280 \cdot 10^3 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4}}{0,15} = 421,87 \text{ кН/м.}$$

$$c = \sqrt{\frac{2R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_w}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1,25 \cdot 10^3 \cdot 0,26 \cdot 1,11^2}{421,87}} = 1,37 \text{ м} =$$

$$= 137 \text{ см} < 2h_0 = 222,0 \text{ см.}$$

Поскольку длина проекции 137 см меньше длины проекции 213,9 см, принимаем  $c = 137 \text{ см} = 1,37 \text{ м}$ . В пределах этой длины расположены  $\frac{137}{15} + 1 = 10,0$  хомутов. Опорный хомут не учитывается. Тогда остается 9 хомутов, которые будут воспринимать поперечную силу

$$\Sigma R_{sw} \cdot A_{sw} = 280 \cdot 10^3 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4} \cdot 9 = 569,52 \text{ кН.}$$

Усилие, воспринимает бетон по первому условию

$$Q_b = \frac{2R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} = \frac{2 \cdot 1,25 \cdot 10^3 \cdot 0,26 \cdot 1,11^2}{1,37} = 584,57 \text{ кН.}$$

Определим  $Q_b$  по формуле  $Q_b = m \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$ ,

где  $m$  – коэффициент условия работы

$$m = 1,3 + 1,4 \left( \frac{R_{b,sh}}{\tau_0} - 1 \right), \text{ в пределах } 1,3 \leq m \leq 2,5 \text{ в формуле}$$

$R_{b,sh}$  - расчетное сопротивление на скалывание при изгибе [2, табл. 3.6 ];

$\tau_0$  - наибольшее скалывающее напряжение от характеристической нагрузки: при  $\tau_0 \leq 0,25 \cdot R_{b,sh}$  проверке прочности наклонных сечений допускается не выполнять, а при  $\tau_0 \geq R_{b,sh}$  сечение надо перепроектировать. Для запаса принимаем  $m = 1,3$ . Тогда

$$Q_b = m \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 1,3 \cdot 1,25 \cdot 10^3 \cdot 0,26 \cdot 1,11 = 468,98 \text{ кН.}$$

Принимаем  $Q_b = 468,98 \text{ кН}$ .

Определим поперечную силу, которую воспринимают 4 пучка отогнутых в верхнюю зону

$$\alpha_1 = 2,29^0, \alpha_2 = 3,33^0, \alpha_3 = 3,21^0, \alpha_4 = 3,97^0).$$

$$\Sigma R_{pw} \cdot A_{pi} \cdot \sin \alpha_i = 738,5 \cdot 10^3 \cdot (0,04 + 0,058 + 0,056 + 0,069) \cdot 4,71 \cdot 10^{-4} = 77,57 \text{ кН.}$$

$R_{pw}$  – расчетное сопротивление высокопрочной арматуры [2, табл. 3.25] с учетом требований п. 3.40.

Балка может воспринять поперечную силу

$$Q = \Sigma R_{pw} \cdot A_{pi} \cdot \sin \alpha_i + \Sigma R_{pw} \cdot A_{pw} + \Sigma R_{sw} \cdot A_{sw} + Q_b + Q'_w = 569,52 + 468,98 + 77,57 = 1116,07 \text{ кН} > 1052,14 \text{ кН.}$$

Условие выполняется.

Оставляем рассчитанное количество хомутов диаметром 12 мм, установленных через 15см.

Определим поперечную силу, которую может воспринять сечение, расположенное на границе со средним участком. Хомуты диаметром 12 мм установлены с шаг 20 см, толщина стенки балки  $b = 16\text{см}$ .

$$q_w = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} = \frac{280 \cdot 10^3 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4}}{0,20} = 316,4 \text{ кН/м.}$$

Длина проекции

$$c = \sqrt{\frac{2R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_w}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1,25 \cdot 10^3 \cdot 0,16 \cdot 1,11^2}{316,4}} = 1,25 \text{ м} \\ = 125 \text{ см} < 2h_0 = 222 \text{ см.}$$

Принимаем  $c = 1,25 \text{ м}$ . В пределах длины проекции расположены  $(\frac{125}{20} + 1) = 7,25$ . Хомуты  $(7-1=6)$  воспримут поперечную силу

$$Q_x = 6 \cdot 280 \cdot 10^3 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4} = 379,68 \text{ кН.}$$

Усилие, воспринимаемое бетоном балки

$$Q_b = \frac{2R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} = \frac{2 \cdot 1,25 \cdot 10^3 \cdot 0,16 \cdot 1,11^2}{1,25} = 394,27 \text{ кН.}$$

$$Q_b = m \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 1,3 \cdot 1,25 \cdot 10^3 \cdot 0,16 \cdot 1,11 = 288,6 \text{ кН.}$$

Принимаем  $Q_b = 288,6$  кН. Наклонные пучки (пучки 3 и 4) воспринимают

$$\Sigma R_{pw} \cdot A_{pi} \cdot \sin \alpha_i = 738,5 \cdot 10^3 \cdot (0,056 + 0,069) \cdot 4,71 \cdot 10^{-4} = 43,48 \text{ кН.}$$

Сила, которую воспримет сечение в четверти пролета

$$Q = \Sigma R_{pw} \cdot A_{pi} \cdot \sin \alpha_i + \Sigma R_{pw} \cdot A_{pw} + \Sigma R_{sw} \cdot A_{sw} + Q_b + Q'_w = \\ = 379,68 + 288,6 + 43,48 = 711,76 \text{ кН.}$$

В четверти пролета поперечная сила от внешних нагрузок (см. рис. 15 ) равна

$$Q = \frac{1052,14 + 172,65}{2} = 613,4 \text{ кН,}$$

То есть меньше 586,54 кН.

Определим поперечную силу , которую воспринимает балка на расстоянии трех метров от опорного сечения. Толщина стенки в этом сечении  $b = 16\text{см} = 0,16$  м, шаг поперечной арматуры - 0,15 м. Поперечная сила, возникающая от действия постоянной и временной нагрузок составляет ( см. рис . 18 )

$$Q = 172,65 + \frac{(1052,14 - 172,65) \cdot (11,7 - 3,0)}{11,7} = 826,63 \text{ кН.}$$

Определим

$$q_w = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_w} = \frac{280 \cdot 10^3 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4}}{0,15} = 421,87 \text{ кН/м.}$$

Длина проекции

$$c = \sqrt{\frac{2R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_w}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1,25 \cdot 10^3 \cdot 0,16 \cdot 1,11^2}{421,87}} = 1,08 \text{ м} =$$

$$= 108 \text{ см} < 2h_0 = 222 \text{ см}.$$

Поскольку длина проекции 108 см меньше  $2 \cdot h_0 = 222$  см, принимаем  $c = 108 \text{ см} = 1,08 \text{ м}$ . В пределах этой длины расположены  $\frac{108}{15} + 1 = 8,2$  шт, т.е. 8 хомутов. Крайний хомут не станем учитывать, т.е. в расчет введено 7 хомутов.

$$\Sigma R_{sw} \cdot A_{sw} = 280 \cdot 10^3 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4} \cdot 7 = 442,96 \text{ кН}.$$

Усилие, воспринимаемое бетоном по первому условию

$$Q_b = \frac{2R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} = \frac{2 \cdot 1,25 \cdot 10^3 \cdot 0,16 \cdot 1,11^2}{1,08} = 456,33 \text{ кН}.$$

Определим  $Q_b$  по формуле

$$Q_b = mR_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 1,3 \cdot 1,25 \cdot 10^3 \cdot 0,16 \cdot 1,11 = 288,6 \text{ кН}.$$

Принимаем  $Q_b = 288,6 \text{ кН}$ . Кроме того, наклонное сечение пересекает 4 наклонных пучка. Величина

$$\Sigma R_{pw} \cdot A_{pi} \cdot \sin \alpha_i = 77,57 \text{ кН}.$$

Суммарная поперечная сила, которую выдержит сечение равно

$$Q = 442,96 + 288,86 + 77,57 = 809,39 \text{ кН}, < 826,63 \text{ кН}.$$

$$\text{Погрешность } Q_b = \frac{826,63 - 809,39}{826,63} 100\% = 2,1 \%$$

Так, прочность сечений по поперечной силе (рис.18) обеспечена.

