

**Семенюк Славик Денисович**, д-р техн. наук, профессор, ГУВПО «Белорусско-Российский университет» (г. Могилев, Беларусь)

**Кумашов Роман Владимирович**, аспирант, ГУВПО «Белорусско-Российский университет» (г. Могилев, Беларусь)

## **РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ ПОКРЫТИЯ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ**

© РУП «Институт БелНИИС», 2019  
Institute BelNIIS RUE, 2019

### **АННОТАЦИЯ**

*В статье приведены методики расчета нормальных и пространственных сечений при действии изгибающего момента, а также при совместном воздействии изгибающего и крутящего моментов. Неравномерные деформации основания и несимметричность приложения нагрузки приводят к возникновению в сечениях дорожных плит изгибающих и крутящих моментов. В общем случае плиты работают на поперечный изгиб с кручением, в частности – на поперечный изгиб. Выполнены расчеты прочности нормальных сечений и расчеты прочности пространственных сечений для плит участка дороги с пороговыми неровностями испытательного полигона РУПП «БелАЗ» ППН-1, ППН-2, ППН-3, ППН-4, ПДТ-1, а также для железобетонных плит покрытий временных (2ППЗ0.18-30) и постоянных (1ППЗ0.18-30) дорог по серии БЗ.503.1-1. При расчетах были рассмотрены четыре основные расчетные модели: альтернативная модель (эпюра напряжений в виде прямоугольника), упругопластическая модель (билинейная эпюра напряжений), линейно-параболическая и нелинейная с ниспадающей ветвью. Определение предельных усилий в нормальных и пространственных сечениях производилось с учетом следующих предпосылок: для средних деформаций бетона и арматуры считается справедливым линейный закон распределения по высоте сечений; в качестве расчетного принимается сечение со средней высотой сжатой зоны, соответствующей*

средним деформациям; сопротивление расчетного сечения будет исчерпано, если напряжения в растянутой арматуре достигнут предела прочности  $f_{yd}$ . Проведен сравнительный анализ данных методик расчета, который показал незначительное расхождение (до 5 %) в несущей способности плит покрытия автомобильных дорог, вычисленной по различным методикам.

**Ключевые слова:** железобетонная плита, несущая способность, модели расчета, нормальные сечения, пространственные сечения, изгиб, изгиб с кручением.

**Для цитирования:** Семенюк, С. Д. Расчетные модели железобетонных плит покрытия автомобильных дорог / С. Д. Семенюк, Р. В. Кумашов // Проблемы современного бетона и железобетона : сб. науч. тр. / Ин-т БелНИИС; редкол.: О. Н. Лешкевич [и др.]. – Минск, 2019. – Вып. 11. – С. 253–270. <https://doi.org/10.35579/2076-6033-2019-11-16>

**Slavik Semenyuk**, DSc in Engineering Science, Professor, Belarusian-Russian University (Mogilev, Belarus)

**Roman Kumashov**, Postgraduate, Belarusian-Russian University (Mogilev, Belarus)

## **CALCULATING MODELS OF THE REINFORCED CONCRETE SLABS OF HIGHWAYS PAVEMENT**

### **ABSTRACT**

*The article presents methods for calculating normal and spatial cross-sections under the action of a bending moment, as well as under the combined action of bending and torque. Unequal deformations of the base and asymmetric load application lead to the appearance of bending and torque moments in the sections of road slabs. In the general case, the slabs work for transverse bending with torsion, in particular for transverse bending. Strength calculations of normal sections and strength sections of spatial sections for slabs of the road section with threshold irregularities*

of the BelAZ test site were performed: PPN-1, PPN-2 PPN-3, PPN-4; PDT-1; as well as for reinforced concrete slabs of coverings of temporary (2PP30.18-30) and permanent (1PP30.18-30) roads according to the B3.503.1-1 series. In the calculations, four main calculation models were considered: an alternative model (stress diagram in the form of a rectangle), an elastoplastic model (bilinear stress diagram), linear-parabolic and non-linear with a falling branch. The determination of ultimate forces in normal and spatial sections was carried out taking into account the following prerequisites: for medium deformations of concrete and reinforcement, the linear law of distribution over the height of the sections is considered fair; as the calculated section is taken with the average height of the compressed zone corresponding to the average deformation; the resistance of the design cross section will be exhausted if the stresses in the tensile reinforcement reach the ultimate strength  $f_{yd}$ . A comparative analysis of the data of calculation methods was carried out, which showed a slight discrepancy (up to 5%) in the bearing capacity of road paving slabs, calculated by various methods.

**Keywords:** reinforced concrete slab, bearing capacity, calculation models, normal sections, spatial sections, bending, bending with torsion.

