

**Филатова Анна Васильевна,**  
Санкт-Петербургский государственный  
архитектурно-строительный университет  
Россия, г. Санкт-Петербург

## СРАВНЕНИЕ ПРОЧНОСТИ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ В УЗЛЕ СОПРЯЖЕНИЯ С КОЛОННОЙ ПРИ РАЗЛИЧНОЙ ТОЛЩИНЕ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ

**Аннотация:** В статье анализируется и сравнивается несущая способность плиты перекрытия на продавливание узле сопряжения с колонной при варьировании толщины плиты перекрытия. Численные расчеты производятся в соответствии с методиками расчета, изложенными в нормативных документах СП 63.13330.2018 [1] и Eurocode 2 [2].

**Ключевые слова:** Железобетон, продавливание, прочность, несущая способность, толщина плиты перекрытия.

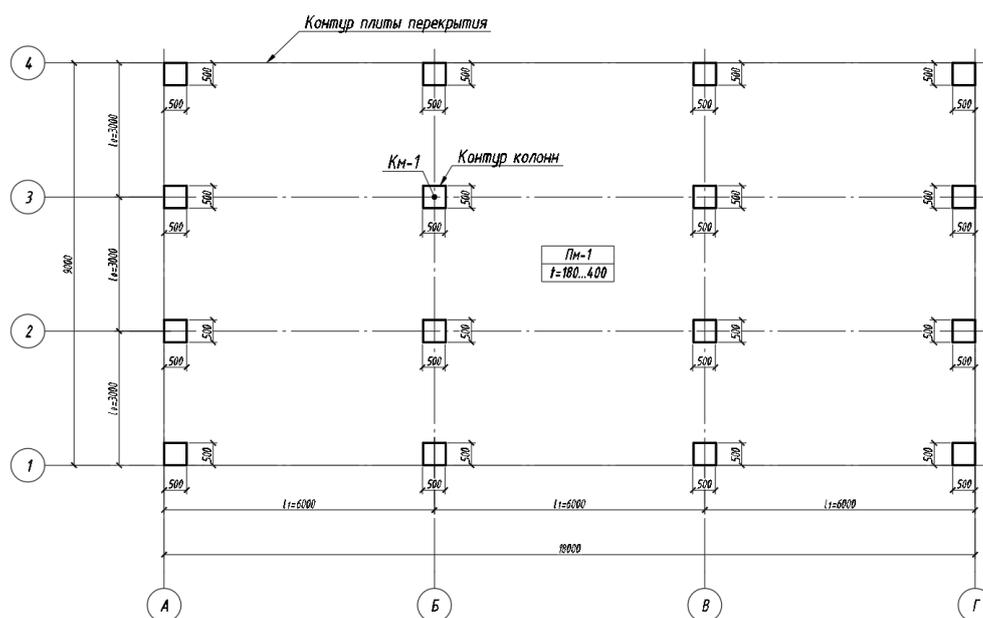
Методики расчета передовых стран мира демонстрируют различные принципы оценки несущей способности плит перекрытия при продавливании.

Несущая способность плиты перекрытия при продавливании согласно СП 63.13330.2018 [1] зависит от геометрических параметров (толщина плиты, рабочая высота сечения, контур продавливания), характеристик бетона и арматуры. Отношение сторон сечения колонны, коэффициент масштабного эффекта не учитываются в отечественных нормах, но присутствуют в методике расчета Eurocode 2 [2].

В российских нормах явный коэффициент масштабности не вводится, но его влияние учитывается косвенно, посредством базового сопротивления бетона растяжению. Максимальное значение в СП 63.13330.2018 [1] не регламентируется, в Eurocode 2 [2] масштабный эффект ограничивается 2.

