

**Федеральное агентство по образованию**

**Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования  
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»**

---

---

**КАФЕДРА АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ**

**Расчет балочных разрезных  
железобетонных пролетных строений  
мостов и путепроводов  
на автомобильных дорогах**

**Методические указания к курсовому и дипломному проектированию для  
студентов специальности 270205.65 – Автомобильные дороги и аэродромы  
по дисциплине  
«Искусственные сооружения на автомобильных дорогах»**

**Н. Новгород - 2009**

УДК 625.12/.08 (007)

Расчет балочных разрезных железобетонных пролетных строений мостов и тепловодов на автомобильных дорогах.

Методические указания к курсовому и дипломному проектированию для студентов специальности 270205.65 – «Автомобильные дороги и аэродромы» по дисциплине «Искусственные сооружения на автомобильных дорогах». Н. Новгород, изд. ННГАСУ, 2009 г., 34 с.

Настоящие методические указания предназначены для выполнения курсовых и дипломных проектов по дисциплине «Искусственные сооружения на автомобильных дорогах».

Указания содержат методику определения нагрузок на пролетное строение балочного железобетонного моста и основных расчетов по определению его несущей способности.

Методические указания рассмотрены и одобрены кафедрой Автомобильных дорог и методической комиссией ИАиГ.

Составители : ст. преп. Мерсиков В. И., доцент Есикова И. Н.

Рецензенты: ст. преп. Рыбакин Д. Ю., доцент, к.т.н. Измайлов Р. Х.

## Содержание

	стр.
1. Общие данные	4
2. Определение внутренних усилий в плите проезжей части	4
3. Определение несущей способности плиты проезжей части	7
4. Определение усилий в главных балках	8
4.1 Учет распределения временных вертикальных нагрузок между главными балками	8
4.2 Определение коэффициентов поперечной установки	11
4.3 Определение изгибающих моментов и поперечных сил в главных балках	12
5. Расчет балок на прочность по нормальным сечениям	14
6. Конструирование продольной и наклонной арматуры	15
7. Расчет на прочность наклонных сечений на действие поперечной силы	16
8. Расчет по раскрытию нормальных трещин железобетонных элементов	18
Приложение 1	20
Приложение 2	21
Приложение 3	28
Приложение 4	29
Приложение 5	30
Приложение 6	31
Приложение 7	32
Литература	33

## 1. Общие данные

Настоящая методическая разработка предназначена для расчета балочного разрезного пролетного строения с ранее выбранной длиной пролета.

Расчет рекомендуется выполнять в следующей последовательности:

- определение нагрузок действующих на пролетное строение;
- проверка несущей способности плиты балки пролетного строения;
- проверка балки на прочность на действие изгибающего момента и поперечной силы;
- конструирование продольной и наклонной арматуры;
- проверка хомутов и отгибов на действие поперечной силы.

Исходными данными для выполнения расчетов являются проектные решения, принятые в предыдущих курсовых работах, а именно:

- габарит моста;
- длина основного (перекрывающего русло) пролетного строения;
- действующие нагрузки.

## 2. Определение внутренних усилий в плите проезжей части

Плита пролетного строения поперек моста рассматривается как неразрезная многопролетная балка, опирающаяся на упругие опоры (ребра). В продольном направлении она работает на сжатие от общего действия нагрузки (в составе главных балок), в поперечном направлении - воспринимает местное действие временной нагрузки и участвует в перераспределении ее между главными балками.

Расчет ведется на постоянные и временные нагрузки (действие колеса, установленного в пролете плиты).

Постоянная нагрузка складывается из веса плиты, выравнивающего, изоляционного, защитного слоев, а также покрытия проезжей части.

В качестве временных рассматривают нагрузку от автотранспортных средств в виде полос **АК**, от тяжелой одиночной колесной нагрузки **НК**, от пешеходов на тротуарах.

Усилие **P** от колеса действует на поверхность покрытия по прямоугольной площадке с условными размерами **a<sub>2</sub>** и **b<sub>2</sub>** (0.2 м и 0.6 м соответственно) и распространяется покрытием и слоями ВИЗ под углом 45°.

На уровне поверхности железобетонной плиты усилие распределяется по площадке со сторонами:

$$b_1 = b_2 + 2H \quad \text{и} \quad a_1 = a_2 + 2H \quad , \quad \text{м} \quad (2.1)$$

где: **H** = **h<sub>ВИЗ</sub>** + **h<sub>ДО</sub>** – толщина ездового полотна, м, включающая:

выравнивающий слой – 0.03 м

изоляционный слой – 0.0055 м

(«Мостопласт»)

защитный бетонный слой – 0.06 м

покрытие – 0.08 м

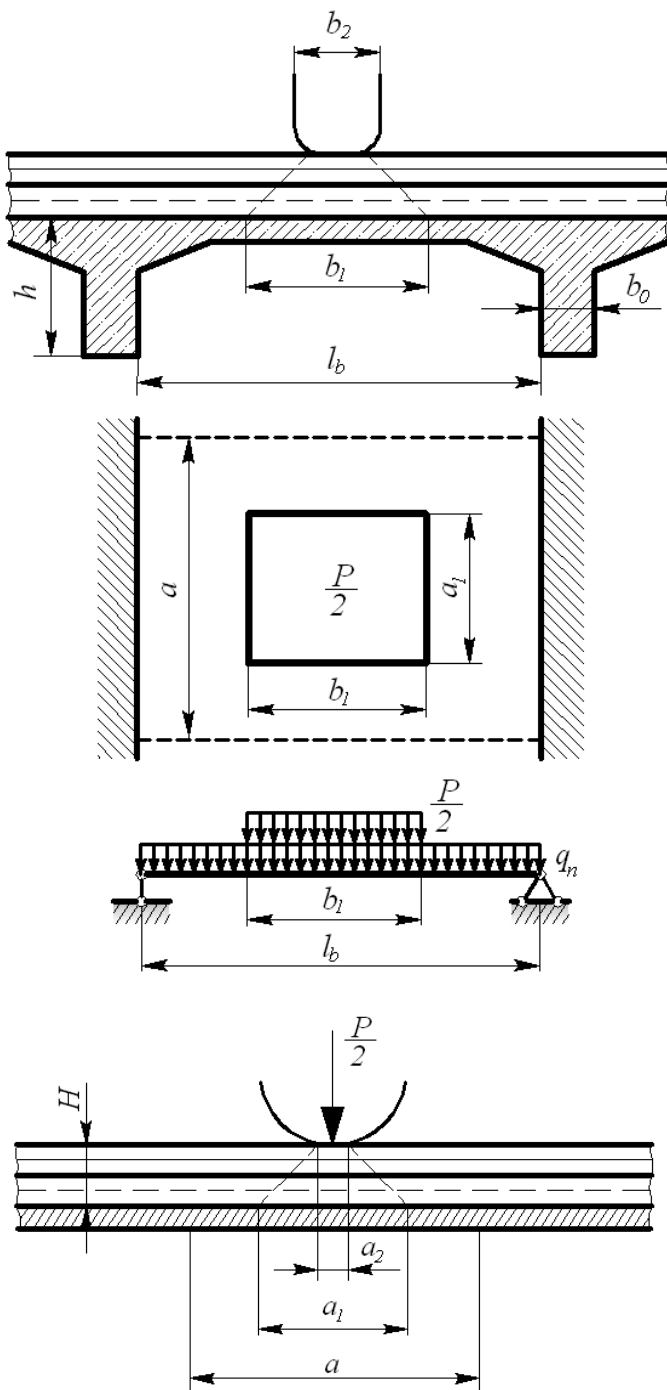


Рис. 1 Схема для определения изгибающего момента в плите при загрузении ее одним колесом

В работу на изгиб включается участок плиты, ширина которого больше ширины площадки  $a_1$  распределения нагрузки поперек пролета плиты:

$$a = a_1 + \frac{l_b}{3} \geq \frac{2}{3}l_b \quad (2.2)$$

где:  $l_b = l_0 - b_0$  – пролет плиты (расстояние между внутренними гранями ребристых балок), м;

$l_0$  – расстояние между осями балок пролетного строения, м;

$b_0$  – толщина ребра балки, м.

При расчете плиты рассматривают полосу шириной 1 м, загружая ее нагрузкой от собственного веса и нагрузкой **АК (НК)**.

2.1. Изгибающий момент в плите бездиафрагменных пролетных строений допускается вычислять приближенным способом. Вначале рассчитывают наибольший изгибающий момент  $M_0$  в середине пролета плиты как в простой балке на шарнирных опорах. Затем определяют изгибающие моменты в пролетах и на опорах неразрезной плиты умножением момента  $M_0$  на поправочные коэффициенты.

$$M_0^p = \left\{ q_{пл} \gamma_{fпл} + q_{виз} \gamma_{fviz} + q_{нк} \gamma_{fnк} \right\} \cdot \frac{l_b^2}{8} + \left\{ \frac{P \gamma_{fp}}{2ab_1} + \frac{v \gamma_{fv}}{2b_1} \right\} \cdot \frac{b_1}{8} \cdot (2l_b - b_1) \cdot (1 + \mu) \quad , \text{ кНм} \quad (2.3)$$

где:  $q_{пл} = h_{пл} \cdot \rho_{жс/б} \cdot g$  – собственный вес 1 м<sup>2</sup> плиты, кПа;

$q_{виз} = \sum h_{виз} \cdot \rho_{виз} \cdot g$  – то же выравнивающего, изоляционного, защитного слоев, кПа;

$q_{нк} = h_{нк} \cdot \rho_{нк} \cdot g$  – то же покрытия, кПа;

$\gamma_{фнл}, \gamma_{фвиз}, \gamma_{фнк}$  – коэффициенты надежности по нагрузке (табл. 8 [1]);

$l_b$  – расчетный пролет плиты, м;