**For citation:** Semenyuk S., Kumashov R. Calculating models of the reinforced concrete slabs of highways pavement. Contemporary Issues of Concrete and Reinforced Concrete: Collected Research Papers. Minsk. Institute BelNIIS. Vol. 11. 2019. pp. 253–270. <https://doi.org/10.35579/2076-6033-2019-11-16> (in Russian)

## **ВВЕДЕНИЕ**

Расчет железобетонных плит дорожного покрытия вызывает затруднения главным образом из-за чрезвычайно неопределенных физических свойств грунтов основания. В силу природных особенностей грунты основания на территории Республики Беларусь неоднородны, и эта неоднородность может усиливаться наличием полостей, биогенных включений, тиксотропных грунтов и т. п. Неравномерные деформации основания, возникающие

при эксплуатации дорожных плит в сложных грунтовых условиях, пагубно влияют на их несущую способность, деформативность и долговечность. При эксплуатации автодорог нагрузки на покрытие от колес автомобиля будут вне оси симметрии железобетонной плиты, что вызывает дополнительные деформации от кручения. В общем случае плиты подвержены кручению с изгибом, и только в частности поперечному изгибу. Поэтому требуется учитывать влияние каждого из этих воздействий на несущую способность железобетонных плит при их проектировании, изготовлении и эксплуатации.

## **РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

В соответствии с СНБ 5.03.01 [1], ТКП EN 1992-1-1 [2] для расчета сечений приняты идеализированные диаграммы деформирования бетона: нелинейная с ниспадающей ветвью, билинейная в виде прямоугольной трапеции, линейно-параболическая и альтернативная в виде прямоугольника.

Внешняя нагрузка, действующая на железобетонный изгибаемый элемент, вызывает деформации и напряжения в бетоне и арматуре, которые определяют значения внутренних усилий.

Экспериментальные исследования изгибаемых железобетонных элементов последовательно загружаемых увеличением нагрузки вплоть до исчерпания их несущей способности по нормальным сечениям позволяют выявить три характерных стадии напряженно-деформированного состояния таких сечений.

В основу расчета по прочности положена стадия III. В этой стадии работы неупругие деформации бетона распространяются на значительную часть сжатой зоны сечения. Разрушение наступает тогда, когда деформации растянутой арматуры достигают предельных значений  $\varepsilon_{su}$  (случай 1) или когда деформации крайних сжатых волокон бетона достигают предельных значений  $\varepsilon_{cu}$  (случай 2).

## РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ СЕЧЕНИЙ, НОРМАЛЬНЫХ К ПРОДОЛЬНОЙ ОСИ ЭЛЕМЕНТА

Определение предельных усилий в нормальных сечениях основывается на следующих предпосылках:

- для средних деформаций бетона и арматуры считается справедливым линейный закон распределения по высоте сечений;
- в качестве расчетного принимают сечение со средней высотой сжатой зоны, соответствующей средним деформациям;
- сопротивление расчетного сечения будет исчерпано, если напряжения в растянутой арматуре достигнут предела прочности  $\sigma_{st} = f_{yd}$  (случай 1);
- во всех случаях высота сжатой зоны не должна превышать значения:

$$x_{\lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} \cdot d = \frac{\varepsilon_{cu}}{\frac{f_{yd}}{E_s} + \varepsilon_{cu}} \cdot d \quad (1)$$

Если условие  $x_{eff} \leq x_{\lim}$  не выполняется, то в дальнейших расчетах принимаем  $x_{eff} = x_{\lim}$ .

При любой симметричной форме сечения высота сжатой зоны над трещиной находится из условия равновесия:

$$A_{en} \cdot b + \sigma_{sc} \cdot A_{sc} - f_{yd} \cdot A_{st} = 0 \quad (2)$$

При этом напряжения в сжатой арматуре вычисляют по формуле:

$$\sigma_{sc} = \varepsilon_{sc} \cdot E_s \quad (3)$$

Деформации сжатой арматуры найдем из условия пропорциональности:

$$\varepsilon_{sc} = \varepsilon_{st} \cdot \frac{x_{eff} - c_2}{d - x_{eff}} \quad (4)$$