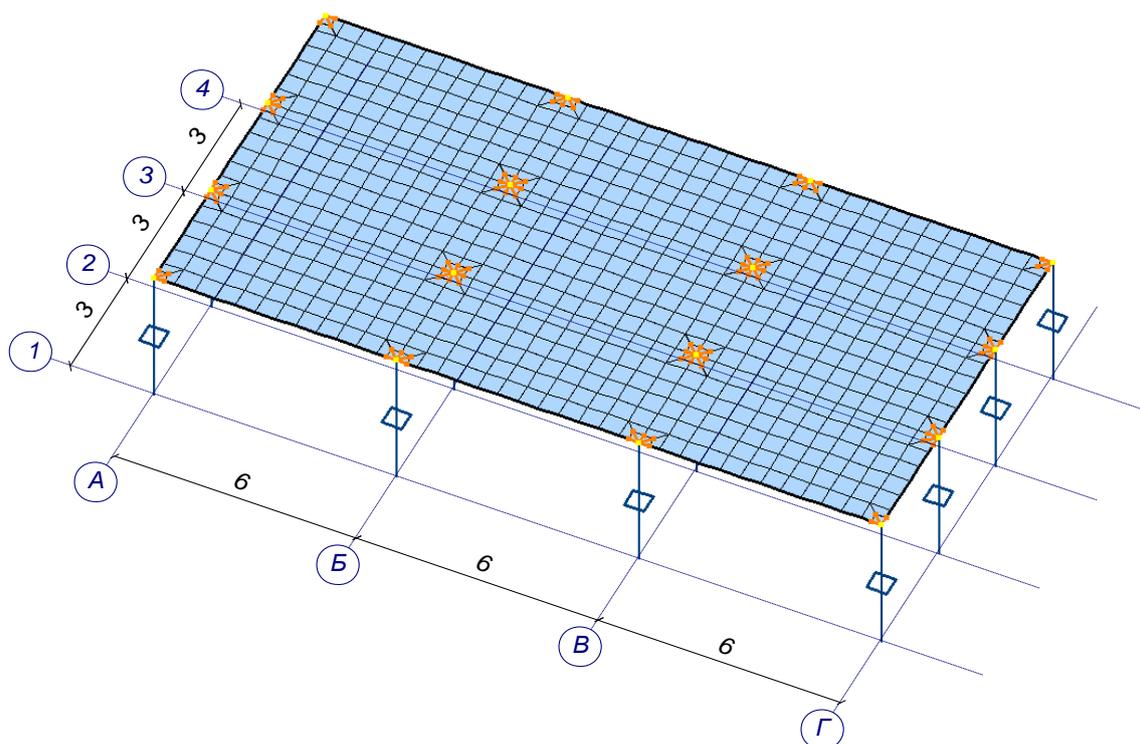
Сравним несущие способности плиты перекрытия в узле сопряжения с колонными при различной толщине плиты перекрытия по отечественным нормам и Eurocode 2 [2].

Для оценки прочности плиты перекрытия в зоне опирания на колонну рассмотрим конструктивную схему с вертикальными несущими колоннами, сечением 500х500 мм и плитой перекрытия с пролетами 3 и 6 м, с переменной толщиной от 180 мм до 400 мм.



**Рис. 1. Схема расположения конструкций.**





**Рис. 2. Общий вид расчетной схемы в программном комплексе ЛИРА САПР.**

Подробно рассмотрим расчет на продавливание плиты перекрытия толщиной  $h = 180$  мм, согласно требованиям отечественных норм [1].

Исходные данные следующие:

Геометрия:

- Толщина плиты:  $h = 18$  см;
- Защитный слой бетона растянутой зоны:  $a = 3$  см;
- Защитный слой бетона сжатой зоны:  $a = 4,2$  см;
- Габариты колонны:  $500 \times 500$  мм.

Характеристики бетона и арматуры:

- Класс бетона: В25;
- Коэффициент условий работы бетона ( $\gamma_{b1} \times \gamma_{b3} \times \gamma_{b4}$ ): 1;
- Диаметр арматуры в направлении оси  $x$ :  $d_x = 12$  мм;
- Диаметр арматуры в направлении оси  $y$ :  $d_y = 12$  мм.

