

**Поверочный расчет пустотной плиты перекрытия  
ПК 63.12-8АтVТ (серия 1.141-1 выпуск 63)**

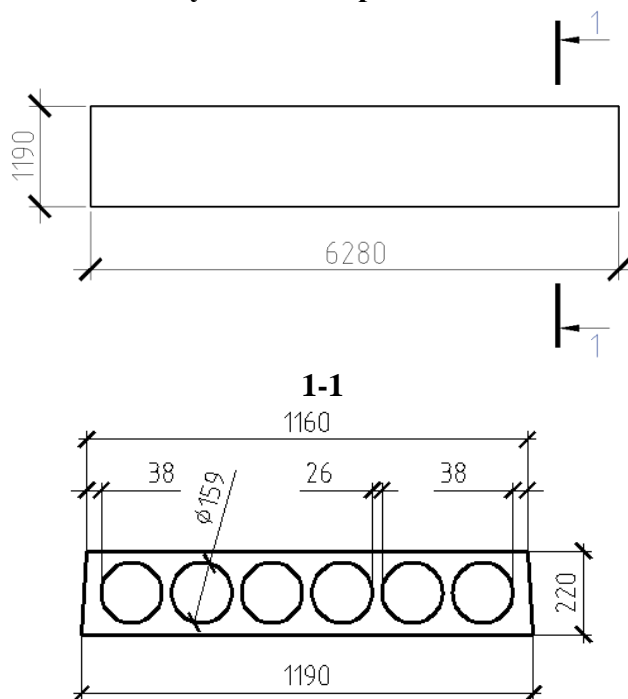
**1. Исходные данные:**

Класс напрягаемой арматуры А800 (АтV)

Класс бетона В15 (М200)

Размеры плиты номинальные – 1,2 x 6,3 м

**Опалубочный чертеж плиты**



**Материалы по СП 63.13330.2012**

<b>Бетон В15</b>	<b>Арматура. А800 (АтV)</b>
$R_b=8,5$ МПа; $R_{bt}=0,75$ МПа; $R_{b,ser}=11,0$ МПа; $R_{bt,ser}=1,1$ МПа; $E_b=24 \cdot 10^3$ МПа; $\gamma_{b1}=0,9$ – при продолжительном действии нагрузки	$R_s=696$ МПа; $R_{s,n}=800$ МПа; $E_s=200000$ МПа;

Предельная ширина раскрытия трещин для неагрессивной среды принимаем :

- кратковременная  $a_{cr,ult} = 0,3$  мм

- длительная  $a_{cr,ult} = 0.2$  мм

В соответствии с серией серия 1.141-1 выпуск 63 принимаем напрягаемую арматуру:

Ø14A800 – 3 шт

Ø12A800 – 1 шт

$A_{sp}=5,75 \text{ см}^2=0,000575 \text{ м}^2$

Защитный слой 20 мм

**Принятая нагрузка на плиту перекрытия в соответствии с серией 1.141-1 выпуск 63**

Т А Б Л И Ц А 1

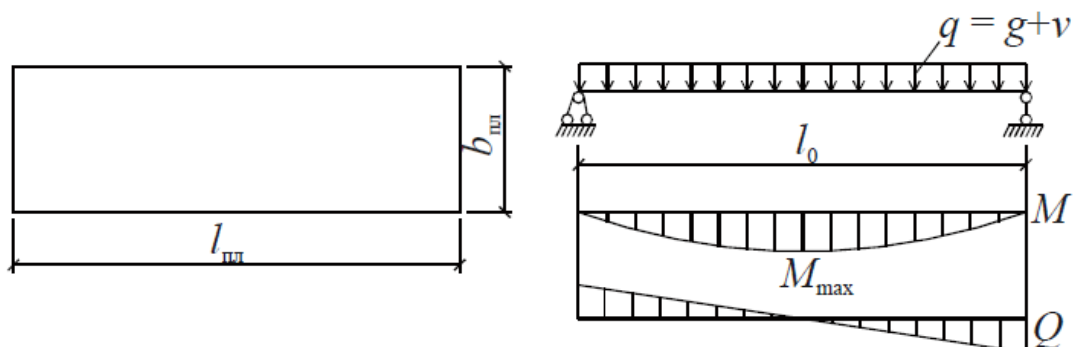
В И Д НАГРУЗКИ	В Е Л И Ч И Н А   Н А Г Р У З К И   Н А   П А Н Е Л И   К Г С / М <sup>2</sup>	
	П К ... - В А Т У Т	
РАСЧЕТ ПО ПР. Д. СОСТОЯН. I ГРУППЫ	РАСЧЕТНАЯ	$\frac{1130}{600}$
	ПОЛНАЯ НОРМАТИВН.	$\frac{970}{670}$
РАСЧЕТ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ II ГРУППЫ	ПОСТОЯННАЯ И ДЛИТЕЛЬНАЯ	$\frac{870}{570}$
	КРАТКО- ВРЕМЕННАЯ	100

**Примечание:** в числителе указаны нагрузки, включающие собственный вес панели., в знаменателе – нагрузки без собственного веса панели.