$P$  – усилие на ось тележки нагрузки  $AK$ , кН

( $P = 9.81K$ , где  $K$  – класс колесной нагрузки по п. 4.4 [2]);

$v$  – интенсивность распределенной нагрузки  $AK$  ( $v = 0.98K$ ), кН/м;

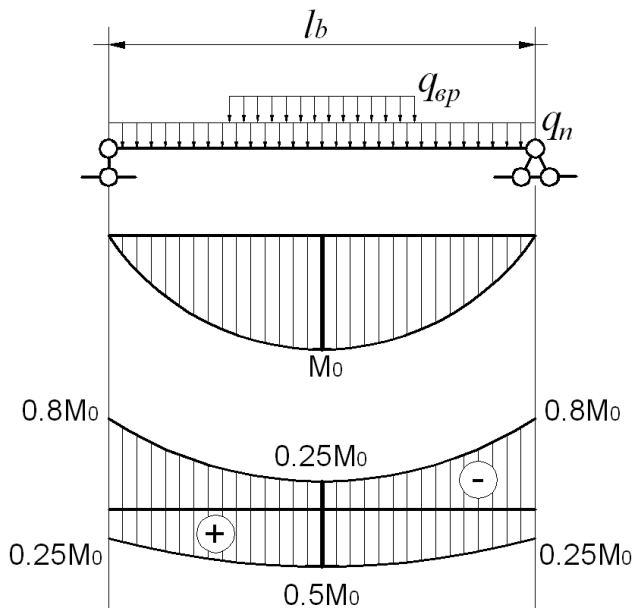
$\gamma_{fp}, \gamma_{fv}$  – коэффициенты надежности по нагрузке (табл. 14 [1]);

$a, b_1$  – расчетные размеры распределения нагрузки по плите, м;

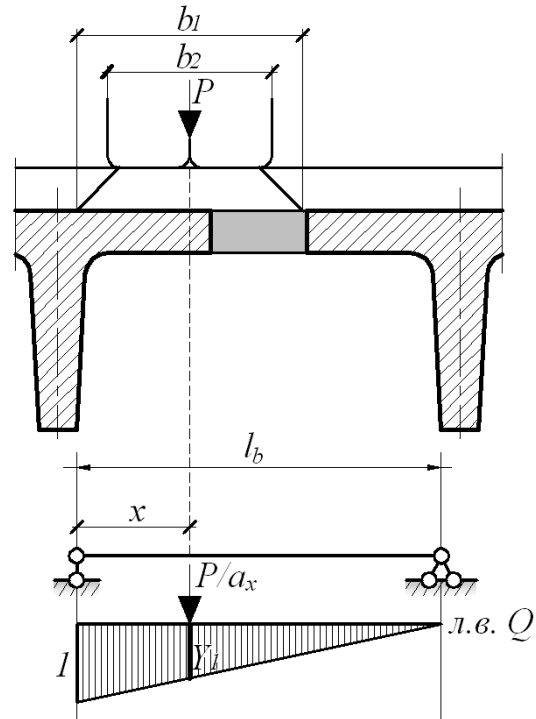
$(1+\mu)$  – динамический коэффициент для временной нагрузки

(п. 2.226 [1]:  $1 + \mu = 1 + \frac{45 - \lambda}{135}$ , но не менее 1.0;

$\lambda$  – длина загружения пролета плиты нагрузкой ( $l_b$ ), м).



**Рис. 2** Схема к определению изгибающего момента в плите приближенным методом



**Рис. 3** Схема для определения поперечной силы в плите

Расчетные значения изгибающих моментов с учетом поправочных коэффициентов:

- в середине пролета:  $M_{(+)} = 0.5M_0$ ;  $M_{(-)} = -0.25M_0$ ;

- в опорных сечениях:  $M_{(+)} = 0.25M_0$ ;  $M_{(-)} = -0.8M_0$

2.2. Максимальное значение поперечной силы в плите определяется как в простой разрезной балке:

$$Q^P = \left\{ q_{нл} \gamma_{фнл} + q_{виз} \gamma_{фвиз} + q_{нк} \gamma_{фнк} \right\} \cdot \frac{l_b}{2} + \left\{ P \gamma_{фр} \frac{Y_1}{a_x} + v \gamma_{fv} \omega \right\} \cdot (1 + \mu) \quad , \quad \text{кН} \quad (2.4)$$

где:  $Y_1 = \frac{l(l_b - x)}{l_b}$  – ордината линии влияния поперечной силы под грузом;

ЗОМ;

$\omega$  – площадь линии влияния поперечной силы под полосовой нагрузкой;

$$a_x = a_1 + 2x, \text{ но не более } a_1 + \frac{l_b}{3}.$$

### 3. Определение несущей способности плиты проезжей части

Класс бетона и арматуры, способ армирования плиты проезжей части принимают по соответствующим типовым материалам.

Расчетные характеристики бетона (расчетное сопротивление осевому сжатию) назначают по табл. 23 [1], арматуры плитной части балки (расчетное сопротивление сжатию-растяжению) – по табл. 31 [1].

Проверку прочности плиты производят как прямоугольного изгибаемого элемента.

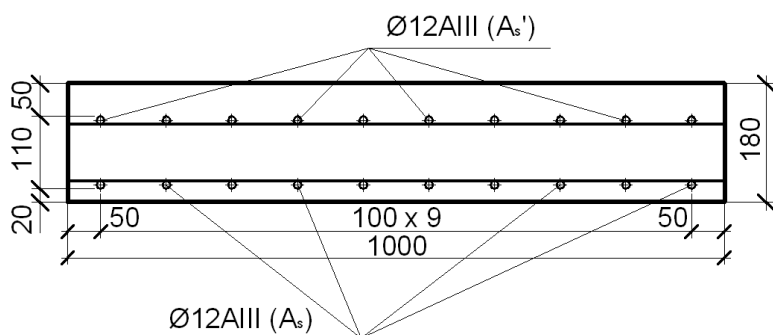


Рис. 4 Схема расстановки арматуры плитной части типовой балки ребристого сечения

Расчет прямоугольного сечения следует выполнять из условия:

$$M \leq R_b b x \cdot (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s \cdot (h_0 - a'_s) \quad (3.1)$$

где:  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона на сжатие, МПа;

$x$  – высота сжатой зоны, м;

$b$  – ширина расчетного сечения плиты, м;

$R_{sc}$  – расчетное сопротивление арматуры сжатию, МПа;

$A'_s$  – площадь поперечного сечения сжатой арматуры, м<sup>2</sup>;

$a_s$  – расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до сжатой грани сечения, м;

$h_0 = h'_f - \delta_3 - 0.5d$  – рабочая высота плиты, м;

Высота сжатой зоны:  $x = \frac{R_s A_s}{R_b b} \leq \xi_Y h_0$ , м (3.2)

где:  $A_s = \frac{\pi d^2}{4} n$  – площадь поперечного сечения растянутой арматуры, м<sup>2</sup>;

$R_s$  – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры растяжению при изгибе, МПа;

$\xi_Y$  – относительная высота сжатой зоны бетона, (п. 3.61 [1]).

**Примечание.** В случае  $x < a'_s$  площадь поперечного сечения сжатой арматуры  $A'_s$  в расчете не учитывается.

Проверку плиты на прочность при действии поперечной силы следует производить из условия:

$$Q \leq 0.3 \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b b h_0 \quad (3.3)$$

где:  $\varphi_{w1} = 1$  – при отсутствии хомутов;

$\varphi_{b1} = 1 - 0.01 R_b$  (расчетное сопротивление  $R_b$  в МПа).

По результатам выполненных расчетов приводится заключение на предмет соответствия несущей способности плитной части пролетного строения требованиям норм.

## 4. Определение усилий в главных балках

### 4.1. Учет распределения временных вертикальных нагрузок между главными балками

При расчете главных балок пролетного строения допускается учитывать распределение нагрузки между ними с помощью коэффициента поперечной установки  $K_{ny}$ , определяемого по методу «упругих опор».

Метод «УПРУГИХ ОПОР» – сравнительно точный и достаточно простой для определения влияния временной подвижной нагрузки на балки и возникающих в них изгибающих моментов и поперечных сил.

Плита проезжей части пролетного строения рассматривается как неразрезная балка на упругих опорах, в качестве которых принимаются главные балки.

Пролеты неразрезной балки равны расстоянию между осями главных балок. Ординаты линий влияния опорных давлений  $R$  определяются по специальным таблицам в зависимости от коэффициента  $\alpha$ , характеризующего относительную гибкость балки:

$$\alpha = \frac{d^3}{6 E_s I' \Delta_p} \quad (4.1)$$



где:  $\alpha$  – коэффициент упругого распределения нагрузки на пролетное строение;

$d$  – длина пролета плиты между осями главных балок, м;

$E_{\delta}$  – модуль упругости бетона при сжатии (табл. 38 [1]), Па;

$I'$  – момент инерции конструкции в поперечном направлении, отнесенный к 1 м длины вдоль пролета балки:

$$I' = \frac{1 \cdot h^3}{12}, \quad \text{м}^4 \quad (4.2)$$

$\Delta_p$  – прогиб главной балки от единичной нагрузки.

При нагружении всего пролета главной балки равномерно распределенной нагрузкой и при постоянной ее жесткости вдоль пролета прогиб в середине определяют по формуле:

$$\Delta_p = \frac{5}{384} \cdot \frac{pL_p^4}{E_{\delta} \cdot I_{\delta}}, \quad \text{м} \quad (4.3)$$

где:  $L_p = L_n - 2a$  – расчетный пролет главной балки ( $a = 0.3$  м – свес балки от точки ее опирания на опоре), м

$I_{\delta}$  – момент инерции главной балки, определяемый по расчетному поперечному сечению с заменой непрямоугольных частей сечения равновеликими прямоугольниками.