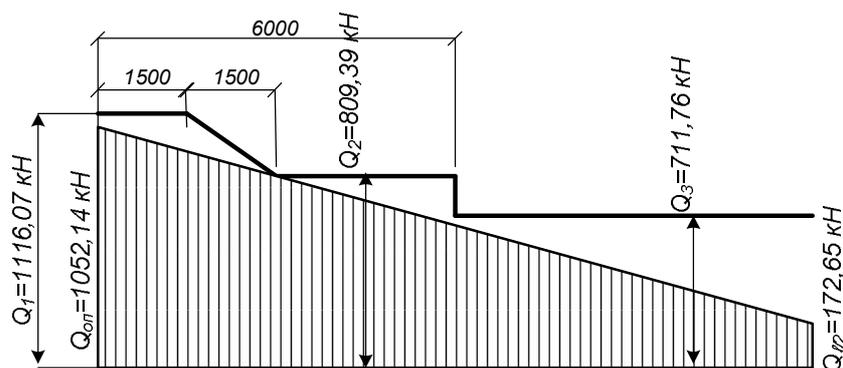


Рисунок 18 - Эпюры действующих поперечных сил и несущая способность балки по поперечной силе

**Расчет балки пролетного строения по трещиностойкости.**

Расчет необходимо выполнять по двум стадиям работы конструкции: стадии изготовления и стадии эксплуатации. (В курсовой работе разрешается выполнять проверку по трещиностойкости только в стадии эксплуатации).

На стадии изготовления конструкции с учетом 10% технологической кратковременной перетяжки арматуры проверяются: образование нормальных трещин на верхней грани балки [2, табл. 3.22 и 3.23]  $\sigma_{bx}^{B.T} \leq 0,85 \cdot R_{bt.ser} = 0,85 \cdot 2,15 = 1,83 \text{ МПа}$ , но не более 2,15 МПа, в случае необходимости, ограничения раскрытия трещин  $a_{cr} \leq 0,015 \text{ см}$ ; образование продольных микротрещин  $\sigma_{bx}^{H.T} \leq R_{b.mcl} = 23 \text{ МПа}$ . На стадии эксплуатации согласно [2, табл. 3.22] к балке предъявляются требования 3а категории трещиностойкости, как к конструкциям автодорожных мостов, армированных предварительно напряженной арматурой из проволоки  $\varnothing 5 \text{ мм}$ . Трещиностойкость железобетонных конструкций мостов [2, п. 3.99] обеспечивается ограничениями растягивающих и сжимающих напряжений, а в бетонных конструкциях - сжимающих напряжений. Пределы указанных напряжений принимаются в зависимости от условий, которые необходимо обеспечить:

- а) появление (образование) трещин в элементах конструкции недопустимо;
- б) появление трещин с ограниченным их раскрытием по ширине допустимая (возможна).

Согласно [2, табл. 3.22] образование продольных трещин от нормальных сжимающих напряжений во всех конструкциях и на

всех стадиях их работы недопустимо. Нормальные сжимающие напряжения, возникающие от действующих характеристических нагрузок и воздействий  $\sigma_{bx}$  в сечениях элементов не должны превышать:

в бетонных и железобетонных конструкциях с ненапрягаемой арматурой - расчетных сопротивлений  $R_{b,mc2}$  [2, п. 3.48 и 3.97]

в сжатой зоне бетона предварительно напряженных конструкций - расчетных сопротивлений  $R_{b,mc1}$  (на стадии изготовления и монтажа) и  $R_{b,mc2}$  (на стадии постоянной эксплуатации).

Главные сжимающие напряжения, возникающие в бетоне стенок предварительно напряженных балок, не должны во всех случаях превышать расчетное сопротивление бетона  $R_{b,mc2}$ .

*Сечение 1-1 в середине пролета балки* (рис. 16). Расчет на стадии изготовления. При учете 10 % технологической кратковременной перетяжки напряжений в предварительно напряженной арматуре за исключением потерь первой группы составляет:

в прямолинейных пучках

$$\sigma_p = 1,1 \cdot 1055 - 191,84 = 968,66 \text{ МПа};$$

в полигональных пучках

$$\sigma_p = 1,1 \cdot 1055 - 210,58 = 949,92 \text{ МПа}.$$

Равнодействующая усилий предварительного напряжения приложена на расстоянии 68,4 см от центра тяжести приведенного сечения и равна:

$$N_0 = (968,66 \cdot 7 \cdot 4,71 + 949,92 \cdot 4 \cdot 4,71) \cdot 10^{-1} = 4983,32 \text{ кН}$$

Момент от собственного веса балки с учетом плиты

$$M_{c.в} = \frac{(10,125 + 11,27) \cdot 23,4^2}{8} = 1464,38 \text{ кНм}.$$

Напряжение на верхней грани сечения (расстояние до центра тяжести приведенного сечения  $y_{нт} = 42,82$  см).

$$\sigma_{bx}^{в.г} = -\frac{4983,32}{0,879646} + \frac{4983,32 \cdot 0,684 \cdot 0,4282 \cdot 10^2}{16,661} - \frac{1464,38 \cdot 0,4282 \cdot 10^2}{16,661} =$$

$$= -5665,14 + 8760,33 - 3763,56 = -668,37 \text{ кПа} = -0,67 \text{ МПа} < 0.$$

В верхней грани возникает сжимающее напряжение, следовательно, трещин нет.

Напряжение на нижней грани балки (расстояние от центра тяжести приведенного сечения  $y_{нт} = 87,18 \text{ см}$ )

$$\sigma_{bx}^{н.г} = -\frac{4983,32}{0,879646} - \frac{4983,32 \cdot 0,684 \cdot 0,8718 \cdot 10^2}{16,661} + \frac{1464,38 \cdot 0,8718 \cdot 10^2}{16,661} =$$

$$= -5665,14 - 17833,67 + 7662,48 = -15836,33 \text{ кПа} =$$

$$= -15,84 \text{ МПа} < R_{b.mcl} = 23 \text{ МПа}.$$

Итак, продольная трещиностойкость обеспечена.

Расчет на стадии эксплуатации по образованию нормальных трещин от временной нагрузки. Равнодействующая усилий предварительного напряжения с учетом всех потерь (учитываются прямолинейные и полигональные пучки)

$$N_0 = N_0^{np} + N_0^{kp} = (775,48 \cdot 7 \cdot 4.71 + 763,87 \cdot 4 \cdot 4.71) \cdot 10^{-1} =$$

$$= 2556,76 + 1439,13 = 3995,89 \text{ кН}$$

Расстояние от равнодействующей до центра тяжести приведенного сечения ( $y_{нт} = 87,18 \text{ см}$ )

$$e_0 = \frac{2556,76 \cdot (0,8718 - 0,1086) + 1439,13 \cdot (0,8718 - 0,33)}{3995,89} =$$

$$= \frac{1951,32 + 779,72}{3995,89} = 0,683 \text{ м}.$$

Напряжение на нижней грани сечения

$$\sigma_{bt}^{н.г} = -\frac{3995,89}{0,879646} - \frac{3995,89 \cdot 0,683 \cdot 0,8718 \cdot 10^2}{16,661} + \frac{3163,74 \cdot 0,8718 \cdot 10^2}{16,661} =$$

$$= -4542,61 - 14280,72 + 16554,52 = -2268,81 \text{ кПа} = -2,27 \text{ МПа} < 0.$$

Нижняя грань сечения сжата, но допускается растягивающее напряжение  $1,4R_{bt.ser} = 1,4 \cdot 2,15 = 3,01 \text{ МПа}$ .

По закрытию нормальных трещин постоянной нагрузкой

$$\sigma_{bt}^{н.г} = -\frac{3995,89}{0,879646} - \frac{3995,89 \cdot 0,683 \cdot 0,8718 \cdot 10^2}{16,661} + \frac{1849,38 \cdot 0,8718 \cdot 10^2}{16,661} =$$

$$= -4542,61 - 14280,72 + 9677,03 = -9146,3 \text{ кПа} = -9,15 \text{ МПа},$$

что минимум  $0,1R_b = 0,1 \cdot 20 = 2,0 \text{ МПа}$ . Проверка образования продольных трещин от постоянной и временной нагрузок (выполняется для верхней грани сечения)

$$\sigma_{bc}^{в.г} = -\frac{3995,89}{0,879646} + \frac{3995,89 \cdot 0,683 \cdot 0,4282}{16,661} - \frac{3163,74 \cdot 0,4282 \cdot 10^2}{16,661} =$$

$$= -4542,61 + 7014,23 - 8131,05 = -5659,43 \text{ кПа} =$$

$$= -5,66 \text{ МПа} < R_{b.mc2} = 19,6 \text{ МПа}.$$

Поскольку на нижней грани напряжения сжимающие, то проверка ширины раскрытия нормальных трещин не требуется. Если на нижней грани напряжения растягивающие, то необходима проверка ширины раскрытия нормальных трещин. Согласно [2. п. 3.105] ширину раскрытия нормальных и наклонных к продольной оси трещин  $a_{cr}$ , см, в железобетонных элементах, проектируемых по категориям требований по трещиностойкости  $3a$  необходимо определять по формуле

$$a_{cr} = \frac{\sigma}{E} \psi \leq \Delta_{cr},$$

где  $\sigma$  - растягивающее напряжение, равное для ненапрягаемой арматуры напряжению  $\sigma_s$  в наиболее растянутых (крайних) стержнях, для напрягаемой - увеличению напряжений  $\Delta\sigma_p$  после окончания обжата бетона;

$E$  - Модуль упругости соответственно для ненапрягаемой и напрягаемой арматуры, принимаемый по [2. табл. 3.17];

$\psi$  - Коэффициент раскрытия трещин, определяемый в зависимости от радиуса армирования (учитывает влияние бетона растянутой зоны, деформации арматуры, ее профиль и условия работы элемента) и принимаемый по [2. п. 3.109].