Для определения усилий, приходящих в узел сопряжения плиты перекрытия и колонны, был выполнен сбор нагрузок от фрагмента схемы. По итогам расчета анализируем наиболее нагруженную колонну в осях Б/2:

- Продольные усилия вдоль оси  $Z$ :  $26,5$  т;
- Момент вокруг оси  $x$ :  $M_x = 0,39$  тм;
- Момент вокруг оси  $y$ :  $M_y = 0,745$ .

Расчет элементов без поперечной арматуры на продавливание при совместном действии сосредоточенных сил и изгибающих моментов производят из условия (1):

$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1$	(1)
--	-----

Определим приведенную рабочую высоту сечения (2):

$h_0 = 0,5(h_{0x} + h_{0y})$	(2)
$h_0 = 0,5(h_{0x} + h_{0y}) = 0,5(18 - 3 + 18 - 4,2) = 14,4$	

где,  $(h_{0x} + h_{0y})$  – рабочая высота сечения для продольной арматуры, расположенной в направлении осей  $x$  и  $y$ .



Определим периметр контура расчетного поперечного сечения (3):

$u = 2(a + b + 2 h_0)$	(3)
$u = 2(a + b + 2 h_0) = 2(50 + 50 + 2 \cdot 14,4) = 257,6 \text{ см}$	

где  $a, b$  – размеры прямоугольной площадки опирания колонны.

Определим момент сопротивления контура расчетного поперечного сечения относительно осей  $x$  и  $y$  при прямоугольной площадке опирания и замкнутом контуре (4):

$W_{bx(y)} = (a + b) \left( \frac{a + h_0}{3} + b + h_0 \right)$	(4)
$W_{bx} = W_{by} = (a + b) \left( \frac{a + h_0}{3} + b + h_0 \right) = (50 + 50) \left( \frac{50 + 14,4}{3} + 50 + 14,4 \right) = 5529,8 \text{ см}^2$	

Определим предельное усилие, воспринимаемое бетоном (5):

$F_{b,ult} = R_{bt} A_b = R_{bt} u h_0$	(5)
$F_{b,ult} = R_{bt} A_b = R_{bt} u h_0 = 10,71 \cdot 257,6 \cdot 14,4 = 39,72 \cdot 10^3 \text{ кг} = 39,72 \text{ т}$	

где  $R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона растяжению.

$A_b$  – площадь расчетного поперечного сечения, расположенного на расстоянии  $0,5h_0$  от границы площади приложения сосредоточенной силы  $F$  с рабочей высотой сечения  $h_0$ .

Определим предельный изгибающий момент в направлении осей  $x$  и  $y$  (6):

$M_{bx(y),ult} = R_{bt} W_{bx(y)} h_0$	(6)
$M_{bx,ult} = R_{bt} W_{bx} h_0 = 10,71 \cdot 5529,8 \cdot 14,4 = 8,53 \cdot 10^5 \text{ кг} \cdot \text{см} = 8,53 \text{ тм}$	
$M_{by,ult} = R_{bt} W_{by} h_0 = 10,71 \cdot 5529,8 \cdot 14,4 = 8,53 \cdot 10^5 \text{ кг} \cdot \text{см} = 8,53 \text{ тм}$	

Определим несущую способность плиты перекрытия на продавливание без учета поперечной арматуры по (1):

$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1$	(1)
$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} = \frac{26,5}{39,72} + \frac{0,39}{8,53} + \frac{0,745}{8,53} = 0,800 \leq 1$	

Коэффициент несущей способности плиты перекрытия равен 0,800, что меньше 1. Условие выполнено, следовательно, прочность расчетного сечения с учетом заданных исходных данных обеспечена.

Аналогично вышеописанному расчету по СП 63.13330.2018 [1], рассмотрим несущую способность плиты перекрытия на продавливание при варьировании толщины плиты перекрытия с 180 мм до 400 мм. Полученные результаты расчета представлены в таблице 1.