Определение момента инерции сечения относительно оси, проходящей через его центр тяжести перпендикулярно плоскости изгиба:

$$I_{\delta} = I_Z = I_{Z1}^I + a_1^2 \cdot F_I + I_{Z2}^{II} + a_2^2 \cdot F_{II}, \quad \text{м}^4 \quad (4.4)$$

$$I_Z^I = \frac{b_1 \cdot h_1^3}{12}, \quad \text{м}^4 \quad ; \quad I_Z^{II} = \frac{b_2 \cdot h_2^3}{12}, \quad \text{м}^4 \quad (4.5 - 4.6)$$

$$v_c = \frac{F_I \cdot v_1 + F_{II} \cdot v_2}{F_I + F_{II}}, \quad \text{м} \quad (4.7)$$

$$a_1^2 \cdot F_I = (v_c - v_1)^2 \cdot F_I, \quad \text{м}^4 \quad ; \quad a_2^2 \cdot F_{II} = (v_2 - v_c)^2 \cdot F_{II}, \quad \text{м}^4 \quad (4.8 - 4.9)$$

где:  $h_1, h_2$  – высота ребра и плиты балки соответственно, м;

$v_c$  – расстояние от нижней грани до центра тяжести сечения, м;

$v_1, v_2$  – расстояние от нижней грани до центра тяжести ребра и плиты балки соответственно, м;

$F_I, F_{II}$  – площадь сечения ребра и плиты балки соответственно, м<sup>2</sup>

$b_2$  – ширина плиты балки пролетного строения, м;

$b_1$  – приведенная ширина ребра\*, м;

$$b_1 = \frac{(b_{реб.}^6 + b_{реб.}^n) \cdot h_1 + 2R^2 \cdot (4 - \pi)}{2h_1}, \text{ м} \quad (4.10)$$

\* - При переменной толщине ребра, входящего в состав таврового сечения, и при наличии вутов, в расчет вводят приведенную толщину ребра, вычисляемую как частное от деления действительной площади ребра на его высоту.

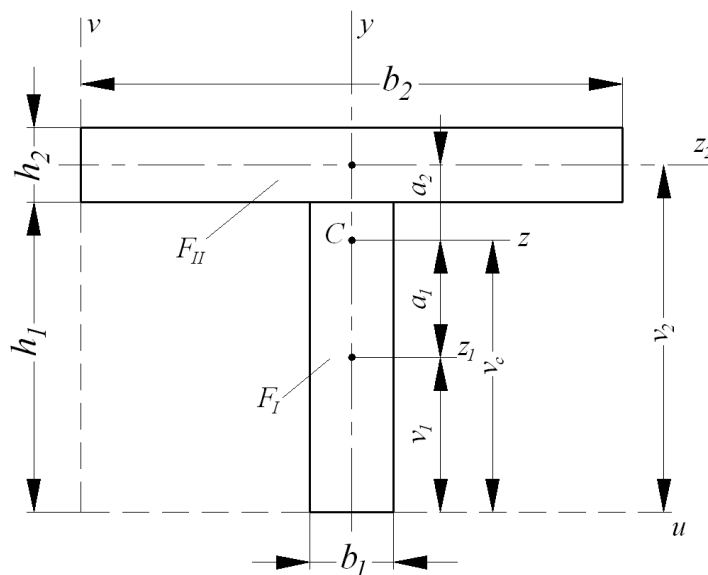
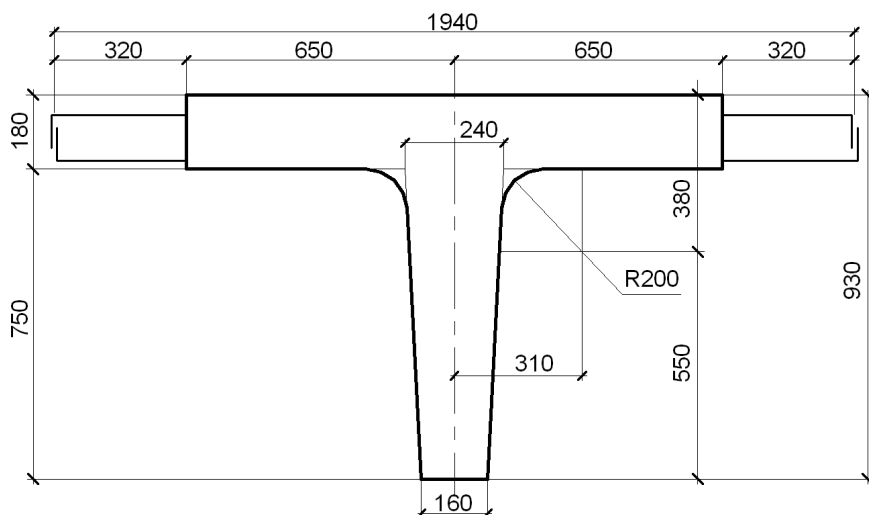


Рис. 5 Схема приведения таврового сечения балки пролетного строения к расчетному поперечному сечению

Преобразуя выражение  $\alpha$  в результате подстановки  $\Delta_p$ , получим:

$$\alpha = 12.8 \frac{d^3}{L_p^4} \cdot \frac{I_{\bar{o}}}{I'_{\bar{o}}} \cdot \frac{1}{p} \quad (4.11)$$

По вычисленному значению  $\alpha$  и в зависимости от количества главных балок в поперечном сечении пролетного строения по табл. 1 приложения 2 принимаются ординаты линий влияния  $R_{nr}^p$

где:  $n$  – номер балки, для которой стоит линия влияния;

$r$  – номер балки, над которой стоит единичный груз  $p=1$ .

Ординаты линий влияния на концах консолей подсчитываются по формуле:

$$Y_{nk} = R_{n0}^p + d_k \frac{\partial R_{n0}^M}{d} \quad (4.12)$$

где:  $R_{n0}^p$  – ординаты линий влияния давления на крайние балки;

$\partial R_{n0}^M$  – ординаты, принимаемые по табл. 2 приложения 2;

$d$  – расстояние между осями главных балок, м;

$d_k$  – длина консоли (расстояние от оси крайней балки до конца полезной ширины тротуара), м.

**Примечание.** Для промежуточных значений  $\alpha$  ординаты линий влияния принимаются по линейной интерполяции.

#### 4.2. Определение коэффициентов поперечной установки

Коэффициенты поперечной установки численно выражают часть нагрузки, приходящуюся на рассматриваемую балку, и приближенно учитывают пространственную работу пролетного строения.

Для определения  $K_{ny}$  линии влияния давления на рассматриваемую балку загружается нагрузками **АК** и **НК** самым невыгодным образом.

**Примечание.** При расчетах конструкций мостов на прочность рассматриваются два случая воздействия нагрузки **АК**:

- **первый** – невыгодное размещение на проезжей части (в которую не входят полосы безопасности) числа полос нагрузки, не превышающего числа полос движения;

- **второй** – невыгодное размещение при незагруженных тротуарах на всей ширине ездového полотна (в которое входят полосы безопасности) двух полос нагрузки.

При этом оси крайних полос нагрузки **АК** должны быть расположены не ближе 1.5 м от кромки проезжей части – в первом и от ограждения ездového полотна – во втором случаях.

Нагрузку **НК** в поперечном направлении располагают на проезжей части в любом наиболее неблагоприятном положении, но при этом край колеса не должен выступать за ее пределы.

Пример схемы загрузки линий влияния давления на главные балки от нагрузки **АК+толпа** представлен на рис. 2 приложения 3.

Коэффициент поперечной установки определяют для каждой балки отдельно по формулам:

- для тележки  $K_{nyA} = 0.5 \sum_1^n Y_i$  (4.13)

- для полосовой нагрузки  $K_{nyAm} = 0.5 \left[ \sum_1^2 Y_{i \max} + 0.6 \sum_3^n Y_i \right]$  (4.14)

- для тротуара  $K_{нyT} = Y_m$  (4.15)

- для одиночной тяжелой нагрузки  $K_{нyHK} = 0.5(Y_1 + Y_2)$  (4.16)

Результаты расчетов представляются в табличной форме:

Таблица 4.1

	<i>AK + толпа</i>			<i>AK</i>		<i>HK</i>
	тележка	полосовая	толпа	тележка	полосовая	тележка
$R^p_0$						
$R^p_1$						
...						
$R^p_n$						

Дальнейшие расчеты производятся для балки с максимальными значениями  $K_{нy}$ .

### 4.3. Определение изгибающих моментов и поперечных сил в главных балках

Изгибающие моменты  $M$  и поперечные силы  $Q$  определяются от постоянных и временных нагрузок в расчетных сечениях главной балки путем загрузки линий влияния соответствующей нагрузкой (см. рис. 3 приложения 4).

Расчетными являются сечения в середине пролета ( $0.5L_p$ ), четверти пролета ( $0.25L_p$ ) и на опоре.

Постоянная нагрузка условно подразделяется на две части:

- первая - вес несущих элементов пролетного строения;
- вторая – вес мостового полотна (ВИЗ + покрытие).

Выражение для нормативного и расчетного изгибающего момента от постоянной нагрузки в середине (четверти) пролета имеет вид:

$$M^{(н)P} = \{q_b \gamma_{fб} + q_{виз} \gamma_{fvиз} + q_{нк} \gamma_{fnк}\} \cdot \omega_{1(2)}, \text{ кНм} \quad (4.17)$$

где:  $q_b, q_{виз}, q_{нк}$  – нагрузка на 1 пм балки от собственного веса балки вместе с плитой, веса выравнивающего, изоляционного, защитного слоев и покрытия, кПа;

$\gamma_f$  – коэффициенты надежности по соответствующим видам нагрузок (табл. 8 [1]);

$\omega_{1(2)}$  – площадь л. вл.  $M$  для расчетного сечения.