## 2. Расчетная схема

Многopустотная плита рассчитывается как свободно опертая балка, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой.

Расчетная схема и эпюры внутренних усилий плиты



Расчетный пролет с опиранием 100 мм на ригель (мм)

$$l_0 = l_{пл} - 100 = 6300 - 100 = 6200 \text{ мм}$$

## 3. Определение внутренних усилий

Согласно расчетной схеме, определяем моменты и поперечные силы:  
- от полной расчетной нагрузки

$$M_{tot} = \frac{11,3 \cdot 6,2^2}{8} \cdot 1,2 = 65,16 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q_{tot} = \frac{11,3 \cdot 6,2}{2} \cdot 1,2 = 42,04 \text{ кН}$$

-от полной нормативной нагрузки

$$M_n = \frac{9,7 \cdot 6,2^2}{8} \cdot 1,2 = 55,93 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

-от нормативной длительной нагрузки

$$M_l = \frac{8,7 \cdot 6,2^2}{8} \cdot 1,2 = 50,16 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

-от нормативной кратковременной нагрузки

$$M_{sh} = \frac{1,0 \cdot 6,2^2}{8} \cdot 1,2 = 5,77 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

-от собственного веса

$$M_{gn} = \frac{3,0 \cdot 6,2^2}{8} \cdot 1,2 = 17,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

#### 4. Расчетное (эквивалентное) сечение плиты

Ширина плиты по верху  $b'_f = 1160 \text{ мм}$

Приведенная высота пустоты

$$h = \frac{r}{2} \cdot \sqrt{12} = \frac{79,5}{2} \cdot \sqrt{12} = 137,7 \text{ мм}$$

Суммарная площадь пустот

$$A_{пуст} = \pi \cdot n \cdot r^2 = 3,14 \cdot 6 \cdot 7,95^2 = 1190,7 \text{ см}^2$$

Приведенная ширина всех пустот

$$b_{пуст} = \frac{A_{пуст}}{h} = \frac{1190,7}{13,77} = 86,47 \text{ см}$$

Толщина верхней и нижней полок

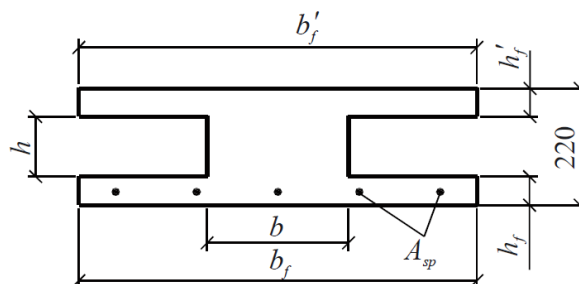
$$h'_f = h_f = \frac{H}{2} - \frac{h}{2} = \frac{220}{2} - \frac{137,7}{2} = 41,15 \text{ мм}$$

$$h_0 = H - \frac{d}{2} - a = 220 - \frac{14}{2} - 20 = 193 \text{ мм}$$

Ширина ребра

$$b = b'_f - b_{пуст} = 1160 - 864,7 = 295,3 \text{ мм.}$$

Расчетное (эквивалентное) сечение плиты, приведенное к двутавровому



#### 5. Расчет по предельным состояниям первой группы

##### 5.1. Расчет по нормальному сечению

Находим следующие коэффициенты

$$\alpha_m = \frac{M_{tot}}{R_b \cdot \gamma_b \cdot b'_f \cdot h_0^2}$$

$$\alpha_m = \frac{6516}{0,85 \cdot 0,9 \cdot 116 \cdot 19,3^2} = 0,197;$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,197} = 0,222$$

отсюда  $x = \xi \cdot h_0 = 0,222 \cdot 193 = 42,9$  мм.