При этом деформации в растянутой арматуре находятся по формуле:

$$\varepsilon_{st} = \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (5)$$

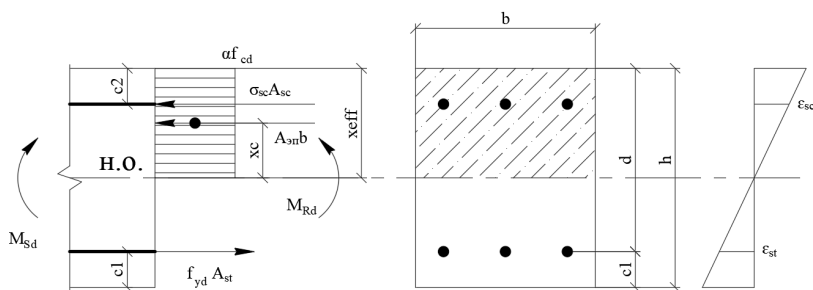
Максимальный изгибающий момент, который может воспринять сечение, находим как момент внутренних усилий относительно оси, проходящий через центр тяжести сечения растянутой арматуры.

Проверка прочности нормальных сечений производится из условия:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} = A_{эн} \cdot b \cdot \left[ d - (x_{eff} - x_c) \right] + \sigma_{sc} \cdot A_{sc} \cdot (d - c_2). \quad (6)$$

#### Альтернативная модель

Эпюра напряжений принимается в виде прямоугольника (рисунок 1).



**Рисунок 1.** Схема усилий и эпюра напряжений при расчете по методу предельных усилий (альтернативная модель)

Площадь эпюры находим из выражения:

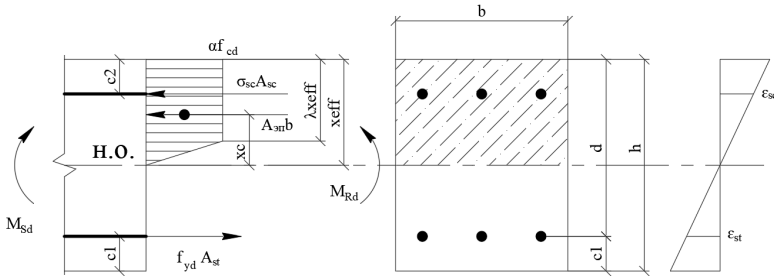
$$A_{эн} = \int_0^{x_{eff}} \alpha \cdot f_{cd} dx = \alpha \cdot f_{cd} \cdot x_{eff}$$

Центр тяжести эпюры равен:

$$x_c = 0,5 \cdot x_{eff}$$

### Упругопластическая модель

Эпюра напряжений принимается в виде прямоугольной трапеции (рисунок 2).



**Рисунок 2.** Схема усилий и эпюра напряжений при расчете по упругопластической модели

В соответствии с [3] коэффициент пластичности равен:

$$\lambda = 0.93 - 0.014 f_{cd} \quad (7)$$

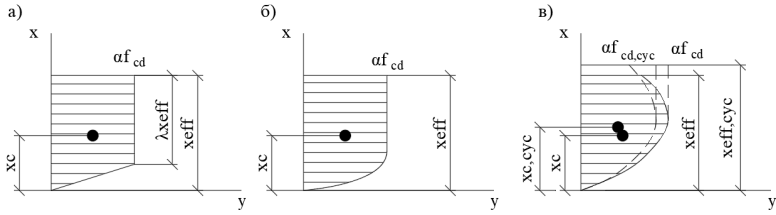
При этом площадь эпюры находим из выражения:

$$A_{эн} = \int_0^{x_{eff} \cdot (1-\lambda)} \frac{\alpha \cdot f_{cd}}{x_{eff} \cdot (1-\lambda)} \cdot x dx + \int_{x_{eff} \cdot (1-\lambda)}^{x_{eff}} \alpha \cdot f_{cd} dx = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot x_{eff} \cdot (1+\lambda)$$

Найдем статический момент и центр тяжести эпюры (рисунок 3):

$$S_{эн} = \int_0^{\alpha \cdot f_{cd}} \int_0^{x_{eff}} x dx dy - \int_0^{\alpha \cdot f_{cd}} \int_0^{x_{eff}} x dx dy = \frac{1}{6} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot x_{eff}^2 \cdot (2 \cdot \lambda - \lambda^2 + 2)$$

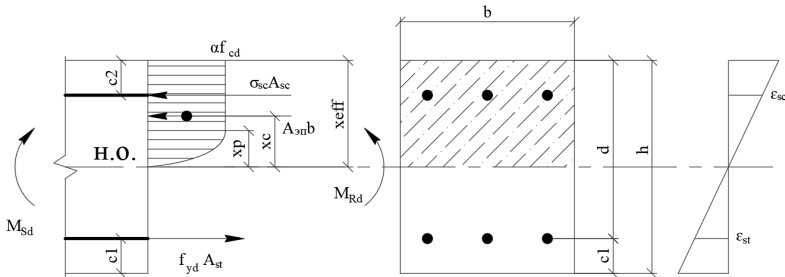
$$x_c = \frac{S_{эн}}{A_{эн}} = x_{eff} \cdot \frac{(2 \cdot \lambda - \lambda^2 + 2)}{3 \cdot (1 + \lambda)}$$



**Рисунок 3.** К определению статического момента и центра тяжести эпюры:  
 а – билинейная модель; б – линейно-параболическая модель;  
 в – нелинейная с ниспадающей ветвью (с учетом малоциклового нагружения)

### Линейно-параболическая модель

Эпюра напряжений принимается на первом участке в виде параболической зависимости, на втором участке – в виде линейной (рисунок 4).