Значение максимальной силы в опорном сечении определяется по формуле:

$$Q^P = \{q_b \gamma_{fб} + q_{виз} \gamma_{fvиз} + q_{нк} \gamma_{fnк}\} \cdot \omega_3, \text{ кН} \quad (4.18)$$

где:  $\omega_3$  – площадь л. вл.  $Q$  для расчетного сечения балки.

Выражение для нормативного и расчетного изгибающего момента от временной нагрузки **АК+толпа** в середине (четверти) пролета имеет вид:

$$M^{(p)} = \{ K_{nyA} \gamma_{fp} P \sum_{i=1}^2 Y_i + K_{nyAm} \gamma_{fv} v \omega_{1(2)} \} \cdot (1 + \mu) + K_{nyT} \gamma_{fT} p T \omega_{1(2)} (1 + \mu) , \text{ кНм} \quad (4.19)$$

где:  $P$  – усилие на ось тележки нагрузки **АК**, кН;

$v$  – интенсивность распределенной нагрузки, кН/м;

$p = 3.92 - 0.0196 \cdot \lambda$  – интенсивность равномерно распределенной нагрузки от пешеходов, кПа;

$T$  – полезная ширина тротуара, м;

$\gamma_f$  – коэффициенты надежности по соответствующим видам нагрузок (табл. 14 [1]);

$K_{nyA}$ ,  $K_{nyAm}$ ,  $K_{nyT}$  – коэффициенты поперечной установки тележки, полосовой автомобильной нагрузки и равномерно распределенной нагрузки от пешеходов соответственно;

$(1 + \mu)$  – динамический коэффициент для временных нагрузок (п. 2.22-1б и п. 2.22-4 [1]);

$Y_i$  – ординаты л. вл.  $M$  под сосредоточенными грузами для расчетного сечения.

Значение максимальной силы в опорном сечении от временной нагрузки определяется по формуле:

$$Q^p = \{ K_{nyA} \gamma_{fp} P \sum_{i=1}^2 Y_i + K_{nyAm} \gamma_{fv} v \omega_3 \} \cdot (1 + \mu) + K_{nyT} \gamma_{fT} p T \omega_3 (1 + \mu) , \text{ кН} \quad (4.20)$$

Нормативные и расчетные значения момента в середине (четверти) пролета и максимальная сила в опорном сечении от нагрузки **АК** определяются аналогично по формулам (4.19)-(4.20) с соответствующими этой схеме коэффициентами поперечной установки и без учета нагружения тротуаров.

Нормативные и расчетные значения момента в середине (четверти) пролета и максимальная сила в опорном сечении от нагрузки **НК** вычисляются по формулам:

$$M^{(n)p} = K_{nyНК} \gamma_{fНК} P_0 \sum_{i=1}^4 Y_i \cdot (1 + \mu) , \text{ кНм} \quad (4.21)$$

$$Q^p = K_{nyНК} \gamma_{fНК} P_0 \sum_{i=1}^4 Y_i \cdot (1 + \mu) , \text{ кН} \quad (4.22)$$

где:  $P_0$  – усилие на ось тележки нагрузки **НК**, кН;

$\gamma_{fНК}$  – коэффициент надежности по нагрузке (п. 2.23в [1]);

$K_{\mu НК}$  – коэффициент поперечной установки нагрузки **НК**;

$(1+\mu)$  – динамический коэффициент для временной нагрузки **НК** (п. 2.22-3 [1]);

$Y_i$  – ординаты л. вл. **M** и **Q** под сосредоточенными грузами для расчетных сечений.

**Примечание.** Нормативные значения изгибающих моментов в расчетных сечениях от постоянных и временных нагрузок вычисляются по вышеприведенным формулам с исключением коэффициентов надежности по соответствующим нагрузкам.

Результаты расчетов представляются в табличной форме:

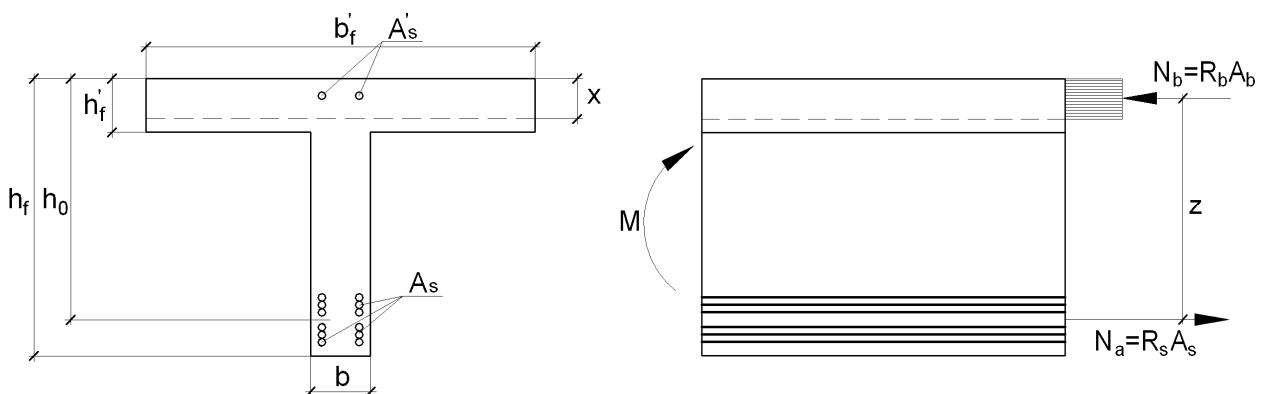
Таблица 4.2

	Постоянная нагрузка		Временная нагрузка					
			<b>AK + толпа</b>		<b>AK</b>		<b>НК</b>	
	нормат.	расч.	нормат.	расч.	нормат.	расч.	нормат.	расч.
$M_{сер.}$								
$M_{чет.}$								
$Q_{оп.}$								
$M^u_{max}$								
$M^p_{max}$								
$Q_{max}$								

## 5. Расчет балок на прочность по нормальным сечениям

Схема армирования главной балки принимается по типовому проекту (пример армирования балки приведен на чертежах 1-2 приложений 5-6).

Расчет нормальных сечений на действие расчетных изгибающих моментов выполняется по 2-м уравнениям статики, одно из которых представляет сумму проекций внутренних усилий на горизонтальную ось элемента, а другое – сумму моментов внешних и внутренних усилий относительно центра тяжести растянутой арматуры.



**Рис. 6** Схема к расчету нормальных сечений на прочность на действие изгибающего момента

При проверке прочности работа сечения рассматривается в стадии разрушения (напряжения в сжатой зоне бетона и растянутой арматуры достигают расчетных сопротивлений, бетон растянутой зоны выключается из работы).

Высота сжатой зоны определяется из выражения:

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b'_f} \text{ , м} \quad (5.1)$$

где:  $R_b$  – расчетное сопротивление бетона осевому сжатию, МПа;

$R_s, R_{sc}$  – расчетные сопротивления арматуры растяжению и сжатию соответственно, МПа;

$A_s, A'_s$  – площадь рабочей арматуры (в растянутой зоне) и арматуры, расположенной в сжатой зоне;

$b'_f$  – ширина плитной части балки пролетного строения, м.

Т. к. граница сжатой зоны проходит в плите ( $x \leq h'_f$ ), условие прочности имеет вид:

$$M^P \leq R_b b'_f x \cdot (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s \cdot (h_0 - a'_s) \quad (5.2)$$

где:  $a'_s$  – расстояние от центра тяжести сжатой арматуры до сжатой грани сечения, м

$h_0$  – рабочая высота балки, м;

$$h_0 = h_f - a \text{ или } h_0 = h_f - a_3 - \frac{nd + (n-1)a_n}{2};$$

$a = \frac{\sum f_i a_i}{A_s}$  – расстояние от нижней грани балки до центра тяжести рабочей арматуры, м;

$f_i$  – площадь стержневой арматуры в  $i$ -ом ряду, м<sup>2</sup>;

$a_i$  – расстояние от нижней грани балки до  $i$ -ого ряда арматуры, м;

$a_3$  – защитный слой бетона снизу балки, м;

$nd + (n-1)a_n$  – полная высота пакета рабочей арматуры, состоящего из  $n$  стержней диаметром  $d$  и  $n-1$  промежутков, высотой  $a_n$ .

По результатам расчета приводится заключение об обеспечении прочности балки пролетного строения по нормальным сечениям на действие максимального момента принятым классом бетона.

## 6. Конструирование продольной и наклонной арматуры

В качестве наклонной арматуры используется часть рабочей растянутой арматуры, отогнутая в пределах вертикальной стенки из нижней растянутой зоны в верхнюю сжатую зону. Места отгибов арматурных элементов определяют по результатам построения эпюры материалов, под которой понимают эпюру изгибающих моментов, выдерживаемых арматурой элемента.

Ординаты огибающей эпюры максимальных изгибающих моментов от внешней нагрузки в главной балке вычисляются по формуле:

$$M_i = \frac{4M_{0.5}}{l_p^2} \cdot x_i(l_p - x_i) \text{ , кНм} \quad (6.1)$$

где:  $M_{0.5}$  – расчетный изгибающий момент в середине пролета;

$l_p$  – расчетный пролет балки;

$x_i$  – расстояние от опоры до рассматриваемого сечения главной балки, м.

Несущая способность одного ряда стержней:

$$\Delta M = R_s \cdot f_a^1 \cdot z \text{ , кНм} \quad (6.2)$$

где:  $f_a^1$  – площадь сечения одного стержня, м<sup>2</sup>;

$z$  – плечо внутренней пары сил в нормальном сечении в середине пролета главной балки при расчете на прочность, м.