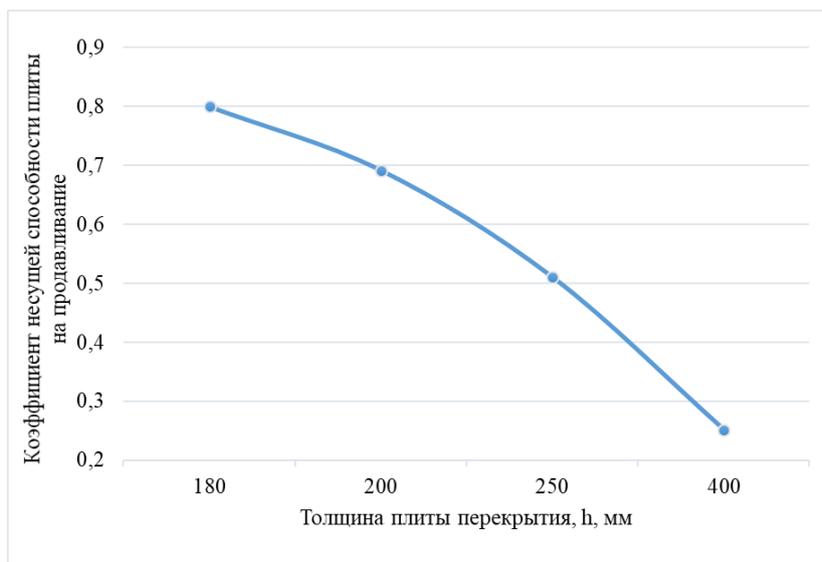
Таблица 1

**Несущая способность плоского железобетонного перекрытия на продавливание в узле сопряжения с колонной по замкнутому контуру в зависимости от толщины плиты перекрытия  $h$  по методике СП 63.13330.2018**

Толщина плиты перекрытия $h$ , мм	Вертикальное усилие $N$ , т	Изгибающий момент в направлении оси $X$ , тм	Изгибающий момент в направлении оси $Y$ , тм	Коэффициент несущей способности плиты перекрытия $\lambda$
180	26,5	0,39	0,745	0,800
200	26,6	0,432	0,821	0,692
250	27,1	0,499	1,01	0,511
400	28,4	0,347	1,26	0,252

На основании расчетов, согласно СП 63.13330.2018 [1], построен график зависимости прочности плиты перекрытия в узле сопряжения с колонной при изменении толщины плиты  $h$  (Рисунок 3).





**Рис. 3. График зависимости коэффициента несущей способности плиты перекрытия на продавливание по замкнутому контуру в зависимости от толщины плиты перекрытия, h в соответствии с методикой расчета по СП 63.13330.2018 [1].**

Подробно рассмотрим расчет на продавливание плиты перекрытия толщиной  $h = 180$  мм, согласно требованиям по методике Eurocode 2 [2]. Исходные данные те же самые, что и при расчете по СП 63.13330.2018 [1].

Расчет элементов без поперечной арматуры на продавливание производят из условия (7):

$$v_{ed} \leq V_{Rd,c} \quad (7)$$

Поскольку в рассматриваемом случае возникают моменты, определим связанную поперечную силу по формуле (8):

$$v_{ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} \quad (8)$$

Где,  $V_{Ed}$  – расчетное значение нагрузки на продавливание;

где  $d$  – рабочая высота сечения, равная среднеарифметическому значению рабочим высотам в направлениях осей  $x$  и  $y$ , в мм, определяемая по формуле (9);

$$d = 0,5(d_x + d_y) \quad (9)$$

$$d = 0,5(d_x + d_y) = 0,5(0,18 - 0,03 + 0,18 - 0,042) = 0,144 \text{ м}$$

$u_1$  – длина рассматриваемого контрольного периметра, отстоящего от грани колонны на расстоянии  $2d$ , определяемая по формуле (10):

$$u_1 = (c_1 + 4 \cdot d) \cdot 4 \quad (10)$$

$$u_1 = (c_1 + 4 \cdot d) \cdot 4 = (0,5 + 4 \cdot 0,144) \cdot 4 = 4,304 \text{ м}$$

$\beta$  – коэффициент приращения нагрузки для учета асимметричного распределения поперечной силы в контрольном периметре;