**Рисунок 4.** Схема усилий и эпюра напряжений при расчете по линейно-параболической модели

В соответствии с [4] участок диаграммы до величины  $x_p$  можно описать параболой:

$$\sigma(x) = \alpha \cdot f_{cd} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{x}{x_p} \right)^2 \right] \quad (8)$$

$$x_p = x_{eff} \cdot \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon_{cu2}}$$



При этом площадь эпюры находим из выражения:

$$A_{эн} = \int_0^{x_p} \sigma(x) dx + \int_{x_p}^{x_{eff}} \alpha \cdot f_{cd} dx = \frac{1}{3} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot (3 \cdot x_{eff} - x_p)$$

Найдем статический момент и центр тяжести эпюры:

$$\begin{aligned} S_{эн} &= \int_0^{\alpha f_{cd}} \int_0^{x_{eff}} x dx dy - \int_0^{\alpha f_{cd}} \int_0^{x_p} x dx dy = \\ &= \frac{1}{12} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot (6 \cdot x_{eff}^2 - x_p^2) \\ x_c &= \frac{S_{эн}}{A_{эн}} = \frac{6 \cdot x_{eff}^2 - x_p^2}{4 \cdot (3 \cdot x_{eff} - x_p)} \end{aligned}$$

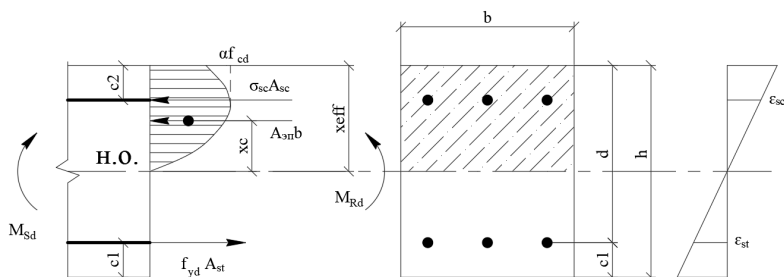
*Нелинейная с ниспадающей ветвью*

В соответствии с [2] эпюру напряжений принимаем нелинейной с ниспадающей ветвью (рисунок 5):

$$\sigma(x) = \alpha \cdot f_{cd} \cdot \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad (9)$$

$$k = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot \frac{\varepsilon_{c1}}{f_{cm}}$$

$$\eta = \frac{x}{x_{eff}} \cdot \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}}$$



**Рисунок 5.** Схема усилий и эпюра напряжений при расчете по нелинейной диаграмме с ниспадающей ветвью

При этом площадь эпюры находим из выражения:

$$A_{эн} = \int_0^{x_{эфф}} \sigma(x) dx$$

Найдем статический момент и центр тяжести эпюры:

$$S_{эн} = \int_0^{\alpha \cdot f_{cd}} \int_0^{x_{эфф} \frac{\epsilon_{c1}}{\epsilon_{cu}}} x dx dy -$$

$$- \int_0^{\alpha \cdot f_{cd}} \int_0^{\frac{\sqrt{(y - \alpha \cdot f_{cd})(4 \cdot y + y \cdot k^2 - 4 \cdot y \cdot k - \alpha \cdot f_{cd} \cdot k^2)} - 2 \cdot y + y \cdot k - \alpha \cdot f_{cd} \cdot k}{2 \cdot \alpha \cdot f_d}} x_{эфф} \cdot \frac{\epsilon_{c1}}{\epsilon_{cu}} x dx dy +$$

$$+ \int_0^{\alpha \cdot f_{cd}} \int_0^{\frac{\sqrt{(y - \alpha \cdot f_{cd})(4 \cdot y + y \cdot k^2 - 4 \cdot y \cdot k - \alpha \cdot f_{cd} \cdot k^2)} - 2 \cdot y + y \cdot k - \alpha \cdot f_{cd} \cdot k}{2 \cdot \alpha \cdot f_d}} x_{эфф} \cdot \frac{\epsilon_{c1}}{\epsilon_{cu}} x dx dy$$

$$x_c = \frac{S_{эн}}{A_{эн}}$$

## РАСЧЕТ ПРОЧНОСТИ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ СЕЧЕНИЙ НА СОВМЕСТНОЕ ДЕЙСТВИЕ ИЗГИБАЮЩЕГО И КРУТЯЩЕГО МОМЕНТОВ

При действии на плиту крутящего и изгибающего моментов разрушение происходит по пространственному сечению, образованному спиральной трещиной и замыкающей ее сжатой зоной, расположенной под углом  $\beta$  к горизонтальной оси элемента.