Так как  $x > h'_f$ , то нейтральная ось проходит в ребре

Определяем граничное значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}} = \frac{0,8}{1 + \frac{0,0019}{0,0035}} = 0,519$$

$\varepsilon_{s,el}$  - относительная деформация в арматуре растянутой зоны, для арматуры с условным пределом текучести

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s} = \frac{696 + 400 - 720}{200000} = 0,0019$$

$\varepsilon_{b2} = 0,0035$  - предельная относительная деформация сжатого бетона

$$\sigma_{sp} = 0,9 \cdot R_s, n = 0,9 \cdot 800 = 720 \text{ МПа}$$

$$\frac{\xi}{\xi_R} = \frac{0,222}{0,519} = 0,43 < 0,6, \text{ принимаем } \gamma_{s3} = 1,1$$

Так как минимальные потери напряжений 100 МПа, то в формулу  $\sigma_{sp}$  вводим с коэффициентом  $\gamma_{sp} = 0,9$ , т.е.  $\sigma_{sp} = (720 - 100) \cdot 0,9 = 558$  МПа

Нейтральная ось проходит в ребре, поэтому сечение рассчитывается как тавровое.

Уточняем высоту сжатой зоны бетона

$$x = \frac{R_s \cdot A_s \cdot \gamma_{s3} - \gamma_{b1} \cdot R_b (b'_f - b) h'_f}{\gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b}$$

$$x = \frac{696 \cdot 5,75 \cdot 1,1 - 8,5 \cdot 0,9 \cdot (116 - 29,53) \cdot 4,115}{8,5 \cdot 0,9 \cdot 29,53} = 7,44 \text{ см} > h'_f$$

Определяем предельный изгибающий момент  $M_{ult}$ , который может быть воспринят сечением элемента.

$$M_{ult} = \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + \gamma_{b1} \cdot R_b (b'_f - b) \cdot h'_f (h_0 - 0,5h'_f)$$

$$M_{ult} = 0,9 \cdot 0,85 \cdot 29,53 \cdot 7,44 \cdot (19,3 - 0,5 \cdot 7,44) + 0,9 \cdot 0,85 \cdot (116 - 29,53) \cdot 4,115 \cdot (19,3 - 0,5 \cdot 4,115) = 7312 \text{ кН} \cdot \text{см} = 73,12 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{tot} = 65,16 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

**Вывод:** несущая способность плиты обеспечена

## 5.2. Расчет железобетонных элементов по полосе между наклонными сечениями

В соответствии с п. 8.1.32 расчет изгибаемых железобетонных элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия

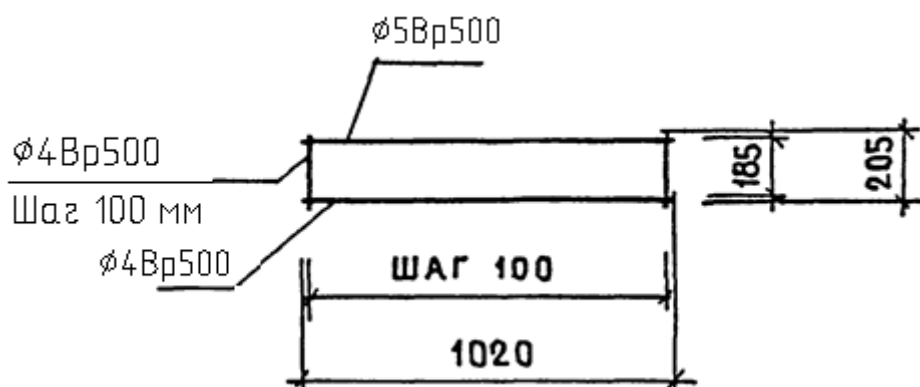
$$Q \leq \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0,$$

где  $Q$  - поперечная сила в нормальном сечении элемента;

$\varphi_{b1}$  - коэффициент, принимаемый равным 0,3.

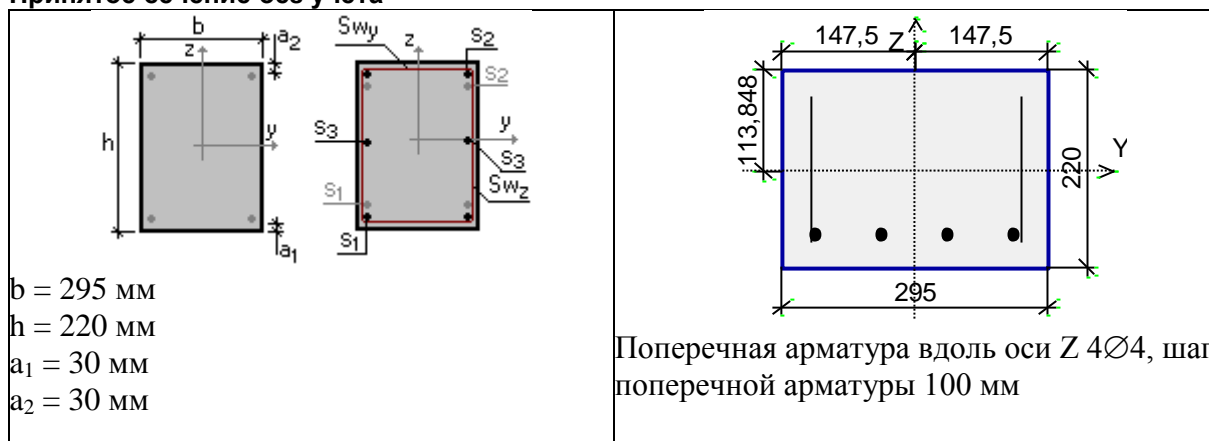
$$Q_{tot} = 42,04 \text{ кН} < 0,3 \cdot 0,9 \cdot 0,85 \cdot 29,53 \cdot 19,3 = 130,8 \text{ кН}$$