Коэффициент  $\beta$  определяется по формуле (11):

$$\beta = 1 + \sqrt{\left(k_x \cdot \frac{M_{Ed,x}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,x}}\right)^2 + \left(k_y \cdot \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,y}}\right)^2} \quad (11)$$

$$\beta = 1 + \sqrt{\left(k_x \cdot \frac{M_{Ed,x}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,x}}\right)^2 + \left(k_y \cdot \frac{M_{Ed,y}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,y}}\right)^2} =$$

$$1 + \sqrt{\left(0,6 \cdot \frac{0,39}{26,5} \cdot \frac{4,304}{0,993}\right)^2 + \left(0,6 \cdot \frac{0,745}{26,5} \cdot \frac{4,304}{0,993}\right)^2} = 1,08$$



Где,  $k$  – коэффициент, зависящий от отношения размера колонны  $c_1, c_2$ , его значение является функцией пропорции неуравновешенного момента, переданного поперечной силой и совместно изгибом и кручением. Определяется по таблице 6.1 [2];

$W_{1,x}, W_{1,y}$  – моменты сопротивления контура расчетного периметра, для прямоугольных колонн определяются по формуле (12):

$$W_{1,x} = W_{1,y} = \frac{c_1^2}{4} + c_1c_2 + 4c_1d + 8d^2 + \pi dc_2 \quad (12)$$

$$W_{1,x} = W_{1,y} = \frac{c_1^2}{4} + c_1c_2 + 4c_1d + 8d^2 + \pi dc_2 =$$

$$= \frac{0,5^2}{4} + 0,5 \cdot 0,5 + 4 \cdot 0,5 \cdot 0,144 + 8 \cdot 0,144^2 + 3,14 \cdot 0,144 \cdot 0,5 = 0,993$$

$M_{Ed,x}, M_{Ed,y}$  – предельный изгибающий момент в направлении осей  $x$  и  $y$ .

Определим связанную поперечную силу в соответствии с формулой (8) подставив все найденные значения:

$$v_{ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} = 1,08 \frac{26,5}{4,304 \cdot 0,144} = 46,282 \frac{\text{Т}}{\text{м}^2} = 0,454 \text{ МПа}$$

Расчетное значение сопротивления продавливанию плиты без поперечной арматуры в рассматриваемом контуре определяется по формуле (13):

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \sigma_{cp} \quad (13)$$

где  $V_{Rd,c}$  – расчетное значение сопротивления продавливанию плиты без поперечной арматуры в рассматриваемом контрольном сечении;

$C_{Rd,c}$  – коэффициент, определяемый, как (14):

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \quad (14)$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1} = 0,18$$

где  $\gamma_c$  – коэффициент надежности для бетона;

$k$  – масштабный коэффициент, определяемый по формуле (15):

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \quad (15)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{144}} = 2,17 > 2, \text{ следовательно, принимаем } 2$$

где  $d$  – рабочая высота сечения, в мм;

$\rho_l$  – коэффициент армирования продольной арматурой определяем по формуле (16):

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lx}} \leq 0,02 \quad (16)$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lx}} = \sqrt{0,0027 \cdot 0,0031} = 0,0029 \leq 0,02$$

$\rho_{ly}, \rho_{lx}$  – коэффициенты армирования растянутой стали, имеющей сцепление с бетоном, в направлении  $y$  и  $x$  соответственно. Значения  $\rho_{ly}$  и  $\rho_{lx}$ , как правило, следует рассчитывать как средние значения, принимая в расчет ширину плиты, равную ширине колонны плюс  $3d$  в каждую сторону, определяем по формуле (17);

$$\rho_{lx} = \frac{A_s}{bd_x} \quad (17)$$

$$\rho_{lx} = \frac{565,5}{(500 + 6 \cdot (180 - 30)) \cdot (180 - 30)} = 0,0027$$

$$\rho_{ly} = \frac{A_s}{bd_y}$$



$$\rho_{lx} = \frac{565,5}{(500 + 6 \cdot (180 - 42)) \cdot (180 - 42)} = 0,0031$$