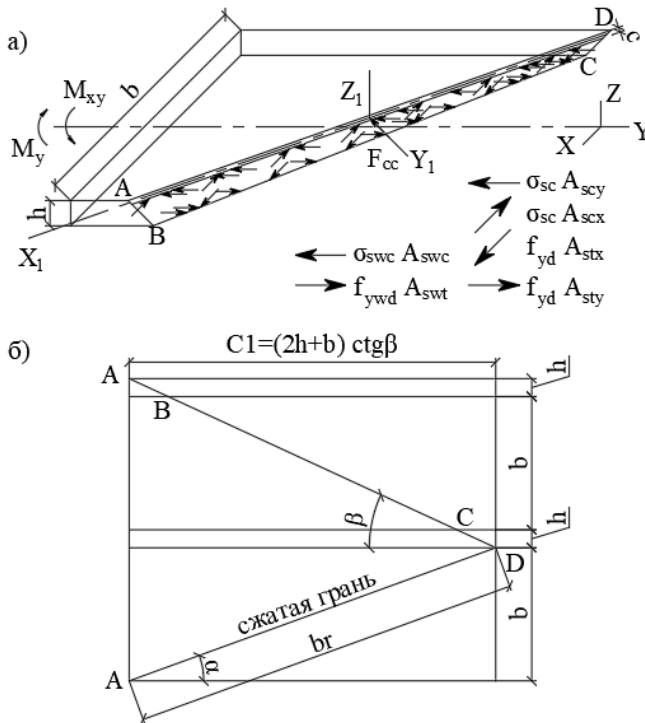
Определение предельных усилий в наклонных сечениях производится на основе следующих предпосылок:

- спиральная трещина образуется под углом  $\beta = 45^\circ$  к продольной оси элемента;
- для средних деформаций бетона и арматуры считается справедливым линейный закон распределения по высоте сечений;
- в качестве расчетного принимают сечение со средней высотой сжатой зоны, соответствующей средним деформациям;

- сопротивление расчетного сечения будет исчерпано, если напряжения в растянутой арматуре достигнут предела прочности  $\sigma_{st} = f_{yd}$  (случай 1);
- во всех случаях высота сжатой зоны не должна превышать значения (1).

Положение сжатой зоны в пространстве определяется следующими параметрами:

$$\sin \alpha = \frac{b}{b_T}; \quad \cos \alpha = \frac{C_1}{b_T}; \quad b_T = \sqrt{b^2 + C_1^2}; \quad C_1 = (2h + b) \cdot \operatorname{ctg} \beta$$



**Рисунок 6.** Расчетная схема пространственного сечения при совместном действии крутящего и изгибающего моментов:  
 а – схема внешних и внутренних усилий;  
 б – развертка граней пространственного сечения

Так как арматурные стержни расположены не в одном уровне, то приведение их к сосредоточенному армированию дает погрешность. Поэтому расчет производим, полагая, что:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{scy} = f_{yd} \cdot \frac{x_{eff} - c_{2y}}{d_y - x_{eff}} \\ \sigma_{scx} = f_{yd} \cdot \frac{x_{eff} - c_{2x}}{d_x - x_{eff}} \\ \sigma_{sty} = f_{yd} \\ \sigma_{stx} = f_{yd} \\ \sigma_{swc} = f_{ywd} \cdot \frac{x_{eff} - c_{2wx}}{d_{wx} - x_{eff}} \\ \sigma_{swt} = f_{ywd} \end{array} \right. \quad (10)$$

При любой симметричной форме сечения высота сжатой зоны над трещиной находится из условия равновесия проекций всех внутренних сил на ось Y1:

$$\begin{aligned} & A_{эн} \cdot b_T - f_{yd} \cdot A_{sty} \cdot \sin \alpha - f_{yd} \cdot A_{stx} \cdot \cos \alpha - \\ & - f_{yd} \cdot A_{swt} \cdot \sin \alpha + f_{yd} \cdot \frac{x_{eff} - c_{2y}}{d_y - x_{eff}} \cdot A_{scy} \cdot \sin \alpha + \\ & + f_{yd} \cdot \frac{x_{eff} - c_{2x}}{d_x - x_{eff}} \cdot A_{scx} \cdot \cos \alpha + f_{yd} \cdot \frac{x_{eff} - c_{2wx}}{d_{wx} - x_{eff}} \cdot A_{swc} \cdot \sin \alpha = 0; \end{aligned} \quad (11)$$