В соответствии с серией принимаем поперечное армирование 4 стержнями  $\varnothing 4$  мм Вр500 с шагом 100 мм.



Результаты проверки в программе АРБАТ, входящей в состав ПК SCAD 21.1.7.1

Принятое сечение без учета



$$Q_{tot} = 42,04 \text{ кН}$$

Проверено по СП	Проверка	Коэффициент использования
п.п. 8.1.33, 8.1.34	Прочность по наклонному сечению	0,69

**Вывод:** условие прочности наклонного сечения по поперечной силе выполнено.

## 6. Расчет по предельным состояниям второй группы

### 6.1. Определение геометрических характеристик

Геометрические характеристики приведенного сечения определяем по расчетному сечению.

Площадь приведенного сечения

$$A_{red} = b'_f \cdot h'_f + b_f \cdot h_f + b \cdot h + A_{sp} \cdot \alpha, \text{ здесь } \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{24000} = 8,33$$

$$A_{red} = 116 \cdot 4,115 + 119 \cdot 4,115 + 29,53 \cdot 13,77 + 5,75 \cdot 8,33 = 1421,6 \text{ см}^2$$

Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани

$$S_{red} = b'_f \cdot h'_f \cdot y_3 + b \cdot h \cdot y_2 + b_f \cdot h_f \cdot y_1 + A_{sp} \cdot \alpha \cdot a$$

$$y_3 = H - \frac{h_f}{2} = 22 - \frac{4,115}{2} = 19,94 \text{ см}$$

$$y_2 = H - h'_f - \frac{h}{2} = 22 - 4,115 - \frac{13,77}{2} = 11 \text{ см}$$

$$y_1 = \frac{h_f}{2} = \frac{4,115}{2} = 2,06 \text{ см}$$

$$a = 2,0 + \frac{1,4}{2} = 2,7 \text{ см}$$

Таким образом

$$S_{red} = 116 \cdot 4,115 \cdot 19,94 + 29,53 \cdot 13,77 \cdot 11 + 116 \cdot 4,115 \cdot 2,06 + 5,75 \cdot 8,33 \cdot 2,7 = 15103,7 \text{ см}^3$$

Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$I_{red} = \frac{b'_f \cdot h'^3_f}{12} + b'_f \cdot h'_f (y_0 - y_3)^2 + \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h (y_0 - y_2)^2 + \frac{b_f \cdot h^3_f}{12} + b_f \cdot h_f (y_0 - y_1)^2 + \alpha \cdot A_{sp} \cdot e_{0p1}^2,$$

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{15103,7}{1421,6} = 10,62 \text{ см}$$

$$e_{0p1} = y_0 - a = 10,62 - 2,7 = 7,92 \text{ см}$$

Отсюда

$$I_{red} = \frac{116 \cdot 4,115^3}{12} + 116 \cdot 4,115 \cdot (10,62 - 19,94)^2 + \frac{29,53 \cdot 13,77^3}{12} + 29,53 \cdot 13,77 \cdot (10,62 - 11)^2 + \frac{119 \cdot 4,115^3}{12} + 119 \cdot 4,115 \cdot (10,62 - 2,06)^2 + 8,3 \cdot 5,75 \cdot 7,92^2 = 88185,96 \text{ см}^4$$

Момент сопротивления приведенного сечения

-относительно нижней грани

$$W_{red}^{inf} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{88185,96}{10,62} = 8304 \text{ см}^3$$

-относительно верхней грани

$$W_{red}^{sup} = \frac{I_{red}}{H - y_0} = \frac{88185,96}{22 - 10,62} = 7749 \text{ см}^3$$