После определения  $\Delta M$  на эпюру моментов  $M$  от внешних нагрузок (рис. 4, приложение 7) наносят параллельно линии с интервалом  $\Delta M$ , точки пересечения которых с эпюрой определяют места теоретических отгибов рабочей арматуры.

Отгибы рабочей арматуры рекомендуется выполнять под углом не более 60° и не менее 30° по дуге окружности радиусом  $15d_a$  (арматура периодического профиля в сварных каркасах).

При распределении отогнутых стержней по длине балки необходимо соблюдение следующего условия: любое нормальное к продольной оси сечение должно пересекать не менее одного отогнутого стержня.

## 7. Расчет на прочность наклонных сечений на действие поперечной силы

Поперечная арматура (отогнутые стержни и хомуты) предназначена для восприятия поперечной силы в балке. Опасные наклонные сечения – сечения, проходящие через места изменения интенсивности поперечного армирования, сечения по внутренней грани опорной части.

Предварительно необходимо проверить достаточность поперечного сечения рассчитываемого элемента из условия обеспечения прочности бетона на действие наклонных сжимающих усилий:

$$Q \leq 0.3R_b b h_0 \quad (7.1)$$

где:  $Q$  – расчетная поперечная сила в сечении, кН;

$R_b$  – расчетное сопротивление бетона на сжатие, МПа;

$b$  – толщина ребра балки пролетного строения, м;

$h_0$  – рабочая высота сечения, м.



Несоблюдение данного условия требует повышения класса бетона балки пролетного строения.

Расчет на прочность изгибающих элементов на поперечную силу не производится при условии, гарантирующем отсутствие наклонных трещин:

$$Q \leq 0.6 R_{bt} b h_0 \quad (7.2)$$

где:  $R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, МПа (табл. 23 [1]).

В противном случае выполняется детальный расчет наклонных сечений.

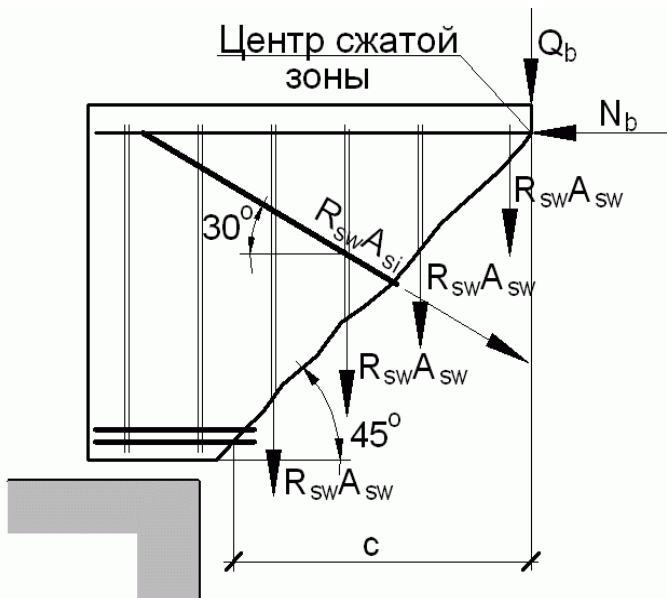


Рис. 7 Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси элемента, при расчете его по прочности на действие поперечной силы

Исходя из предположения, что во всех отогнутых стержнях и хомутах, пересеченных наклонным сечением, наступило предельное состояние, условие равновесия для элементов с ненапрягаемой арматурой имеет вид:

$$Q \leq \sum R_{sw} A_{si} \cdot \sin \alpha + R_{sc} A'_s \cdot (h_0 - a'_s) + Q_b \quad (7.3)$$

где:  $Q$  – максимальное значение поперечной силы от внешней нагрузки расположенной по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения;

$\sum R_{sw} A_{sw} \cdot \sin \alpha$ ,  $\sum R_{sw} A_{sw}$  – суммы проекций усилий всей пересекаемой ненапрягаемой арматуры при длине проекции сечения  $c$ ;

$R_{sw}$  – расчетное сопротивление ненапрягаемой арматуры с учетом коэффициента  $m_{a4}$  (п. 3.40 [1]);

$\alpha$  – угол наклона отогнутых стержней к продольной оси элемента в месте пересечения наклонного сечения;

$Q_b$  – поперечное усилие, передаваемое в расчете на бетон сжатой зоны над концом наклонного сечения:

$$Q_b = \frac{2 R_{bt} \cdot b h_0^2}{c} \leq 0.5 Q \quad (7.4)$$

где:  $R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона осевому растяжению, МПа (табл. 23 [1]);

$b, h_0$  – толщина ребра и расчетная высота сечения, пересекающего центр сжатой зоны наклонного сечения, м;

$c = h_{0I}$  – длина проекции невыгоднейшего наклонного сечения на продольную ось элемента, м ( $h_{0I} = h - a_3 - 0.5d$ ).

По результатам расчетов приводится заключение на предмет соответствия несущей способности балки пролетного строения требованиям норм.

## 8. Расчет по раскрытию нормальных трещин железобетонных элементов

Расчет по раскрытию трещин производится на нормативные усилия.

Расчет по раскрытию поперечных трещин заключается в проверке выполнения условия, ограничивающего ширину трещины. Для конструкций из ненапряженного железобетона это условие имеет вид:

$$a_{cr} = \frac{\sigma}{E} \psi \leq \Delta_{cr} \quad (8.1)$$

где:  $\Delta_{cr}$  – предельное значение расчетной ширины раскрытия трещин, см;

$\sigma$  – растягивающее напряжение, равное для ненапрягаемой арматуры напряжению  $\sigma_s$  в наиболее растянутых (крайних) стержнях, МПа:

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z} \cdot \frac{h - x - a_u}{h - x - a} \quad (8.2)$$

$A_s$  – площадь поперечного сечения растянутой арматуры, м<sup>2</sup>;

$x$  – высота сжатой зоны, м;

$z = h_0 - 0.5x$  – расстояние от центра тяжести площади поперечного сечения растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения, м;

$a, a_u$  – расстояния соответственно от центра тяжести площади сечения всей растянутой арматуры и от оси наиболее растянутого (ближайшего к наружной грани) ряда стержней до наиболее растянутой грани бетона;

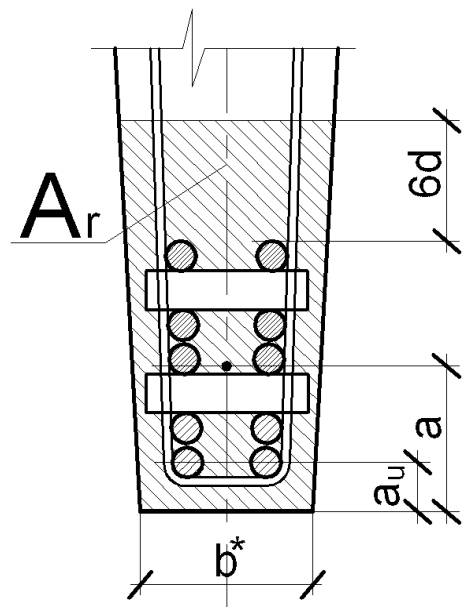
$E = E_s$  – модуль упругости ненапрягаемой арматуры, МПа (табл. 34 [1]);

$\psi = 1.5 \sqrt{R_r}$  – коэффициент раскрытия трещин, определяемый в зависимости от радиуса армирования (п. 3.109 [1]);

$R$  – радиус армирования:

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta n d} \quad (8.3)$$

- $\beta$  – коэффициент, учитывающий степень сцепления арматурных элементов с бетоном (табл. 41 [1]);
- $A_r$  – площадь зоны взаимодействия для нормального сечения, принимаемая ограниченной наружным контуром сечения и радиусом взаимодействия  $r = 6d$ ;
- $n$  – число арматурных элементов с одинаковым номинальным диаметром  $d$ ;
- $d$  – диаметр одного стержня (включая случаи расположения стержней в группах).



**Рис. 8** Расчетная схема к определению радиуса армирования

Полученная величина раскрытия трещин сравнивается с допустимым значением  $\Delta_{cr}$ , принимаемым в зависимости от категории трещиностойкости конструктивного элемента (табл. 39 [1]). В случае невыполнения условия (8.1) необходимо повысить класс арматуры, либо увеличить диаметр арматуры в растянутой зоне.



Таблица 1

**Ординаты линий влияния опорных давлений  $R$  неразрезной многопролетной балки без консолей на упругих опорах**

Количество пролетов балки	Обозначения линии влияния	Обозначение ординаты линии влияния	Ординаты линии влияния при значениях $\alpha$							
			0.005	0.01	0.02	0.05	0.1	0.5	1.0	1.5
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4	$R_0^p$	$R_{00}^p = \frac{1}{D}(30 + 324\alpha + 327\alpha^2 + 56\alpha^3)$	0.590	0.618	0.636	0.674	0.720	0.845	0.890	0.911
		$R_{01}^p = \frac{1}{D}(20 + 101\alpha + 34\alpha^2)$	0.395	0.390	0.382	0.359	0.333	0.237	0.187	0.157
		$R_{02}^p = \frac{1}{D}(10 - 22\alpha - 24\alpha^2)$	0.191	0.182	0.166	0.127	0.083	-0.021	-0.043	-0.049
		$R_{03}^p = \frac{1}{D}(0 - \alpha + 6\alpha^2)$	-0.0001	-0.0002	-0.0003	-0.0005	0.0004	0.003	0.006	0.008
		$R_{04}^p = \frac{1}{D}(-10 + 12\alpha - \alpha^2)$	-0.192	-0.184	-0.169	-0.135	-0.096	-0.013	0.001	0.004
	$R_1^p$	$R_{10}^p = \frac{1}{D}(20 + 101\alpha + 34\alpha^2)$	0.395	0.390	0.382	0.359	0.333	0.237	0.187	0.127
		$R_{11}^p = \frac{1}{D}(15 + 152\alpha + 250\alpha^2 + 56\alpha^3)$	0.304	0.307	0.314	0.333	0.258	0.482	0.571	0.630
		$R_{12}^p = \frac{1}{D}(10 + 118\alpha + 88\alpha^2)$	0.204	0.208	0.215	0.231	0.248	0.274	0.261	0.244
		$R_{13}^p = \frac{1}{D}(5 + 44\alpha - 36\alpha^2)$	0.101	0.101	0.102	0.102	0.099	0.054	0.016	-0.006
		$R_{14}^p = \frac{1}{D}(0 - \alpha + 6\alpha^2)$	-0.0001	-0.0002	-0.0003	-0.0005	-0.0004	0.003	0.006	0.008

продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
4	$R_2^p$	$R_{20}^p = \frac{1}{D}(10 - 22\alpha - 24\alpha^2)$	0.191	0.182	0.166	0.127	0.083	-0.021	-0.043	-0.049
		$R_{21}^p = \frac{1}{D}(10 + 118\alpha + 88\alpha^2)$	0.204	0.208	0.215	0.231	0.248	0.274	0.261	0.244
		$R_{22}^p = \frac{1}{D}(10 + 188\alpha + 214\alpha^2 + 56\alpha^3)$	0.211	0.221	0.240	0.285	0.339	0.494	0.566	0.610
		$R_{23}^p = \frac{1}{D}(10 + 118\alpha + 88\alpha^2)$	0.204	0.208	0.215	0.231	0.248	0.274	0.261	0.244
		$R_{24}^p = \frac{1}{D}(10 - 22\alpha - 24\alpha^2)$	0.191	0.182	0.166	0.127	0.083	-0.021	-0.043	-0.049
		$D = 50 + 380\alpha + 342\alpha^2 + 56\alpha^3$								
5	$R_0^p$	$R_{00}^p = \frac{1}{D}(55 + 1364\alpha + 3348\alpha^2 + 1720\alpha^3)$	0.544	0.562	0.592	0.653	0.712	0.843	0.886	0.907
		$R_{01}^p = \frac{1}{D}(40 + 567\alpha + 676\alpha^2 + 127\alpha^3)$	0.377	0.373	0.365	0.349	0.326	0.241	0.193	0.167
		$R_{02}^p = \frac{1}{D}(25 + 30\alpha - 283\alpha^2 - 90\alpha^3)$	0.221	0.206	0.180	0.128	0.079	0.020	-0.043	-0.051
		$R_{03}^p = \frac{1}{D}(10 - 172\alpha - 114\alpha^2 + 24\alpha^3)$	0.080	0.067	0.046	0.006	-0.026	-0.048	-0.034	-0.025
		$R_{04}^p = \frac{1}{D}(-5 - 114\alpha + 83\alpha^2 - 6\alpha^3)$	-0.049	-0.050	-0.051	-0.052	-0.049	-0.020	-0.006	-0.0005
		$R_{05}^p = \frac{1}{D}(-20 + 69\alpha - 20\alpha^2 + \alpha^3)$	-0.173	-0.157	-0.132	-0.082	-0.042	0.005	0.004	0.002
	$R_1^p$	$R_{10}^p = \frac{1}{D}(40 + 567\alpha + 676\alpha^2 + 127\alpha^3)$	0.377	0.373	0.365	0.349	0.326	0.241	0.193	0.167
		$R_{11}^p = \frac{1}{D}(31 + 584\alpha + 2040\alpha^2 + 1432\alpha^3)$	0.298	0.302	0.308	0.325	0.350	0.477	0.559	0.607
		$R_{12}^p = \frac{1}{D}(22 + 435\alpha + 1162\alpha^2 + 331\alpha^3)$	0.213	0.216	0.220	0.232	0.243	0.269	0.297	0.259

продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
5		$R_{13}^p = \frac{1}{D}(13 + 228\alpha + 5\alpha^2 - 144\alpha^3)$	0.124	0.124	0.124	0.121	0.112	0.052	0.014	-0.007
		$R_{14}^p = \frac{1}{D}(4 + 44\alpha - 276\alpha^2 + 36\alpha^3)$	0.037	0.036	0.034	0.027	0.018	-0.018	-0.026	-0.025
		$R_{15}^p = \frac{1}{D}(-5 - 114\alpha + 83\alpha^2 - 6\alpha^3)$	-0.049	-0.050	-0.051	-0.052	-0.049	-0.020	-0.006	-0.0005
	$R_2^p$	$R_{20}^p = \frac{1}{D}(25 + 30\alpha - 283\alpha^2 - 90\alpha^3)$	0.221	0.206	0.180	0.128	0.079	-0.020	-0.043	-0.051
		$R_{21}^p = \frac{1}{D}(22 + 435\alpha + 1162\alpha^2 + 331\alpha^3)$	0.213	0.216	0.220	0.232	0.243	0.269	0.267	0.259
		$R_{22}^p = \frac{1}{D}(19 + 668\alpha + 1992\alpha^2 + 1288\alpha^3)$	0.197	0.211	0.235	0.285	0.336	0.477	0.542	0.579
		$R_{23}^p = \frac{1}{D}(16 + 555\alpha + 928\alpha^2 + 367\alpha^3)$	0.165	0.176	0.194	0.229	0.255	0.269	0.255	0.245
		$R_{24}^p = \frac{1}{D}(13 + 228\alpha + 5\alpha^2 - 144\alpha^3)$	0.124	0.124	0.124	0.121	0.112	0.052	0.014	-0.007
		$R_{25}^p = \frac{1}{D}(10 - 172\alpha - 114\alpha^2 + 24\alpha^3)$	0.080	0.067	0.046	0.006	-0.026	-0.048	-0.034	-0.025
		$D = 105 + 1744\alpha + 3690\alpha^2 + 1776\alpha^3$	113.812	122.811	141.370	201.647	318.080	2121.500	7315.000	17017.000
6	$R_0^p$	$R_{00}^p = \frac{1}{D}(91 + 4472\alpha + 22308\alpha^2 + 24904\alpha^3)$	0.500	0.529	0.537	0.649	0.712	0.838	0.876	0.892
		$R_{01}^p = \frac{1}{D}(70 + 2211\alpha + 6400\alpha^2 + 3655\alpha^3)$	0.357	0.356	0.353	0.343	0.325	0.246	0.209	0.191
		$R_{02}^p = \frac{1}{D}(49 + 510\alpha - 1255\alpha^2 - 1854\alpha^3)$	0.227	0.207	0.177	0.124	0.077	-0.018	-0.043	-0.052
		$R_{03}^p = \frac{1}{D}(28 - 400\alpha - 1758\alpha^2 - 228\alpha^3)$	0.114	0.091	0.058	0.006	-0.027	-0.049	-0.040	-0.033
		$R_{04}^p = \frac{1}{D}(7 - 582\alpha - 61\alpha^2 + 306\alpha^3)$	0.018	0.004	-0.014	-0.039	-0.047	-0.018	-0.006	0.0002

продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
6		$R_{05}^p = \frac{1}{D}(-14 - 267\alpha + 556\alpha^2 - 131\alpha^3)$	-0.067	-0.064	-0.058	-0.045	-0.032	-0.002	0.002	0.0025
		$R_{06}^p = \frac{1}{D}(-35 + 272\alpha - 192\alpha^2 + 28\alpha^3)$	-0.148	-0.124	-0.089	-0.038	-0.009	0.004	0.001	0.0002
	$R_1^p$	$R_{10}^p = \frac{1}{D}(70 + 2211\alpha + 6400\alpha^2 + 3655\alpha^3)$	0.357	0.356	0.353	0.343	0.325	0.246	0.209	0.191
		$R_{11}^p = \frac{1}{D}(56 + 1924\alpha + 11601\alpha^2 + 17460\alpha^3)$	0.289	0.293	0.300	0.319	0.346	0.464	0.525	0.557
		$R_{12}^p = \frac{1}{D}(42 + 1357\alpha + 7828\alpha^2 + 7262\alpha^3)$	0.215	0.216	0.219	0.227	0.238	0.273	0.279	0.280
		$R_{13}^p = \frac{1}{D}(28 + 748\alpha - 1918\alpha^2 - 1182\alpha^3)$	0.140	0.137	0.132	0.122	0.109	0.056	0.026	0.010
		$R_{14}^p = \frac{1}{D}(14 + 279\alpha - 1176\alpha^2 - 948\alpha^3)$	0.067	0.064	0.058	0.043	0.026	-0.020	-0.031	-0.034
		$R_{15}^p = \frac{1}{D}(0 - 36\alpha - 1129\alpha^2 + 564\alpha^3)$	-0.002	-0.002	-0.003	-0.008	-0.013	-0.017	-0.010	-0.004
		$R_{16}^p = \frac{1}{D}(-14 - 267\alpha + 556\alpha^2 - 131\alpha^3)$	-0.067	-0.064	-0.058	-0.045	-0.032	-0.002	0.002	0.0025
		$R_2^p$	$R_{20}^p = \frac{1}{D}(49 + 510\alpha - 1255\alpha^2 - 1854\alpha^3)$	0.227	0.207	0.177	0.124	0.077	-0.018	-0.043
	$R_{21}^p = \frac{1}{D}(42 + 1357\alpha + 7828\alpha^2 + 7262\alpha^3)$		0.215	0.216	0.219	0.227	0.238	0.273	0.279	0.280
	$R_{22}^p = \frac{1}{D}(35 + 1868\alpha + 12494\alpha^2 + 16080\alpha^3)$		0.196	0.211	0.234	0.283	0.329	0.465	0.515	0.541
	$R_{23}^p = \frac{1}{D}(28 + 1700\alpha + 7246\alpha^2 + 6494\alpha^3)$		0.162	0.175	0.196	0.229	0.251	0.267	0.261	0.259
	$R_{24}^p = \frac{1}{D}(21 + 1084\alpha + 922\alpha^2 - 660\alpha^3)$		0.116	0.122	0.130	0.135	0.125	0.054	0.023	0.009
	$R_{25}^p = \frac{1}{D}(14 + 279\alpha - 1176\alpha^2 - 948\alpha^3)$		0.067	0.064	0.058	0.043	0.026	-0.020	-0.031	-0.034