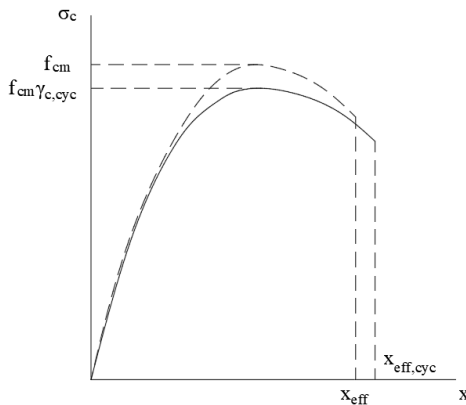
Максимальный изгибающий момент, который может воспринять сечение, находим как момент внутренних усилий относительно оси, проходящий через центр тяжести сжатой зоны бетона.

Проверка прочности пространственных сечений производится из условия:

$$\begin{aligned}
M_{Sd} \leq M_{Rd} = & f_{yd} \cdot A_{sty} \cdot \left[ d_y - (x_{eff} - x_c) \right] \cdot \sin \alpha + \\
& + f_{yd} \cdot A_{stx} \cdot \left[ d_x - (x_{eff} - x_c) \right] \cdot \cos \alpha + \\
& + f_{ywd} \cdot A_{swt} \cdot \left[ d_w - (x_{eff} - x_c) \right] \cdot \sin \alpha + \\
& + f_{yd} \cdot \frac{x_{eff} - c_{2y}}{d_y - x_{eff}} \cdot A_{scy} \cdot \left| (x_{eff} - x_c) - c_{2y} \right| \cdot \sin \alpha + \\
& + f_{yd} \cdot \frac{x_{eff} - c_{2x}}{d_x - x_{eff}} \cdot A_{scx} \cdot \left| (x_{eff} - x_c) - c_{2x} \right| \cdot \cos \alpha + \\
& + f_{ywd} \cdot \frac{x_{eff} - c_{2w}}{d_w - x_{eff}} \cdot A_{swc} \cdot \left| (x_{eff} - x_c) - c_{2w} \right| \cdot \sin \alpha;
\end{aligned} \tag{12}$$

### УЧЕТ МАЛОЦИКЛОВОГО ХАРАКТЕРА НАГРУЖЕНИЯ

Прочность бетона изменяется в результате воздействия на него нагружения малоциклового характера по сравнению с однократным нагружением. Чем выше уровень нагружения, тем значительнее снижение прочности бетонной матрицы. В связи с этим целесообразно для значения прочности бетона в условиях малоциклового нагружения использовать коэффициент условий работы  $\gamma_{c,cyc}$ , учитывающий неблагоприятное воздействие малоцикловых нагружений [5].



**Рисунок 7.** Трансформированная диаграмма деформирования бетона при малоцикловом нагружении

По результатам проведенных экспериментальных исследований авторами [5] была получена следующая зависимость для определения коэффициента условий работы  $\gamma_{c,cyc}$ , учитывающего изменение прочности бетона, исходя из расчетных значений верхнего предела микротрещинообразования и верхнего уровня нагружения  $\eta_{top}$ :

$$\gamma_{c,cyc} = 0,97\sqrt{\eta_{crc}^V} - 0,31\ln\eta_{top} \quad (13)$$

Коэффициент условий работы  $\gamma_{c,cyc}$  может быть понижающим или повышающим в зависимости от режима нагружения: при низких ( $\eta_{top} \leq \eta_{crc}^0$ ) и средних ( $\eta_{crc}^0 \leq \eta_{top} \leq \eta_{crc}^V$ ) режимах нагружения данный коэффициент является повышающим и принимает значения больше 1,0; при высоких ( $\eta_{top} \geq \eta_{crc}^V$ ) режимах нагружения данный коэффициент является понижающим и принимает значения меньше 1.