В середине пролета расчет на образование и раскрытие наклонных трещин не выполняется.

*Сечение на опоре балки.* Расчет на стадии изготовления . С учетом кратковременной 10 % технологической перетяжки и первых расходов напряжения в арматуре

$$\sigma_p = 1,1 \cdot 1055 - 191,84 = 968,66 \text{ МПа.}$$

Равнодействующая усилий предварительного напряжения

$$N_0 = 968,66 \cdot 10^{-1} (5 \cdot 4,71 + 4 \cdot 4,71 \cdot 0,9974) = 4101,4 \text{ кН.}$$

Проверяем условие о создании нормальных трещин.

Напряжение на верхней грани сечения ( $y_{red}^{B\Gamma} = 43,21 \text{ см}$ )

$$\begin{aligned} \sigma_{bt}^{B\Gamma} &= -\frac{4101,4}{0,943846} + \frac{4101,4 \cdot 0,498 \cdot 0,4321}{16,532} = \\ &= -4345,41 + 5338,51 = 993 \text{ кПа} = 0,99 \text{ МПа} < R_{bt.ser} = 2,1 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Следовательно, условие выполняется.

Проверка образования продольных микротрещин в местах размещения предварительно напряженной арматуры. Напряжение на нижней грани сечения ( $y_{нг} = 86,79 \text{ см}$ )

$$\begin{aligned} \sigma_{bc}^{B\Gamma} &= -\frac{4101,4}{0,943846} - \frac{4101,4 \cdot 0,498 \cdot 0,8679 \cdot 10^2}{16,532} = \\ &= -4345,41 - 10722,74 = -15068,15 \text{ кПа} = -15,07 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Сжимающие напряжения  $\sigma_{bc}^{B\Gamma} = 15,07 \text{ МПа}$  не превышают допустимых напряжений  $R_{b,mc1} = 23 \text{ МПа}$ , следовательно продольная трещиностойкость обеспечена.

Расчет по образованию наклонных трещин от воздействия временной нагрузки на стадии эксплуатации. В опорном сечении изгибающий момент от временной нагрузки равен нулю, характеристическая поперечная сила  $Q_n = 608,88$  кН.

Равнодействующая усилий в напряженной арматуре

$$N_0 = (5 \cdot 4,71 \cdot 770,79 + 4 \cdot 4,71 \cdot 0,9974 \cdot 801,48) 10^{-1} = \\ = 1815,21 + 1506,06 = 3357,27 \text{ кН.}$$

Положение равнодействующей относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_0 = \frac{1815,21 \cdot (0,8679 - 0,12) + 1506,06 \cdot (0,8679 - 0,6833)}{3357,27} 10^{-1} = \\ \frac{1357,6 + 278,02}{3357,27} = 0,487 \text{ м.}$$

Проверку выполняем на уровне тяжести приведенного сечения (расстояние от центра тяжести до уровня на котором определяются напряжения  $y=0$ ). Нормальное напряжение в бетоне в направлении оси элемента

$$\sigma_x = \frac{N_0}{A_{red}} + \frac{N_0 \cdot e_0 \cdot y}{J_{red}} = \frac{3357,27}{0,943846} = 3557,01 \text{ кПа} = 3,55 \text{ МПа.}$$

Нормальные напряжения в бетоне в направлении , перпендикулярном продольной оси балки , от сил предварительного напряжения в отогнутой арматуре при опорной реакции  $A = Q_n$ , определяются по формуле

$$\sigma_y = \frac{\sigma_{po} \cdot A_{po} \cdot \sin \alpha}{s_w \cdot b} + \frac{A}{b \cdot c}.$$

Если напряжение от опорной реакции распространяются под углом  $45^\circ$  [2. п. 3.104 ] ( рис. 19 ), то длина распределения опорной реакции равна  $c=30+86,79=116,79$  см.

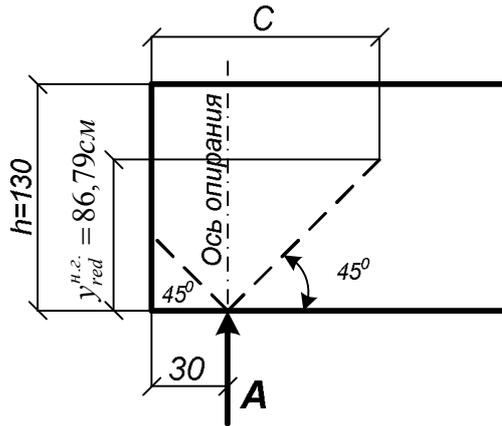


Рисунок 19 - Распределение напряжений в балке от опорной реакции

$$\begin{aligned}\sigma_y &= \frac{801,48 \cdot 4 \cdot 4,71 \cdot 0,0558}{0,5 \cdot 130 \cdot 0,26 \cdot 10^{-2}} + \frac{608,88}{0,26 \cdot 1,1679} = \\ &= 49,85 + 2005,18 = 2055,02 \text{ кПа} = 2,055 \text{ МПа}.\end{aligned}$$

Статический момент части приведенного сечения, расположенного выше центра тяжести

$$\begin{aligned}S_{red} &= 210 \cdot 27,1 \left(43,21 - \frac{27,1}{2}\right) + 26 \cdot \frac{(43,21 - 27,1)^2}{2} + \\ &+ 5,44 \cdot 4,71 (43,21 - 32,07) = \\ &= 169289,92 \text{ см}^3 = 0,169289 \text{ м}^3.\end{aligned}$$

Поперечная сила за исключением вертикальной составляющей усилия предварительного напряжения в отогнутых пучках

$$\begin{aligned}Q_1 &= Q_n - \sigma_{po} \cdot A_{po} \cdot \sin \alpha = 608,88 - 801,48 \cdot 10^{-1} \cdot 4 \cdot 4,71 \cdot 0,0558 = \\ &= 524,63 \text{ кН}.\end{aligned}$$

Касательные напряжения на уровне центра тяжести приведенного сечения

$$\begin{aligned}\tau &= \frac{Q_1 \cdot S_{red}}{J_{red} \cdot b} = \frac{524,63 \cdot 0,169289}{16,532 \cdot 0,26} = 2066,22 \text{ кПа} = \\ &= 2,07 \text{ МПа} < k_{b.sh} \cdot R_{b.sh} = 1,236 \cdot 3,6 = 4,45 \text{ МПа},\end{aligned}$$

где  $k_{b.sh}$  - коэффициент, который зависит от уровня обжатия и при  $\sigma_y \leq 1$  МПа принимается равным 1,5, при  $\sigma_y \geq 3$  МПа -  $k_{b.sh} = 1$ , а для промежуточных значений определяется по интерполяции. Тогда

$$k_{b.sh} = 1,5 - \frac{0,5 \cdot (2,055 - 1)}{2} = 1,5 - 0,264 = 1,236.$$

Главные сжимающие напряжения

$$\begin{aligned} \sigma_{bmc} &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{3,55 + 2,055}{2} + \\ &+ \sqrt{\left(\frac{3,55 - 2,055}{2}\right)^2 + 2,07^2} = 2,8025 + 2,2 = \\ &= 5,003 \text{ МПа} < R_{b.mc2} = 19,6 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Главные растягивающие напряжения

$$\begin{aligned} \sigma_{bmt} &= \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} = \frac{3,55 + 2,055}{2} - \\ &- \sqrt{\left(\frac{3,55 - 2,055}{2}\right)^2 + 2,07^2} = 2,8025 - 2,2 = 0,6025 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Поскольку эти напряжения сжимающие, то наклонные трещины в балке не образуются.