продолжение таблицы 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
6		$R_{26}^p = \frac{1}{D} (7 - 582\alpha - 61\alpha^2 + 306\alpha^3)$	0.018	0.004	-0.014	-0.039	-0.047	-0.018	-0.006	-0.0002
	$R_3^p$	$R_{30}^p = \frac{1}{D} (28 - 400\alpha - 1758\alpha^2 - 228\alpha^3)$	0.114	0.091	0.058	0.066	-0.027	-0.049	-0.040	-0.033
		$R_{31}^p = \frac{1}{D} (28 + 748\alpha + 1918\alpha^2 - 1182\alpha^3)$	0.140	0.137	0.132	0.122	0.109	0.056	0.026	0.010
		$R_{32}^p = \frac{1}{D} (28 + 1700\alpha + 7246\alpha^2 + 6494\alpha^3)$	0.162	0.175	0.196	0.229	0.251	0.267	0.261	0.259
		$R_{33}^p = \frac{1}{D} (28 + 2120\alpha + 11186\alpha^2 + 16512\alpha^3)$	0.171	0.193	0.226	0.285	0.334	0.452	0.505	0.533
		$R_{34}^p = \frac{1}{D} (28 + 1700\alpha + 7246\alpha^2 + 6494\alpha^3)$	0.162	0.175	0.196	0.229	0.251	0.267	0.261	0.259
		$R_{35}^p = \frac{1}{D} (28 + 748\alpha + 1918\alpha^2 - 1182\alpha^3)$	0.140	0.137	0.132	0.122	0.109	0.056	0.026	0.010
		$R_{36}^p = \frac{1}{D} (28 - 400\alpha - 1758\alpha^2 - 228\alpha^3)$	0.114	0.091	0.058	0.066	-0.027	-0.049	-0.040	-0.033
		$D = 196 + 6216\alpha + 25998\alpha^2 + 26680\alpha^3$	227.730	260.790	330.930	575.130	1104.300	13138.500	59090.000	158060.00

Таблица 2

**Коэффициенты ординат линий влияния опорных давлений  $R$   
неразрезной многопролетной балки на упругих опорах при положении груза на конце консоли  $a_k$**

Количество пролетов балки	Обозначение ординаты линии влияния	Ординаты линии влияния при значениях $\alpha$							
		0.005	0.01	0.02	0.05	0.1	0.5	1.0	1.5
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
4	$dR_{00}^M = \frac{1}{D}(10 + 243\alpha + 349\alpha^2 + 71\alpha^3)$	0.216	0.231	0.260	0.329	0.414	0.684	0.813	0.885
	$dR_{10}^M = \frac{1}{D}(5 - 71\alpha - 317\alpha^2 - 90\alpha^3)$	0.087	0.079	0.060	0.009	-0.059	-0.363	-0.573	-0.708
	$dR_{20}^M = \frac{1}{D}(0 - 150 - 90\alpha^2 + 24\alpha^3)$	-0.014	-0.028	-0.053	-0.110	-0.174	-0.285	-0.261	-0.220
	$dR_{30}^M = \frac{1}{D}(-5 - 79\alpha + 77\alpha^2 - 6\alpha^3)$	-0.104	-0.108	-0.114	-0.126	-0.133	-0.078	-0.016	0.019
	$dR_{40}^M = \frac{1}{D}(-10 + 57\alpha - 19\alpha^2 + \alpha^3)$	-0.188	-0.175	-0.154	-0.103	-0.049	0.042	0.035	0.035
5	$dR_{00}^M = \frac{1}{D}(15 + 847\alpha + 3052\alpha^2 + 1935\alpha^3)$	0.170	0.194	0.235	0.324	0.415	0.679	0.800	0.861
	$dR_{10}^M = \frac{1}{D}(9 - 57\alpha - 1931\alpha^2 - 1981\alpha^3)$	0.076	0.067	0.050	0.005	-0.056	-0.354	-0.541	-0.652
	$dR_{20}^M = \frac{1}{D}(3 - 430\alpha - 1475\alpha^2 - 138\alpha^3)$	0.007	-0.012	-0.044	-0.110	-0.173	-0.282	-0.279	-0.258
	$dR_{30}^M = \frac{1}{D}(-3 - 410\alpha + 53\alpha^2 + 282\alpha^3)$	-0.044	-0.058	-0.079	-0.115	-0.136	-0.075	-0.011	0.027
	$dR_{40}^M = \frac{1}{D}(-9 - 153\alpha + 47\alpha^2 - 125\alpha^3)$	-0.086	-0.086	-0.085	-0.082	-0.075	-0.042	-0.033	-0.033
	$dR_{50}^M = \frac{1}{D}(-15 + 203\alpha - 172\alpha^2 + 27\alpha^3)$	-0.123	-0.106	-0.078	-0.026	0.011	0.022	0.006	-0.0004

продолжение таблицы 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	$dR_{00}^M = \frac{1}{D} (21 + 2366\alpha + 17652\alpha^2 + 24939\alpha^3)$	0.146	0.178	0.229	0.324	0.416	0.665	0.761	0.806
	$dR_{10}^M = \frac{1}{D} (14 + 217\alpha - 7412\alpha^2 - 20205\alpha^3)$	0.065	0.059	0.046	0.007	-0.053	-0.324	-0.463	-0.536
	$dR_{20}^M = \frac{1}{D} (7 - 896\alpha - 9593\alpha^2 - 7861\alpha^3)$	0.010	-0.011	-0.045	-0.109	-0.169	-0.291	-0.310	-0.314
	$dR_{30}^M = \frac{1}{D} (0 - 1176\alpha - 3274\alpha^2 + 2712\alpha^3)$	-0.026	-0.046	-0.075	-0.116	-0.108	-0.081	-0.029	0.0002
	$dR_{40}^M = \frac{1}{D} (-7 - 868\alpha + 1697\alpha^2 + 1315\alpha^3)$	-0.050	-0.059	-0.071	-0.080	-0.068	0.011	0.036	0.044
	$dR_{50}^M = \frac{1}{D} (-14 - 217\alpha + 1952\alpha^2 - 1251\alpha^3)$	-0.066	-0.061	-0.053	-0.035	-0.016	0.016	0.008	-0.001
	$dR_{60}^M = \frac{1}{D} (-21 + 574\alpha - 1020\alpha^2 + 351\alpha^3)$	-0.080	-0.059	-0.030	0.009	0.024	0.004	-0.002	-0.002

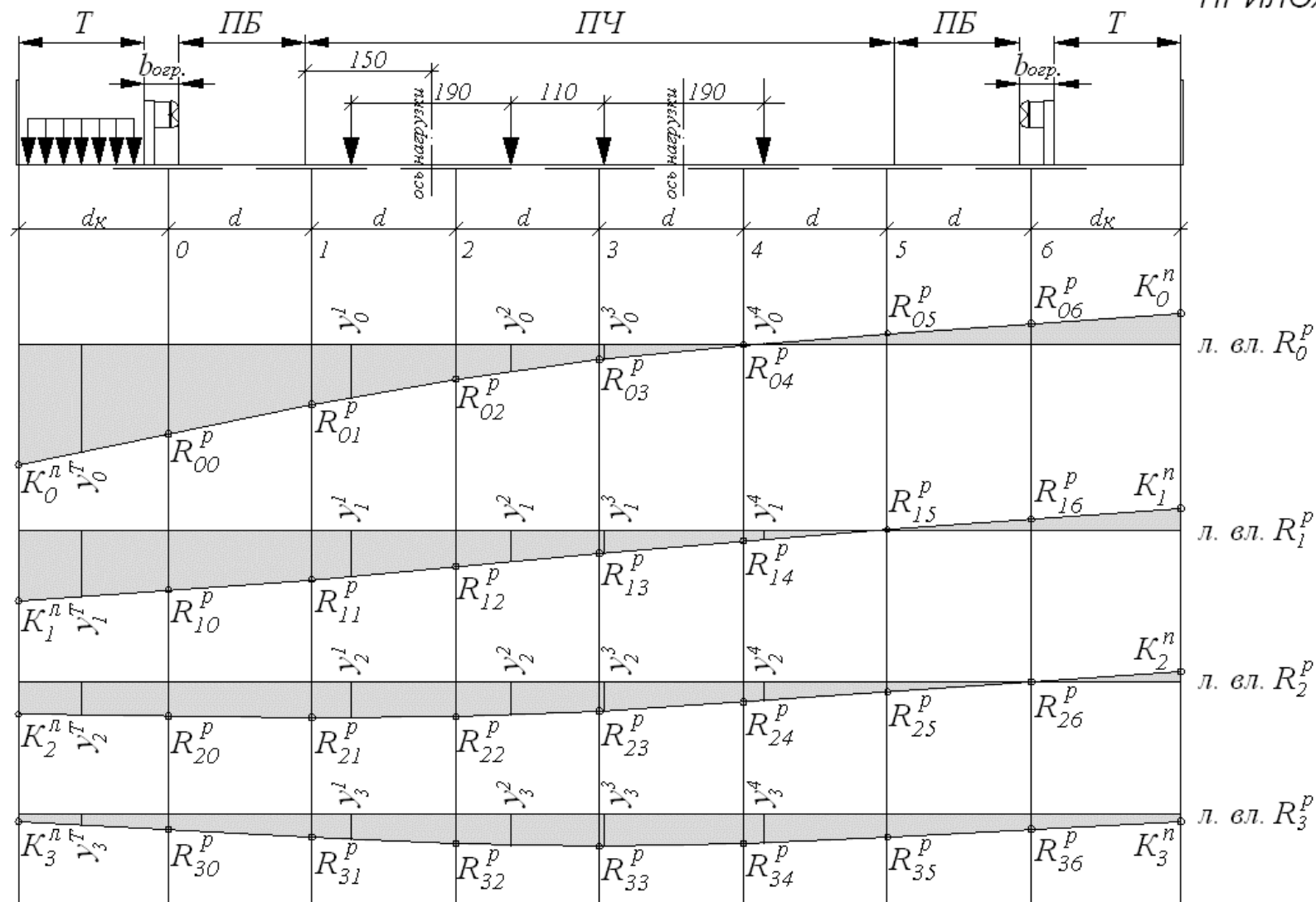


Рис. 2. Схема загрузки линий влияния давления на главные балки нагрузкой АК + толпа.