Алгоритм определения уточненных характеристик бетона при малоцикловом нагружении следующий:

1 – определение нижнего и верхнего пределов микротрещинообразования:

$$\eta_{crc}^0 = 0,33k_{crc} \ln f_{cm} - 0,15;$$

$$\eta_{crc}^V = 0,33k_{crc} \ln f_{cm} + 0,1;$$

2 – определение расчетного уровня нагрузок:

$$\eta_{top} = \eta_{top2} + 0,1\eta_{top1}^2;$$

$$\eta_{top}^{ran} = \eta_{top2}^{ran} + 0,1\eta_{top1}^{ran2};$$

3 – определение коэффициента условий работы:

$$\gamma_{c,cyc} = 0,97\sqrt{\eta_{crc}^V} - 0,31\ln\eta_{top};$$

4 – определение расчетного значения предела прочности бетона при осевом сжатии при малоцикловом нагружении:

$$f_{cm,cyc} = \gamma_{c,cyc} \cdot f_{cm};$$

$$f_{cd,cyc} = \frac{f_{cm,cyc}}{\gamma_c}.$$

## ПРОЧНОСТЬ СЕЧЕНИЙ ПЛИТ ПОКРЫТИЯ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ

По перечисленным методикам выполнены расчеты прочности нормальных сечений и расчеты прочности пространственных сечений для плит участка дороги с пороговыми неровностями испытательного полигона РУПП «БелАЗ» ППН-1, ППН-2, ППН-3, ППН-4, ПДТ-1, а также для железобетонных плит покрытий временных (2ПП30.18-30) и постоянных (1ПП30.18-30) дорог по серии БЗ.503.1-1. Результаты расчета сведены в таблицу 3.1.

Таблица 1

### Несущая способность плит покрытия дорог

Маркировка плит	Моменты, кНм (кНм/м)	Модель расчета				С учетом малоциклового нагружения
		Альтернативная модель	Упругопластическая модель	Линейно-параболическая модель	Нелинейная с ниспадающей ветвью	
1ПП30.18-30	Мх	47,035 (15,678)	46,931 (15,644)	46,875 (15,625)	47,292 (15,764)	47,591 (15,864)
	Му	40,911 (23,378)	40,842 (23,338)	40,798 (23,313)	41,225 (23,557)	41,523 (23,727)
	Мху	44,352 (16,270)	44,439 (16,302)	44,450 (16,306)	44,840 (16,449)	45,092 (16,541)
2ПП30.18-30	Мх	29,581 (9,860)	29,543 (9,848)	29,490 (9,830)	29,699 (9,900)	29,545 (9,848)
	Му	28,277 (16,158)	28,247 (16,141)	28,196 (16,112)	28,462 (16,264)	28,289 (16,165)
	Мху	29,571 (10,848)	29,613 (10,863)	29,636 (10,872)	29,848 (10,949)	29,798 (10,931)
ППН-1	Мх	1439,590 (240,332)	1437,513 (239,985)	1435,990 (239,731)	1452,227 (242,442)	1463,464 (244,318)
	Му	624,825 (419,346)	624,576 (419,179)	623,902 (418,726)	635,709 (426,650)	643,659 (431,986)
	Мху	636,958 (220,783)	637,873 (221,100)	637,838 (221,088)	644,945 (223,551)	649,636 (225,177)
ППН-2	Мх	1372,414 (229,118)	1370,271 (228,760)	1368,723 (228,501)	1384,000 (231,052)	1396,267 (233,100)
	Му	604,994 (406,036)	604,752 (405,874)	615,858 (413,328)	604,082 (405,424)	623,783 (418,646)
	Мху	613,795 (214,464)	614,768 (214,804)	614,748 (214,797)	621,978 (217,323)	626,743 (218,988)

Маркировка плит	Моменты, кНм (кНм/м)	Модель расчета				
		Альтернативная модель	Упругопластическая модель	Линейно-параболическая модель	Нелинейная с ниспадающей ветвью	С учетом малоциклового нагружения
ППН-3	M <sub>x</sub>	1238,170 (206,706)	1235,875 (206,323)	1234,269 (206,055)	1250,641 (208,788)	1261,978 (210,681)
	M <sub>y</sub>	551,605 (370,205)	551,385 (370,057)	562,410 (377,456)	550,725 (369,614)	570,256 (382,722)
	M <sub>xy</sub>	560,635 (200,012)	561,759 (200,413)	561,775 (200,419)	569,34 (203,118)	574,308 (204,890)
ППН-4	M <sub>x</sub>	1221,401 (203,907)	1219,086 (203,520)	1217,472 (203,251)	1233,857 (205,986)	1245,204 (207,880)
	M <sub>y</sub>	703,648 (703,648)	705,246 (705,246)	704,340 (704,340)	733,924 (733,924)	753,282 (753,282)
	M <sub>xy</sub>	530,883 (247,267)	531,870 (247,727)	531,793 (247,691)	540,339 (251,672)	545,995 (254,306)
ПДТ-1	M <sub>x</sub>	17799,957 (735,535)	17914,598 (740,273)	17923,458 (740,639)	18427,440 (761,464)	18735,07 (774,176)
	M <sub>y</sub>	10397,730 (519,887)	10409,554 (520,478)	10396,271 (519,814)	10710,961 (535,548)	10913,09 (545,655)
	M <sub>xy</sub>	17665,047 (610,656)	17788,931 (614,938)	17798,504 (615,269)	18539,605 (640,888)	19056,58 (658,759)
Примечание: в скобках указаны значения моментов, отнесенные на 1 м. п. сечения						