## ЛИТЕРАТУРА

1. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 73 с.
2. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування - Київ: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства, 2006.-359с
3. ДБН В.2.3-4:2007. Споруди транспорту. Автомобільні дороги. Частина І. Проектування. Частина ІІ. Будівництво. – Київ: Мінрегіонбуд України 2007.-91с.
4. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи. - Київ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 83 с.
5. Семенец Л.В. Пространственные расчеты плитных мостов. – Киев.: Вища школа, 1976.-164с.
6. Мости: Конструкції та надійність / Й.Й.Лучко, П.М.Коваль, М.М.Корнієв і ін.; За ред., В.В.Панасюка і Й.Й. Лучка. – Львів: Каменяр, 2005.- (Нац. академія наук України. Фіз.-мех.ін-т ім. Г.В. Карпенка. Довідник). -989с.
7. Мосты и сооружения на дорогах: Учеб. для вузов; В 2-х ч. / П.М.Саламахин, О.В.Воля, Н.П.Лукин и др.; Под ред. П.М.Саламахина. Ч. 1.-М.: Транспорт, 1991.-344с.
8. Краснов С.М., Кожушко В.П., Бугаєвський С.О., Безбабічева О.І. Методичні вказівки до курсової роботи з дисципліни «Мости і споруди на автодорогах» (розділ «Розрахунок прольотної будови»)– Харків.: ХНАДУ 2010.-80с.
9. Лившиц Я.Д., Онищенко М.М., Шкуратовский А.А. Примеры расчета железобетонных мостов. – К.: Вища школа. Головное изд-во, 1986.-263 с.
10. Поливанов Н.И. Проектирование и расчет железобетонных и металлических автодорожных мостов. – М.: Транспорт, 1970. – 516с.
11. Кожушко В.П. Моделювання прольотних будов мостів.- Харків: ХНАДУ, 2010.-196с.

## Приложение А

Параметры габаритов мостов на автомобильных дорогах общего пользования и мостов на улицах в населенных пунктах приведены в таблицах А.1 и А.2 соответственно.

Таблица А.1- Габариты мостов на автомобильных дорогах общего пользования

Мосты на автомобильных дорогах общего пользования							
Категория дороги (в соответствии с ДБН В.2.3-4:2007)	Количество полос движения в обоих направлениях n, шт	Количество проезжих частей, шт	Ширина полосы движения b, м	Ширина проезжей части n × b, м	Ширина полос безопасности м		Габарит одного (двух) направлений движения Г, м
					правой sg	левой sl	
Ia	8	2	3,75	15,00	2,0	1,0	18,00
	6			11,25			14,25
	4			7,50			10,50
Iб	6	2	3,75	11,25	2,0	1,0	14,25
	4			7,50			10,50
II	2	1	3,75	7,50	<u>2.0*</u> 1,5	-	<u>11.50*</u> 10,50
III	2	1	3,50	7,00	<u>15*</u> 1,0	-	<u>10.00*</u> 9,00
IV	2	1	3,00	6,00	1,0	-	(8,00)
V	1	1	4,50	4,50	0,5	0,5	5,50
*) В числителе приведены параметры, принимаемые при отсутствии тротуаров или служебных проходов; в знаменателе – в других случаях							

Таблица А.2 - Габариты мостов на улицах в населенных пунктах

Мосты на улицах в населенных пунктах							
Категория дороги (в соответствии с ДБН В.2.3-4:2007)	Количество полос движения в обоих направлениях $n$ , шт	Количество проезжих частей, шт	Ширина полосы движения $b$ , м	Ширина проезжей части $n \times b$ , м	Ширина полос безопасности и, м		Ширина разделительной полосы $C$ , м
					правой $sr$	левой $sl$	
Магистральные улицы общегородского значения непрерывного движения	8	2	3,75	15,00	2,0	1,0	4,0
	6			11,25			
	4			7,50			
Магистральные улицы общегородского значения регулируемого движения	6	2	3,75	11,25	2,0	1,0	3,0
	4			7,50			2,0
Магистральные улицы районного значения регулируемого движения	6	2	3,75	11,25	1,0	1,0	2,0
	4			7,50			2,0
	2			7,50			–
Улицы местного значения, проезды в населенных пунктах	4	2	3,50	7,00	1,0	1,0	–
	2	1					

Примечание 1. Ширину полос безопасности допускается увеличивать в зависимости от условий безопасности и расчетной скорости движения.

Примечание 2. Увеличение ширины проезжей части (в соответствии с таблицей 5.4 ДБН В.2. 3-4:2007) допускается выполнять не только на горизонтальных кривых, но и на прилегающих прямых участках длиной до 150 м для упрощения конструкции пролетного строения. Разрешается выполнять уширение проезжей части за счет уменьшения полос безопасности, но не более чем на 1 м.

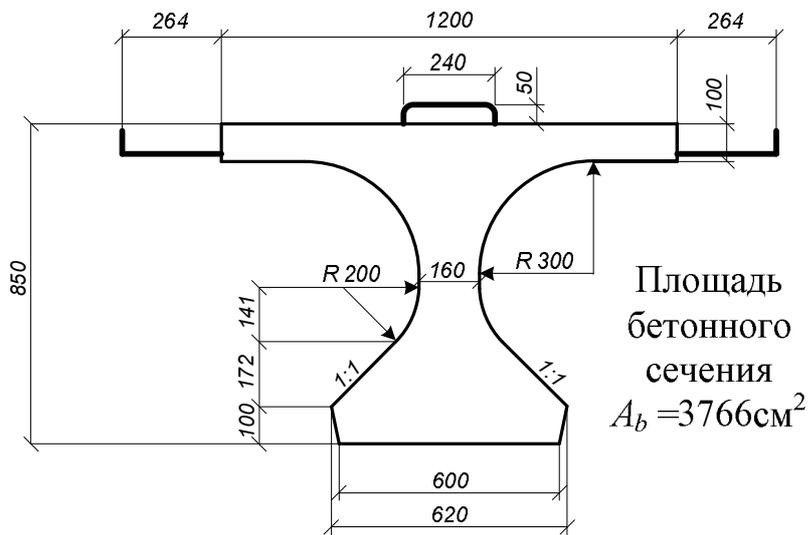
Примечание 3. При ширине разделительной полосы на подходах к мосту более 4 м следует рассмотреть возможность проектирования мостов как отдельных сооружений под встречные направления движения. При меньшей ширине разделительные полосы допускается устраивать на мосту.

Примечание 4. Разделение встречных направлений движения ограждениями безопасности на мостах I и II категорий, а также на магистральных улицах общегородского значения является обязательным.

## Приложение Б

### Поперечные сечения балок пролетных строений

#### Поперечное сечение балки в середине пролета



#### Поперечное сечение балки на опоре

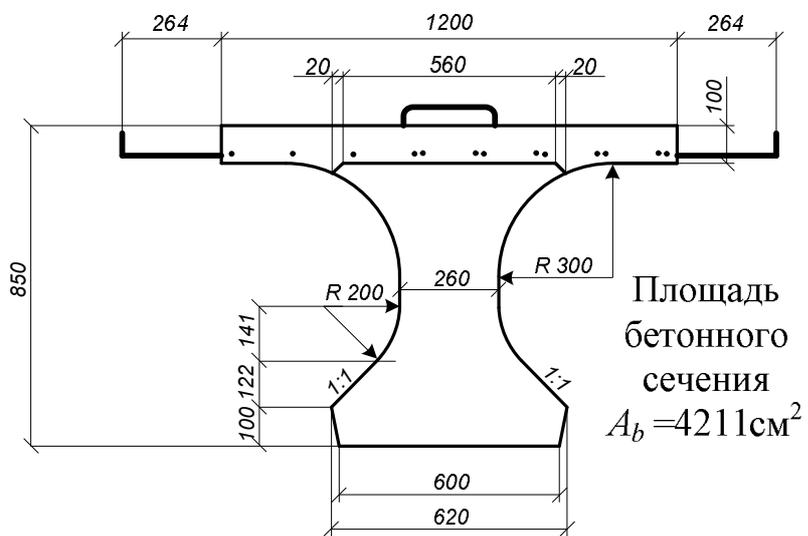
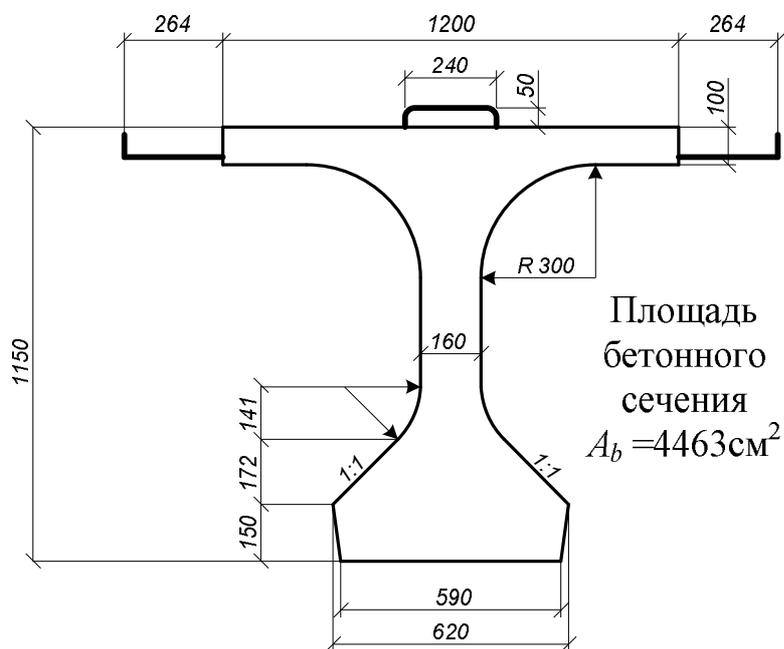