$A_s$  – площадь продольной арматуры в направлении осей  $x$  и  $y$ , на 1 метр ширины для 12 диаметра класса А500С с шагом 200 мм составляет 5,655 см<sup>2</sup>;

$b$  – ширина рассматриваемого участка;

$d_x, d_y$  – рабочая высота сечения в направлении осей  $x$  и  $y$ ;

$f_{ck}$  – цилиндрическая прочность бетона на сжатие, для бетона класса В25 составляет 25 Мпа;

$\sigma_{cp}$  – нормальные напряжения в бетоне в направлениях  $y$  и  $x$  в критическом сечении, определяем по формуле (18):

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \quad (18)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{26,5}{(0,5 + 4 \cdot 0,144) \cdot 2} = 12,314 \frac{\text{Т}}{\text{М}^2} = 0,121 \text{ МПа}$$

Где,  $N_{Ed}$  – продольное усилие, действующее в пределах площади рассматриваемого контрольного сечения;

$A_c$  – площадь бетона;

$k_1$  – 0,1 коэффициент принимается равным 0,1 для центральных колонн, в соответствии с примечанием в пункте 6.4.4 [2].

Определим расчетное значение сопротивления продавливанию плиты без поперечной арматуры в рассматриваемом контуре по формуле (13), подставив все найденные значения:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} = 0,18 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0029 \cdot 25)^{1/3} + 0,1 \cdot 0,121 = 0,476 \text{ МПа} = 48,487 \frac{\text{Т}}{\text{М}^2}$$

Определим минимальное сопротивление сдвигу по формуле (19)

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} + k_1 \sigma_{cp} \quad (19)$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} + k_1 \sigma_{cp} = 0,035 \cdot 2^{3/2} \cdot 25^{1/2} + 0,1 \cdot 0,121 = 0,507 \text{ Мпа} = 51,688 \frac{\text{Т}}{\text{М}^2}$$

Для оценки сопротивления плиты продавливанию, следует определить расчетное значение максимального сопротивления продавливанию в основном контрольном сечении согласно (20):

$$v_{Rd,max} = \max \left\{ \frac{V_{Rd,c}}{v_{min}} \right\} \quad (20)$$

$$v_{Rd,max} = \max \left\{ \frac{V_{Rd,c} = 0,476 \text{ МПа}}{v_{min} = 0,507 \text{ Мпа}} \right\}, \text{ следовательно, } v_{Rd,max} = v_{min} = 0,507 \text{ Мпа}$$

Определим коэффициент несущей способности плиты перекрытия на продавливание без учета поперечной арматуры по (21):

$$k_{бет}^{пр} = \frac{v_{ed}}{v_{Rd,max}} \quad (21)$$

$$k_{бет}^{пр} = \frac{v_{ed}}{v_{Rd,max}} = \frac{0,454}{0,507} = 0,896$$

Коэффициент несущей способности плиты перекрытия равен 0,955, что меньше 1. Условие выполнено, следовательно, прочность расчетного сечения с учетом заданных исходных данных обеспечена.

Аналогично вышеописанному расчету по Eurocode 2 [2], рассмотрим несущую способность плиты перекрытия на продавливание при варьировании толщины плиты перекрытия с 180 мм до 400 мм. Полученные результаты расчета представлены в таблице 2.