## ВЫВОДЫ

По результатам проведенных расчетов и сравнительного анализа можно сделать следующие выводы:

- расхождение в значениях несущей способности рассматриваемых плит при действии изгибающего момента, а также при совместном воздействии изгибающего и крутящего моментов, определенных по различным методикам, составляет не более 5 %;
- учет малоциклового характера нагружения показал, что, несмотря на уменьшение средней прочности бетона на сжатие, в зависимости от класса бетона и армирования плиты несущая способность сечения незначительно увеличивается либо приблизительно равна значению несущей способности без учета малоциклового нагружения. Это связано с



- увеличением высоты сжатой зоны бетона и, соответственно, с увеличением плеча внутренней пары сил;
- исходя из характера нагружения плит при эксплуатации они всегда будут подвержены сложному напряженно-деформированному состоянию. В ряде случаев несущая способность плит при совместном воздействии изгибающего и крутящего моментов будет наименьшей. Следовательно, при расчетах и проектировании плит дорожного покрытия следует в обязательном порядке производить проверку по прочности нормальных и пространственных сечений.

## **СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ**

1. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01-02. – Введ. 01.07.03. – Минск : Минстройархитектуры, 2003. – 132 с.
2. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1992-1-1-2009. – Введ. 01.01.10. – Минск : Минстройархитектуры, 2015. – 165 с.
3. Семенюк, С. Д. Железобетонные пространственные фундаменты жилых и гражданских зданий на неравномерно деформированном основании : монография / С. Д. Семенюк. – Могилев : Беларус.-Рос. ун-т, 2003. – 269 с.
4. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования : учеб. пособие для студентов строительных специальностей / Брест. гос. технич. ун-т; под ред. Т. М. Пецоляда, В. В. Тура. – Брест : БрГТУ, 2003. – 380 с.
5. Семенюк, С. Д. Прочность и деформативность изгибаемых железобетонных элементов, усиленных наращиванием сжатой зоны, при статическом и малоцикловом нагружении / С. Д. Семенюк, Ю. Г. Москалькова. – Могилев : Беларус.-Рос. ун-т, 2017. – 274 с.

*Статья поступила: 15.11.2019*

## REFERENCES

1. *Betonnyye i zhelezobetonnyye konstruktsiyi* [Plain and reinforced concrete structures]: SNB 5.03.01-02. Introduced: 01.07.2003. Minsk: Minstroyarkhitektury, 2003. 132 p. (rus)
2. *Evrokod 2. Proyektirovaniye zhelezobetonnykh konstruktsiy. Chast 1-1. Obshchiye pravila i pravila dlya zdaniy* [Eurocode 2. Design of concrete structures. Part 1-1. General rules and rules for buildings]: TKP EN 1992-1-1-2009. Introduced: 01.01.2010. Minsk: Minstroyarkhitektury, 2015. 165 p. (rus)
3. Semenyuk S. D. *Zhelezobetonnyye prostranstvennyye fundamenty zhilykh i grazhdanskikh zdaniy na neravnomerno deformirovannom osnovaniyi* [Reinforced concrete spatial foundations of residential and civil buildings on an unevenly deformed base]. Mogilev: Belarus.-Ros. un-t, 2003. 269 p. (rus)
4. *Zhelezobetonnyye konstruktsiyi. Osnovy teorii, rascheta i konstruirovaniya* [Reinforced concrete structures. Fundamentals of theory, calculation and designing]. Brest: BrGTU, 2003. 380 p. (rus)
5. Semenyuk S. D., Moskalkova Yu. G. *Prochnost i deformativnost izgibaemykh zhelezobetonnykh elementov, usilennykh narashchivaniem szhatoy zony, pri staticheskom i malotsiklovom nagruzheniyakh* [Strength and deformability of bent reinforced concrete elements strengthened by the increasing of the compressed zone under static and low-cycle loads]. Mogilev: Belarus.-Ros. un-t, 2017. 274 p. (rus)

*Received: 15.11.2019*