Рисунок Б.1 – Поперечные сечения балок длиной 12 и 15 м

Поперечное сечение балки в середине пролета



Поперечное сечение балки на опоре

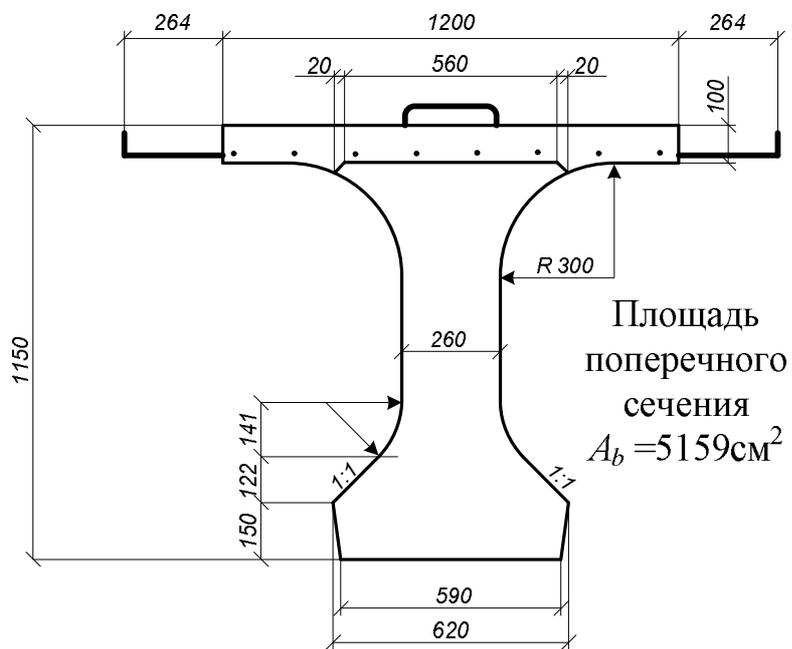
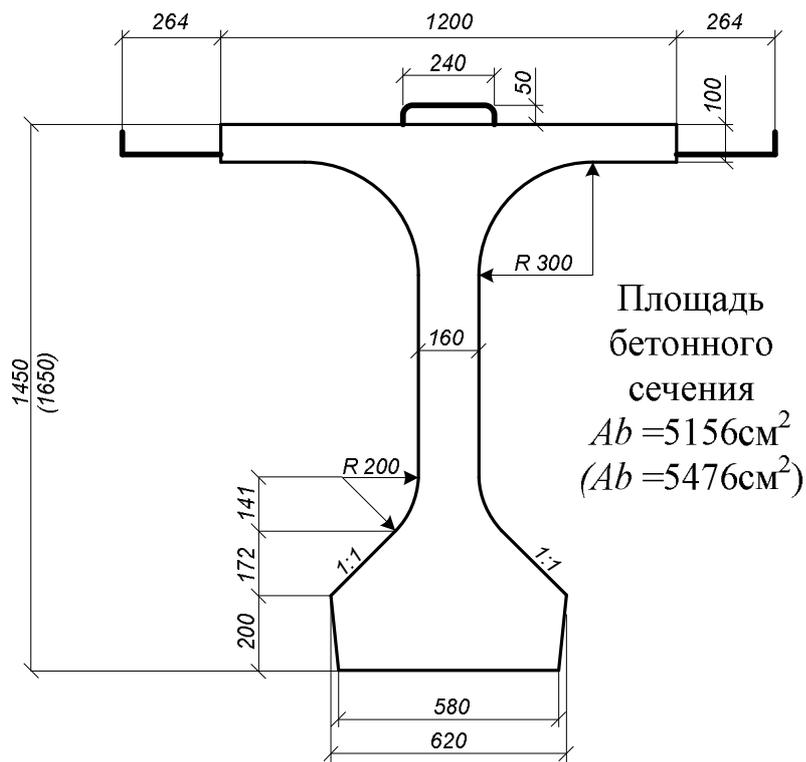


Рисунок Б.2 – Поперечные сечения балок длиной 18, 21 и 24м

Поперечное сечение балки в середине пролета



Поперечное сечение на опоре

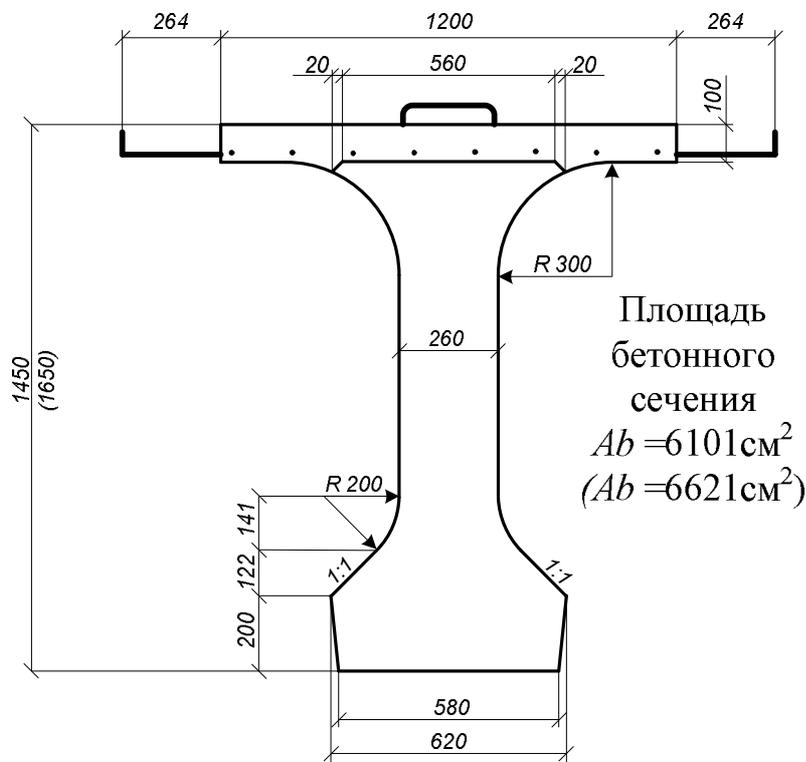


Рисунок Б.3 – Поперечные сечения балки длиной 33м

## Приложение В

### Построение линий влияния опорных реакций неразрезной балки на упругом основании

Данные для построения линий влияния приведены в таблицах В.1 и В.2. Таблица В.1 содержит непосредственно ординаты линий влияния балок без консолей. Их определяют в зависимости от коэффициента  $\alpha$ . Коэффициент  $\alpha$  зависит от отношения жесткостей главных и поперечных конструкций, равный

$$\alpha = \frac{d^3}{6EJ'\Delta_p};$$

где  $J'$  - погонная жесткость поперечной конструкции на 1 пог. м длины пролетного строения, равная: при диафрагменных (или поперечных балок)  $J' = \frac{J}{a}$ ; где  $J$  - момент инерции поперечной балки,  $a$  - расстояние между поперечными балками; в бездиафрагменных пролетных строениях  $J'$  - момент инерции плиты проезжей части на 1 пог. м ее ширины;

$\Delta_p$  - пролет главной балки (упругой опоры) от нагрузки  $p=1$  т/пог.м, равномерно распределенной по длине балки без учета упругого распределения поперечной конструкцией, определяемой по формуле

$$\Delta_p = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot \ell_p^4}{E \cdot J_{г.б.}};$$

где  $\ell_p$  - расчетный пролет балки;

$J_{г.б.}$  - приведенный момент инерции поперечного сечения главной балки

Подставляя формулу Б.2, в формулу Б.1 получаем

$$\alpha = 1,28 \frac{J_{г.б.} \cdot d^3}{J' \cdot \ell_p^4};$$

Ординаты линий влияния реакций в таблице В.1 имеют обозначения  $R_{nr}^P$ , где  $n$  – номер опоры (балки), для которой строится линия влияния, а  $r$  – номер опоры (балки), над которой стоит нагрузка  $P=1$ .

В таблице В.2 приведены коэффициенты, при помощи которых определяют ординаты линий влияния на концах консолей

$$R_{nk}^P = R_{n0}^P + d_k \cdot R_{n0}^M,$$

где  $R_{n0}^P$  – реакция опоры  $n$ , которая рассматривается, от нагрузки  $P=1$ , установленной над крайней опорой 0;

$R_{n0}^M$  реакция опоры « $n$ » от момента  $M=1$ , приложенного к опоре «0».

Для получения  $R_{n0}^M$  соответствующий коэффициент  $dR_{n0}^M$  из таблицы В.2 должен будет разделен на  $d$ , где  $d$  – расстояние между осями главных балок.