Упругопластический момент сопротивления

-относительно нижней грани

$$W_{pl}^{inf} = \gamma \cdot W_{red}^{inf} = 1,25 \cdot 8304 = 10380 \text{ см}^3$$

-относительно верхней грани

$$W_{pl}^{sup} = \gamma \cdot W_{red}^{sup} = 1,25 \cdot 7749 = 9686 \text{ см}^3$$

При  $\frac{b'_f}{b} = 3,93 < 6$  коэффициент  $\gamma = 1,25$  согласно табл. 4.1 «Пособия по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона» (к СП 52-102–2004)

Радиусы инерции

$$r_{sup} = \frac{W_{red}^{inf}}{A_{red}} = \frac{8304}{1421,6} = 5,84 \text{ см}$$

$$r_{inf} = \frac{W_{red}^{sup}}{A_{red}} = \frac{7749}{1421,6} = 5,45 \text{ см}$$

## 6.2. Определение потерь предварительного напряжения

Способ натяжения электротермический.

Находим первые потери:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4}$$

Потери от релаксации напряжений в арматуре

$$\sigma_{sp} = 0,9 \cdot R_s, n = 0,9 \cdot 800 = 720 \text{ МПа}$$

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 720 = 21,6 \text{ МПа}$$

Потери напряжений от температурного перепада  $\Delta\sigma_{sp2}$  в агрегатно-поточной и конвейерной технологии изготовления плит равны нулю.

Потери от деформации анкеров  $\Delta\sigma_{sp4}$  и стальной формы  $\Delta\sigma_{sp3}$  при электротермическом способе натяжения принимаются равными нулю, так как они учитываются при расчете длины заготовки арматуры.

Таким образом, первые потери  $\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} = 21,6 \text{ МПа}$ .

Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь

$$P_{(1)} = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp1}) = 0,000575 \cdot (720 - 21,6) = 0,40158 \text{ МН} = 401,58 \text{ кН}$$

Определяем вторые потери:

- от усадки бетона

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} E_s = 0,0002 \cdot 200000 = 40 \text{ МПа}$$

- от ползучести бетона

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\varphi_{b,cr} \alpha \sigma_{bp}}{1 + \alpha \mu_{sp} \left( 1 \pm \frac{e_{0p1} \nu_s A_{red}}{I_{red}} \right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})}$$

где  $\varphi_{b,cr} = 3,4$  – коэффициент ползучести бетона, при классе бетона В15 и нормальной влажности 40–75 % (по табл. 6.12 СП 63.13330.2012)

$$\mu_{sp} = \frac{5,75}{4,115 \cdot (116 + 119) + 29,53 \cdot 13,77} = 0,0042;$$

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} + \frac{P_{(1)} \cdot e_{0p1}^2}{I_{red}} - \frac{M_{gn} \cdot e_{0p1}}{I_{red}}$$

$$\mu_{sp} = \frac{401,58}{1421,6} + \frac{401,58 \cdot 7,92^2}{88185,96} - \frac{1730 \cdot 7,92}{88185,96} = 0,413 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} = 4,13 \text{ МПа}$$



$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot 3,4 \cdot 8,33 \cdot 4,13}{1 + 8,33 \cdot 0,0042 \cdot \left(1 + \frac{7,92 \cdot 7,92 \cdot 1421,6}{88185,96}\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot 3,4)} = \frac{93,58}{1,262} = 74,2 \text{ МПа}$$

Суммарные потери

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6} = 21,6 + 40 + 74,2 = 135,8 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}$$

Полученные потери, как и должно быть, оказались не менее 100 МПа

Усилие в арматуре с учетом всех потерь

$$P_{(2)} = A_{sp}(\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(1)}) = 0,000575 \cdot (720 - 135,8) = 0,3359 \text{ МН} = 335,9 \text{ кН}$$

### 6.3. Расчет трещинообразования на стадии эксплуатации

Находим момент трещинообразования:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl}^{inf} + P_{(2)}(e_{0pl} + r_{sup}) \cdot \gamma_{sp}$$

С учетом того, что  $\gamma_{sp} = 0,9$ , получим:

$$M_{crc} = 0,11 \cdot 10380 + 335,9 \cdot (7,92 + 5,84) \cdot 0,9 = 5764 \text{ кН} \cdot \text{см} = 57,64 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_{crc} = 57,64 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_n = 55,93 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

**Вывод:** от нормативных нагрузок трещины в плите не образуются.

## 7. Выводы.

По результатам расчетов по предельным состояниям первой и второй групп можно сделать вывод, что несущая способность плиты на действие изгибающего момента и перерезывающих сил обеспечена, трещины в плите от нормативных нагрузок не образуются.