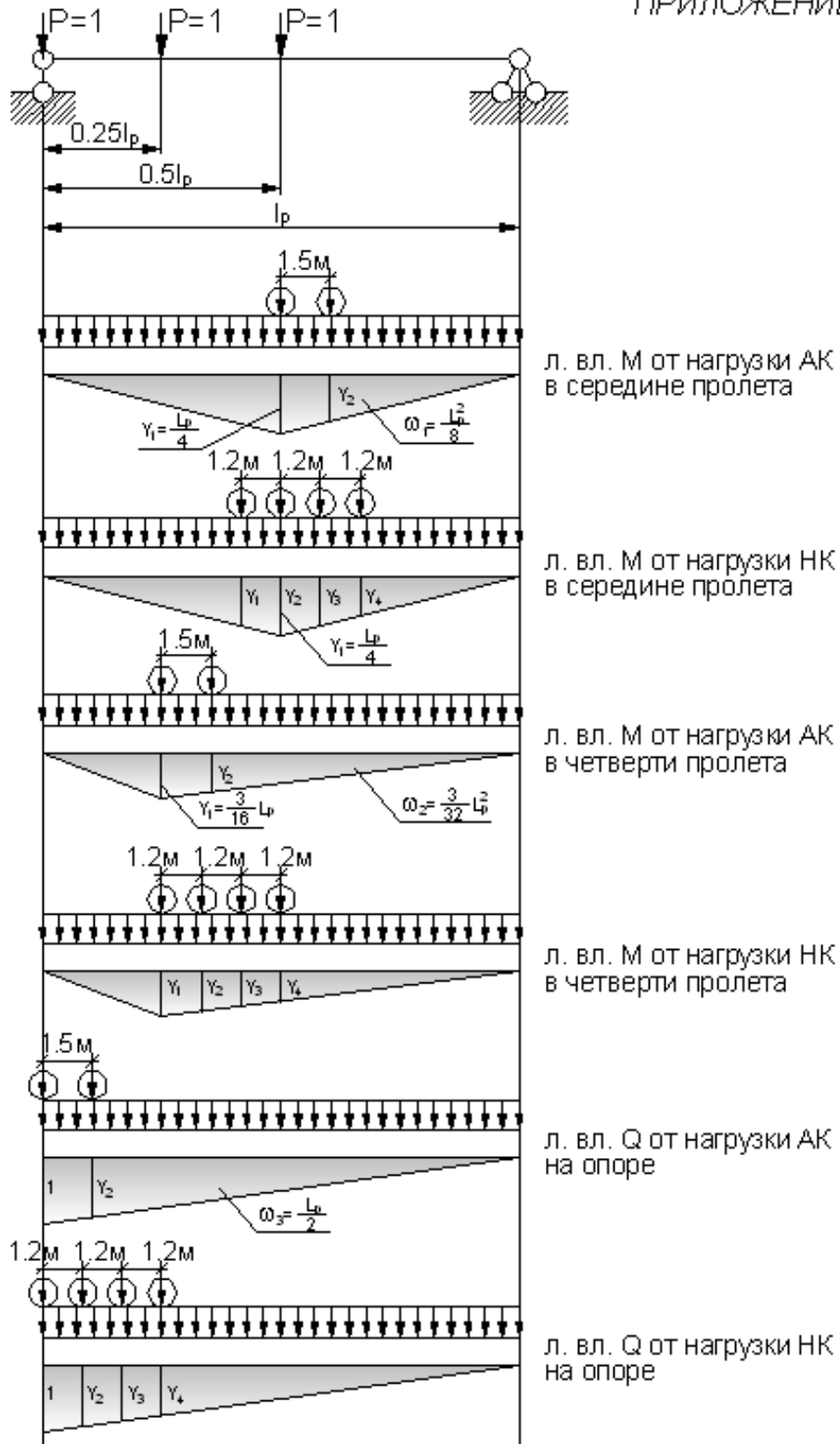
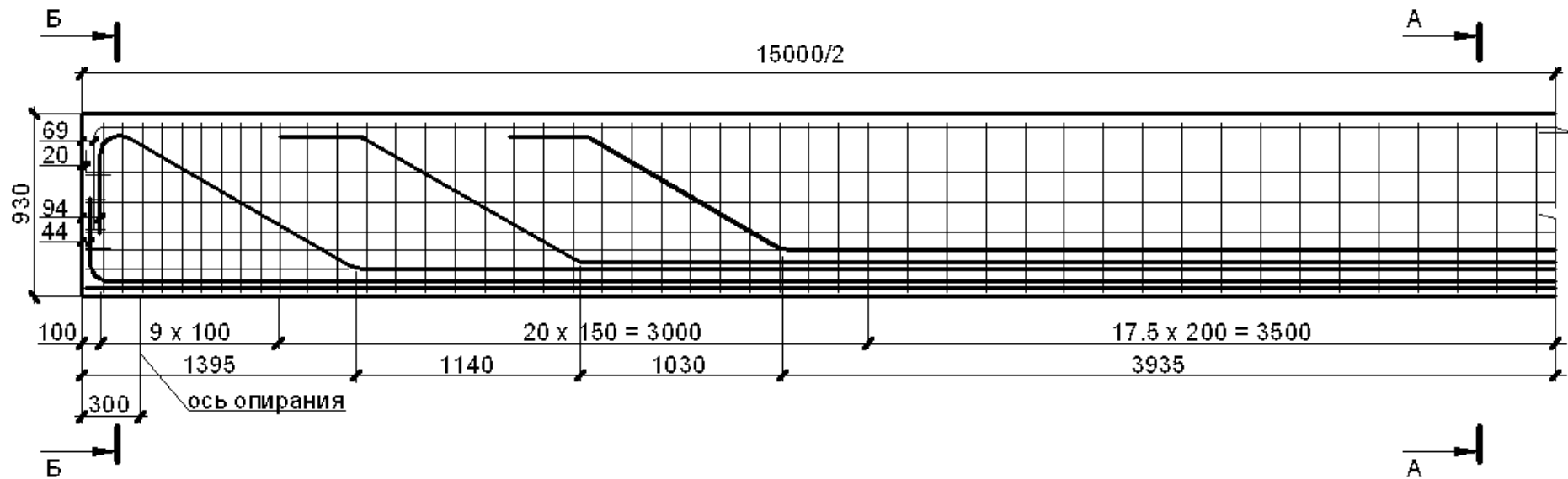


Рис. 3. Правила загрузки л. вл. М и Q главной балки пролетного строения.

ПРИЛОЖЕНИЕ 5



						2068150 - ИАиГ - 270205 - ИС				
						Искусственные сооружения на автомобильных дорогах				
Изм.	Кол.уч.	Лист	№ док.	Подпись	Дата	Расчет пролетного строения моста		Стадия	Лист	Листов
Разработал						Ребро балки Б1500.130.93-Т28АIIIс Схема продольного армирования		КП	1	1
Проверил								ННГАСУ, каф. АД гр.		







## Литература

1. **СНиП 2.05.03-84\***. Мосты и трубы / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 200 с.
2. **ГОСТ Р 52748-2007** Нормативные нагрузки, расчетные схемы нагружения и габариты приближения на автомобильных дорогах общего пользования / Российская академия транспорта . – М.: Стандартинформ, 2007.
3. **Российский В.А.** и др. Примеры проектирования сборных железобетонных мостов. Под ред. В. А. Российского. Учеб. пособие для студентов автодорожных вузов. Изд. 2. М., «Высшая школа», 1970 – 520 с.
4. **Типовые материалы** «Пролетные строения без диафрагм из железобетонных балок таврового сечения с ненапрягаемой арматурой для мостов и путепроводов на автомобильных дорогах общего пользования Российской Федерации под нагрузку класса А11 и НК-80. Выпуск 1 (2) (3). Балки пролетного строения длиной 12 (15) (18) м, высотой 0.93 м, изготавливаемые в опалубке балок по серии 3.503.1 – 73. Рабочие чертежи».

Расчет балочных разрезных железобетонных пролетных строений  
мостов и путепроводов на автомобильных дорогах

Методические указания  
к курсовому и дипломному проектированию для студентов специальности  
270205.65 – «Автомобильные дороги и аэродромы» по дисциплине «Искусст-  
венные сооружения на автомобильных дорогах»

Подписано в печать      Формат 60×90 1/16 Бумага газетная. Печать трафаретная.  
Уч. изд. л.      Усл. печ. л. 1.5      Тираж 200 экз.      Заказ № \_\_\_\_\_  
Государственное образовательное учреждение высшего профессионального образования  
«Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет»  
603950, Н. Новгород, ул. Ильинская, 65  
Полиграфцентр ННГАСУ, 603950, Н. Новгород, ул. Ильинская, 65