Нумерация опор (главных балок) выполняется от 0 до 6.

Таблица В.1 – Ординаты линий влияния опорных реакций  $R$  неразрезной многопролетной балки без консолей на упругих опорах

Количество пролетов	Обозначение реакций	Обозначение ординат	Ординаты линий влияния при значениях $\alpha$									
			0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1	0,5	1,0	1,5
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2	$R_0^p$	$R_{00}^p$	0,834	0,835	0,836	0,837	0,838	0,839	0,844	0,875	0,900	0,916
		$R_{01}^p$	0,332	0,331	0,329	0,327	0,325	0,323	0,312	0,250	0,200	0,167
		$R_{02}^p$	-0,166	-0,165	-0,164	-0,163	-0,162	-0,161	-0,156	-0,125	-0,100	-0,083
	$R_1^p$	$R_{10}^p$	0,332	0,331	0,329	0,327	0,325	0,323	0,312	0,250	0,200	0,167
		$R_{11}^p$	0,336	0,338	0,342	0,347	0,351	0,355	0,375	0,500	0,600	0,667
		$R_{12}^p$	0,332	0,331	0,329	0,327	0,325	0,323	0,312	0,250	0,200	0,167
3	$R_0^p$	$R_{00}^p$	0,702	0,706	0,711	0,717	0,723	0,728	0,750	0,845	0,890	0,912
		$R_{01}^p$	0,397	0,394	0,388	0,382	0,376	0,370	0,346	0,242	0,187	0,156
		$R_{02}^p$	0,097	0,094	0,089	0,084	0,079	0,074	0,054	-0,019	-0,044	-0,051
		$R_{03}^p$	-0,197	-0,194	-0,189	-0,183	-0,178	-0,173	-0,151	-0,068	-0,033	-0,018
	$R_1^p$	$R_{10}^p$	0,397	0,394	0,388	0,382	0,376	0,370	0,346	0,242	0,187	0,156
		$R_{11}^p$	0,304	0,307	0,314	0,321	0,328	0,334	0,363	0,497	0,582	0,636
		$R_{12}^p$	0,202	0,205	0,209	0,214	0,218	0,221	0,237	0,280	0,275	0,258
		$R_{13}^p$	0,097	0,094	0,089	0,084	0,079	0,074	0,054	-0,019	-0,044	-0,051

Продолжение таблицы В.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
4	$R_0^P$	$R_{00}^P$	0,609	0,618	0,636	0,649	0,661	0,674	0,720	0,845	0,890	0,911
		$R_{01}^P$	0,395	0,390	0,382	0,374	0,366	0,359	0,333	0,237	0,187	0,157
		$R_{02}^P$	0,191	0,182	0,166	0,151	0,138	0,127	0,083	-0,021	-0,043	-0,049
		$R_{03}^P$	-0,004	-0,006	-0,015	-0,018	-0,020	-0,025	-0,040	-0,048	-0,035	-0,023
		$R_{04}^P$	-0,192	-0,184	-0,169	-0,156	-0,145	-0,135	-0,096	-0,013	0,001	0,004
	$R_1^P$	$R_{10}^P$	0,395	0,390	0,382	0,374	0,366	0,359	0,333	0,237	0,187	0,157
		$R_{11}^P$	0,304	0,307	0,314	0,320	0,327	0,333	0,358	0,482	0,571	0,630
		$R_{12}^P$	0,204	0,208	0,215	0,221	0,226	0,231	0,248	0,274	0,261	0,244
		$R_{13}^P$	0,101	0,101	0,102	0,102	0,102	0,102	0,099	0,054	0,016	-0,006
		$R_{14}^P$	-0,004	-0,006	-0,015	-0,018	-0,020	-0,025	-0,040	-0,048	-0,035	-0,023
	$R_2^P$	$R_{20}^P$	0,191	0,182	0,166	0,151	0,138	0,127	0,083	-0,021	-0,043	-0,049
		$R_{21}^P$	0,204	0,208	0,215	0,221	0,226	0,231	0,248	0,274	0,261	0,244
		$R_{22}^P$	0,211	0,221	0,240	0,257	0,272	0,285	0,339	0,494	0,566	0,610
		$R_{23}^P$	0,204	0,208	0,215	0,221	0,226	0,231	0,248	0,274	0,261	0,244
		$R_{24}^P$	0,191	0,182	0,166	0,151	0,138	0,127	0,083	-0,021	-0,043	-0,049

Продолжение таблицы В.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
5	$R_0^P$	$R_{00}^P$	0,544	0,562	0,592	0,616	0,636	0,653	0,712	0,843	0,886	0,907
		$R_{01}^P$	0,377	0,373	0,365	0,359	0,354	0,349	0,326	0,241	0,193	0,167
		$R_{02}^P$	0,221	0,206	0,180	0,160	0,142	0,128	0,079	0,020	-0,043	-0,051
		$R_{03}^P$	0,080	0,067	0,046	0,029	0,016	0,006	-0,026	-0,048	-0,034	-0,025
		$R_{04}^P$	-0,049	-0,050	-0,051	-0,052	-0,052	-0,052	-0,049	-0,20	-0,006	-0,000
		$R_{05}^P$	-0,173	-0,157	-0,132	-0,112	-0,095	-0,082	-0,042	0,005	0,004	0,002
	$R_1^P$	$R_{10}^P$	0,377	0,373	0,365	0,359	0,354	0,349	0,326	0,241	0,193	0,167
		$R_{11}^P$	0,298	0,302	0,308	0,314	0,320	0,325	0,350	0,477	0,559	0,607
		$R_{12}^P$	0,213	0,216	0,220	0,225	0,228	0,232	0,243	0,269	0,297	0,259
		$R_{13}^P$	0,124	0,124	0,124	0,123	0,122	0,121	0,112	0,052	0,014	-0,007
		$R_{14}^P$	0,037	0,036	0,034	0,032	0,029	0,027	0,018	-0,018	-0,026	-0,025
		$R_{15}^P$	-0,049	-0,050	-0,051	-0,052	-0,052	-0,052	-0,049	-0,020	-0,006	-0,000
	$R_2^P$	$R_{20}^P$	0,221	0,206	0,180	0,160	0,142	0,128	0,079	-0,020	-0,043	-0,051
		$R_{21}^P$	0,213	0,216	0,220	0,225	0,228	0,232	0,243	0,269	0,267	0,259
		$R_{22}^P$	0,197	0,211	0,235	0,254	0,271	0,285	0,336	0,477	0,542	0,579
		$R_{23}^P$	0,165	0,176	0,194	0,208	0,220	0,229	0,255	0,269	0,255	0,245
		$R_{24}^P$	0,124	0,124	0,124	0,123	0,122	0,121	0,112	0,052	0,014	-0,007
		$R_{25}^P$	0,080	0,067	0,046	0,029	0,016	0,006	-0,026	-0,048	-0,034	-0,025

Продолжение таблицы В.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
6	$R_0^P$	$R_{00}^P$	0,500	0,529	0,573	0,605	0,629	0,649	0,712	0,838	0,876	0,892
		$R_{01}^P$	0,357	0,356	0,353	0,350	0,346	0,343	0,325	0,246	0,209	0,191
		$R_{02}^P$	0,227	0,207	0,177	0,155	0,138	0,124	0,077	-0,018	-0,043	-0,052
		$R_{03}^P$	0,114	0,091	0,058	0,035	0,019	0,006	-0,027	-0,049	-0,040	-0,033
		$R_{04}^P$	0,018	0,004	-0,014	-0,025	-0,033	-0,039	-0,047	-0,018	-0,006	0,000
		$R_{05}^P$	-0,067	-0,064	-0,058	-0,053	-0,049	-0,045	-0,032	-0,002	0,002	0,002
		$R_{06}^P$	-0,148	-0,124	-0,089	-0,067	-0,050	-0,038	-0,009	0,004	0,001	0,000
	$R_1^P$	$R_{10}^P$	0,357	0,356	0,353	0,350	0,346	0,343	0,325	0,246	0,209	0,191
		$R_{11}^P$	0,289	0,293	0,300	0,306	0,313	0,319	0,346	0,464	0,525	0,557
		$R_{12}^P$	0,215	0,216	0,219	0,221	0,224	0,227	0,238	0,273	0,279	0,280
		$R_{13}^P$	0,140	0,137	0,132	0,126	0,125	0,122	0,109	0,056	0,026	0,010
		$R_{14}^P$	0,067	0,064	0,058	0,055	0,048	0,043	0,026	-0,020	-0,031	-0,034
		$R_{15}^P$	-0,002	-0,002	-0,003	-0,005	-0,007	-0,008	-0,013	-0,017	-0,010	-0,004
		$R_{16}^P$	-0,067	-0,064	-0,058	-0,053	-0,049	-0,045	-0,032	-0,002	0,002	0,002
	$R_2^P$	$R_{20}^P$	0,227	0,207	0,177	0,155	0,138	0,124	0,077	-0,018	-0,043	-0,052
		$R_{21}^P$	0,215	0,216	0,219	0,221	0,224	0,227	0,238	0,273	0,279	0,280
		$R_{22}^P$	0,196	0,211	0,234	0,253	0,268	0,283	0,329	0,465	0,515	0,541
		$R_{23}^P$	0,162	0,175	0,196	0,211	0,221	0,229	0,251	0,267	0,261	0,259
		$R_{24}^P$	0,116	0,122	0,130	0,134	0,135	0,135	0,125	0,054	0,023	0,009
		$R_{25}^P$	0,067	0,064	0,058	0,055	0,048	0,043	0,026	-0,020	-0,031	-0,034
		$R_{26}^P$	0,018	0,004	-0,014	-0,025	-0,033	-0,039	-0,047	-0,018	-0,006	-0,000