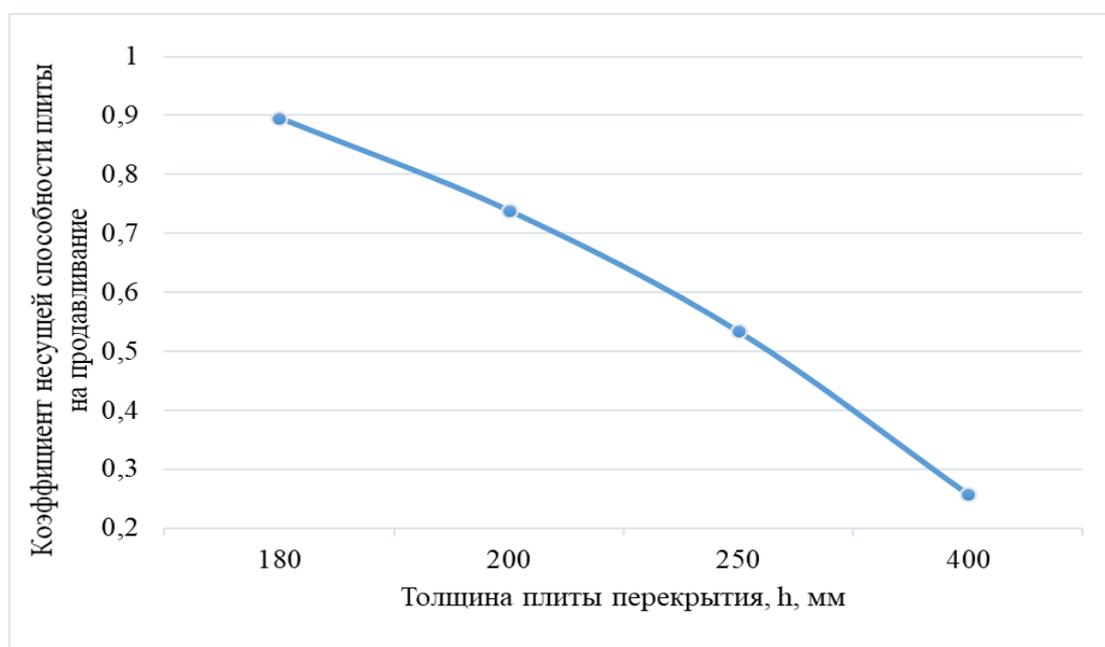


Таблица 2

**Несущая способность плоского железобетонного перекрытия на продавливание в узле сопряжения с колонной по замкнутому контуру в зависимости от толщина плиты перекрытия  $d$  по методике Eurocode 2**

Толщина плиты перекрытия $d$ , мм	Вертикальное усилие $N$ , т	Изгибающий момент в направлении оси $X$ , тм	Изгибающий момент в направлении оси $Y$ , тм	Коэффициент несущей способности плиты перекрытия
180	26,5	0,39	0,745	0,896
200	26,6	0,432	0,821	0,739
250	27,1	0,499	1,01	0,534
400	28,4	0,347	1,26	0,258

На основании расчетов, согласно Eurocode 2 [12], построен график зависимости прочности плиты перекрытия в узле сопряжения с колонной при изменении толщины плиты  $d$  (Рисунок 4).



**Рис. 4. График зависимости коэффициента несущей способности плиты перекрытия на продавливание по замкнутому контуру в зависимости от толщины плиты перекрытия,  $d$  в соответствии с методикой расчета по Eurocode 2 [2]**

В результате расчета и проведенного сравнительного анализа полученных результатов в соответствии с разными методиками определения несущей способности плиты на продавливание можно сделать следующие выводы:

- При толщине плиты перекрытия  $t=180$  мм, несущая способность согласно СП 63.13330.2018 [1] больше на 10%, чем по нормам Eurocode 2 [2];
- При толщине плиты перекрытия  $t=200$  мм, несущая способность согласно СП 63.13330.2018 [1] больше на 5%, чем по нормам Eurocode 2 [2];
- При толщине плиты перекрытия  $t=250$  мм, несущая способность согласно СП 63.13330.2018 [1] больше на 2%, чем по нормам Eurocode 2 [2];
- При толщине плиты перекрытия  $t=400$  мм, несущая способность согласно СП 63.13330.2018 [1] больше на 0,6%, чем по нормам Eurocode 2 [2].

Данные отличия получаются, за счет учета коэффициента масштабности в соответствии с Eurocode 2, в нормах СП 63.13330.2018 [1] учитывается лишь косвенное влияние данного фактора посредством базового сопротивления бетона растяжению.



**Список литературы:**

1. СП 63.13330.2018 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения». – М.: Минстрой России, 2018. –143 с.
2. Eurocode 2. Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings (EN 1992-1-1). - European Committee for Standardization, Brussels, Belgium. - 2004. - 225 p.