Продолжение таблицы В.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
6	$R_3^p$	$R_{30}^p$	0,114	0,091	0,058	0,035	0,019	0,006	-0,027	-0,049	-0,040	-0,033
		$R_{31}^p$	0,140	0,137	0,132	0,126	0,125	0,122	0,109	0,056	0,026	0,010
		$R_{32}^p$	0,162	0,175	0,196	0,211	0,221	0,229	0,251	0,267	0,261	0,259
		$R_{33}^p$	0,171	0,193	0,226	0,251	0,270	0,285	0,334	0,452	0,505	0,533
		$R_{34}^p$	0,161	0,175	0,197	0,211	0,222	0,229	0,251	0,267	0,261	0,259
		$R_{35}^p$	0,140	0,137	0,132	0,126	0,125	0,122	0,109	0,056	0,026	0,010
		$R_{36}^p$	0,114	0,091	0,058	0,035	0,019	0,006	-0,027	-0,049	-0,040	-0,033

Таблица В.2 – Коэффициенты ординат линий влияния опорных реакций неразрезной многопролетной балки на упругих опорах при положении груза на концах консолей

Число пролетов	Обозначения коэффициентов	Коэффициенты ординат линий влияния при значениях $\alpha$									
		0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05	0,1	0,5	1,0	1,5
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2	$dR_{00}^M$	0,503	0,505	0,510	0,515	0,519	0,524	0,547	0,688	0,800	0,875
	$dR_{10}^M$	-0,005	-0,010	-0,020	-0,029	-0,039	-0,048	-0,094	-0,375	-0,600	-0,750
	$dR_{20}^M$	-0,498	-0,495	-0,490	-0,485	-0,481	-0,476	-0,453	-0,312	-0,200	-0,125
3	$dR_{00}^M$	0,308	0,316	0,331	0,345	0,359	0,372	0,430	0,680	0,814	0,886
	$dR_{10}^M$	0,091	0,082	0,065	0,049	0,032	0,017	-0,052	-0,377	-0,583	-0,715
	$dR_{20}^M$	-0,106	-0,111	-0,122	-0,132	-0,141	-0,150	-0,188	-0,290	-0,275	-0,232
	$dR_{30}^M$	-0,293	-0,287	-0,274	-0,262	-0,250	-0,239	-0,191	-0,014	0,044	0,060
4	$dR_{00}^M$	0,216	0,231	0,260	0,285	0,308	0,329	0,414	0,684	0,813	0,885
	$dR_{10}^M$	0,087	0,079	0,060	0,042	0,025	0,009	-0,059	-0,363	-0,573	-0,708
	$dR_{20}^M$	-0,014	-0,028	-0,053	-0,074	-0,093	-0,110	-0,174	-0,285	-0,261	-0,220
	$dR_{30}^M$	-0,104	-0,108	-0,114	-0,118	-0,122	-0,126	-0,133	-0,078	-0,016	0,019
	$dR_{40}^M$	-0,188	-0,175	-0,154	-0,135	-0,110	-0,103	-0,049	0,042	0,035	0,035

Продолжение таблицы В.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
5	$dR_{00}^M$	0,170	0,194	0,235	0,269	0,299	0,324	0,415	0,679	0,800	0,861
	$dR_{10}^M$	0,076	0,067	0,050	0,034	0,019	0,005	-0,056	-0,354	-0,541	-0,652
	$dR_{20}^M$	0,007	-0,012	-0,044	-0,064	-0,091	-0,110	-0,173	-0,282	-0,279	-0,258
	$dR_{30}^M$	-0,044	-0,058	-0,079	-0,095	-0,107	-0,115	-0,136	-0,075	-0,011	0,027
	$dR_{40}^M$	-0,086	-0,086	-0,085	-0,084	-0,083	-0,082	-0,075	-0,042	-0,033	-0,033
	$dR_{50}^M$	-0,123	-0,106	-0,078	-0,056	-0,039	-0,026	0,011	0,022	0,006	-0,0004
6	$dR_{00}^M$	0,146	0,178	0,229	0,267	0,297	0,324	0,416	0,665	0,761	0,806
	$dR_{10}^M$	0,065	0,059	0,046	0,033	0,019	0,007	-0,053	-0,324	-0,463	-0,536
	$dR_{20}^M$	0,010	-0,011	-0,045	-0,070	-0,092	-0,109	-0,169	-0,291	-0,310	-0,314
	$dR_{30}^M$	-0,026	-0,046	-0,075	-0,094	-0,107	-0,116	-0,108	-0,081	-0,029	0,0002
	$dR_{40}^M$	-0,050	-0,059	-0,071	-0,077	-0,080	-0,080	-0,068	0,011	0,036	0,044
	$dR_{50}^M$	-0,066	-0,061	-0,053	-0,046	-0,040	-0,035	-0,016	0,016	0,008	-0,001
	$dR_{60}^M$	-0,080	-0,059	-0,030	-0,012	0,001	0,009	0,024	0,004	-0,002	-0,002

## Приложение Г

Таблица Г.1 – Материалы для бетонных и железобетонных конструкций

№ п/п	Вид конструкций, армирование и условия работы	Бетон класса по прочности на сжатие, не ниже
1	Бетонные	B25
2	Железобетонные с ненапрягаемой арматурой при расположении <sup>1)</sup> а) в пролетных строениях б) в других конструктивных элементах	B30 B25
3	Предварительно напрягаемые железобетонные: а) без анкеров: при стержневой арматуре классов: А-IV, Ат-IV А-V, Ат-V Ат-VI при проволочной арматуре: с отдельных проволок класса Вр с отдельных арматурных канатов класса К-7 б) с анкерами: при проволочной арматуре: класса В-II (при внешних или внутренних анкерах) с отдельных арматурных канатов класса К-7 С пучков канатов класса К-7 при стальных канатах (со связкой спиралью, двойных и закрытых)	B30 B35 B35  B35 B35  B30 B30 B35 B35
4	Блоки облицовки опор на реках с ледоходом:	B35
<sup>1)</sup> Характеристика зон приведена в выноске 1 и в примечаниях к табл.3.5		

Таблица Г.2 – Расчетные характеристики бетона

Вид сопротивления	Условные обозначения	Расчетные сопротивления, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), бетона классов по прочности на сжатие										
		B20	B22.5	B25	B27.5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
<b>При расчетах по предельным состояниям первой группы</b>												
Сжатие осевое (призменная прочность)	$R_b$	10,50 (105,0)	11,75 (120,0)	13,00 (135,0)	14,30 (145,0)	15,50 (160,0)	17,50 (180,0)	20,00 (205,0)	22,00 (225,0)	25,00 (255,0)	27,50 (280,0)	30,00 (305,0)
Растяжение осевое	$R_{bt}$	0,85 (8.50)	0,90 (9.00)	0,95 (10,00)	1,05 (10.50)	1,10 (11.00)	1,15 (12.00)	1,25 (13.00)	1,30 (13.50)	1,40 (14.00)	1,45 (14.50)	1,50 (15.50)
<b>При расчетах по предельным состояниям второй группы</b>												
Сжатие осевое (призменная прочность)	$R_{b,ser}$	15,00 (155,0)	16,80 (170,0)	18,50 (190,0)	20,50 (210,0)	22,00 (225,0)	25,50 (260,0)	29,00 (295,0)	32,00 (325,0)	36,00 (365,0)	39,50 (405,0)	43,00 (440,0)
Растяжение осевое	$R_{bt,ser}$	1,40 (14,50)	1,50 (15,50)	1,60 (16,50)	1,70 (17,50)	1,80 (18,50)	1,95 (20,00)	2,10 (21,50)	2,20 (22,50)	2,30 (23,50)	2,40 (24,50)	2,50 (25,50)
Скалывание при изгибе	$R_{b,sh}$	1,95 (20,00)	2,30 (23,50)	2,50 (25,50)	2,75 (28,00)	2,90 (29,50)	3,25 (33,00)	3,60 (37,00)	3,80 (39,00)	4,15 (42,50)	4,45 (45,50)	4,75 (48,50)

Продовження таблиці Г.2

Сжатие осевое (призменная прочность) для расчетов на предотвращение образования в конструкциях продольных трещин:												
при предварительном напряжении и монтаже	$R_{b,mc1}$	-	-	13,70 (140,0)	15,20 (155,0)	16,70 (170,0)	19,60 (200,0)	23,00 (235,0)	26,00 (265,0)	29,90 (305,0)	32,80 (335,0)	36,20 (370,0)
на стадии эксплуатации	$R_{b,mc2}$	8,80 (90,0)	10,30 (105,0)	11,80 (120,0)	13,20 (135,0)	14,60 (150,0)	16,70 (170,0)	19,60 (200,0)	22,00 (225,0)	25,00 (255,0)	27,50 (280,0)	30,00 (305,0)

Таблица Г.3 – Модуль упругости бетона

Класс бетона по прочности на сжатие	B 20	B22,5	B25	B27,5	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
$E_b \cdot 10^{-3}$ МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	27,0 (275)	28,5 (290)	30,0 (306)	31,5 (321)	32,5 (332)	34,5 (352)	36,0 (367)	37,5 (382)	39,0 (398)	39,5 (403)	40,0 (408)

Таблица Г.4 – Расчетные характеристики арматуры

Класс арматурной стали	Диаметр, мм	Характеристические сопротивления $R_{sn}$ и $R_{pn}$ растяжению, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	Расчетные сопротивления $R_s$ и $R_n$ растяжению при расчетах по предельным состояниям первой группы МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), для мостов та труб	
			железнодорожных	Автомобильных и городских
<b>Неармируемая арматура</b>				
1. Стержневая:				
а) гладкая А-I	6-40	235 (2400)	200 (2050)	210 (2150)
б) периодического профиля:				
А-II, Ас-II	10-40	295 (3000)	250 (2550)	265 (2700)
А-III	6 и 8	390 (4000)	320 (3250)	340 (3450)
	10-40	390 (4000)	330 (3350)	350 (3550)
<b>Армируемая арматура</b>				
2) Стержневая:				
а) горячекатаная				
А-IV*)	10-32	590 (6000)	435 (4500)	465 (4750)
А-V	10-32	785 (8000)	565 (5750)	600 (6100)
б) термоупрочненная				
Ат-IV	10-28	590 (6000)	-	465 (4750)
Ат-V	10-14	785 (8000)	-	645 (6600)
	16-28	785 (8000)	-	600 (6100)
Ат-VI	10-14	980 (10000)	-	775 (7900)
	16	980 (10000)	-	745 (7600)

Продовження таблиці Г.4

3) Высокопрочная проволока: а) гладкая В-II	3	1490 (15200)	1120 (11400)	1180 (12050)
	4	1410 (14400)	1060 (10800)	1120 (11400)
	5	1335 (13600)	1000 (10200)	1055 (10750)
	6	1255 (12800)	940 (9600)	995 (10150)
	7	1175 (12000)	885 (9000)	930 (9500)
	8	1100 (11200)	825 (8400)	816 (8850)
	б) периодического профиля Вр-II	3	1460 (14900)	1100 (11200)
4		1375 (14000)	1030 (10500)	1190 (11100)
5		1255 (12800)	940 (9600)	995 (10150)
6		1175 (12000)	885 (9000)	930 (9500)
7		1100 (11200)	825 (8400)	870 (8850)
8		1020 (10400)	765 (7800)	810 (8250)
4) Арматурные канаты К-7	9	1375 (14000)	1030 (10500)	1090 (11100)
	12	1335 (13600)	1000 (10200)	1055 (10750)
	15	1395 (13200)	970 (9900)	1025 (10450)
5) Стальные канаты со спиральной или двойной скруткой и закрытые	По соответствующим стандартам	$0,75R_{rpn}$ (де $R_{rpn}$ – характеристическое сопротивление разрыву каната в целом)	$0,54R_{rpn}$	$0,57R_{rpn}$
*) при смешанном армировании стержневую горячекатаную арматуру класса А-IV допускается применять без предварительного напряжения.				

Таблица Г.5 – Модуль упругости арматуры

Класс (вид) арматурной стали	Модуль упругости, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ), арматуры	
	ненапрягаемой $E_s$	напрягаемой $E_p$
А-I, А-II, Ас-II	$2,06 \cdot 10^5$ ( $2,1 \cdot 10^6$ )	-
А-III	$1,96 \cdot 10^5$ ( $2,0 \cdot 10^6$ )	-
А-IV, Ат-IV, А-V	-	$1,86 \cdot 10^5$ ( $1,9 \cdot 10^6$ )
Ат-V, Ат-VI	-	$1,86 \cdot 10^5$ ( $1,9 \cdot 10^6$ )
Пучки из параллельных проволок классов В-II i Вр-II	-	$1,96 \cdot 10^5$ ( $2,0 \cdot 10^6$ )
К-7	-	$1,77 \cdot 10^5$ ( $1,8 \cdot 10^6$ )
Пучки из арматурных канатов К-7	-	$1,67 \cdot 10^5$ ( $1,7 \cdot 10^6$ )
Стальные канаты: спиральные и двойной скрутки закрытые	-	$1,67 \cdot 10^5$ ( $1,7 \cdot 10^6$ )
	-	$1,57 \cdot 10^5$ ( $1,6 \cdot 10^6$ )

## Приложение Д

### Сортамент арматурной проволоки, горячекатаных стержней

Номинальный диаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см <sup>2</sup> , при кількості стержнів									Теоретична маса, кг	Діаметри при класі сталі					Звичайний арматурний дріт	Високоміцний арматурний дріт
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A-I A-III	A-II	A-IV	A-V	AT-IV AT-V AT-VI		
3	0,071	0,141	0,212	0,283	0,353	0,424	0,495	0,565	0,636	0,055						+	+
3,5	0,096	0,192	0,291	0,388	0,485	0,582	0,679	0,776	0,873	0,076						+	
4	0,126	0,251	0,377	0,502	0,628	0,754	0,879	1,003	1,130	0,099						+	+
4,5	0,159	0,318	0,477	0,636	0,785	0,954	1,113	1,272	1,431	0,125						+	
5	0,196	0,392	0,590	0,790	0,980	1,18	1,38	1,57	1,77	0,154						+	+
5,5	0,238	0,476	0,711	0,948	1,185	1,422	1,659	1,896	2,139	0,187						+	
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	0,222	+					+	+
7	0,385	,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	+					+	+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	+					+	+
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499	+					+	
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617	+	+	+	+	+		
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	0,888	+	+	+	+	+		
14	1,539	3,08	4,61	6,15	7,69	9,23	10,77	12,3	13,87	1,208	+	+	+	+	+		
16	2,011	4,02	6,03	8,4	10,06	12,06	14,07	16,08	18,09	1,578	+	+	+	+	+		
18	2,545	5,09	7,63	10,17	12,72	15,26	17,8	20,36	22,9	1,998	+	+	+	+	+		
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,7	18,84	22,0	25,13	28,27	2,466	+	+	+		+		
22	3,801	7,6	11,4	15,2	19,0	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	+	+	+		+		
25	4,909	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,85	+	+	+		+		
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	4,83	+	+	+				
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,3	64,34	72,38	6,31	+	+	+				
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99	+	+					
40	12,57	25,13	37,7	50,27	62,83	75,4	87,96	100,53	113,1	9,865	+	+					

Навчальні видання

Методичні вказівки

до курсової роботи з дисципліни  
«Мости і споруди на автодорогах»  
(розділ «Розрахунок розрізної прольотної будови»)

Укладачі: Кожушко Віталій Петрович  
Краснов Сергій Миколайович  
Бугаєвський Сергій Олександрович

Відповідальний за випуск О.Г. Кіслов

В авторській редакції

Комп'ютерна верстка

План 2014, поз по плану  
Підписано до друку. 2011р.  
Формам 60x84 1/16. Папір газетний. Гарнітура Times News Roman. Друк  
RISO. Умови друку арк.. Обл.-вид.арк  
Замовлення № . Тираж 100 прим. Ціна договірна.

ВИДАВНИЦТВО

Харківського національного автомобільно-дорожнього університету

Видавництво ХНАДУ, 61200, м.Харків-МСП, вул.Петровського,25.

Тел./факс: (057) 700-38-72; 707-37-03, e-mail:rio@khadi.kharkov.ua

*Свідоцтво Державного комітету інформаційної політики, телебачення та  
радіомовлення України про внесення суб'єкта видавничої справи до  
Державного реєстру видавців, виготовників і розповсюджувальників  
видавничої продукції, серія № ДК №897 від 17.04.2002р.*